

**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 1: Rebaudengo - Bologna**


PROGETTO DEFINITIVO		INFRA.TO <i>infrastrutture per la mobilità</i> INFRATRASPORTI.TO S.r.l.												
DIRETTORE PROGETTAZIONE Responsabile integrazione discipline specialistiche	IL PROGETTISTA													
Ing. R. Crova Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 60385	Ing. F. Rizzo Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 9337K	STRUTTURE E METODI COSTRUTTIVI STAZIONI SPECIALI – STAZIONE CIMAROSA/TABACCHI RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE INTERNE STAZIONE												
		ELABORATO								REV.		SCALA	DATA	
		Int.	Est.									-	30/09/2022	
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi		MT	L2	T1	A1	D	STR	SCI	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 1</td> <td style="padding: 2px;">CARTELLA</td> <td style="padding: 2px;">9.3.2</td> <td style="padding: 2px;">2</td> <td style="padding: 2px;">MTL2T1A1D</td> <td style="padding: 2px;">STRSCIR002</td> </tr> </table>	LOTTO 1	CARTELLA	9.3.2	2	MTL2T1A1D	STRSCIR002	<p>STAZIONE APPALTANTE</p> <p>DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio</p> <p>RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozzi</p>
LOTTO 1	CARTELLA	9.3.2	2	MTL2T1A1D	STRSCIR002		

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

INDICE

1.	PREMESSA	8
1.1	SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE	10
1.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	10
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	11
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
3.1	CALCESTRUZZI	14
4.1.1	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER I SOLAI DI STAZIONE E STRUTTURE INTERNE	14
4.1.2	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER DIAFRAMMI	14
3.2	ACCIAI PER ARMATURE IN C.A.	15
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	15
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	16
5.	PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE	19
5.1	ANALISI NUMERICHE E PROGETTAZIONE STRUTTURALE	19
5.2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	20
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO	21
5.4	CRITERI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	23
5.4.1	CARICHI	23
5.4.1.1	Azione sismica	23
6.	ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE STRUTTURALI	24
6.1	SOVRASTRUTTURE INTERNE	24
6.1.1	GENERALITÀ	24
6.1.2	MODELLO STRUTTURALE	26
6.1.3	CARICHI E COMBINAZIONI	30
6.1.4	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	37
6.1.4.1	Soletta di copertura	38
6.1.4.2	Soletta intermedia livello atrio	46
6.1.4.3	Soletta intermedia livello banchina superiore	54
6.1.4.4	Pilastri Definitivi	62
6.1.4.5	Barrette provvisori	66

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.2	SOLETTA DI FONDAZIONE	70
6.2.1	GENERALITÀ	70
6.2.2	CARICHI E COMBINAZIONI	73
6.2.3	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	77
6.3	ALTRE STRUTTURE INTERNE	85
6.3.1	GENERALITÀ	85
6.3.2	FODERE INTERNE	85
6.3.2.1.	ANALISI DEI CARICHI	86
6.3.2.2.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	90
6.3.2.3.	RISULTATI DELL'ANALISI	90
6.3.2.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	92
6.3.3.	FODERA IN CORRISPONDENZA DEL FORO SCALA	95
6.3.3.1.	ANALISI DEI CARICHI	97
6.3.3.2.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	101
6.3.3.3.	RISULTATI DELL'ANALISI	101
6.3.3.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	103
6.3.4.	BANCHINE E MURI SOTTOBANCHINE	107
6.3.4.2.	RISULTATI DELL'ANALISI	110
6.3.4.3.	VERIFICHE STRUTTURALI	112
6.3.5.	SCALE FISSE	116
6.3.5.1.	Carichi e combinazioni	117
6.3.3	RISULTATI DELL'ANALISI	119
6.3.4	VERIFICHE STRUTTURALI	121
7.	VALIDAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	127

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo	8
Figura 2.	Modello 3D – Stazione Cimarosa - Tabacchi	9
Figura 3.	Stralcio stratigrafia stazione Cimarosa-Tabacchi	17
Figura 4.	Schematizzazione metodo di Wood	23
Figura 5.	Modello di visualizzazione	24
Figura 6.	Modello 3D schematico	25
Figura 7.	Dettaglio di un nodo di intercettazione solaio-pilastro	27
Figura 8.	Soletta di copertura (livello strada)	28
Figura 9.	Soletta intermedia (livello atrio)	28



Figura 10. Soletta intermedia (livello banchina superiore)	29
Figura 11. Telaio longitudinale (asse B)	29
Figura 12. Telai trasversali (asse 2 e 3)	30
Figura 13. Carichi permanenti sulla soletta di copertura	31
Figura 14. Carichi variabili sulla soletta di copertura	31
Figura 15. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – livello atrio	33
Figura 16. Carichi variabili sulla soletta di intermedia – livello atrio	33
Figura 17. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – banchina superiore	35
Figura 18. Carichi variabili sulla soletta intermedia – banchina superiore	35
Figura 19. Carichi variabili sulla soletta intermedia – banchina superiore	36
Figura 20. Carichi permanente e variabili binario/treno	36
Figura 21. Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali	37
Figura 22. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	39
Figura 23. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	39
Figura 24. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	40
Figura 25. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	40
Figura 26. Taglio máximo $V_{max} = V_{132} + V_{232}$	41
Figura 27. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	43
Figura 28. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	43
Figura 29. Deformazione verticale Uz – SLE	45
Figura 30. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore – direzione trasversale	47
Figura 31. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore – direzione trasversale	47
Figura 32. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore – direzione longitudinale	48
Figura 33. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore – direzione longitudinale	48
Figura 34. Taglio massimo $V_{max} = V_{132} + V_{232}$	49
Figura 35. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	51
Figura 36. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	51
Figura 37. Deformazione verticale Uz – SLE	53
Figura 38. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	55
Figura 39. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	55
Figura 40. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	56
Figura 41. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	56
Figura 42. Taglio máximo $V_{max} = V_{132} + V_{232}$	57
Figura 43. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	59
Figura 44. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	60
Figura 45. Deformazione verticale Uz – SLE	61
Figura 46. Numerazione degli pilastri	62
Figura 47. Percentuale di rinforzo longitudinale	63
Figura 48. Rinforzo longitudinale	63



Figura 49. Rinforzo trasversale	64
Figura 50. Numerazione degli barrette provvisori	66
Figura 51. Percentuale di rinforzo longitudinale	67
Figura 52. Rinforzo longitudinale	67
Figura 53. Rinforzo trasversale	68
Figura 54. Modello solettone di fondo	70
Figura 55. Dettaglio di un nodo di intercettazione soletta-pilastro	71
Figura 56. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura	74
Figura 57. Sottopressione idrostatica a lungo termine	75
Figura 58. Deformazione della soletta di fondo	77
Figura 59. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	78
Figura 60. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	78
Figura 61. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	79
Figura 62. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	79
Figura 63. Taglio máximo $V_{max} = V_{132} + V_{232}$	80
Figura 64. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	82
Figura 65. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	82
Figura 66. Deformazione verticale Uz – SLE	84
Figura 67. Schemi di calcolo	85
Figura 68. Pressione del terreno	88
Figura 69. Pressione dell'acqua	89
Figura 70. Pressione sismica	89
Figura 71. Diagrammi Momento flettente	91
Figura 72. Diagrammi di Taglio	91
Figura 73. Rinforzo longitudinale (cm ² /m)	92
Figura 74. Diagramma di Momenti flettenti	93
Figura 75. Deformazione laterale	94
Figura 76. Schemi di calcolo	96
Figura 77. Pressione del terreno	99
Figura 78. Pressione dell'acqua	99
Figura 79. Pressione sismica	100
Figura 80. Diagramma Momento flettente	102
Figura 81. Diagrammi di Taglio	102
Figura 82. Rinforzo longitudinale (cm ² /m)	103
Figura 83. Momenti flettenti	104
Figura 84. Deformazione laterale	106
Figura 85. Modello di calcolo (banchina tipo 1 e 2)	107
Figura 86. Sovraccarichi permanenti	108
Figura 87. Sovraccarichi variabili	109


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Figura 88. Diagrammi momenti flettenti	111
Figura 89. Diagramma di Taglio	111
Figura 90. Envelope axial force diagram	112
Figura 91. Rinforzo longitudinale in cm ² /m	112
Figura 92. Diagramma del momento flettente SLE	114
Figura 93. Deformazione SLE	115
Figura 94. Modello delle scale fisse	116
Figura 95. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)	117
Figura 96. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)	118
Figura 97. Momenti flettenti e tagli	120
Figura 98. Momenti flettenti e taglio	120
Figura 99. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 1 (cm ² /m)	121
Figura 100. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 2 (cm ² /m)	122
Figura 101. Momenti flettenti	123
Figura 102. Reazioni e deformazione	125
Figura 103. Stage 1 e 2: Barrette provvisorie e soletta di copertura	133
Figura 104. Stage 3: Soletta di atrio	133
Figura 105. Stage 4: Soletta di banchina	134
Figura 106. Stage 5: Costruzione di pilastri definitive	134
Figura 107. Stage 6: Rimozione di barrette provvisorie	135
Figura 108. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	137
Figura 109. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	137
Figura 110. Forza di taglio V13	138
Figura 111. Forza di taglio V23	138
Figura 112. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	144
Figura 113. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	144
Figura 114. Forza di taglio V13	145
Figura 115. Forza di taglio V23	145
Figura 116. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	149
Figura 117. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	149
Figura 118. Forza di taglio V13	150
Figura 119. Forza di taglio V23	150
Figura 120. Assi locali nei pilastri	154
Figura 121. Forza assiale	154
Figura 122. Momento flettente M22 (attorno all'asse debole)	155
Figura 123. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)	155
Figura 124. Forza di taglio V22 (direzione longitudinale)	156
Figura 125. Forza di taglio V33 (direzione trasversale)	156
Figura 126. Assi locali nelle barrette	158


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Figura 127. Forza assiale	158
Figura 128. Momento flettente M22 (attorno all'asse debole)	159
Figura 129. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)	159
Figura 130. Forza di taglio V22 (direzione longitudinale)	160
Figura 131. Forza di taglio V33 (direzione trasversale)	160
Figura 132. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	162
Figura 133. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	162
Figura 134. Forza di taglio V13	163
Figura 135. Forza di taglio V23	163

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Parametri geotecnici	18
Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting	18
Tabella 3 Livelli di falda	18
Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV	20
Tabella 5 Parametri sismici del sito	20
Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)	21
Tabella 7 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)	22
Tabella 8 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)	22
Tabella 9 Armature soletta di copertura	41
Tabella 10 Capacità delle sezioni tipologiche	44
Tabella 11 Verifica deformazione	45
Tabella 12 Armature della soletta intermedia (Atrio)	49
Tabella 13 Capacità delle sezioni tipologiche	52
Tabella 14 Verifica deformazione	53
Tabella 15 Armature della soletta intermedia (Banchina)	57
Tabella 16 Capacità delle sezioni tipologiche	60
Tabella 17 Verifica deformazione	61
Tabella 18 Armature barrette 3.00x0.70	64
Tabella 19 Armature barrette 4.00x0.70	64
Tabella 20 Armature barrette 2.80x1.20	68
Tabella 21 Armature soletta di fondo	80
Tabella 22 Capacità delle sezioni tipologiche	83
Tabella 23 Verifica deformazione	84
Tabella 24 Spessore delle fodere	86
Tabella 25 Calcolo carichi da quota -3,0m a -7,95m	87


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Tabella 26 Calcolo carichi da quota -8,95m a -16,05m	87
Tabella 27 Combinazione dei carichi	90
Tabella 28 Armature fodere	92
Tabella 29 Verifica deformazione	95
Tabella 30 Spessore delle fodere	96
Tabella 31 Calcolo carichi da quota -3,00m a -16,05m	98
Tabella 32 Calcolo carichi da quota -8,95m a -24,45m	98
Tabella 33 Combinazione dei carichi	101
Tabella 34 Armature fodere scala 1	103
Tabella 35 Armature fodere scala 2	104
Tabella 36 Verifica deformazione	106
Tabella 37 Verifica deformazione	115
Tabella 38 Verifica deformazione	126
Tabella 24 Risultati estratti da Plaxis e SAP2000 con la variazione percentuale	127
Tabella 39 Calcolo incremento dinamico	167
Tabella 40 Calcolo incremento dinamico	172

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 e alle barrette provvisorie della Stazione Cimarosa-Tabacchi.

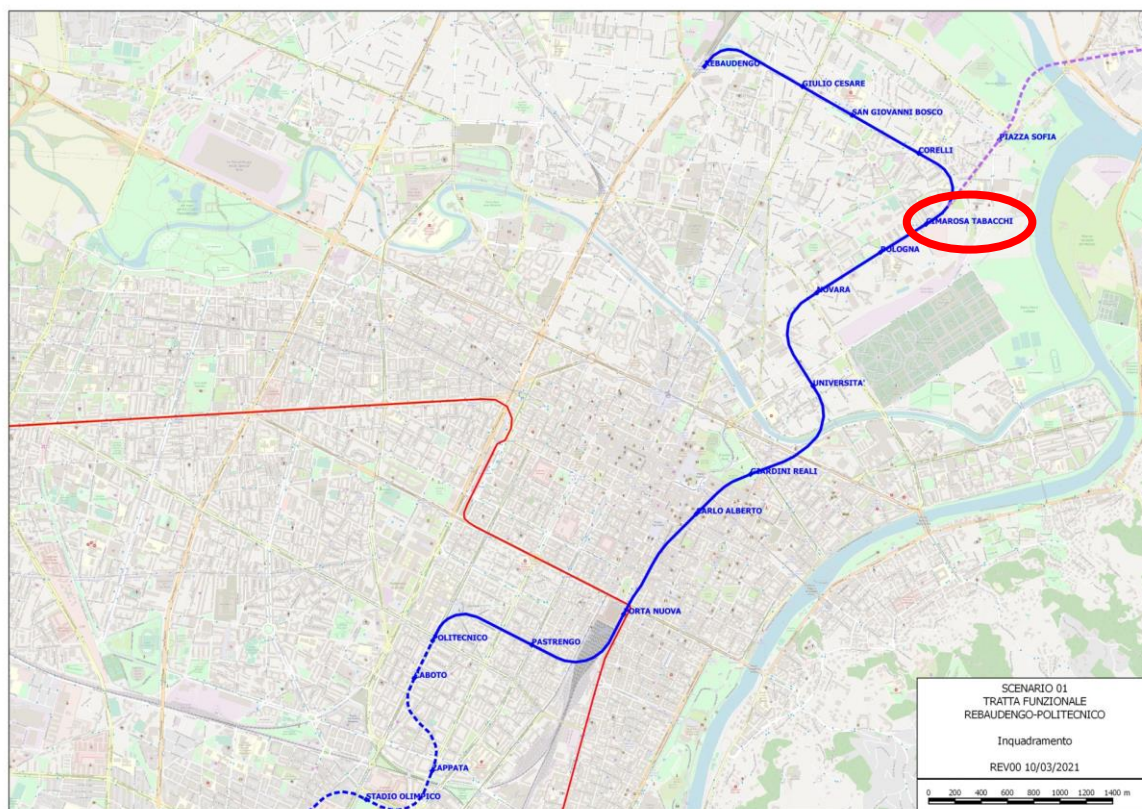


Figura 1. Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

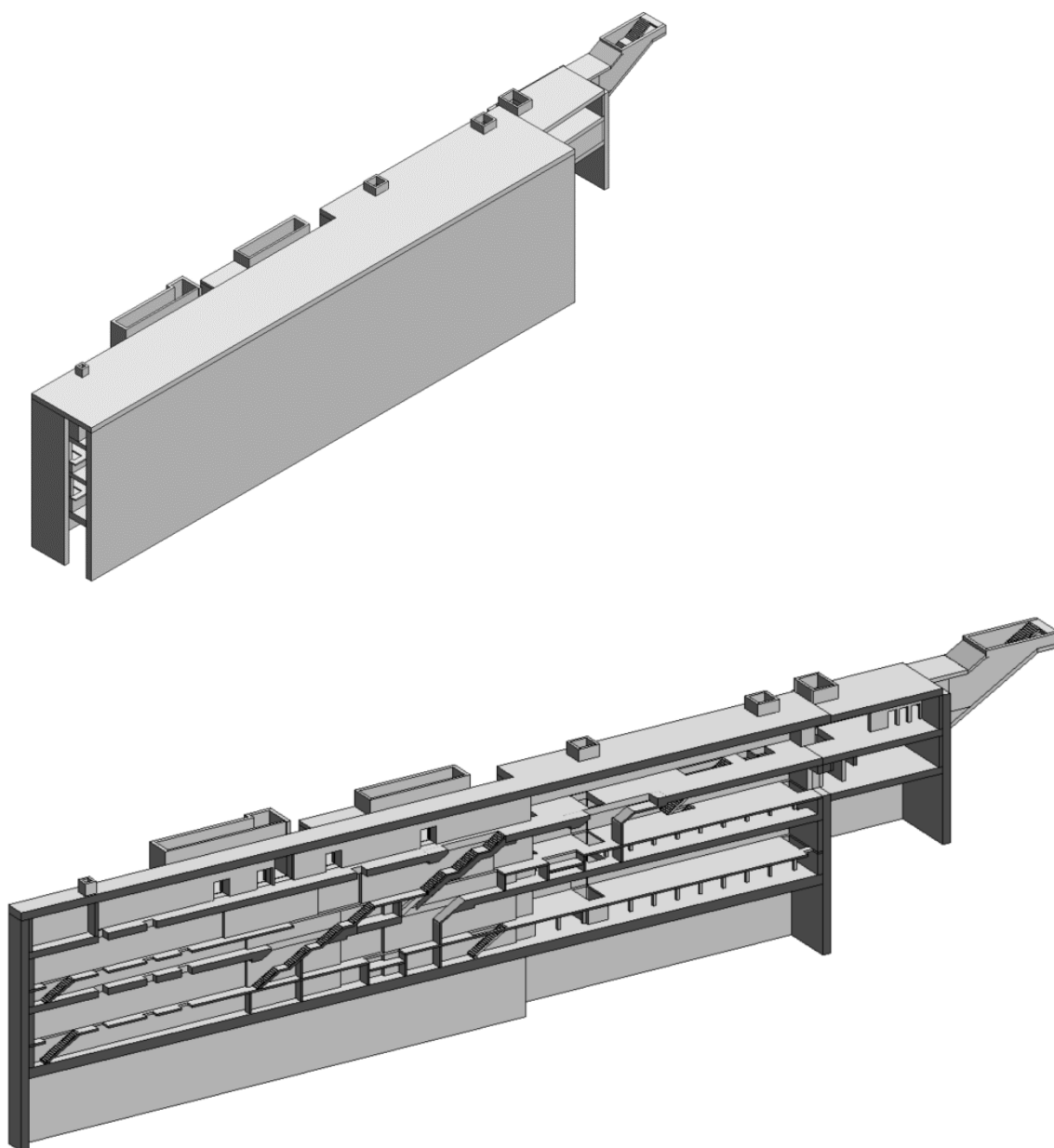



Figura 2. Modello 3D – Stazione Cimarosa - Tabacchi

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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 Cimarosa-Tabacchi è un manufatto interrato a tre livelli, con fondo scavo posto alla quota circa -27 m rispetto al piano campagna. Al suo interno troviamo una soletta di fondo di spessore pari a 1.50 m, un piano banchina a quota circa -16 m, un piano atrio intorno a quota -8 m e una soletta di copertura di 1.20 m il cui estradosso è circa a -2 m rispetto al piano campagna.

La stazione verrà realizzata attraverso la tecnologia esecutiva di tipo top-down caratterizzata da uno scavo sostenuto da diaframmi contrastati da solai permanenti. I diaframmi presentano spessore di 1.2 m ed un immorsamento al di sotto del fondo scavo di 10.85 m. La stabilità del fondo scavo è garantita da un tampone di fondo realizzato mediante colonne in Jet Grouting. Data la luce della stazione, durante le fasi di scavo, la sezione più larga verrà realizzata utilizzando delle barrette temporanee per il sostegno delle solette intermedie e di copertura che verranno poi rimossi una volta che saranno realizzate le barrette interne permanenti.

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 30 cm. 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.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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"

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

- 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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzi

4.1.1 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/m³

Classe di Esposizione *XC3 (Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata / Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia)*

4.1.2 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/m³

Classe di Esposizione *XC2 (Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo / Molte fondazioni)*

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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:	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$	$\gamma = 78 \text{ KN/m}^3$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo scavo della stazione denominata Cimarosa-Tabacchi è interessato da una coltre superiore di circa 2 m di terreno superficiale denominato Unità 1. A livelli più profondi è presente il materiale ghiaioso sabbioso denominato unità geologica U2 e potenzialmente anche l'Unità U7 (argille limose compatte, Marne di S. Agata) che non viene considerata nella presente fase di progettazione per le ragioni indicate di seguito.

La definizione della quota superiore dell'unità U7 nel profilo MTL2T1A0DGEOSCIT001 si basa su un unico nuovo sondaggio avente profondità 30m (SP-D27). Gli altri sondaggi eseguiti durante le diverse campagne indagini risultano meno profondi e non intercettano le unità U7.

Le indagini geofisiche eseguite (MASW) non individuano un confine netto tra gli strati alluvionali superficiali e i livelli sottostanti e non possono essere utilizzate a conferma della stratigrafia attesa in profondità.

Il limite geologico è pertanto indicato negli elaborati MTL2T1A0DGEOSCIT001 e MTL2T1A0DGEOGENTO003.5 come "limite presunto" e permane incertezza in merito alla profondità e continuità dello strato in questione.

Il criterio alla base delle assunzioni è garantire la fattibilità della soluzione considerato l'attuale livello di progettazione e la limitatezza delle informazioni. Pertanto, il progetto della stazione è basato sui profili geotecnici e le interpretazioni precedenti la campagna indagini 2021. Nella successiva fase di progettazione si potranno rivedere le soluzioni a valle di una specifica campagna indagini volta alla conferma del limite geologico della U7, con conseguente possibilità di ottimizzazioni del tampone di fondo.


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Tabella 1 Parametri geotecnici

U1 (Terreno superficiale)					U2 (Ghiaie e sabbie)				
γ	ϕ	c	E	v	γ	ϕ	c	E	v
[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]
19	29	1	15	0.3	19	36	10	150	0.3

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

Parametri JG					
γ	ϕ	c	UCS	E	v
[kN/m ³]	[°]	[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 ed è pari a:

Tabella 3 Livelli di falda

	m da p.c.	m.s.l.m
Livello piezometrico 2021 (MTL2T1A0DGEOSCIT001)	-11.2 m	+211.3
Livello piezometrico 2018 da p.c.	-10.5 m	+212.0
B T (+1.5 da livello piezometrico di riferimento) - Fase costruttiva	-9.0 m	+213.5
L T (+3 da breve termine) - Ultimo stage	-6.0 m	+216.5

Il criterio alla base delle assunzioni è garantire la fattibilità della soluzione considerato l'attuale livello di progettazione e la limitatezza delle informazioni. Nella seguente fase di progettazione si potranno rivedere le soluzioni a valle di una specifica campagna indagini (volta, ad esempio, alla definizione del livello inferiore della unità 2 con possibilità di ottimizzazioni del tampone di fondo).

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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 alle sovrastutture interne per le quali è stato sviluppato un modello tridimensionale agli elementi finiti che considera il solaio di copertura, i solai intermedi e le colonne interne provvisorie (barrette) e pilastri definitivi.

Il secondo corrisponde al solettone di fondo per la quale 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 e 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 NTC, 2018. I metodi di analisi utilizzati sono della tipo statico lineare.

Per lo stato limite di esercizio (SLE) vengono verificate le larghezze delle fessure e le tensioni 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 di resistenza (SLU) vengono verificati gli elementi frame/beam soggetti a carico assiale, momento flettente e taglio, secondo le specifiche NTC, 2018. Negli elementi shell, per

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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*).

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

VN [anni]	Cu	VR [anni]	PVR	TR [anni]
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

Stazione	a_g [g]	F0	T*c [sec]

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

CIMAROSA	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:

- *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)



		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

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

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFFICIENTE PARZIALE γ_M	(M1)	(M2)
<i>Tangente dell'angolo di resistenza al taglio</i>	$\tan \phi'_k$	$\gamma_{\phi'}$	1,0	1,25
<i>Coesione efficace</i>	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
<i>Resistenza non drenata</i>	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
<i>Peso dell'unità di volume</i>	γ	γ_r	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)

VERIFICA	COEFFICIENTE PARZIALE (R1)	COEFFICIENTE PARZIALE (R2)	COEFFICIENTE PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$



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 sovraspinta sismica del terreno su una parete interrata.

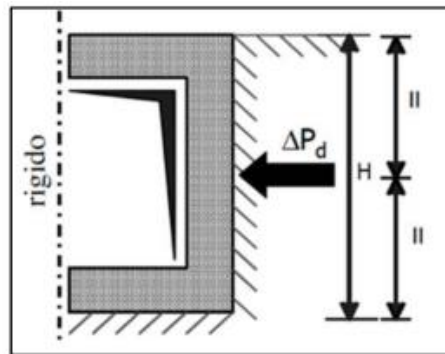


Figura 4. Schematizzazione metodo di Wood

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 γ 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 Sovrastrutture Interne

6.1.1 Generalità

Le *sovrastutture interne* considerano il solaio di copertura (piano strada), i solai intermedi (piano atrio e banchina superiore), e le colonne interne sia provvisorio (barrette) che definitivo (pilastri), 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 Cimarosa (SCI) in fase finale. La Figura 6 mostra uno schema semplificato del modello di analisi strutturale, evidenziando la disposizione degli elementi di tipo *frame* utilizzati per modellare le pilastri finale, dal solaio di copertura al solettone di fondo, e degli elementi di tipo *shell* utilizzati per modellare il solai di copertura, atrio e della banchina superiore.

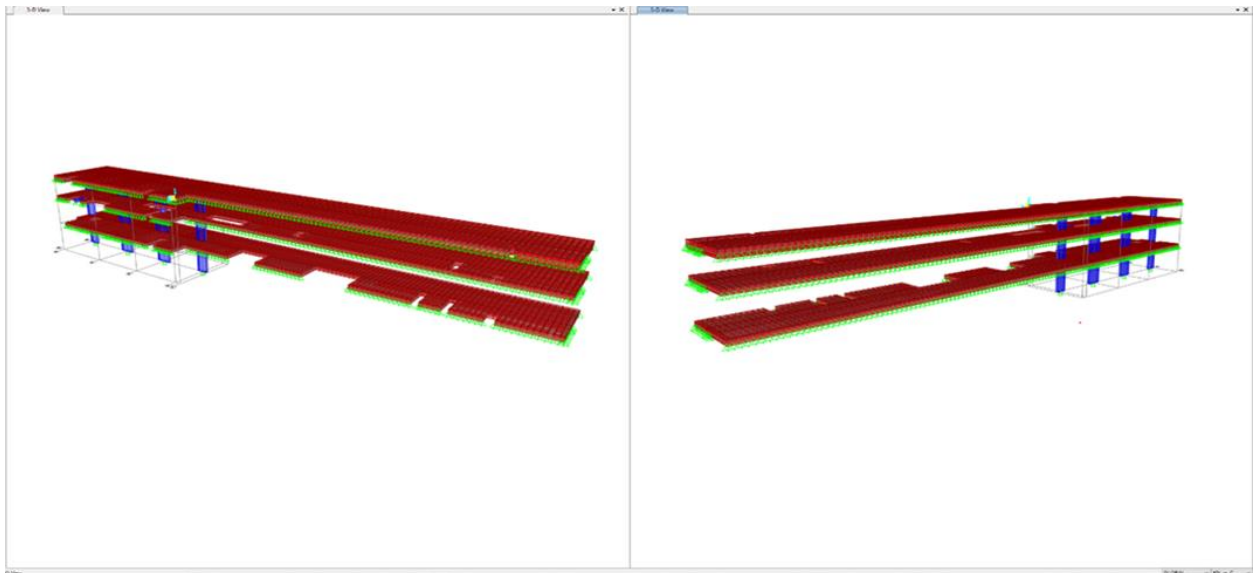


Figura 5. Modello di visualizzazione

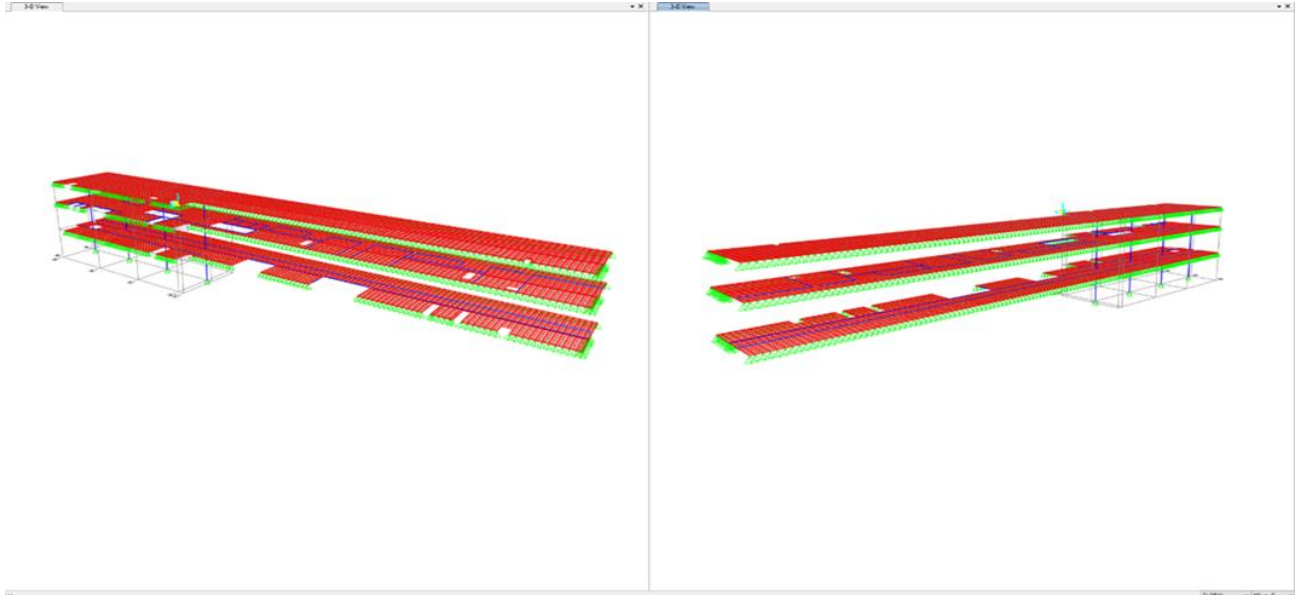


Figura 6. Modello 3D schematico

Il solaio di copertura è costituito da un soletta piena di spessore 1,20m, semplicemente appoggiato ai diaframmi perimetrali di spessore 1,20m. Tale ipotesi si basa sul fatto che non è possibile garantire un collegamento rigido affidabile tra soletta di copertura e diaframmi, oltre a rappresentare un'ipotesi più conservativa per la verifica strutturale della soletta di copertura.

Il solai intermedie sono costituiti da una soletta piena di spessore 1,00m, 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 ± 15 cm.

Le barrette provvisorie saranno realizzate dalla superficie con dimensioni 2,80x1,20m e situate fuori fase con la posizione delle pilastri finali. A livello delle solette intermedie, saranno previste nicchie di 0,30m e 0,20m di profondità e 1,30m di altezza per garantire l'efficace sostegno e collegamento dei solai.

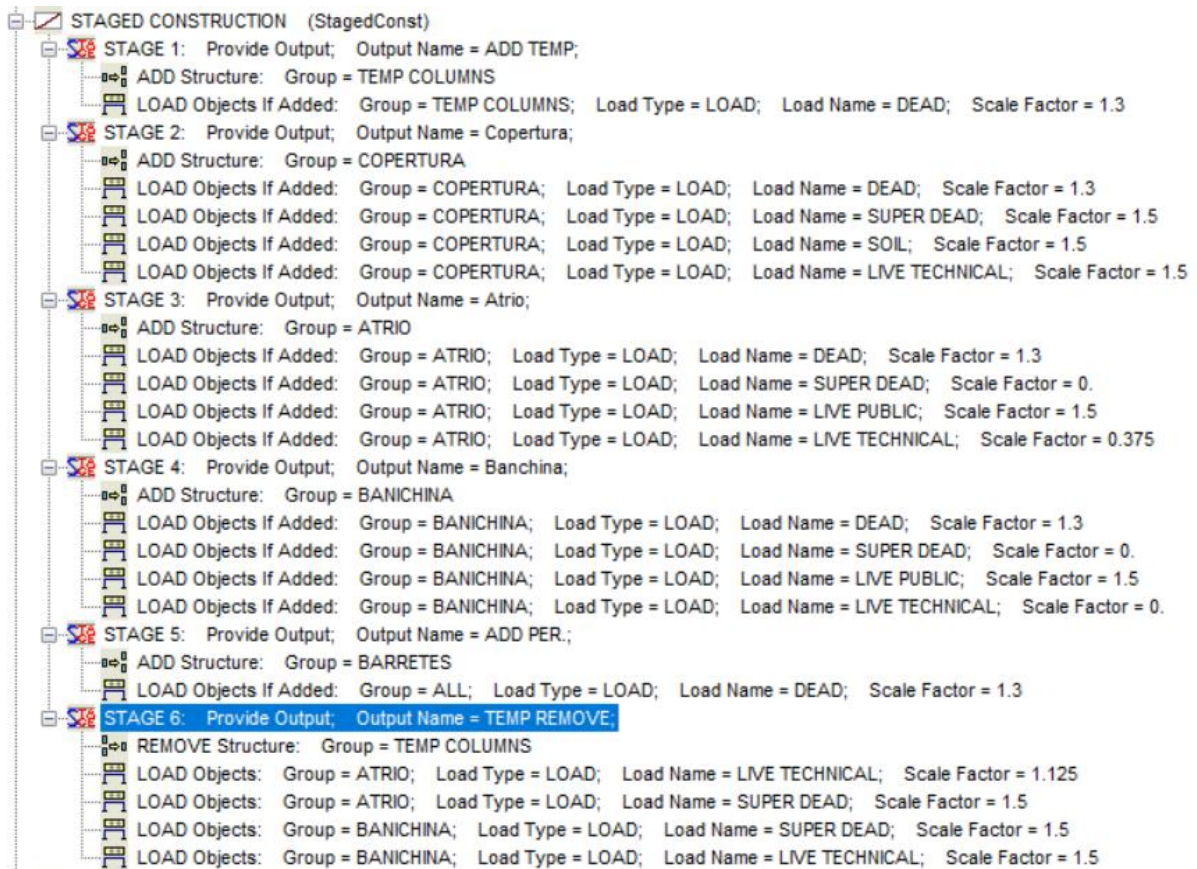
I pilastri finali sono di 3,00x0,70m e 4,00x0,70m e saranno realizzate in salita, del solettone di fondo alla soletta di copertura. Infine le barrette provvisorie verranno rimosse. La demolizione delle barrette provvisorie deve raggiungere almeno un metro sotto la soletta di fondo per garantire la disconnessione delle restanti fondazioni interrate.



6.1.2 Modello strutturale

Per la progettazione sono stati considerati tre modelli di analisi; la prima che riproduce la sequenza di costruzione attraverso un'analisi del tipo *Staged Construction* per riprodurre il trasferimento delle forze dalle barrette provvisorie alle pilastri finali. Il secondo modello riproduce lo stato definitivo con le barrette provvisorie e il terzo modello riproduce lo stato definitivo con le pilastri finale. Questi ultimi due modelli sono stati utilizzati per la verifica strutturale delle barrette provvisorie e delle pilastri finale.

I modelli strutturale consistono di un modello tridimensionale agli elementi finiti che considera il solaio di copertura, i solai intermedi (atrio e banchina) e le colonne interne (barrette e pilastri finali). In particolare, per tenere in considerazione della sequenza costruttiva è stata implementata un'analisi del tipo *Staged Construction*, che è un tipo di analisi statica non lineare che consente di riprodurre le diverse fasi di costruzione, aggiungendo o rimuovendo porzioni della struttura e schemi di carico. L'ALLEGATO A presenta graficamente della sequenza costruttiva.





Per l'identificazione della porzione del nodo rigido rappresentativa dell'intersezione delle barrette/pilastrini con i solai, la strategia utilizzata consiste nel definire una *mesh* delle solette che garantisca la corrispondenza dei nodi del modello con il perimetro delle barrette. La Figura 7 mostra il dettaglio di un nodo di intersezione tra la soletta intermedia di spessore 1,00 m e un pilastro di 2,80x0,60 m. Assegnando un *Body Constraints* ai nodi evidenziati, è possibile simulare l'estensione della porzione rigida della soletta in prossimità del nodo centrale ed ottenere le sollecitazioni agenti sulla soletta in corrispondenza diretta delle facce delle barrette. Analogamente, per le barrette, sono stati considerati degli *End Offsets* ad entrambe le estremità dell'elemento, con dimensioni pari alla metà dello spessore della soletta, per simulare la porzione rigida della barretta in prossimità del nodo, ed ottenere le forze agenti su la barretta in corrispondenza diretta delle facce superiore e inferiore dei solai. Questa considerazione del modello è stata applicata a tutti i nodi solaio-barrette del modello strutturale.

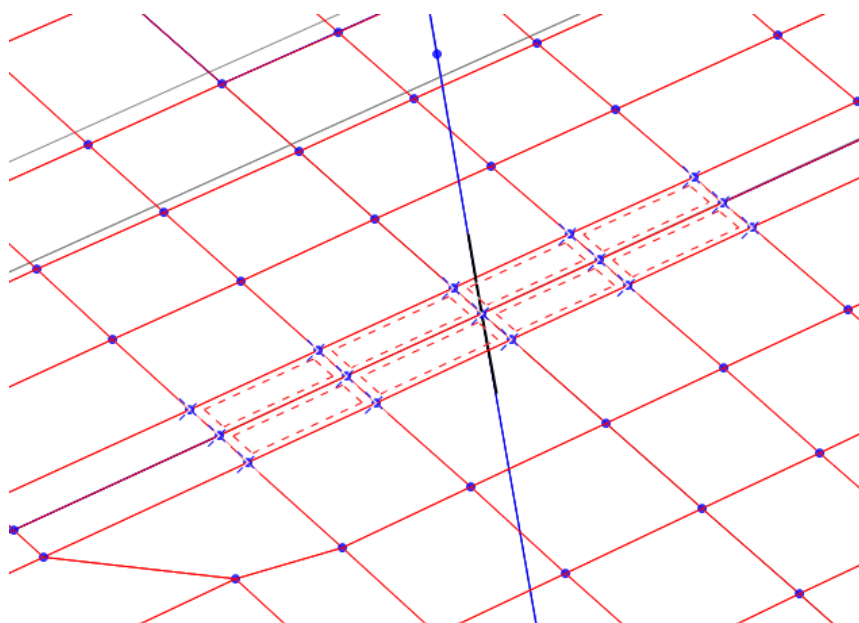



Figura 7. Dettaglio di un nodo di intercettazione solaio-pilastro

Il modello strutturale riproduce fedelmente la distribuzione delle aperture disposte sulla soletta di copertura e sui solai intermedi. Le Figure 8, 9 e 10 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. Le Figure 11 e 12 mostrano le elevazioni dei telai longitudinali e trasversali. Si assume che le barrette siano incastrate a livello del solettone di fondo.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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 8. Soletta di copertura (livello strada)

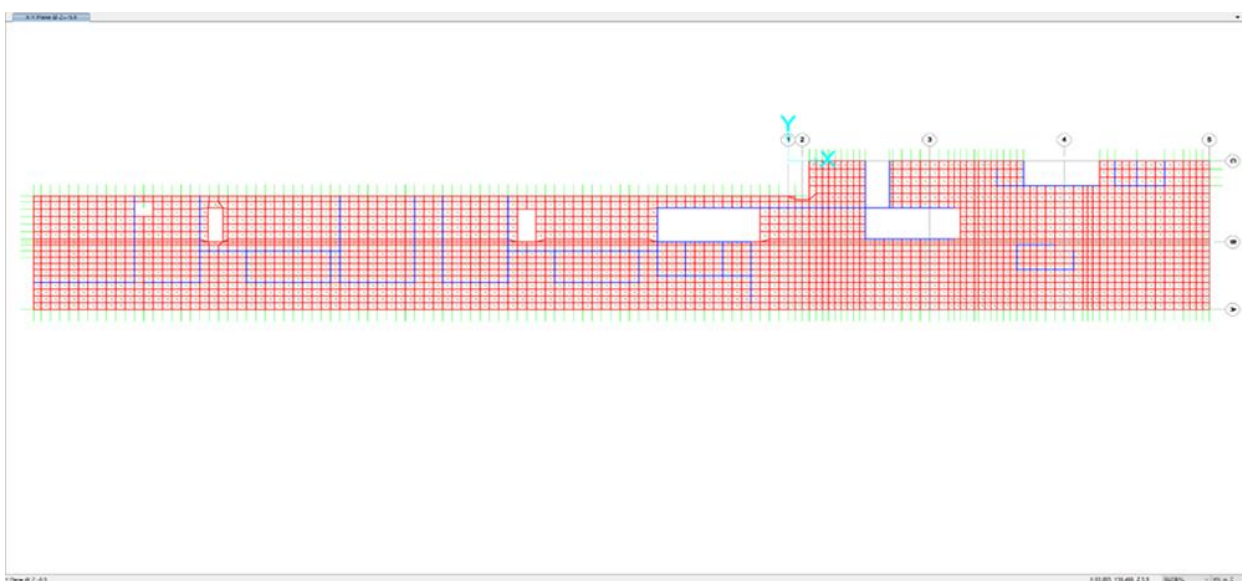


Figura 9. Soletta intermedia (livello atrio)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

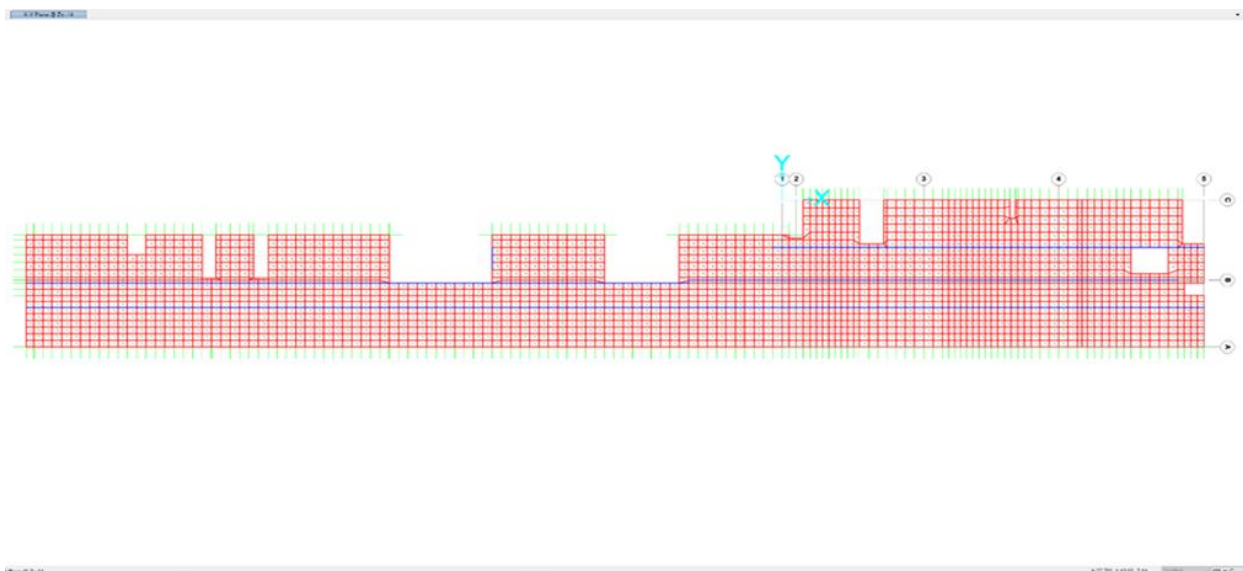


Figura 10. Soletta intermedia (livello banchina superiore)

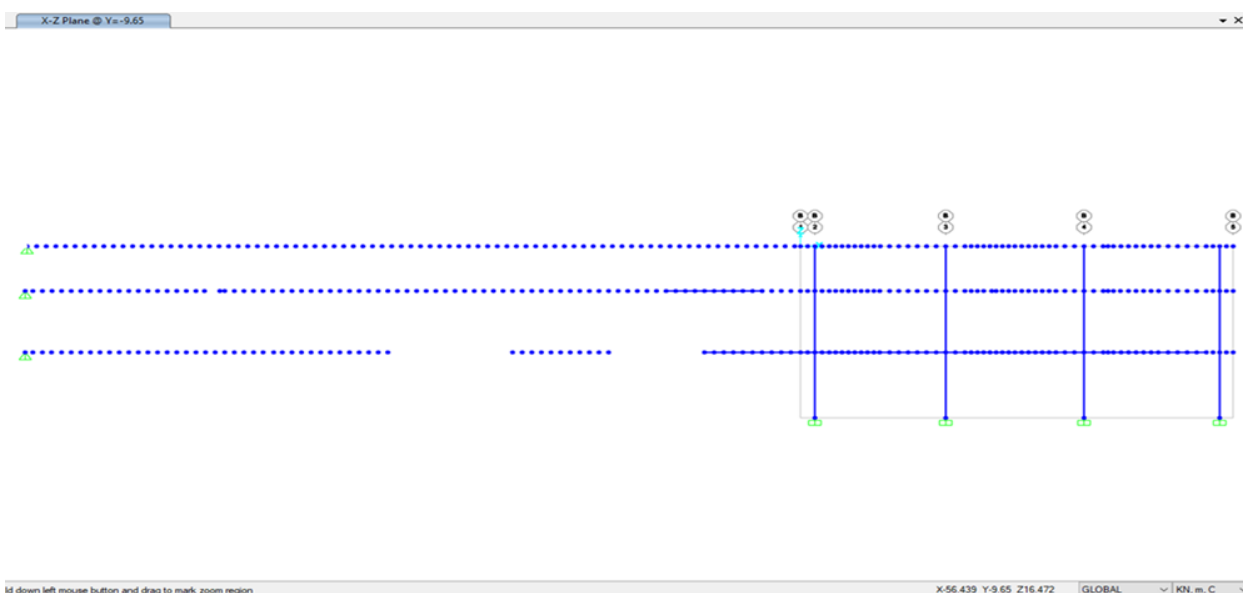


Figura 11. Telaio longitudinale (asse B)

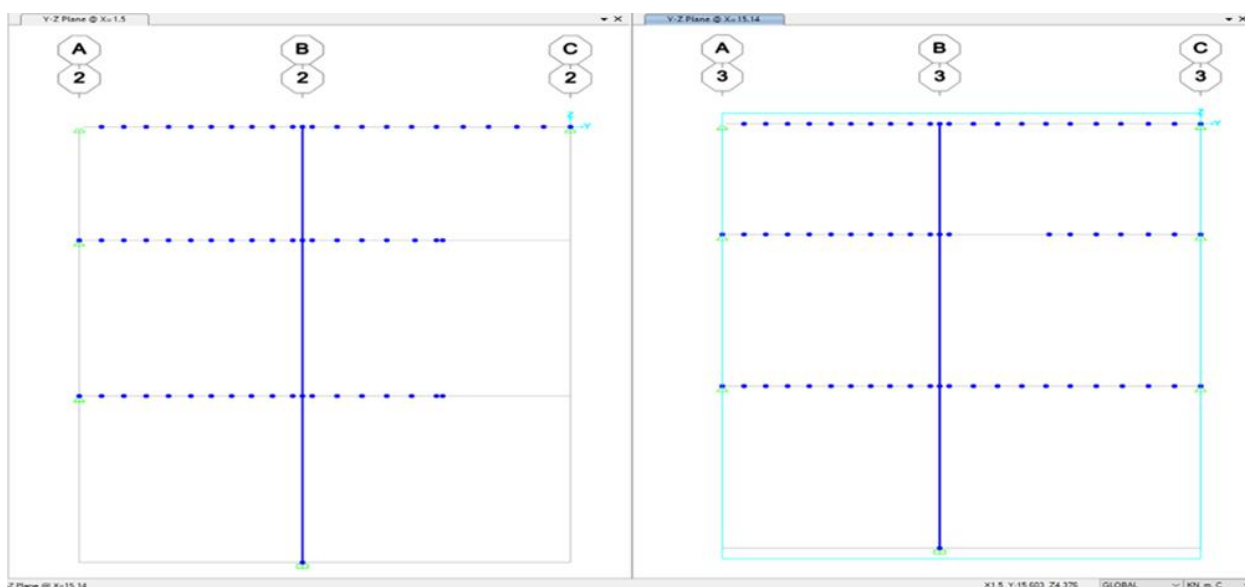


Figura 12. Telai trasversali (asse 2 e 3)

6.1.3 Carichi e combinazioni

- Soletta di copertura:

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)

Massetto per formazione pendenze = $0,15\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,60 \text{ kN/m}^2$ (G_2 - S_Dead)

Rinterro = $(1,80 + 0,50)\text{m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 46,0 \text{ kN/m}^2$ (G_3 - Rinterro)

Carichi variabili:

Sovraccarichi esterni = $20,0 \text{ kN/m}^2$ (Q_1 - Live)

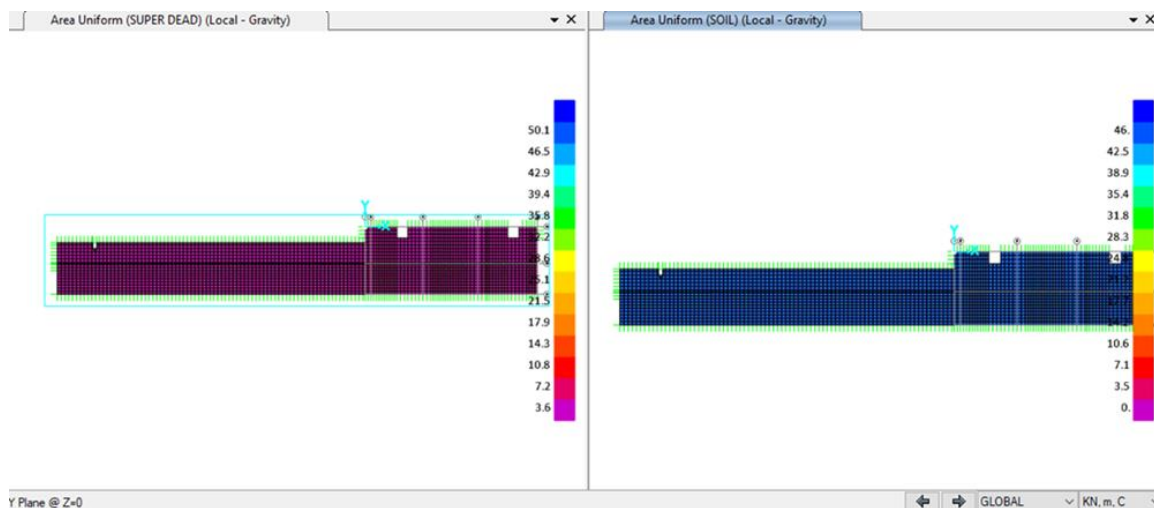


Figura 13. Carichi permanenti sulla soletta di copertura

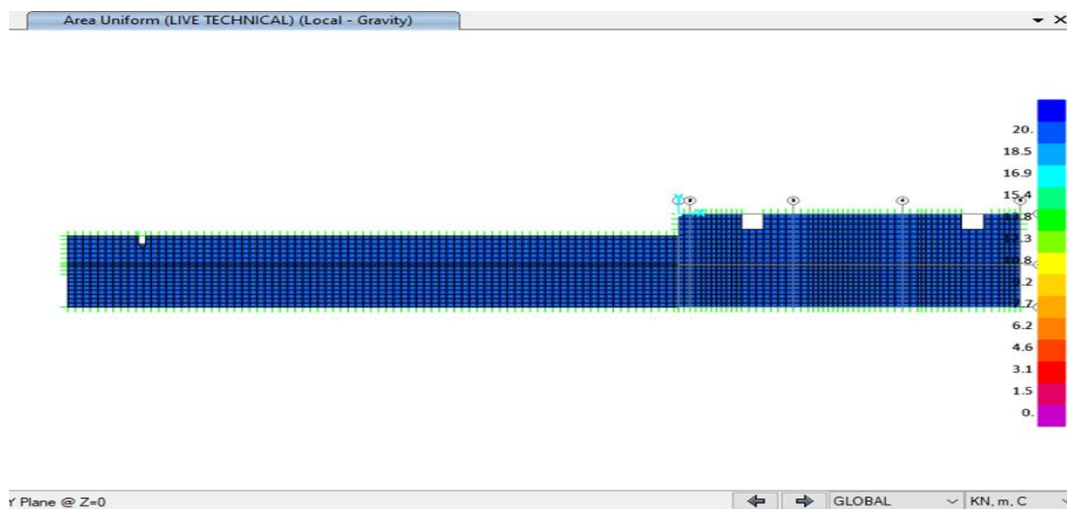



Figura 14. Carichi variabili sulla soletta di copertura

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

- Solaio intermedio (livello atrio):

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente) $1,00\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^2$ (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) = $3,30 \text{ kN/m}^2 \times 5,25\text{m} = 17,35 \text{ N/m}$ (G_2 - S_Dead)

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

Altezza libera dei divisioni interni H (m) = 5,25m (Nota 1)

Vasca Antincendio= $\gamma_w \times H_w$ (kN/m^2) = $9,80 \text{ kN/m}^3 \times 4,75\text{m} = 46,5 \text{ kN/m}^2$ (G_3 - S_Dead)

Altezza libera acqua H_w (m) = 4,75m

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*.

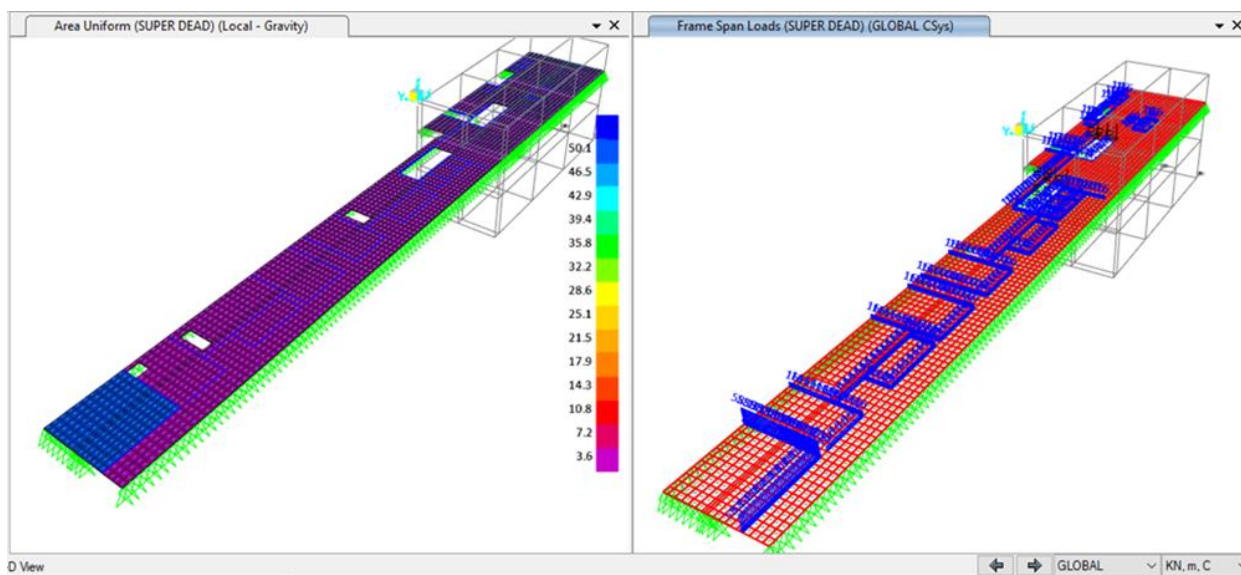


Figura 15. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – livello atrio

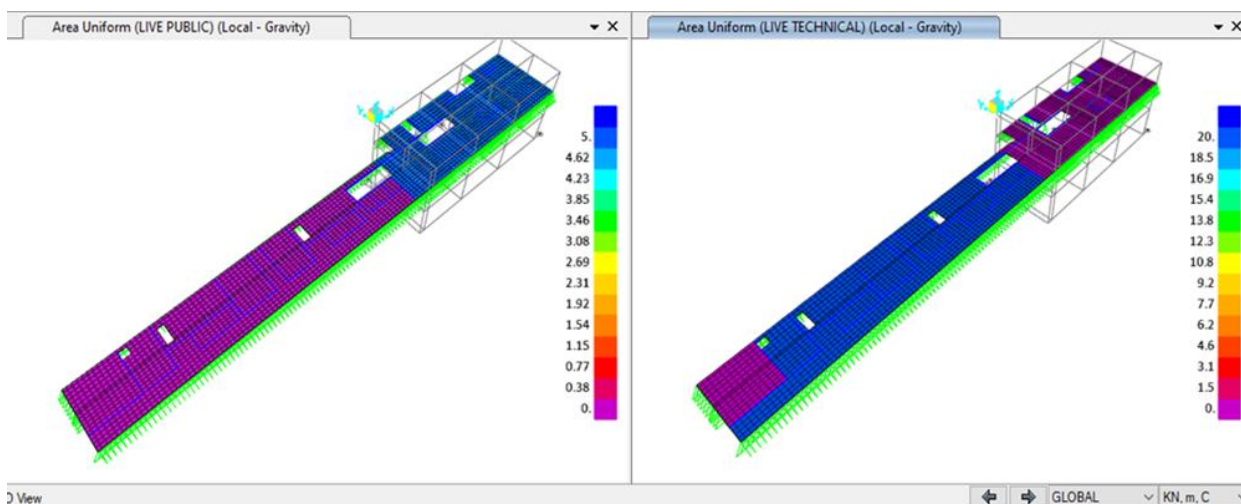



Figura 16. Carichi variabili sulla soletta di intermedia – livello atrio

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

- Solaio intermedio (livello banchina superiore):

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente) $1,00\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^2$ (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) = $3,30 \text{ kN/m}^2 \times 4,60\text{m} = 15,20 \text{ N/m}$ (G_2 - S_Dead)

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

Altezza libera dei divisioni interni H (m) = 4,60m

Muri sottobachina: I carichi provenienti dalla soletta 30cm della banchina superiore alla quota -13,45m sono stati applicati come carichi distribuiti sui muri sottobanchina, calcolato come il carico uniforme distribuito dovuto ai carichi permanenti e variabili, moltiplicato per la larghezza efficace. (Nota 1)

Riempimento binario = $H_1 \times \gamma_c = 1,50\text{m} \times 24\text{kN/m}^3 = 36 \text{ kN/m}^2$

H_1 = altezza di riempimento = Cota P.F. - Cota soletta = $-14,55 - (-16,05) = 1,50\text{m}$

Carichi variabili: (Q_1 - Live)

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

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

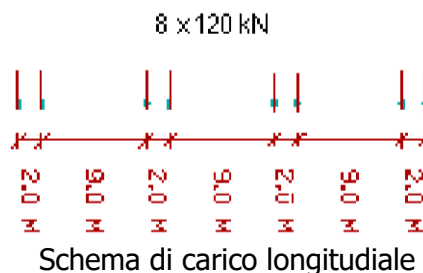
Sovraccarichi aree tecniche (sistema) = $20,0 \text{ kN/m}^2$

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*.

Sovraccarico del Treno:

- Fattore di carico = 1,50
- Fattore amplificazione dinamica = 1,25
- Larghezza binario = 3,60m

$Q_{eq} = 1.25 \times 2 \times 120 / (9 + 2) / 3,60 = 7,60 \text{ kN/m}^2$





CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

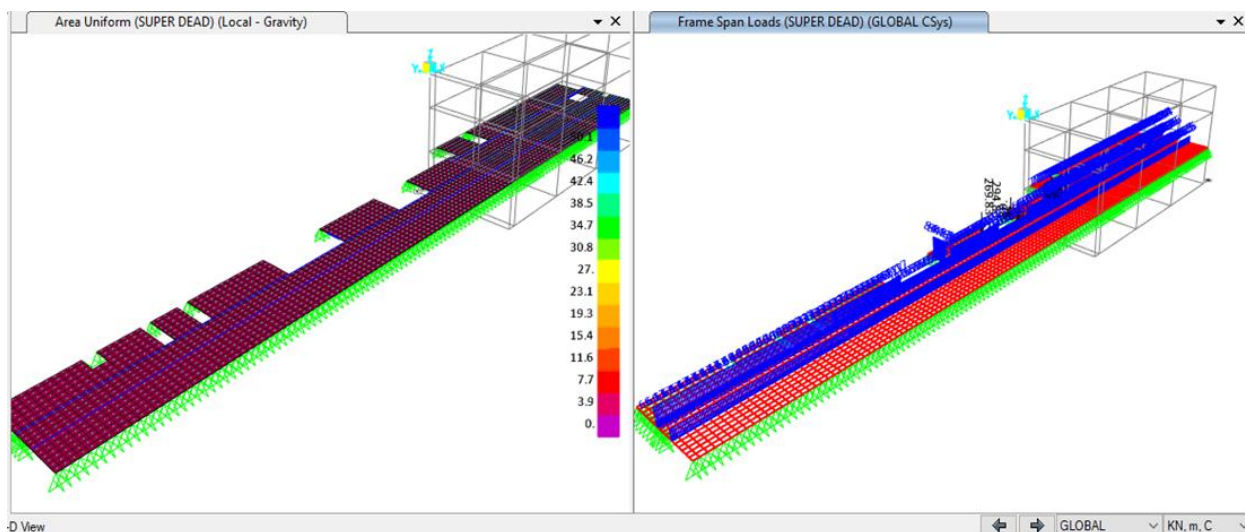


Figura 17. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – banchina superiore

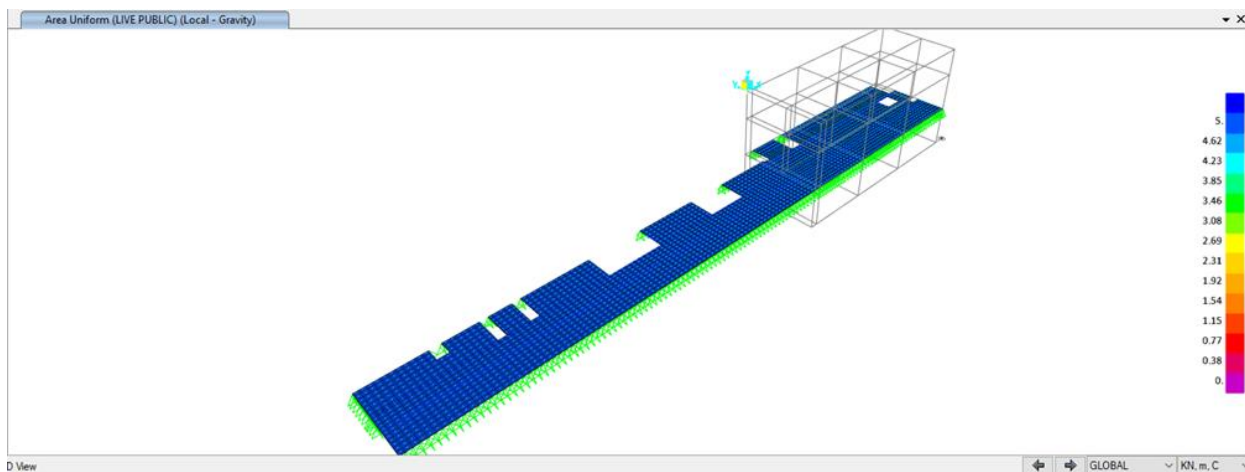


Figura 18. Carichi variabili sulla soletta intermedia – banchina superiore

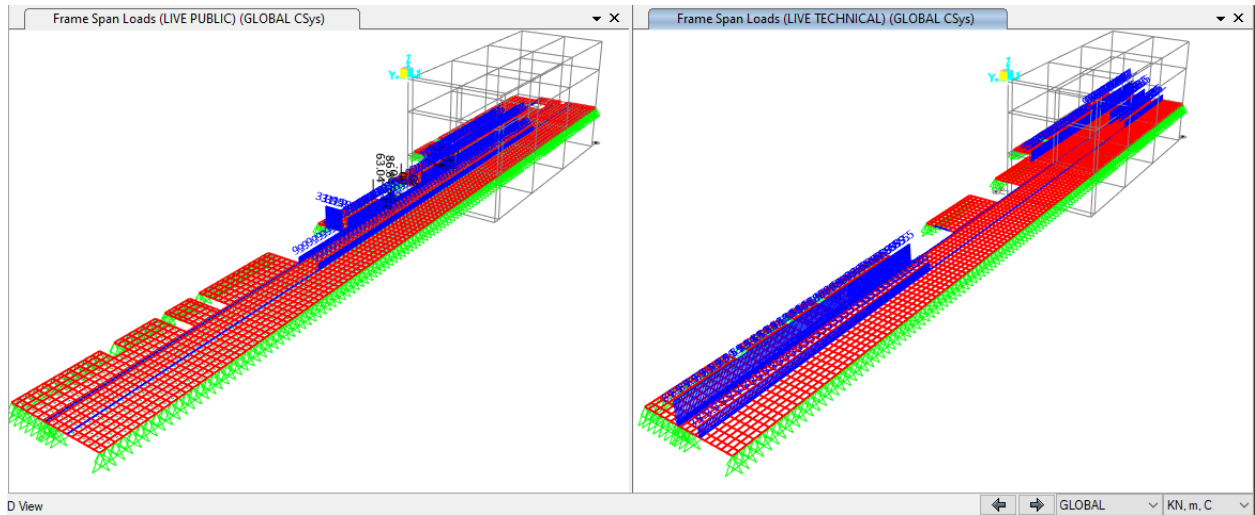


Figura 19. Carichi variabili sulla soletta intermedia – banchina superiore

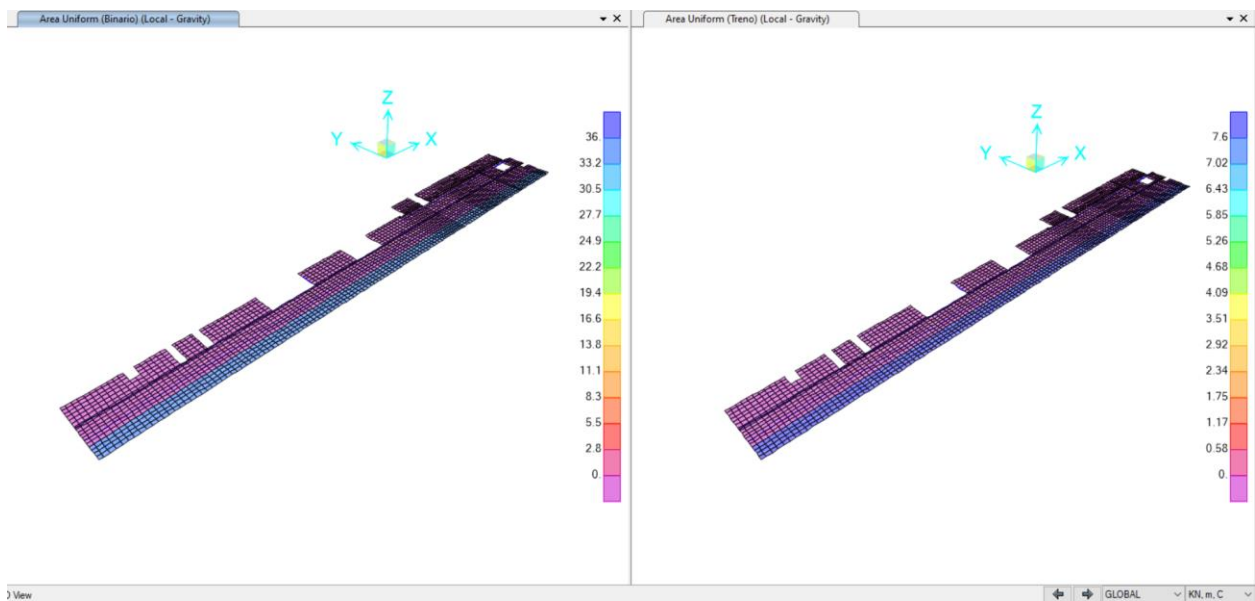


Figura 20. Carichi permanente e variabili binario/treno



Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC, 2018.

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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

6.1.4 Risultati e verifiche strutturali

Nei paragrafi seguenti sono riportati i risultati della combinazione SLE e gli involuppi 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.

La Figura 21 mostra una vista della deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali.

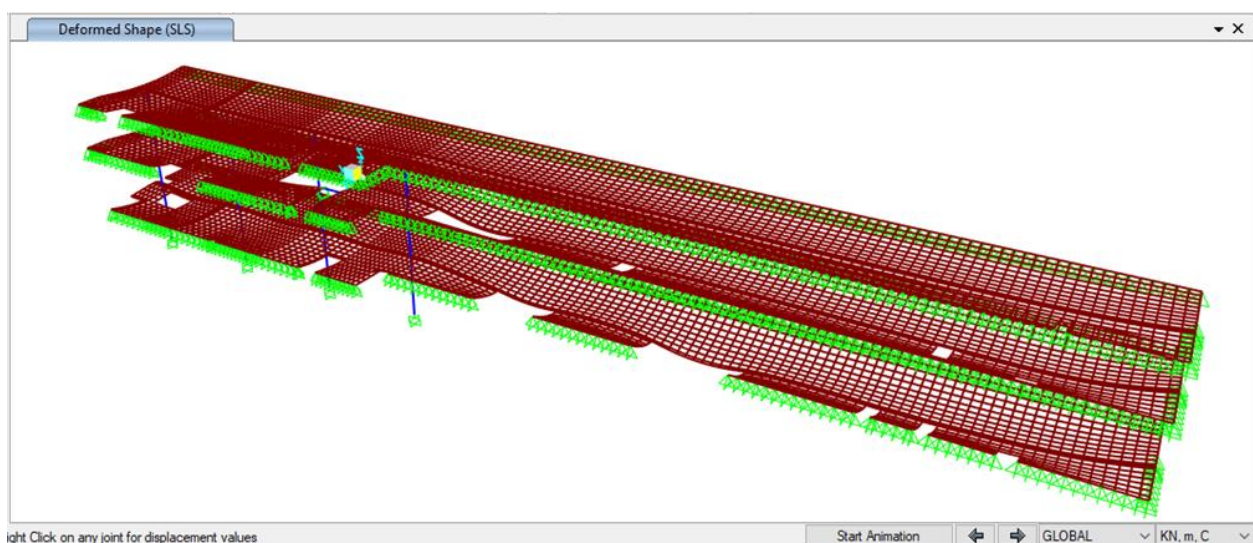



Figura 21. Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.1.4.1 Soletta di copertura

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

- Verifiche SLU – Soletta di copertura (livello strada)

i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC §4.1.6.1.1.

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

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm²/cm).

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



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

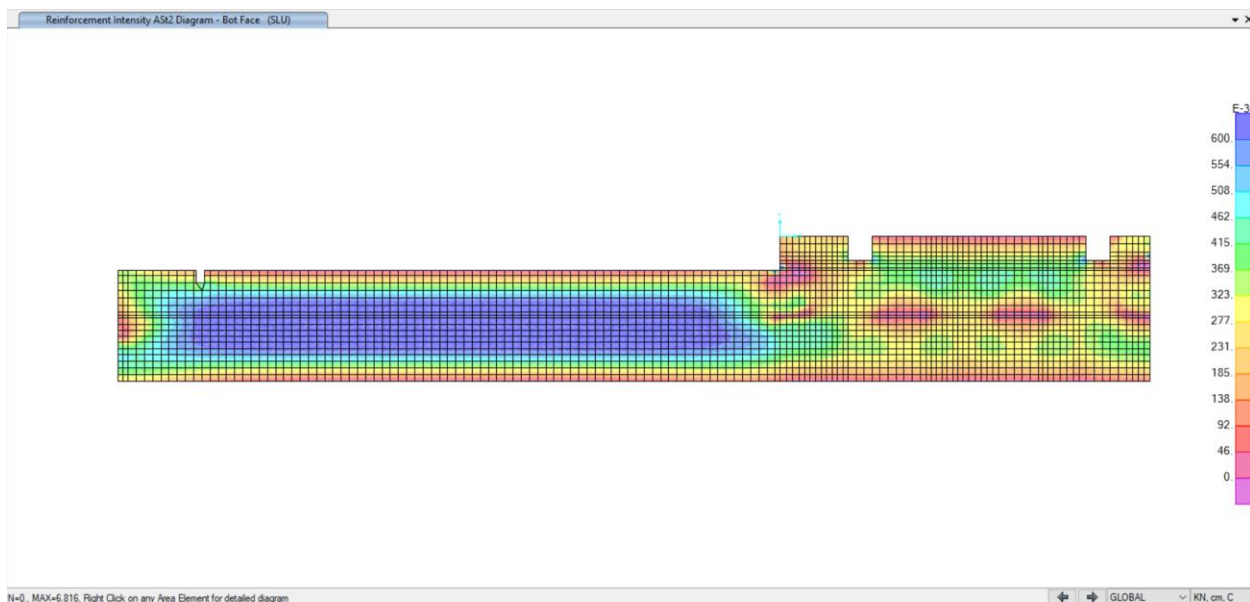


Figura 22. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

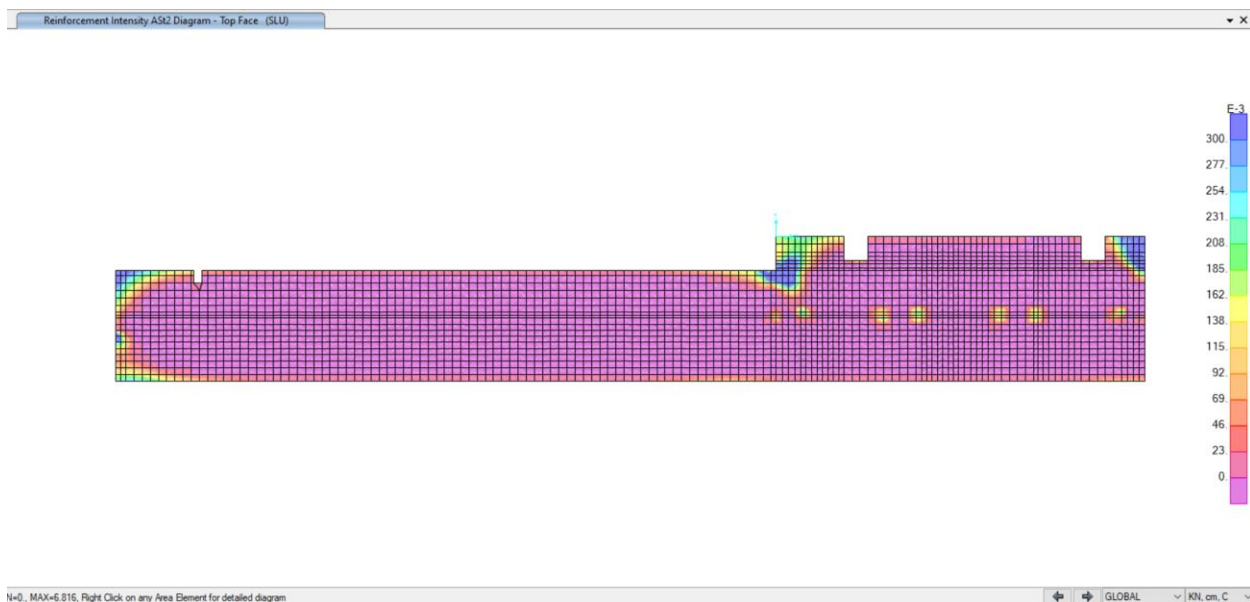


Figura 23. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

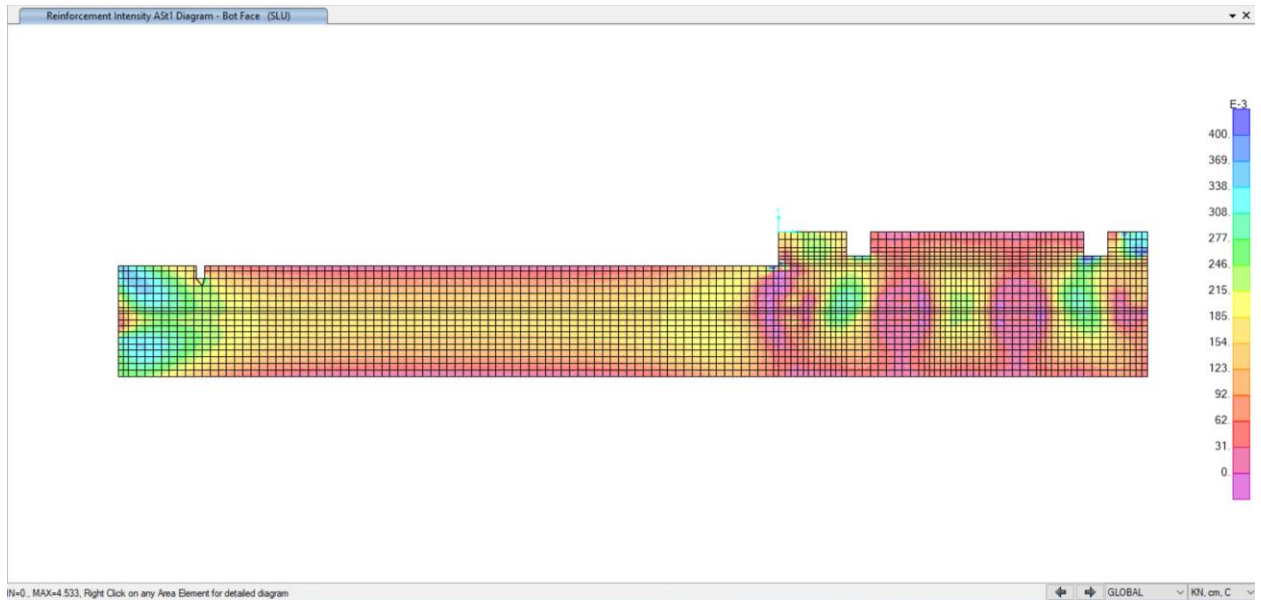


Figura 24. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

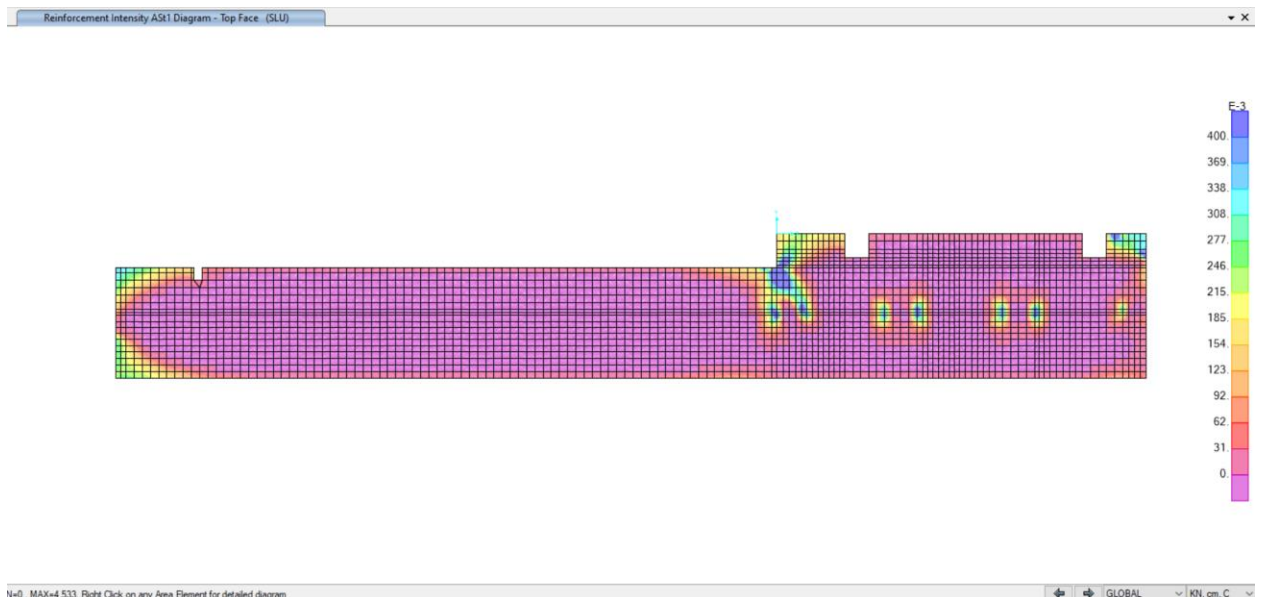



Figura 25. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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

Tabella 9 Armature soletta di copertura

Tra assi	Posizione	Tra assi AB	Assi B	Tra assi BC
0-1	Trasv. Superiore	φ24/100	φ24/200	φ24/100
	Trasv. Inferiore	φ24/100	2φ26/100	φ24/100
	Long. Superiore	φ24/250	φ24/250	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ24/250	φ24/250
1-5	Trasv. Superiore	φ24/100	φ24/100 + φ24/200	φ24/100
	Trasv. Inferiore	φ24/100	φ24/100	φ24/100
	Long. Superiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250

ii) Verifica al taglio:

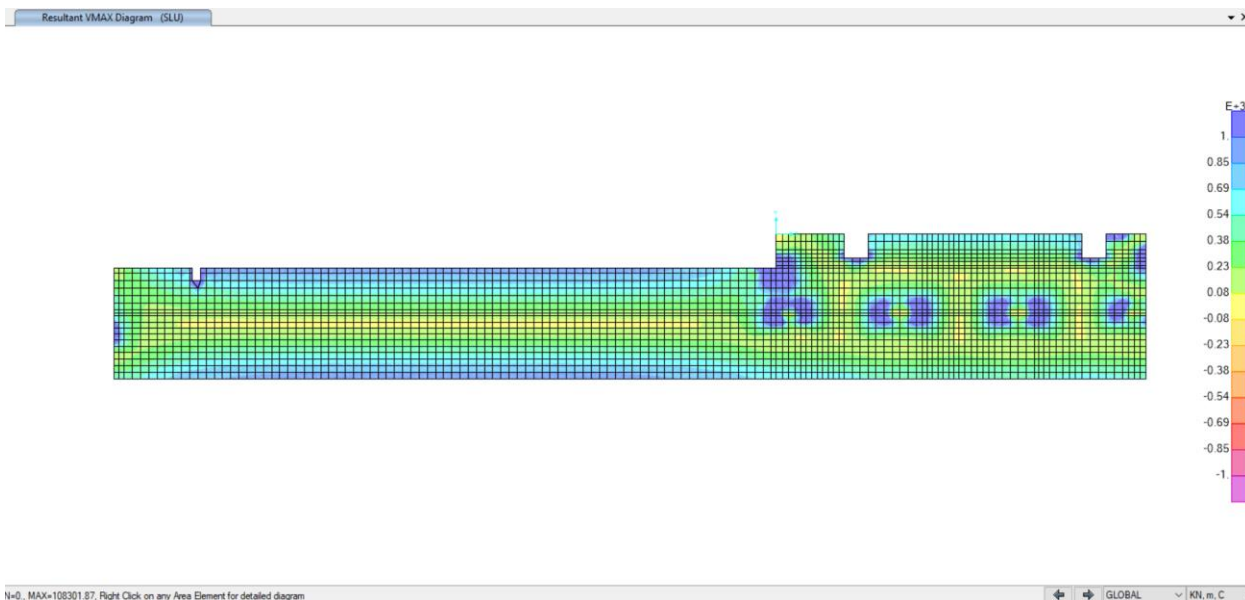


Figura 26. Taglio máximo $V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$



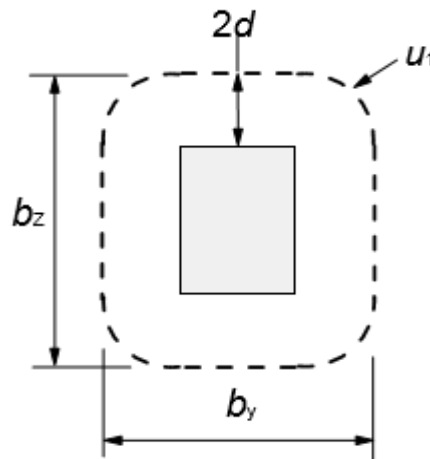
Zona 1: Entro d della faccia barrete $A_{st} = 4\phi 20/200$ $V_{Rd} = 3550 \text{ kN/m} > V_{max}$

Zona 2: Resto soletta $A_{st} = 2\phi 20/400$ $V_{Rd} = 890 \text{ kN/m}$

iii) Verifica al Punzonamento:

NTC §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete $4,00 \times 0,70 \text{ m}$ $V_{Ed} = 18690 \text{ kN}$



Soletta di copertura:

$$d = 1,10 \text{ m} \quad u_1 = 26,80 \text{ m}$$

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1 = 1,5 \times 18690 / 1,10 / 26,80 / 1000 = 0,96 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,33 \text{ MPa} < v_{Ed}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$$

Per un perimetro situato alla distanza d dalla faccia del barrete - $\phi 20/200$

$$A_{sw} = 18,00 / 0,20 \times 3,14 = 282 \text{ cm}^2 \quad f_{y,ef} = 390 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \times 0,33 + 1,5 (1,10 / 0,20) 282 \times 390 / (2680 \times 110) = 0,25 + 3,08 = 3,33 \text{ MPa} > v_{Ed}$$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

- Verifiche SLE – Soletta di copertura

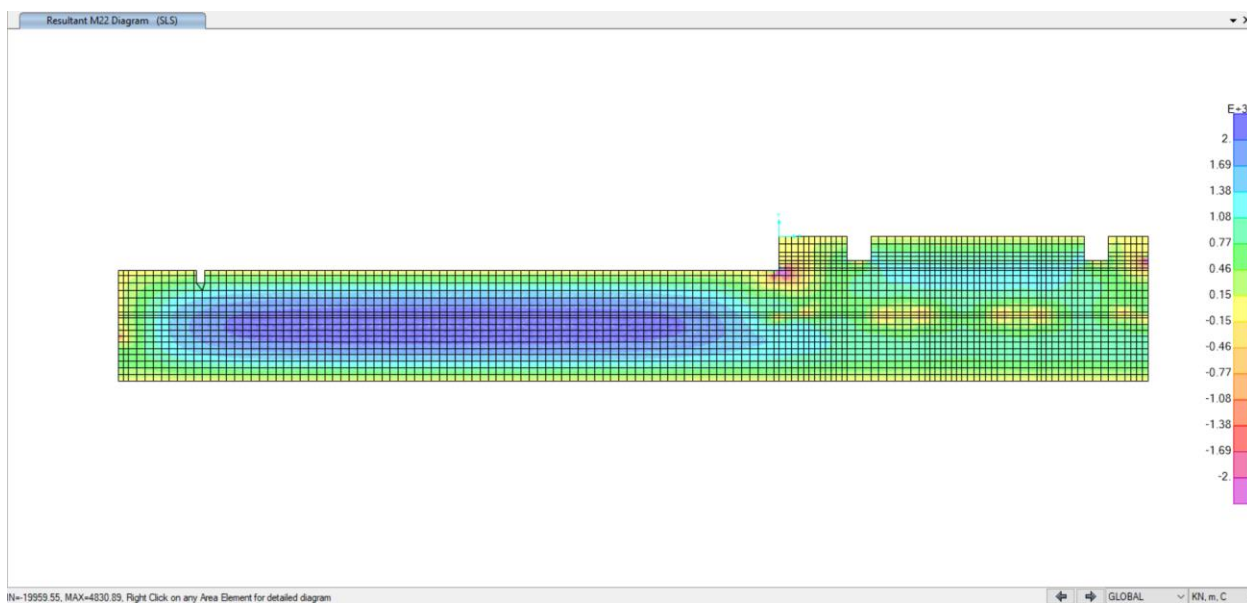


Figura 27. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

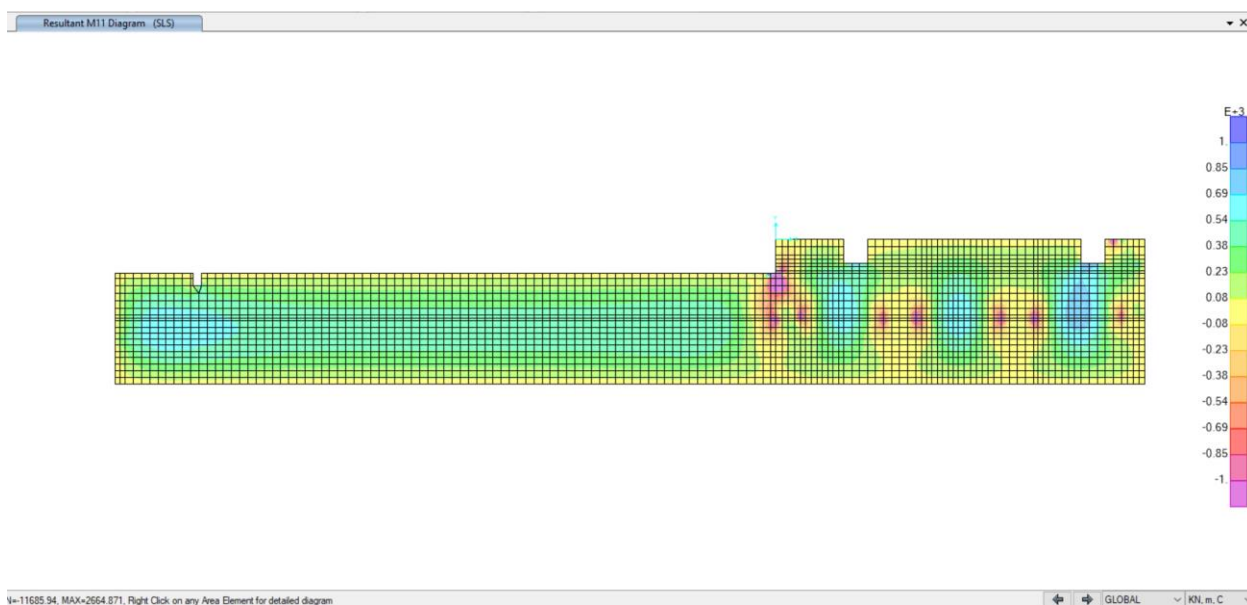



Figura 28. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinata 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,

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

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

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

Tabella 10 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _{Rd} (kN.m/m)
T1	120	112.5	2φ26/100	φ24/200	2225	4240
T2	120	112.5	2φ24/100	φ24/200	1890	3610
T3	120	112.5	φ24/200 + φ24/200	φ24/200	990	1935
L1	120	110	φ26/125	φ26/125	848	1760
L2	120	110	φ24/250	φ24/250	450	790

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

ii) Verifica deformazione

NTC §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 limiti 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.



La Figura 24 mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.

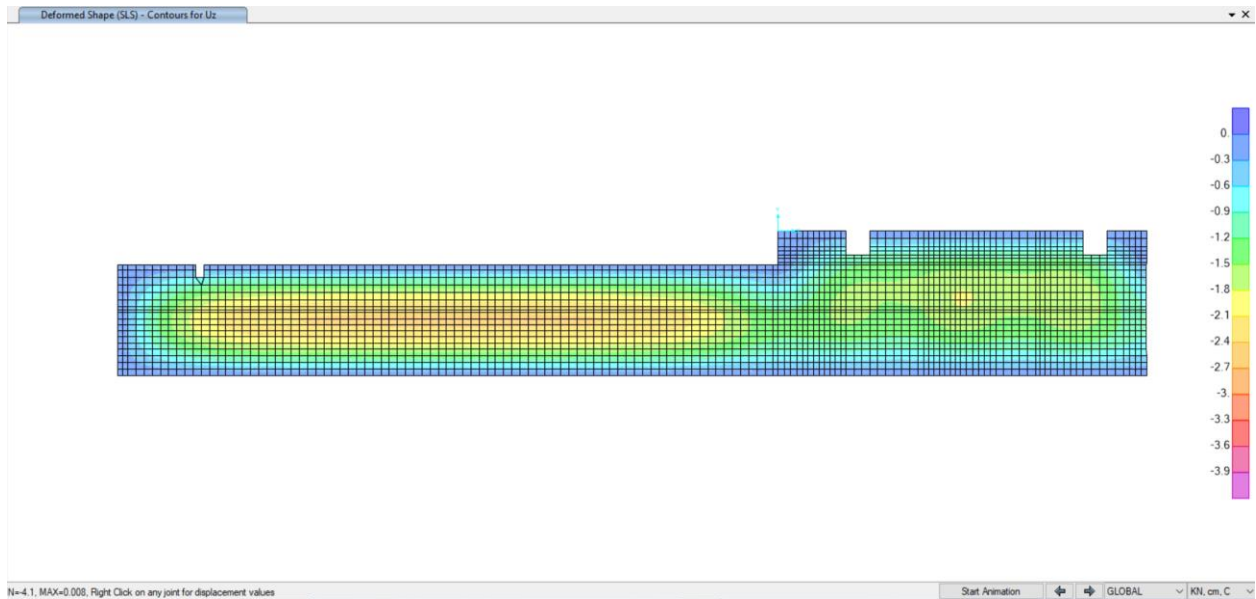


Figura 29. Deformazione verticale Uz – SLE


Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra il abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni assi, 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 11 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$	$\Delta/L < 1/250$
0-1	13.50	2.45	1/550
1	9.35	1.30	1/720
2	9.35	1.28	1/730
3	9.35	1.48	1/630
4	9.35	1.61	1/580
5	9.35	0.70	1/1335

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.1.4.2 Soletta intermedia livello atrio

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

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Atrio)

- i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 100cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC §4.1.6.1.1.

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

$$A_{s,min} = 0,26 (2,90/450) 100 \times 95 = 15,90 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm²/cm).

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



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

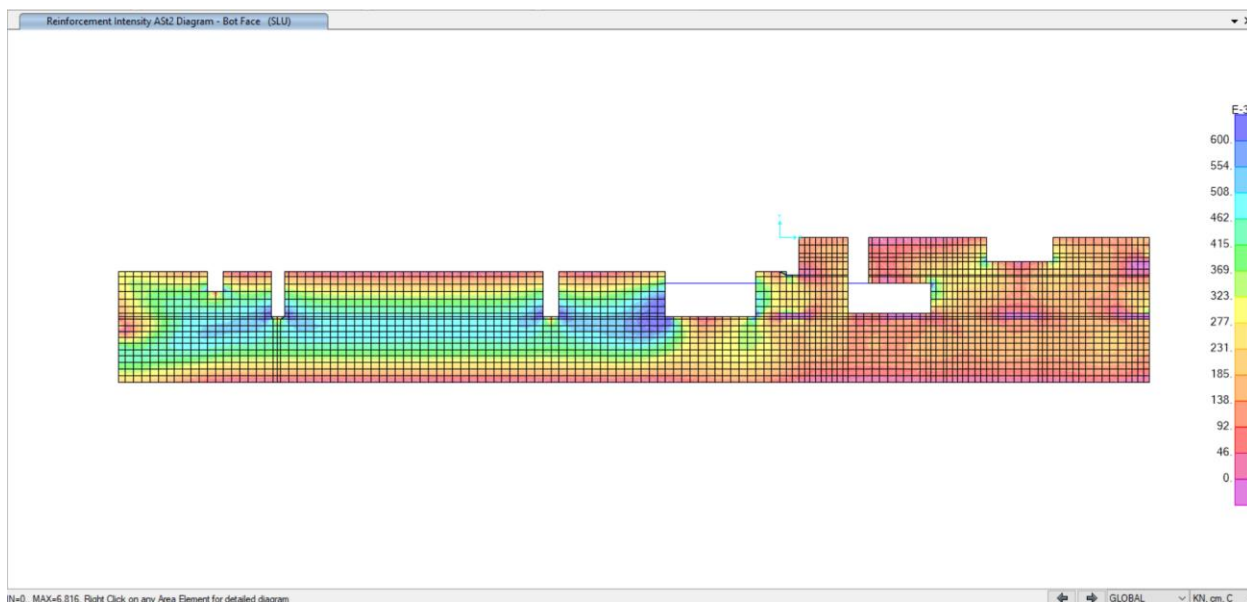


Figura 30. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore – direzione trasversale

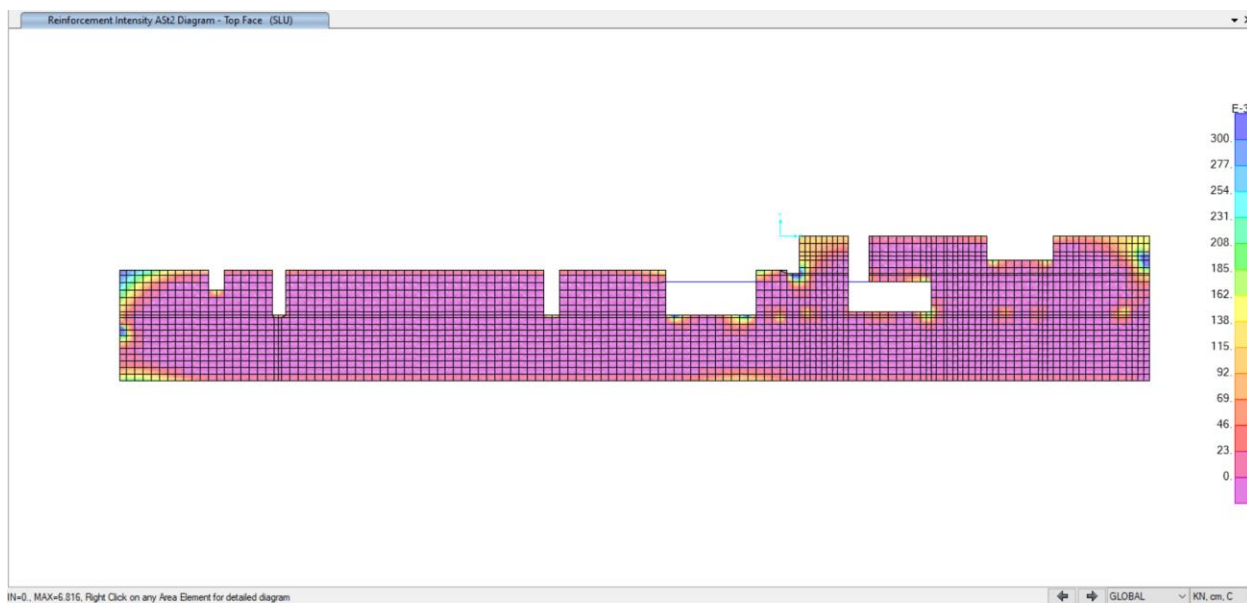


Figura 31. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore – direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

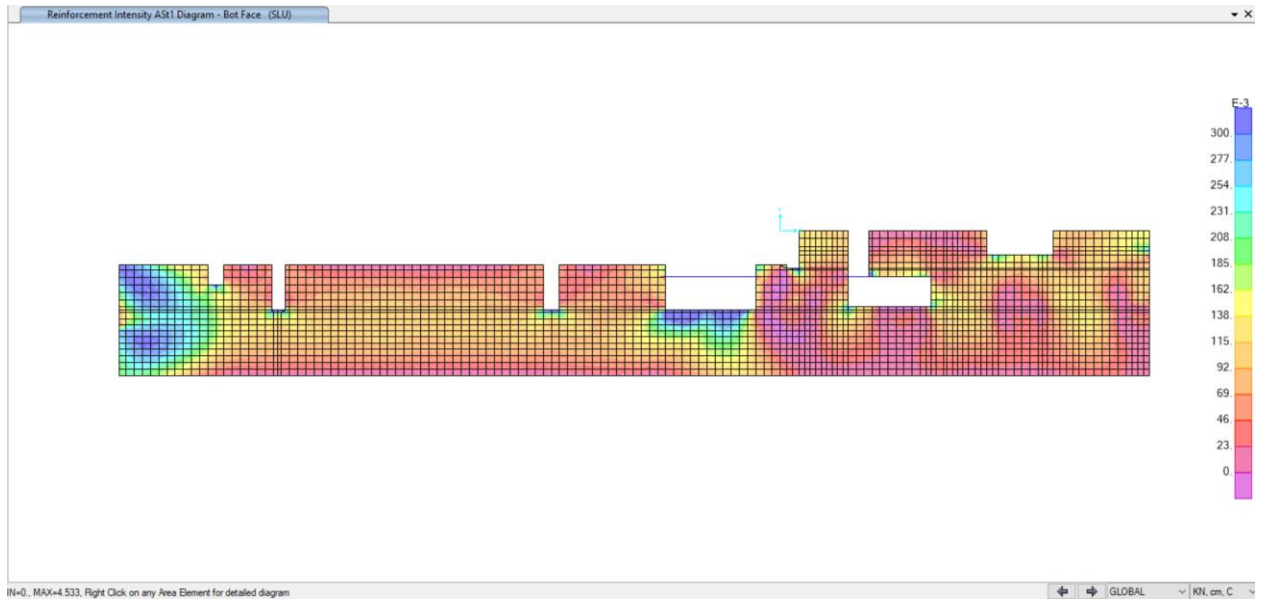


Figura 32. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore – direzione longitudinale

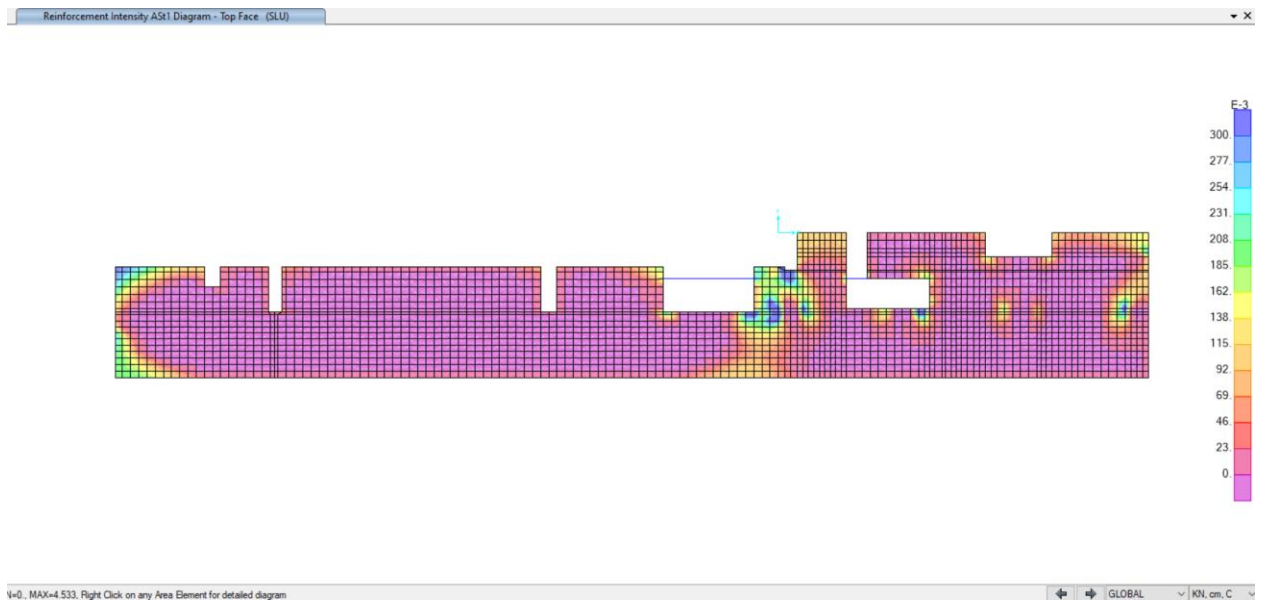


Figura 33. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore – direzione longitudinale



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

Tabella 12 Armature della soletta intermedia (Atrio)

Tra assi	Posizione	Tra assi AB	Assi B	Tra assi BC
0-1	Trasv. Superiore	φ24/200	φ24/200	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/100	2φ24/100	φ24/100
	Long. Superiore	φ24/250	φ24/250	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ24/250	φ24/250
1-5	Trasv. Superiore	φ24/200	2φ24/200	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/100	φ24/100	φ24/100
	Long. Superiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250

ii) Verifica al taglio:

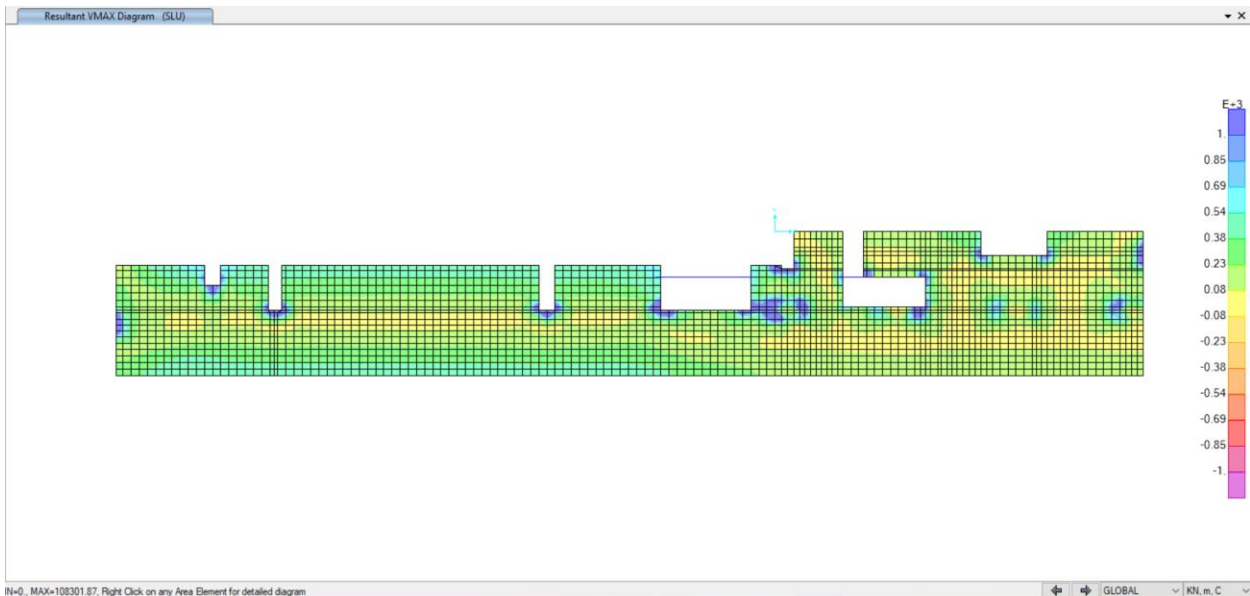


Figura 34. Taglio massimo $V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$

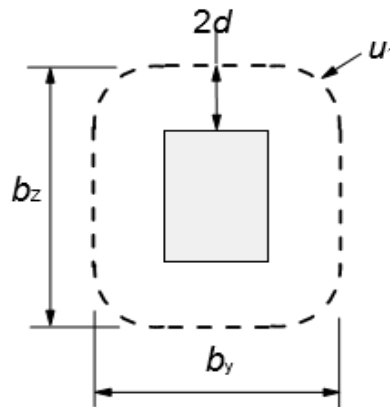
Zona 1: Entro 2d faccia delle barre $A_{st} = 4\phi 20/200$ $V_{Rd} = 2920 \text{ kN/m} > V_{max}$

Zona 2: Resto $A_{st} = 2\phi 20/400$ $V_{Rd} = 730 \text{ kN/m}$



iii) Verifica al Punzonato:

NTC §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete 4,00x0,70 m $V_{Ed} = N_{ed_sup} - N_{ed_inf} = 5920$ kN

Soletta intermedia:

$$d = 0,90\text{m} \quad u_1 = 26,80\text{m}$$

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1 = 1,5 \times 5920 / 0,90 / 26,80 / 1000 = 0,37\text{MPa}$$

$$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,33 \text{ MPa} < v_{Ed}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} / (u_1 d) \sin \alpha$$

Per un perimetro situato alla distanza d dalla faccia del barrette - $\phi 20/200$

$$A_{sw} = 18,00 / 0,20 \times 3,14 = 282 \text{ cm}^2 \quad f_{y,ef} = 390\text{MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \times 0,33 + 1,5 (0,90 / 0,20) 282 \times 390 / (2680 \times 90) = 0,25 + 3,08 = 3,33 \text{ MPa} > v_{Ed}$$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

- Verifiche SLE – Soletta intermedia

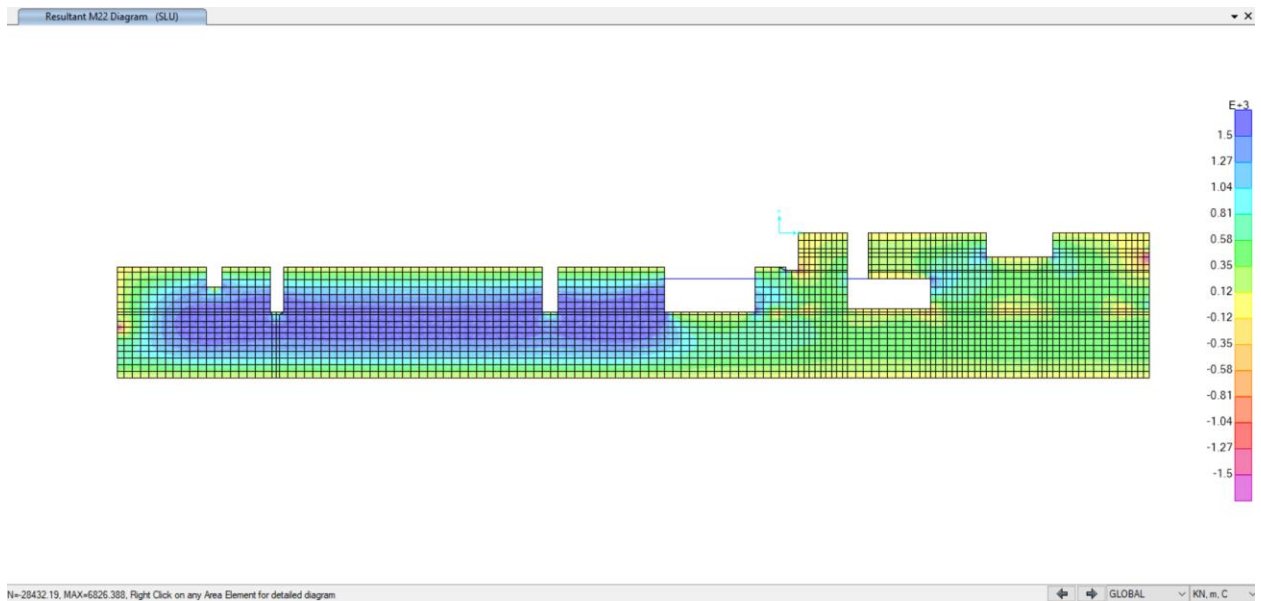


Figura 35. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

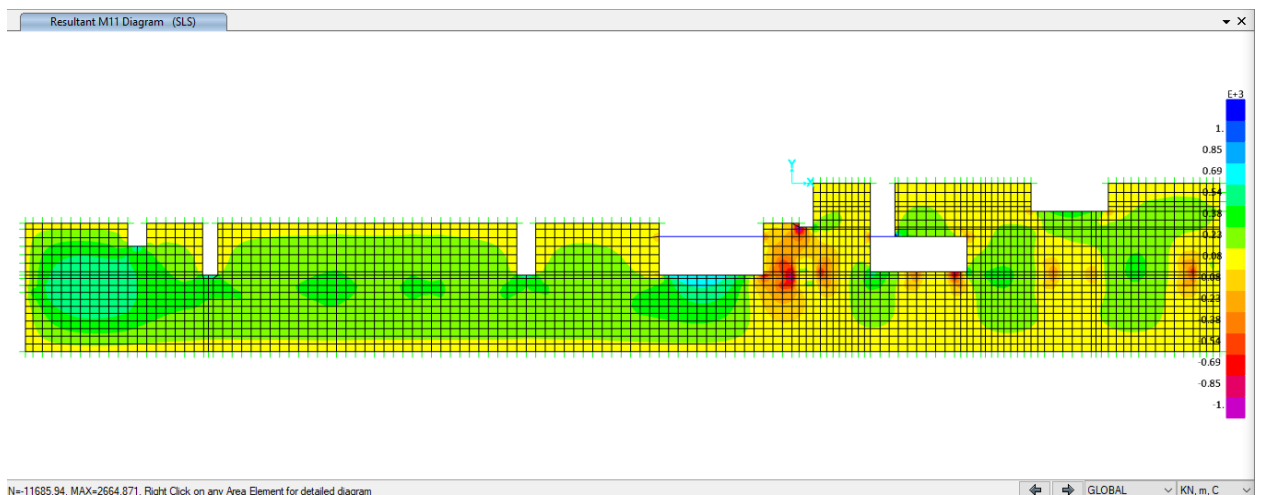



Figura 36. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinata 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,

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

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

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

Tabella 13 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	100	92.5	2φ24/100	φ24/200	1360	2615
T2	100	92.5	φ24/100	φ24/200	800	1560
L1	100	90	φ26/125	φ26/125	620	1420
L2	100	90	φ24/250	φ24/250	350	650

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

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 limiti 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.

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

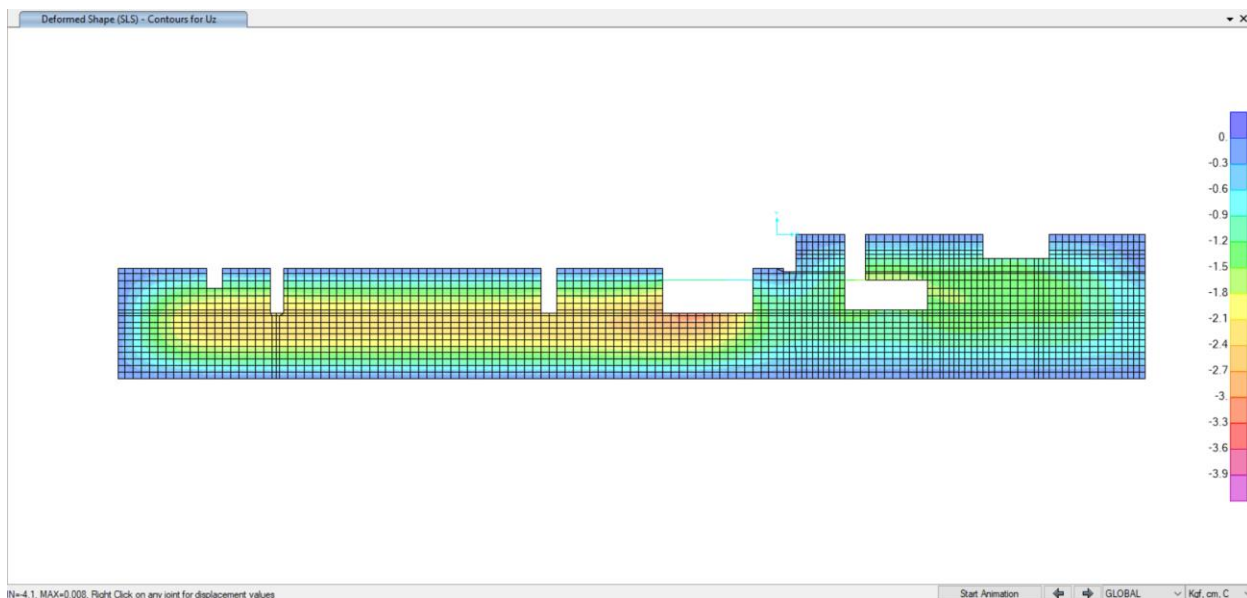


Figura 37. Deformazione verticale Uz – SLE


Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra il abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni assi, 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 14 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$	$\Delta/L < 1/250$
0-1	13.50	2.25	1/600
1	9.35	1.11	1/840
2	9.35	1.00	1/935
3	9.35	1.75	1/535
4	9.35	1.33	1/700
5	9.35	0.53	1/1760

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.1.4.3 Soletta intermedia livello banchina superiore

L'ALLEGATO D presenta graficamente i risultati rilevanti della soletta banchina superiore

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Banchina)

- i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 100cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC §4.1.6.1.1.

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

$$A_{s,min} = 0,26 (2,90/450) 100 \times 95 = 15,90 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei requisiti delle armature di rinforzo su ciascuna faccia e in ciascuna direzione delle solette Ast (cm²/cm).

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



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

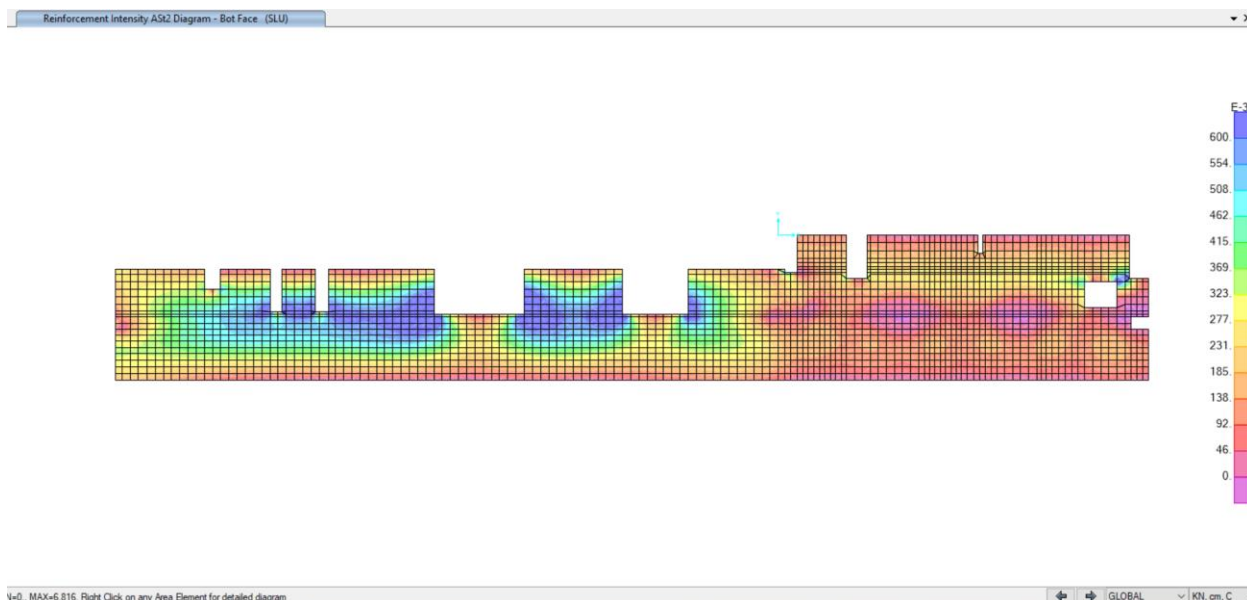


Figura 38. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

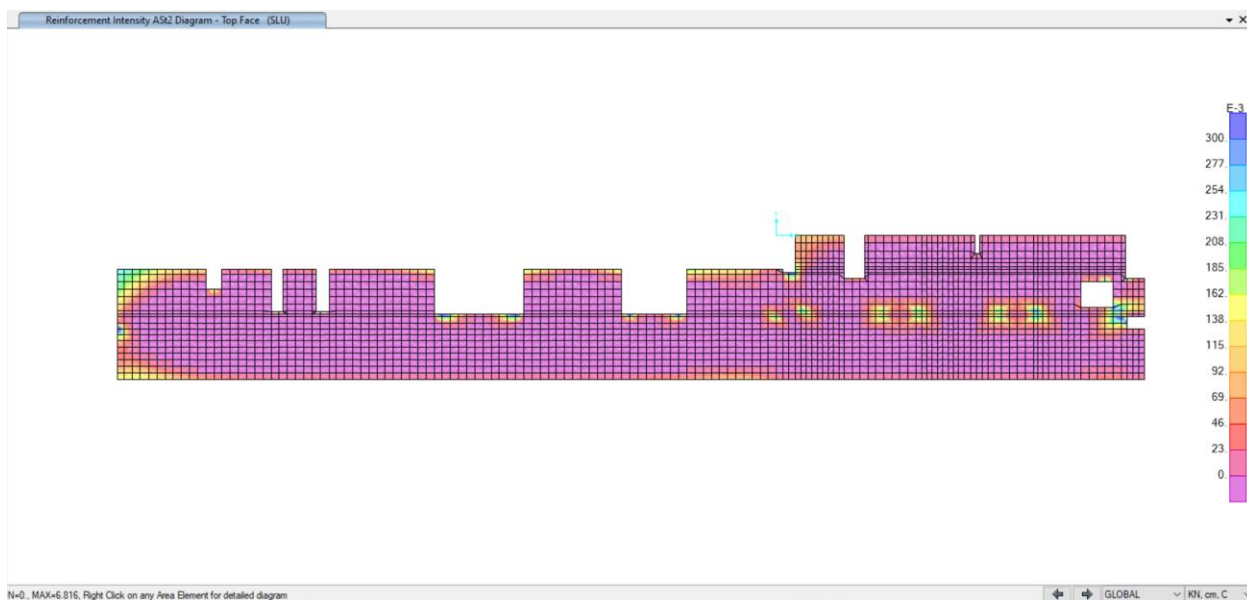


Figura 39. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

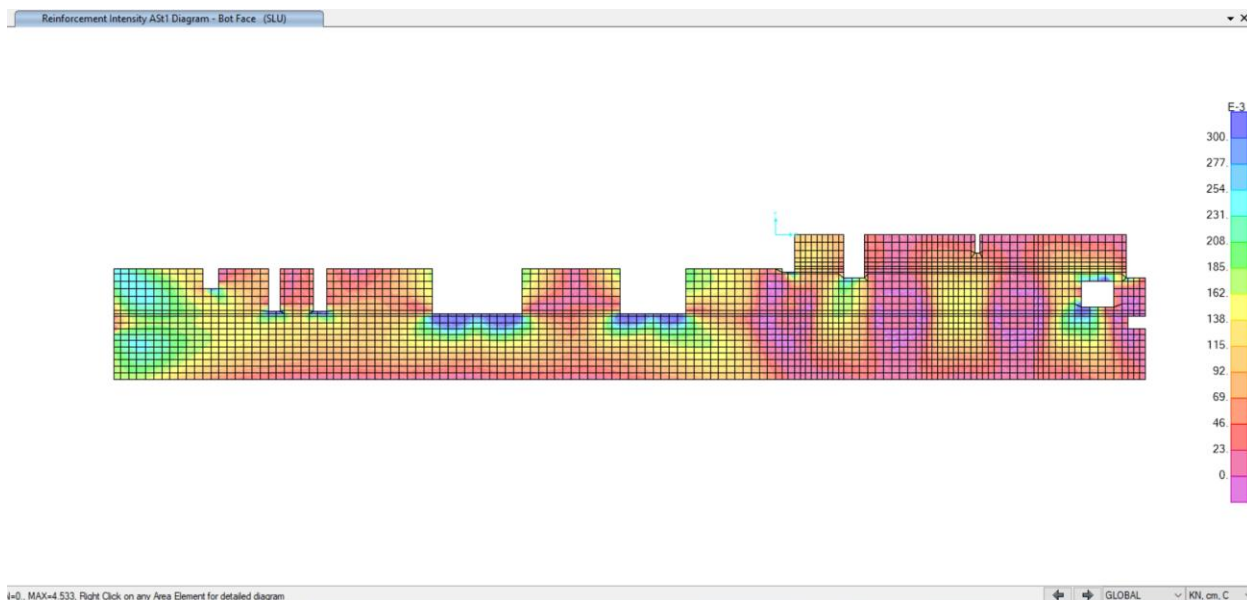


Figura 40. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

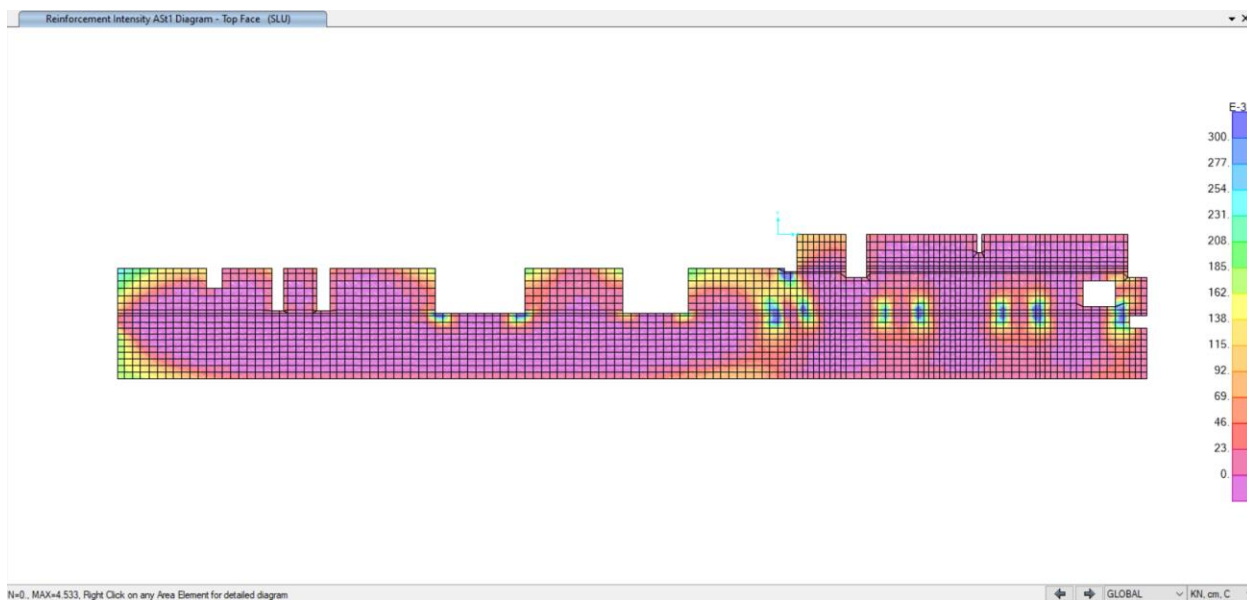


Figura 41. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale



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

Tabella 15 Armature della soletta intermedia (Banchina)

Tra assi	Posizione	Tra assi AB	Assi B	Tra assi BC
0-1	Trasv. Superiore	φ24/200	φ24/200	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/100	2φ24/100	φ24/100
	Long. Superiore	φ24/250	φ24/250	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ24/250	φ24/250
1-5	Trasv. Superiore	φ24/200	2φ24/200	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/100	φ24/100	φ24/100
	Long. Superiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250

ii) Verifica al taglio:

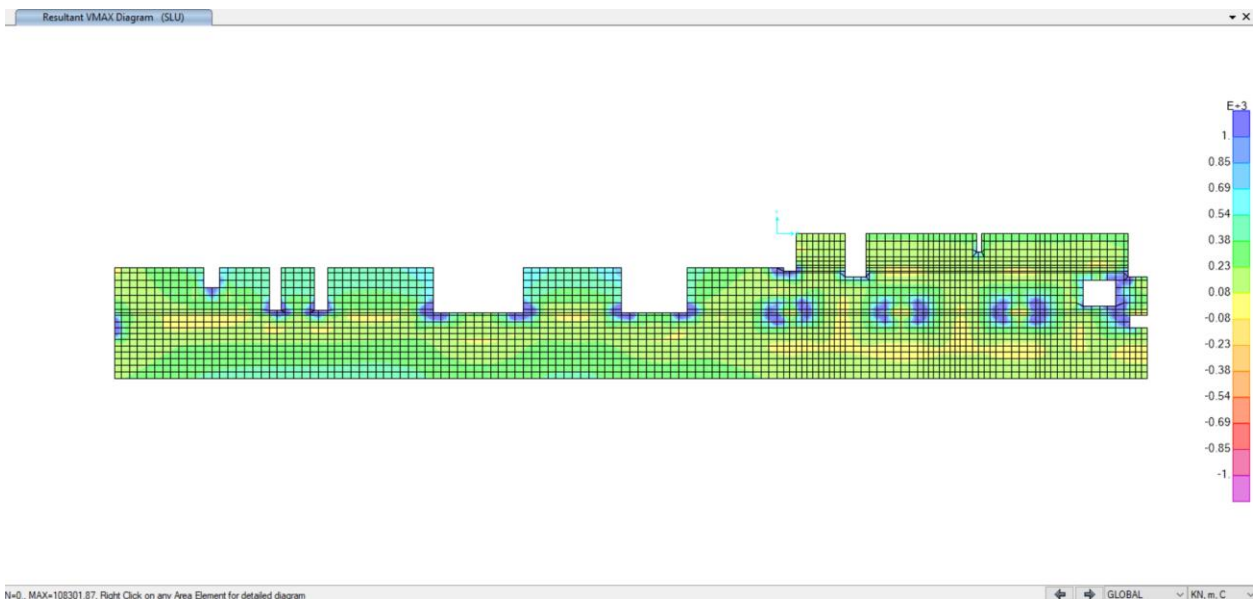


Figura 42.

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

Zona 1: Entro 2d faccia delle barrete

$$A_{st} = 4\phi 20/200 \quad V_{Rd} = 2920 \text{ kN/m} > V_{max}$$

Zona 2: Resto

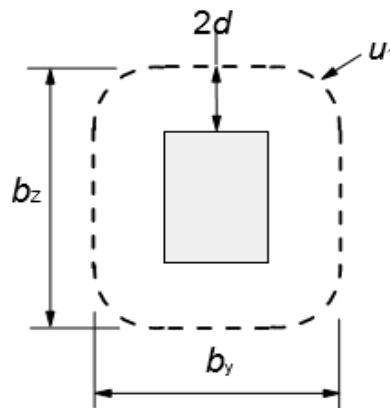
$$A_{st} = 2\phi 20/400 \quad V_{Rd} = 730 \text{ kN/m}$$



iii) Verifica al Punzonato:

NTC §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete 4,00x0,70 m $V_{Ed} = N_{ed_sup} - N_{ed_inf} = 14040$ kN



Soletta intermedia:

$$d = 0,90\text{m} \quad u_1 = 26,80\text{m}$$

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1 = 1,5 \times 14040 / 0,90 / 26,80 / 1000 = 0,87\text{MPa}$$

$$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,33 \text{ MPa} < v_{Ed}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$$

Per un perimetro situato alla distanza d dalla faccia del barrette - $\phi 20/200$

$$A_{sw} = 18,00 / 0,20 \times 3,14 = 282 \text{ cm}^2 \quad f_{y,ef} = 390\text{MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \times 0,33 + 1,5 (0,90 / 0,20) 282 \times 390 / (2680 \times 90) = 0,25 + 3,08 = 3,33 \text{ MPa} > v_{Ed}$$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

- Verifiche SLE – Soletta intermedia (livello Banchina)

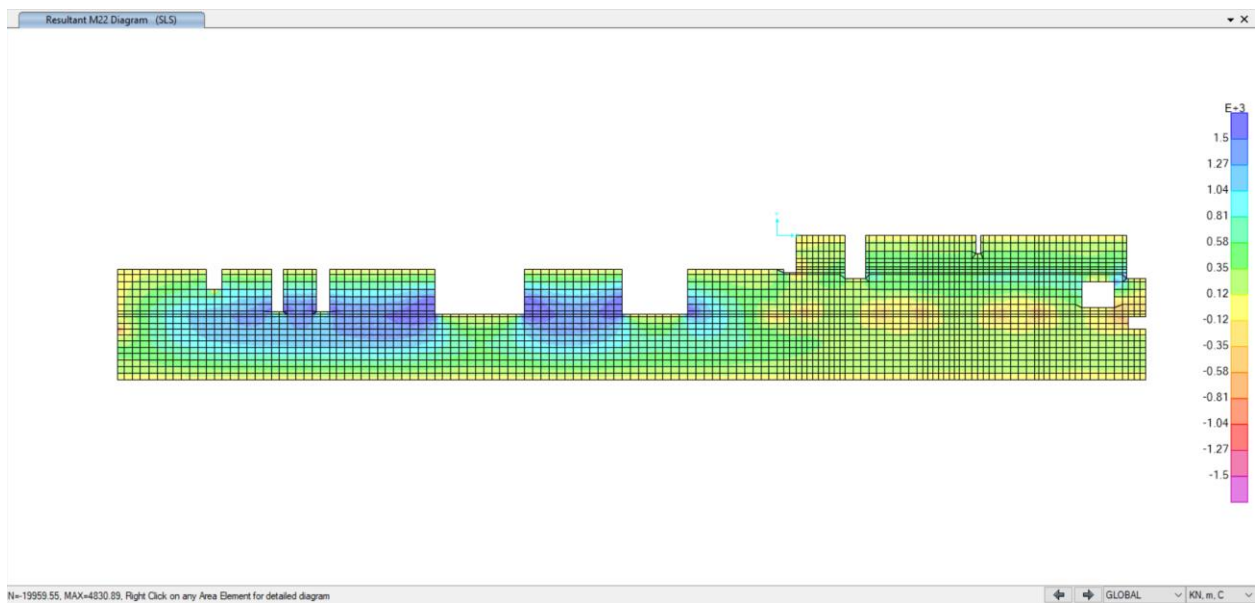
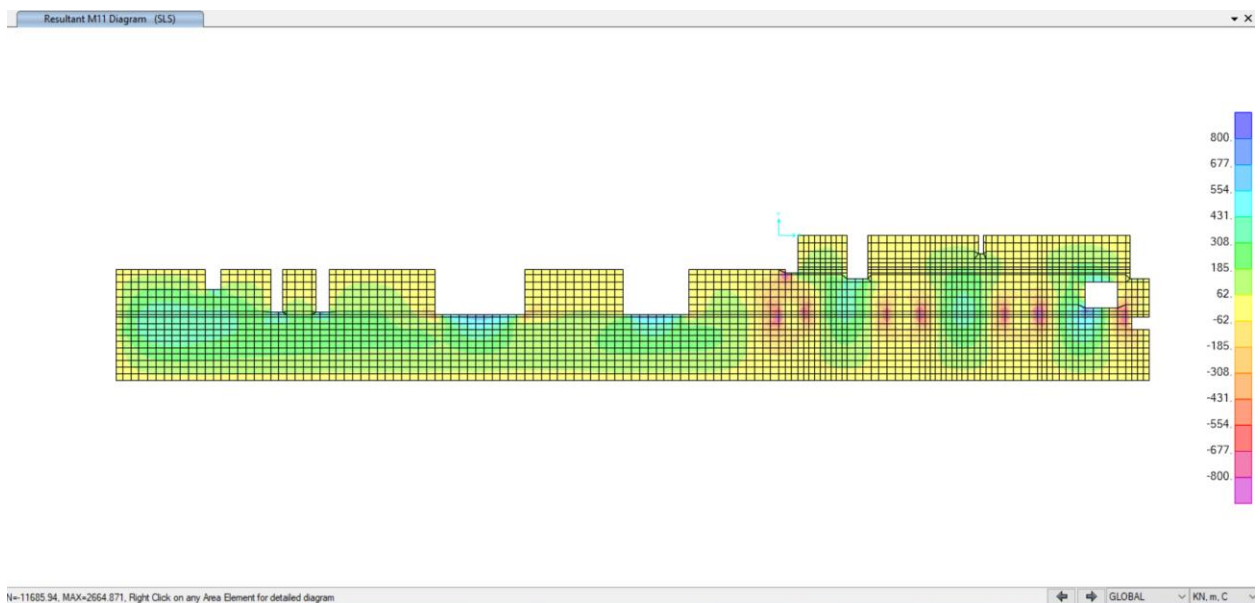


Figura 43. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE




 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinata 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 $w_2 = 0,30\text{mm}$ NTC §4.1.2.2.4.

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

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

Tabella 16 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	100	92.5	2φ24/100	φ24/200	1710	3150
T2	100	92.5	φ24/100	φ24/200	800	1560
T3	100	92.5	φ24/200 + φ24/200	φ24/200	800	1560
L1	100	90	φ24/125	φ24/250	565	1215
L2	100	90	φ24/250	φ24/250	350	650

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

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 limiti 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.

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

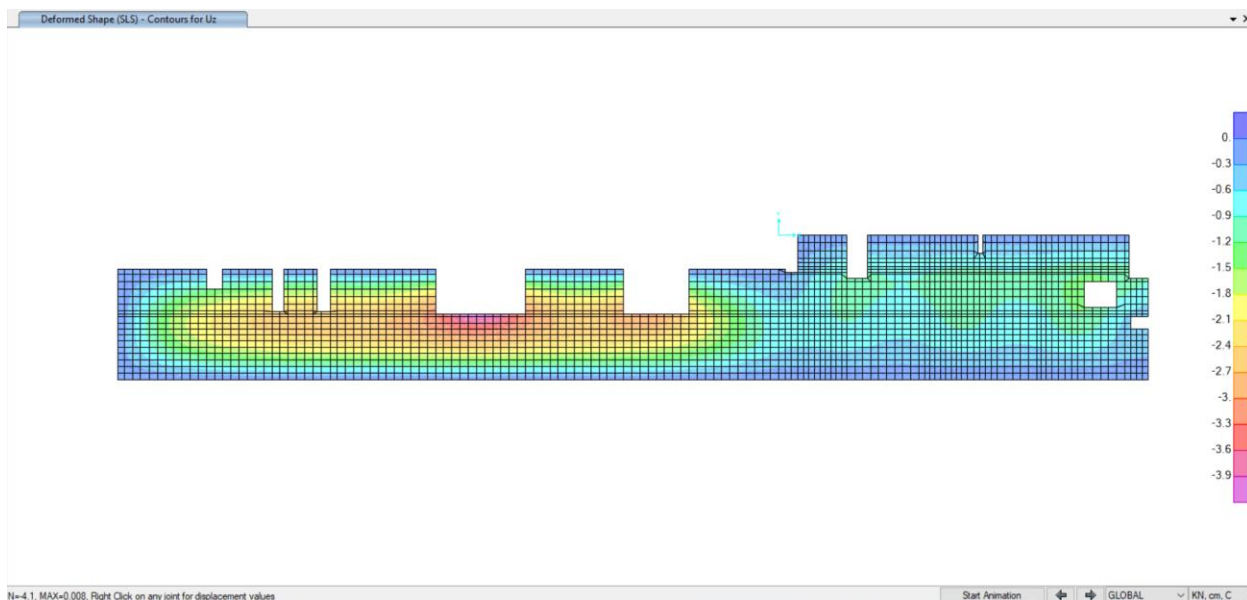


Figura 45. Deformazione verticale Uz – SLE


Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra il abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni assi, 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 17 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$	$\Delta/L < 1/250$
0-1	13.50	2.68	1/500
1	9.35	0.74	1/1260
2	9.35	0.70	1/1335
3	9.35	0.90	1/1040
4	9.35	0.98	1/950
5	9.35	0.96	1/970

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.1.4.4 Pilastrini Definitivi

L'ALLEGATO E presenta graficamente i risultati rilevanti delle pilastrini definitivi

- Verifiche SLU

i) Verifica a plesso-flessione:

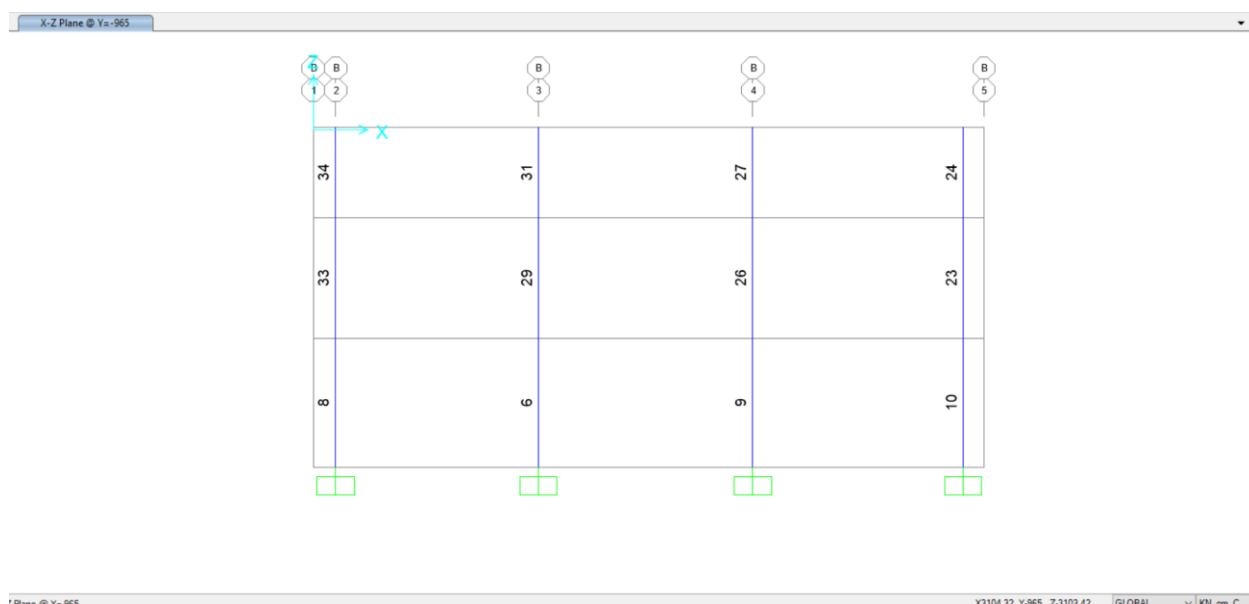


Figura 46. Numerazione degli pilastrini

Di seguito vengono presentati i risultati delle requisiti degli acciai per armatura longitudinale A_s (cm^2) e trasversale A_{sv} (cm^2/cm) per le barrette interne.

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



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

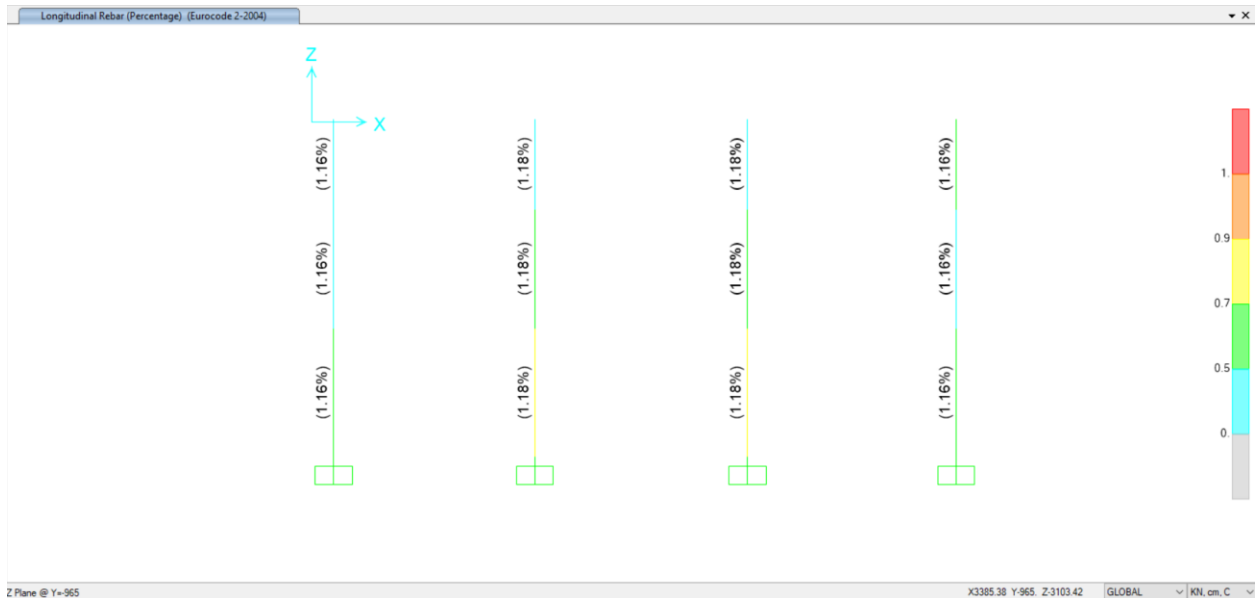


Figura 47. Percentuale di rinforzo longitudinale

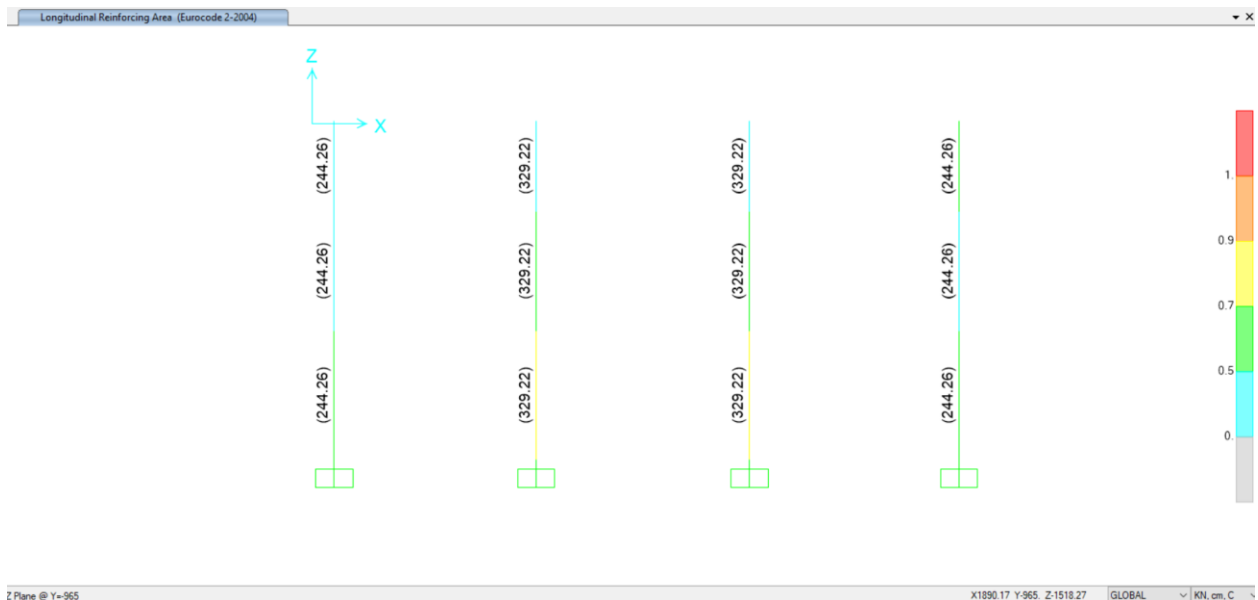
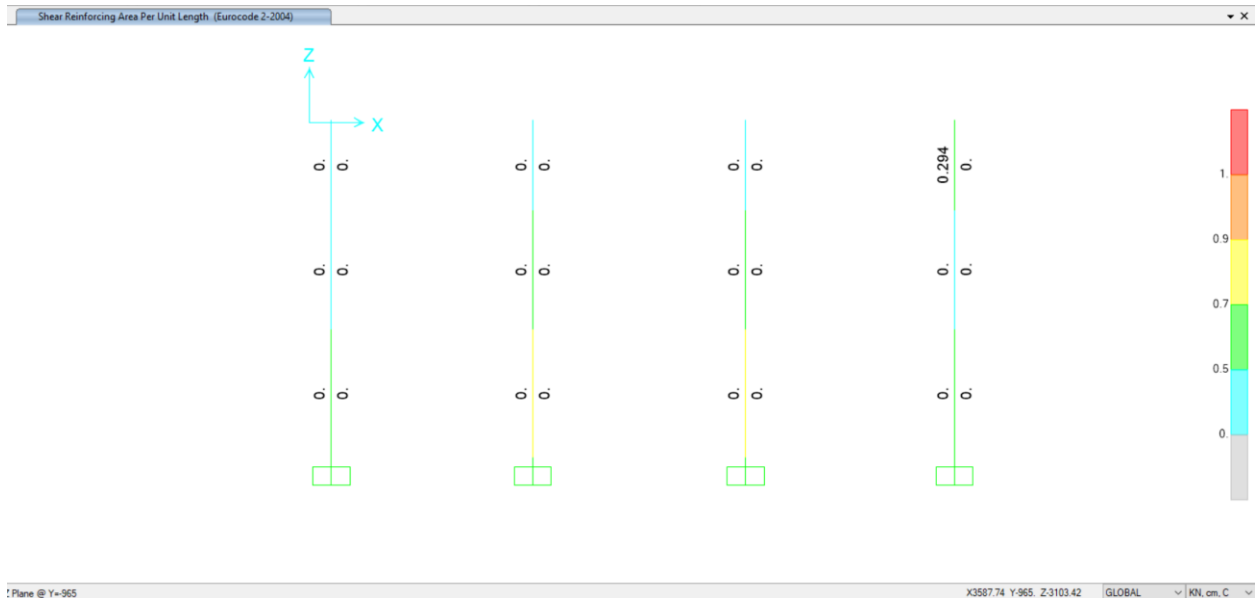


Figura 48. Rinforzo longitudinale


Figura 49. Rinforzo trasversale

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle barrette:

Tabella 18 Armature barrette 3.00x0.70

Quota	Largo[cm]	Spessore [cm]	Lato largo	Lato esterno	Armatura a taglio
Da -3,30m a -7,95m	300	70	20 ϕ 26	5 ϕ 26	ϕ 20
Da -8,95m a -16,05m	300	70	20 ϕ 26	5 ϕ 26	ϕ 20
Da -17,05m a -24,45m	300	70	20 ϕ 26	5 ϕ 26	ϕ 20


Tabella 19 Armature barrette 4.00x0.70

Quota	Largo[cm]	Spessore [cm]	Lato largo	Lato esterno	Armatura a taglio
Da -3,30m a -7,95m	400	70	28 ϕ 26	5 ϕ 26	ϕ 20
Da -8,95m a -16,05m	400	70	28 ϕ 26	5 ϕ 26	ϕ 20
Da -17,05m a -22,45m	400	70	28 ϕ 26	5 ϕ 26	ϕ 20



Di seguito è riportato un riepilogo delle verifiche del rinforzo longitudinale come il rapporto domanda/capacità e dei requisiti di rinforzo trasversali delle pilastri definitivi.

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data						
Frame	DesignSect	DesignType	Location	PMMRatio	VMajRebar	VMinRebar
Text	Text	Text	cm	Unitless	cm ² /cm	cm ² /cm
23	C 3.0x0.7	Column	50	0.438	0.000	0.000
23	C 3.0x0.7	Column	405	0.358	0.000	0.000
23	C 3.0x0.7	Column	760	0.370	0.000	0.000
24	C 3.0x0.7	Column	50	0.270	0.294	0.000
24	C 3.0x0.7	Column	297.5	0.291	0.294	0.000
24	C 3.0x0.7	Column	545	0.622	0.294	0.000
26	C 4.0x0.7	Column	50	0.536	0.000	0.000
26	C 4.0x0.7	Column	405	0.530	0.000	0.000
26	C 4.0x0.7	Column	760	0.524	0.000	0.000
27	C 4.0x0.7	Column	50	0.409	0.000	0.000
27	C 4.0x0.7	Column	297.5	0.387	0.000	0.000
27	C 4.0x0.7	Column	545	0.412	0.000	0.000
29	C 4.0x0.7	Column	50	0.515	0.000	0.000
29	C 4.0x0.7	Column	405	0.509	0.000	0.000
29	C 4.0x0.7	Column	760	0.503	0.000	0.000
31	C 4.0x0.7	Column	50	0.390	0.000	0.000
31	C 4.0x0.7	Column	297.5	0.379	0.000	0.000
31	C 4.0x0.7	Column	545	0.395	0.000	0.000
33	C 3.0x0.7	Column	50	0.436	0.000	0.000
33	C 3.0x0.7	Column	405	0.429	0.000	0.000
33	C 3.0x0.7	Column	760	0.431	0.000	0.000
34	C 3.0x0.7	Column	50	0.338	0.000	0.000
34	C 3.0x0.7	Column	297.5	0.244	0.000	0.000
34	C 3.0x0.7	Column	545	0.367	0.000	0.000
6	C 4.0x0.7	Column	75	0.725	0.000	0.000
6	C 4.0x0.7	Column	445	0.719	0.000	0.000
6	C 4.0x0.7	Column	815	0.714	0.000	0.000
8	C 3.0x0.7	Column	75	0.661	0.000	0.000
8	C 3.0x0.7	Column	445	0.655	0.000	0.000
8	C 3.0x0.7	Column	815	0.649	0.000	0.000
9	C 4.0x0.7	Column	75	0.774	0.000	0.000
9	C 4.0x0.7	Column	445	0.769	0.000	0.000
9	C 4.0x0.7	Column	815	0.763	0.000	0.000
10	C 3.0x0.7	Column	75	0.559	0.000	0.000
10	C 3.0x0.7	Column	445	0.551	0.000	0.000
10	C 3.0x0.7	Column	815	0.589	0.000	0.000

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.1.4.5 Barrette provvisori

L'ALLEGATO F presenta graficamente i risultati rilevanti delle barrette

- Verifiche SLU – Barrette provvisori

ii) Verifica a plesso-flessione:



Figura 50. Numerazione degli barrette provvisori

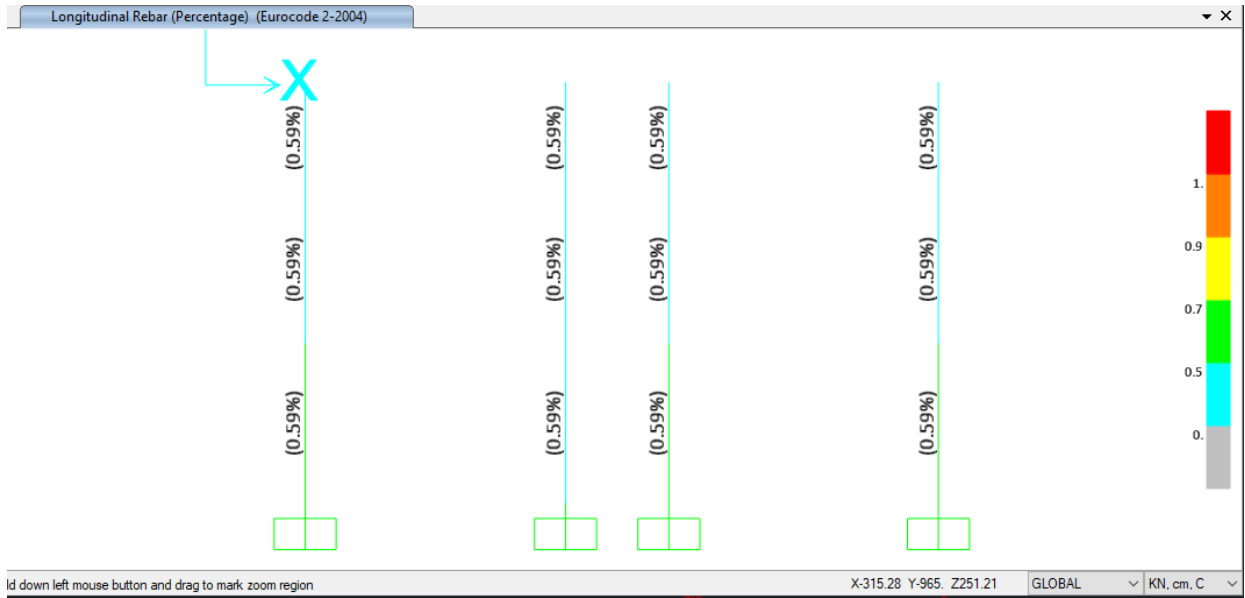
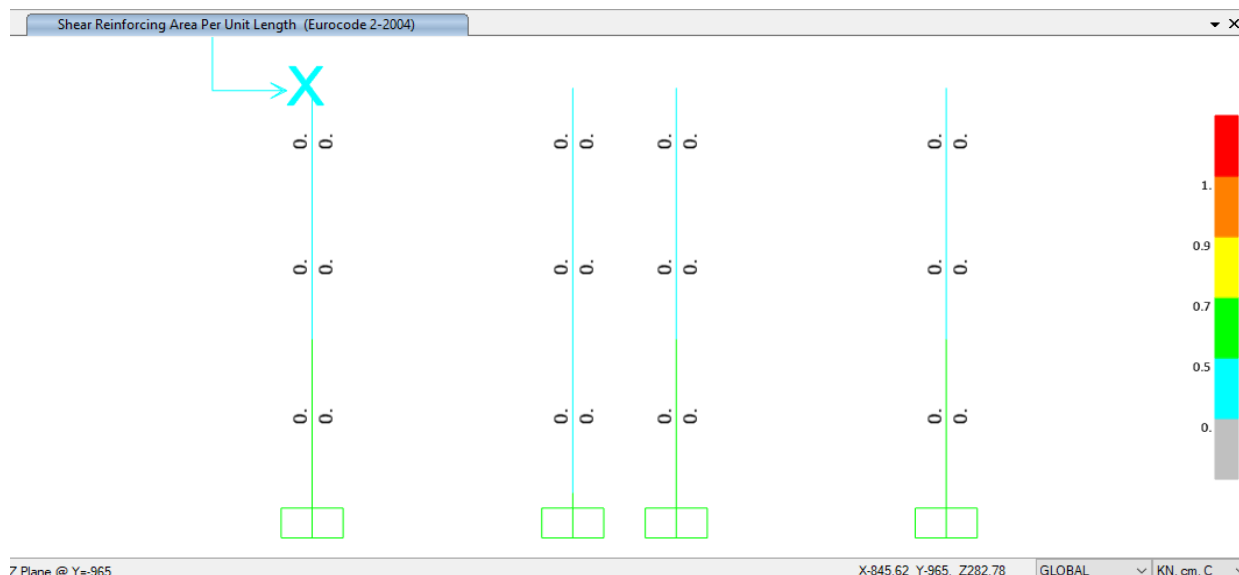


Figura 51. Percentuale di rinforzo longitudinale



Figura 52. Rinforzo longitudinale


Figura 53. Rinforzo trasversale

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle barrette:

Tabella 20 Armature barrette 2.80x1.20

Quota	Largo[cm]	Spessore [cm]	Lato largo	Lato esterno	Armatura a taglio
Da -3,30m a -7,80m	280	120	19 ϕ 24	7 ϕ 24	ϕ 20/200
Da -7,80m a -9,10m	220	80	15 ϕ 26	5 ϕ 26	ϕ 20/200
Da -9,10m a -15,90m	280	120	19 ϕ 24	7 ϕ 24	ϕ 20/200
Da -15,90m a -17,20m	220	80	15 ϕ 26	5 ϕ 26	ϕ 20/200
Da -17,20m a -24,30m	280	120	19 ϕ 24	7 ϕ 24	ϕ 20/200
Da -24,30m a -26,10m	220	80	15 ϕ 26	5 ϕ 26	ϕ 20/200
Da -26,10m a -41,00m	280	120	19 ϕ 24	7 ϕ 24	ϕ 20/200



Di seguito è riportato un riepilogo delle verifiche del rinforzo longitudinale come il rapporto domanda/capacità e dei requisiti di rinforzo trasversali delle barrette.

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Eurocode 2-2004						
Frame	DesignSect	DesignType	Location	PMMRatio	VMajRebar	VMinRebar
Text	Text	Text	cm	Unitless	cm ² /cm	cm ² /cm
848	C 2.8x1.2	Column	75	0.53467	0	0
848	C 2.8x1.2	Column	445	0.527997	0	0
848	C 2.8x1.2	Column	815	0.521317	0	0
849	C 2.8x1.2	Column	50	0.348459	0	0
849	C 2.8x1.2	Column	405	0.330295	0	0
849	C 2.8x1.2	Column	760	0.32395	0	0
850	C 2.8x1.2	Column	50	0.275098	0	0
850	C 2.8x1.2	Column	297.5	0.273235	0	0
850	C 2.8x1.2	Column	545	0.390523	0	0
854	C 2.8x1.2	Column	75	0.515424	0	0
854	C 2.8x1.2	Column	445	0.508892	0	0
854	C 2.8x1.2	Column	815	0.523191	0	0
855	C 2.8x1.2	Column	50	0.387915	0	0
855	C 2.8x1.2	Column	405	0.326002	0	0
855	C 2.8x1.2	Column	760	0.333721	0	0
856	C 2.8x1.2	Column	50	0.292573	0	0
856	C 2.8x1.2	Column	297.5	0.268753	0	0
856	C 2.8x1.2	Column	545	0.463964	0	0
857	C 2.8x1.2	Column	75	0.492382	0	0
857	C 2.8x1.2	Column	445	0.485818	0	0
857	C 2.8x1.2	Column	815	0.48724	0	0
858	C 2.8x1.2	Column	50	0.366704	0	0
858	C 2.8x1.2	Column	405	0.325478	0	0
858	C 2.8x1.2	Column	760	0.331225	0	0
859	C 2.8x1.2	Column	50	0.285695	0	0
859	C 2.8x1.2	Column	297.5	0.273851	0	0
859	C 2.8x1.2	Column	545	0.423185	0	0
863	C 2.8x1.2	Column	75	0.559024	0	0
863	C 2.8x1.2	Column	445	0.552379	0	0
863	C 2.8x1.2	Column	815	0.545729	0	0
864	C 2.8x1.2	Column	50	0.370139	0	0
864	C 2.8x1.2	Column	405	0.363536	0	0
864	C 2.8x1.2	Column	760	0.357595	0	0
865	C 2.8x1.2	Column	50	0.270793	0	0
865	C 2.8x1.2	Column	297.5	0.276009	0	0
865	C 2.8x1.2	Column	545	0.287933	0	0



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 54 mostra una vista tridimensionale del modello utilizzato per la verifica strutturale della stazione di Cimarosa (SCI), evidenziando la disposizione degli elementi tipo *shell* utilizzati per modellare la soletta di fondo e l'interazione con il terreno e le fondazioni.

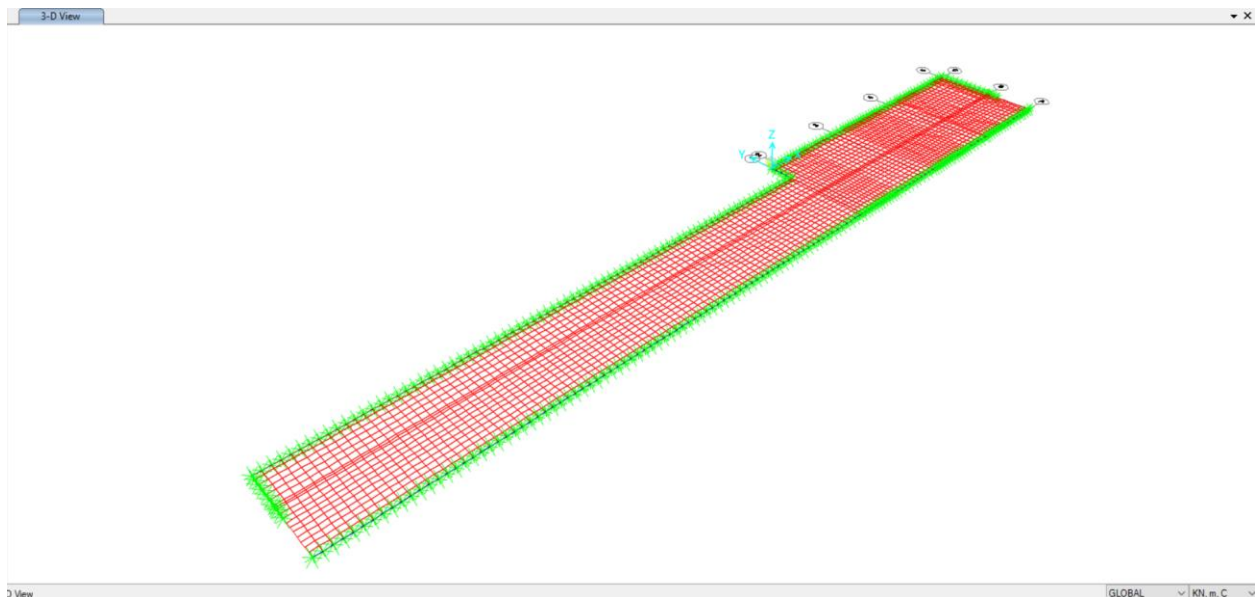



Figura 54. Modello solettone di fondo

La soletta di fondo è costituita da una soletta piena di spessore 1,50m appoggiata su un terreno migliorato con *Jet Grouting* e collegata ai diaframmi perimetrali dove è previsto una scanalatura profonda 0,20m e alto 1,30m, con una tolleranza di ± 15 cm. La soletta di fondo non è collegata alle barrette provvisorie. I pilastri definitivi sono vincolati direttamente alla soletta di fondazione che sarà infine connessa alle fodere perimetrali di spessore 0,80 m collocate in adicenza ai diaframmi preesistenti.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Per riconoscere la porzione di nodo rigido rappresentativa dell'intersezione delle pilastri definitivi con il solettone di fondo, la strategia utilizzata consiste nel definire una *meshing* delle solette che garantisca la corrispondenza dei nodi del modello con il perimetro delle pilastri. La Figura mostra il dettaglio di un nodo di intersezione tra la il solettone di fondo di 1,50m di spessore e un pilastro interno di 3,00x0,70 m. Assegnando un *Body Constraint* ai nodi evidenziati, è possibile simulare l'estensione della porzione rigida della soletta in prossimità del nodo centrale ed ottenere le sollecitazioni agenti sulla soletta in corrispondenza diretta delle facce delle barrette. Questa considerazione del modello è stata applicata a tutti i nodi solaio-barrette del modello strutturale.

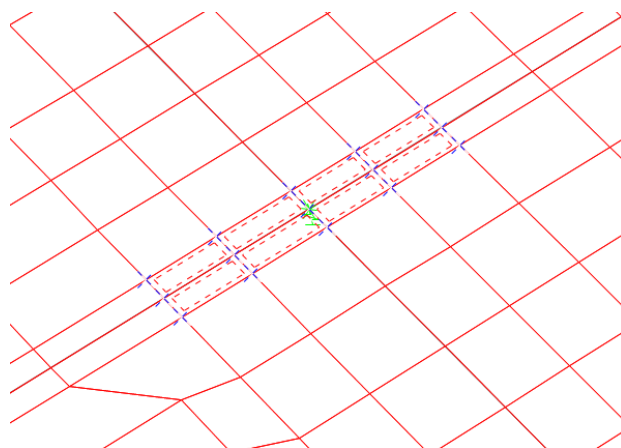



Figura 55. Dettaglio di un nodo di intercettazione soletta-pilastro

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 ($I_{33} \rightarrow \infty$) 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.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

- 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/m²) 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 concentrati sulla base dei pilastri e carichi distribuiti applicati al perimetro sulle 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 delle 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.

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

$\mu = \ln(r_m / r_o)$... ampiezza campo di deformazione G_L ... Modulo di taglio in profondità L

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

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

Sezione rettangolare: $r_o = (b + h) / \pi$ Terreno omogeneo: $\varepsilon = 1$ $\rho = 1$


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

Per la stazione Cimarora (SCI), si ha:

Unità prevalente U2

$$E_s = 150 \text{ MPa} \quad \nu = 0,30 \quad \rightarrow \quad G_s = G_m = G_b = E_s / 2(1 + \nu) = 57,69 \text{ MPa}$$

$$\text{Diaframmi } e=1,20\text{m} / L=10\text{m} \quad \rightarrow \quad K_d = 765000 \text{ kN/m/m}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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

Per la stazione di Bologna (SBO):

Unità prevalente U2 migliorata – Colonne Jet Grouting

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

$$B = 12.8\text{m} \quad L/B \sim 6.25 \quad I_w = 1,60 \quad \rightarrow \quad K_s = 24140 \text{ kN/m}^2$$

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 concentrati sulle pilastri e carichi distribuiti applicati al perimetro del modello, nonché carichi verticali associati alla sottopressione idrostatica dovuta al livello della falda.

Tra gli assi 0-1, il carico totale della sovrastruttura è distribuito equamente tra i due diaframmi laterali.


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

W_{T1} ... peso della struttura (*Base Reaction*) = 212260 kN

L_p ... lunghezza del perimetro della soletta sostenuta dai diaframmi = 160m

w_d ... peso proprio dei diaframmi sopra la soletta de fondo =650 kN/m

$$q = \frac{(212260)}{160} + 650 = 1980 \text{ kN/m}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Tra gli assi 1-5, i carichi concentrati trasferiti dalle pilastri sono ricavati direttamente dalle reazioni verticali calcolate nel modello della sovrastruttura (modello precedente). I carichi distribuiti q (kN/m) applicati al perimetro del modello possono essere stimati come:

$$q = (W_{T2} - \sum R_i) / L_p + w_d$$

W_{T2} ... peso totale della struttura (*Base Reaction*) = 147500 kN

$\sum R_i$... sommatoria della reazione dei pilastri = 81860 kN ~55%

L_p ... lunghezza del perimetro della soletta sostenuta dai diaframmi = 90m

w_d ... peso proprio dei diaframmi sopra la soletta de fondo = 650 kN/m

$$q = \frac{(147500 - 81860)}{90} + 650 = 1380 \text{ kN/m}$$

$$(W_{T1} + W_{T2}) = 212260 + 147500 = 359760 \text{ kN} \dots \text{ok}$$

La Figura 56 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).

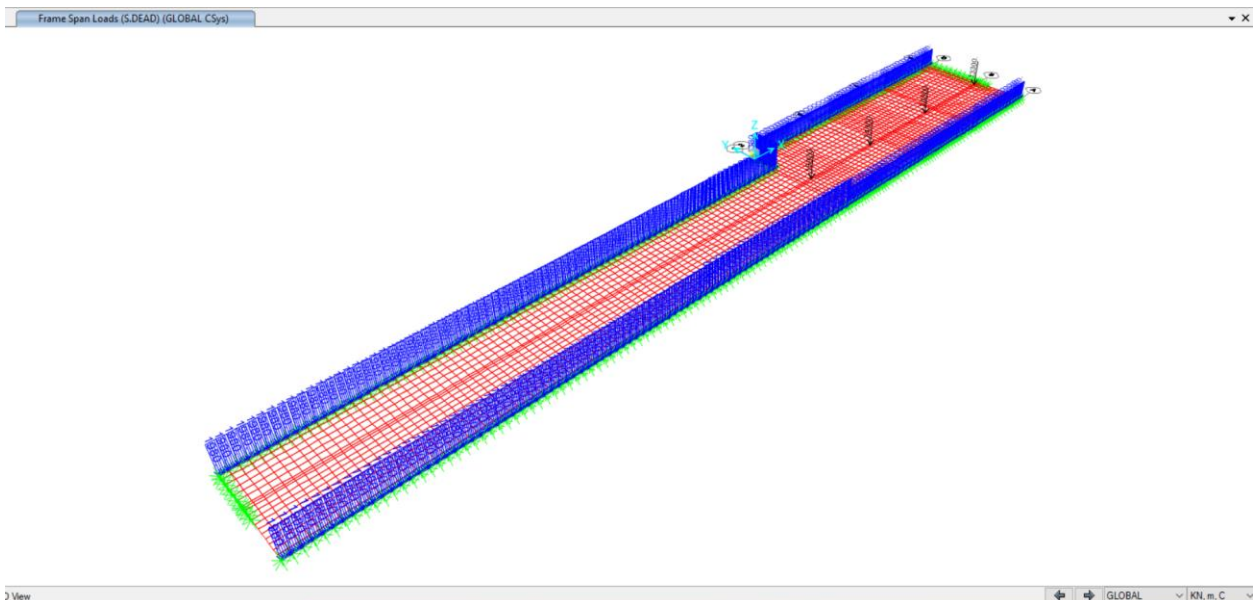



Figura 56. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

- 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 dal solettone di fondo e che si somma alla reazione verticale del terreno trasmesse dai carichi gravitazionali della sovrastruttura.

Nel caso della stazione Cimarosa (SCI), la quota piezometrica di riferimento è a -10,50m, per cui la quota a lungo termine sarà di -6,00m, che rappresenta un dislivello $\Delta H = 19,95\text{m}$ rispetto alla quota dell'intradosso del solettone di fondo posto a quota -25,95m.

$$\text{Sottopressione} = \Delta H \times \gamma_w = 19,95\text{m} \times 10 \text{ kN/m}^3 = 200 \text{ kN/m}^2$$

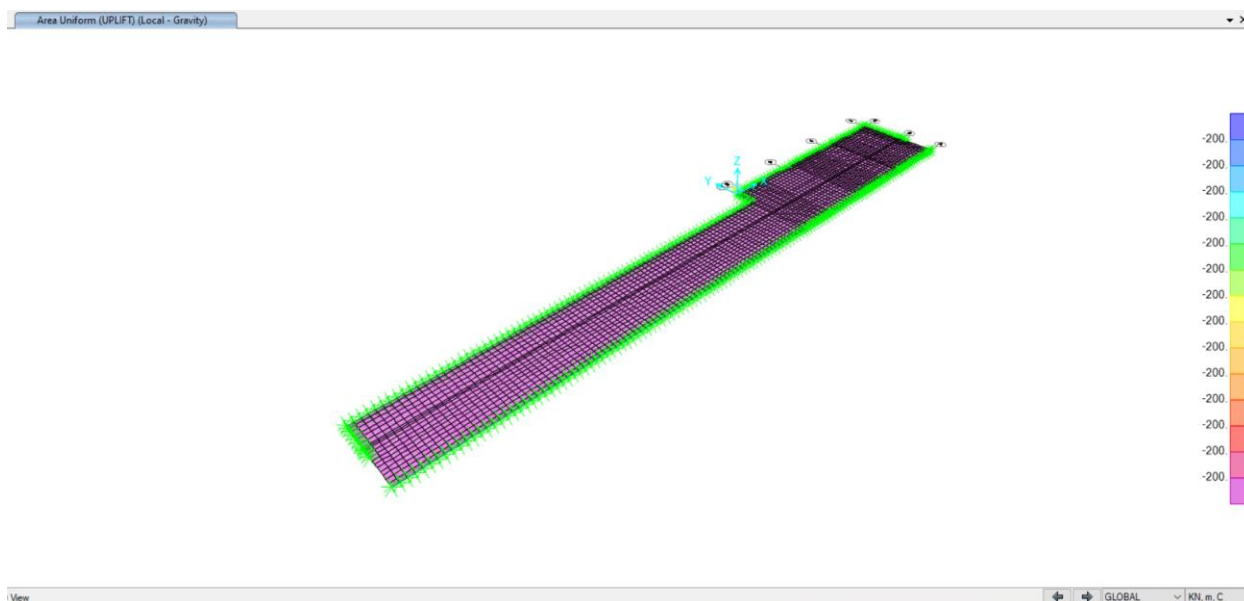



Figura 57. Sottopressione idrostatica a lungo termine

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC, 2018.

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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



6.2.3 Risultati e verifiche strutturali

L'ALLEGATO G 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 58 mostra una vista della deformazione della soletta di fondo

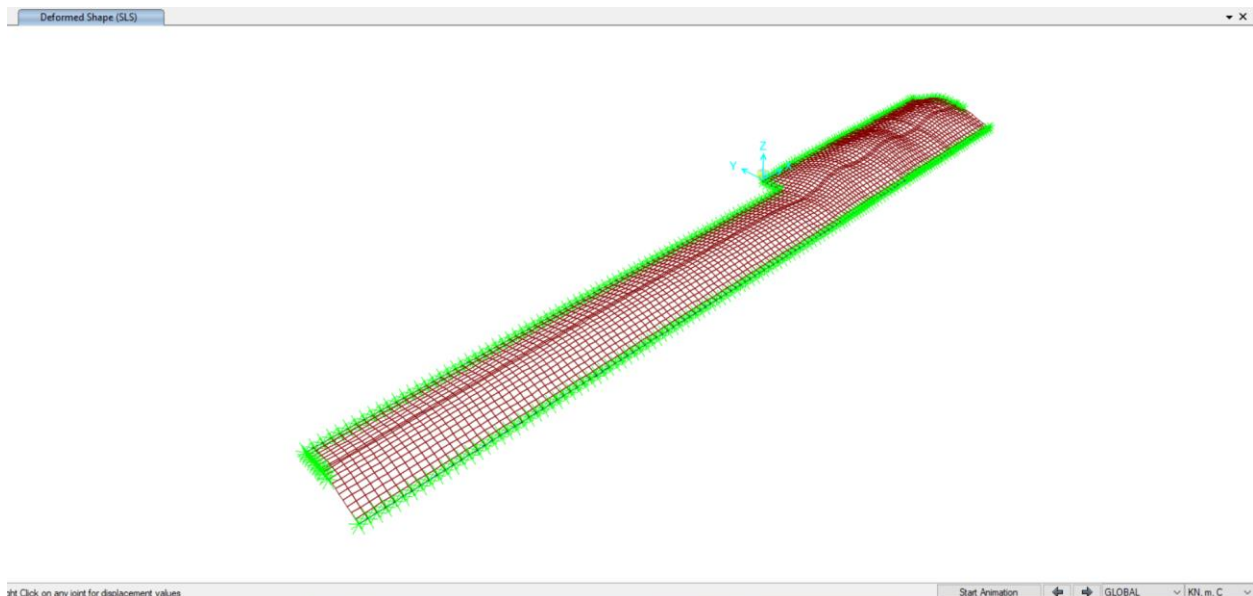


Figura 58. Deformazione della soletta di fondo

i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 150cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC §4.1.6.1.1.

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

$$A_{s,min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 145 = 24.30 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 26/200$$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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

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

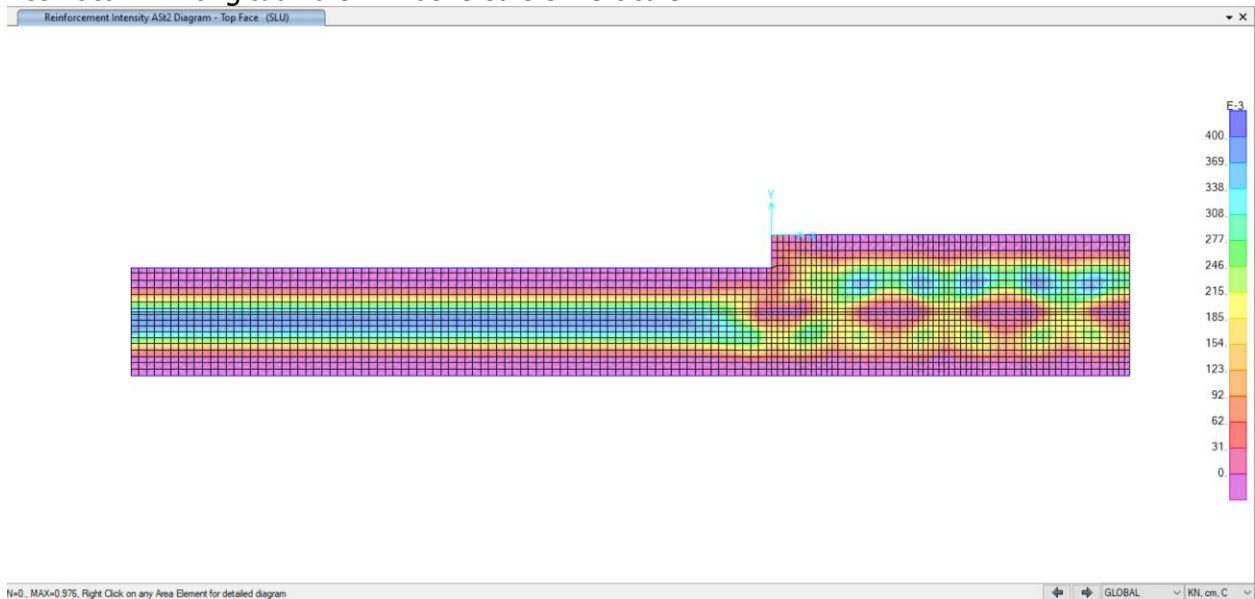


Figura 59. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale

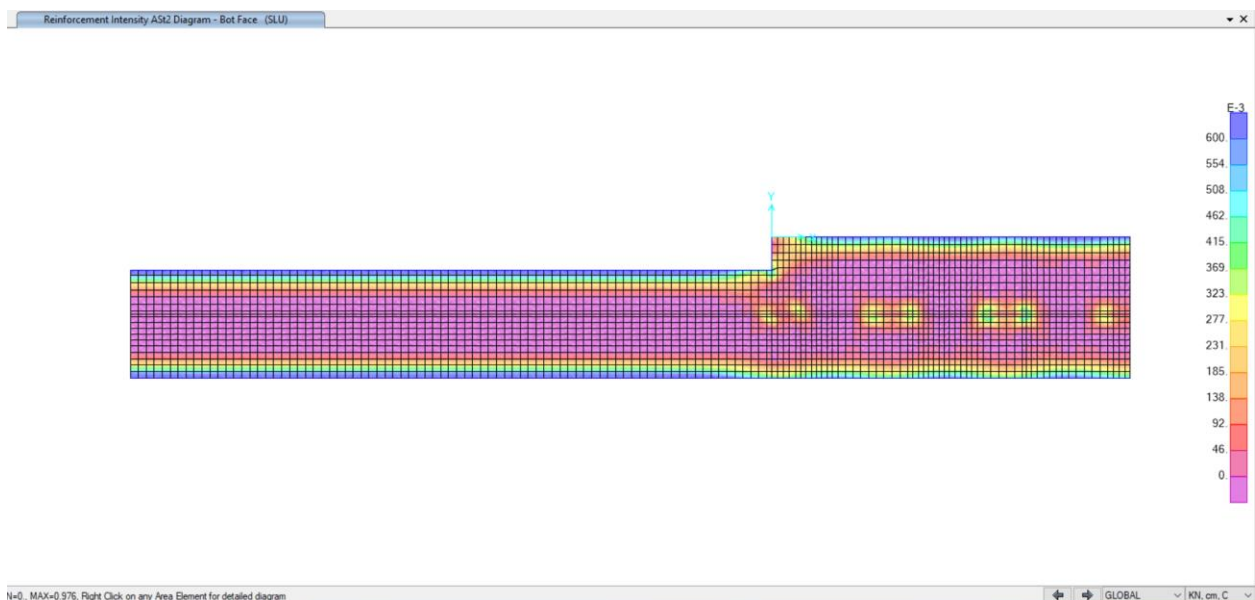


Figura 60. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

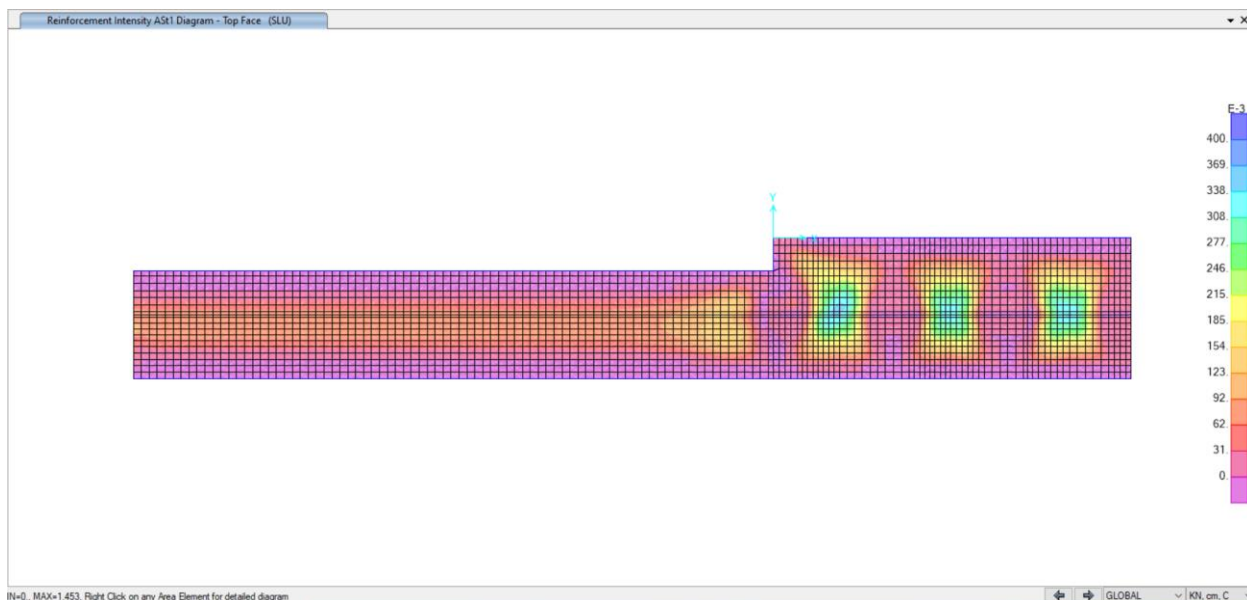


Figura 61. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale

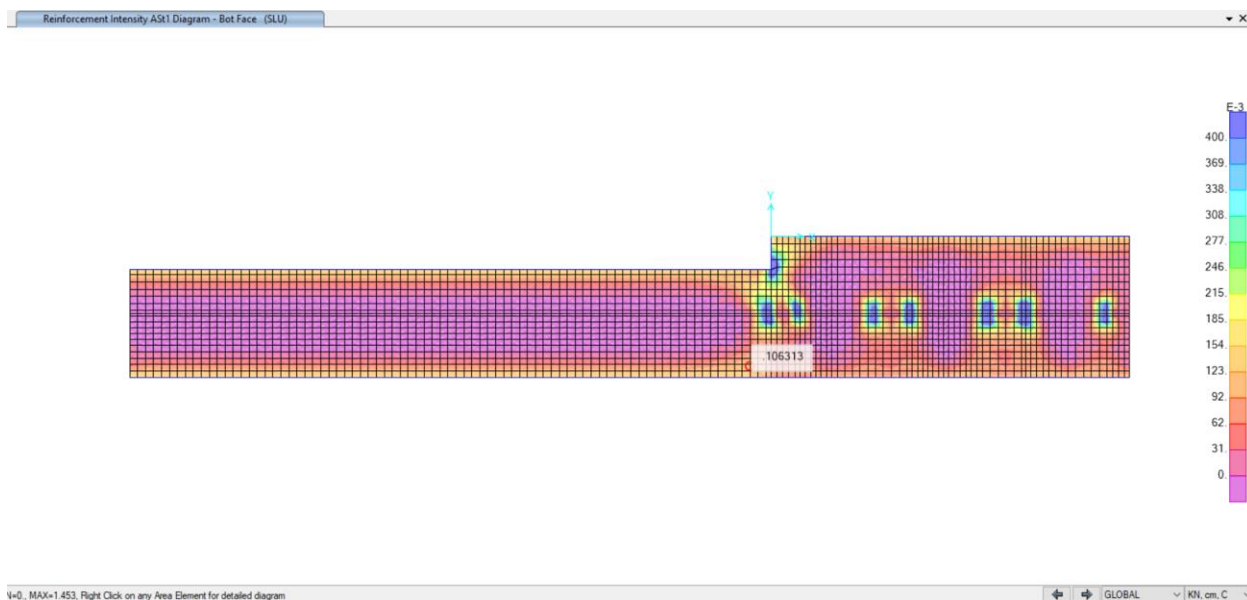


Figura 62. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale



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

Tabella 21 Armature soletta di fondo

Tra assi	Posizione	Tra assi AB	Assi B	Tra assi BC
0-1	Trasv. Superiore	$\phi 26/100$	$2\phi 26/100$	$\phi 26/100$
	Trasv. Inferiore	$\phi 26/100$	$\phi 26/200$	$\phi 26/100$
	Long. Superiore	$\phi 26/250$	$\phi 26/250$	$\phi 26/250$
	Long. Inferiore	$\phi 26/250$	$\phi 26/250$	$\phi 26/250$
1-5	Trasv. Superiore	$\phi 26/100$	$\phi 26/100$	$\phi 26/100$
	Trasv. Inferiore	$\phi 26/100$	$\phi 26/100 + \phi 26/200$	$\phi 26/100$
	Long. Superiore	$\phi 26/250$	$\phi 26/125$	$\phi 26/250$
	Long. Inferiore	$\phi 26/250$	$\phi 26/125$	$\phi 26/250$

ii) Verifica al taglio:

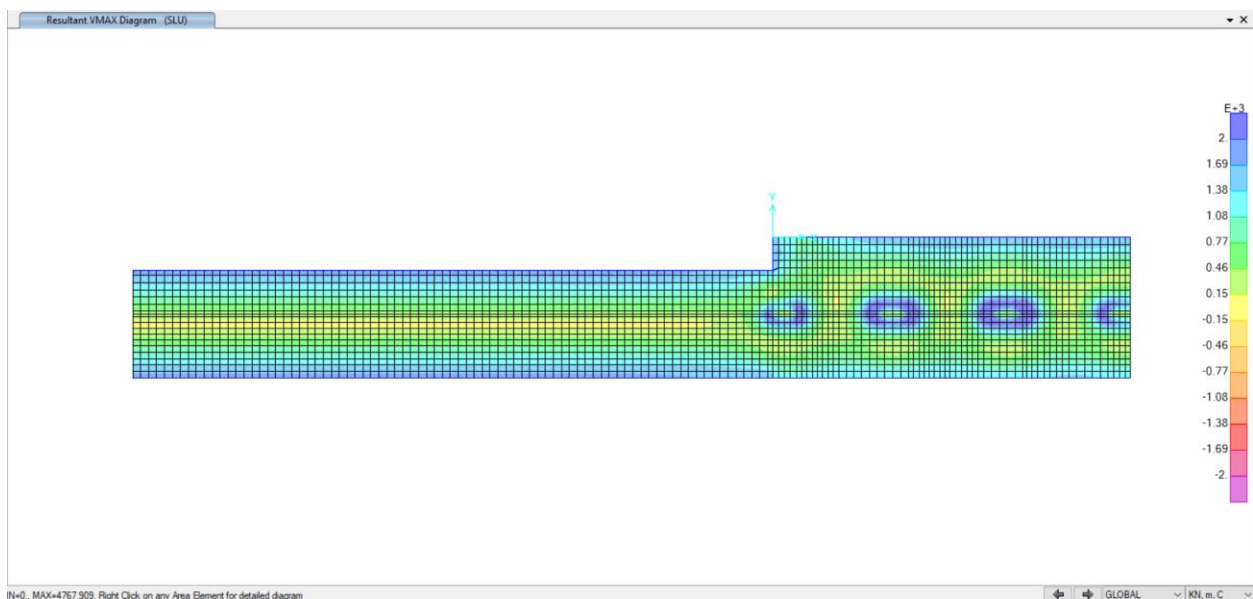


Figura 63. Taglio máximo $V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$

Zona 1: Entro $2d$ faccia delle barrete $A_{st} = 4\phi 20/200$ $V_{Rd} = 4780 \text{ kN/m} > V_{max}$

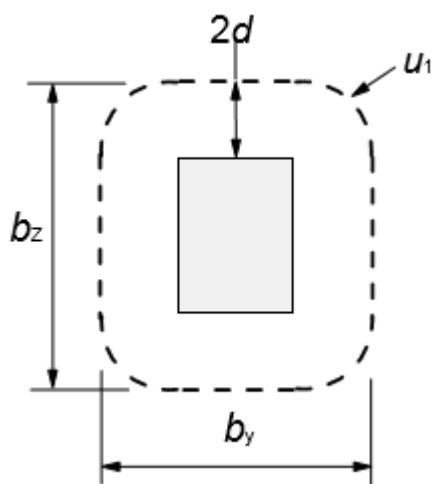
Zona 2: Resto $A_{st} = 2\phi 20/400$ $V_{Rd} = 2390 \text{ kN/m}$



iii) Verifica al Punzonamento:

NTC §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete 4.00x0,70 m $V_{Ed} = 38640$ kN



Soletta di fondo:

$$d = 1,40\text{m} \quad u_1 = 31,80\text{m}$$

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1 = 1,50 \times 38640 / 1,40 / 31,80 / 1000 = 1,30\text{MPa}$$

$$v_{Rd,c} = v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,33 \text{ MPa} < v_{Ed}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 (d/s_r) A_{sw} f_{ywd,ef} (1/(u_1 d)) \sin \alpha$$

Per un perimetro situato alla distanza d dalla faccia del barrette - $\phi 20/200$

$$A_{sw} = 20,60 / 0,20 \times 3,14 = 320 \text{ cm}^2 \quad f_{y,ef} = 390\text{MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \times 0,33 + 1,5 (1,40 / 0,20) 320 \times 390 / (3180 \times 140) = 0,25 + 2,93 = 3,18 \text{ MPa} > v_{Ed}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

- Verifiche SLE – Solettone di fondo

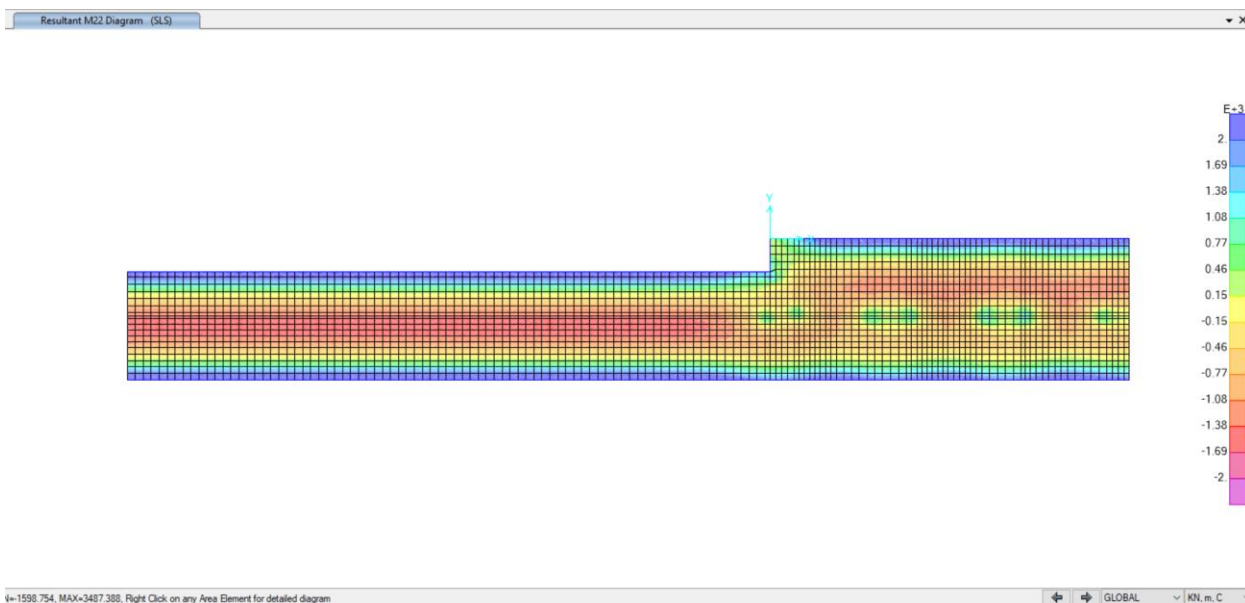


Figura 64. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

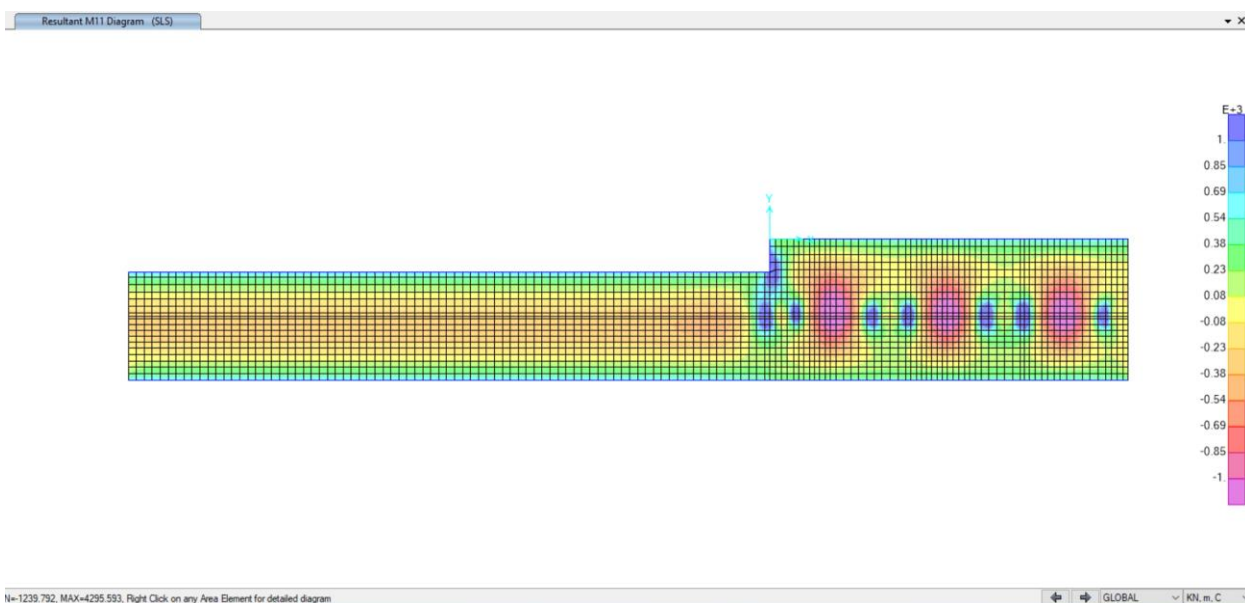



Figura 65. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinata 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,

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

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

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

Tabella 22 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	100	92.5	2φ24/100	φ24/200	1550	2940
T2	100	92.5	φ24/100+ φ24/200	φ24/200	1150	2260
T3	100	92.5	φ24/200	φ24/200	350	800
L1	100	90	φ26/125	φ26/125	620	1420
L2	100	90	φ24/250	φ24/250	175	650

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

NTC §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 limiti 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.

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

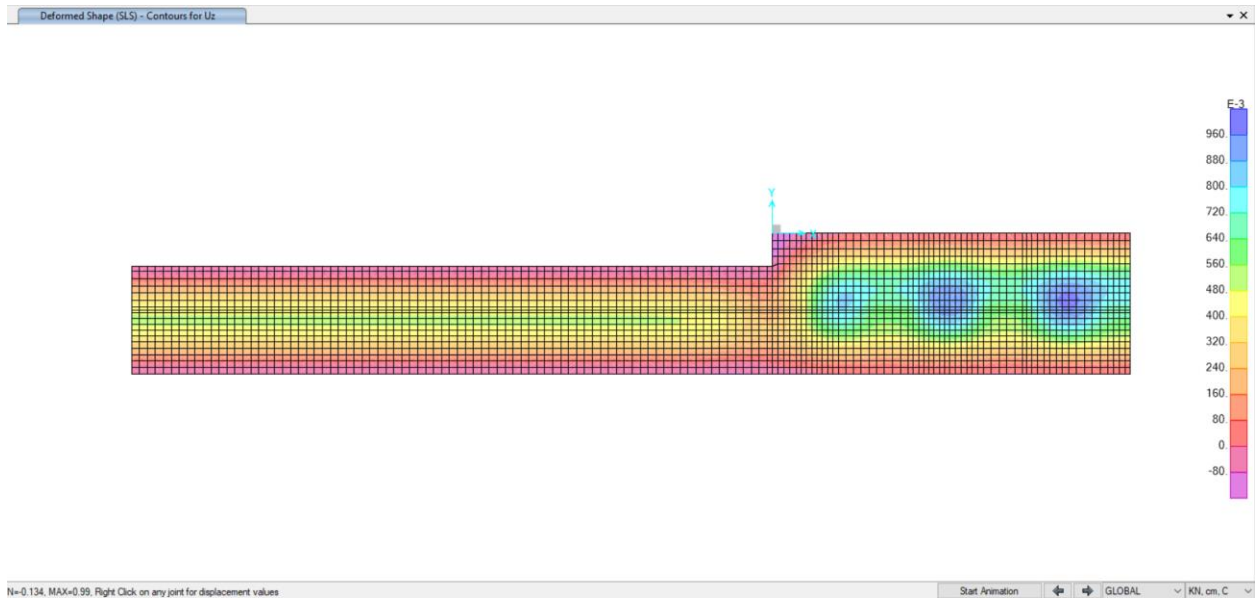


Figura 66. Deformazione verticale Uz – SLE

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra il abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni assi, 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 23 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$	$\Delta/L < 1/250$
0-1	13.50	0.50	1/2700
1	9.35	0.30	1/3100
2	9.35	0.72	1/1300
3	9.35	0.70	1/1330
4	9.35	0.77	1/1200
5	9.35	0.70	1/1330



6.3 Altre strutture interne

6.3.1 Generalità

Tra le strutture interne vi sono le fodere poste in adicenza 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 -3,00m e -7,95m è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 50cm e larghezza unitaria. La fodera tra il solaio dell'atrio e il solaio della banchina superiore tra quota -8,95m e -16,05m è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 80cm e larghezza unitaria. Infine, la fodera tra il solaio della banchina superiore e la soletta di fondazione tra quota -17,05m e -24,45m è stata schematizzata come una trave appoggiata (lato superiore) -incastata (lato fondazione) di spessore 80cm e larghezza unitaria.

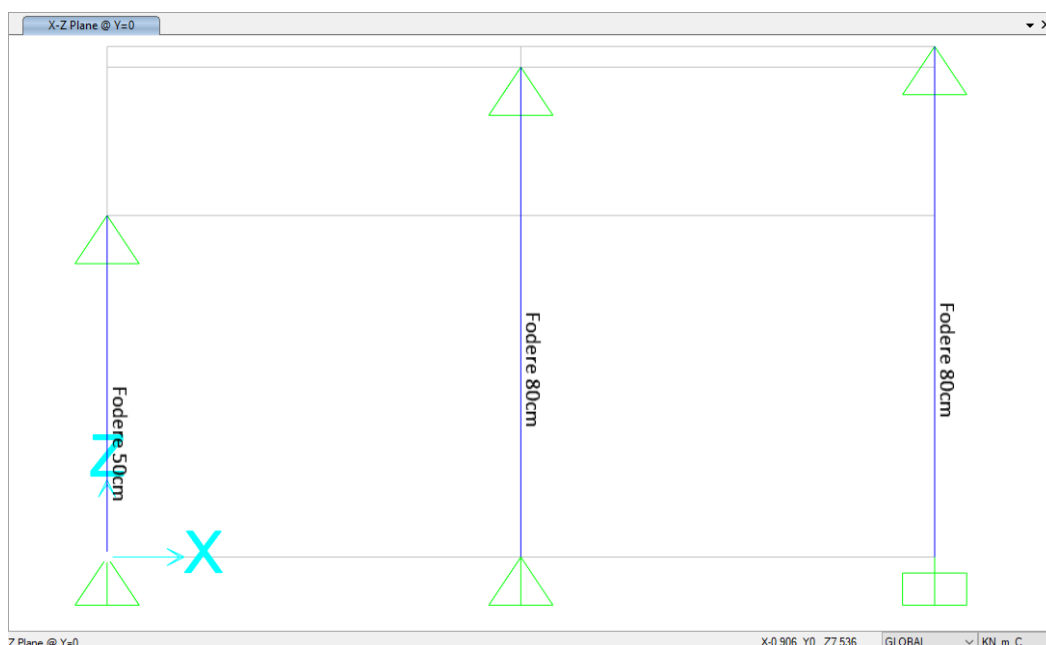


Figura 67. Schemi di calcolo


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Tabella 24 Spessore delle fodere

Elemento strutturale	Quota[m]	Spessore [cm]
Fodere "tipo A"	da -3,00 a -7,95m	50
Fodere "tipo B"	da -8,95m a -16,05m	80
Fodere "tipo C"	da -17,05m a -24,45m	80

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 50(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 50(80) cm) e diaframma spessore 120cm.

A favore di sicurezza il peso proprio è stato trascurato

Tabella 25 Calcolo carichi da quota -3,0m 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	1041666.7	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	1041666.7	0.4
ritomb.	-3	1.2	20	60.0	30	0.33	0.50	30.00	20.00	10.00	14400000	1041666.7	0.7
U2	-7.95	4.95	19.5	156.5	36	0.26	0.41	64.52	40.64	23.89	14400000	1041666.7	1.6
Livello della falda -6.0													
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-3	1.2	0	0.0										
-6	3	0	0.0										
-7.95	1.95	10	19.5										
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. [kN/m2]	Parz. sulle fodere			
	0						14400000.0	1041666.7	0.0				
ritomb.	-1.8	1.8	20	1.0	6.29		14400000.0	1041666.7	1.4				
ritomb.	-3	1.2	20	1.0	6.29		14400000.0	1041666.7	1.4				
U2	-7.95	4.95	19.5	1.0	6.29		14400000.0	1041666.7	1.4				

Tabella 26 Calcolo carichi da quota -8,95m a -16,05m

Carichi da -8,95m a 16,05m													
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	4266666.7	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	4266666.7	1.4
ritomb.	-3	1.2	20	60.0	30	0.33	0.50	30.00	20.00	10.00	14400000	4266666.7	2.3
U2	-8.95	5.95	19.5	176.0	36	0.26	0.41	72.56	45.70	26.86	14400000	4266666.7	6.1
U2	-16.05	7.1	19.5	314.5	36	0.26	0.41	129.63	81.64	47.99	14400000	4266666.7	11.0
Livello della falda -6.0													
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-3	1.2	0	0.0										
-6	3	0	0.0										
-8.95	2.95	10	29.5										
-16.05	7.1	10	100.5										
Pressione sismica													
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. [kN/m2]	Parz. sulle fodere			
	0						14400000.0	4266666.7	5.8				
ritomb.	-1.8	1.8	20	1.6	18.21		14400000.0	4266666.7	5.8				
ritomb.	-3	1.2	20	1.6	18.21		14400000.0	4266666.7	5.8				
U2	-6	3	19.5	1.6	18.21		14400000.0	4266666.7	5.8				
U2	-8.95	2.95	19.5	1.6	18.21		14400000.0	4266666.7	5.8				
U2	-16.05	7.1	19.5	1.6	18.21		14400000.0	4266666.7	5.8				



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Tabella 20 Calcolo carichi da quota -17,05m a -24,45m

Carichi da -17,05m a 24,45m													
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	4266666.7	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	4266666.7	1.4
ritomb.	-3	1.2	20	60.0	30	0.33	0.50	30.00	20.00	10.00	14400000	4266666.7	2.3
U2	-17.05	14.1	19.5	334.0	36	0.26	0.41	137.67	86.71	50.96	14400000	4266666.7	11.6
U2	-24.45	7.4	19.5	478.3	36	0.26	0.41	197.15	124.17	72.98	14400000	4266666.7	16.7
Livello della falda -6.0													
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-3	1.2	0	0.0										
-6	3	0	0.0										
-17.05	11.1	10	110.5										
-24.45	7.4	10	184.5										
Pressione sismica													
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. [kN/m2]	Parz. sulle fodere			
	0												
ritomb.	-1.8	1.8	20	1.6	28.92		14400000.0	4266666.67	8.2				
ritomb.	-3	1.2	20	1.6	28.92		14400000.0	4266666.67	8.2				
U2	-6	3	19.5	1.6	28.92		14400000.0	4266666.67	8.2				
U2	-17.05	11.1	19.5	1.6	28.92		14400000.0	4266666.67	8.2				
U2	-24.45	7.4	19.5	1.6	28.92		14400000.0	4266666.67	8.2				

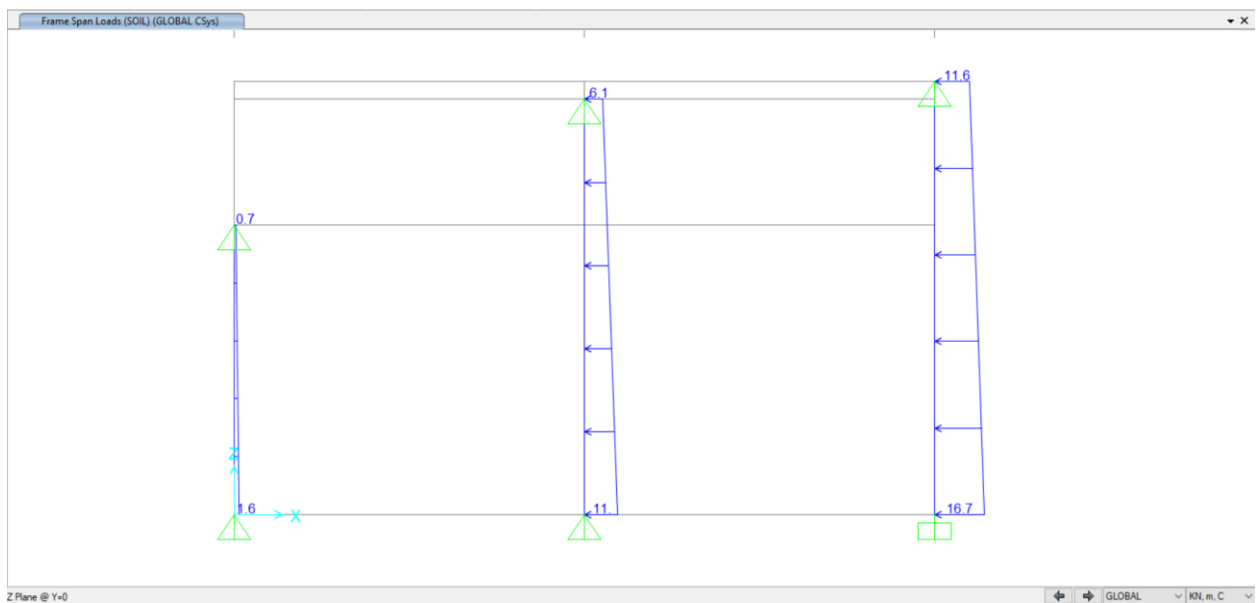


Figura 68. Pressione del terreno

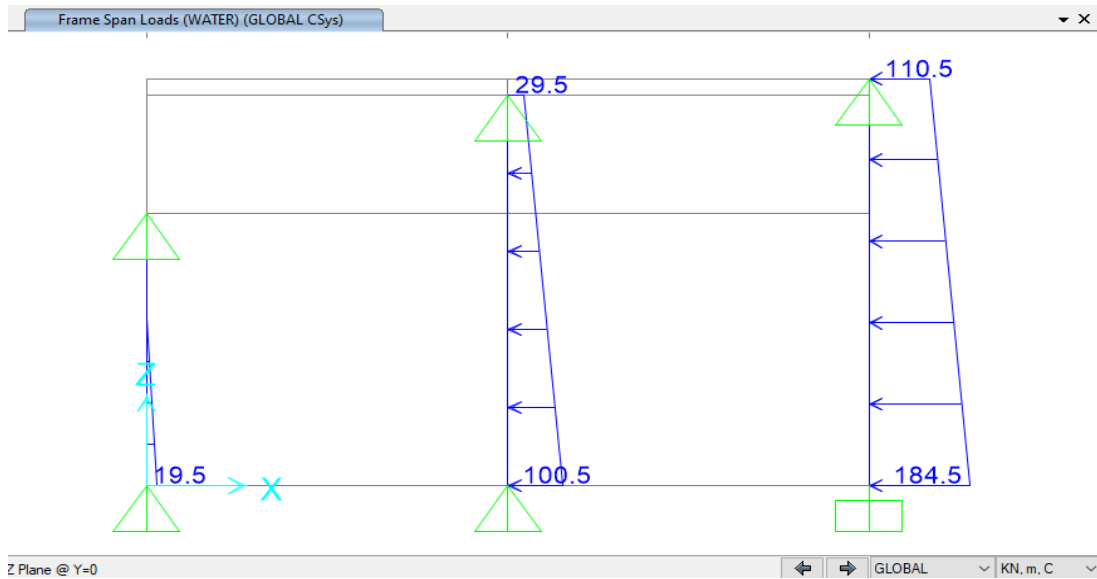


Figura 69. Pressione dell'acqua

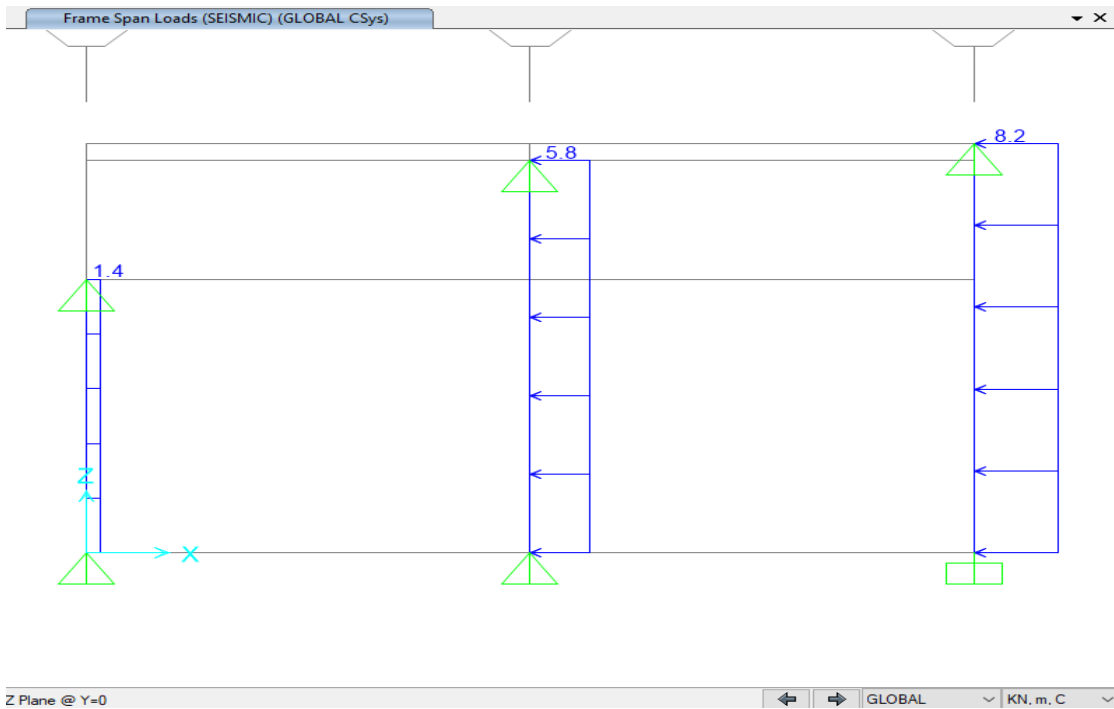



Figura 70. Pressione sismica

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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	1,30	1
G2	1	1,30	1
E	0	0	1

6.3.2.3. Risultati dell'analisi

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

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

Gli inviluppi 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.



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

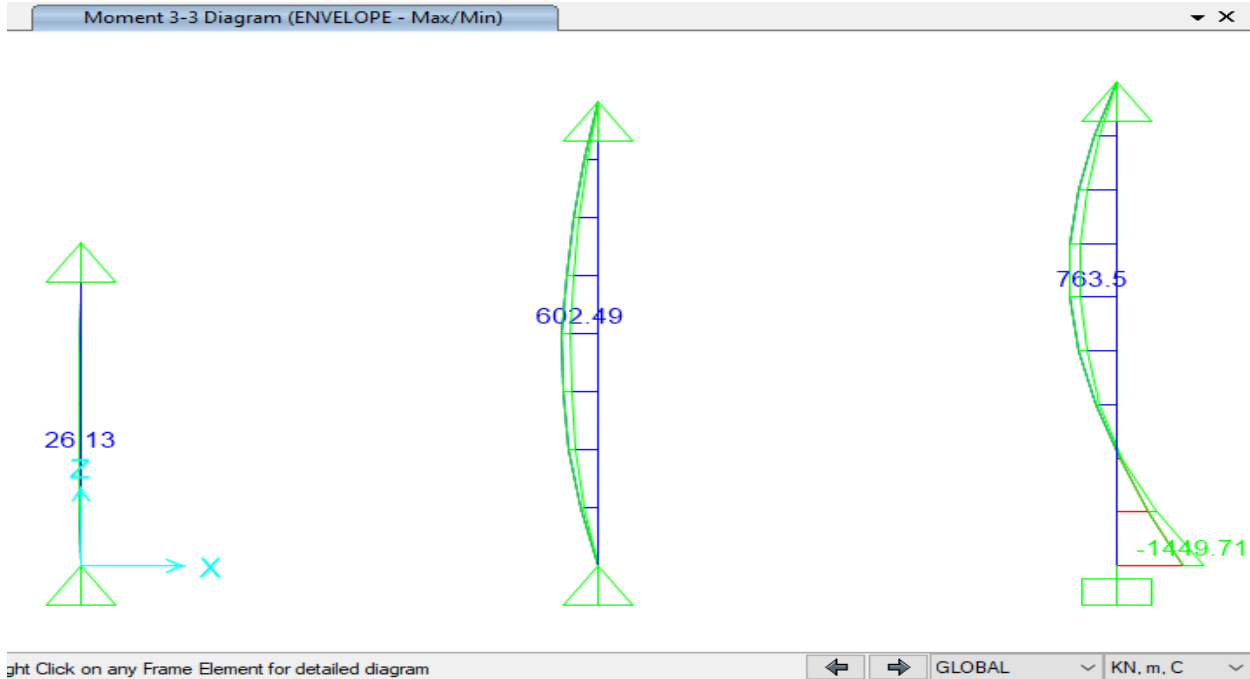


Figura 71. Diagrammi Momento flettente

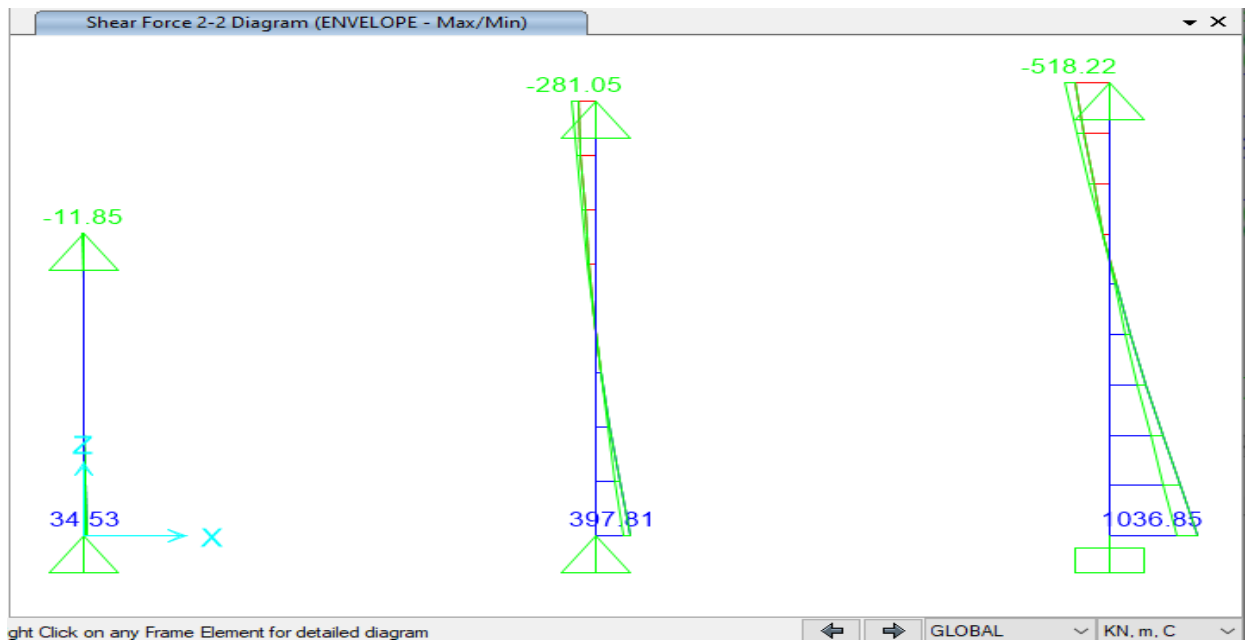


Figura 72. Diagrammi di Taglio



6.3.2.4. Verifiche strutturali

- Verifiche SLU

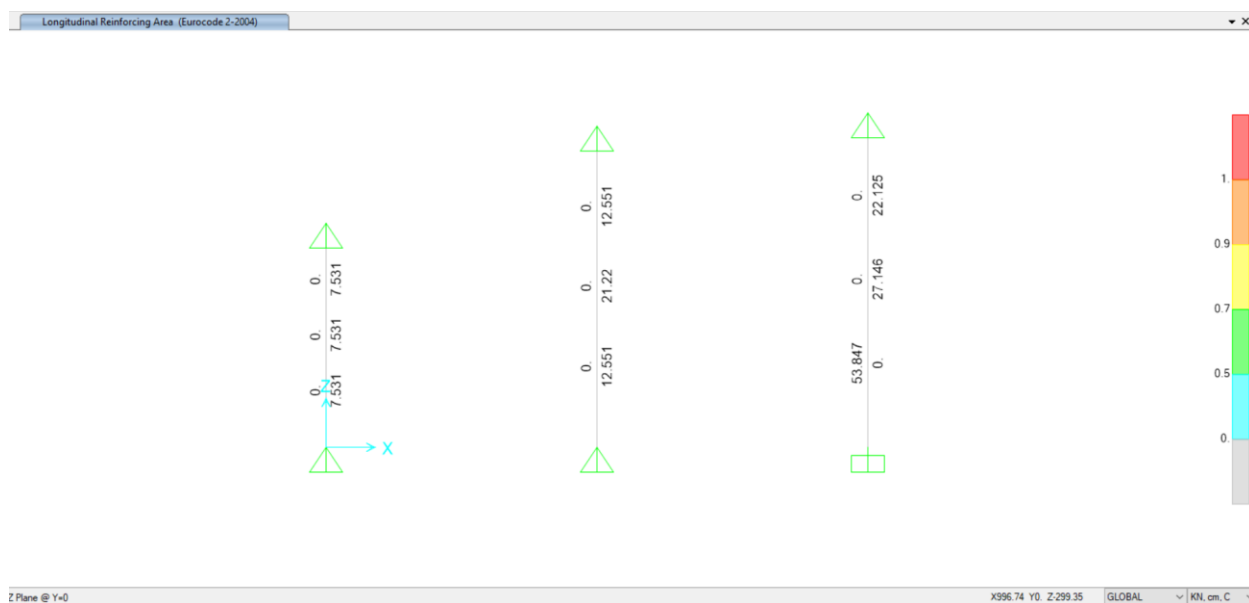


Figura 73. Rinforzo longitudinale (cm²/m)

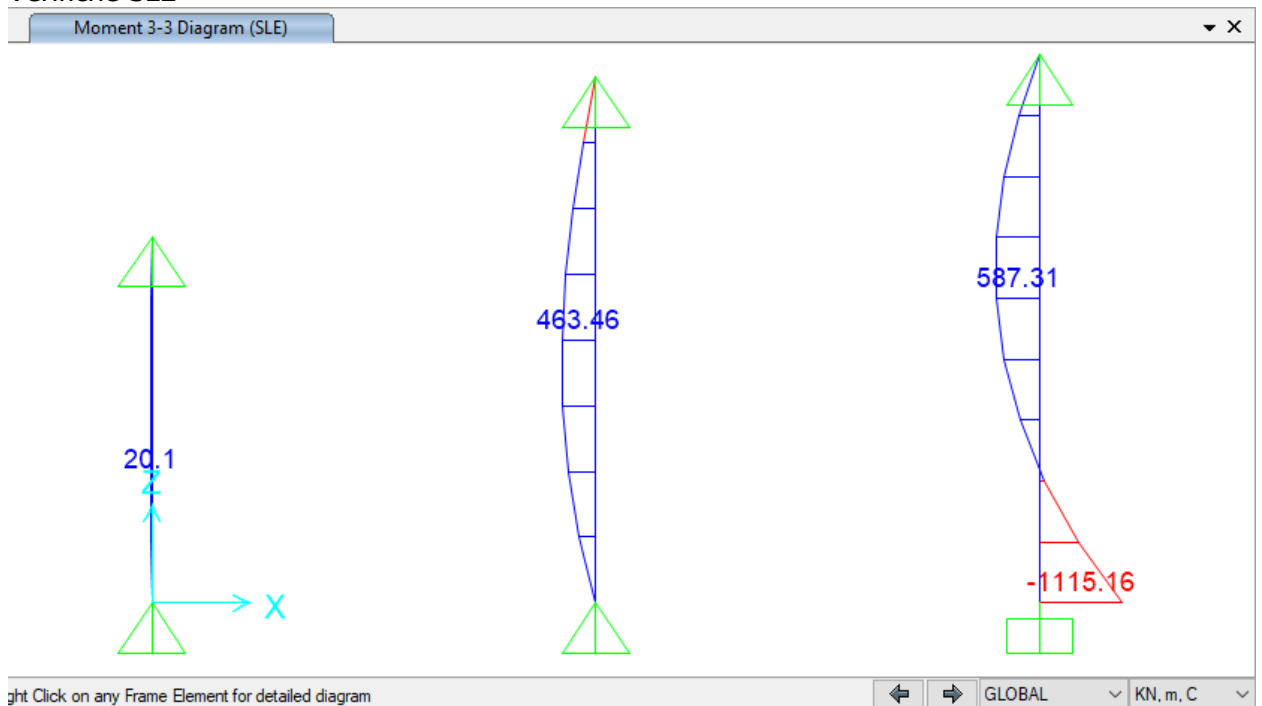
Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle fodere:

Tabella 28 Armature fodere

Quota	Spessore [cm]	Lato interno	Lato esterno	Rep.	Armatura a taglio	V _{Rd} [KN/m]
Da -3,00m a -7,95m	50	Φ 16/20	Φ 12/20	Φ 12/20	Φ8/40X40	71
Da -8,95m a -16,05m	80	Φ 20/10	Φ 16/20	Φ 16/20	Φ12/20X40	533
Da -17,05m a -24,45m	80	Φ 24/10	Φ 20/20	Φ 16/20	Φ12/20X40	533
		Φ 24/10	Φ 26/10+ Φ 20/20	Φ 16/20	Φ12/20X20	1066



- Verifiche SLE


Figura 74. Diagramma di Momenti flettenti

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinata 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 $w_2 = 0,30\text{mm}$ NTC §4.1.2.2.4.

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

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



Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
Da -3,00m a -7,95m	50	45	φ16/200	φ12/200	85	175
Da -8,95m a -16,05m	80	75	φ20/100	φ16/200	585	880
Da -17,05m a -24,45m interno	80	75	φ20/100	φ20/200	590	885
Da -17,05m a -24,45m base	80	75	φ26/100+ φ20/200	φ20/100	1480	1950

ii) Verifica deformazione

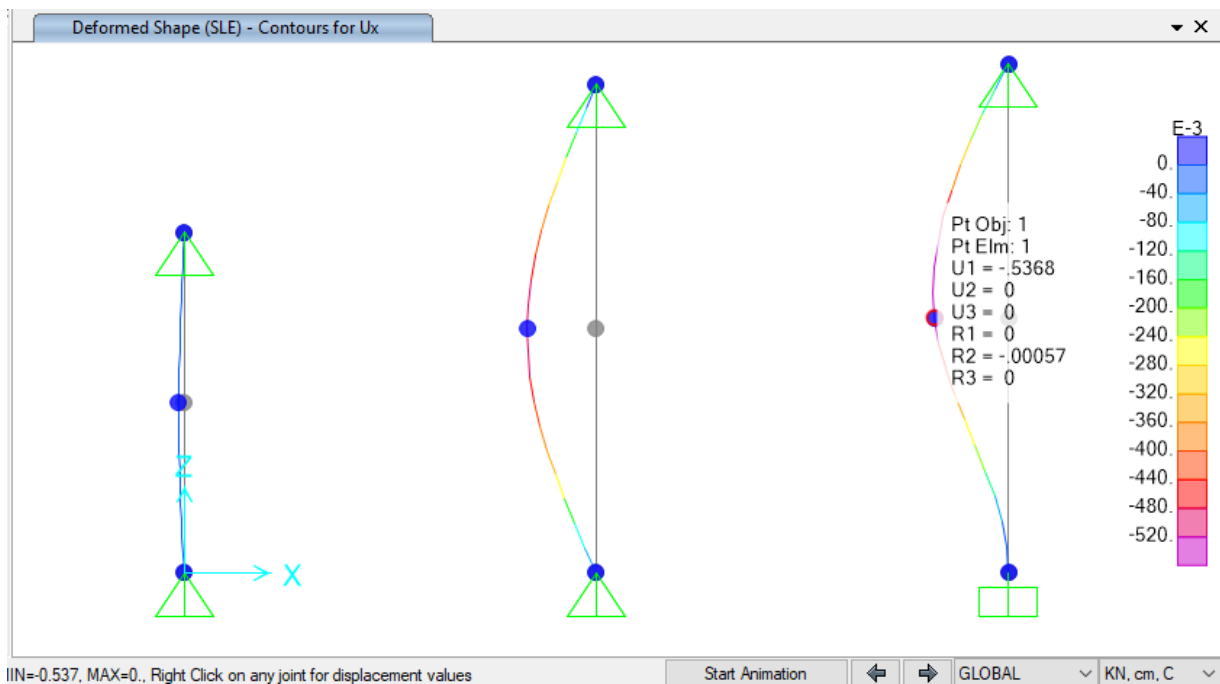


Figura 75. Deformazione laterale

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra il abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni assi, 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


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Tabella 29 Verifica deformazione

Fodera	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{supp}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
Da -3,00m a -7,95m	4,95	0,04	---
Da -8,95m a -16,05m	7,10	0,50	1/1420
Da -17,05m a -24,45m	7,40	0,55	1/1345

6.3.3. Fodera in corrispondenza del foro scala

L'analisi strutturale è stata condotta mediante schemi strutturali semplici con l'utilizzo del software SAP2000.

In corrispondenza del foro nella soletta del atrio è stata analizzata la fodera tra il solaio di copertura e il solaio della banchina superiore, tra quota -3,00m e -16,05m. La fodera è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 130cm e larghezza unitaria.

In corrispondenza del foro nella soletta della banchina superiore è stata analizzata la fodera tra il solaio del atrio e il solettone di fondo, tra quota -8,95m e -24,45m è stata schematizzata come una trave appoggiata (lato atrio) - incastrata (lato fondazione) di spessore 130cm e larghezza unitaria.

Per definire la rigidità della molla K_1 è stato ipotizzata una trave orizzontale in spessore incastrata-incastrata di lunghezza pari a 11,00m che rappresenta la larghezza massima del foro scala. Le dimensioni della sezione della trave sono le seguenti;

Spessore = 130cm / Larghezza = 360cm

$$K_1 = (384 \times E \times I) / L^4 = 553175 \text{ kN/m}$$

Dove

E = Modulo elastico cls C30/37

I = Momento d'inerzia della sezione

L = Luce libera della trave = 11,00m

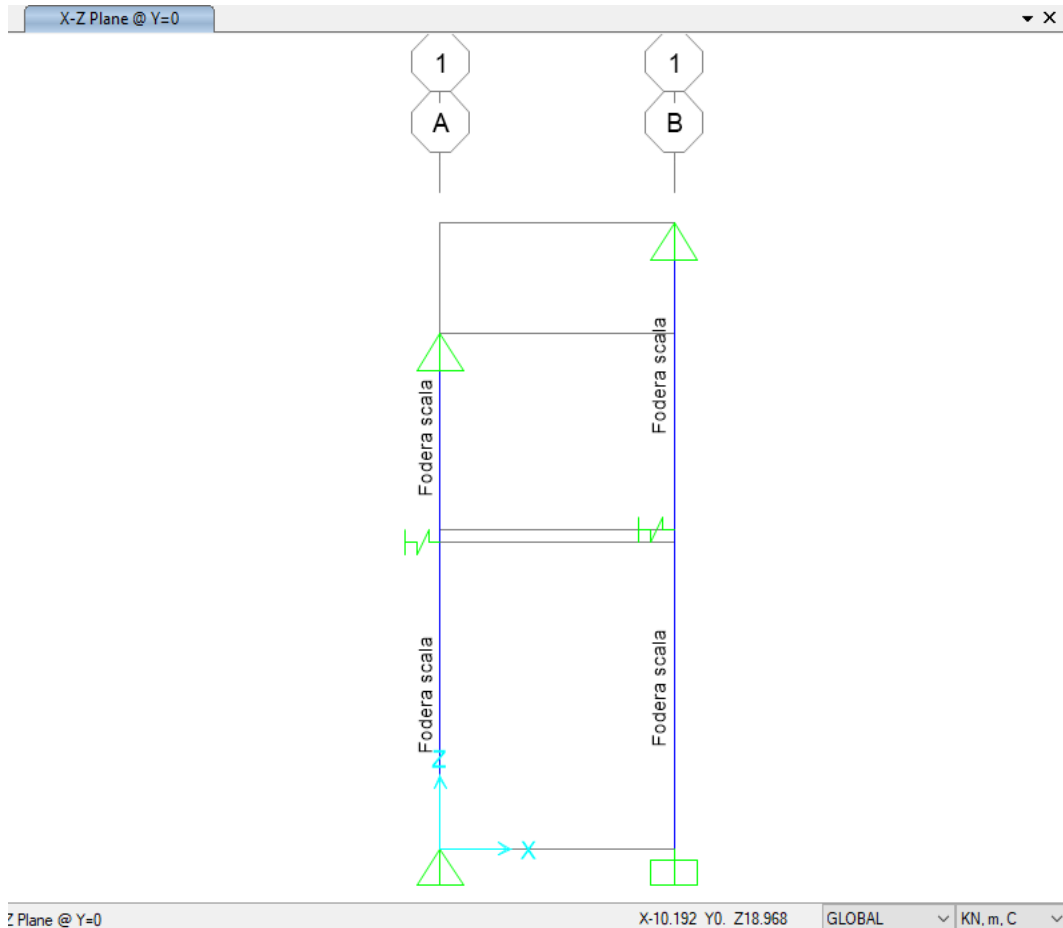



Figura 76. Schemi di calcolo

Tabella 30 Spessore delle fodere

Elemento strutturale	Quota[m]	Spessore [cm]
Fodere "tipo A"	da -3,00m a -16,05m	130
Fodere "tipo B"	da -8,95m a -24,45m	130

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.3.3.1. Analisi dei carichi

1) Spinta laterale del terreno

Il carico laterale applicato alle fodere è stato calcolato considerando la ripartizione di tale carico in base al rapporto delle inerzie tra fodera (spessore 130cm) 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 130cm) e diaframma spessore 120cm).

A favore di sicurezza il peso proprio è stato trascurato

Tabella 31 Calcolo carichi da quota -3,00m a -16,05m

Carichi da -3m a 16,05m													
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	18308333.33	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	18308333.33	3.4
ritomb.	-3	1.2	20	60.0	30	0.33	0.50	30.00	20.00	10.00	14400000	18308333.33	5.6
U2	-8.45	5.45	19.5	166.3	36	0.26	0.41	68.54	43.17	25.37	14400000	18308333.33	14.2
U2	-16.05	7.6	19.5	314.5	36	0.26	0.41	129.63	81.64	47.99	14400000	18308333.33	26.9
Livello della falda			-6.0										
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-3	1.2	0	0.0										
-6	3	0	0.0										
-8.45	2.45	10	24.5										
-16.05	7.6	10	76.0										
Pressione sismica													
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												
ritomb.	-1.8	1.8	20	2.6	33.47	14400000.0	18308333.3	21.3					
ritomb.	-3	1.2	20	2.6	33.47	14400000.0	18308333.3	21.3					
U2	-6	3	19.5	2.6	33.47	14400000.0	18308333.3	21.3					
U1	-8.45	2.45	19.5	2.6	33.47	14400000.0	18308333.3	21.3					
U2	-16.05	7.6	18.5	2.6	33.47	14400000.0	18308333.3	21.3					

Tabella 32 Calcolo carichi da quota -8,95m a -24,45m

Carichi da -8,95m a 24,45m													
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]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Parz. sulle fodere [kN/m2]
	0							0.00	0.00	0.00	14400000	18308333.33	0.0
ritomb.	-1.8	1.8	20	36.0	30	0.33	0.50	18.00	12.00	6.00	14400000	18308333.33	3.4
ritomb.	-3	1.2	20	60.0	30	0.33	0.50	30.00	20.00	10.00	14400000	18308333.33	5.6
U2	-8.95	5.95	19.5	176.0	36	0.26	0.41	72.56	45.70	26.86	14400000	18308333.33	15.0
U2	-16.55	7.6	19.5	324.2	36	0.26	0.41	133.65	84.17	49.48	14400000	18308333.33	27.7
U2	-24.45	7.9	19.5	478.3	36	0.26	0.41	197.15	124.17	72.98	14400000	18308333.33	40.9
Livello della falda			-6.0										
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1.8	1.8	0	0.0										
-3	1.2	0	0.0										
-6	3	0	0.0										
-8.95	2.95	10	29.5										
-16.55	7.6	10	76.0										
-24.45	15.5	10	184.5										
Pressione sismica													
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												
ritomb.	-1.8	1.8	20	2.6	60.57	14400000.0	18308333.3	36.5					
ritomb.	-3	1.2	20	2.6	60.57	14400000.0	18308333.3	36.5					
U2	-6	3	19.5	2.6	60.57	14400000.0	18308333.3	36.5					
U2	-8.95	2.95	19.5	2.6	60.57	14400000.0	18308333.3	36.5					
U1	-16.55	7.6	19.5	2.6	60.57	14400000.0	18308333.3	36.5					
U2	-24.45	7.9	19.5	2.6	60.57	14400000.0	18308333.3	36.5					

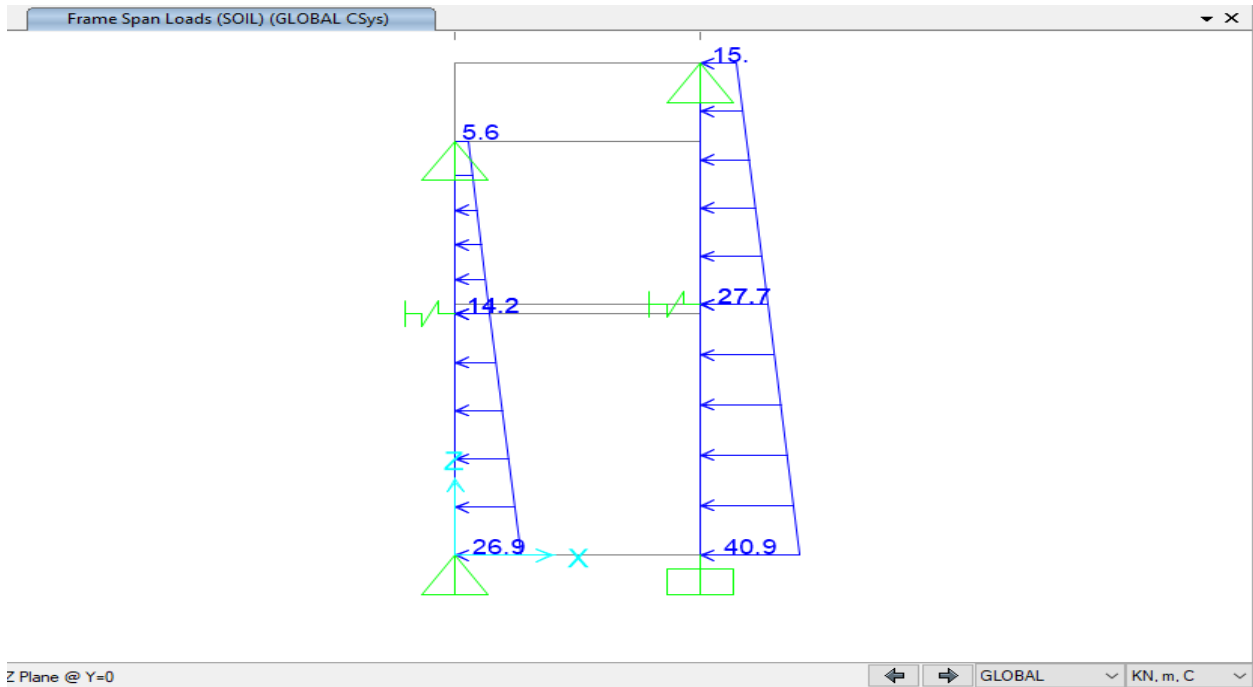


Figura 77. Pressione del terreno

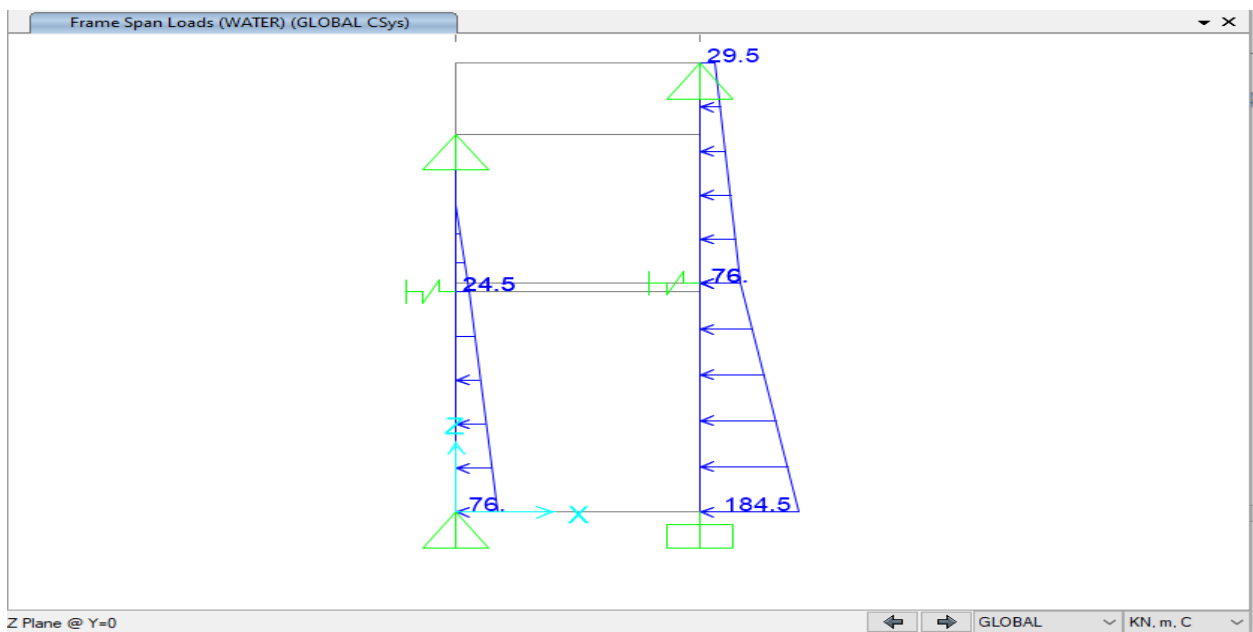


Figura 78. Pressione dell'acqua

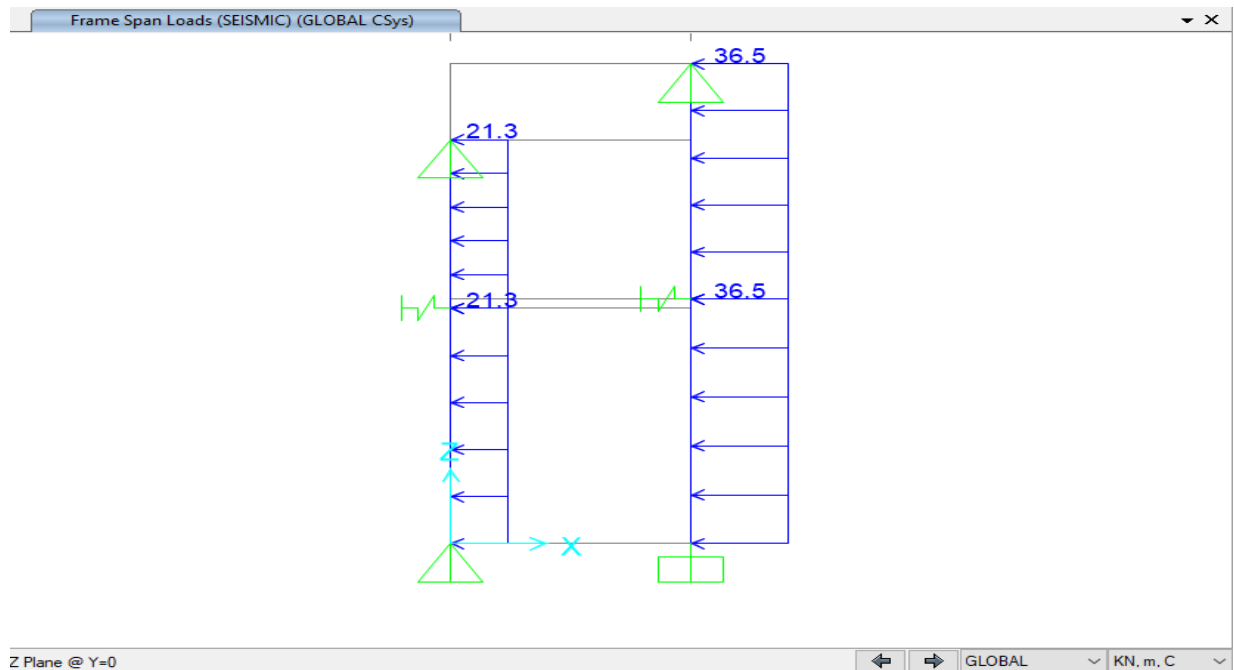


Figura 79. Pressione sismica

La reazione della molla K_1 rappresenta il carico uniformemente distribuito sulla trave orizzontale 130x360.

Fodere "tipo A" $R_1 = 315\text{kN/m}$

$$M^- = ((R_1 \times L^2)/12) / 3,6\text{m} = 885\text{kN} \times \text{m} \rightarrow 1205 \text{ kN} \times \text{m/m (SLU)}$$

$$M^+ = ((R_1 \times L^2)/24) / 3,6\text{m} = 445\text{kN} \times \text{m} \rightarrow 605 \text{ kN} \times \text{m/m (SLU)}$$


$$\text{Taglio} = ((R_1 \times L)/2)/3,6\text{m} = 660\text{kN/m (SLU)}$$

Fodere "tipo B" $R_2 = 725\text{kN/m}$

$$M^- = ((R_2 \times L^2)/12) / 3,6\text{m} = 2030\text{kN} \times \text{m} \rightarrow 2675 \text{ kN} \times \text{m/m (SLU)}$$

$$M^+ = ((R_2 \times L^2)/24) / 3,6\text{m} = 1015\text{kN} \times \text{m} \rightarrow 1340 \text{ kN} \times \text{m/m (SLU)}$$

$$\text{Taglio} = ((R_2 \times L)/2)/3,6\text{m} = 1460\text{kN/m (SLU)}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.3.3.2. 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 33 Combinazione dei carichi

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

6.3.3.3. Risultati dell'analisi

Nei paragrafi seguenti sono riportati i diagrammi della combinazione SLE e gli involuppi 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 I sono riportati i risultati di interesse.



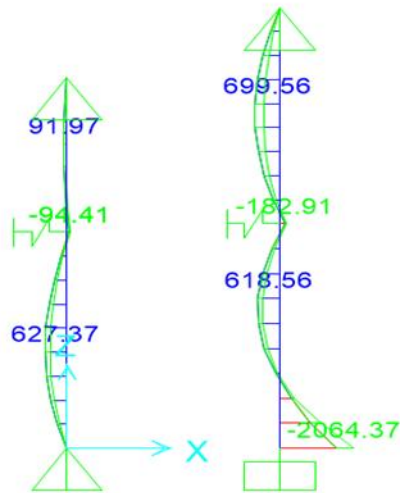
CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

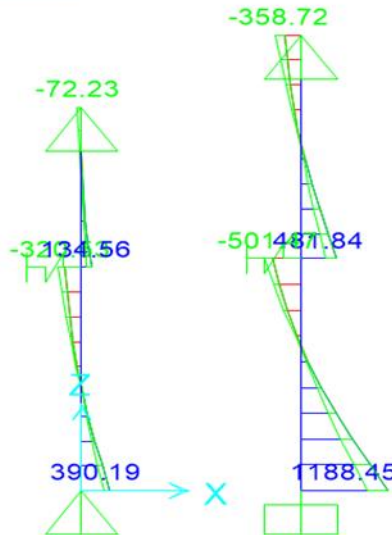
Moment 3-3 Diagram (ENVELOPE - Max/Min)



Click on any Frame Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

Figura 80. Diagramma Momento flettente

Shear Force 2-2 Diagram (ENVELOPE - Max/Min)



Click on any Frame Element for detailed diagram GLOBAL KN, m, C

Figura 81. Diagrammi di Taglio



6.3.3.4. Verifiche strutturali

- Verifiche SLU

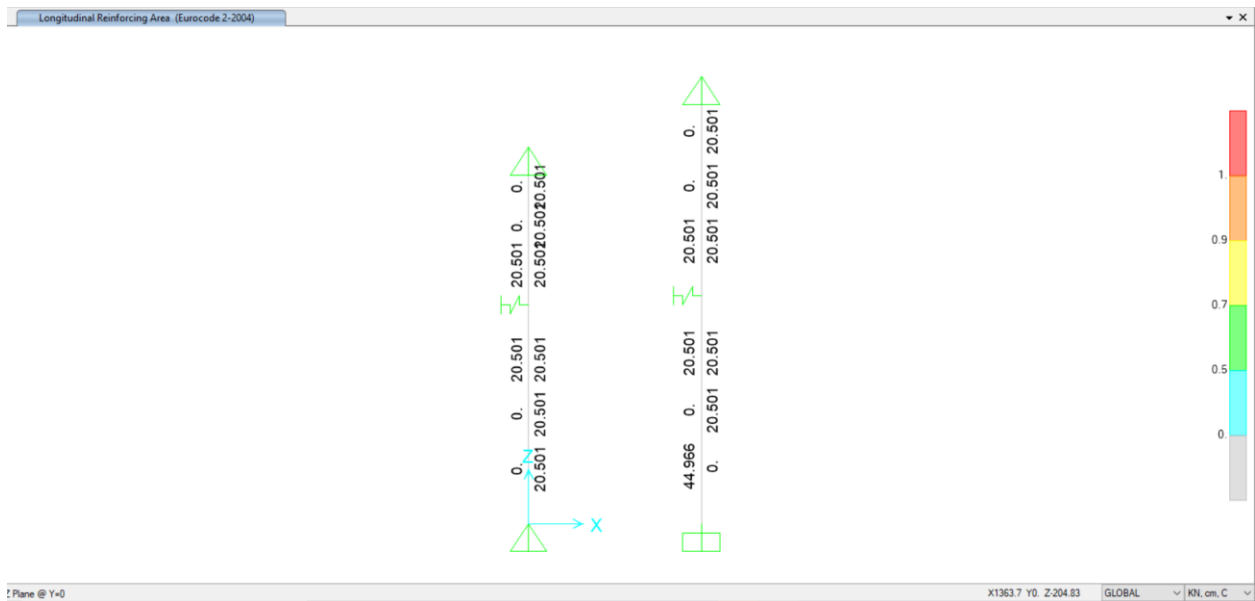


Figura 82. Rinforzo longitudinale (cm²/m)

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle fodere:

Tabella 34 Armature fodere scala 1

Quota	Spessore [cm]	Lato interno	Lato esterno	Rep.	Armatura a taglio	V _{Rd} [KN/m]
Da -3,00m a -16,50m	130	Φ 26/20	Φ 26/20	Φ 24/20	Φ16/20/40	1579
Da -17.05 a -24,45m	130	Φ 26/20	Φ 26/20	Φ 24/20	Φ16/20/40	1579
Tr orizzontale 130x360	130	Φ 26/10+ Φ 26/20	Φ26/10+ Φ 26/20	--	Φ16/20/20	



Tabella 35 Armature fodere scala 2

Quota	Spessore [cm]	Lato interno	Lato esterno	Rep.	Armatura a taglio al metro	V _{Rd} [KN/m]
Da -3,00m a -7,95m	50	Φ 16/20	Φ 12/20	Φ 12/20	Φ8/40/40	71
	130	Φ 26/20	Φ 26/20	Φ 24/20	Φ16/20/40	1579
Da -8,95m a -24,45m	130 (base)	Φ 26/20	Φ 26/10	Φ 24/20	Φ16/20/20	3159
Tr orizzontale 130x360	130	Φ 26/10+ Φ 26/20	Φ26/10+ Φ 26/20	--	Φ16/20/20	

- Verifiche SLE

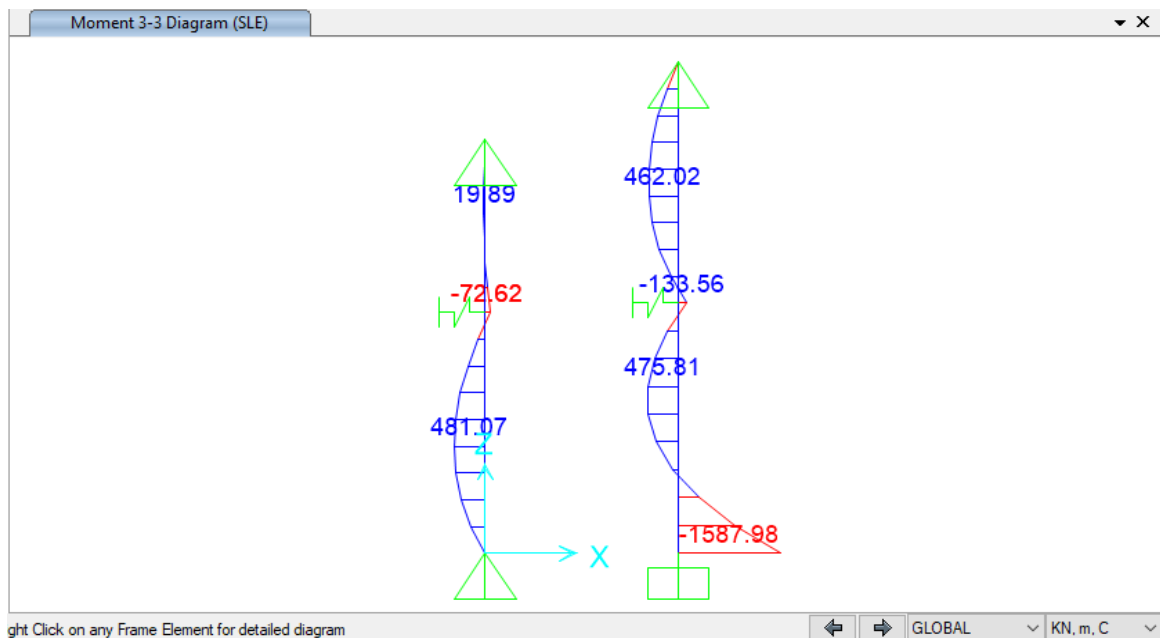


Figura 83. Momenti flettenti



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinata 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 $w_2 = 0,30\text{mm}$ NTC §4.1.2.2.4.

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

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

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
-3,00m a - 16,50m	130	125	φ26/200	φ26/200	925	1270
Da -8,95m a - 24,45m	130	125	φ26/100	φ26/200	1780	2500



ii) Verifica deformazione

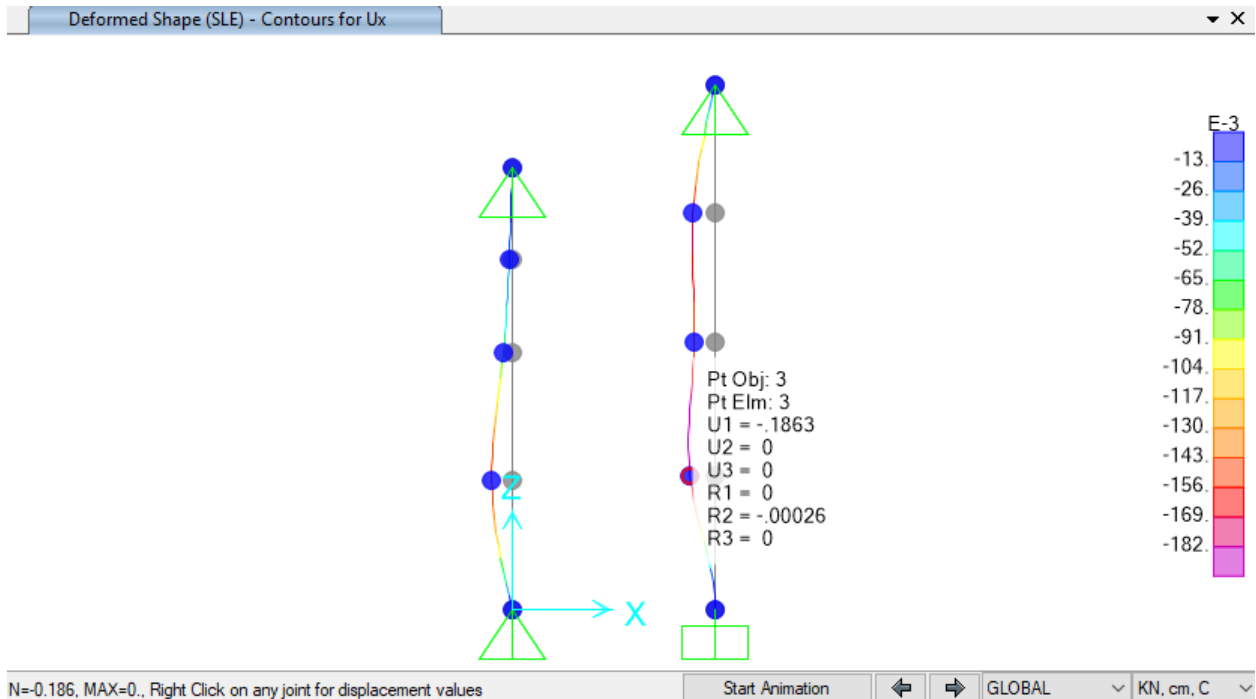


Figura 84. Deformazione laterale


Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra il abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni assi, 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 36 Verifica deformazione

Fodera	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
Da -3,00m a -16,50m	13,50	0,19	1/250
Da -8,95m a -24,45m	15,50	0,15	1/250

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.3.4. Banchine e muri sottobanchine

La soletta di banchina di spessore 0,30m è incastrata alle fodere della stazione ed appoggiata ai muri interne di sotto banchina di spessore 0,20m e il muro esterno di sotto banchina di spessore 0,30m. Nel settore compreso tra gli assi 1 e 5 è stato necessario posizionare una fila di pilastri 40x40cm distanziate ad una distanza massima di 4.00m per ridurre la luce libera della soletta di banchina.

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

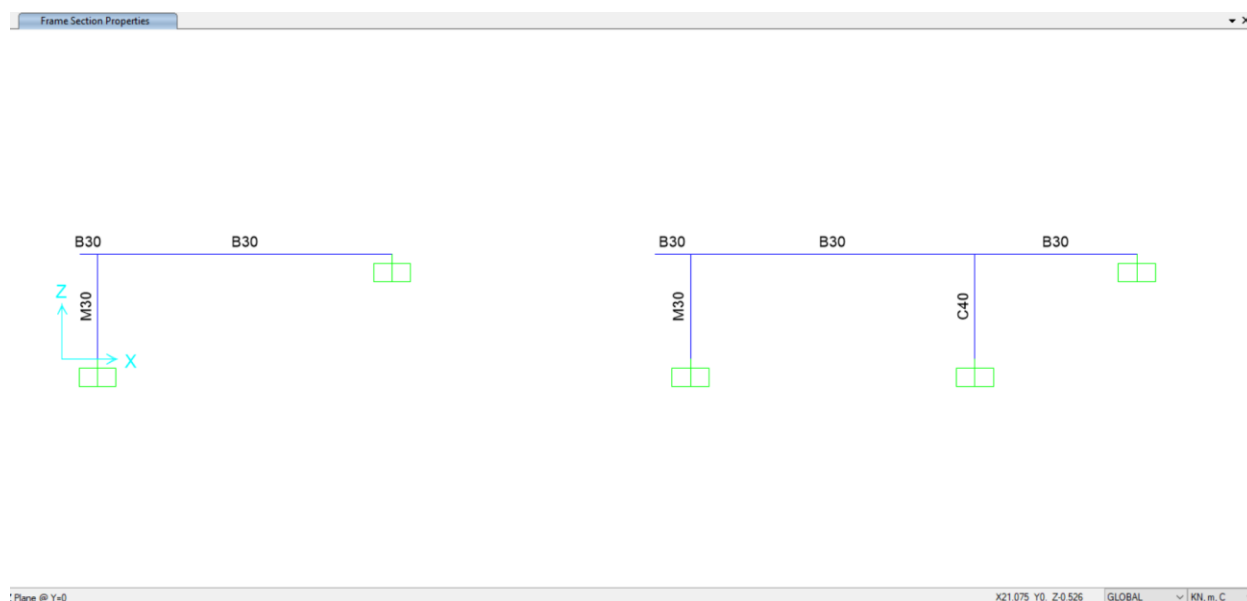


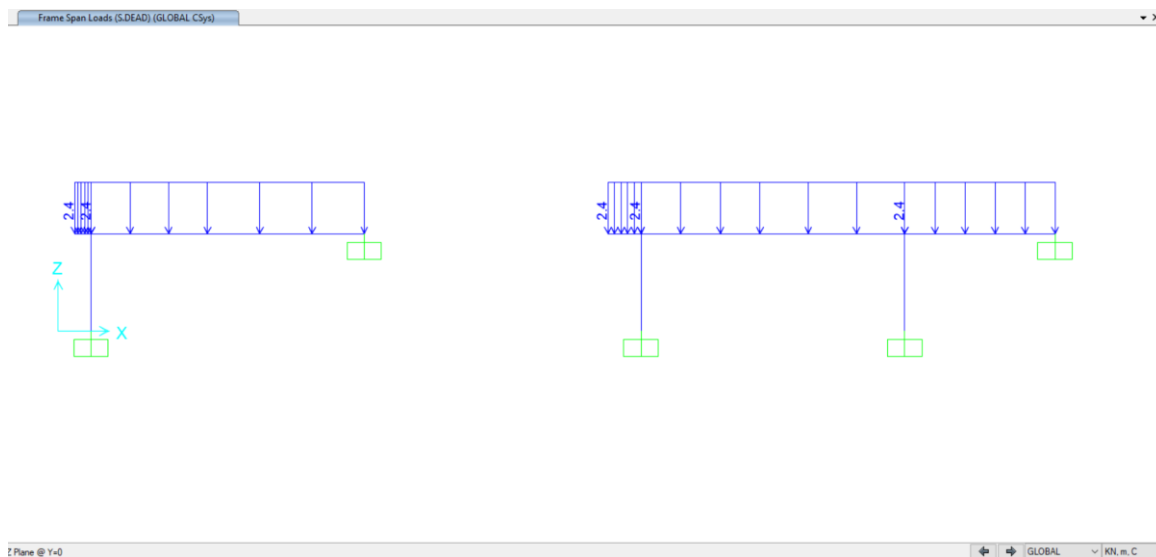
Figura 85. Modello di calcolo (banchina tipo 1 e 2)

6.3.4.1. Carichi e combinazioni

Carichi permanenti:

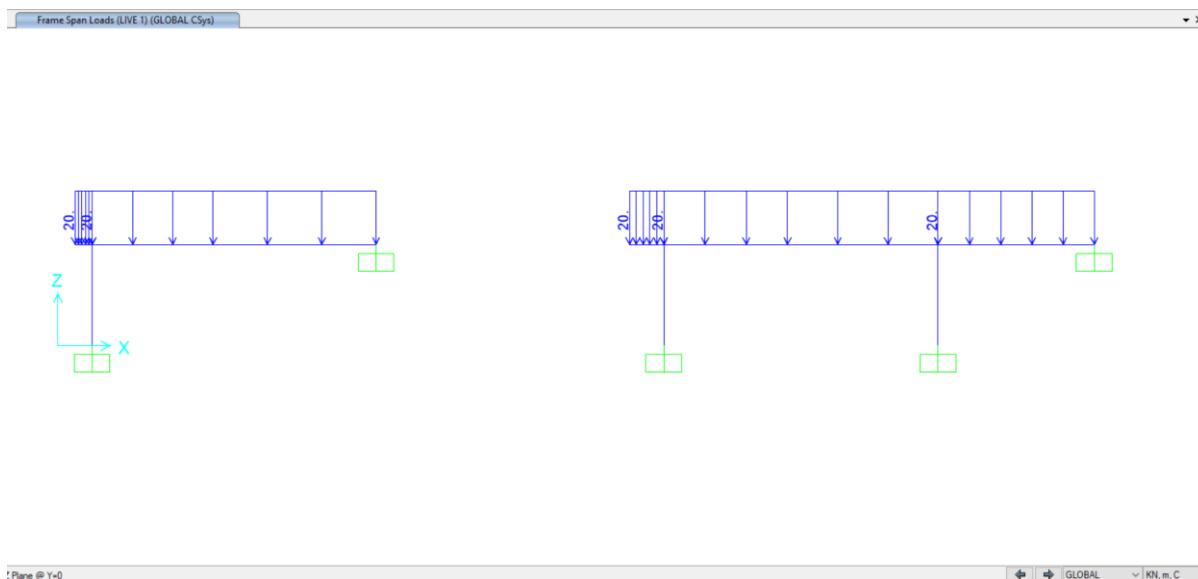
Peso proprio (calcolato automaticamente) $0,30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7,5 \text{ kN/m}^2$ (G_1)

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


Figura 86. 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.

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



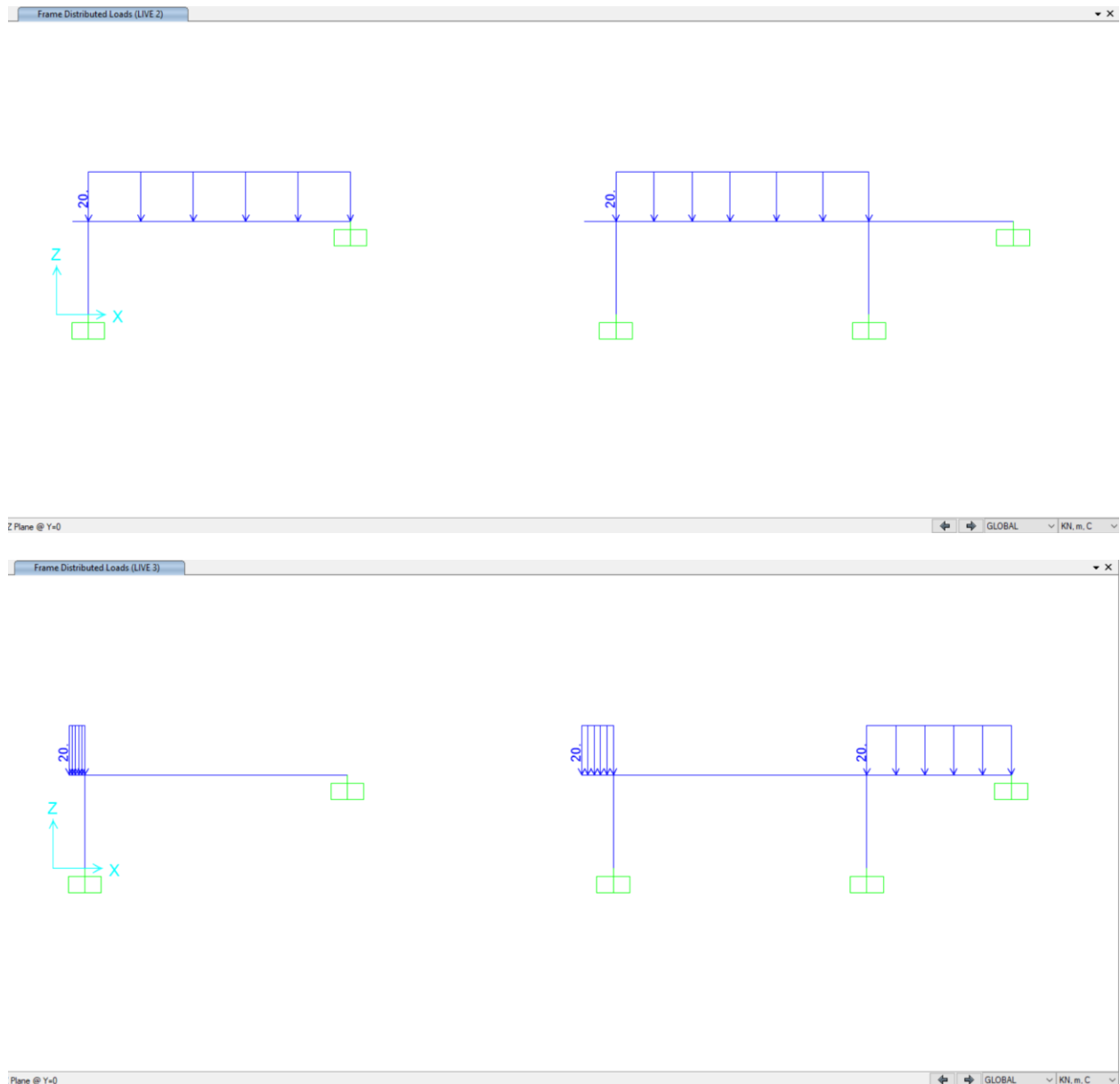



Figura 87. Sovraccarichi variabili

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC, 2018.

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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

6.3.4.2. Risultati dell'analisi

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

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

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

L'ALLEGATO J sono riportati i risultati di interesse.

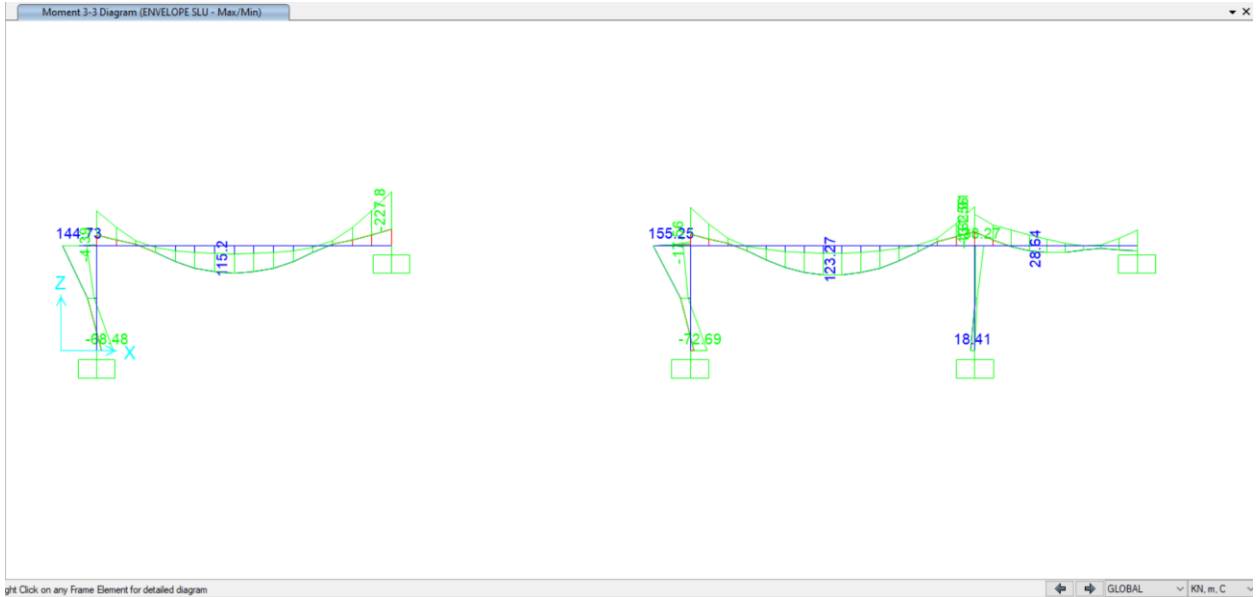


Figura 88. Diagrammi momenti flettenti

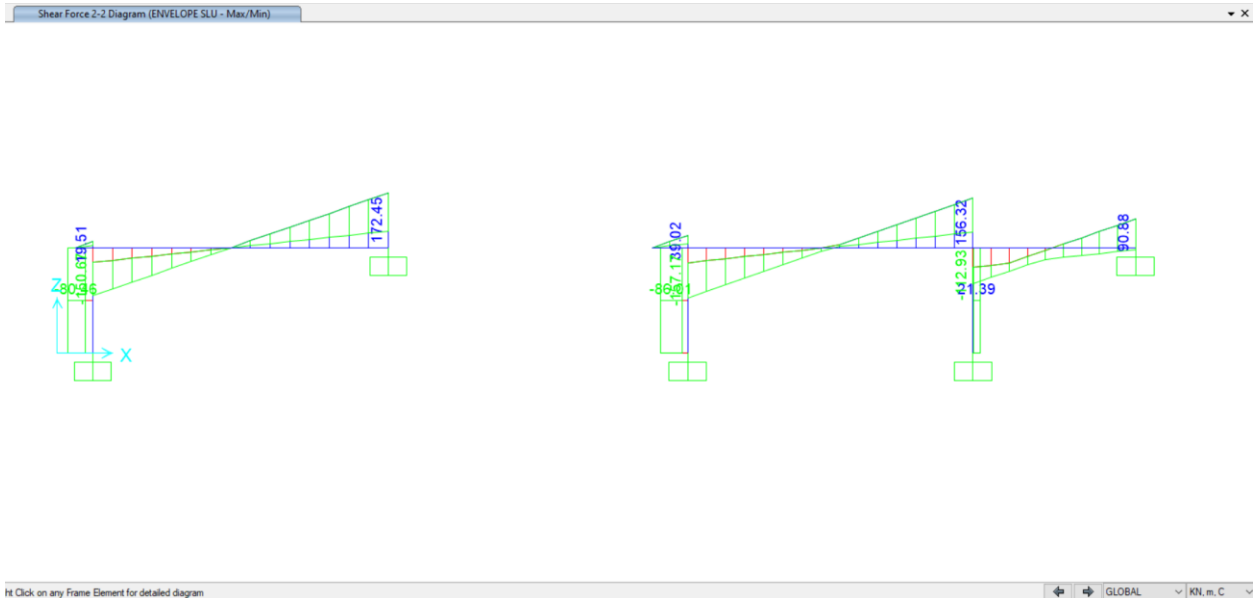


Figura 89. Diagramma di Taglio



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

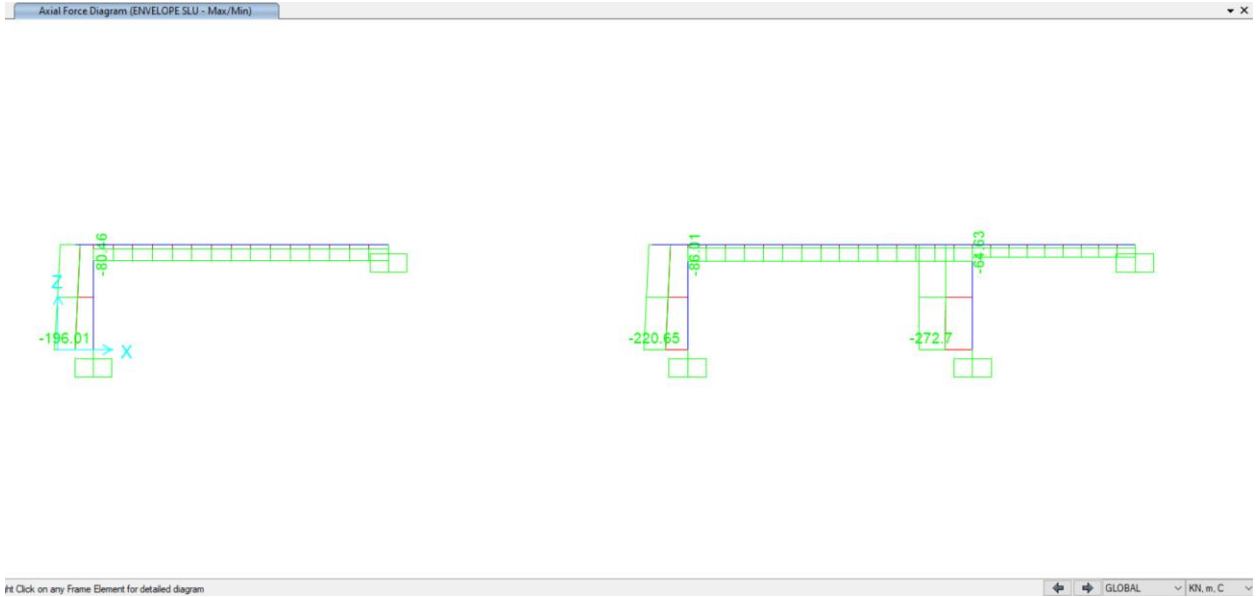


Figura 90. Envelope axial force diagram

6.3.4.3. Verifiche strutturali

- Verifica SLU

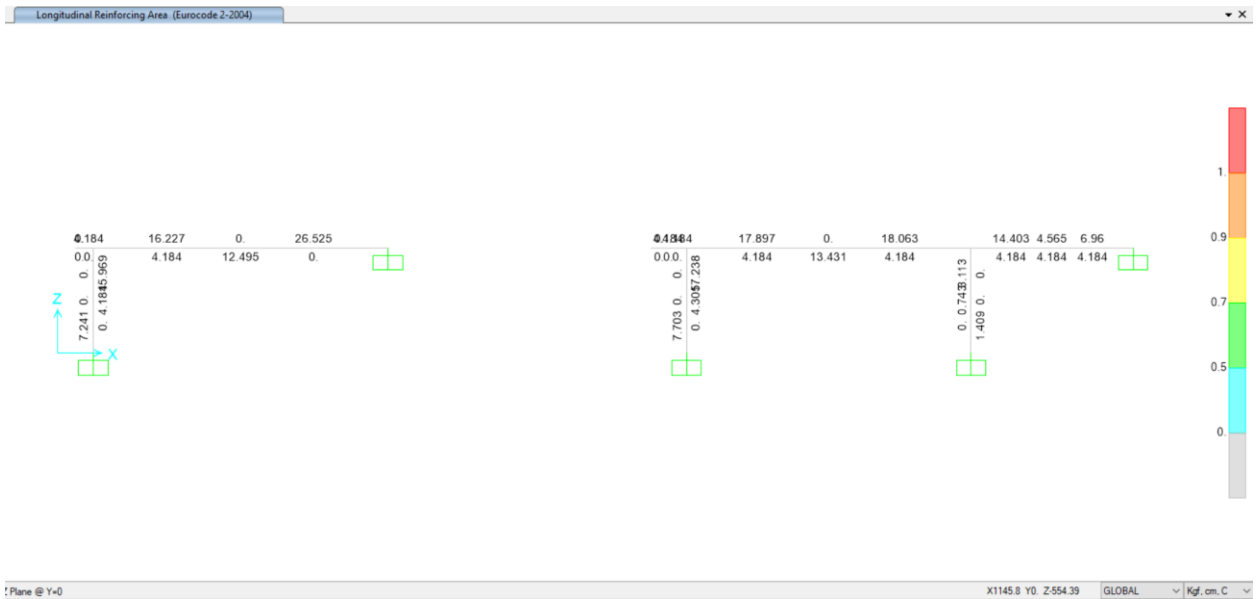


Figura 91. Rinforzo longitudinale in cm²/m



Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle banchina:

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

Pilastri 40x40@4,00m – 8 Φ 24 staffe Φ 10/100



- Verifiche SLE

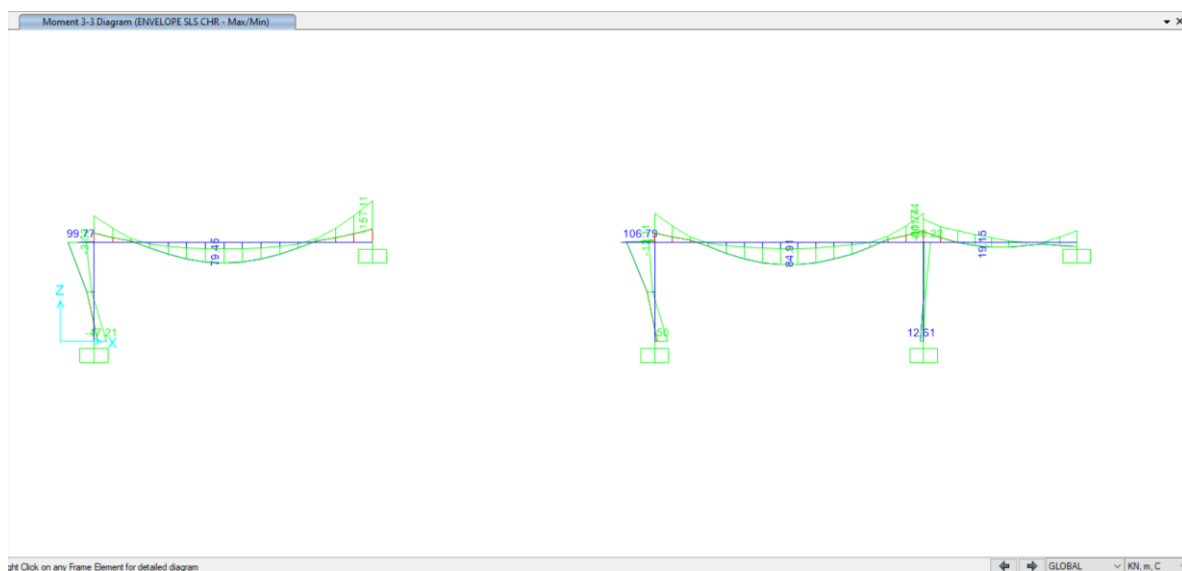


Figura 92. Diagramma del momento flettente SLE

i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinata 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,

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

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

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

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	30	25	φ24/200	φ24/200	145	200
T2	30	25	φ24/100	φ24/200	200	375



ii) Verifica deformazione

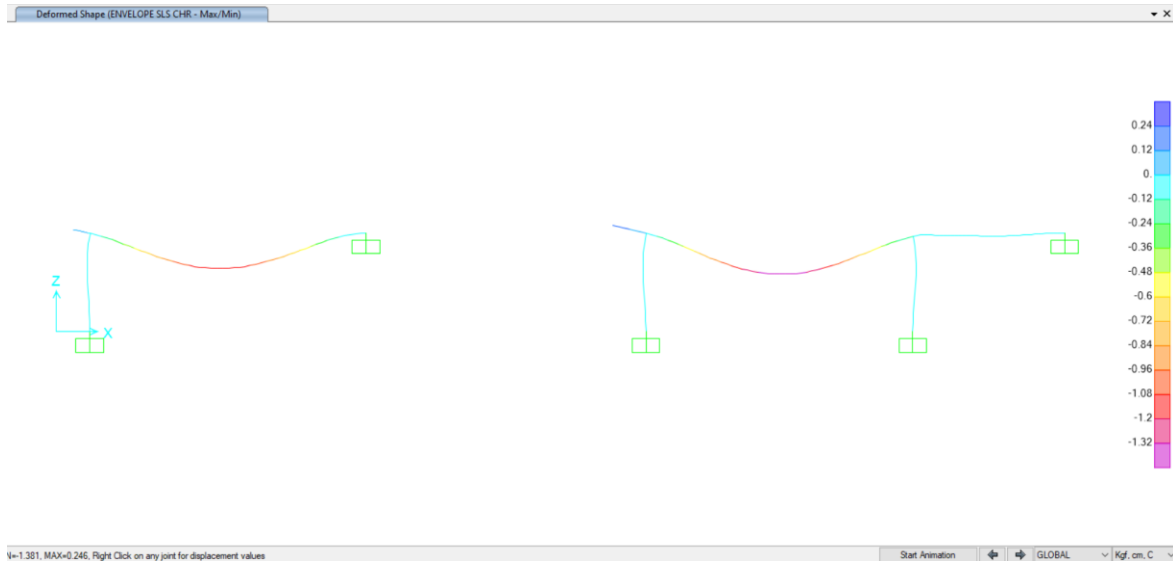


Figura 93. Deformazione SLE


Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra il abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni assi, 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 37 Verifica deformazione

Span No	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1-1	7.30	1.15	1/630
2-1	6.90	1.32	1/520
2-2	3.90	0.11	$\ll 1/250$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.3.5. Scale fisse

Alla stazione di Cimarosa vengono utilizzate due tipologie di scale fisse.

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 strutturali adottato per ogni tipo di scala.

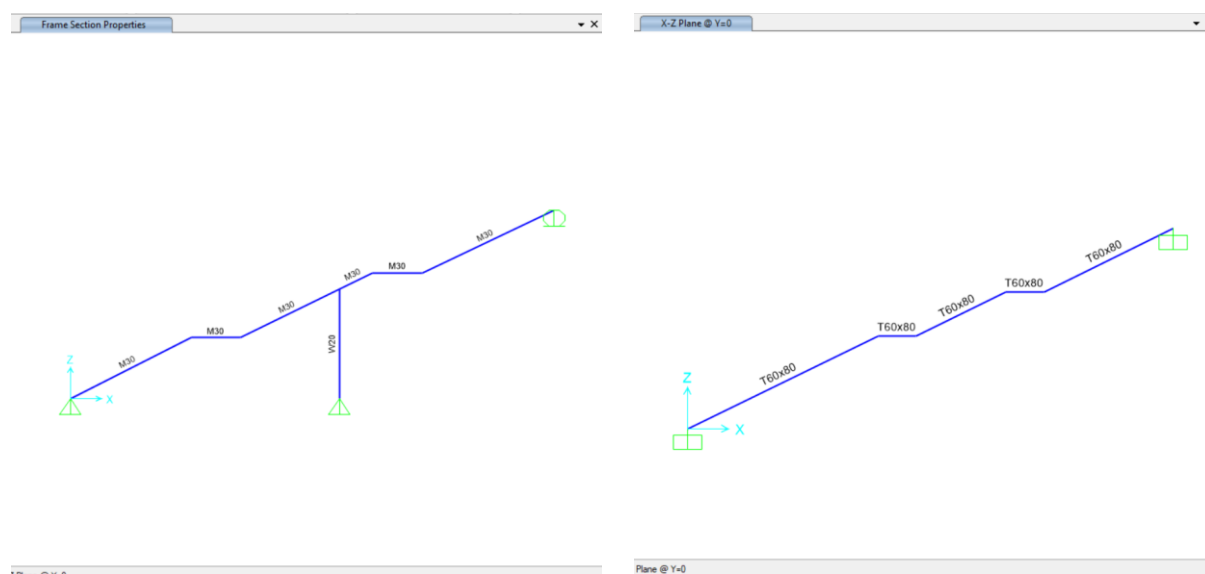


Figura 94. Modello delle scale fisse



6.3.5.1. Carichi e combinazioni

- Scala tipo 1: ($s = 1,00\text{m}$)

Carichi permanenti:

$$\text{Peso proprio} = 0,30\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7,5 \text{ kN/m}^2 \text{ (G}_1\text{-Dead)}$$

$$\text{Gradini} = 0,10\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,50 \text{ kN/m}^2 \text{ (G}_2\text{ - S_Dead)}$$

$$\text{Rivestimenti} = 0,125\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3,00 \text{ kN/m}^2 \text{ (G}_3\text{ - S_Dead)}$$

Carichi variabili

$$\text{Sovraccarichi} = 5,0 \text{ kN/m}^2 \text{ (Q}_1\text{ - Live)}$$

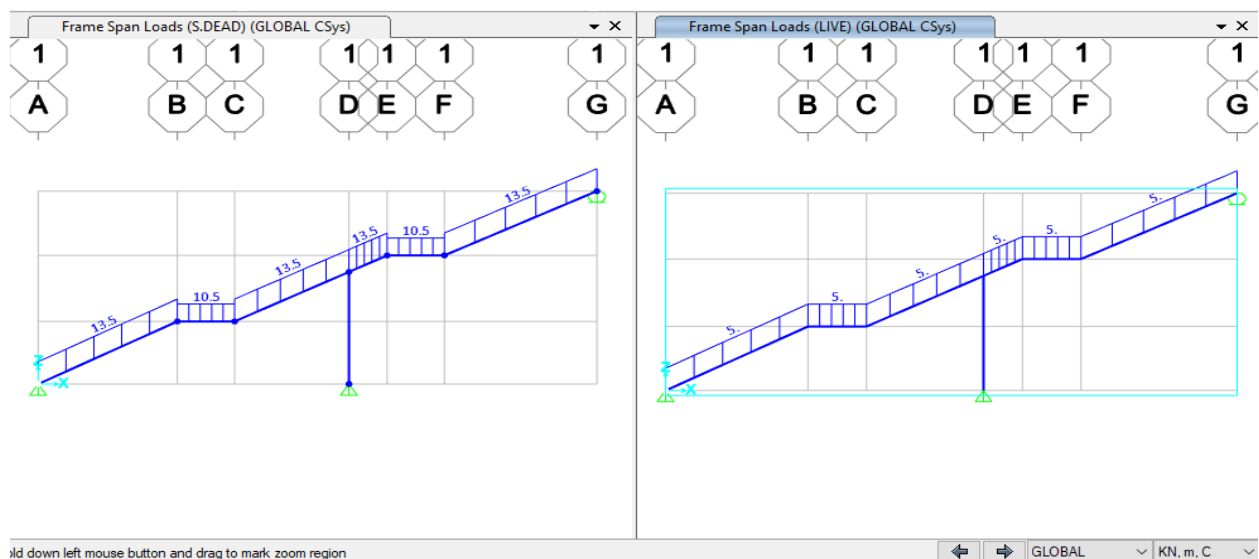


Figura 95. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)



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

Carichi permanenti

Peso proprio della trave $0,6 \times 0,8 \times 25 \text{ kN/m}^3 = 12 \text{ kN/m}$ (G_1 -Dead)

Gradini e soletta:

zona inclinata $0,3\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 7.5 \text{ kN/m}^2 \times 0,6\text{m} = 4,5 \text{ kN/m}$ (G_1 -Dead)

zona piatta $0,20\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 5 \text{ kN/m}^2 \times 0,6\text{m} = 3 \text{ kN/m}$ (G_1 - Dead)

Rivestimenti = $0,125\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 3 \text{ kN/m}^2 \times 1,2\text{m} = 3,6 \text{ kN/m}$ (G_2 - S_Dead)

Carichi variabili

Sovraccarichi = $5,0 \text{ kN/m}^2 \times 1,2\text{m} = 6 \text{ kN/m}$ (Q_1 - Live)

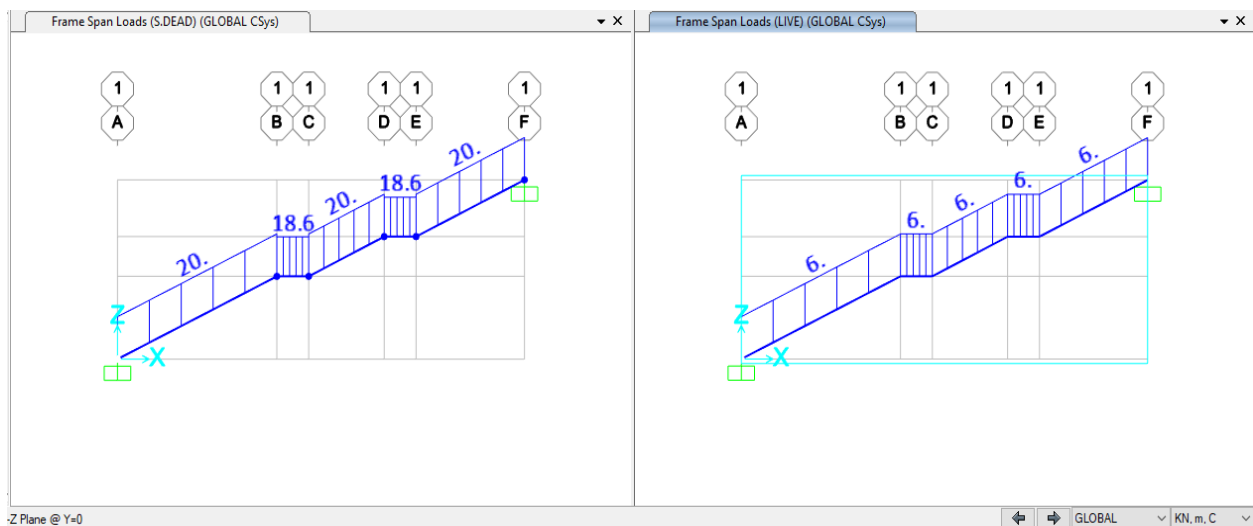



Figura 96. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Per la verifica strutturale degli stati limite di resistenza (SLU) e di esercizio (SLE), vengono utilizzati i fattori e le combinazioni indicate nelle NTC, 2018.

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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

6.3.3 Risultati dell'analisi

Nei paragrafi seguenti sono riportati i diagrammi della combinazione SLE e gli involuppi 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 K sono riportati i risultati di interesse.

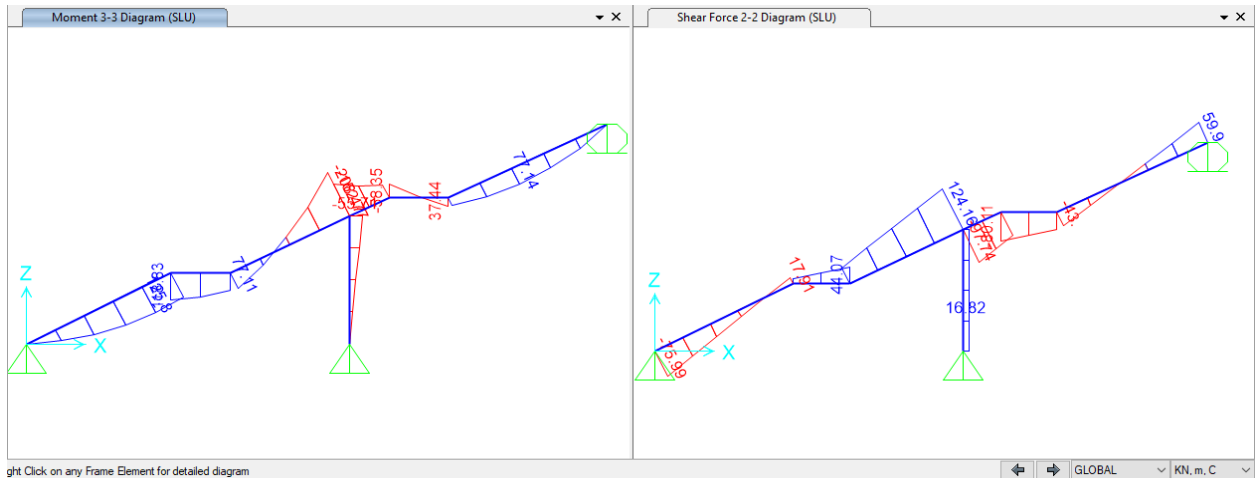


Figura 97. Momenti flettenti e tagli

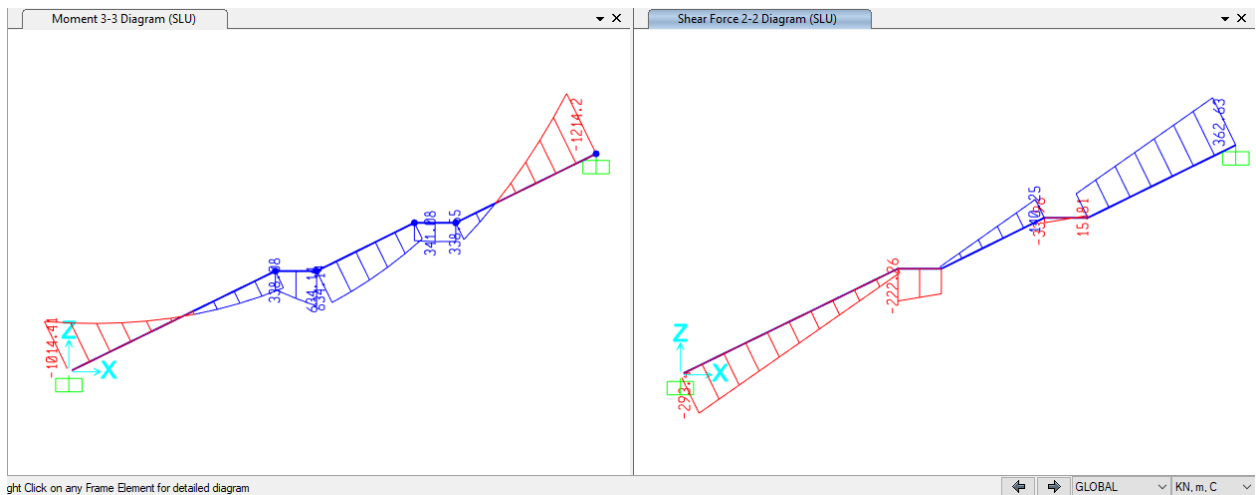


Figura 98. Momenti flettenti e taglio



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
 Tratta: Politecnico - Rebaudengo
 Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
 strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

6.3.4 Verifiche strutturali

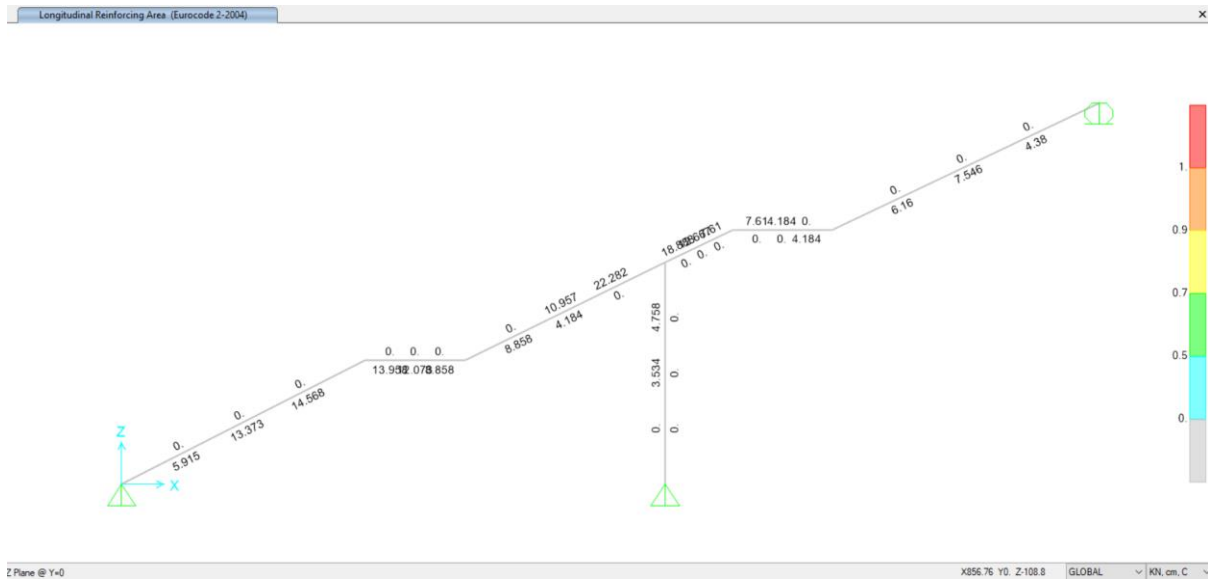


Figura 99. Rinforzo longitudinales – Scala tipo 1 (cm²/m)

- Verifica a flessione

Scala tipo 1					
Span No	Spessore [cm]	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
Span 1	30	Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 20/100
		Inferiore	Φ 16/100	Φ 16/100	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 20/100	Φ 20/200	Φ 20/200
		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
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

$$A_{st} = \phi 8/200/200 \quad V_{Rd} = 158 \text{ kN/m} > V_{max}$$



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

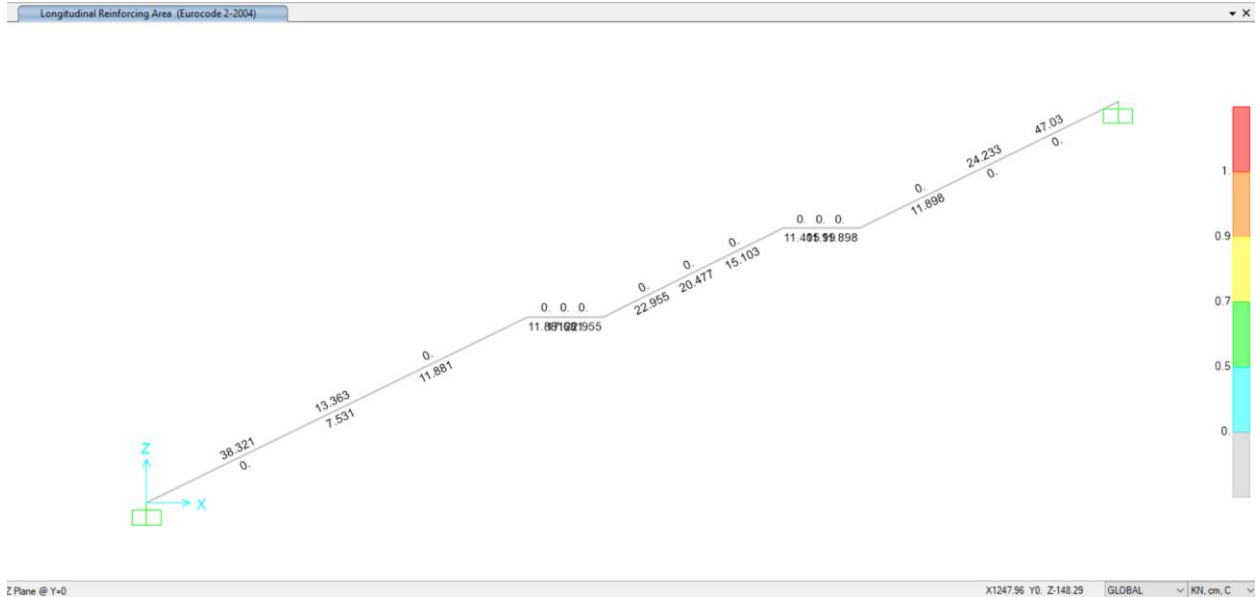


Figura 100. Rinforzo longitudinales – Scala tipo 2 (cm²/m)

- Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle scala:

Scala tipo 2					
Span No	Trave [cm]	Posizione	supporto sinistro	vano	supporto destro
Span 1	60x80	Superiore	10 Φ 24	5 Φ 24	5 Φ 24 + 5 Φ 26
		Inferiore	5 Φ 24	10 Φ 24	5 Φ 24
		Staffe	4 Φ 12/100	4 Φ 12/200	4 Φ 12/100

Verifica a taglio

$$A_{st} = 4\phi 12/200 / V_{Rd} = 712 \text{ kN/m} > V_{max}$$

$$A_{st} = 2\phi 12/200 \quad V_{Rd} = 356 \text{ kN/m}$$



- Verifiche SLE

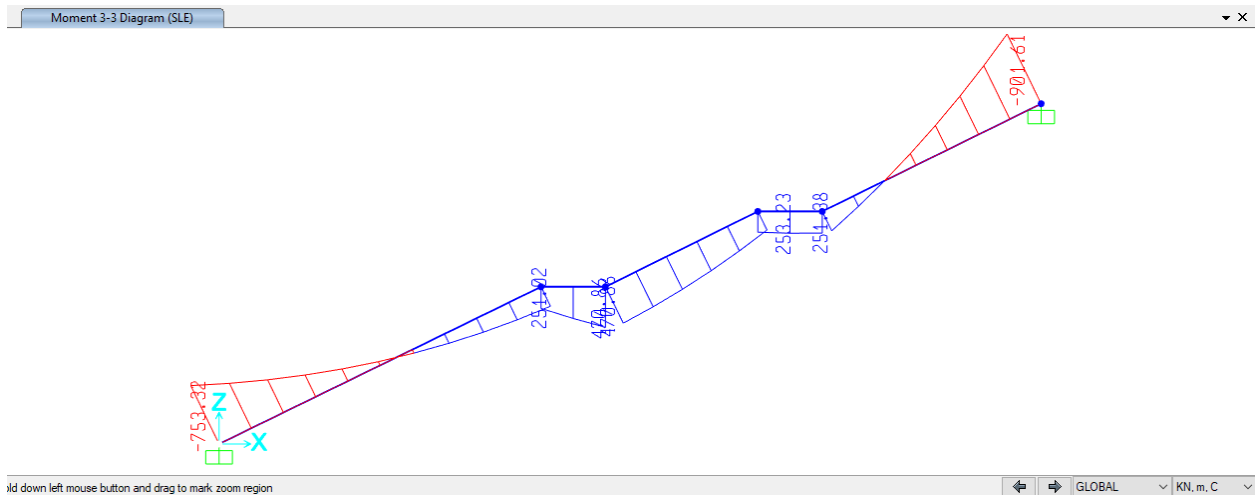
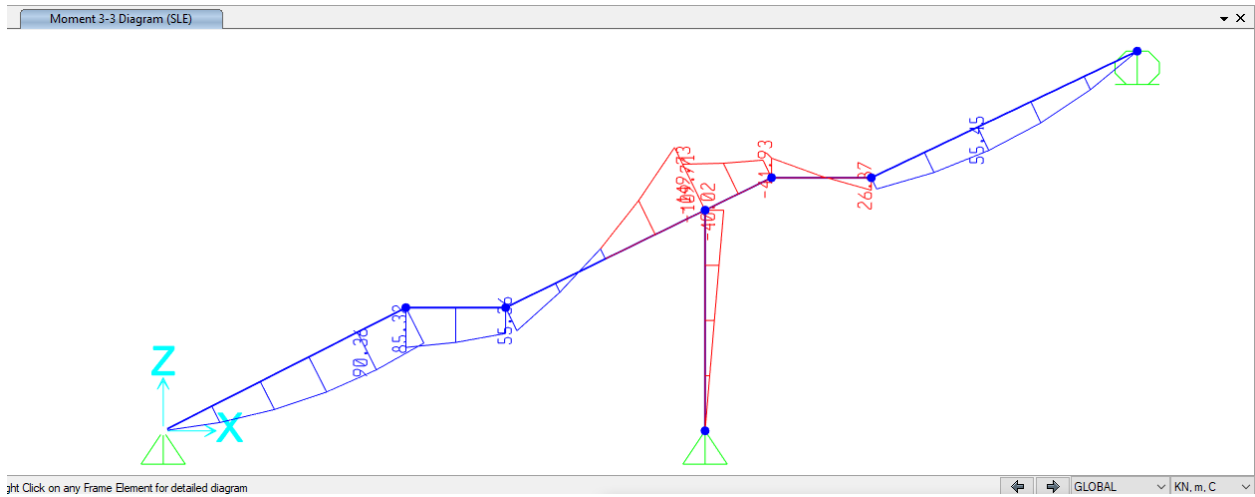


Figura 101. Momenti flettenti



i) Verifica fessurazione e tensioni

Per ciascuna sezione tipologica, il M_{lim} è determinata 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,

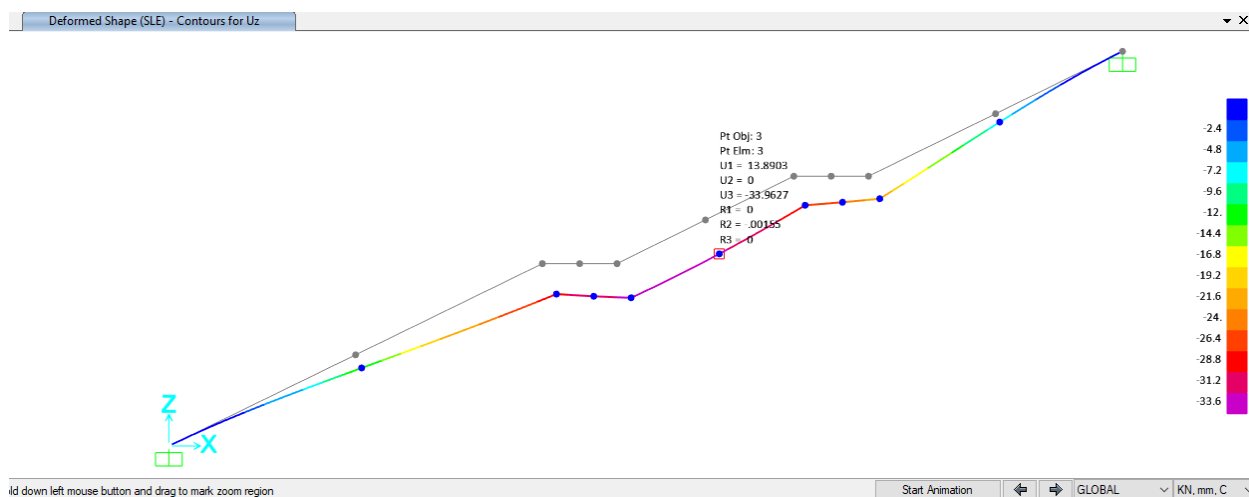
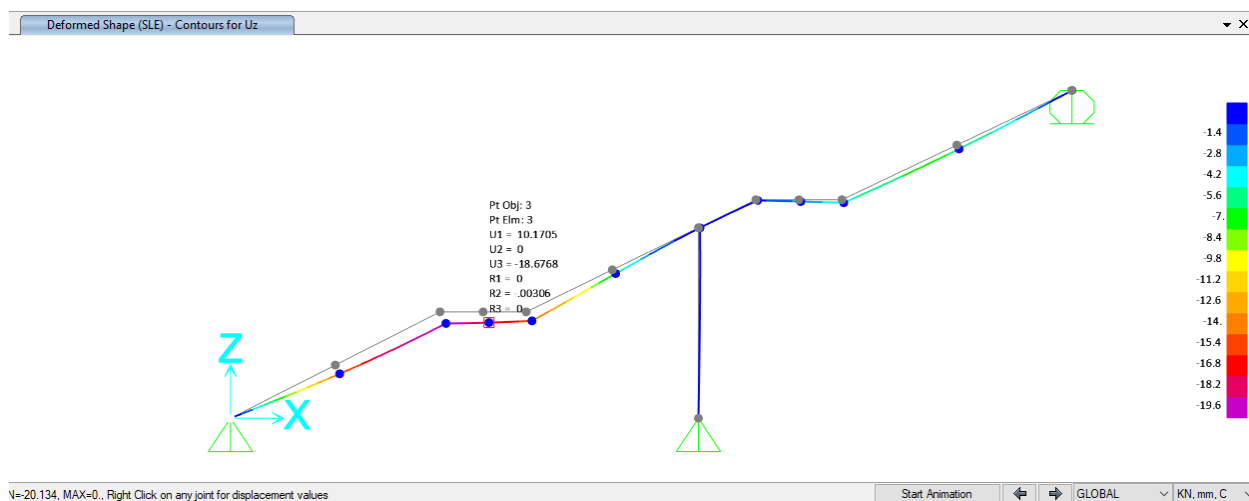
$$M_{0.30} = M_{max} \text{ per una fessura limite } w_2 = 0,30\text{mm} \quad \text{NTC §4.1.2.2.4.}$$

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

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

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
S1	30	25	φ16/100	φ12/200	130	180
S2	30	25	φ12/200	φ20/100	170	265
S3	30	25	φ14/100	φ12/200	100	140
S4	30	25	φ24/100	φ20/200	835	1185
T1	80	75	φ24/200	φ26/100	1000	1390

ii) Verifica deformazione


Figura 102. Reazioni e deformazione

Nella tabella seguente sono riepilogate il rapporto tra il abbassamento rispetto ai supporti e la luce libera della campata per ogni assi, 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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

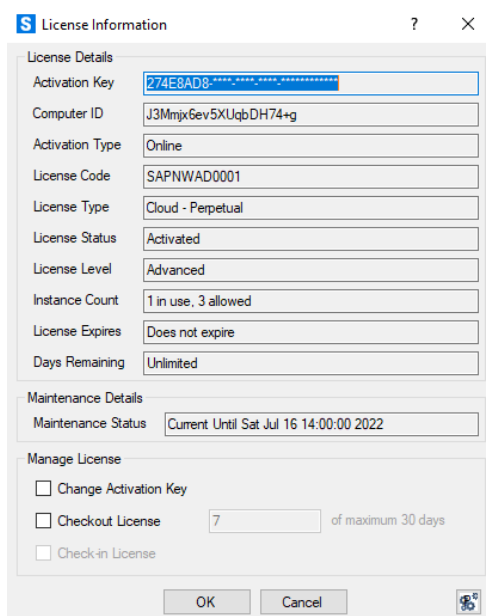
Tabella 38 Verifica deformazione

Scala tipo	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{supp}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1	8,15	1,85	1/440
2	18,00	3,4	1/530

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

7. VALIDAZIONE DEL MODELLO 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 presente 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 39 Risultati estratti da Plaxis e SAP2000 con la variazione percentuale

PIANO	Momento massimo mezzeria [kNm]		Var. [%]
	SAP2000	PLAXIS	
COPERTURA	1230	1100	12
ATRIO	460	370	24
2° MEZZANINO	460	370	24

La variazione massima tra i principali risultati dei due modelli di calcolo è compresa nell'intervallo 12-24%: tale variazione massima si ritiene pienamente accettabile in considerazione della

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

tridimensionalità e del maggiore livello di dettaglio del modello SAP2000 (presenza di asole, condizioni di vincolo e diversa distribuzione dei carichi applicati).

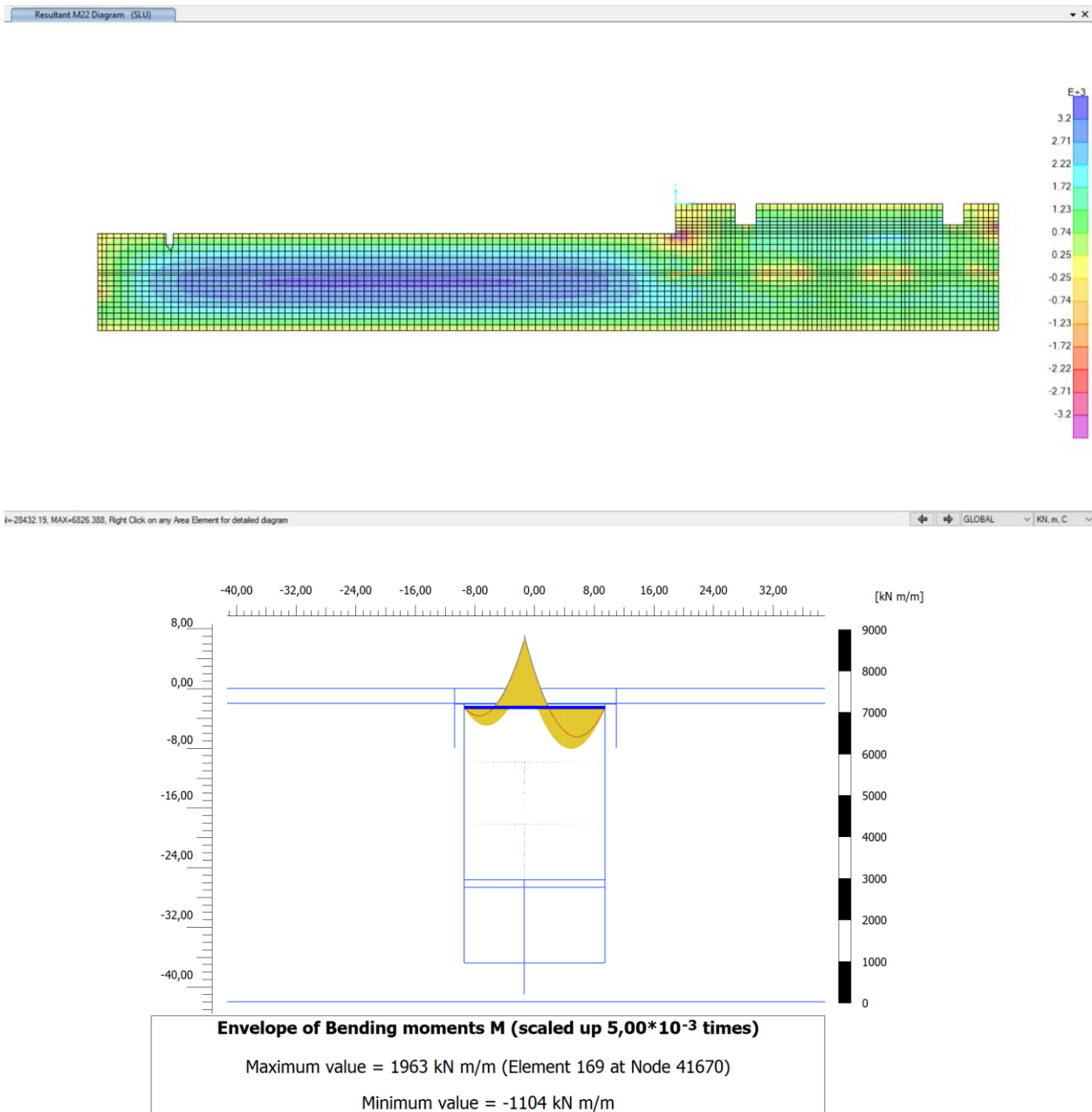


Figura 103. Confronto tra sollecitazioni flessionali (SAP2000 e Plaxis 2d) per la soletta di copertura



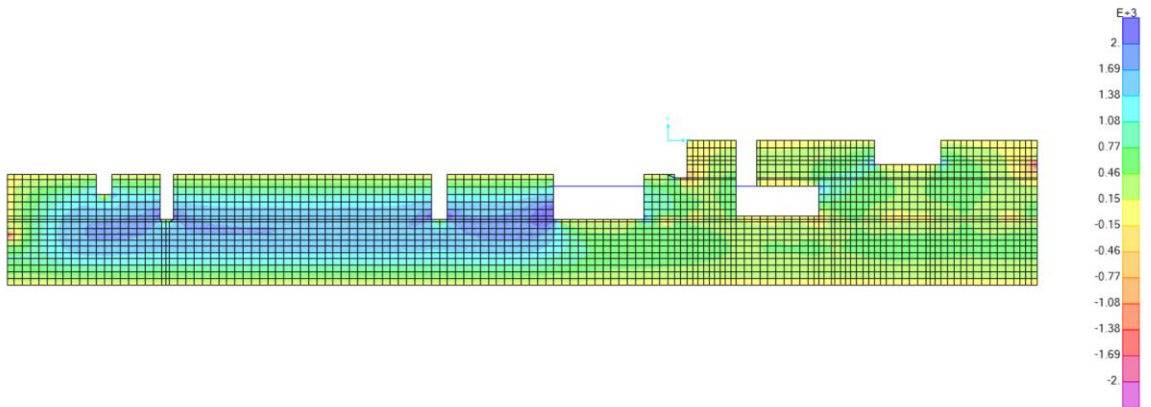
CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

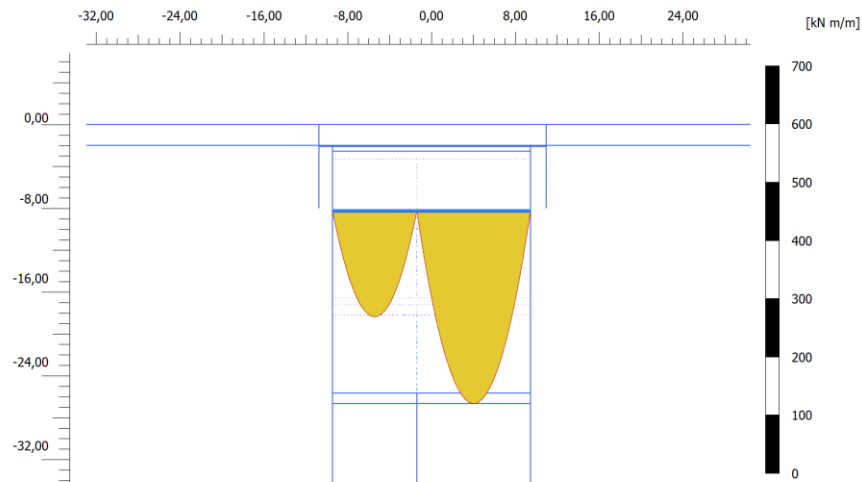
MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Resultant M22 Diagram (SLU)



N=28432.19, MAX=6826.388, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, m, C



Envelope of Bending moments M (scaled up 0,0500 times)

Maximum value = $0,01427 \cdot 10^{-9}$ kN m/m (Element 228 at Node 44740)

Minimum value = -367,9 kN m/m

Confronto tra sollecitazioni flessionali (SAP2000 e Plaxis 2d) per la soletta del piano atrio

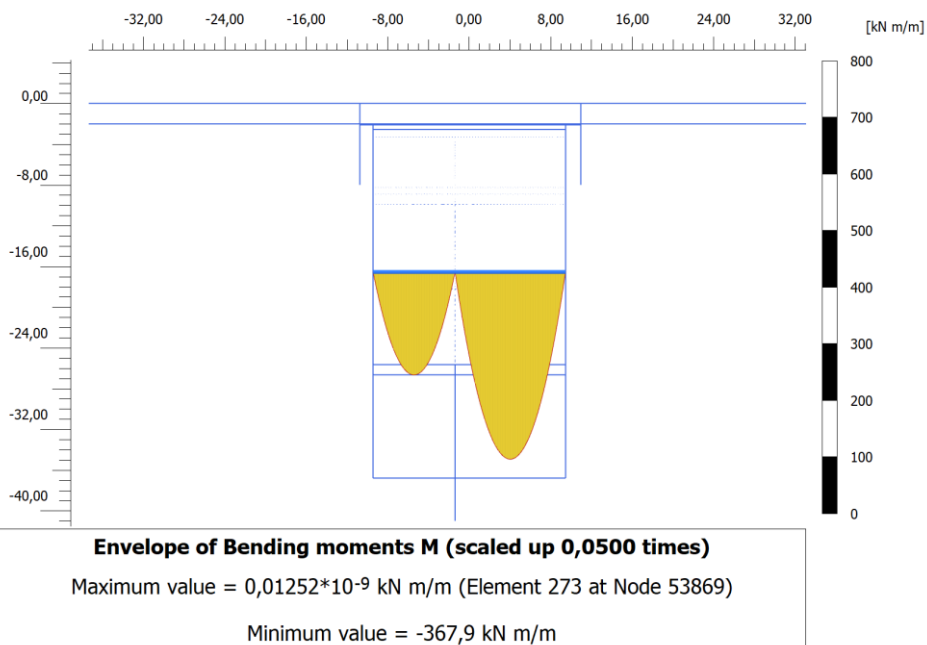
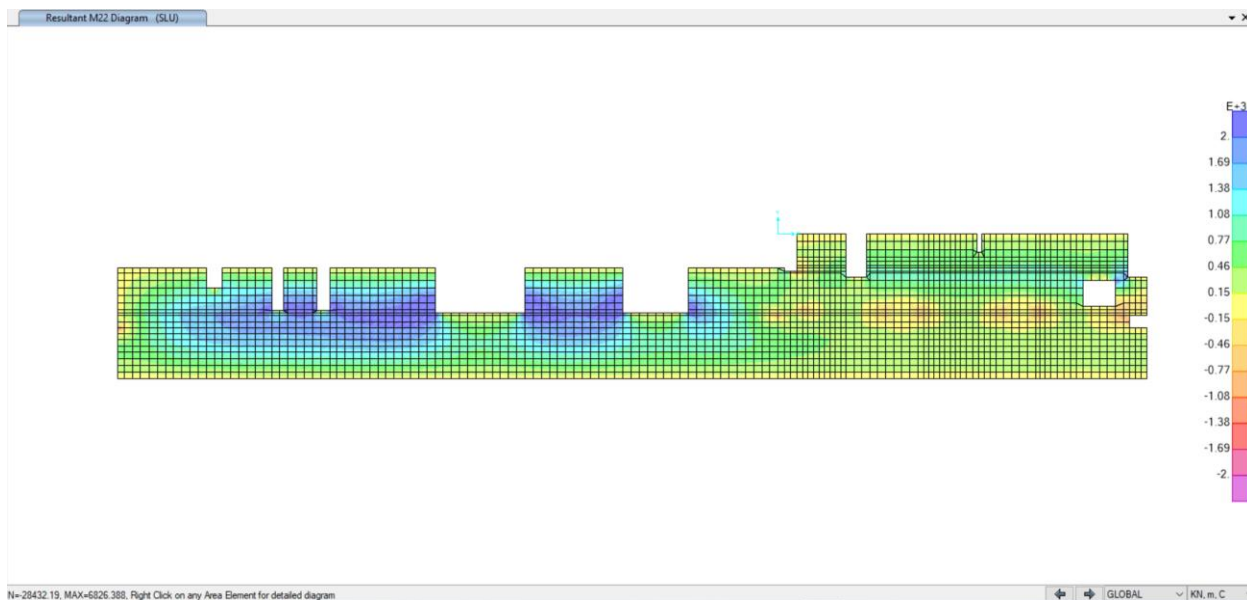


CITTA' DI TORINO


Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1




Confronto tra sollecitazioni flessionali (SAP2000 e Plaxis 2d) per la soletta del piano banchina

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1


Sono state altresì applicate le note soluzioni in forma chiusa della Scienza delle Costruzioni per altre strutture minori quali scale e scatolari. Il confronto mostra una variazione media del 10%.

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO A

Risultati analisi Staged Construction

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati dei analisi Staged Construction

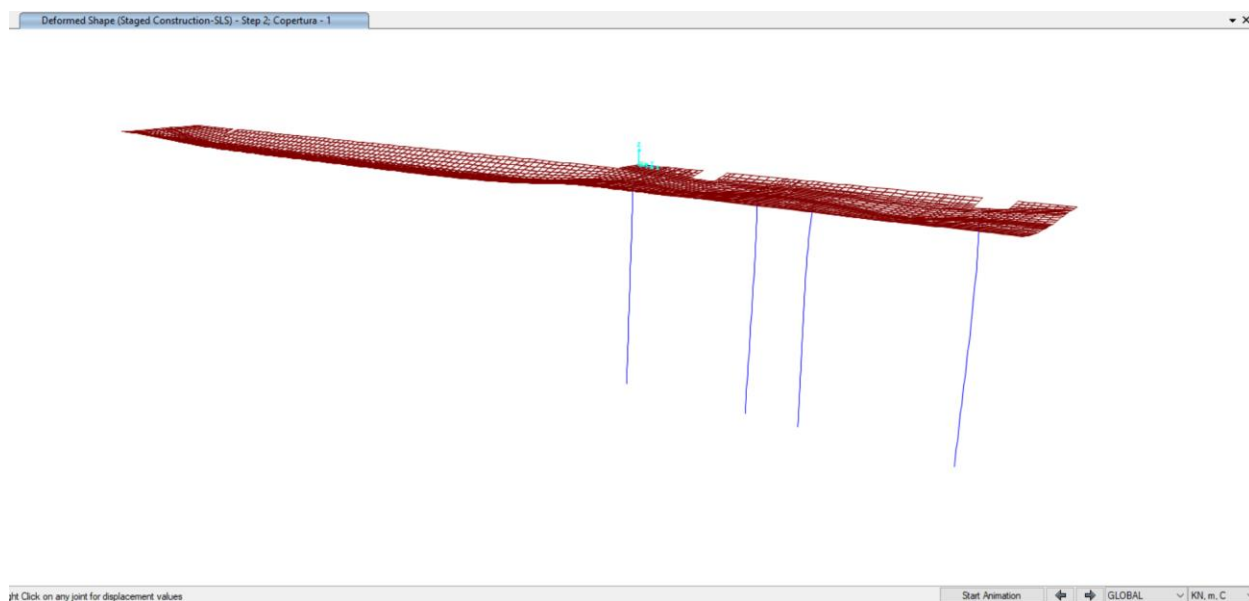


Figura 104. Stage 1 e 2: Barrette provvisorie e soletta di copertura

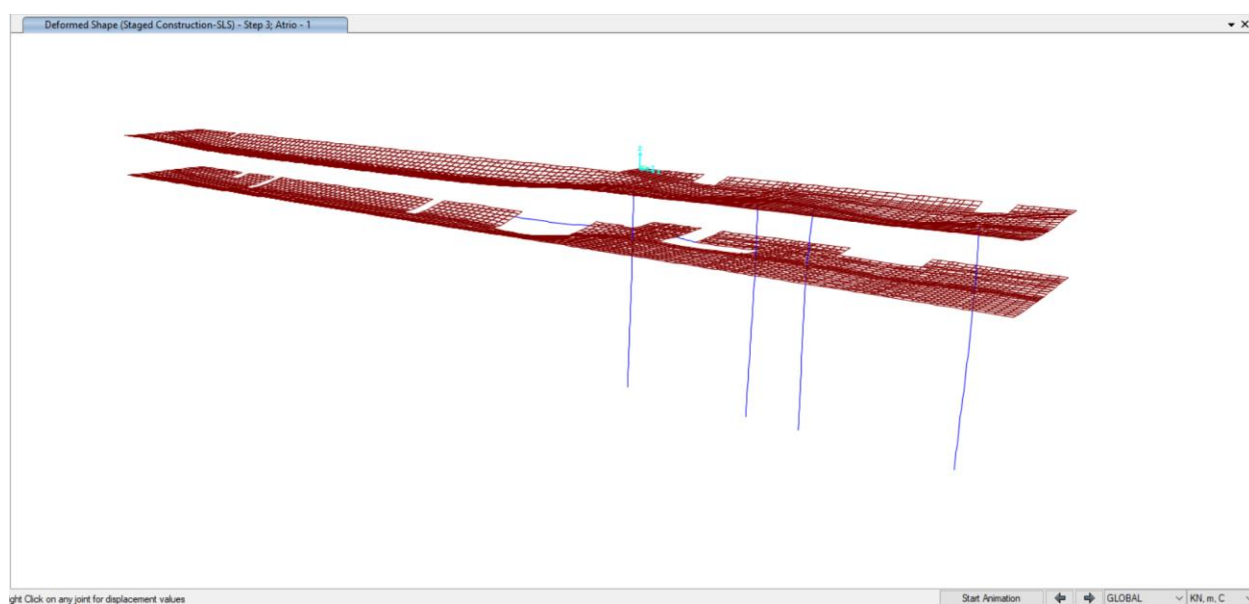


Figura 105. Stage 3: Soletta di atrio



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

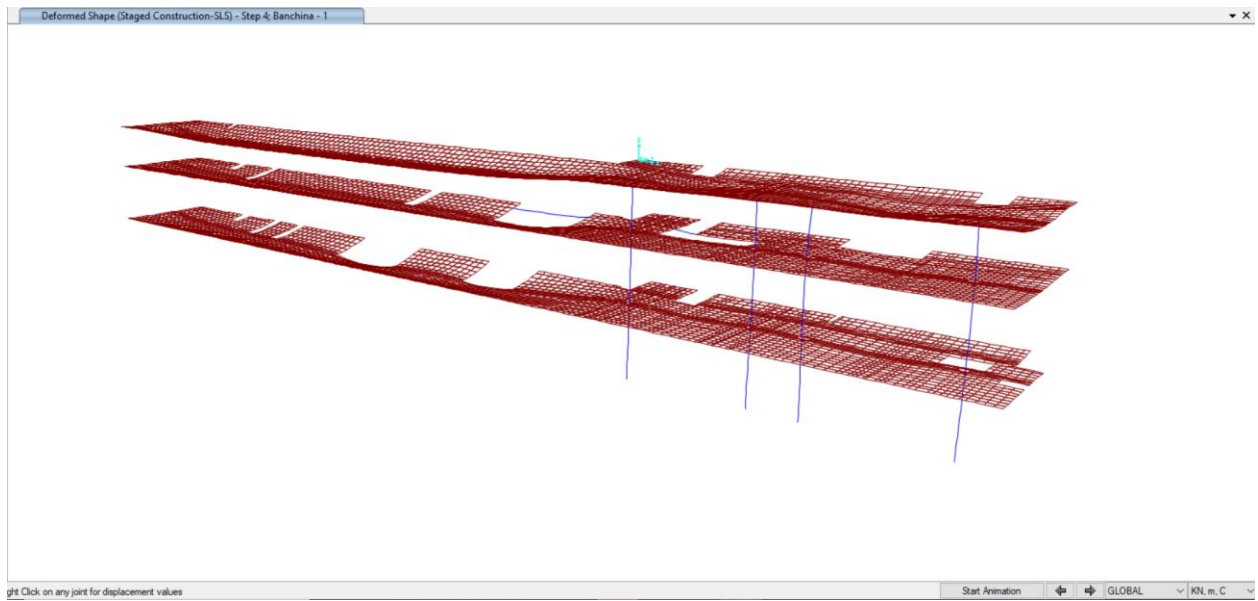


Figura 106. Stage 4: Soletta di banchina

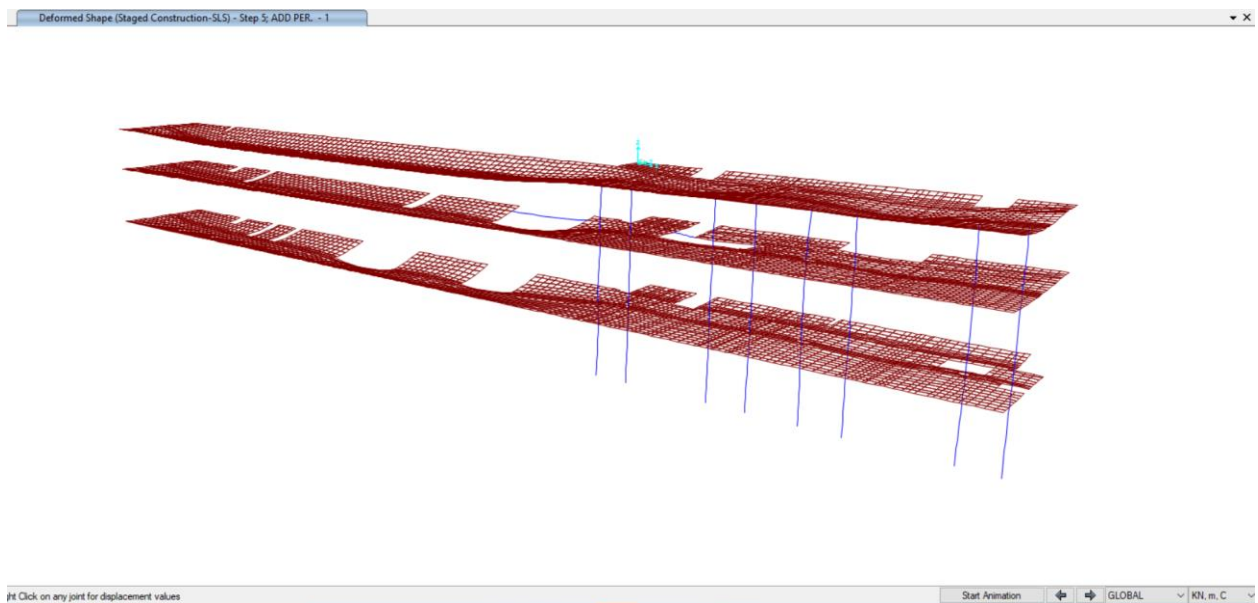



Figura 107. Stage 5: Costruzione di pilastri definitive

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

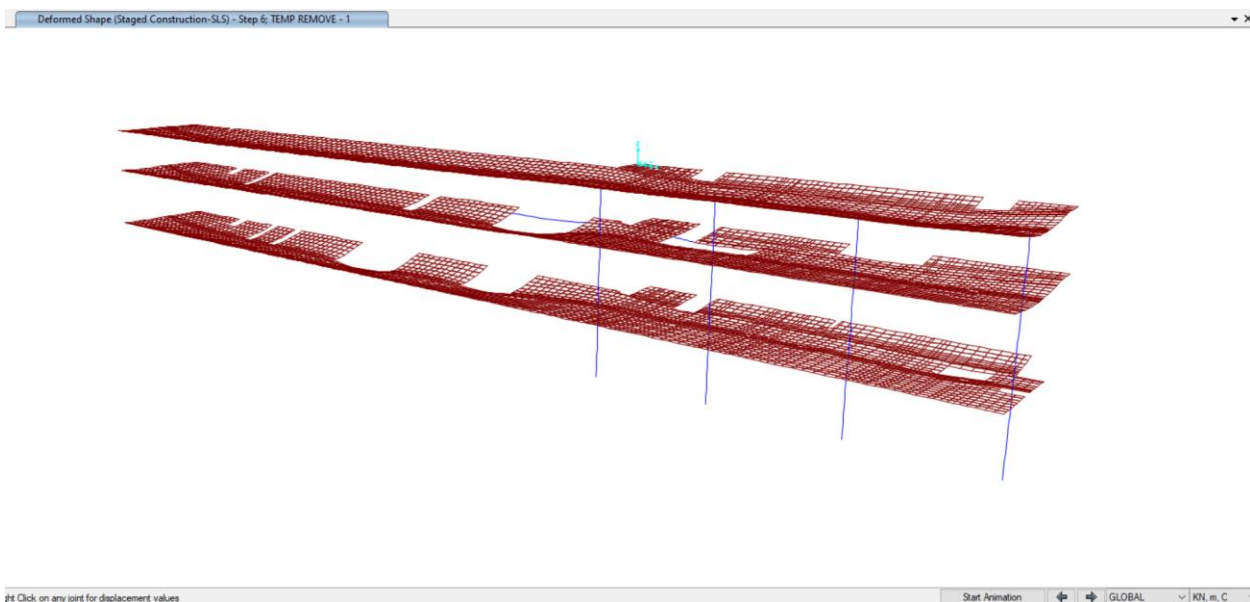



Figura 108. Stage 6: Rimozione di barrette provvisorie

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO B

Risultati Soletta di Copertura (Piano Strada)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

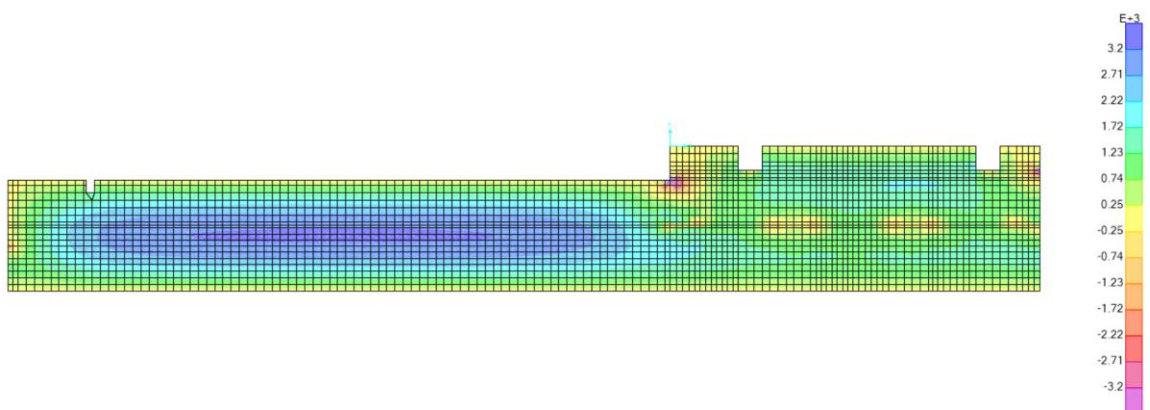
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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

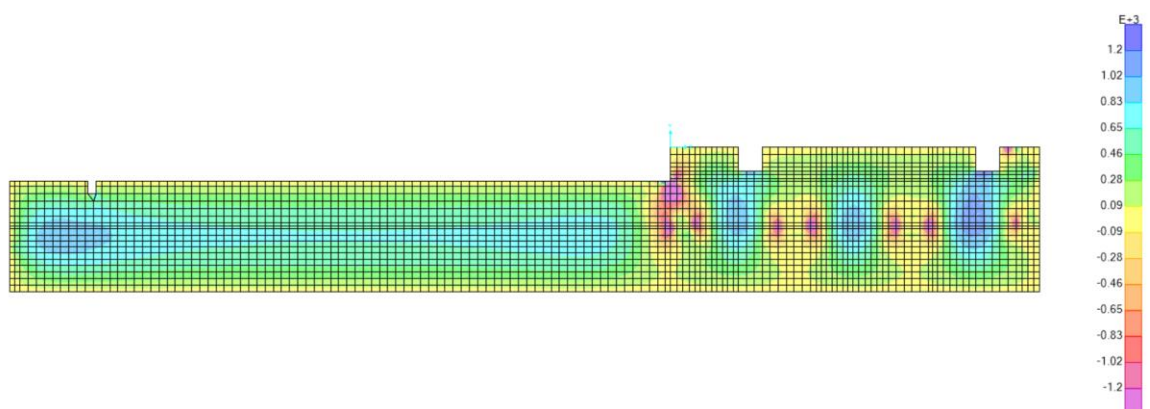
Resultant M22 Diagram (SLU)



l=-28432.19, MAX=6826.388, Right Click on any Area Element for detailed diagram

Figura 109. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

Resultant M11 Diagram (SLU)



l=-16656.33, MAX=3798.707, Right Click on any Area Element for detailed diagram

Figura 110. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)

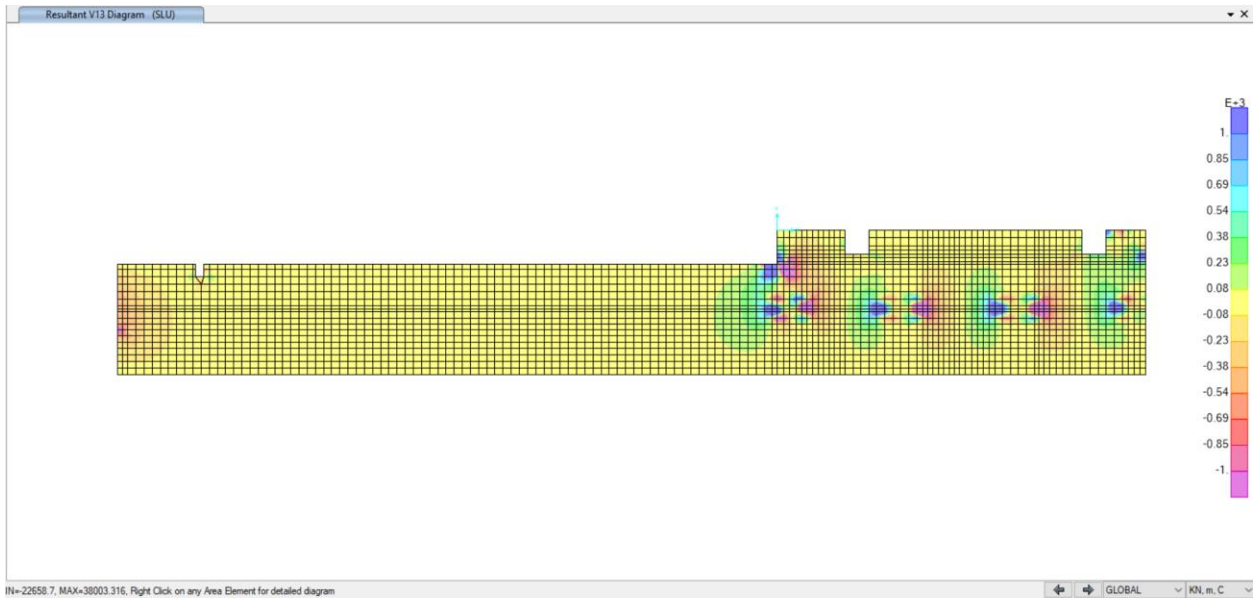


Figura 111. Forza di taglio V13

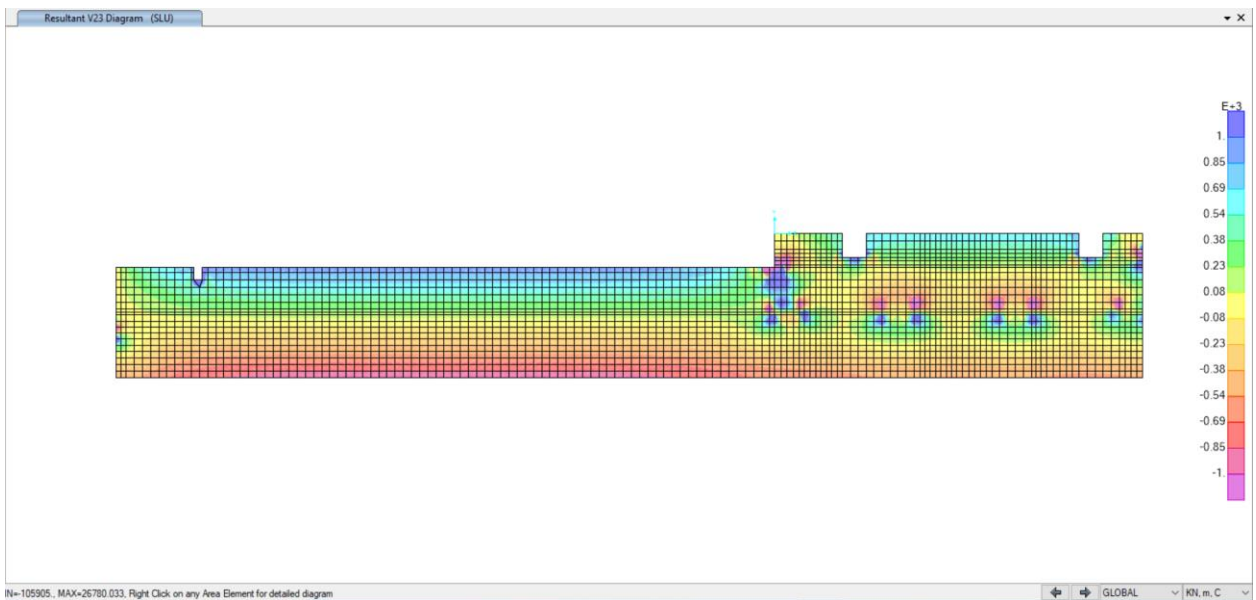


Figura 112. Forza di taglio V23

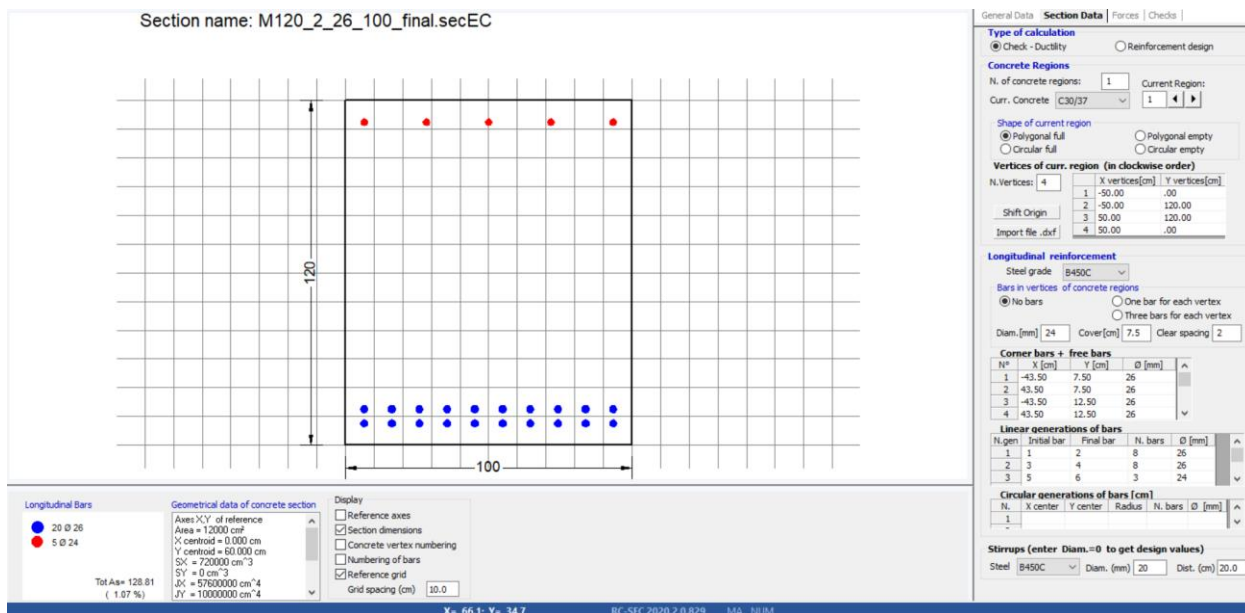


Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	120	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	112.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
Φ =	24	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0019		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	370	kN	
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 _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
Φ =	20	mm	diametro staffe
n° =	4		numero bracci
A _{sw} =	12.6	cm ²	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 _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
		1	per membrature non compresse
		1 + σ _{cp} /f _{cd}	per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
		1.25	per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
		2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd})	per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	3553	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	4139	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V _{Rd} =	3553	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	120	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	112.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diámetro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0019		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	370 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	20	mm	diámetro staffe
n° =	2		numero bracci
A _{sw} =	6.3	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ν =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	888 kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} =	4139 kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V_{Rd} =	888 kN		resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

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



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

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

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

(SLS)	
Crack width	
Crack width = 0.300 mm	
Limit width = 0.300 mm	
Crack spacing = 315 mm	
Ac effective = 2500 cm ²	



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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO C

Risultati Soletta Intermedia (piano Atrio)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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.

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



Figura 113. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

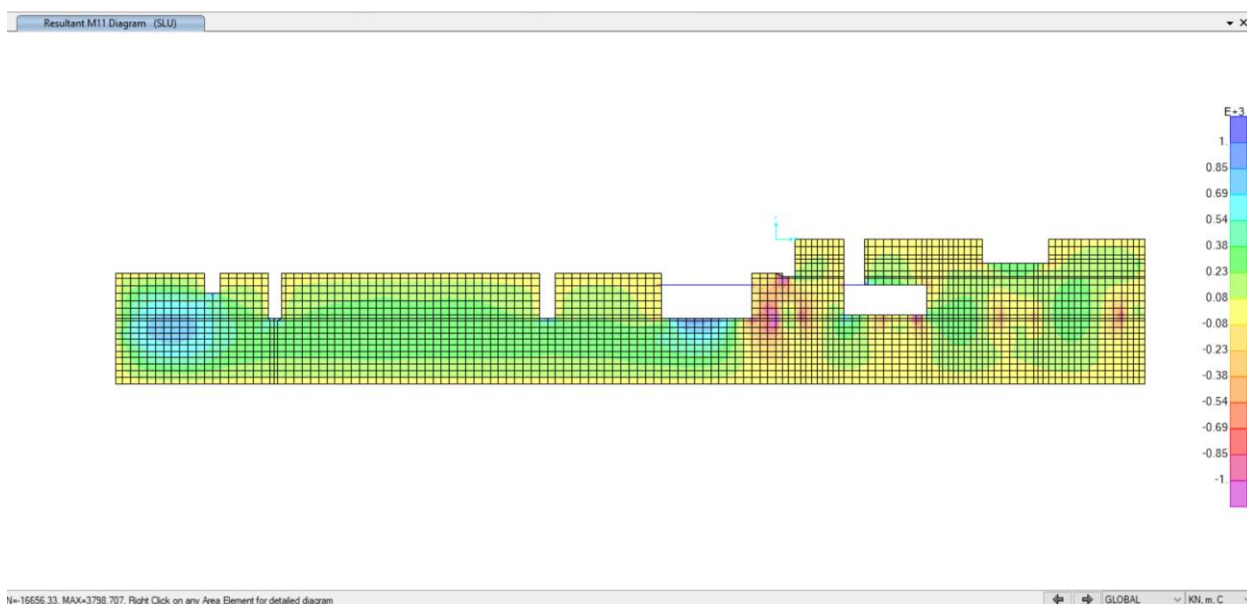


Figura 114. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

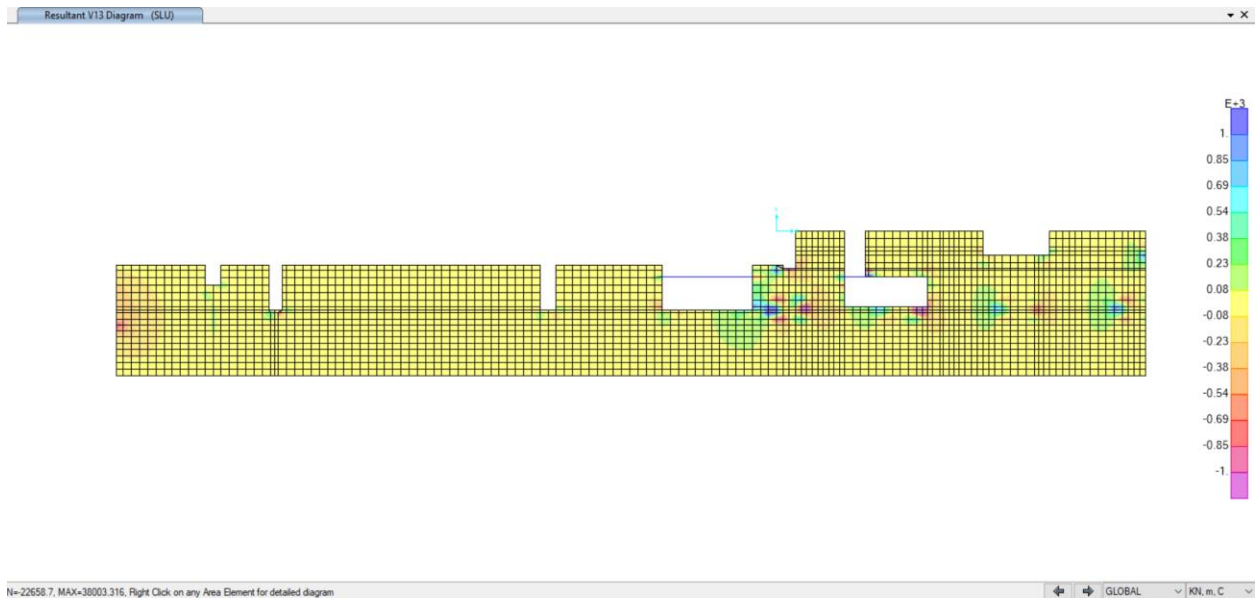


Figura 115. Forza di taglio V13

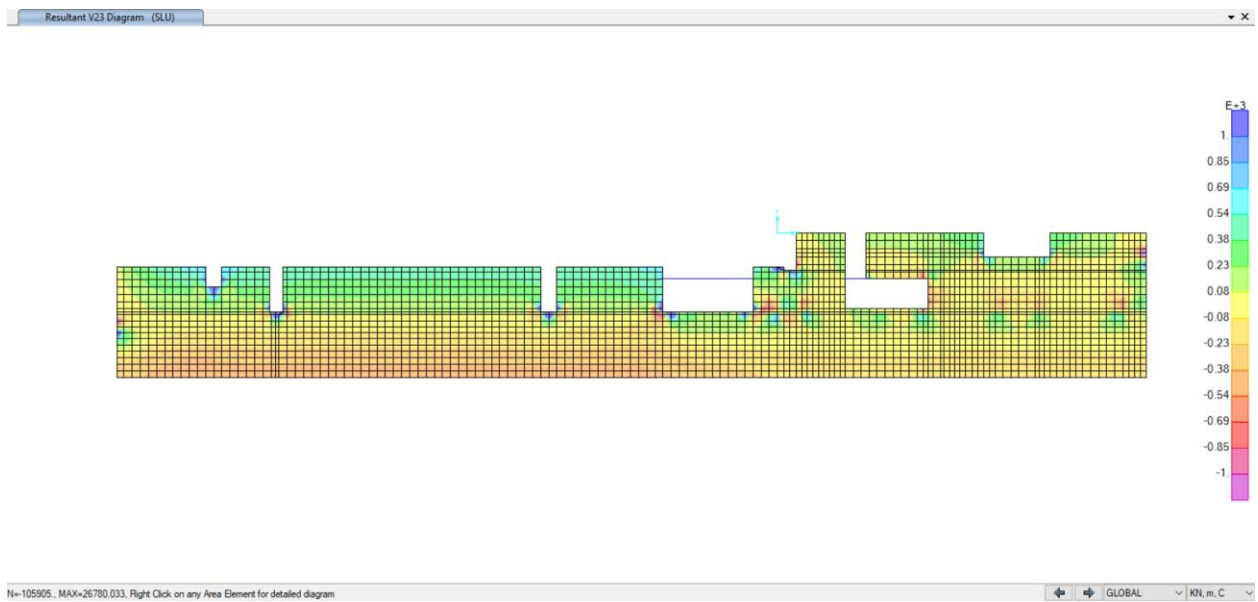



Figura 116. Forza di taglio V23



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diámetro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	318	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	20	mm	diámetro staffe
n° =	4		numero bracci
A _{sw} =	12.6	cm ²	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 _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	2922	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	3403	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
V _{Rd} =	2922	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	318 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad [4.1.23]$			
con			
f _s espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	20	mm	diametro staffe
n° =	2		numero bracci
A _{sw} =	6.3	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
rispetto all'asse della trave			
ψ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso
rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)			
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
1 per membrature non compresse			
1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}			
1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}			
2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}			
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	730 kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} =	3403 kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V_{Rd} =	730 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})	

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO D

Risultati Soletta Intermedia (Banchina Superiore)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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

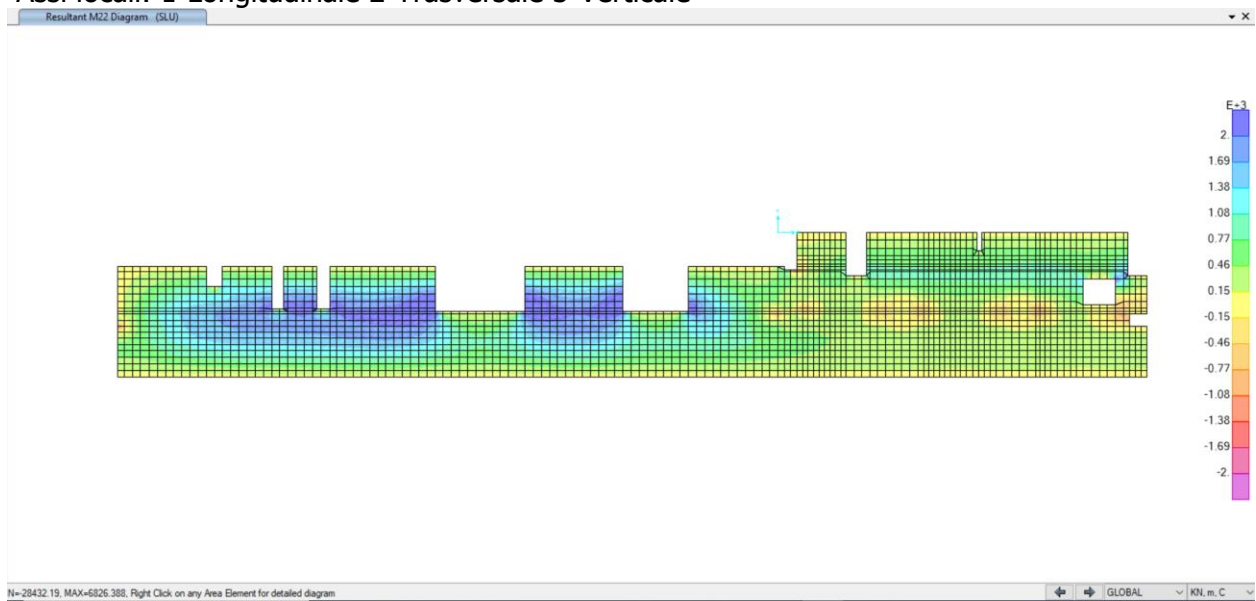


Figura 117. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

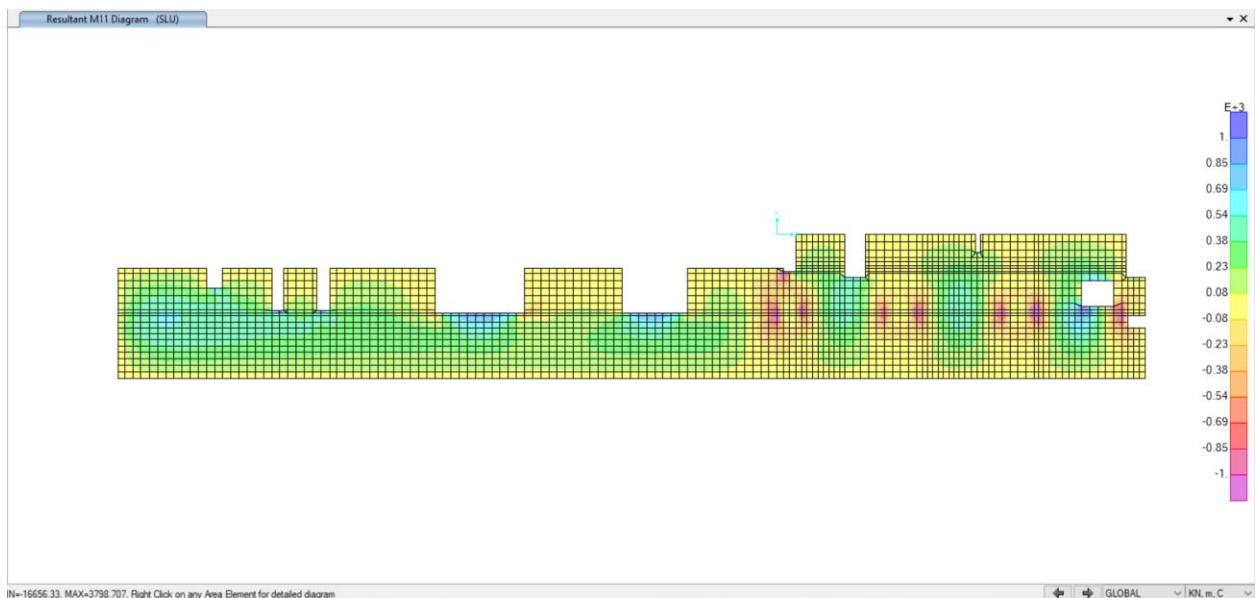


Figura 118. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

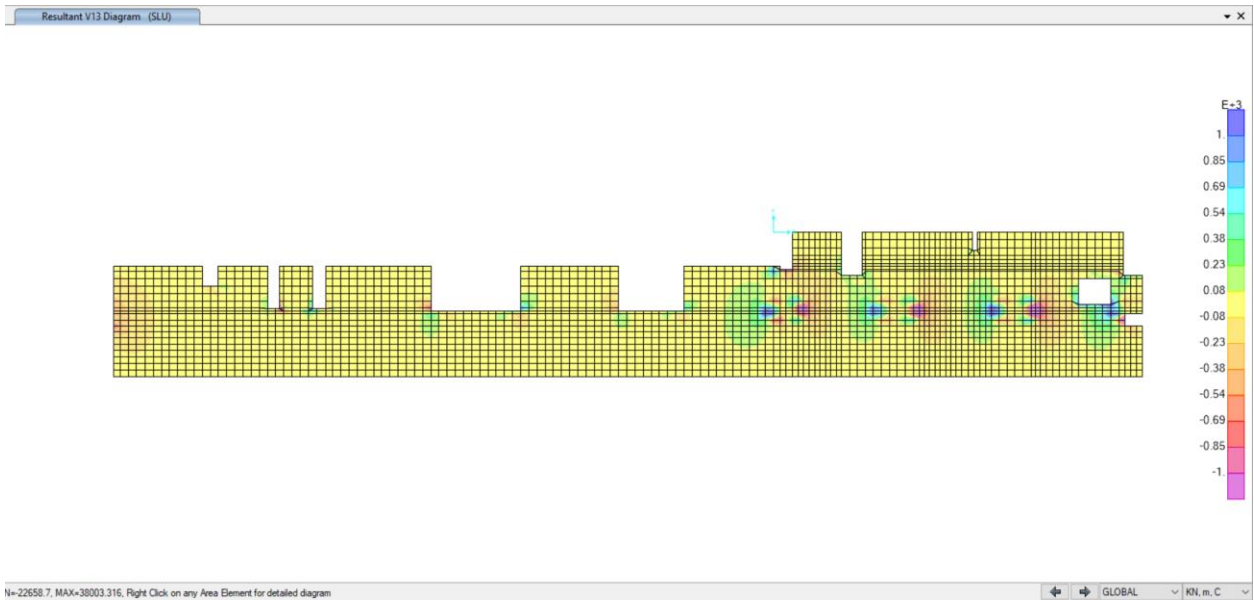


Figura 119. Forza di taglio V13

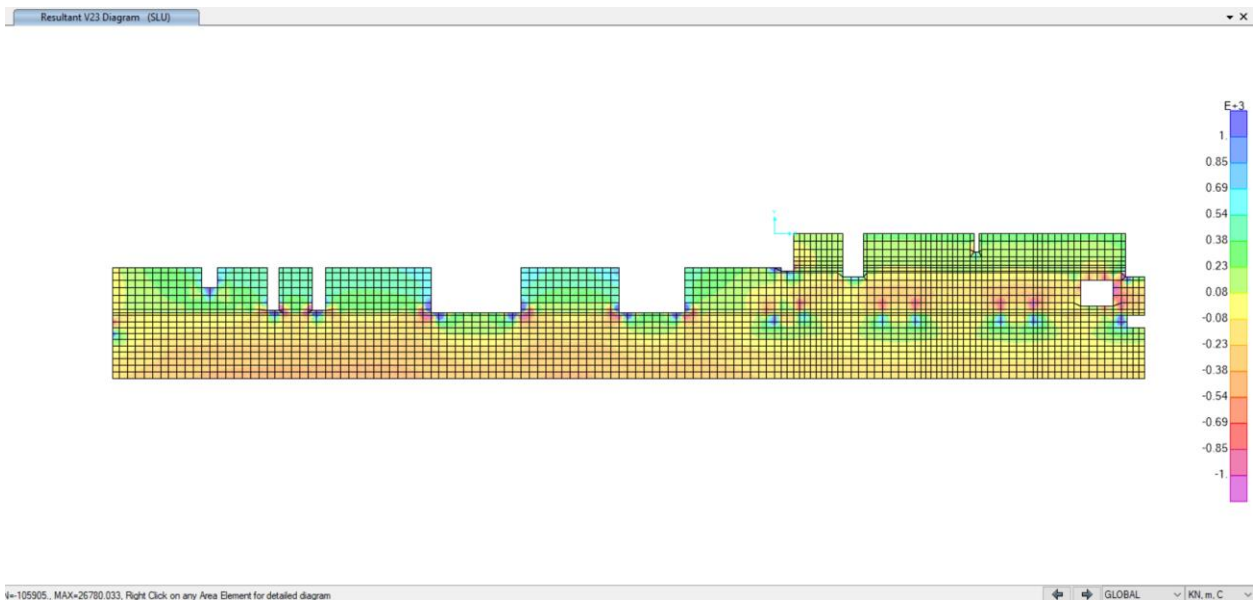



Figura 120. Forza di taglio V23



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diámetro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	318	kN	
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 _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	20	mm	diámetro staffe
n° =	4		numero bracci
A _{sw} =	12.6	cm ²	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 _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	2922	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	3403	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
V _{Rd} =	2922	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	24	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	318 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]			
con			
f _s espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	20	mm	diametro staffe
n° =	2		numero bracci
A _{sw} =	6.3	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale
rispetto all'asse della trave			
ψ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso
rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)			
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
1 per membrature non compresse			
1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}			
1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}			
2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}			
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	730 kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} =	3403 kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd} =	730 kN		resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO E – Risultati Pilastrì definitivi



- Verifiche SLU – Pilastrini definitivi

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati della forza assiale N (kN), dei momenti flettenti $M22$ e $M33$ (kN.m) e delle forze di taglio $V22$ e $V33$ (kN), per le pilastrini definitivi.

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

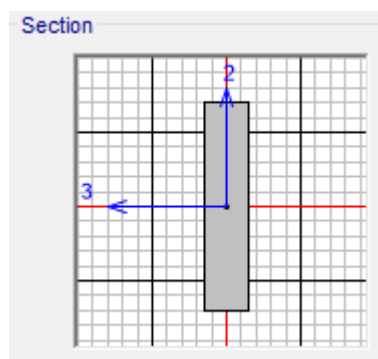


Figura 121. Assi locali nei pilastrini

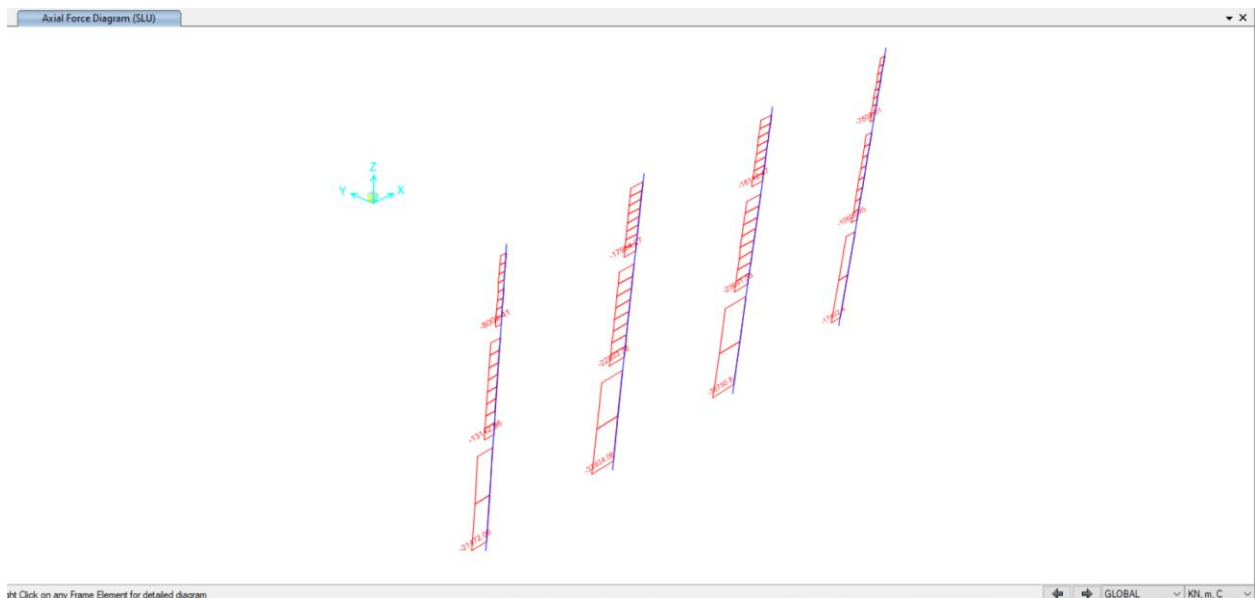


Figura 122. Forza assiale

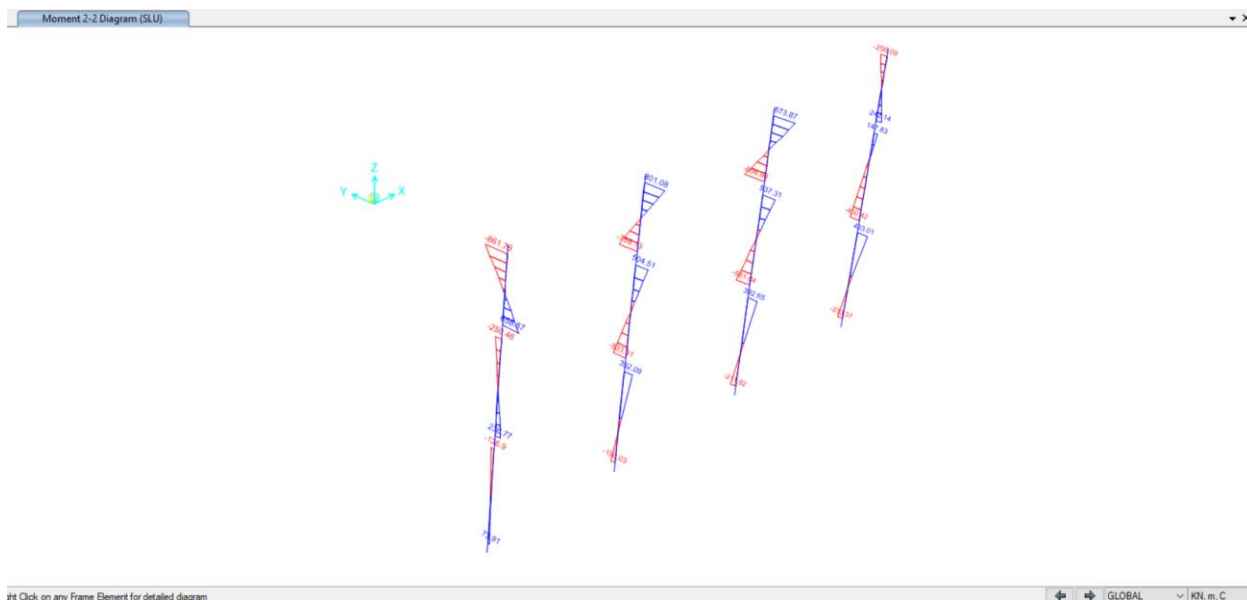


Figura 123. Momento flettente M22 (attorno all'asse debole)

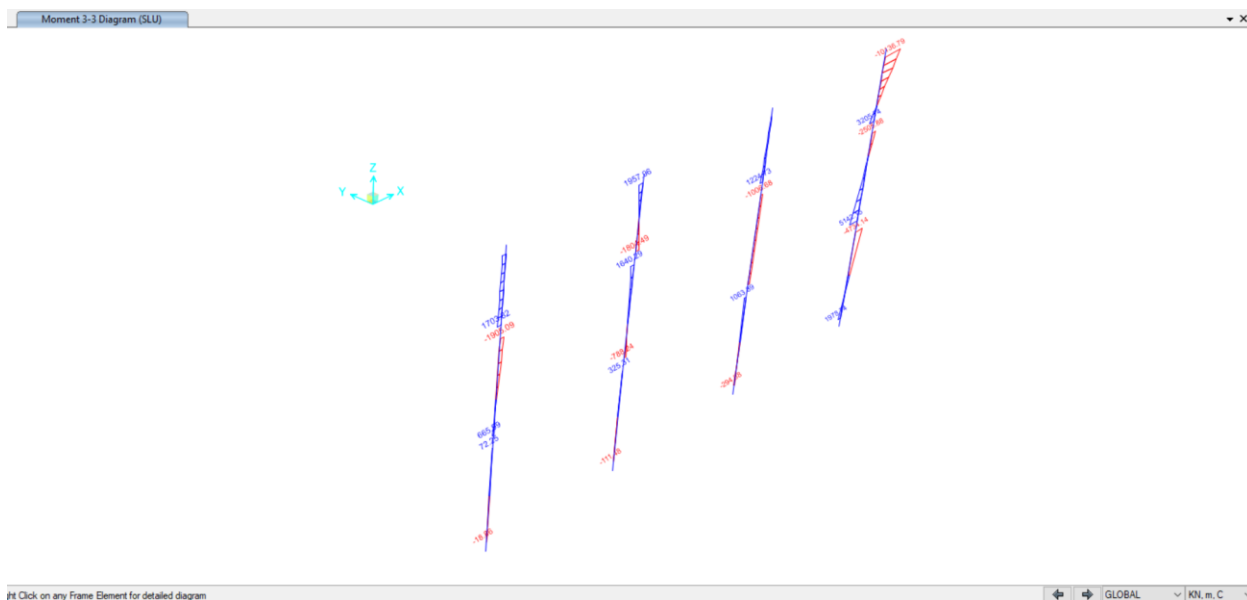


Figura 124. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)

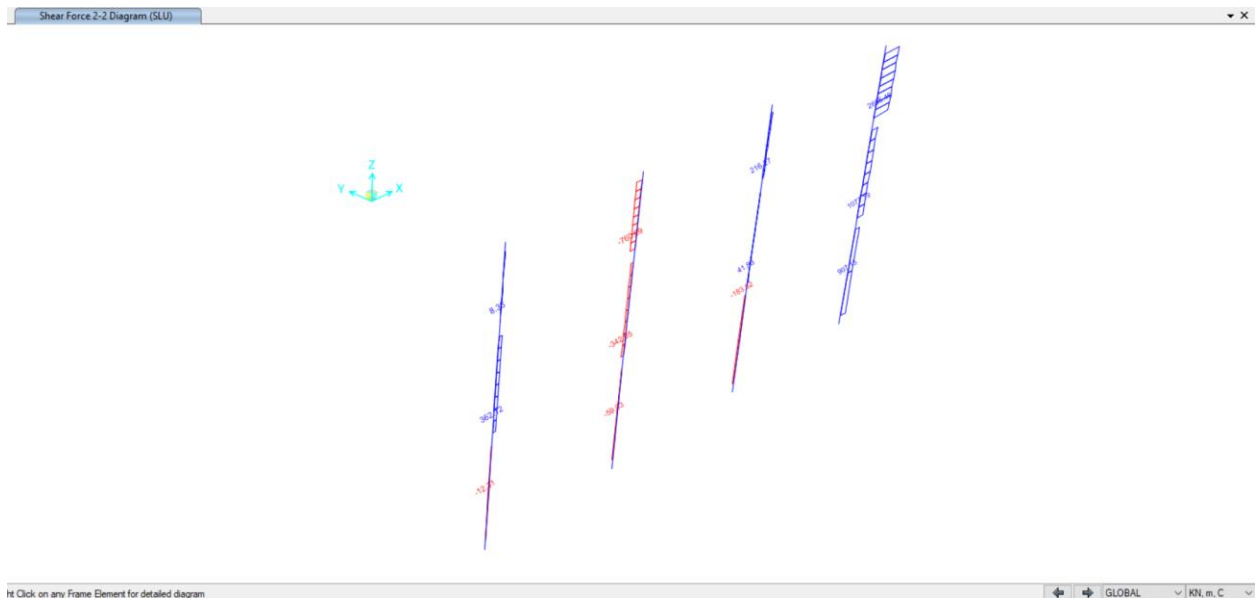


Figura 125. Forza di taglio V22 (direzione longitudinale)

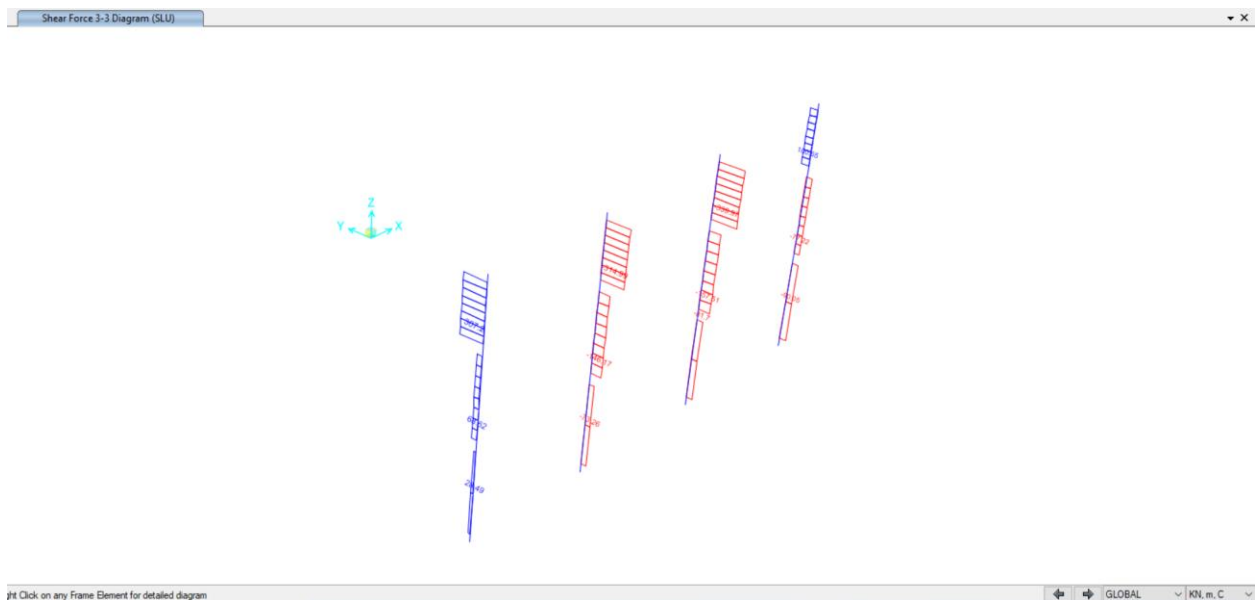



Figura 126. Forza di taglio V33 (direzione trasversale)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO F – Risultati Barrette provvisorie



- Verifiche SLU – Barrette provvisorie

Di seguito vengono presentati graficamente i risultati della forza assiale N (kN), dei momenti flettenti $M22$ e $M33$ (kN.m) e delle forze di taglio $V22$ e $V33$ (kN), per le pilastri definitivi.

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

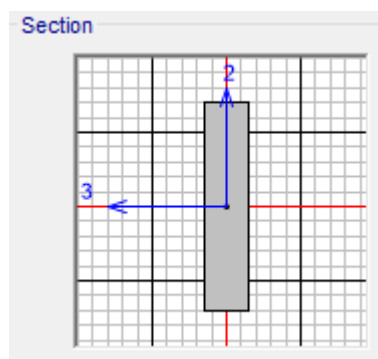


Figura 127. Assi locali nelle barrette

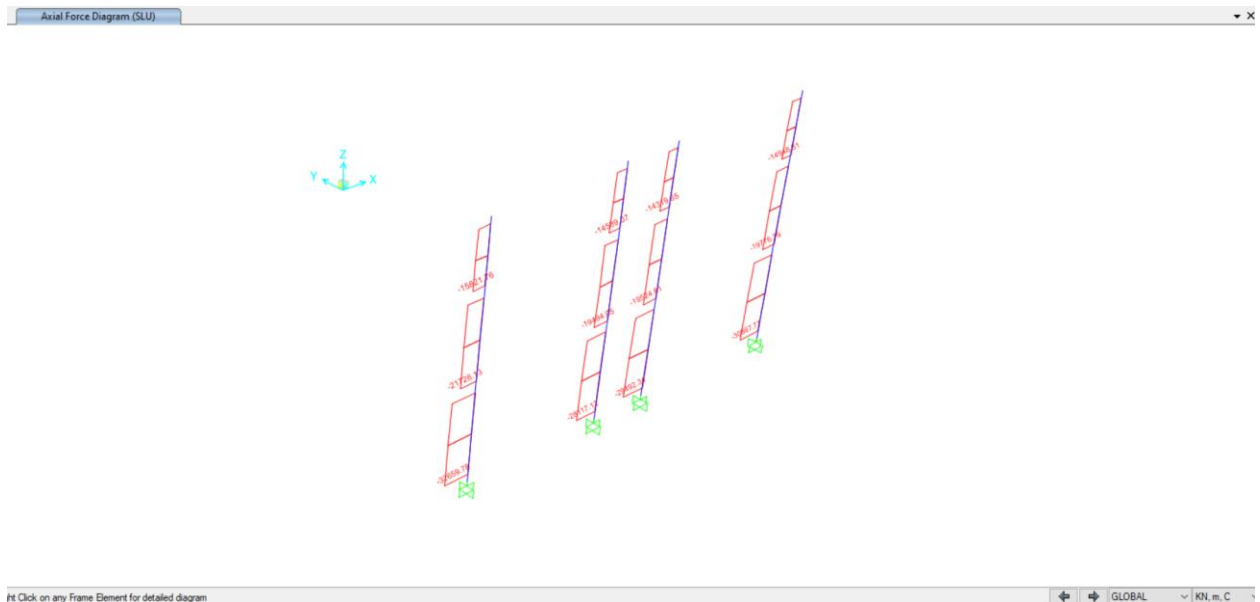


Figura 128. Forza assiale

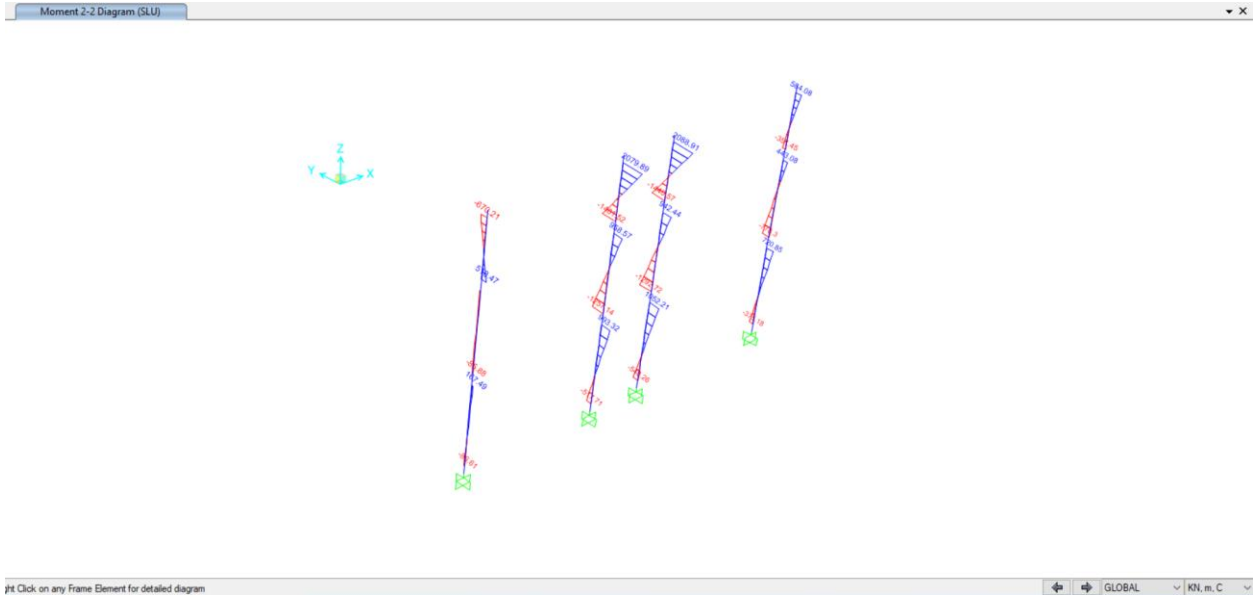


Figura 129. Momento flettente M22 (attorno all'asse debole)

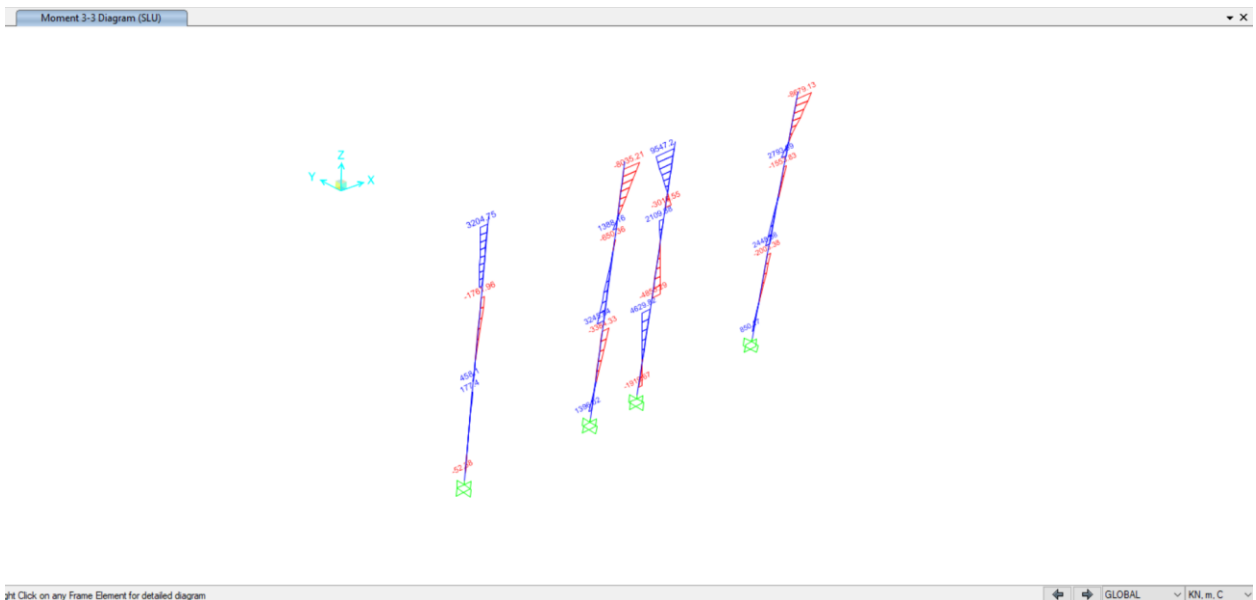


Figura 130. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

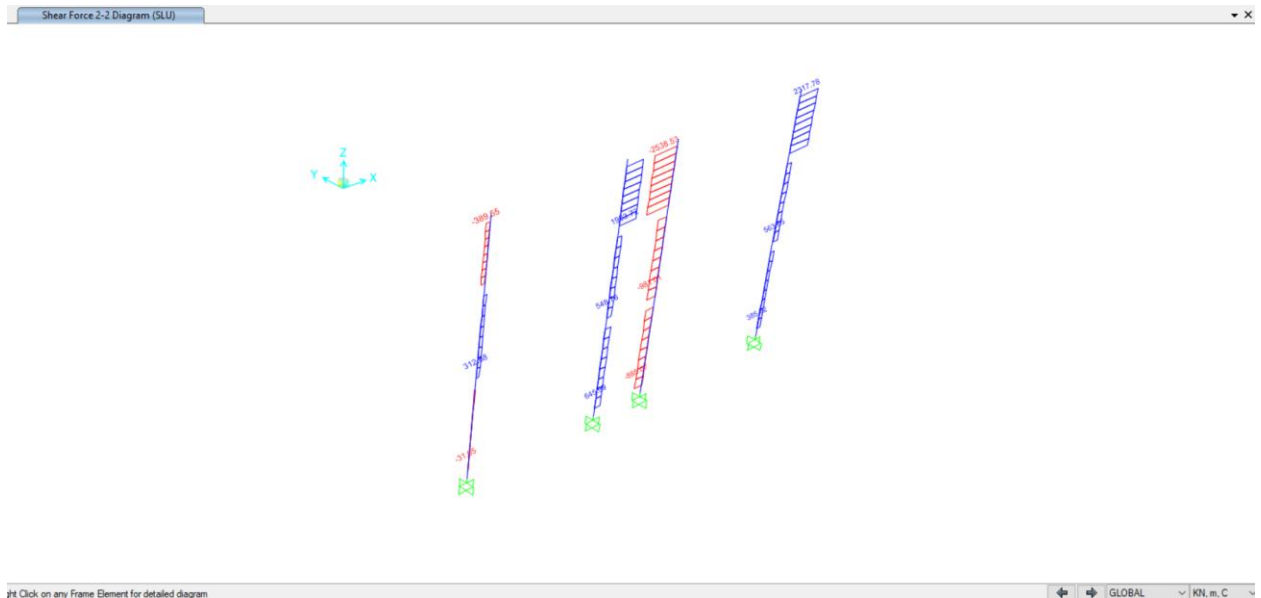


Figura 131. Forza di taglio V22 (direzione longitudinale)

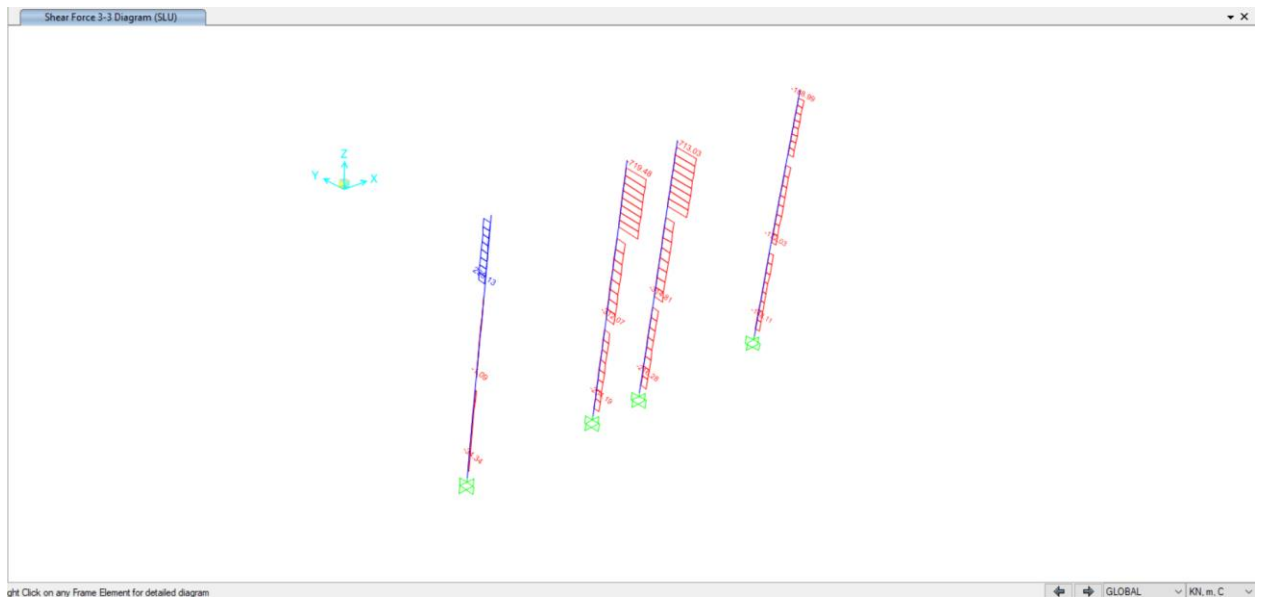



Figura 132. Forza di taglio V33 (direzione trasversale)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO G

Risultati Solettone di fondo (piano sottobanchina)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

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

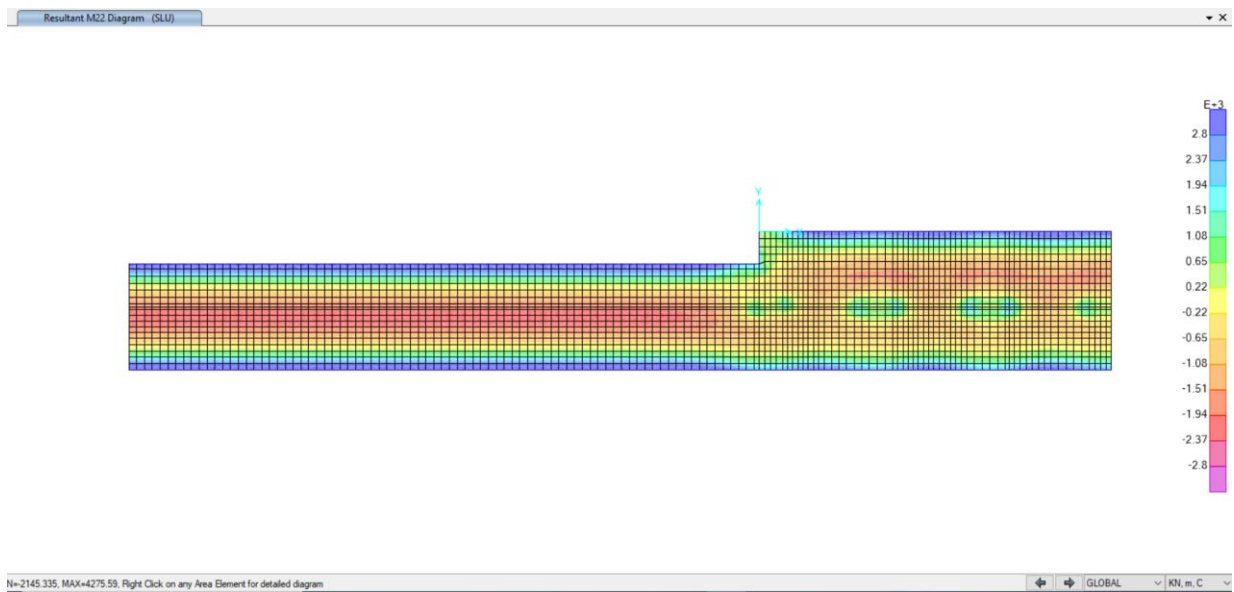


Figura 133. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

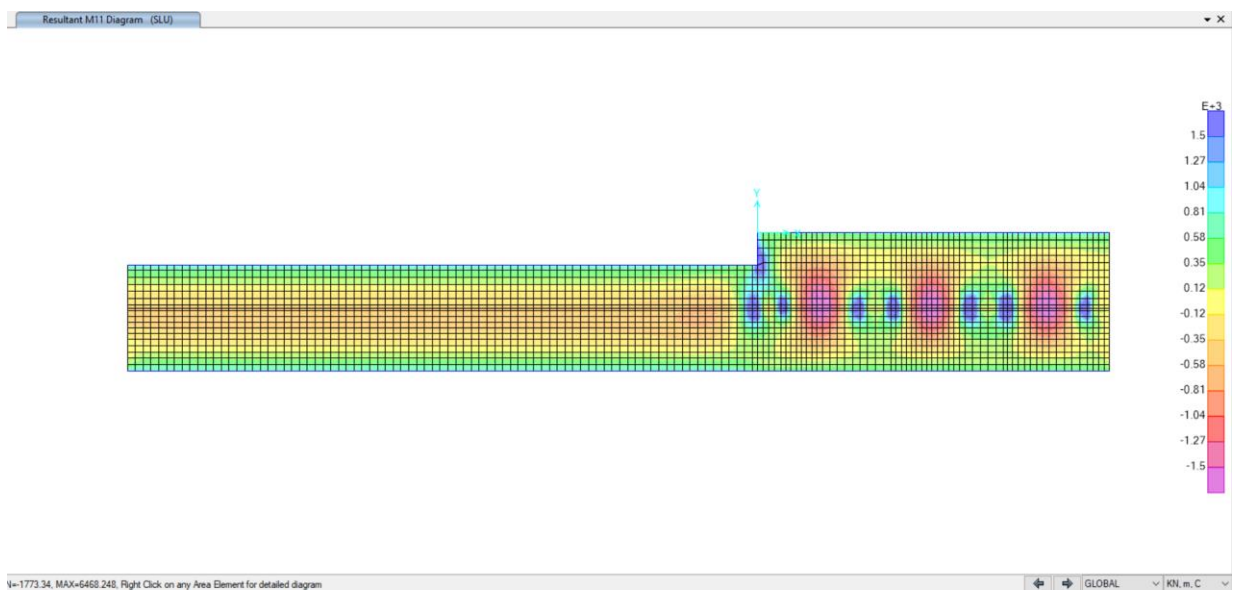


Figura 134. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

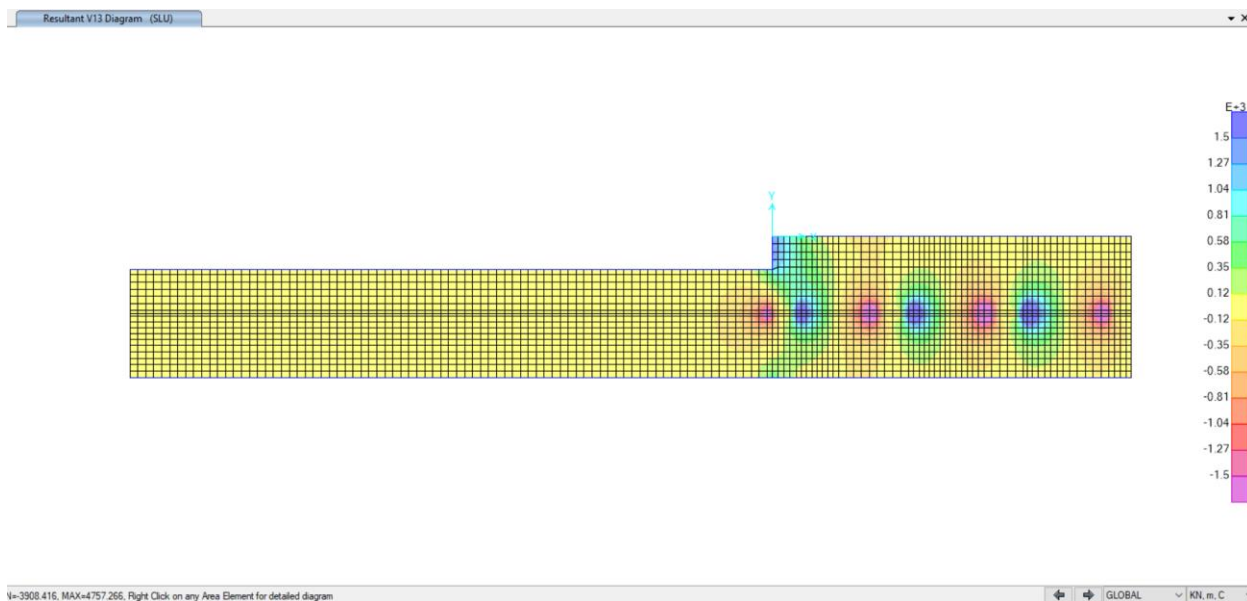


Figura 135. Forza di taglio V13

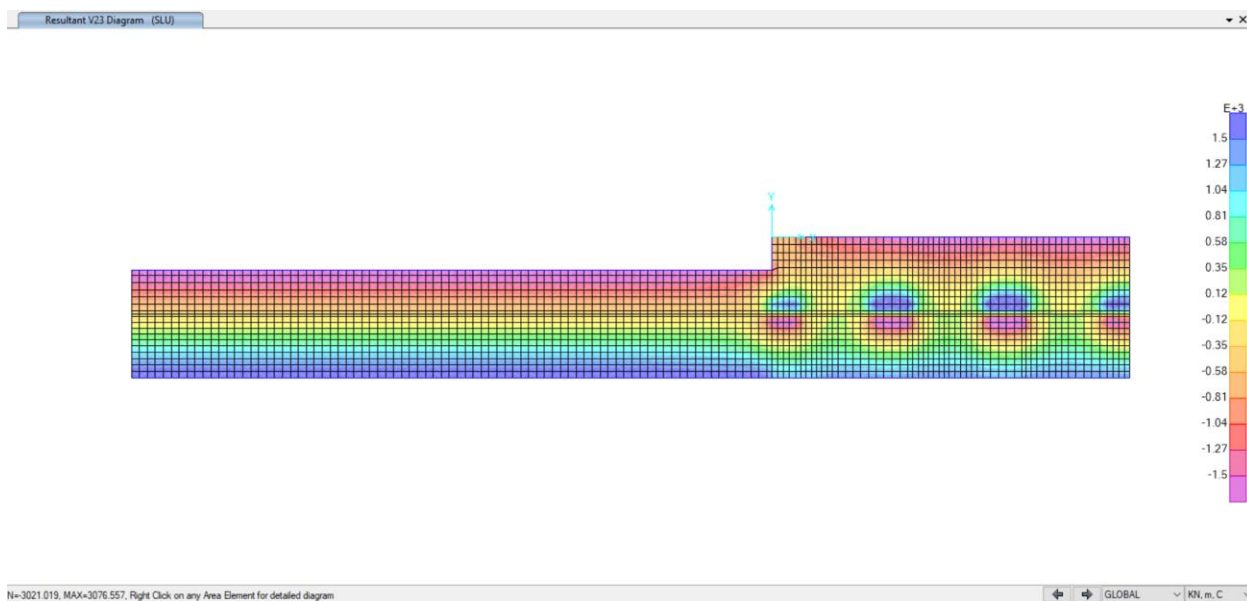


Figura 136. Forza di taglio V23



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA		H = 150 cm	altezza sezione
	b _w = 100 cm	larghezza sezione	
	h' = 5 cm	copriferro	
	d = 145 cm	altezza utile	
ARMATURA TESA		φ = 26 mm	diámetro armatura
	n° = 5	numero barre	
	A _s = 26.5 cm ²	area dell'armatura tesa	
	ρ _l = 0.0018	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)	
AZIONI DI COMPRESSIONE		N _{Ed} = 0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	σ _{cp} = 0.00 Mpa	tensione media di compressione	

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} = 452 kN	
	Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con	
	$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]	
	con	
	f _{tk} espresso in MPa	
	k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2	
	v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}	

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO		φ = 20 mm	diámetro staffe
	n° = 5	numero bracci	
	A _{sw} = 15.7 cm ²	area dell'armatura trasversale	
	s = 20 cm	passo delle staffe	
	α = 90°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	
	ν = 40°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)	
	α _c = 1.00	coefficiente maggiorativo pari a:	
		1 per membrature non compresse	
		1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}	
		1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}	
		2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}	
	ν f _{cd} = 8.70 Mpa	resistenza a compressione ridotta (ν f _{cd} = 0,5 f _{cd})	

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} = 4777 kN	
	Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:	
	$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]	
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} = 5591 kN	
	Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con	
	$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]	
	V_{Rd} = 4777 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	150	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	145	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	26	mm	diámetro armatura
n° =	3		numero barre
A _s =	13.3	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0009		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	452	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]			
con			
f _{ck} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	20	mm	diámetro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	15.7	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ν =	40	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
	1		per membrane non compresse
	1 + σ _{cp} /f _{cd}		per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
	1.25		per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
	2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd})		per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
νf _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (νf _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	2389	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	5591	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
V _{Rd} =	2389	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO H

Risultati Fodere Interne

Tabella 40 Calcolo incremento dinamico

Calcolo incremento dinamico da -3,0m a 8,35m					Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]	T1	-	1
SLO							
SLD							
SLV	1424	0,067	2,89	0,292	Categoria sottosuolo	SS	CC
SLC					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 ³]	Gk [kN]		
Fodera	1,00	0,50	5,35	25	66,875		
Fh,fodera	1,01	[kN]					
Fv,fodera	0,50	[kN]					
Incremento dinamico di spinta del terreno							
altezza del fodera "H"	5,35	[m]					
peso specifico del terreno "gamma_s"	19,5	[kN/m ³]					
altezza della fodera da piano campagna "H "	8,35	[m]					
Incremento dinamico di spinta del terreno	7,14	[kN/m]	$\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H'$				

Calcolo incremento dinamico da -9,35m a 17,5m					Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]	T1	-	1
SLO							
SLD							
SLV	1424	0,067	2,89	0,292	Categoria sottosuolo	SS	CC
SLC					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 ³]	Gk [kN]		
Fodera	1,00	0,50	9,15	25	114,375		
Fh,fodera	1,01	[kN]					
Fv,fodera	0,50	[kN]					
Incremento dinamico di spinta del terreno							
altezza del fodera "H"	9,15	[m]					
peso specifico del terreno "gamma_s"	19,5	[kN/m ³]					
altezza della fodera da piano campagna "H "	17,50	[m]					
Incremento dinamico di spinta del terreno	25,59	[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

Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	50	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	45	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	16	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	10.0	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0020		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	188	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{1/2} · f _{tk^{1/2}}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	8	mm	diametro staffe
n° =	3		numero bracci
A _{sw} =	1.3	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
β =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _f f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _f f _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rd} =	71	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rd} =	1656	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
V _{Rd} =	71	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rd} ; V _{Rcd})



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione


MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Da -8,95m a -16,05m / Da -17,05m a -24,45m

Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	80	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	75	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	20	mm	di diametro armatura
n° =	10		numero barre
A _s =	31.4	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0039		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	313	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{td} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	12	mm	di diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	5.7	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	40	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ν =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
ν f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (ν f _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	533	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	2760	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V _{Rd} =	533	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

Da -17,05m a -24,45m (Base)

Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	80	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	75	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	20	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A _s =	31.4	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0039		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	313	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{ts} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	12	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	5.7	cm ²	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 _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membraure non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
1/f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (1/f _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	1066	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	2760	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$			
V _{Rd} =	1066	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ;V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO I

Risultati Fodere Interne in corrispondenza del foro scala



Tabella 41 Calcolo incremento dinamico

Calcolo incremento dinamico da -3,0m a 8,35m								
Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]		Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
SLO						T1	-	1
SLD						Categoria sottosuolo		
SLV	1424	0,067	2,89	0,292		C	1,200	1,576
SLC								
accelerazione massima "amax" 0,08 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0,08 coefficiente sismico verticale "kv" 0,04 Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$ Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$								
Peso proprio								
		L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	G _{kj} [kN]		
	Fodera	1,00	0,50	5,35	25	66,875		
	F _{h,fodera}	1,01	[kN]					
	F _{v,fodera}	0,50	[kN]					
Incremento dinamico di spinta del terreno								
altezza del fodera "H"	5,35	[m]						
peso specifico del terreno "gamma_s"	19,5	[kN/m ³]						
altezza della fodera da piano campagna "H"	8,35	[m]						
Incremento dinamico di spinta del terreno	7,14	[kN/m] $\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H'$						
Calcolo incremento dinamico da -9,35m a 17,5m								
Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]		Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
SLO						T1	-	1
SLD						Categoria sottosuolo		
SLV	1424	0,067	2,89	0,292		C	1,200	1,576
SLC								
accelerazione massima "amax" 0,08 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0,08 coefficiente sismico verticale "kv" 0,04 Forza sismica orizzontale $F_h = k_h * W$ Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$								
Peso proprio								
		L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	G _{kj} [kN]		
	Fodera	1,00	0,50	9,15	25	114,375		
	F _{h,fodera}	1,01	[kN]					
	F _{v,fodera}	0,50	[kN]					
Incremento dinamico di spinta del terreno								
altezza del fodera "H"	9,15	[m]						
peso specifico del terreno "gamma_s"	19,5	[kN/m ³]						
altezza della fodera da piano campagna "H"	17,50	[m]						
Incremento dinamico di spinta del terreno	25,59	[kN/m] $\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H'$						

- Verifica al taglio


Da -3,00m a -16,05m

Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"	
Caratteristiche della sezione	
GEOMETRIA	H = 130 cm altezza sezione b _w = 100 cm larghezza sezione h' = 5 cm copriferro d = 125 cm altezza utile
ARMATURA TESA	ϕ = 26 mm diametro armatura n° = 5 numero barre A _s = 26.5 cm ² area dell'armatura tesa ρ _l = 0.0020 rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE	N _{ed} = 0 kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente) σ _{cp} = 0.00 Mpa tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio	
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} = 402 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 _{tk} espresso in MPa k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2 v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}
Caratteristiche della sezione armata a taglio	
ARMATURA A TAGLIO	ϕ = 16 mm diametro staffe n° = 3 numero bracci A _{sw} = 5,0 cm ² 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 _c = 1.00 coefficiente maggiorativo pari a: 1 per membrature non compresse 1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd} 1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd} 2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd} v _{fcd} = 8.70 Mpa resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio	
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} = 1579 kN Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con: $V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} = 4599 kN Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con: $V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$
V_{Rd} = 1579 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} , V _{Rcd})



Da -8,95m a -24,45m

		Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"	
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA	H =	130 cm	altezza sezione
	b _w =	100 cm	larghezza sezione
	h' =	5 cm	copriferro
	d =	125 cm	altezza utile
ARMATURA TESA	ϕ =	26 mm	diametro armatura
	n° =	10	numero barre
	A _s =	53.1 cm ²	area dell'armatura tesa
	ρ _t =	0.0041	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE	N _{Ed} =	0 kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
	σ _{cp} =	0.00 Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V _{Rd} =	488 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_t \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]			
con			
f _{ck} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO	ϕ =	16 mm	diametro staffe
	n° =	5	numero bracci
	A _{sw} =	10.0 cm ²	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 _c =	1.00	coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membraure non compresse
		1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}	
		1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}	
		2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}	
	v _{fcd} =	8.70 Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V _{Rsd} =	3159 kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V _{Rcd} =	4599 kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
	V _{Rd} =	3159 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO J

Risultati Banchina e Muri Sotto Banchina



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"

Caratteristiche della sezione

Table with 4 columns: Category, Parameter, Value, Description. Includes sections for GEOMETRIA, ARMATURA TESA, and AZIONI DI COMPRESSIONE.

Resistenza senza armatura a taglio


Table for shear resistance without reinforcement. Includes V_Rd = 126 kN and the formula for V_Rd based on NTC 2018.

Caratteristiche della sezione armata a taglio

Table for characteristics of the reinforced section. Includes parameters like diameter of stirrups, number of arms, and area of transverse reinforcement.

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

Table for shear resistance with transverse reinforcement. Includes calculations for V_Rsd (158 kN) and V_Rcd (920 kN) with their respective formulas.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO K

Risultati Scale fisse



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	30	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	25	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	16	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	10.0	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0033		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	126	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$ [4.1.23]			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	8	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	2.5	cm ²	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 _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
1 per membrature non compresse			
1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}			
1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}			
2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}			
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rd} =	158	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rd} =	920	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
V _{Rd} =	158	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA			
H =	20	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	15	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	12	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	5.7	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0028		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ecd} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	82 kN	
			Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con
			$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]
			con
			f _{ctk} espresso in MPa
			k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2
			v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctk} ^{1/2}

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO			
φ =	8	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	2.5	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ι =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ± 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	95 kN	
			Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:
			$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} =	552 kN	
			Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con
			$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{ctd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]
	V_{Rd} =	95 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA			
H =	80	cm	altezza sezione
b _w =	60	cm	larghezza sezione
h'	5	cm	copriferro
d =	75	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0047		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	200 kN	
			Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con
			$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]
			con
			f _a espresso in MPa
			k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2
			v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}

Caratteristiche della sezione armata a taglio


ARMATURA A TAGLIO			
φ =	12	mm	diametro staffe
n° =	4		numero bracci
A _{sw} =	4.5	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
θ =	40	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v'f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v'f _{cd} = 0,5 f _{cd})

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	712 kN	
			Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:
			$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} =	1735 kN	
			Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con
			$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]
	V_{Rd} =	712 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
<i>GEOMETRIA</i>			
H =	80	cm	altezza sezione
b _w =	60	cm	larghezza sezione
h'	5	cm	copriferro
d =	75	cm	altezza utile
<i>ARMATURA TESA</i>			
φ =	24	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0047		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
<i>AZIONI DI COMPRESSIONE</i>			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
<i>RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO</i>			
V _{Rd} =	200	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{1/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
<i>ARMATURA A TAGLIO</i>			
φ =	12	mm	diametro staffe
n° =	2		numero bracci
A _{sw} =	2.3	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
ν =	40	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
<i>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"</i>			
V _{Rsd} =	356	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$			
<i>RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"</i>			
V _{Rcd} =	1735	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$			
V _{Rd} =	356	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

ALLEGATO L

Calcolo Incidenze



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Elemento:		Soletta di copertura			Area = 19.08 mc/m		Incidenza = 157.72 kg/mc	
							(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
inf	11	24	10	20	4.5	90	3.551	319.59
inf	12	26	10	20	12	240	4.168	1000.32
sup	13	24	10	20	6	120	3.551	426.12
sup	14	24	20	5	9	45	3.551	159.795
rep	10	24	25	120	1.12	134.4	3.551	477.2544
staffe1	6	20	20	10	3.1	31	2.466	76.446
staffe2	7	20	40	70	1.6	112	2.466	276.192
staffe3		12	0	0	0	0	0.888	0
								2735.7174 kg
Elemento:		Soletta Atrio			Area = 13.9 mc/m		Incidenza = 179.27 kg/mc	
							(+15%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
inf	11	24	10	20	3.5	70	3.551	248.57
inf	12	24	10	20	12	240	3.551	852.24
sup	13	24	20	10	5	50	3.551	177.55
sup	14	24	20	5	9	45	3.551	159.795
rep	10	24	25	108	1.12	120.96	3.551	429.52896
staffe1	6	20	20	9	2.9	26.1	2.466	64.3626
staffe2	7	20	40	68	1.4	95.2	2.466	234.7632
vert		20	120	0	2.7	0	2.466	0
								2166.8098 kg
Elemento:		Soletta sotto Banchina super			Area = 13.9 mc/m		Incidenza = 179.27 kg/mc	
							(+15%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
inf	11	24	10	20	3.5	70	3.551	248.57
inf	12	24	10	20	12	240	3.551	852.24
sup	13	24	20	10	5	50	3.551	177.55
sup	14	24	20	5	9	45	3.551	159.795
rep	10	24	25	108	1.12	120.96	3.551	429.52896
staffe1	6	20	20	9	2.9	26.1	2.466	64.3626
staffe2	7	20	40	68	1.4	95.2	2.466	234.7632
vert		20	120	0	2.7	0	2.466	0
								2166.8098 kg
Elemento:		Soletta fondo			Area = 20.85 mc/m		Incidenza = 195.32 kg/mc	
							(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
sup	11	26	10	20	3.5	70	4.168	291.76
sup	12	26	10	20	12	240	4.168	1000.32
inf	13	26	10	20	5	100	4.168	416.8
inf	14	26	20	5	9	45	4.168	187.56
inf	5	26	10	40	6	240	4.168	1000.32
rep	10	26	25	108	1.12	120.96	4.168	504.16128
staffe1	6	20	20	9	3	27	2.466	66.582
staffe2	7	20	40	68	1.4	95.2	2.466	234.7632
staffe3		12	0	0	0	0	0.888	0
								3702.2665 kg



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Elemento:		Barrete Provisorie			Volumen = 127.68 mc			Incidenza = 165.17 kg/mc	
								(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]	
vert	1-2	24	15	52	3.5	182	3.551	646.282	
vert	3-4	24	15	52	12	624	3.551	2215.824	
vert	5-6	26	15	52	12	624	4.168	2600.832	
vert	7-12	26	15	80	5	400	4.168	1667.2	
vert	9-10	26	15	52	7.1	369.2	4.168	1538.8256	
vert	13-14	26	15	52	6.3	327.6	4.168	1365.4368	
est	15	20	20	380	3.7	1406	2.466	3467.196	
diag		24		24	6	144	3.551	511.344	
diag		24		24	5.3	127.2	3.551	451.6872	
staffe	16	16	20	570	3.3	1881	1.578	2968.218	
staffe	17	16	20	380	2.9	1102	1.578	1738.956	
staffe	10	20	20	0	3.1	0	2.466	0	
								19171.802	kg
Elemento:		Pilastrì			Volumen = 46.305 mc			Incidenza = 326.83 kg/mc	
								(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]	
vert	1-10	26	15	50	5	250	4.168	1042	
vert	2-11	26	15	50	7.95	397.5	4.168	1656.78	
vert	5-14	26	15	50	7.05	352.5	4.168	1469.22	
vert	8-17	26	15	50	4.9	245	4.168	1021.16	
vert	var	26	15	250	3	750	4.168	3126	
lat	19	20	20	204	7.3	1489.2	2.466	3672.3672	
staffe	20	16	20	306	2.5	765	1.578	1207.17	
staffe	21	16	20	204	1.75	357	1.578	563.346	
								13758.043	kg



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Elemento:		Fodera -3.00 a -7.55 sp50			Area = 2.475 mc/m		Incidenza = 60.22 kg/mc (+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
rip	1	16	20	10	2.4	24	1.578	37.872
int	11	16	20	5	4.9	24.5	1.578	38.661
est	12	12	20	5	4.9	24.5	0.888	21.756
rip	13	12	20	10	2	20	0.888	17.76
rep	14	12	20	50	1.12	56	0.888	49.728
staffe1	15	8	40	32	0.6	19.2	0.395	7.584
staffe3		12	0	0	0	0	0.888	0
								135.489 kg
Elemento:		Fodera -8.95 a -16.05 sp=80			Area = 5.68 mc/m		Incidenza = 98.35 kg/mc (+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
int	4	20	10	10	7.05	70.5	2.466	173.853
est	5	16	20	5	7.05	35.25	1.578	55.6245
rip	6	16	20	10	1.5	15	1.578	23.67
rip	13	20	20	10	2	20	2.466	49.32
rep	8	16	20	72	1.12	80.64	1.578	127.24992
staffe1	10	12	20	88	1	88	0.888	78.144
staffe3		12	0	0	0	0	0.888	0
								507.86142 kg
Elemento:		Fodera -17.05 a -25.05 sp=80			Area = 6.4 mc/m		Incidenza = 190.79 kg/mc (+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
int	1	24	10	10	8	80	3.551	284.08
est	2	20	20	5	8	40	2.466	98.64
est	3	26	10	10	3	30	4.168	125.04
rip	6	24	20	10	2	20	3.551	71.02
rip	13	26	10	15	2.4	36	4.168	150.048
rep	7	20	20	80	1.12	89.6	2.466	220.9536
staffe1	9	20	40	50	1.3	65	2.466	160.29
staffe3		12	0	0	0	0	0.888	0
								1110.0716 kg
Elemento:		Fodera sp=130			Area = 20.15 mc/m		Incidenza = 149.22 kg/mc (+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
rip	0	24	20	10	2	20	3.551	71.02
rip	0	26	10	15	2.4	36	4.168	150.048
est-int	1	26	20	10	12	120	4.168	500.16
est-int	1a	26	20	10	5	50	4.168	208.4
rep	7	24	20	156	1.12	174.72	3.551	620.43072
rep	7a	24	20	36	1.12	40.32	3.551	143.17632
staffe1	9	16	20	20	3.2	64	1.578	100.992
staffe2	10	16	20	186	3.2	595.2	1.578	939.2256
								2733.4526 kg



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Elemento:		Muri sottobanchina sp=30cm			Area = 0.75 mc/m		Incidenza = 197.38 kg/mc	
							(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
ver	1	16	20	10	2	20	1.578	31.56
ver	2	16	20	5	3.3	16.5	1.578	26.037
ver	3	16	10	10	3.3	33	1.578	52.074
rep	12	12	20	24	1.05	25.2	0.888	22.3776
staffe	4	8	40	20	0.32	6.4	0.395	2.528
								134.5766 kg
Elemento:		Pilastrini sottobanchina 40x40			Area = 0.4 mc/		Incidenza = 364.89 kg/mc	
							(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
ver	1	20	15	8	2.4	19.2	2.466	47.3472
ver	2	20	15	8	3.2	25.6	2.466	63.1296
staffe	3	10	10	24	1.5	36	0.617	22.212
								132.6888 kg
Elemento:		Soletta Banchina sp=30cm			Area = 3.69 mc/m		Incidenza = 151.14 kg/mc	
							(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
inf	1	16	20	5	12	60	1.578	94.68
inf	2	16	20	5	6	30	1.578	47.34
inf	3	16	20	5	3	15	1.578	23.67
sup	4	16	20	5	2.4	12	1.578	18.936
sup	5	16	20	5	9	45	1.578	71.01
sup	6	16	20	10	3	30	1.578	47.34
rep	11	12	20	126	1.05	132.3	0.888	117.4824
rep	12	12	20	24	1.05	25.2	0.888	22.3776
staffe	13	10	10	50	1.4	70	0.617	43.19
staffe	14	8	20	166	0.32	53.12	0.395	20.9824
								507.0084 kg



CITTA' DI TORINO

Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna

Stazione Cimarosa-Tabacchi - Relazione di calcolo
 strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSCIR002-0-1

Elemento:		Soletta fondo Vasca Aggot.			Volumen = 47.04 mc/m		Incidenza = 151.15 kg/mc	
								(+10%)
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
inf	1	24	20	38	7.7	292.6	3.551	1039.0226
sup	2	24	10	54	7.7	415.8	3.551	1476.5058
rep	9	24	20	58	8.6	498.8	3.551	1771.2388
rinf	7	24	20	142	4	568	3.551	2016.968
staffe	3	10	40	236	1.1	259.6	0.617	160.1732
								6463.9084 kg
Elemento:		Muri laterali Vasca Aggot.			Volumen = 58.75 mc/m		Incidenza = 180.17 kg/mc	
								(+10%)
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
int	4	24	20	102	5.5	561	3.551	1992.111
est	5	24	20	142	5.5	781	3.551	2773.331
est	6	24	20	138	4	552	3.551	1960.152
rep	10	24	20	48	8.4	403.2	3.551	1431.7632
rep	11	24	20	48	7.45	357.6	3.551	1269.8376
staffe	8	10	40	288	1.1	316.8	0.617	195.4656
								9622.6604 kg