

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



COMUNE DI TORINO



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

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

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. 6038S	Ing. F. Rizzo Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 9337K	STRUTTURE E METODI COSTRUTTIVI STAZIONI PROFONDE – STAZIONE NOVARA RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE INTERNE STAZIONE													
		ELABORATO								REV.		SCALA	DATA		
		MT	L2	T1	A2	D	STR	SNO	R	002	Int.	Est.	-	30/09/2022	
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi											0	1			

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"> <tr> <td>LOTTO 2</td> <td>CARTELLA</td> <td>9.2.1</td> <td>2</td> <td>MTL2T1A2D</td> <td>STRSNOR002</td> </tr> </table>	LOTTO 2	CARTELLA	9.2.1	2	MTL2T1A2D	STRSNOR002	<p align="center">STAZIONE APPALTANTE</p> <p align="center">DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio</p> <p align="center">RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozziro</p>
LOTTO 2	CARTELLA	9.2.1	2	MTL2T1A2D	STRSNOR002		



INDICE

1.	PREMESSA	8
1.1	SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE	9
1.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	9
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	11
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	14
3.1	CALCESTRUZZI	14
3.1.1	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER I SOLAI DI STAZIONE E STRUTTURE INTERNE	14
3.1.2	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	18
5.1	ANALISI NUMERICHE E PROGETTAZIONE STRUTTURALE	18
5.2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	19
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO	20
5.4	CRITERI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	21
5.4.1	CARICHI	21
5.4.1.1	Azione sismica	21
6.	ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE STRUTTURALI	23
6.1	LA SOVRASTRUTTURA E LE STRUTTURE INTERNE PRINCIPALI	23
6.1.1	GENERALITÀ	23
6.1.2	MODELLO STRUTTURALE	25
6.1.3	CARICHI E COMBINAZIONI	27
6.1.4	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	34
6.1.4.1	Soletta di copertura	35
6.1.4.2	Soletta intermedia livello atrio	43
6.1.4.3	Soletta intermedia livello primo mezzanino	50
6.1.4.4	Soletta intermedia livello secondo mezzanino	57
6.2	SOLETTA DI FONDAZIONE	65
6.2.1	GENERALITÀ	65
6.2.2	CARICHI E COMBINAZIONI	67
6.2.3	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	70
6.3	ALTRE STRUTTURE INTERNE	77

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

6.3.1	GENERALITÀ	77
6.3.2	FODERE INTERNE	77
6.3.2.1	Analisi dei carichi	78
6.3.2.2	Combinazione dei carichi	82
6.3.2.3	Risultati dell'analisi	83
6.3.2.4	Verifiche strutturali	84
6.3.3	BANCHINE E MURI SOTTO BANCHINE	88
6.3.3.1	Risultati dell'analisi	91
6.3.3.2	Verifiche strutturali	93
6.3.4	SCALE FISSE	97
6.3.4.1	Carichi e combinazioni	98
6.3.4.2	Risultati dell'analisi	100
6.3.4.3	Verifiche strutturali	102
6.3.5.	VASCA AGGOTTAMENTO	111
6.3.5.1.	Carichi e combinazioni	111
6.3.4.4	Risultati dell'analisi	113
6.3.4.5	Verifiche strutturali	115
6.4	VALIDAZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO	119
ALLEGATO A		121
ALLEGATO B		128
ALLEGATO C		133
ALLEGATO D		138
ALLEGATO E		143
ALLEGATO F		148
ALLEGATO G		155
ALLEGATO H		159

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo	8
Figura 2.	Modello 3D – Stazione Novara	9



Figura 3.	Stralcio stratigrafia stazione Novara	16
Figura 4.	Schematizzazione metodo di Wood	22
Figura 5.	Modello di visualizzazione	23
Figura 6.	Modello 3D schematico	24
Figura 7.	Soletta di copertura (livello strada)	25
Figura 8.	Soletta intermedia (livello atrio)	26
Figura 9.	Soletta intermedia (livello primo mezzanino)	26
Figura 10.	Soletta intermedia (livello secondo mezzanino)	27
Figura 11.	Carichi permanenti sulla soletta di copertura	28
Figura 12.	Carichi variabili sulla soletta di copertura	29
Figura 13.	Carichi permanenti sulla soletta intermedia – livello atrio	30
Figura 14.	Carichi variabili sulla soletta di intermedia – livello atrio	30
Figura 15.	Carichi permanenti sulla soletta intermedia – primo mezzanino	31
Figura 16.	Carichi variabili sulla soletta di intermedia – primo mezzanino	32
Figura 17.	Carichi permanenti sulla soletta intermedia – secondo mezzanino	33
Figura 18.	Carichi variabili sulla soletta di intermedia – secondo mezzanino	33
Figura 19.	Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali	34
Figura 20.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	36
Figura 21.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	36
Figura 22.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	37
Figura 23.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	37
Figura 24.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	38
Figura 25.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	38
Figura 26.	Taglio massimo	39
Figura 27.	Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	40
Figura 28.	Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	40
Figura 29.	Deformazione verticale Uz – SLE	42
Figura 30.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore – direzione trasversale	44
Figura 31.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore – direzione trasversale	44
Figura 32.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore – direzione longitudinale	45
Figura 33.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore – direzione longitudinale	45
Figura 34.	Taglio massimo	46
Figura 35.	Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	47
Figura 36.	Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	47
Figura 37.	Deformazione verticale Uz – SLE	49
Figura 38.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	51
Figura 39.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	51
Figura 40.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	52
Figura 41.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	52



Figura 42. Taglio massimo	53
Figura 43. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	54
Figura 44. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	54
Figura 45. Deformazione verticale Uz – SLE	56
Figura 46. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	58
Figura 47. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	58
Figura 48. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	59
Figura 49. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	59
Figura 50. Taglio massimo	60
Figura 51. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	61
Figura 52. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	61
Figura 53. Deformazione verticale Uz – SLE	63
Figura 54. Modello solettone di fondo	65
Figura 55. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura	68
Figura 56. Sottopressione idrostatica a lungo termine	69
Figura 57. Deformazione della soletta di fondo	70
Figura 58. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	71
Figura 59. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	71
Figura 60. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	72
Figura 61. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	72
Figura 62. Taglio massimo	73
Figura 63. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	74
Figura 64. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	74
Figura 65. Deformazione verticale Uz – SLE	76
Figura 67. Pressione del terreno	81
Figura 68. Pressione dell'acqua	81
Figura 69. Pressione sismica	82
Figura 70. Diagrammi Momento flettente	83
Figura 71. Diagrammi di Taglio	84
Figura 72. Rinforzo longitudinale (cm ² /m)	84
Figura 73. Diagramma di Momenti flettenti	85
Figura 74. Deformazione laterale	87
Figura 75. Modello di calcolo	88
Figura 76. Sovraccarichi permanenti	89
Figura 77. Sovraccarichi variabili	90
Figura 78. Diagrammi momenti flettenti	91
Figura 79. Diagramma di Taglio	92
Figura 80. Involuppo dello sforzo normale	92
Figura 81. Rinforzo longitudinale in cm ² /m	93



Figura 82. Diagramma del momento flettente SLE	94
Figura 83. Deformazione SLE	96
Figura 84. Modelli numerici delle scale fisse	98
Figura 85. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)	98
Figura 86. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)	99
Figura 87. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)	100
Figura 88. Momenti flettenti e tagli	101
Figura 89. Momenti flettenti e tagli	101
Figura 90. Momenti flettenti e tagli	102
Figura 91. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 1 (cm ² /m)	102
Figura 92. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 2 (cm ² /m)	104
Figura 93. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 3 (cm ² /m)	105
Figura 94. Momenti flettenti	108
Figura 95. Reazioni e deformazione	110
Figura 96. Modello della vasca aggettamento	111
Figura 97. Soil pressure	112
Figura 98. Sottopressione	112
Figura 99. Moment in M11 Direction	113
Figura 100. Moment in M22 Direction	114
Figura 101. Taglio massimo	114
Figura 102. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) - direzione longitudinale	115
Figura 103. Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) - direzione trasversale	116
Figura 104. Momento flettente M11 & M22 – SLE	117
Figura 105. Deformazione SLE	118
Figura 106. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	122
Figura 107. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	122
Figura 108. Forza di taglio V13	123
Figura 109. Forza di taglio V23	123
Figura 110. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	129
Figura 111. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	129
Figura 112. Forza di taglio V13	130
Figura 113. Forza di taglio V23	130
Figura 114. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	134
Figura 115. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	134
Figura 116. Forza di taglio V13	135
Figura 117. Forza di taglio V23	135
Figura 118. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	139
Figura 119. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	139
Figura 120. Forza di taglio V13	140

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

Figura 121. Forza di taglio V23	140
Figura 122. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	144
Figura 123. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	144
Figura 124. Forza di taglio V13	145
Figura 125. Forza di taglio V23	145

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Parametri geotecnici	17
Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting	17
Tabella 3 Livelli di falda	17
Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV	19
Tabella 5 Parametri sismici del sito	19
Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)	20
Tabella 7 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)	21
Tabella 8 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)	21
Tabella 9 Armature soletta di copertura	39
Tabella 10 Capacità delle sezioni tipologiche	41
Tabella 11 Verifica deformazione	43
Tabella 12 Armature della soletta intermedia (Atrio)	46
Tabella 13 Capacità delle sezioni tipologiche	48
Tabella 14 Verifica deformazione	50
Tabella 15 Armature della soletta intermedia (Primo mezzanino)	53
Tabella 16 Capacità delle sezioni tipologiche	55
Tabella 17 Verifica deformazione	57
Tabella 18 Armature della soletta intermedia (Secondo mezzanino)	60
Tabella 19 Capacità delle sezioni tipologiche	62
Tabella 20 Verifica deformazione	64
Tabella 21 Armature soletta di fondo	73
Tabella 22 Capacità delle sezioni tipologiche	75
Tabella 23 Verifica deformazione	76
Tabella 24 Spessore delle fodere	78
Tabella 25 Calcolo carichi da quota -3,30m a -7,95m	79
Tabella 26 Calcolo carichi da quota -9,15m a -13,80m	79
Tabella 27 Combinazione dei carichi	82
Tabella 28 Armature fodere	85
Tabella 29 Verifica deformazione	87
Tabella 30 Verifica deformazione	96
Tabella 31 Verifica deformazione	110
Tabella 32 Verifica deformazione	119
Tabella 33 Risultati estratti da Plaxis e SAP2000 con la variazione percentuale	120
Tabella 34 Calcolo incremento dinamico	149



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

1. PREMESSA

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

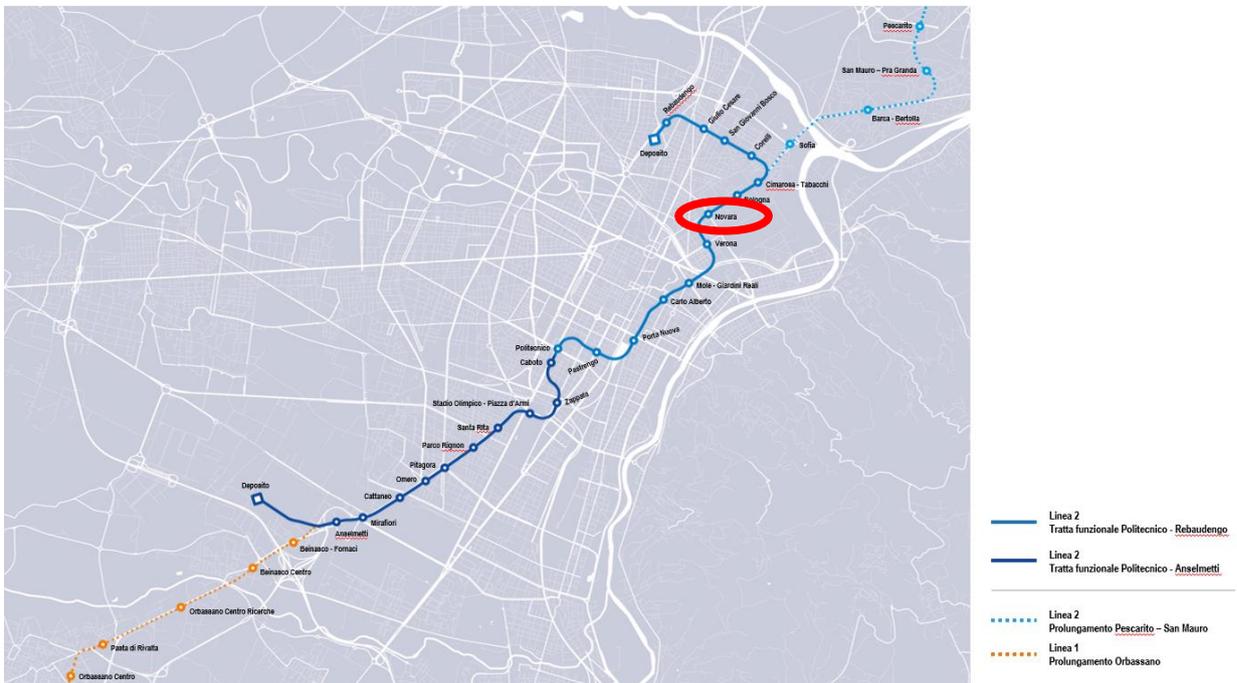


Figura 1. Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo

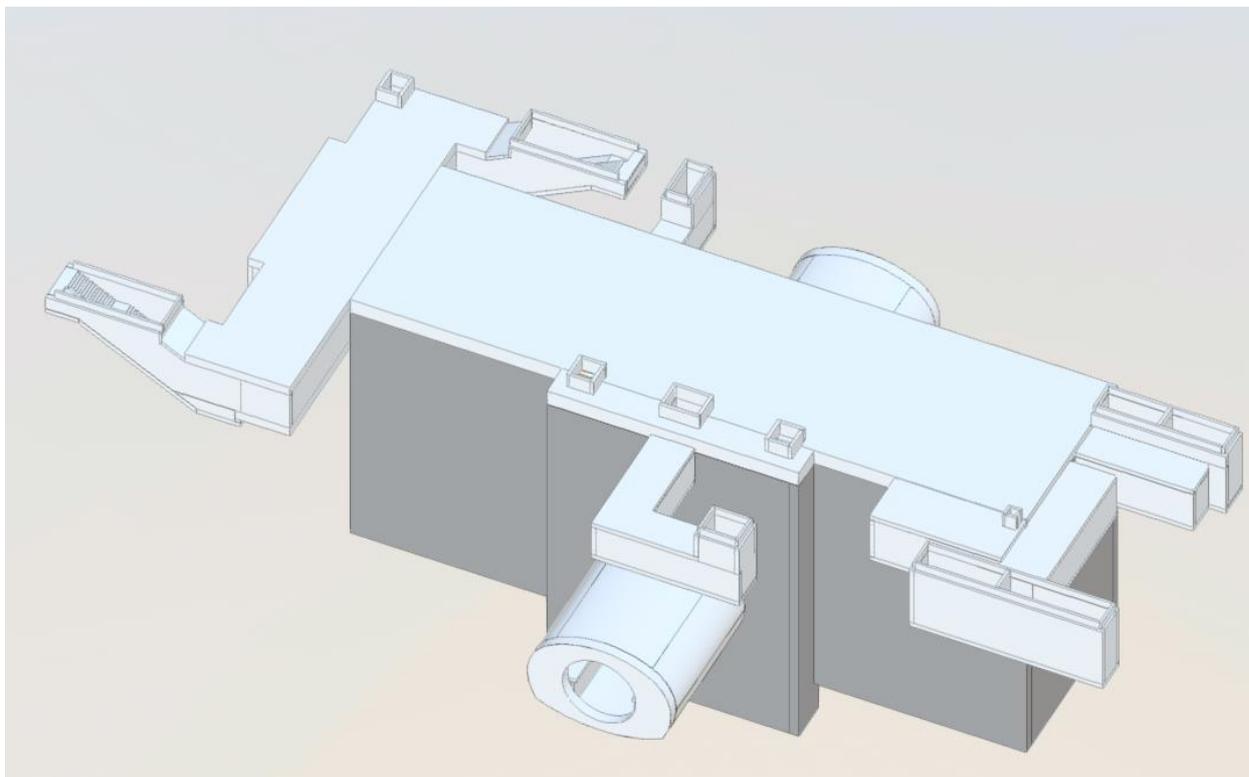


Figura 2. Modello 3D – Stazione Novara

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 Novara è un manufatto interrato a quattro livelli, con fondo scavo posto alla profondità di circa 27.25 m rispetto al piano campagna. La stazione è realizzata con la tecnica del top-down e sarà caratterizzata da uno scavo sostenuto da diaframmi contrastati da solai permanenti. I diaframmi presentano spessore di 1.20 m ed un immorsamento al di sotto del fondo scavo di 10.0 m. al fine di garantire l'impermeabilità del fondo scavo viene realizzato un tampone di fondo in jet-grouting.

Il sistema di costruzione dei diaframmi in calcestruzzo armato consiste nel realizzare prima i primari e poi i secondari con una sovrapposizione compresa tra i 10 e i 30cm. In relazione a tale

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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 corse 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 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

- 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 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzi

3.1.1 Calcestruzzo utilizzato per i solai di stazione e strutture interne

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

3.1.2 Calcestruzzo utilizzato per diaframmi

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

3.2 Acciai per armature in c.a.

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

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

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

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

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

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

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

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

Reti e tralici elettrosaldati:

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

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

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

3.3 Acciaio per carpenteria metallica

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



4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Lo scavo della stazione Novara, come si evince dalla sezione stratigrafica riportata nel seguito, è interessato da una coltre di terreno superficiale denominato Unità 1, seguito da strati di materiale ghiaioso/sabbioso con grado di cementazione variabile, denominate Unità 2/2B.

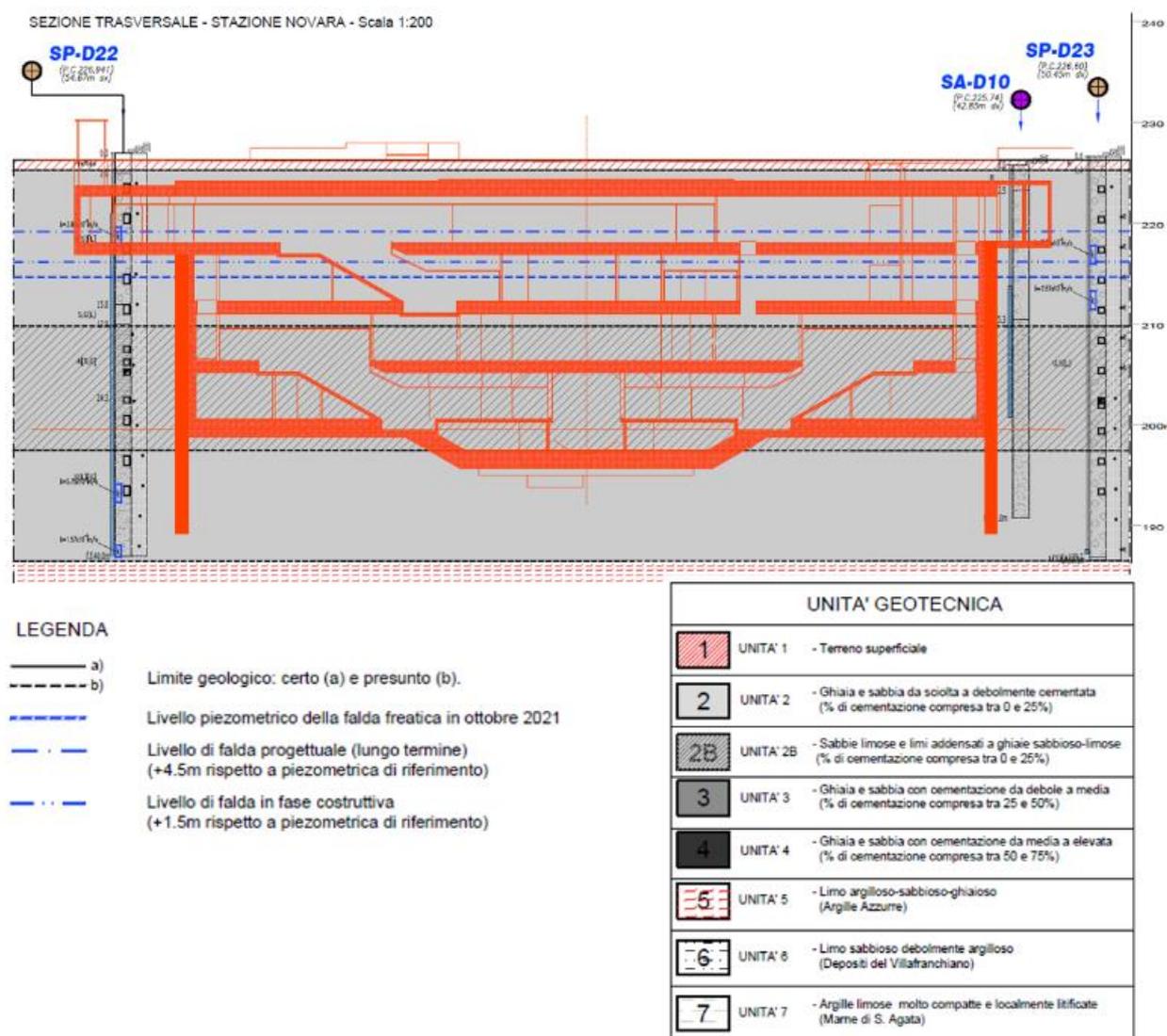


Figura 3. Stralcio stratigrafia stazione Novara

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

Tabella 1 Parametri geotecnici

	γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	ν [-]	E [Mpa]
U1	19	29	0	0.3	15
U2	19	36	10	0.3	150
U7	20	28	25	0.35	150

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

Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting

Parametri JG					
γ [kN/m ³]	ϕ [°]	c [kPa]	UCS [kPa]	E [MPa]	ν [-]
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 di riferimento (da MTL2T1A0DGEOSNOT001)	11.5	+215.0
B T (+1.5 da livello piezometrico di riferimento) - Fase costruttiva	10.0	+216.5
L T (+3 da breve termine) – Fase di lungo termine	7.0	+219.5

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

5. PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE

5.1 Analisi numeriche e progettazione strutturale

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

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

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

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

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

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

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

5.2 Caratterizzazione sismica

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

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

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

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

Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV

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]
NOVARA	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:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

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

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

5.3 Combinazioni di carico

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

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

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

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

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

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

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

⁽¹⁾ Per i carichi permanenti G_2 si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti γ_{G1}

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

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

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

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

Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali γ_R per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno

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

5.4 Criteri della modellazione numerica

5.4.1 Carichi

5.4.1.1 Azione sismica

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

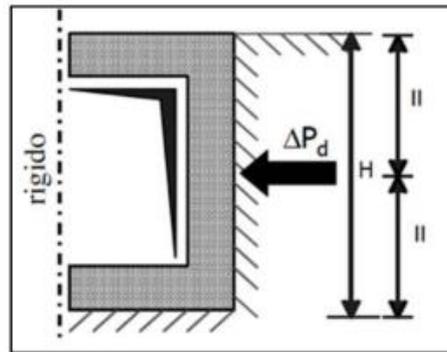


Figura 4. Schematizzazione metodo di Wood

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 La Sovrastruttura e le strutture interne principali

6.1.1 Generalità

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

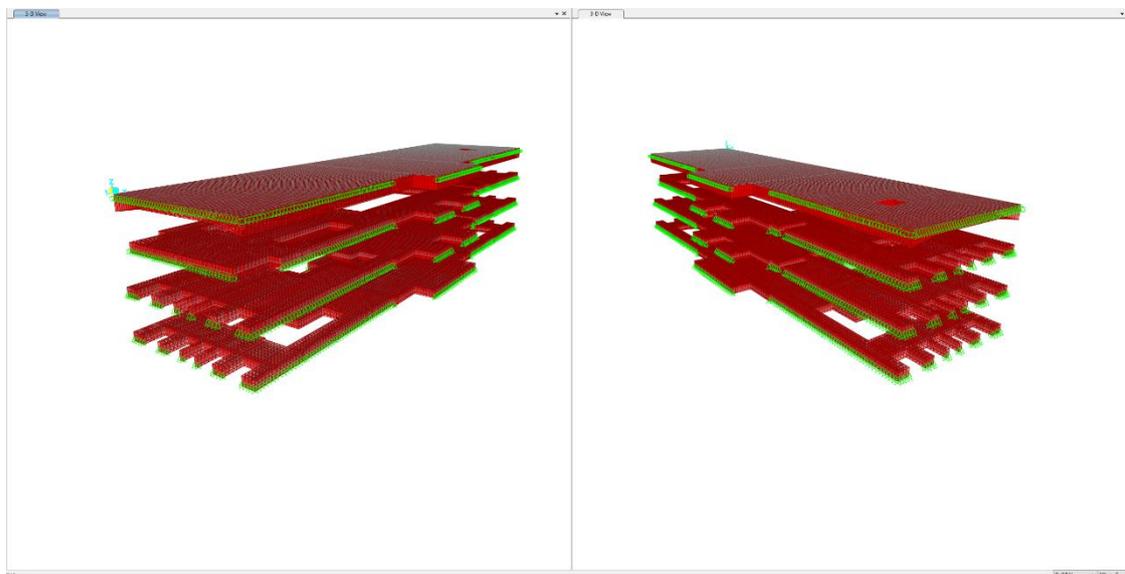


Figura 5. Modello di visualizzazione

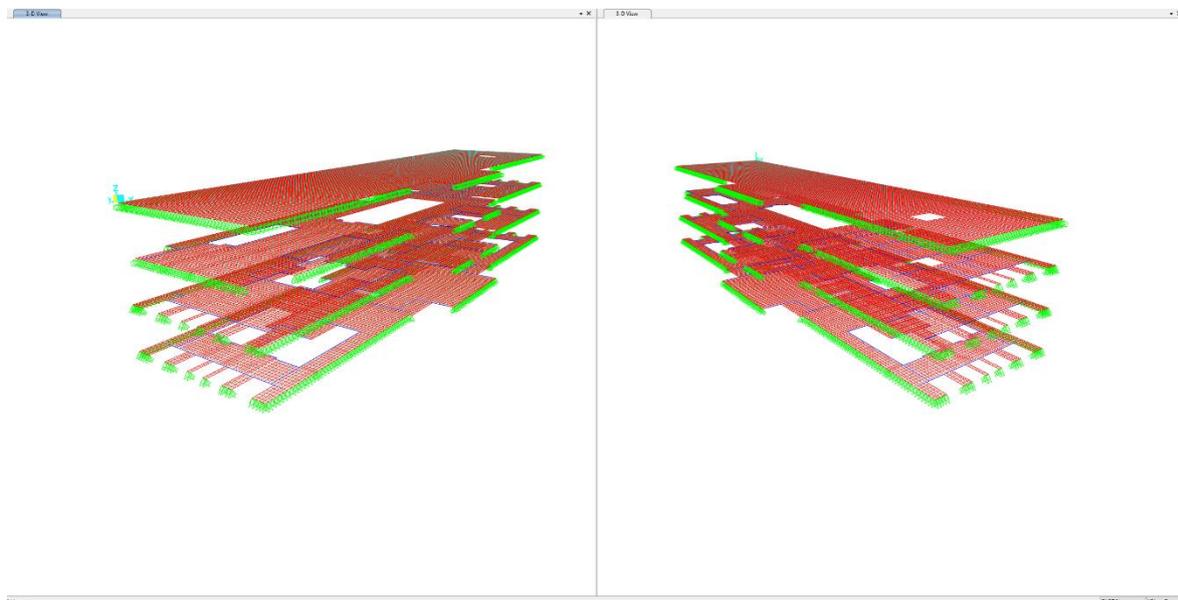


Figura 6. Modello 3D schematico

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

6.1.2 Modello strutturale

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

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

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



Figura 7. Soletta di copertura (livello strada)



Figura 8. Soletta intermedia (livello atrio)



Figura 9. Soletta intermedia (livello primo mezzanino)

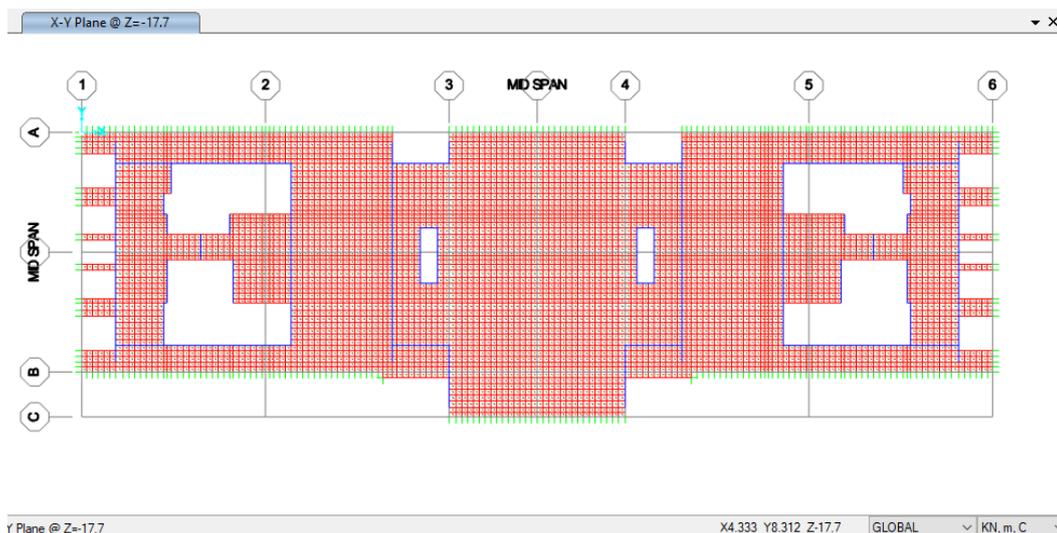


Figura 10. Soletta intermedia (livello secondo mezzanino)

6.1.3 Carichi e combinazioni

- *Soletta di copertura:*

Carichi permanenti:

Peso proprio (calcolato automaticamente) = spessore x 25 kN/m³ (G₁-Dead)

Massetto per formazione pendenze = 0,15m x 24 kN/m³ = 3,60 kN/m² (G₂ - S_Dead)

Rinterro zona laterale (assi 1-3/4-6) = (1,65 + 0,50) m x 20 kN/m³ = 43,0 kN/m² (G₃ - Rinterro)

Rinterro zona centrale (assi 3-4) = (1,50 + 0,50) m x 20 kN/m³ = 40,0 kN/m² (G₃ - Rinterro)

Carichi variabili:

Sovraccarichi esterni = 20,0 kN/m² (Q₁ - Live)

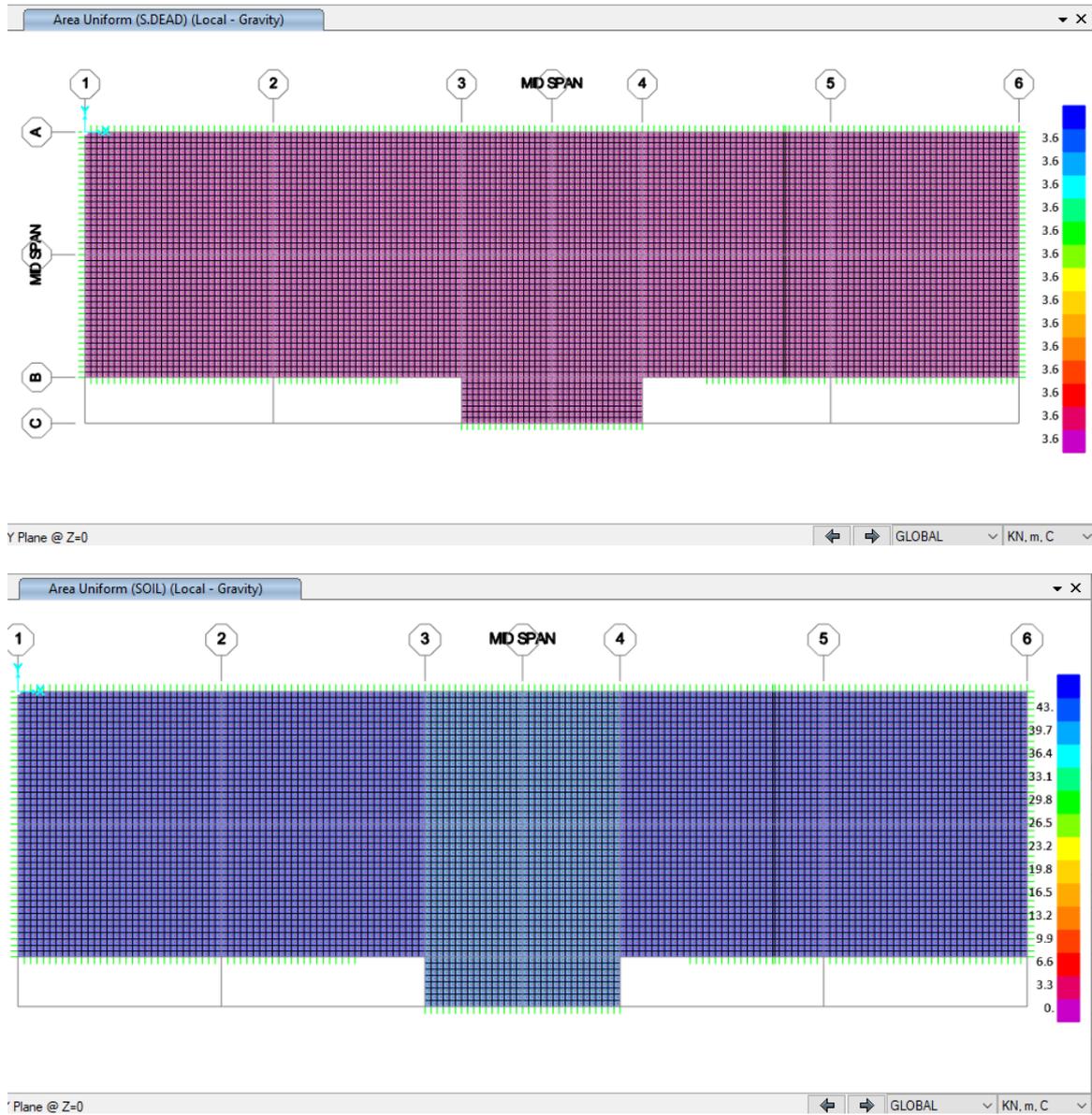


Figura 11. Carichi permanenti sulla soletta di copertura

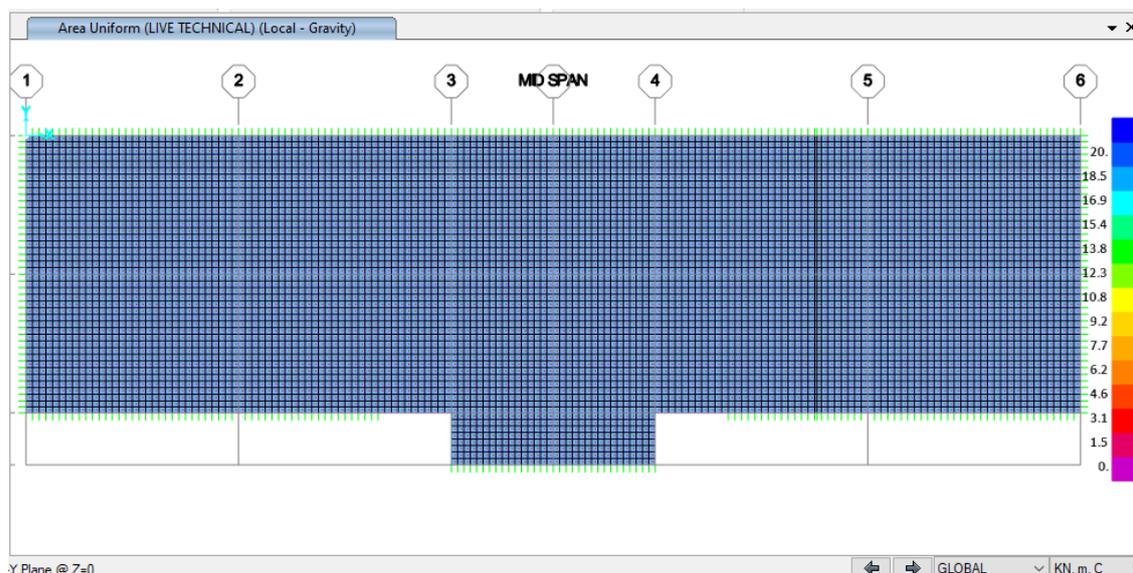


Figura 12. Carichi variabili sulla soletta di copertura

- Solaio intermedio (livello atrio):

Carichi permanenti:

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

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

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

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

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

Carichi variabili: (Q_1 - Live)

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

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

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



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

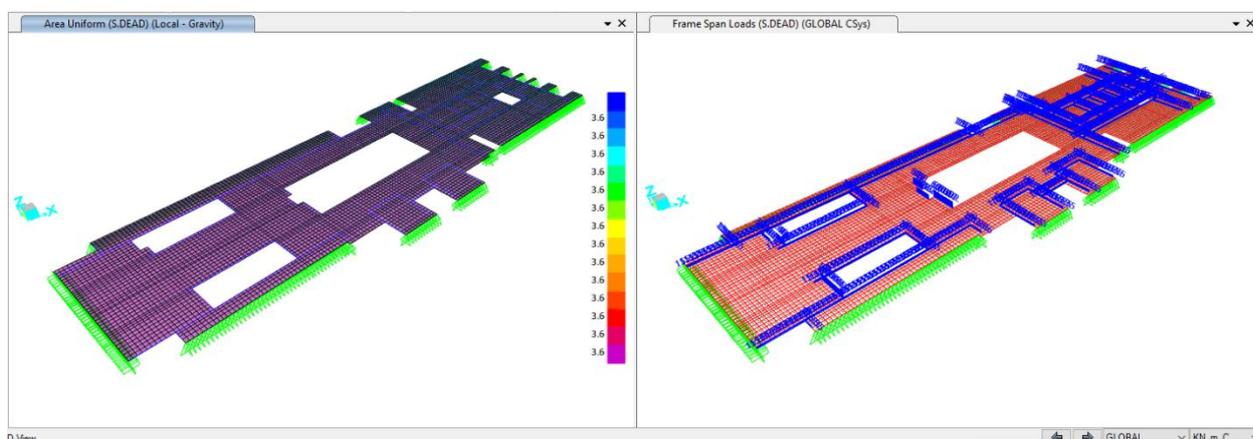


Figura 13. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – livello atrio

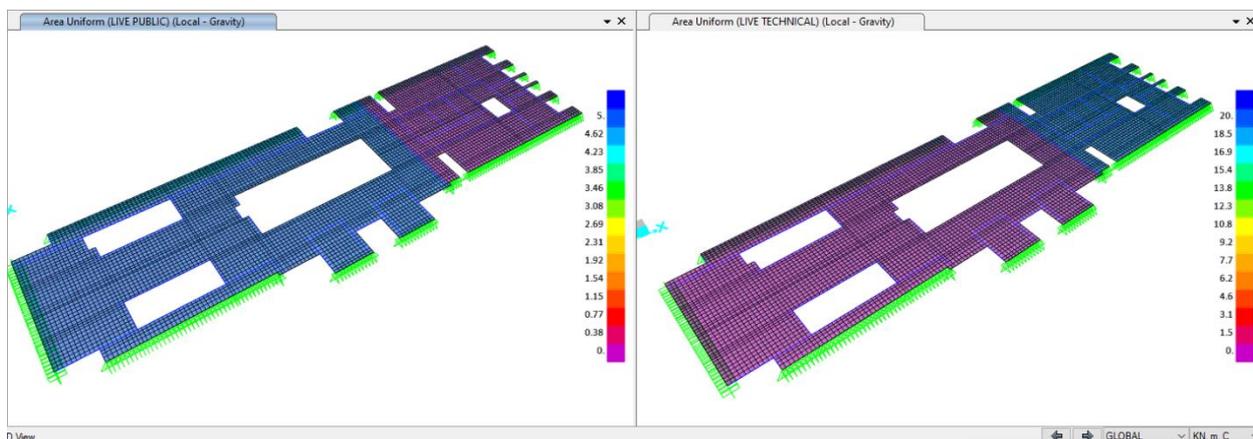


Figura 14. Carichi variabili sulla soletta di intermedia – livello atrio



- Solaio intermedio (livello primo mezzanino):

Carichi permanenti:

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

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

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

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

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

Carichi variabili: (Q_1 - Live)

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

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

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

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

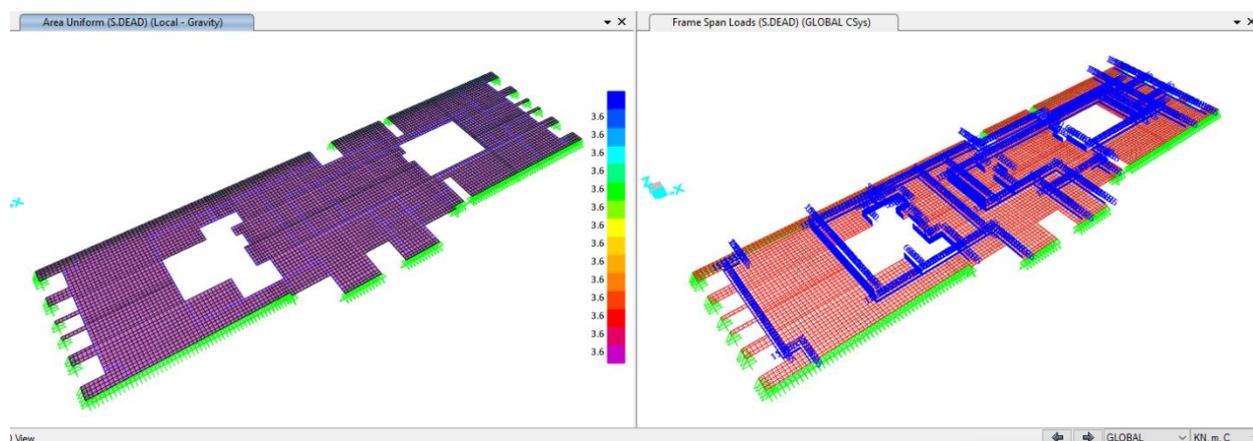


Figura 15. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – primo mezzanino

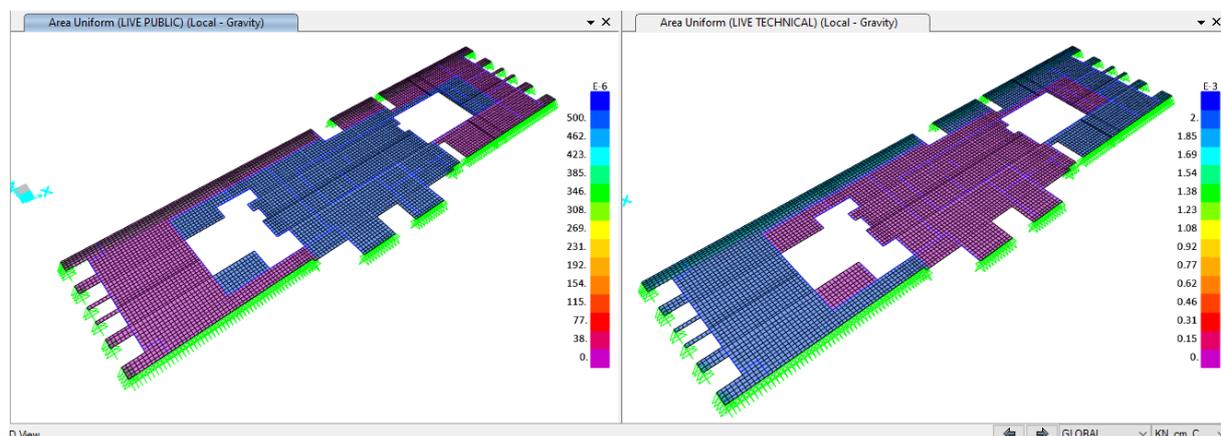


Figura 16. Carichi variabili sulla soletta di intermedia – primo mezzanino

- Solaio intermedio (livello secondo mezzanino):

Carichi permanenti:

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

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

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

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

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

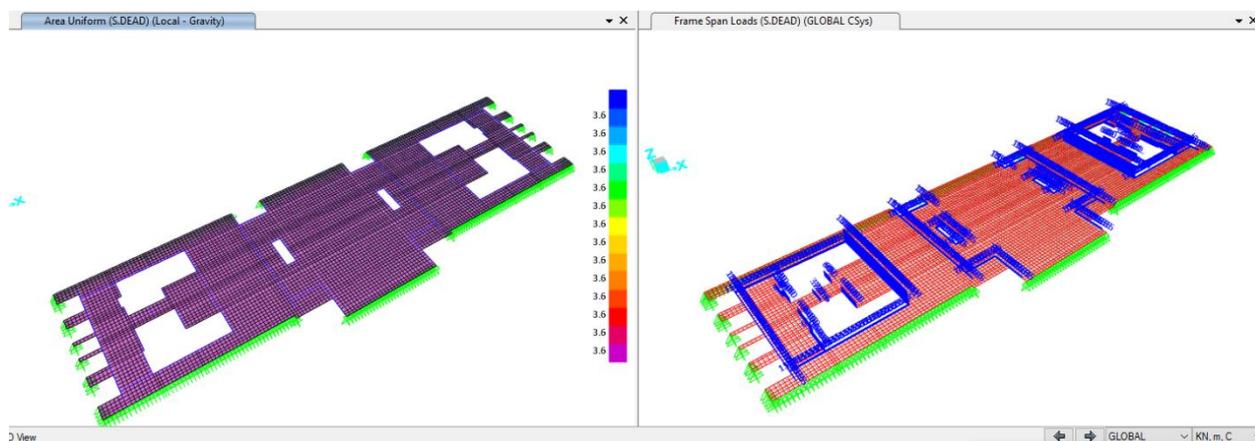
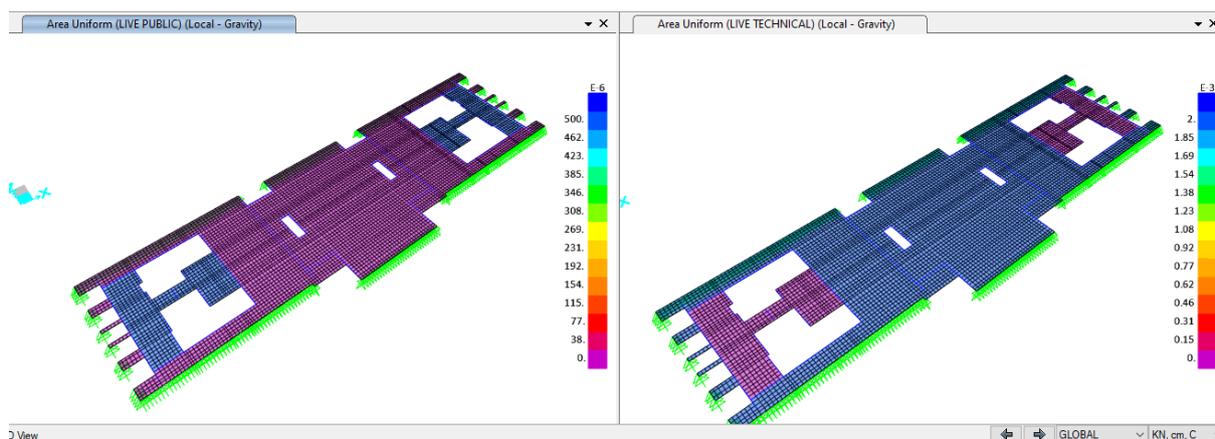
Carichi variabili: (Q_1 - Live)

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

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

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

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


Figura 17. Carichi permanenti sulla soletta intermedia – secondo mezzanino

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

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

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

6.1.4 Risultati e verifiche strutturali

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

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

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

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

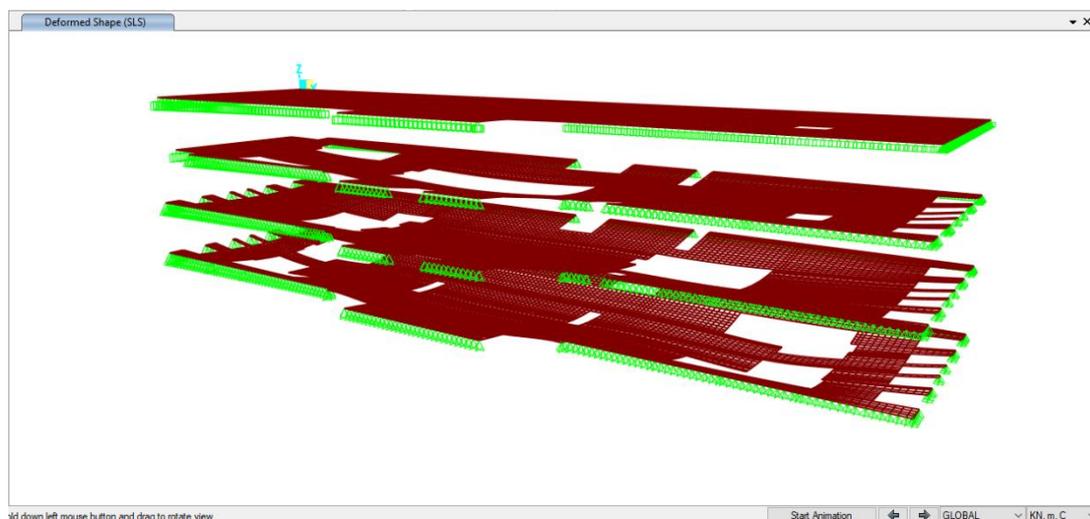


Figura 19. Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

6.1.4.1 Soletta di copertura

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

- Verifiche SLU – Soletta di copertura (livello strada)

i) Verifica a flessione:

spessore di soletta minimo = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

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

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

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

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

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

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



- **Caso 1: Incastro**

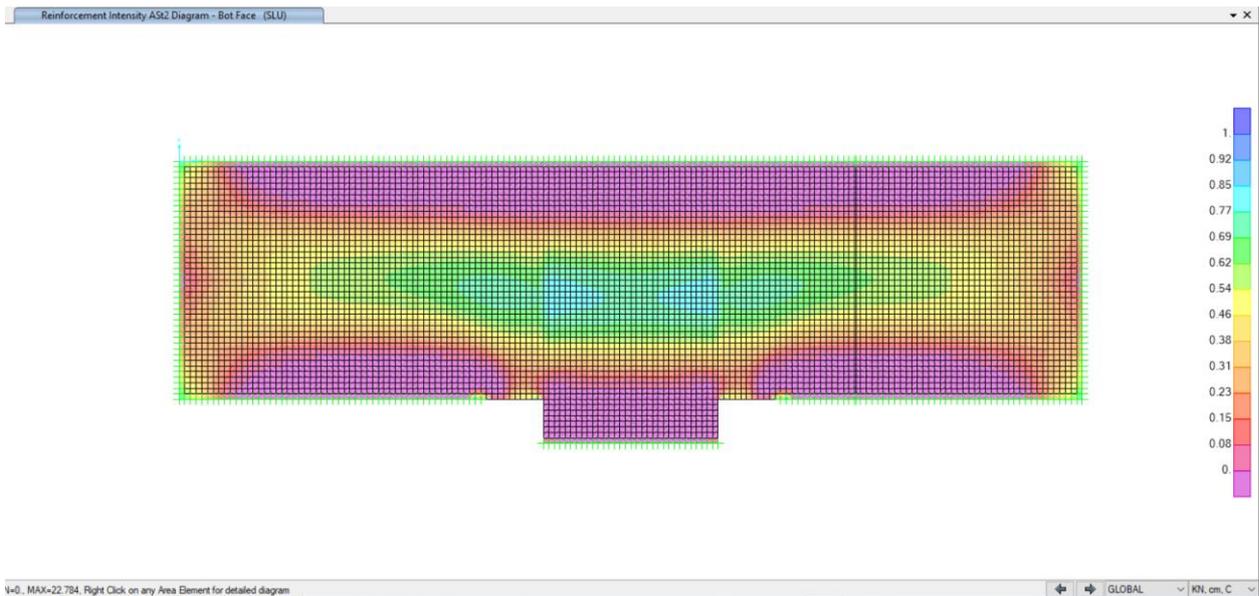


Figura 20. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

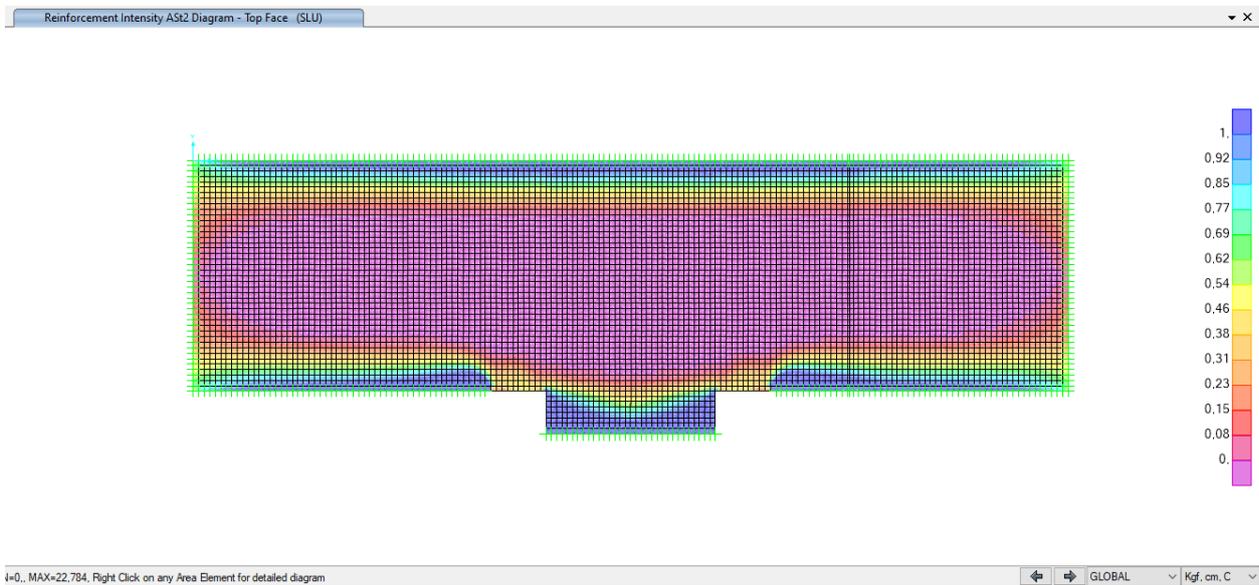


Figura 21. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

- Caso 2: Cerniera

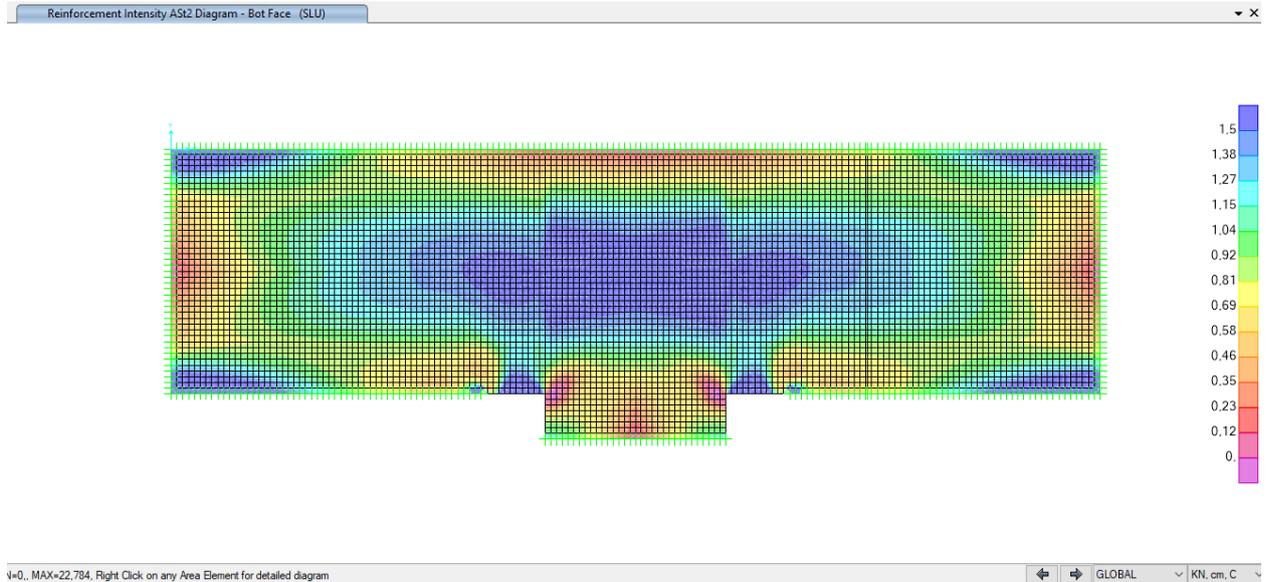


Figura 22. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

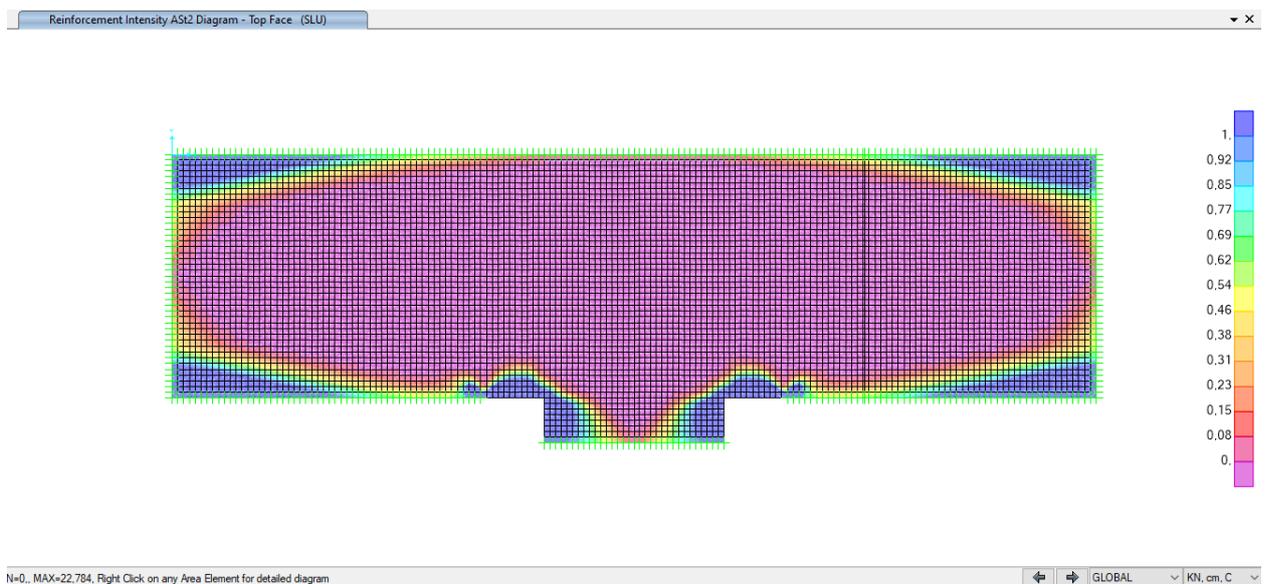


Figura 23. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

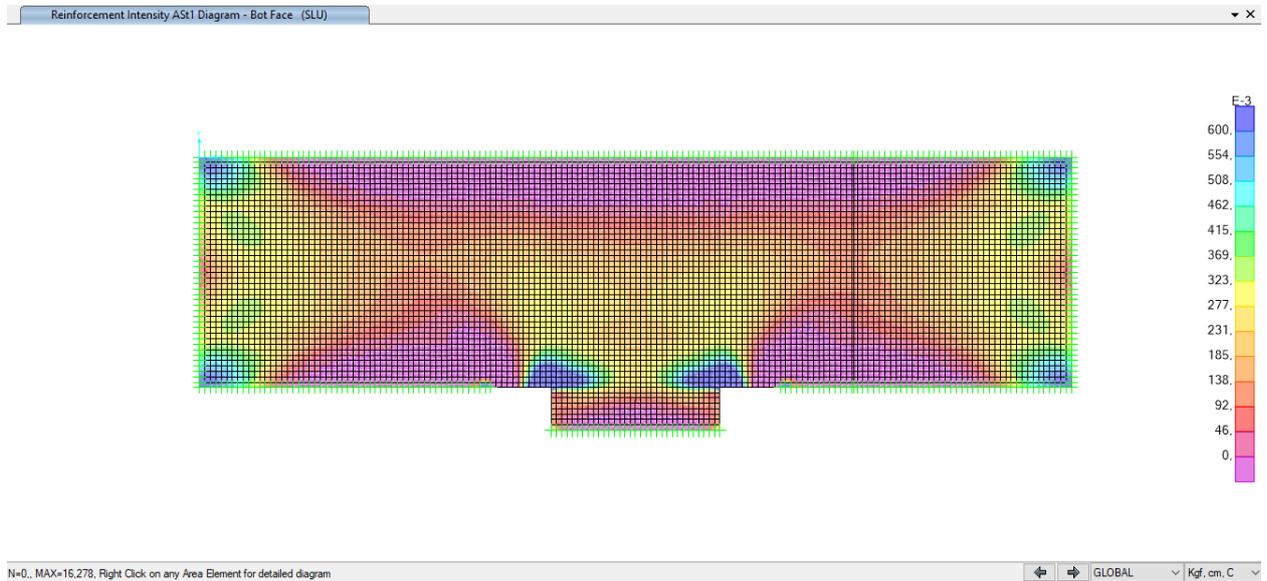


Figura 24. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

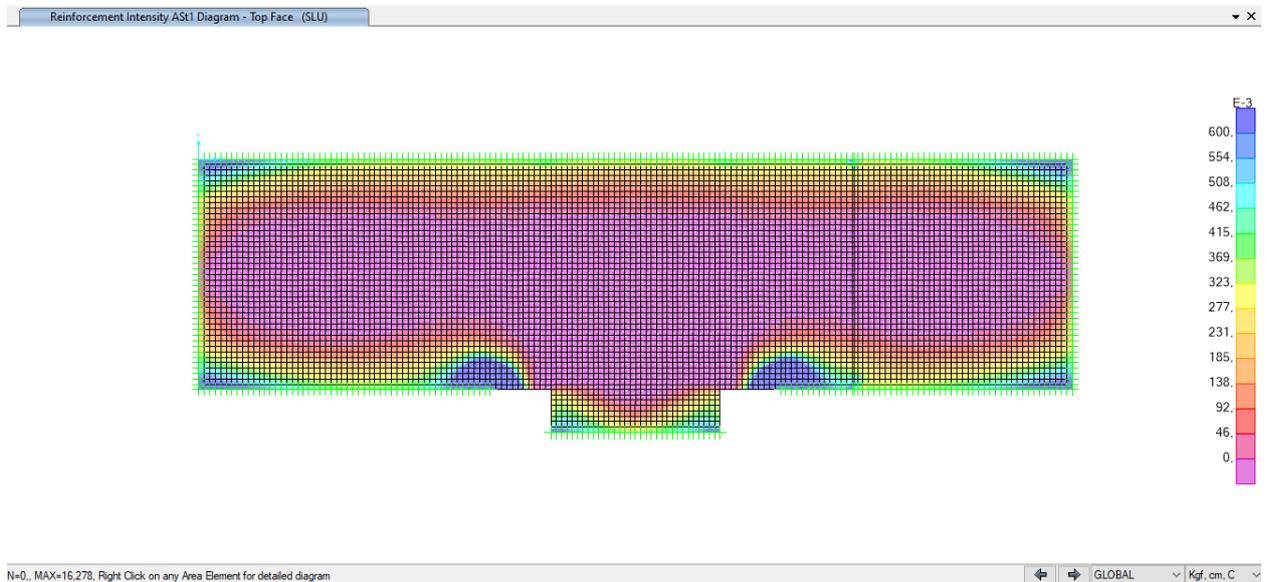


Figura 25. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale



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

Tabella 9 Armature soletta di copertura

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

ii) Verifica al taglio:

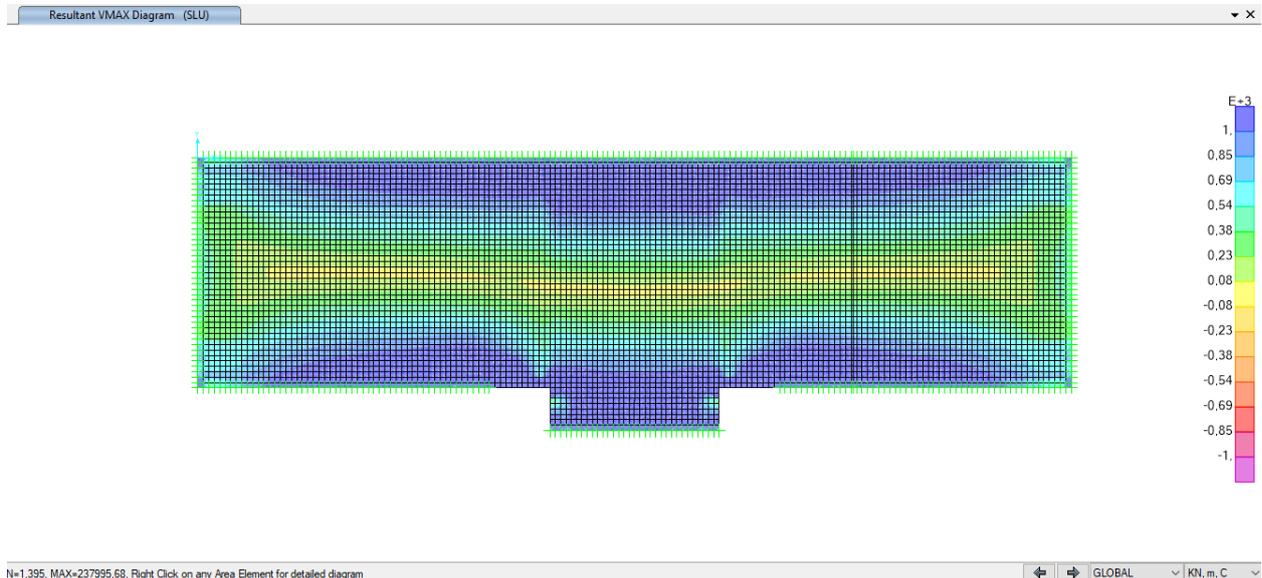


Figura 26. Taglio massimo

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

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

Zona 2: Resto soletta

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

- Verifiche SLE – Soletta di copertura

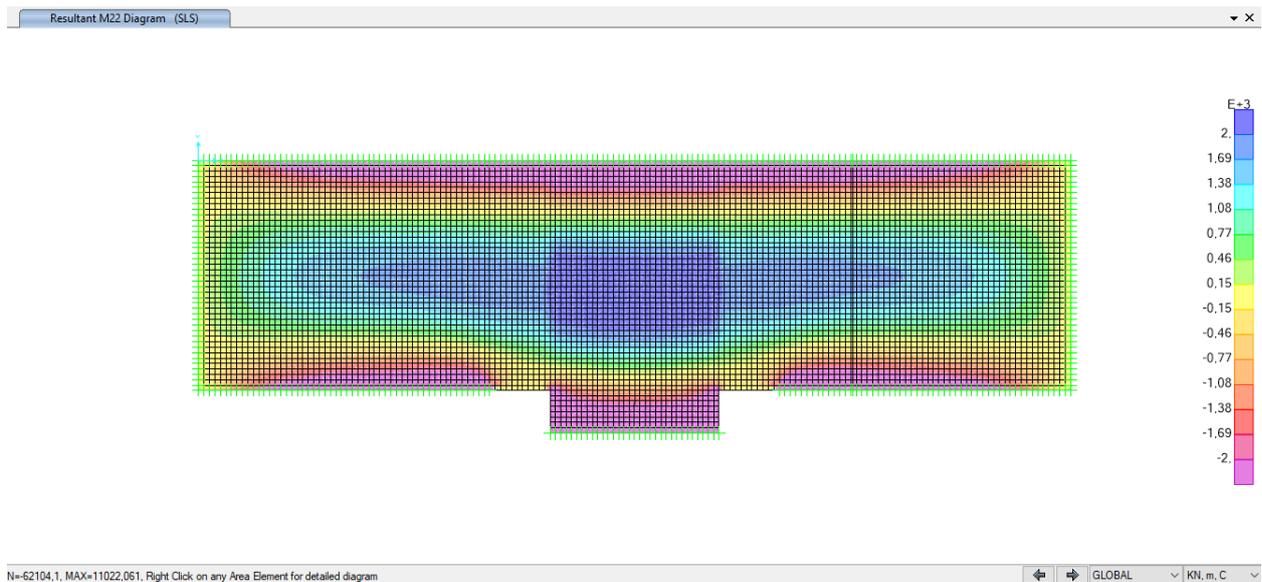


Figura 27. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

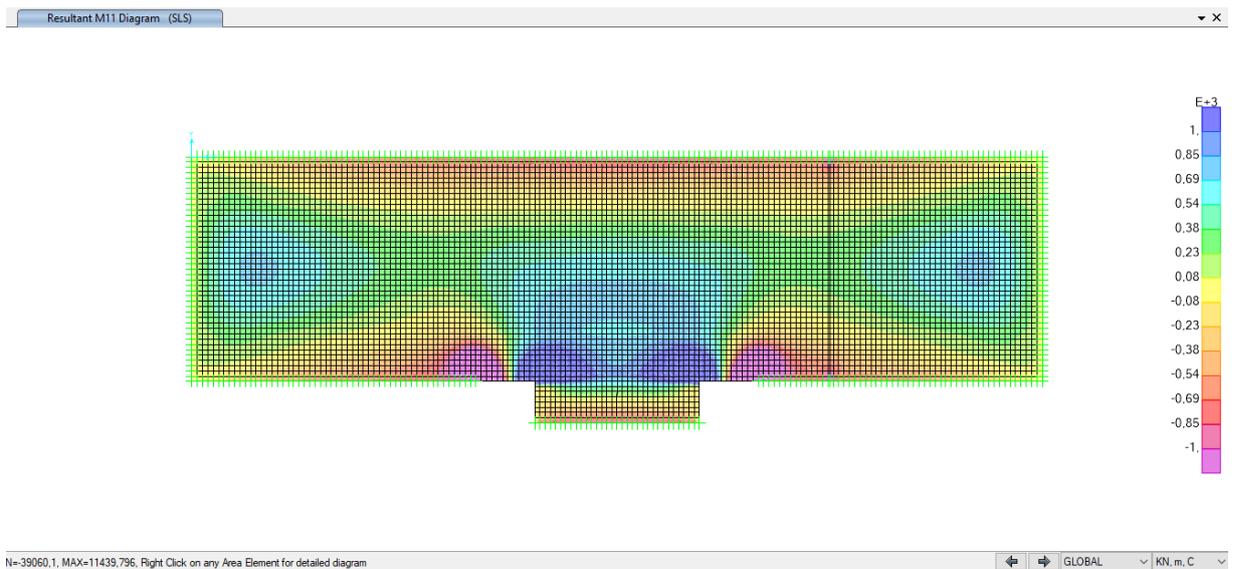


Figura 28. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

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

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

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

Tabella 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	2φ32/100	φ26/100	3500	6175
T2	135	127.5	2φ32/100	φ26/100	3900	7120
T3	200	192.5	2φ32/100	φ26/100	6200	11212
T4	215	207.5	2φ32/100	φ26/100	6700	12155
L1	120	110	φ26/100	φ26/100	970	2160
L2	135	125	φ26/100	φ26/100	1100	2470
L3	200	190	φ26/100	φ26/100	1400	3820
L4	215	205	φ26/100	φ26/100	1500	4130

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ii) Verifica deformazione

NTC2018 §4.1.2.2.2. / Eurocode 2 § 7.4

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

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

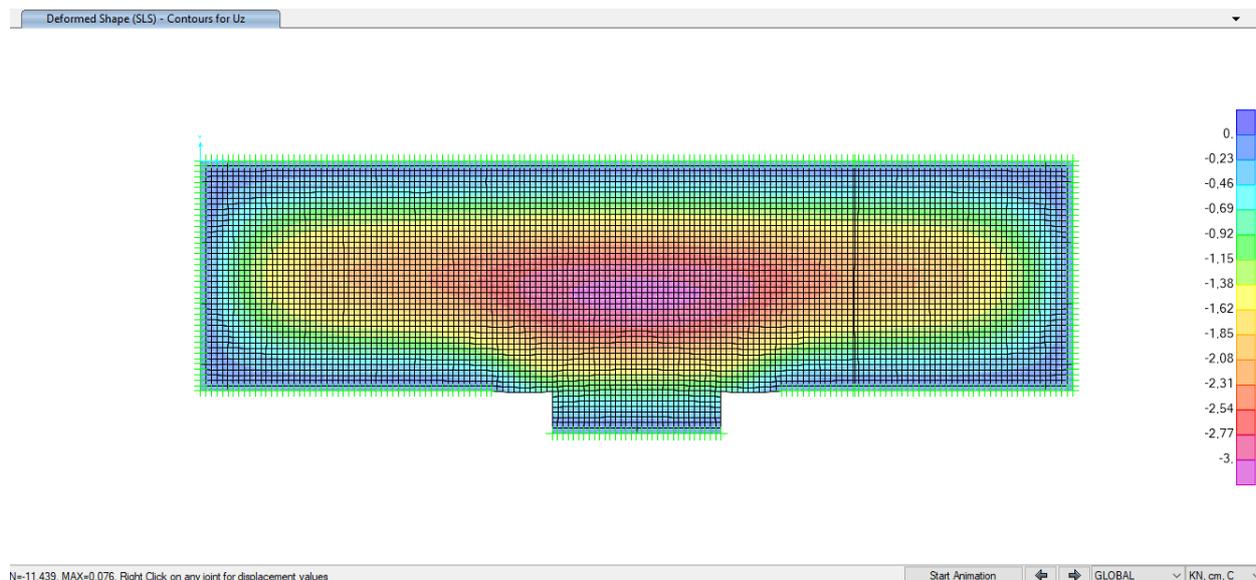


Figura 29. Deformazione verticale Uz – SLE

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

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

L ... Luce libera della campata

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

Tabella 11 Verifica deformazione

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

6.1.4.2 Soletta intermedia livello atrio

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

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Atrio)

- i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

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

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

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

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



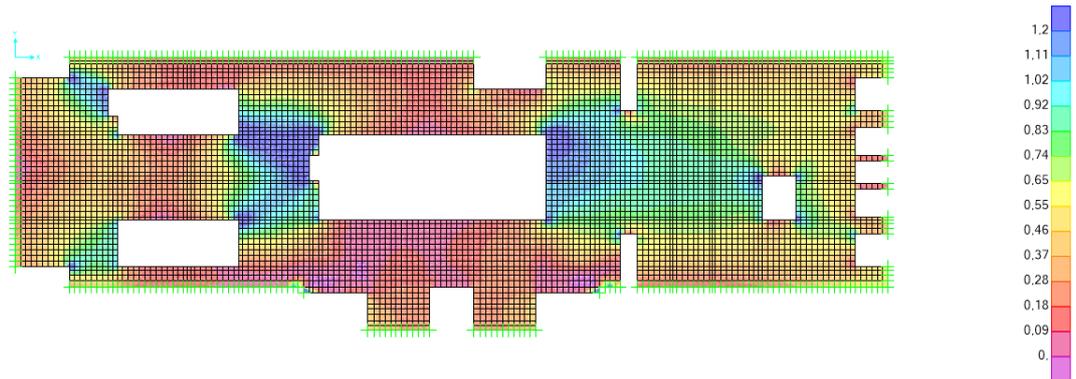
CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

Reinforcement Intensity ASt2 Diagram - Bot Face (SLU)

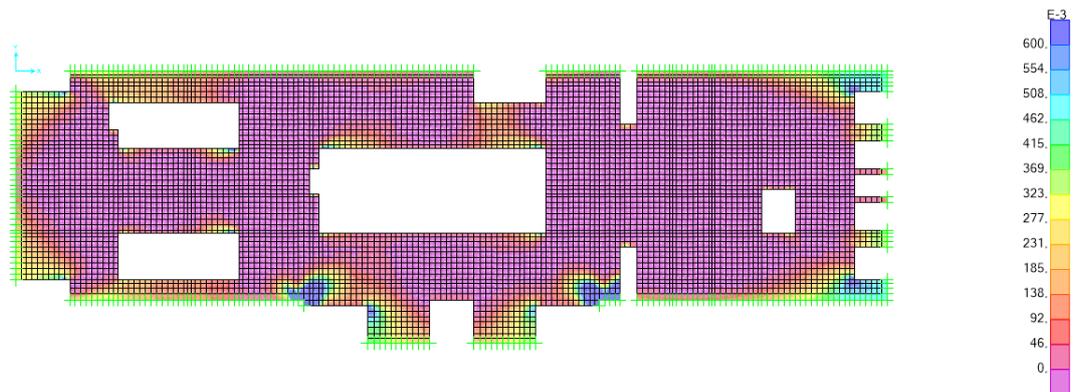


N=0, MAX=22.784, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, cm. C

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

Reinforcement Intensity ASt2 Diagram - Top Face (SLU)



N=0, MAX=22.784, Right Click on any Area Element for detailed diagram

GLOBAL KN, cm. C

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

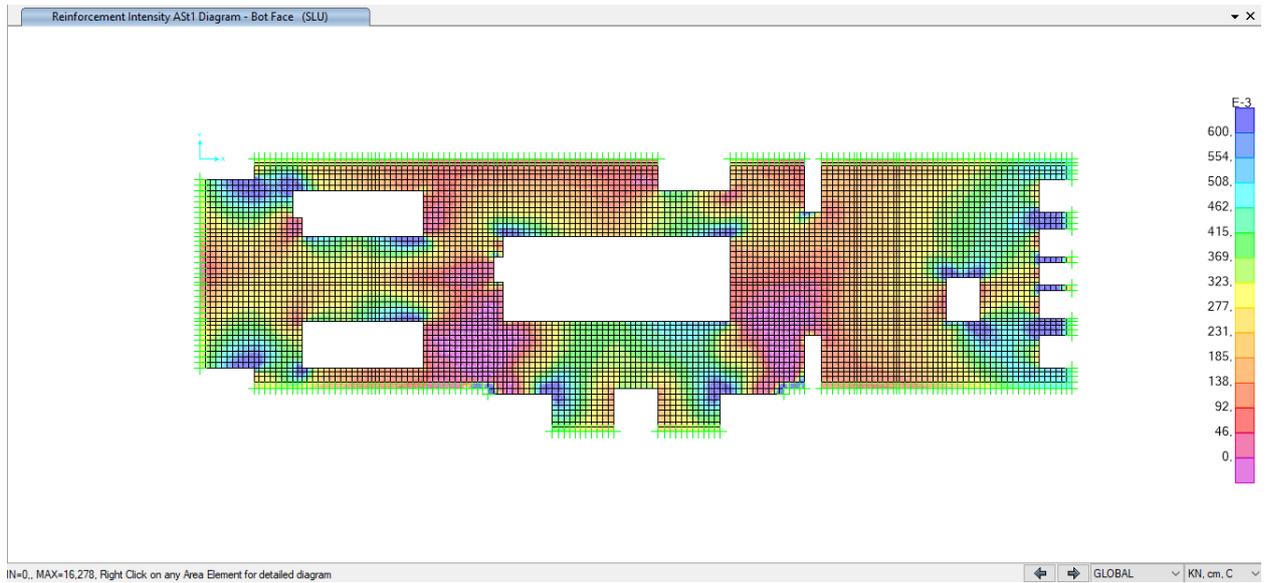


Figura 32. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore – direzione longitudinale

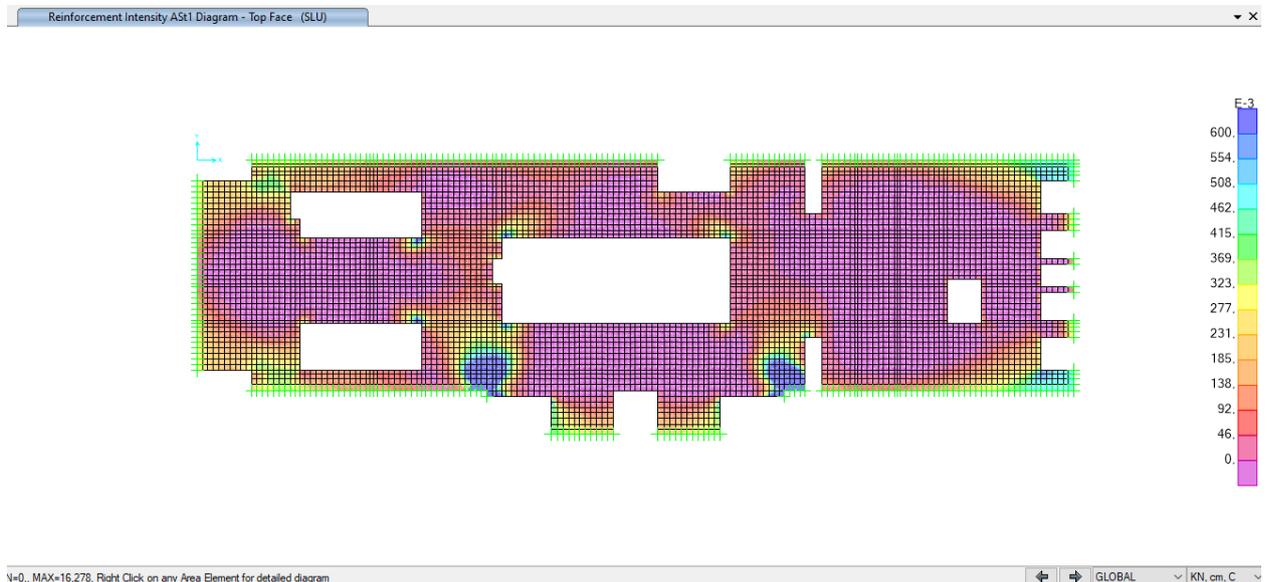


Figura 33. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore – direzione longitudinale

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

Tabella 12 Armature della soletta intermedia (Atrio)

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

ii) Verifica al taglio:

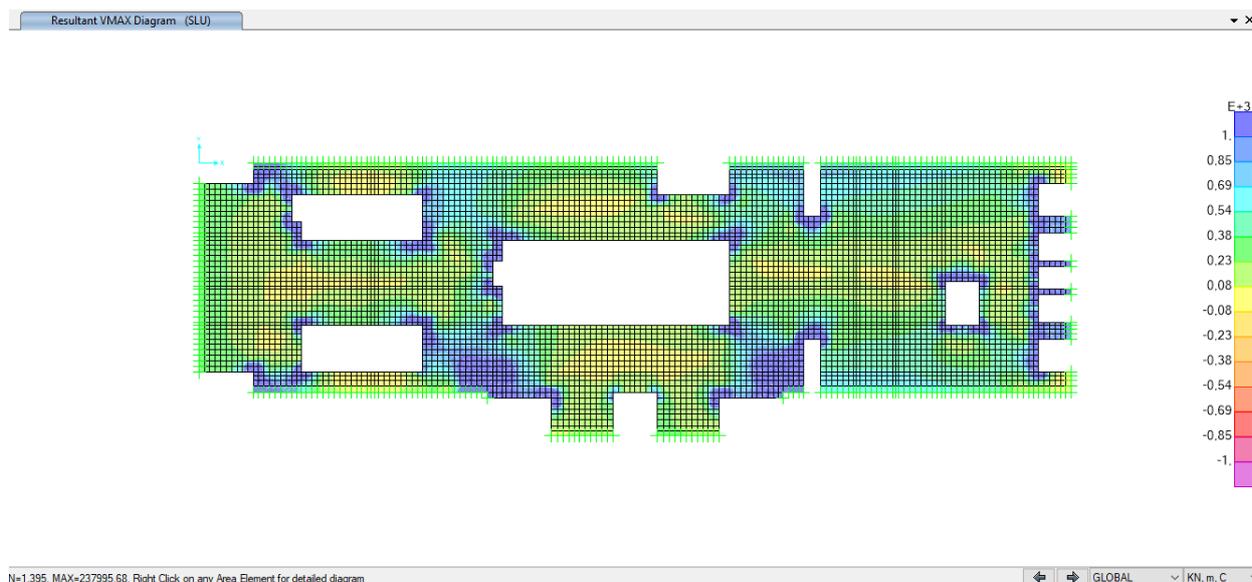


Figura 34. Taglio massimo

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

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

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



- Verifiche SLE – Soletta intermedia

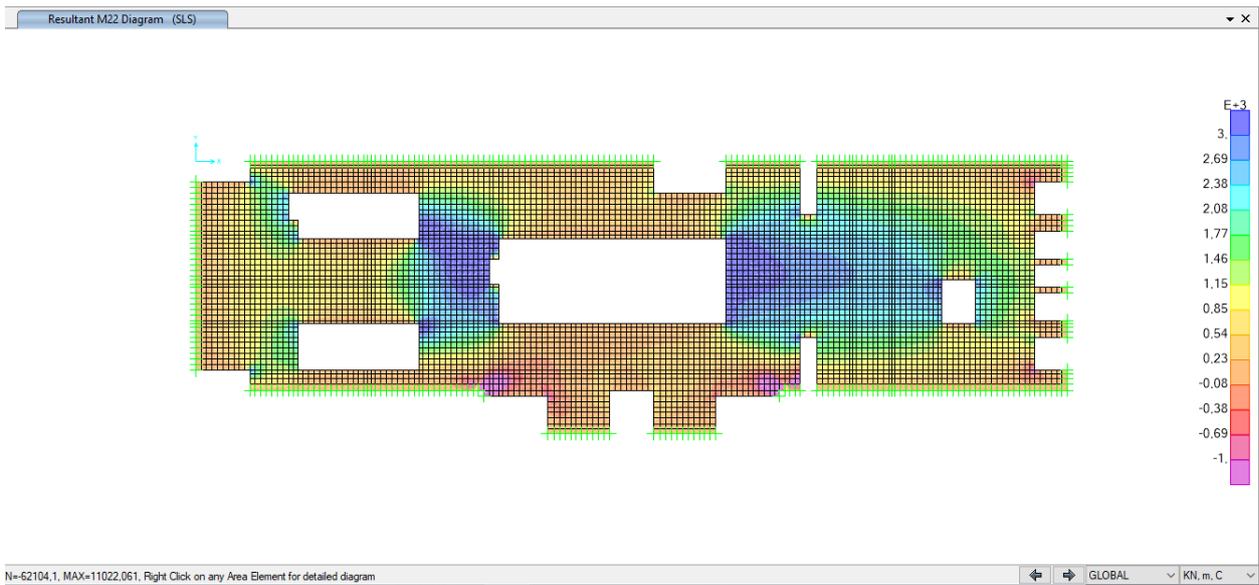


Figura 35. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

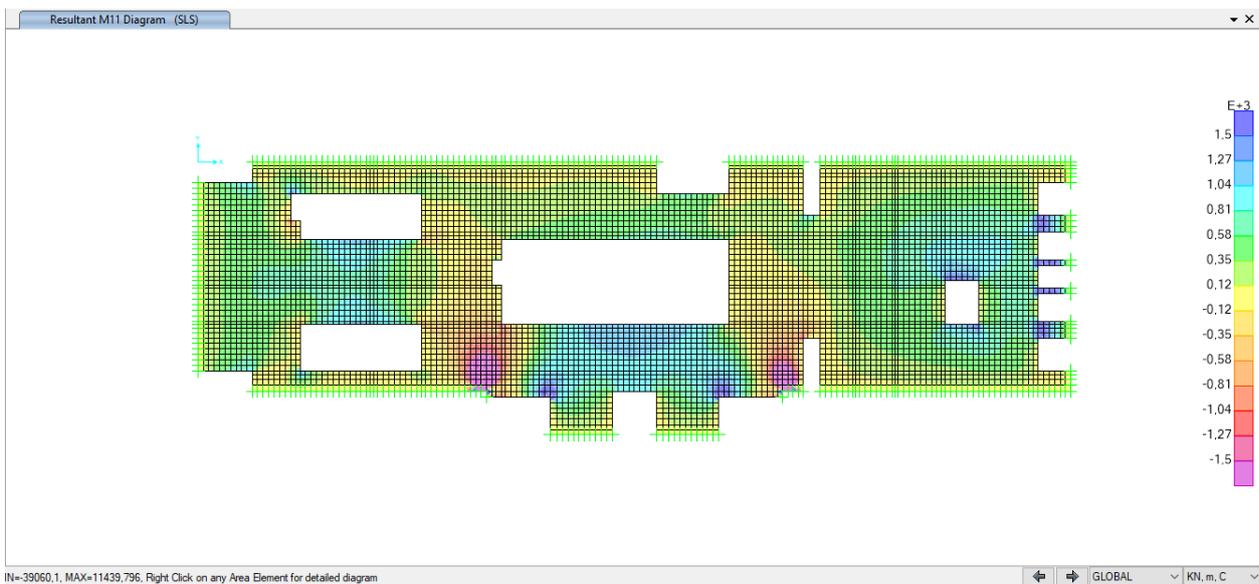


Figura 36. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

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

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

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

Tabella 13 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	120	112.5	2φ32/100	φ26/100	3500	6175
T2	120	112.5	φ32/100	φ26/100	1800	3345
L1	120	110	φ26/100	φ26/100	970	2160

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ii) Verifica deformazione

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

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

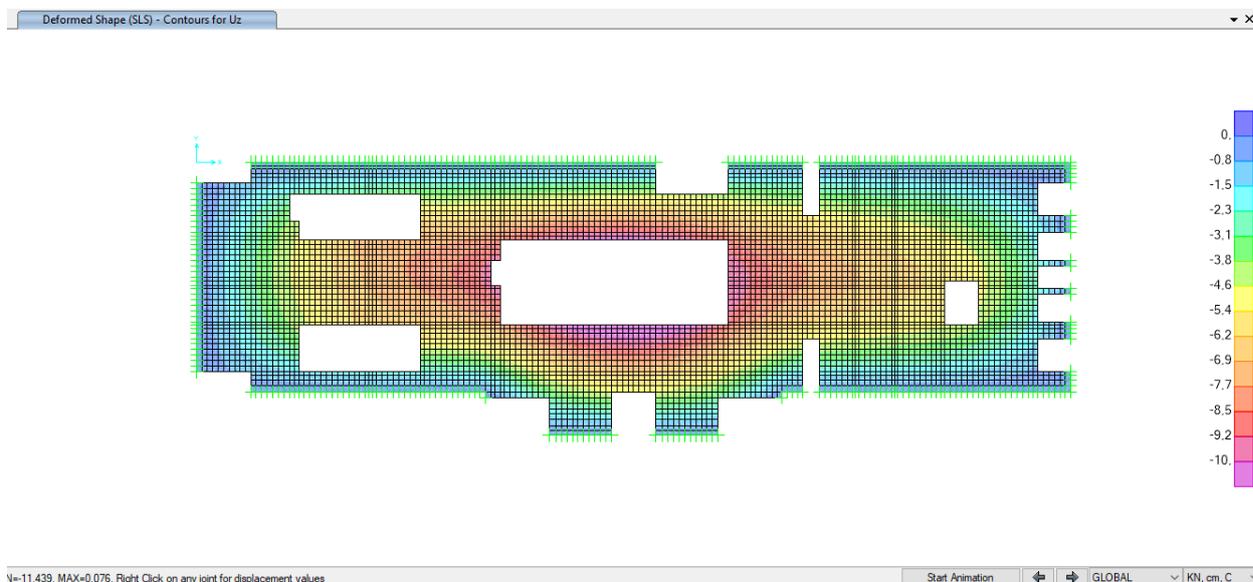


Figura 37. Deformazione verticale Uz – SLE

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

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

L ... Luce libera della campata

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

Tabella 14 Verifica deformazione

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

6.1.4.3 Soletta intermedia livello primo mezzanino

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

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Primo mezzanino)

- i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

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

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

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

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

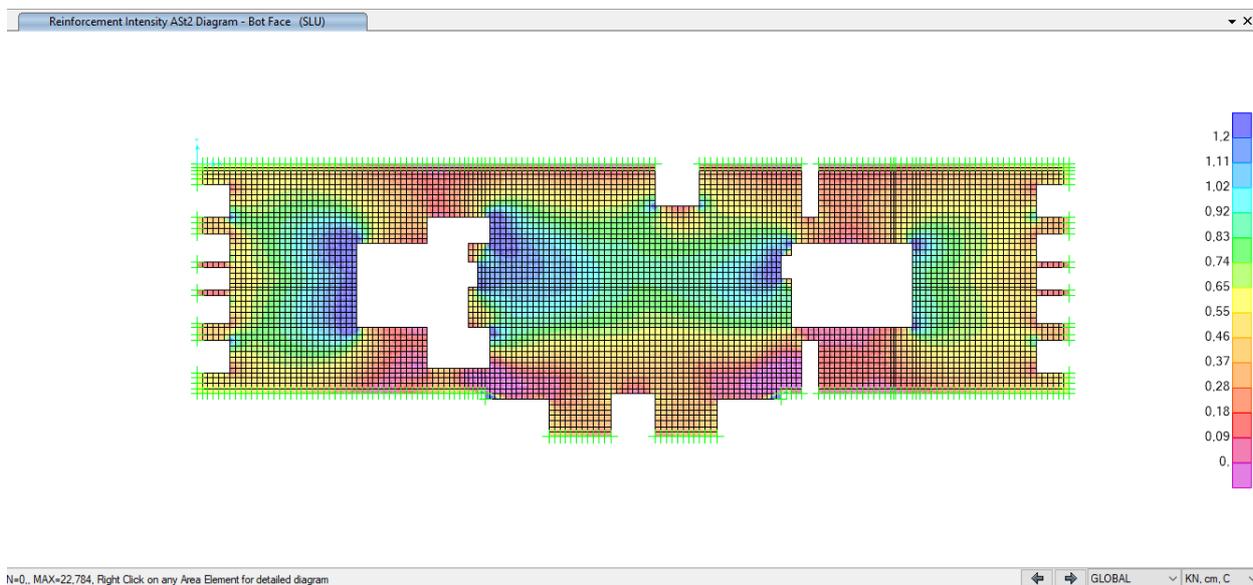


Figura 38. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

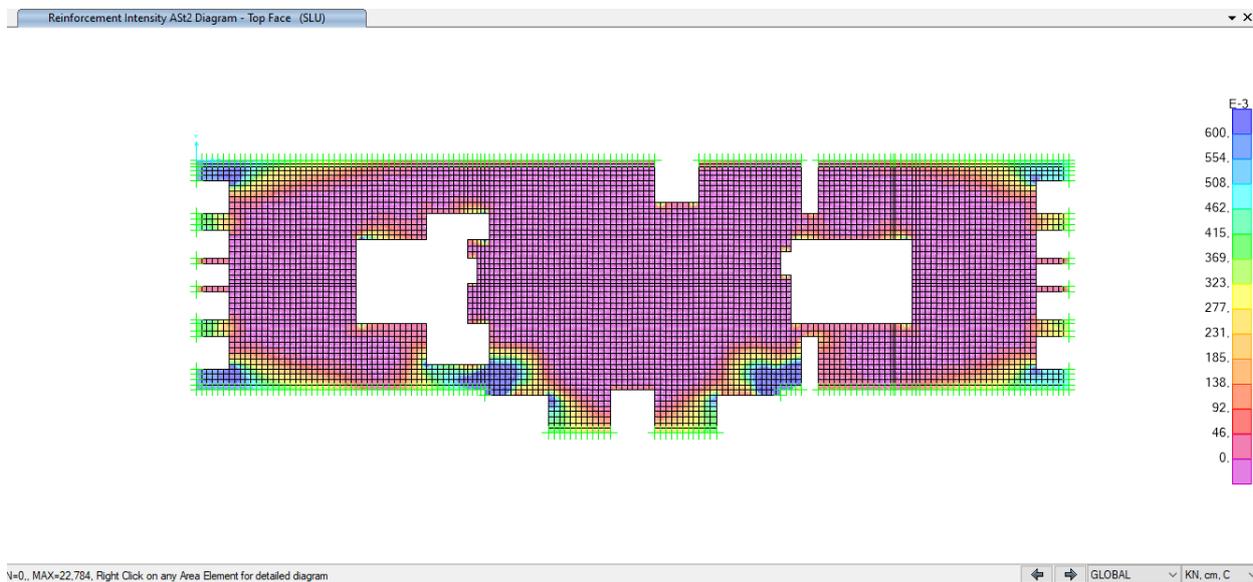


Figura 39. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale

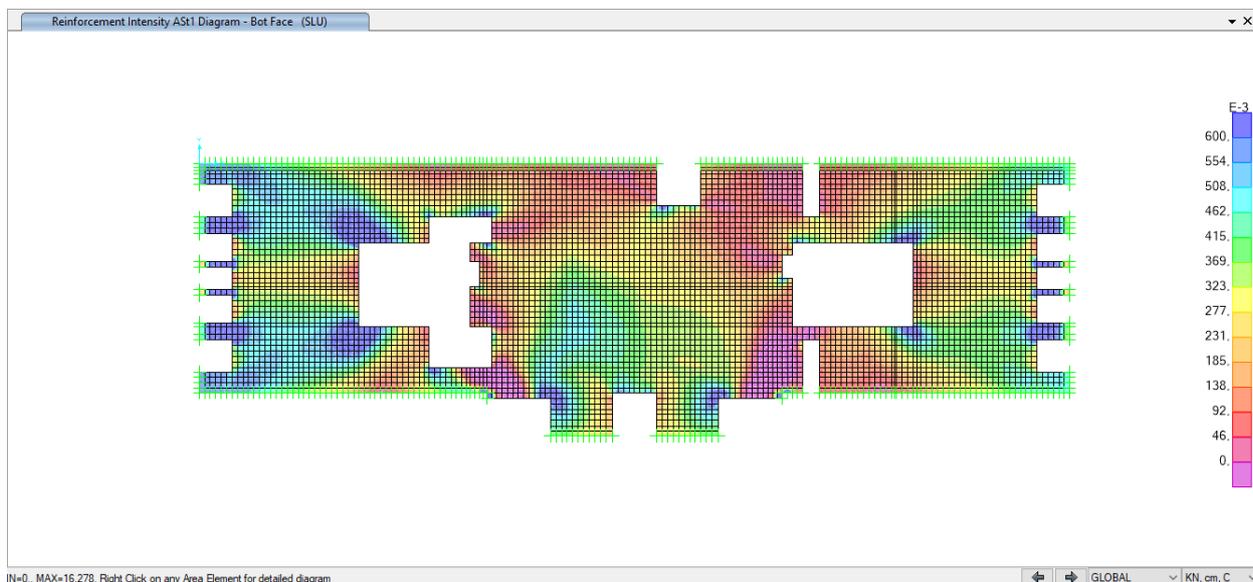


Figura 40. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

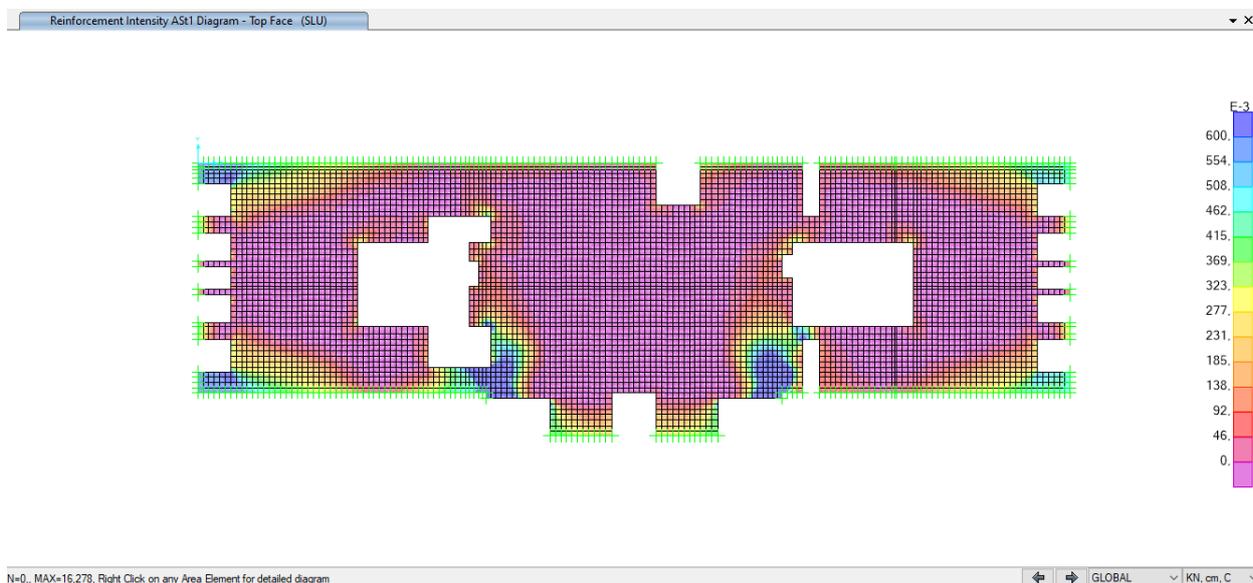


Figura 41. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

Tabella 15 Armature della soletta intermedia (Primo mezzanino)

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

ii) Verifica al taglio:

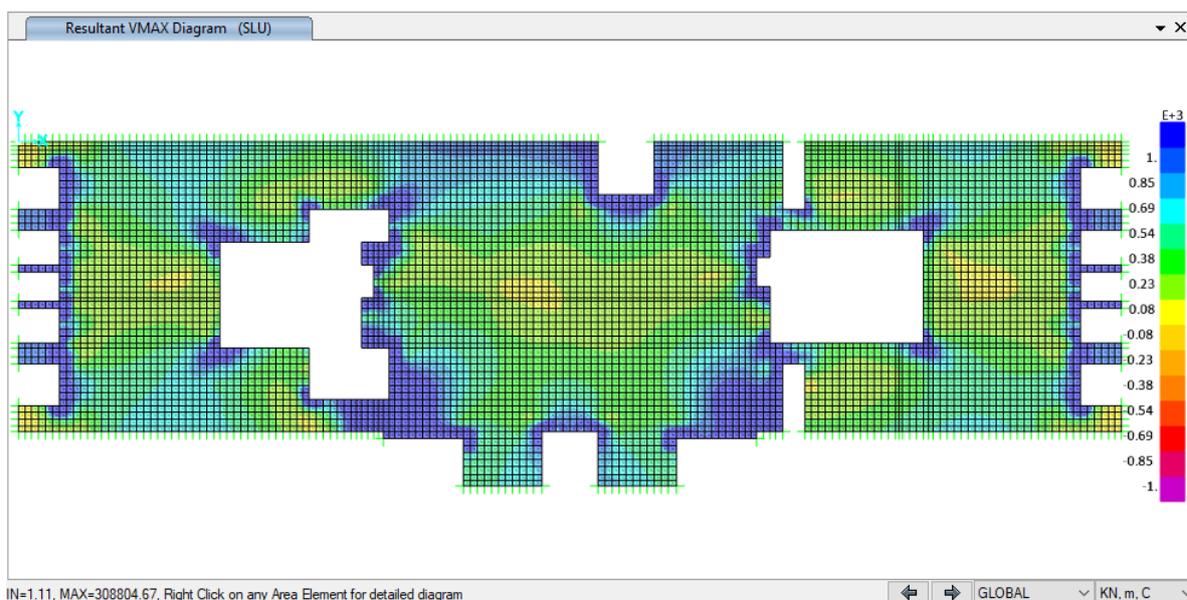


Figura 42. Taglio massimo

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

Zona 1: Entro d della faccia diaframmi e angoli

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

Zona 2: Resto soletta

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



- Verifiche SLE – Soletta intermedia (livello Primo mezzanino)

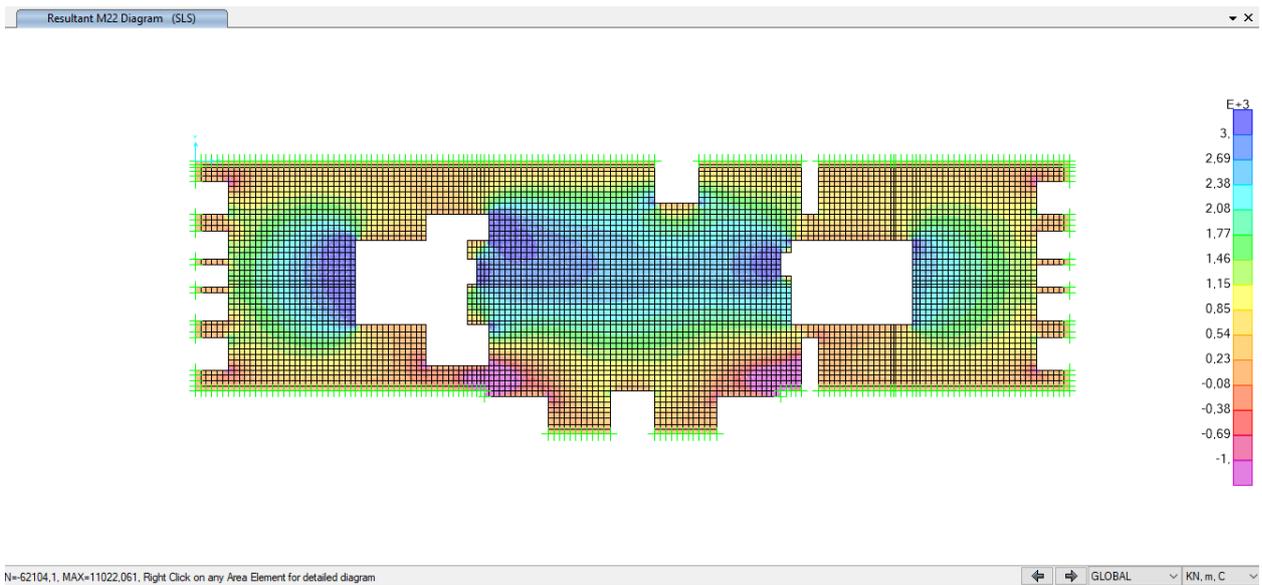


Figura 43. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

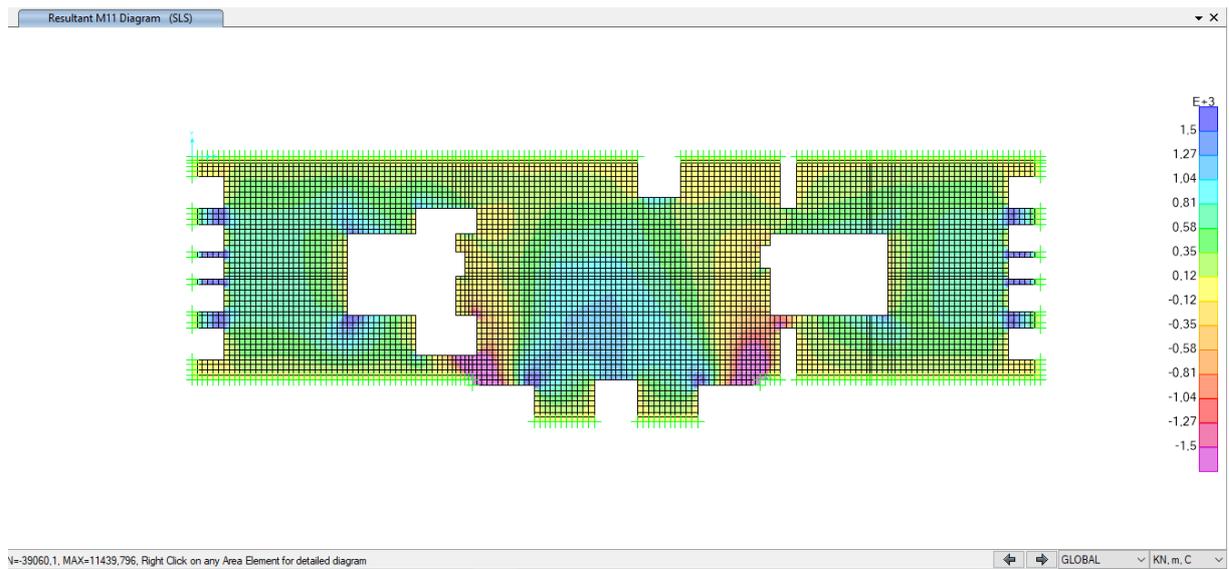


Figura 44. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

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

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

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

Tabella 16 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	120	112.5	2φ32/100	φ26/100	3500	6175
T2	120	112.5	φ32/100	φ26/100	1800	3345
L1	120	110	φ26/100	φ26/100	970	2160

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ii) Verifica deformazione

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

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

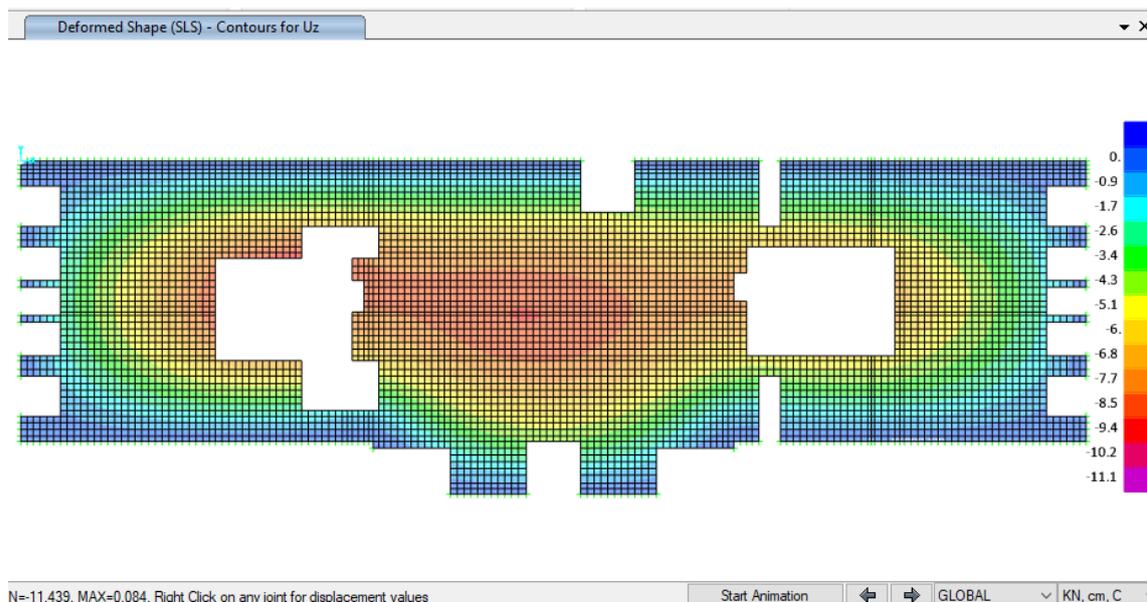


Figura 45. Deformazione verticale Uz – SLE

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

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

L ... Luce libera della campata

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

Tabella 17 Verifica deformazione

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

6.1.4.4 Soletta intermedia livello secondo mezzanino

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

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Secondo mezzanino)

iii) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

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

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

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

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

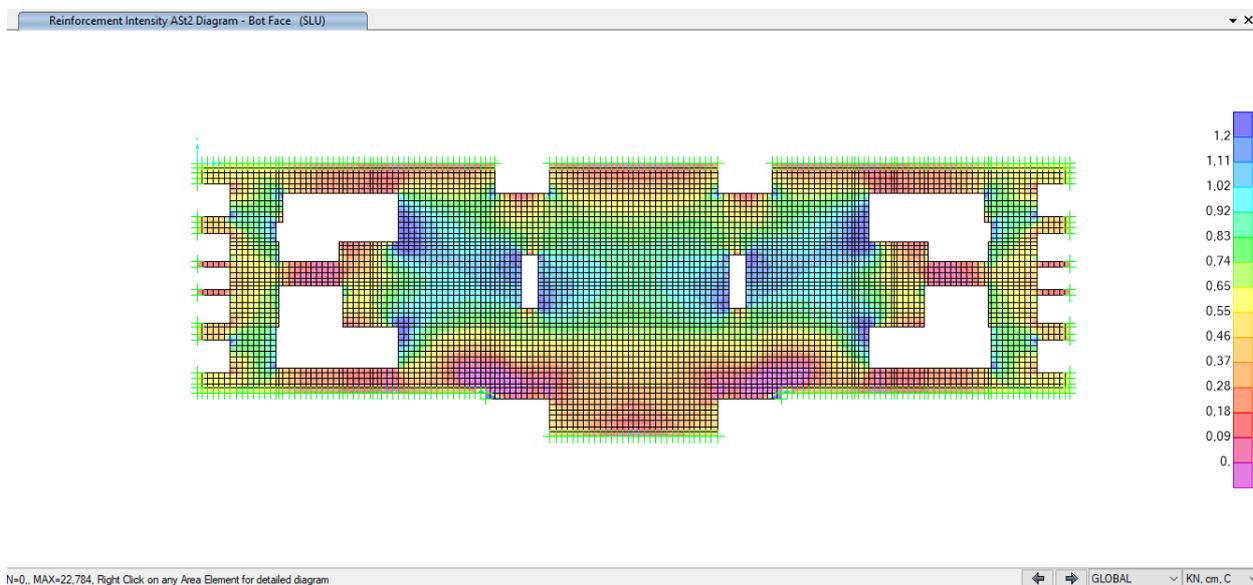


Figura 46. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

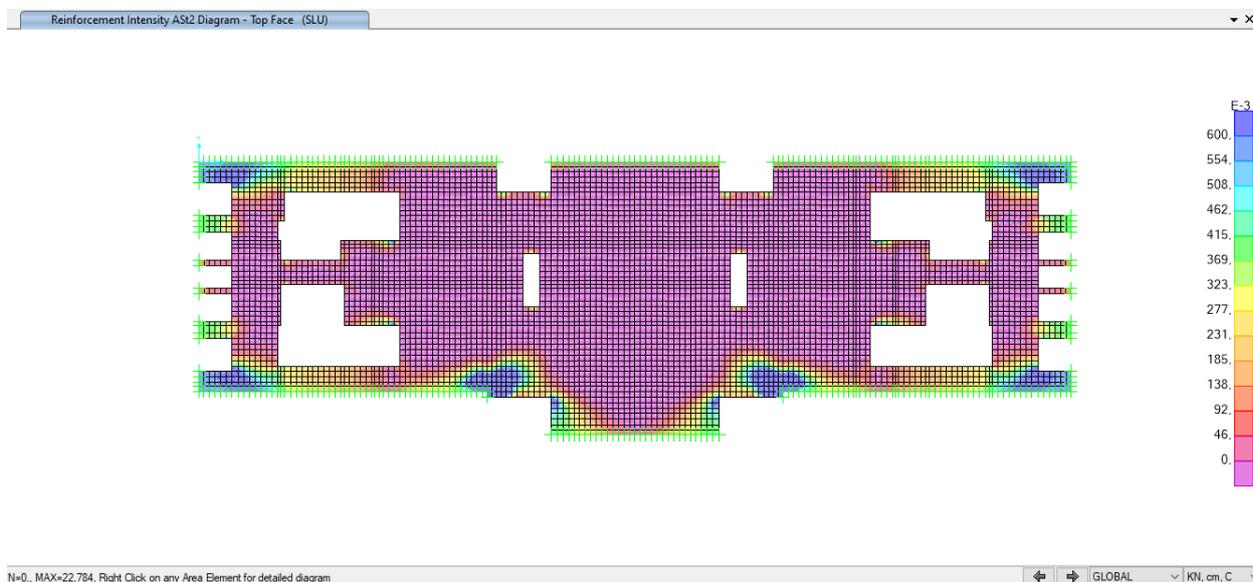


Figura 47. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale

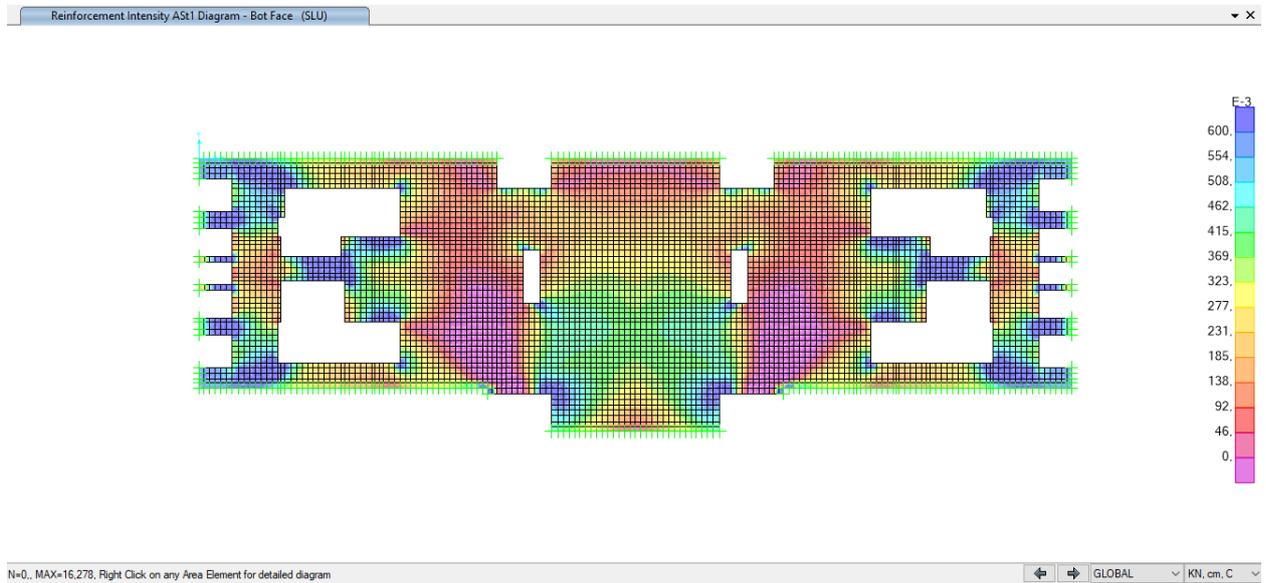


Figura 48. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

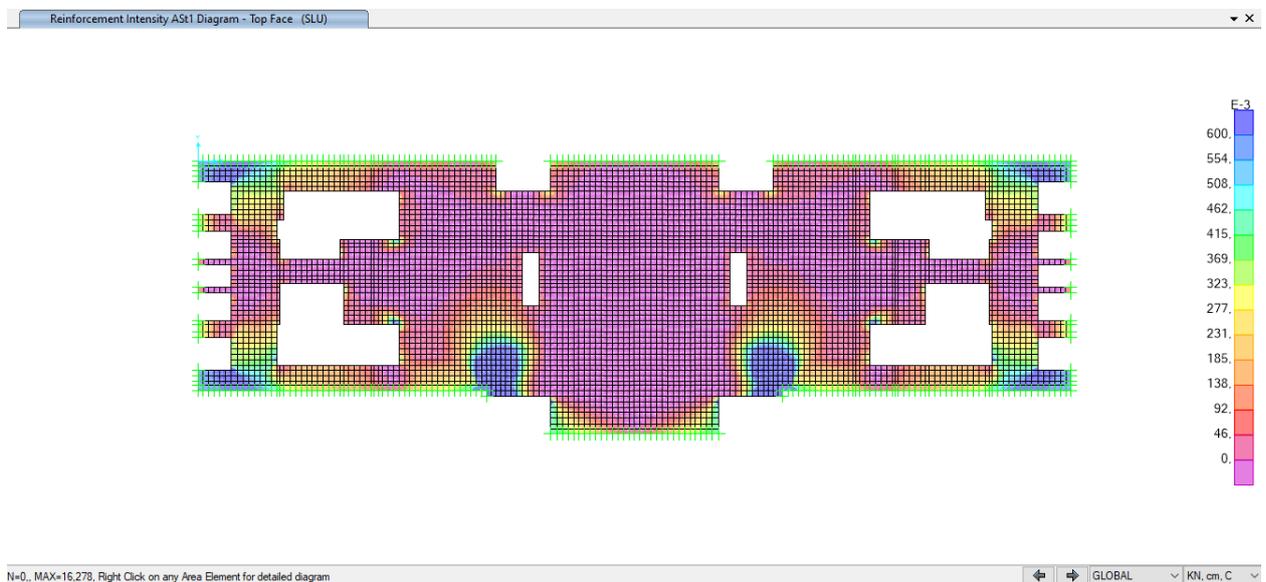


Figura 49. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale



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

Tabella 18 Armature della soletta intermedia (Secondo mezzanino)

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

iv) Verifica al taglio:

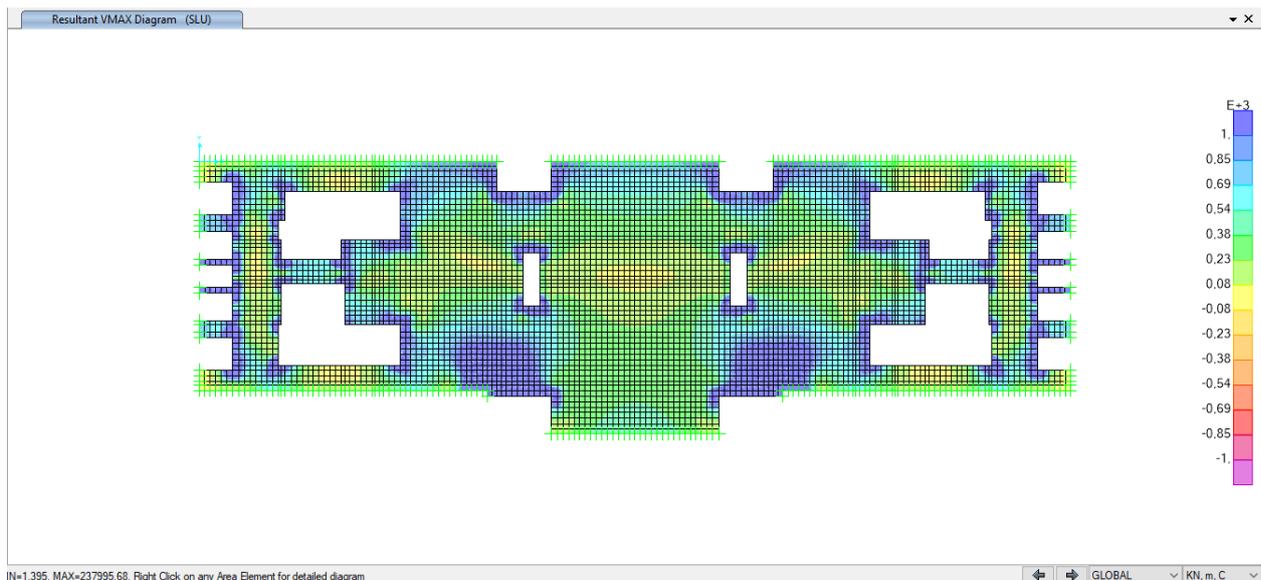


Figura 50. Taglio massimo

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

Zona 1: Entro d della faccia diaframmi e angoli

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

Zona 2: Resto soletta

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



- Verifiche SLE – Soletta intermedia (livello Secondo mezzanino)

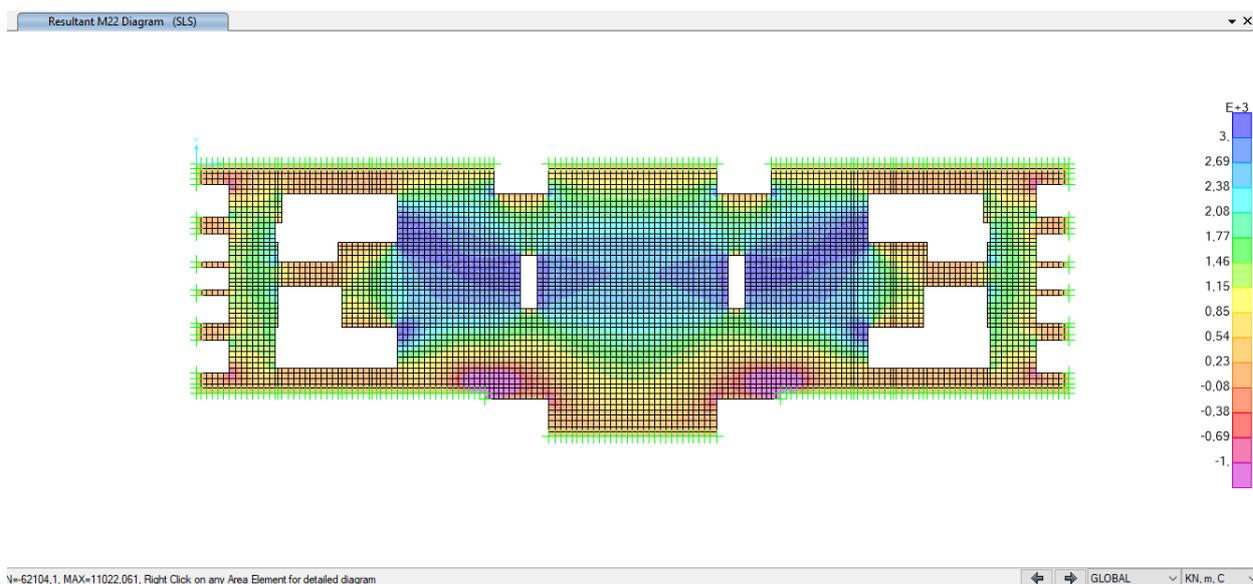


Figura 51. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

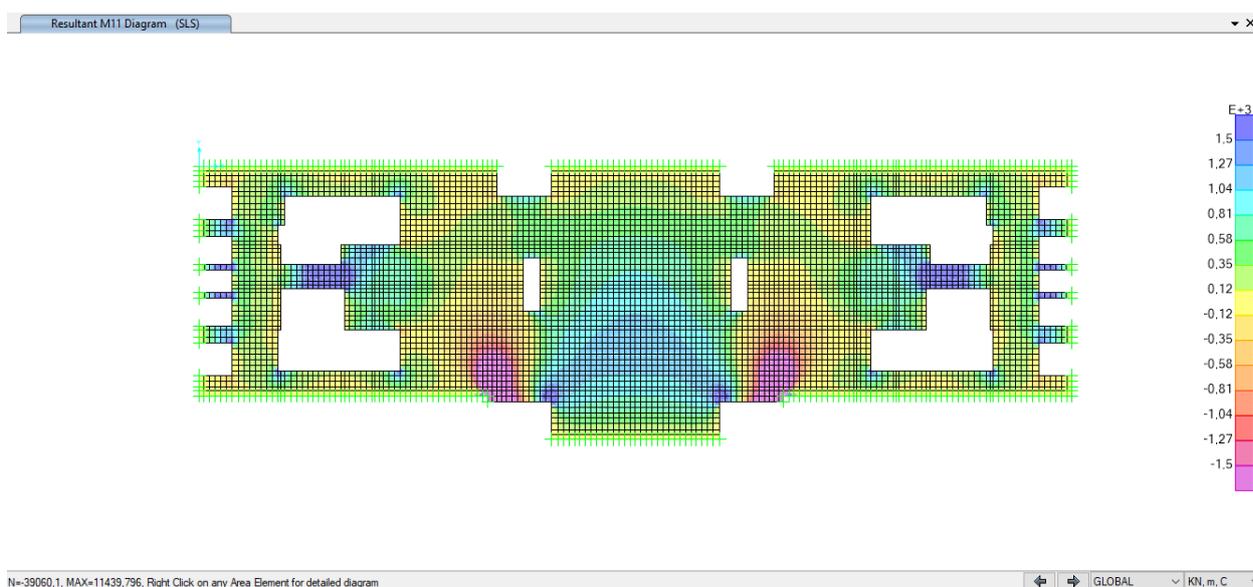


Figura 52. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

iii) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

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

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

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

Tabella 19 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	120	112.5	2φ32/100	φ26/100	3500	6175
T2	120	112.5	φ32/100	φ26/100	1800	3345
L1	120	110	φ26/100	φ26/100	970	2160

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



iv) Verifica deformazione

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

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

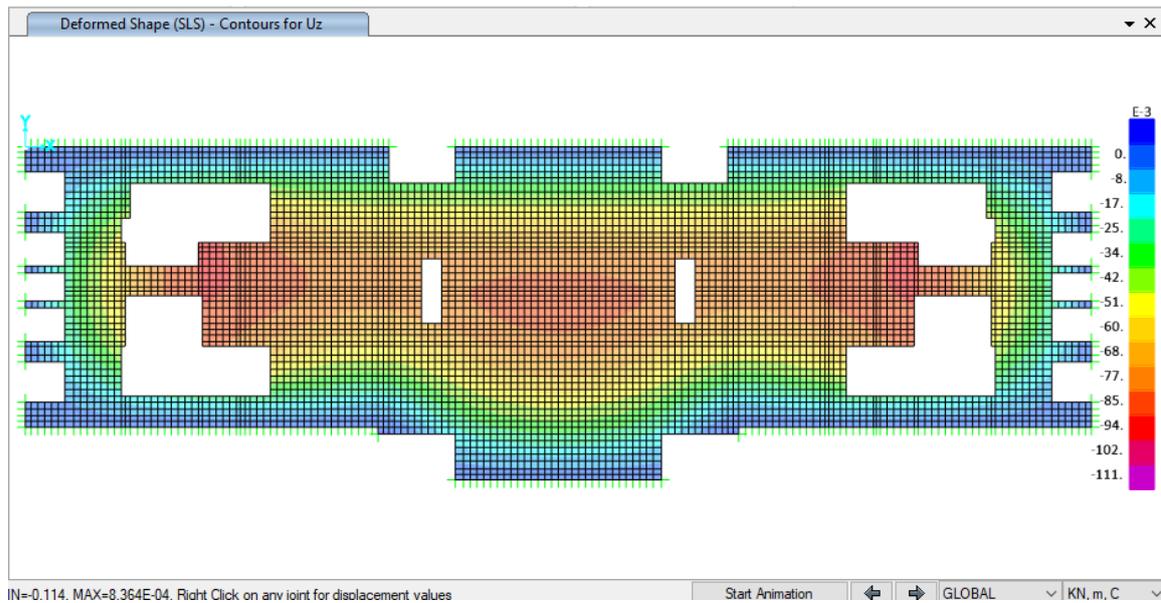


Figura 53. Deformazione verticale Uz – SLE

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

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

L ... Luce libera della campata



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

Tabella 20 Verifica deformazione

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



6.2 Soletta di fondazione

6.2.1 Generalità

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

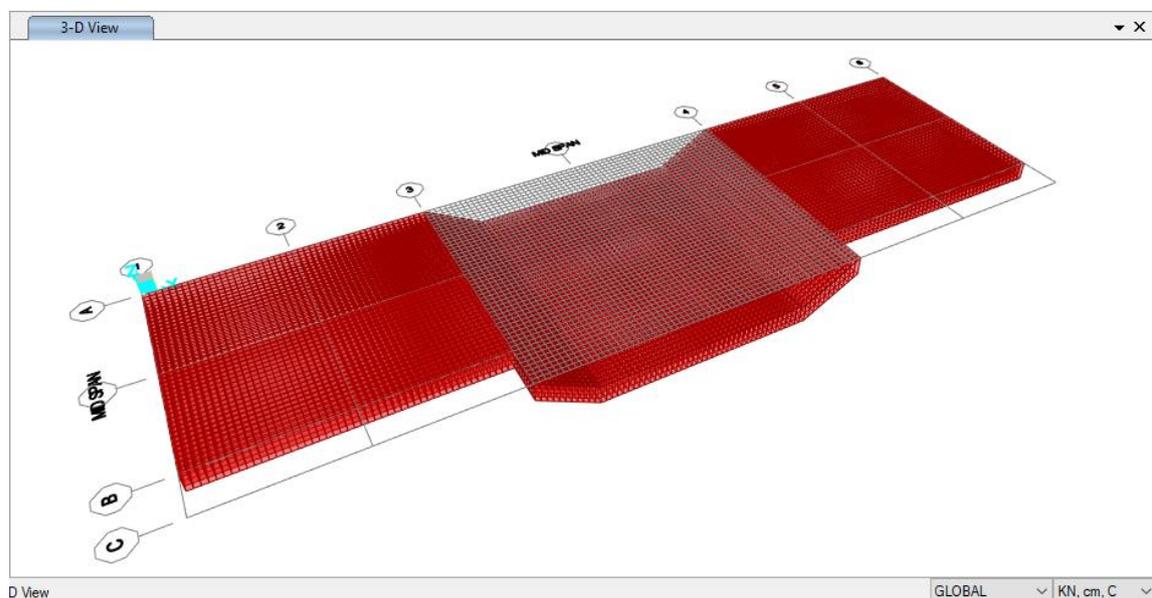


Figura 54. Modello solettone di fondo

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

Vengono utilizzati diversi due tipi di molle:

- i) Per considerare la rigidità verticale dei diaframmi di fondazione perimetrali di lunghezza 10,0m al di sotto della soletta di fondo e spessore 1,20m, è stato incorporato lungo il perimetro della soletta un elemento di *frame* virtuale con un *Line Springs* di rigidità K_d (kN/m/m) e con rigidità infinita ($I_{33} \rightarrow \infty$) 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.
- 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 distribuiti applicati al perimetro sui diaframmi.

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

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

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

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

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

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

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

Per la stazione Novara (SMO), si ha:

Unità prevalente U5

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

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

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

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

I_w .. Fattore di forma base

B .. Larghezza base

E_s ... Modulo di Young del suolo

Unità prevalente U2 migliorata – Colonne Jet Grouting

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

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

6.2.2 Carichi e combinazioni

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

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

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

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

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

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

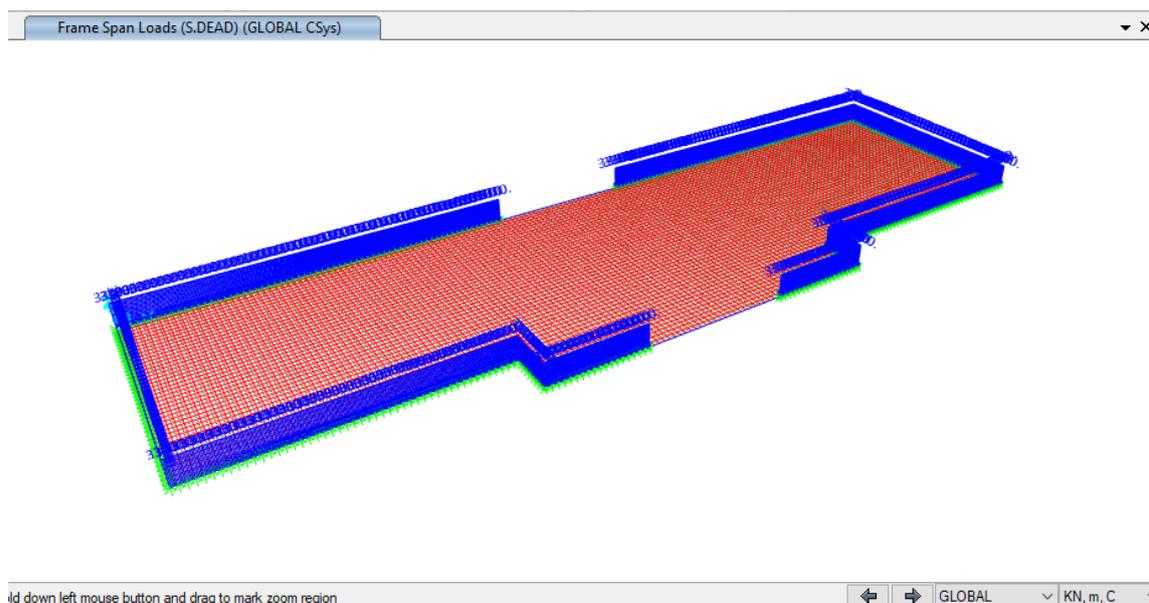


Figura 55. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura

- Carichi idrostatici

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

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

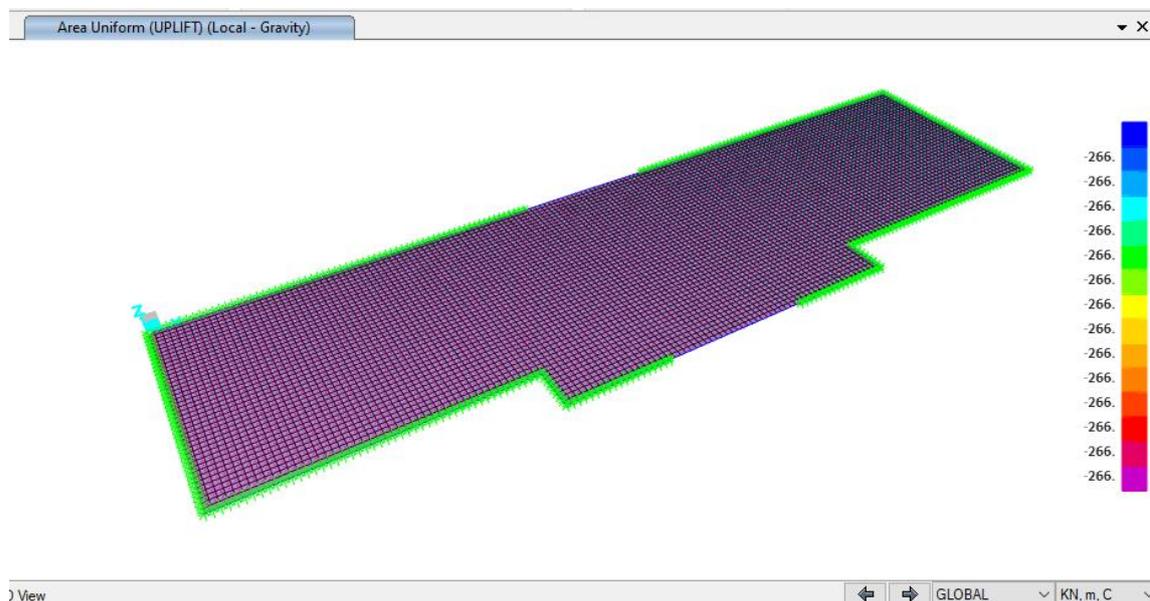


Figura 56. Sottopressione idrostatica a lungo termine

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

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

6.2.3 Risultati e verifiche strutturali

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

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

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

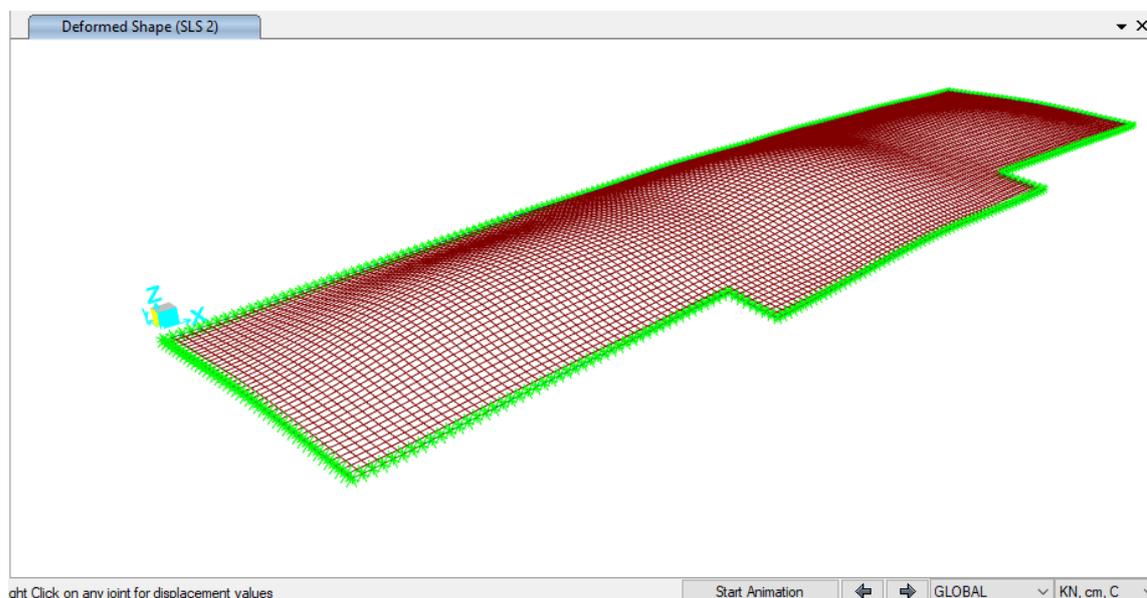


Figura 57. Deformazione della soletta di fondo

i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 180cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

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

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

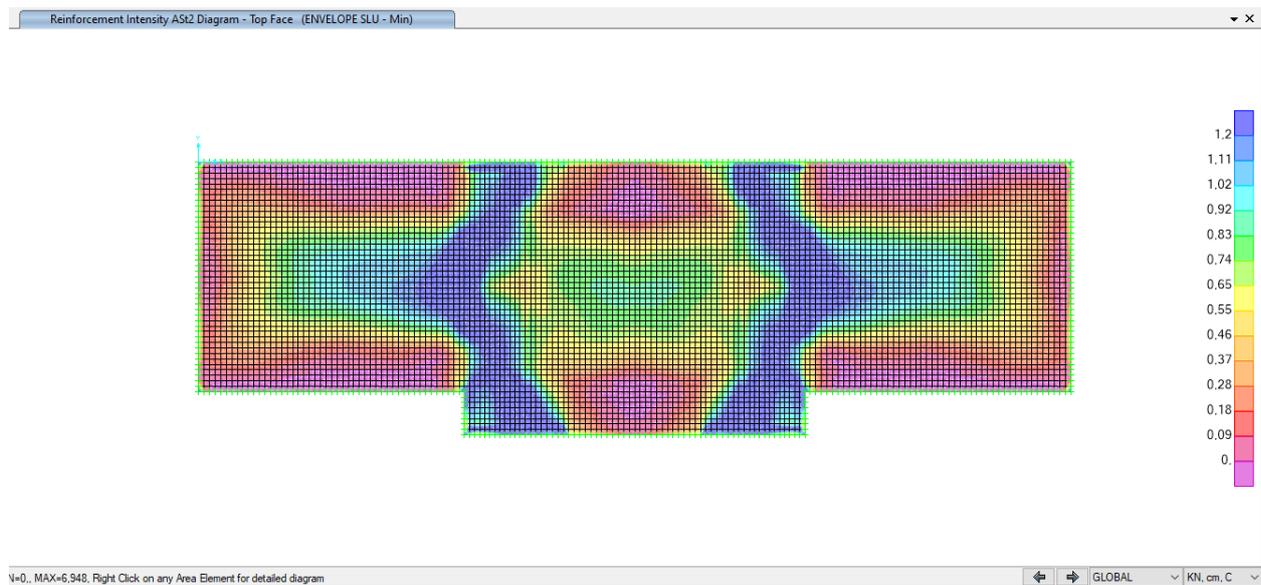


Figura 58. Acciaio di rinforzo As (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale

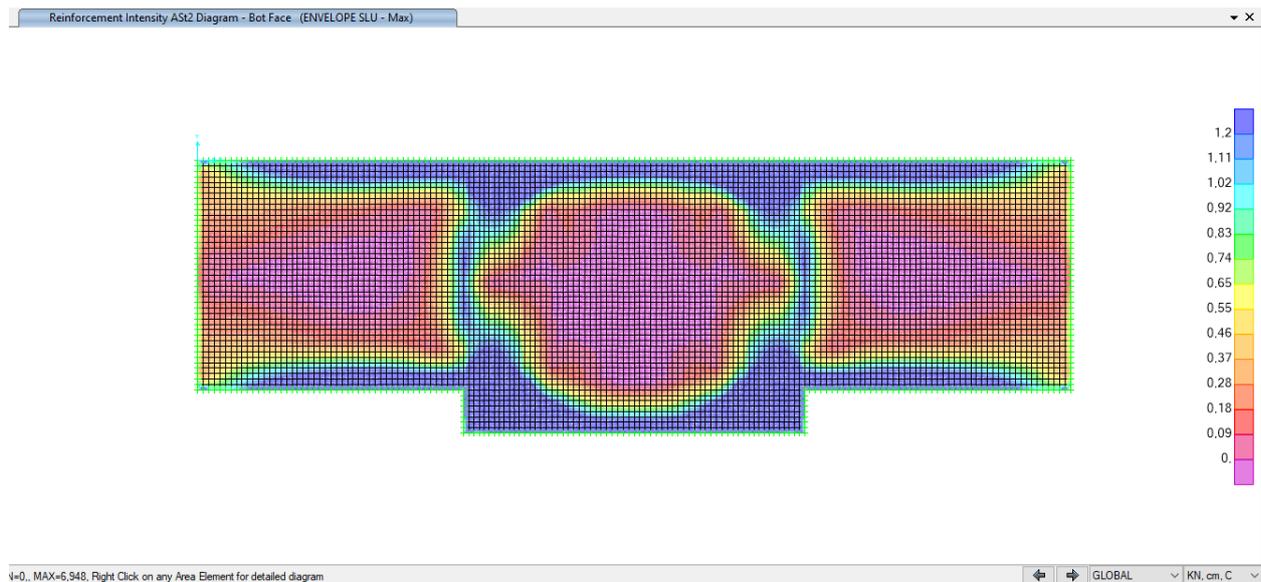


Figura 59. Acciaio di rinforzo As (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

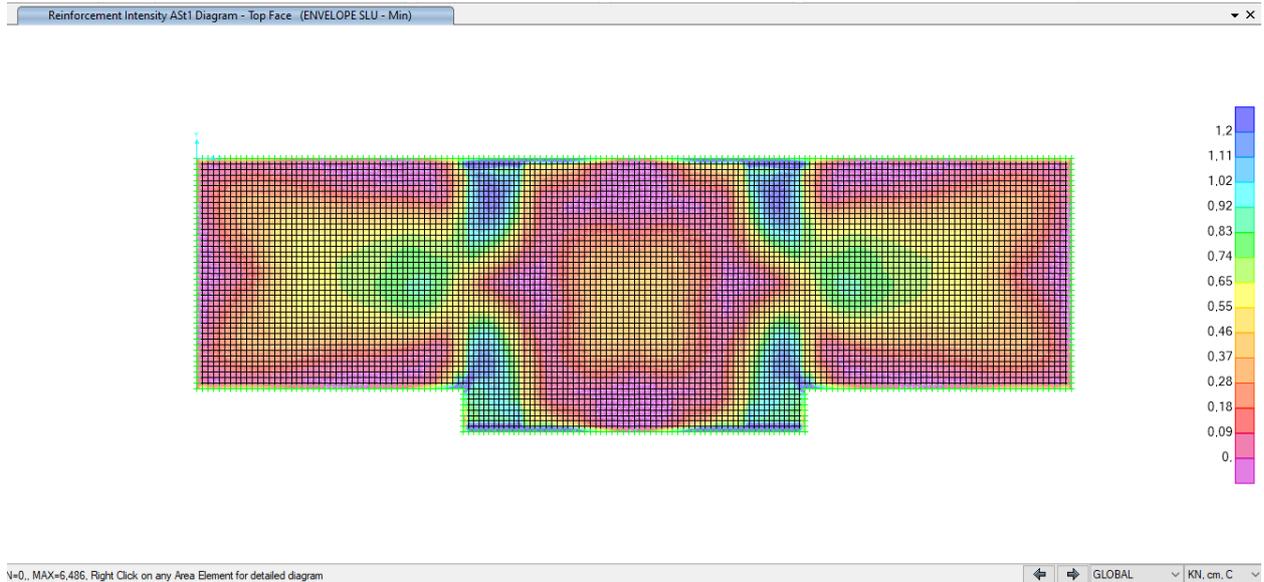


Figura 60. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale

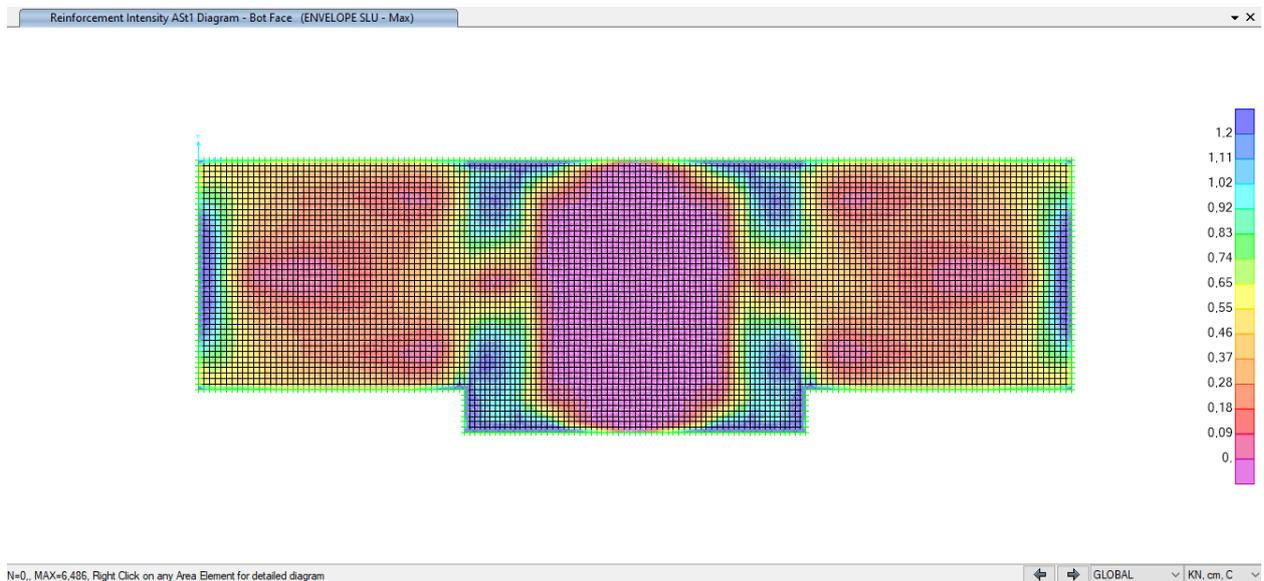


Figura 61. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

Tabella 21 Armature soletta di fondo

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

ii) Verifica al taglio:

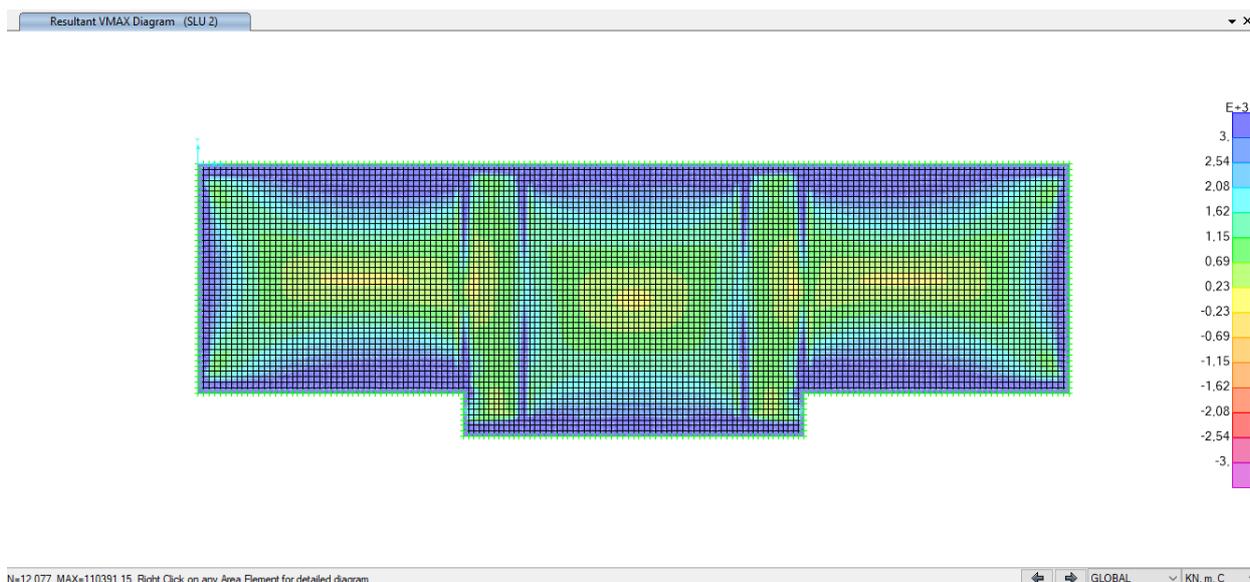


Figura 62. Taglio massimo

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

Zona 1: Entro 2d della faccia diaframmi

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

Zona 2: Resto soletta

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

- Verifiche SLE – Solettone di fondo

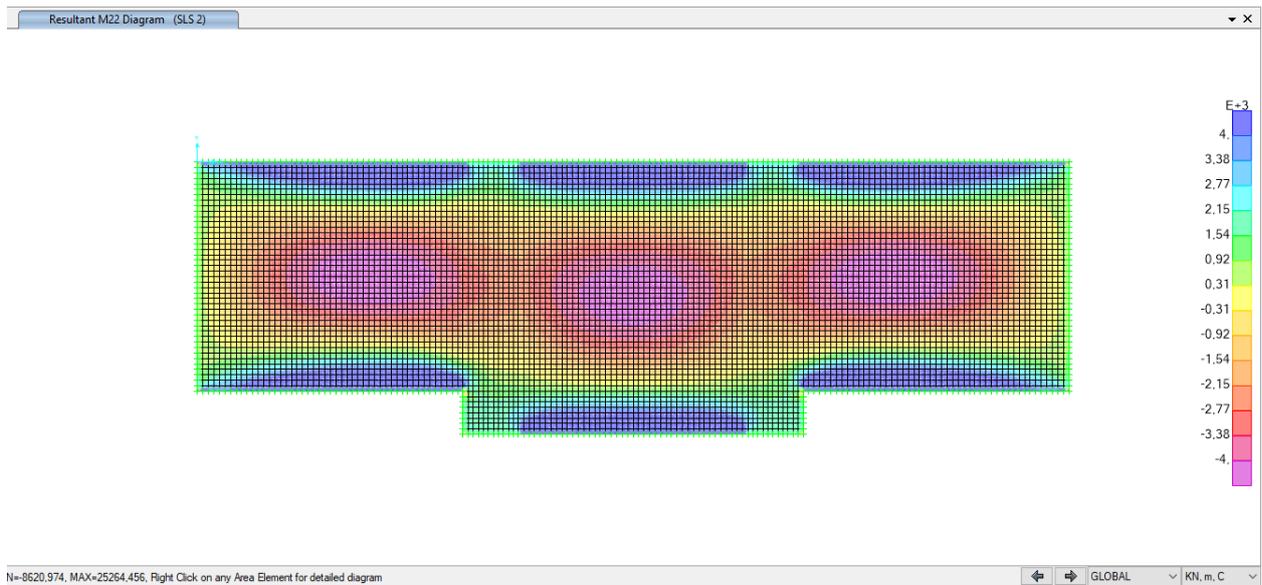


Figura 63. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

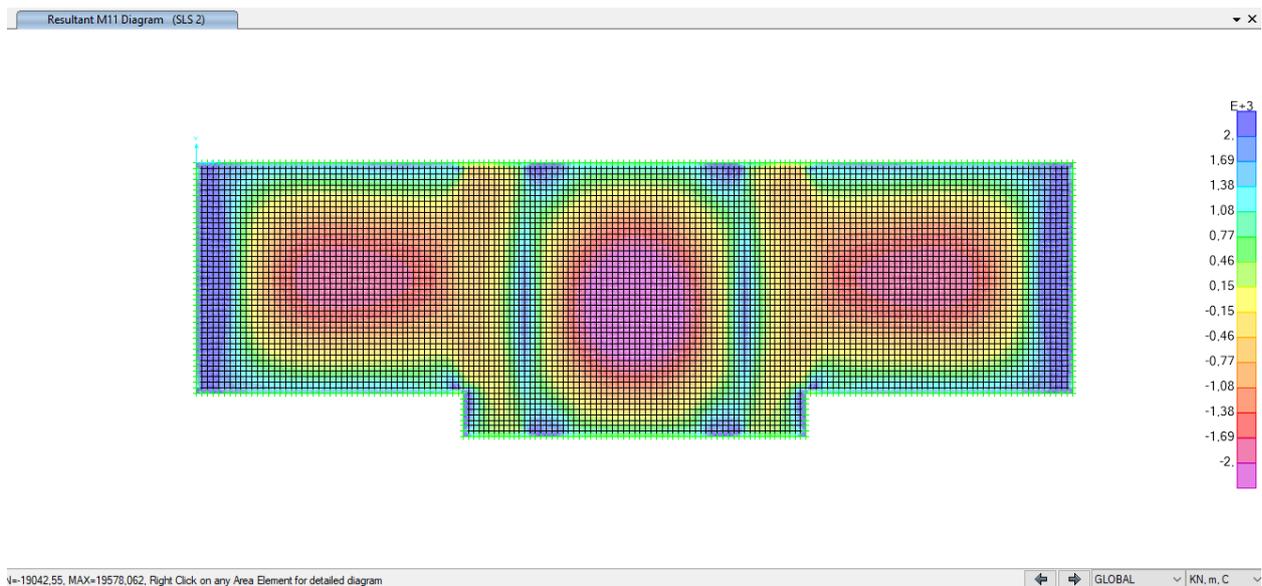


Figura 64. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

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

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

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

Tabella 22 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	180	172.5	2φ32/100	φ32/100	5500	10111
T2	180	172.5	φ32/100	φ32/100	2800	5237
L1	180	170	φ26/100	φ26/100	1500	3405

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

ii) Verifica deformazione

NTC2018 §4.1.2.2.2. / Eurocode 2 § 7.4

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

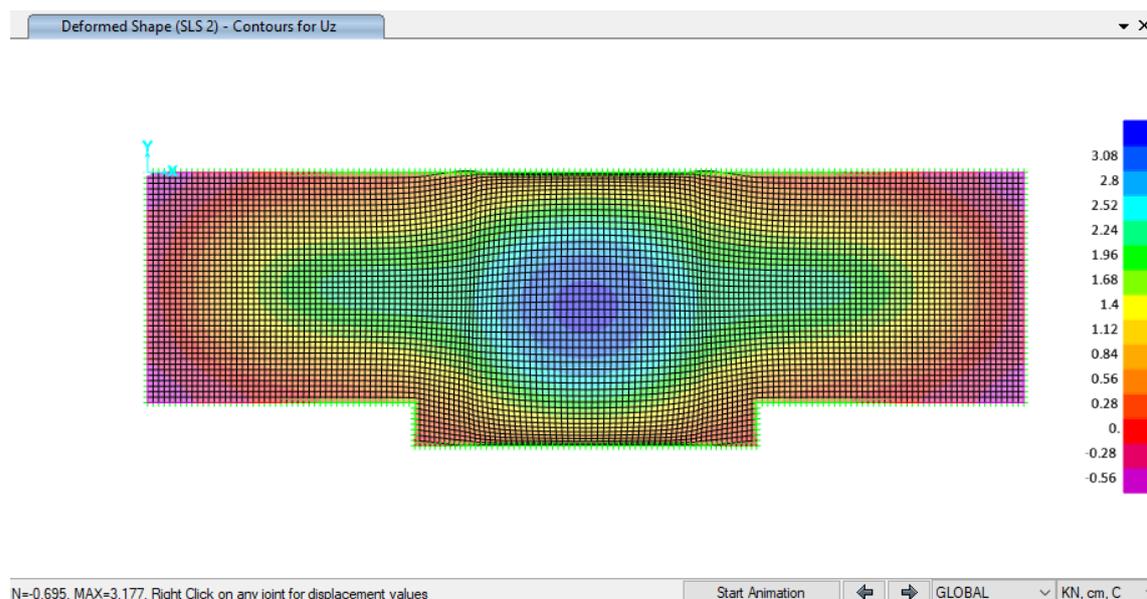


Figura 65. Deformazione verticale Uz – SLE

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

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

L ... Luce libera della campata

Tabella 23 Verifica deformazione

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



6.3 Altre strutture interne

6.3.1 Generalità

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

6.3.2 Fodere interne

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

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

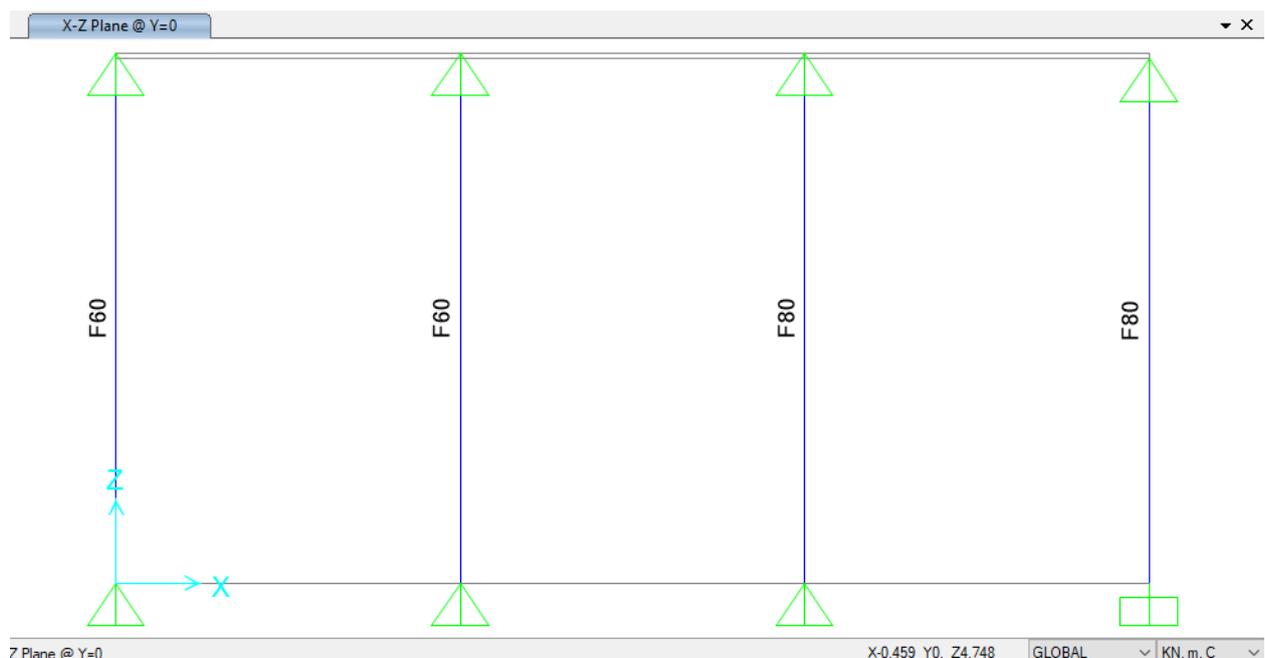


Figura 66. Schemi di calcolo

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

Tabella 24 Spessore delle fodere

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

6.3.2.1 Analisi dei carichi

1) Spinta laterale del terreno

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

2) Spinta idraulica

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

3) Spinta sismica

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

A favore di sicurezza il peso proprio è stato trascurato

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

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

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

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

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

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

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

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

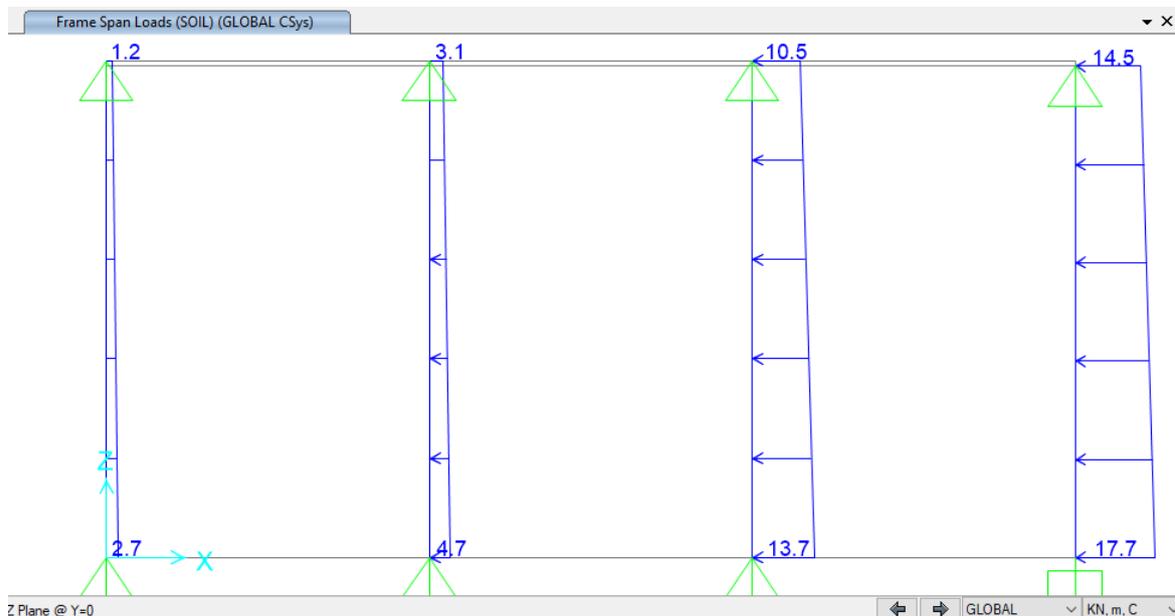


Figura 67. Pressione del terreno

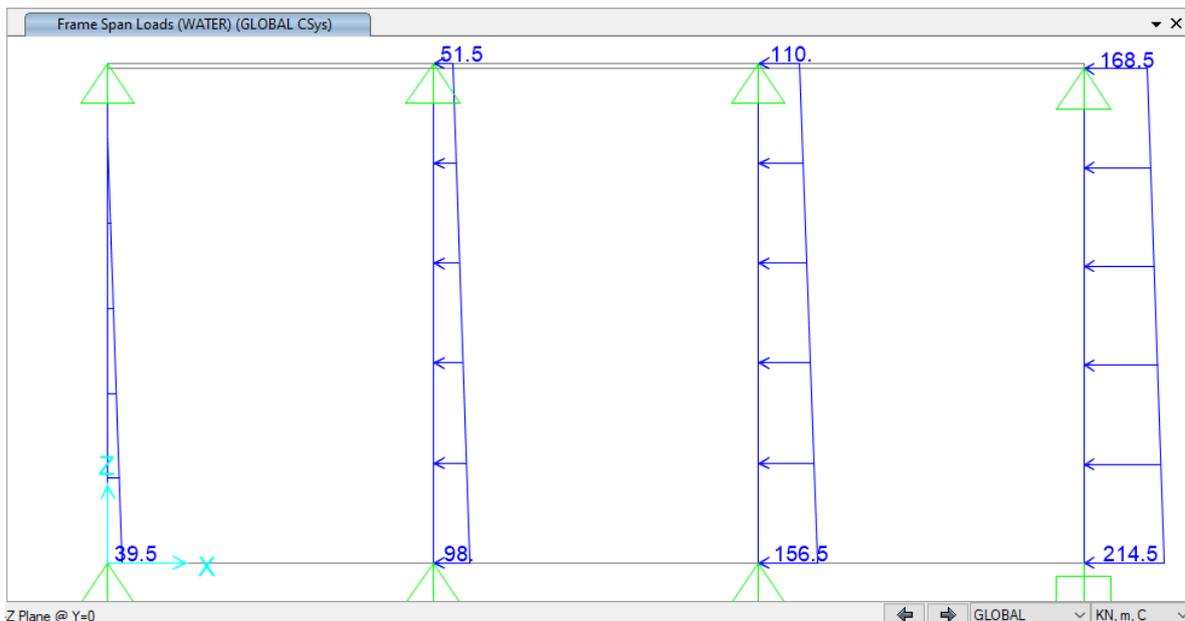


Figura 68. Pressione dell'acqua

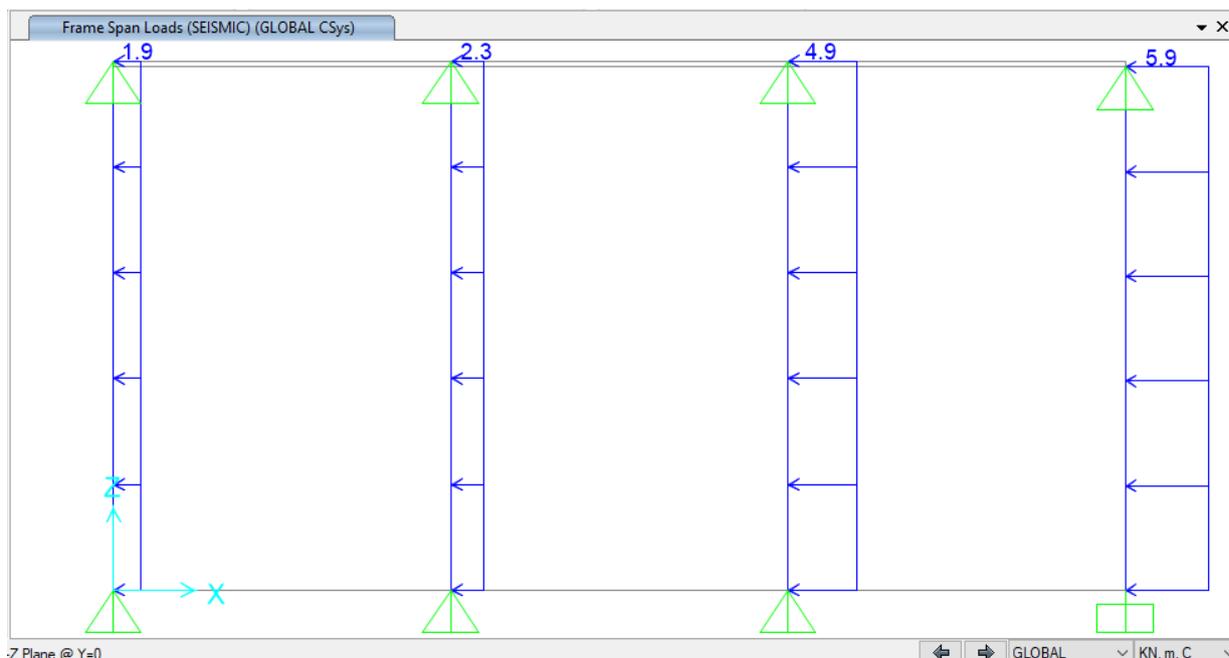


Figura 69. Pressione sismica

6.3.2.2 Combinazione dei carichi

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

G1 = Spinta del terreno

G2 = Spinta idraulica

E = Spinta sismica

Tabella 27 Combinazione dei carichi

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



6.3.2.3 Risultati dell'analisi

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

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

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

L'ALLEGATO F sono riportati i risultati di interesse.

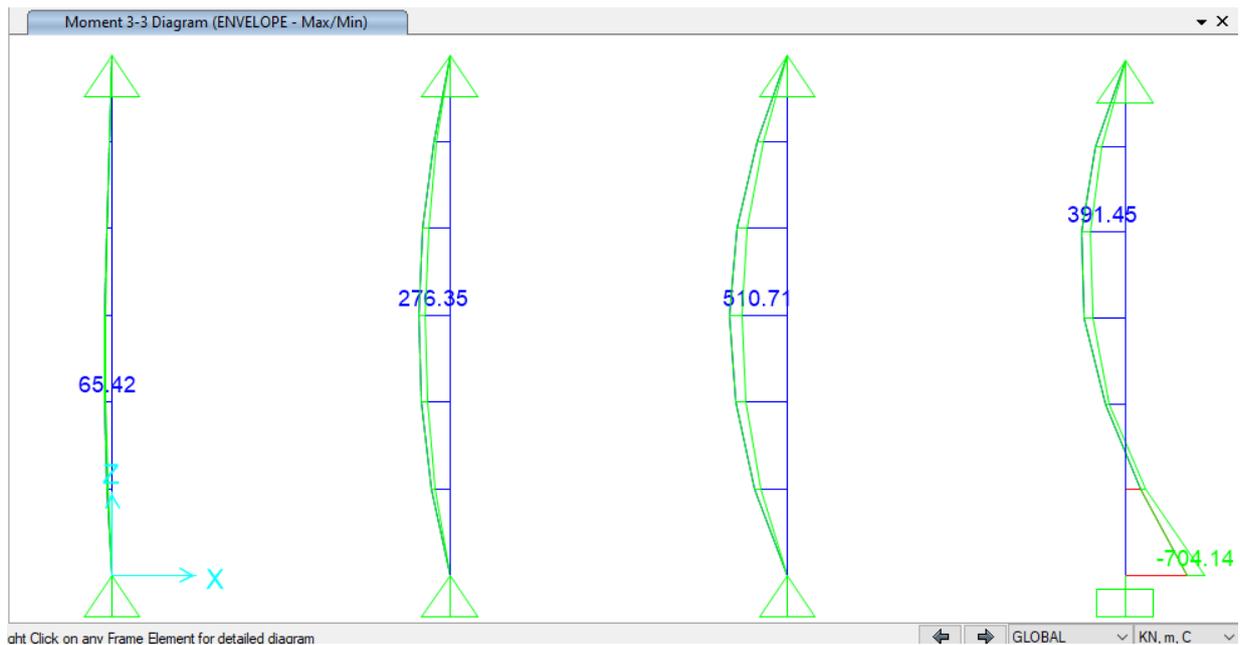


Figura 70. Diagrammi Momento flettente

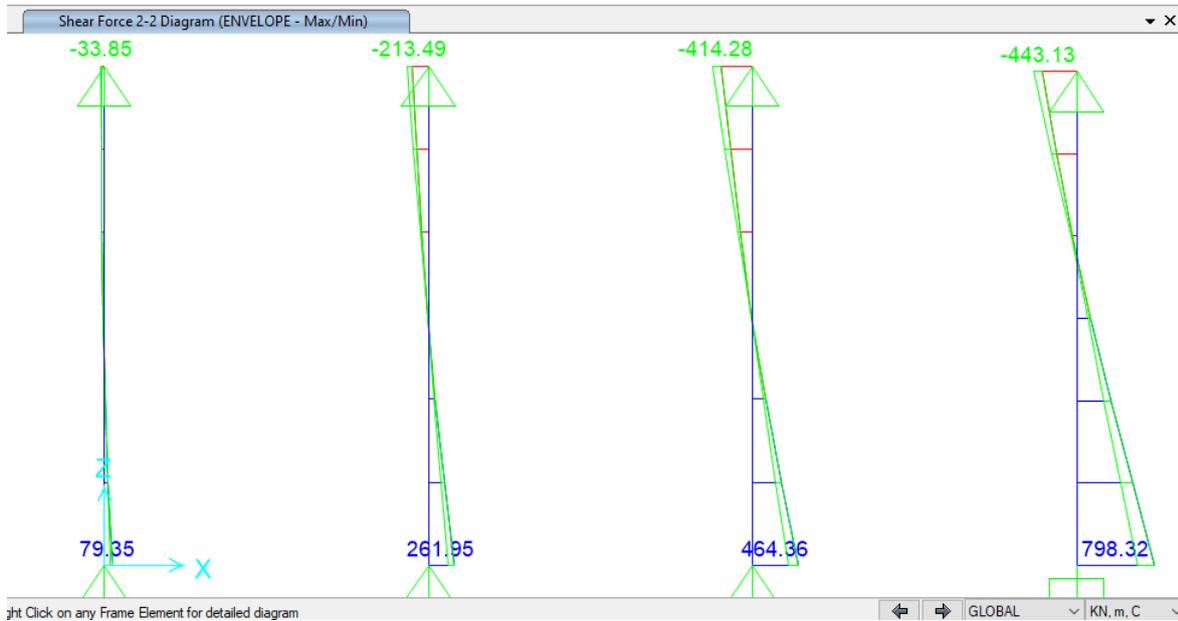


Figura 71. Diagrammi di Taglio

6.3.2.4 Verifiche strutturali

- Verifiche SLU

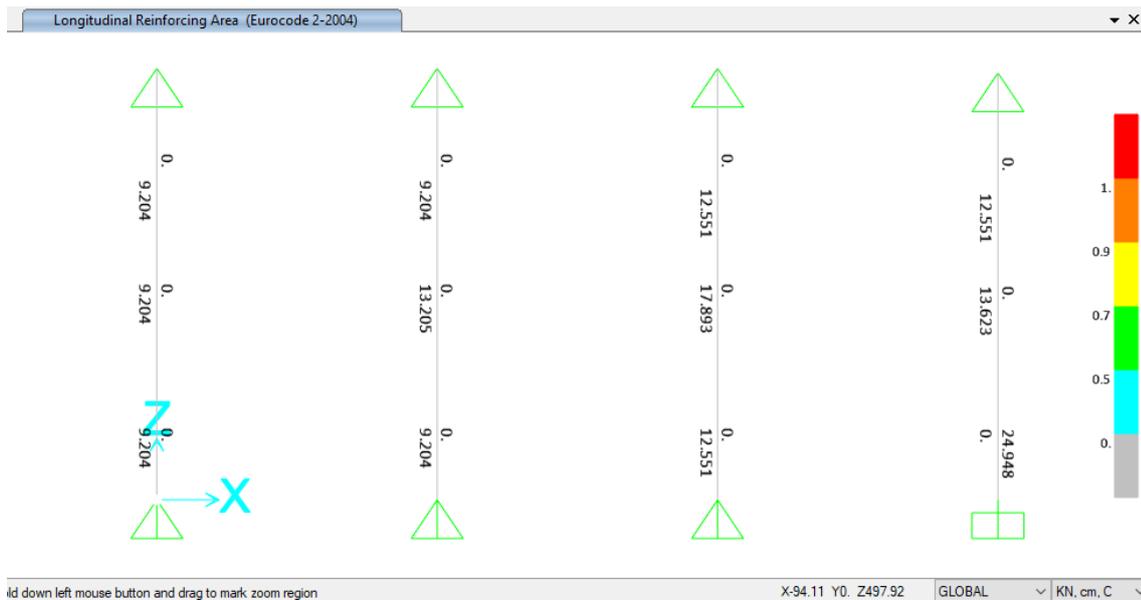


Figura 72. Rinforzo longitudinale (cm²/m)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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 -3,30m a -7,95m	60	Φ 16/20	Φ 12/20	Φ 12/20	Φ8/40X40	87
Da -9,15m a -13,80m	60	Φ 18/10	Φ 12/20	Φ 12/20	Φ10/20X40	271
Da -15,00m a -19,65m	80	Φ 20/10	Φ 16/20	Φ 16/20	Φ12/20X40	533
Da -20,85m a -25,45m	80	Φ 20/10	Φ 16/20	Φ 16/20	Φ12/20X20	1066
		Φ 20/10	Φ 20/10 + Φ 16/20	Φ 16/20	Φ12/20X20	1066

- Verifiche SLE

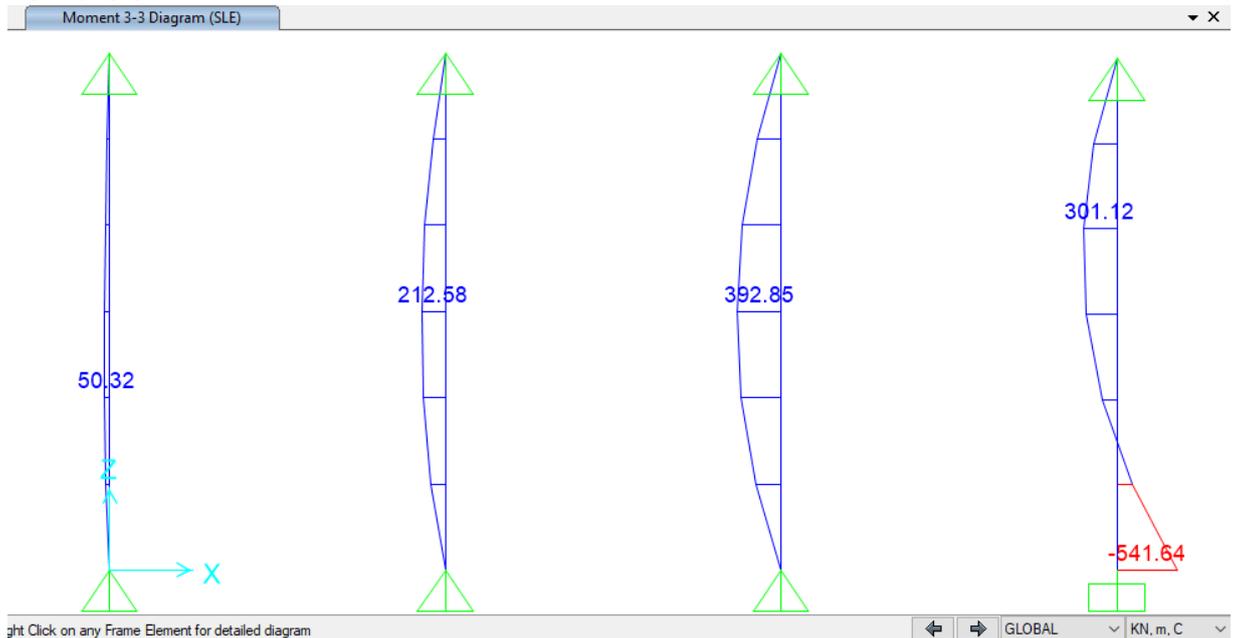


Figura 73. Diagramma di Momenti flettenti



i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

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

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

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

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



ii) Verifica deformazione

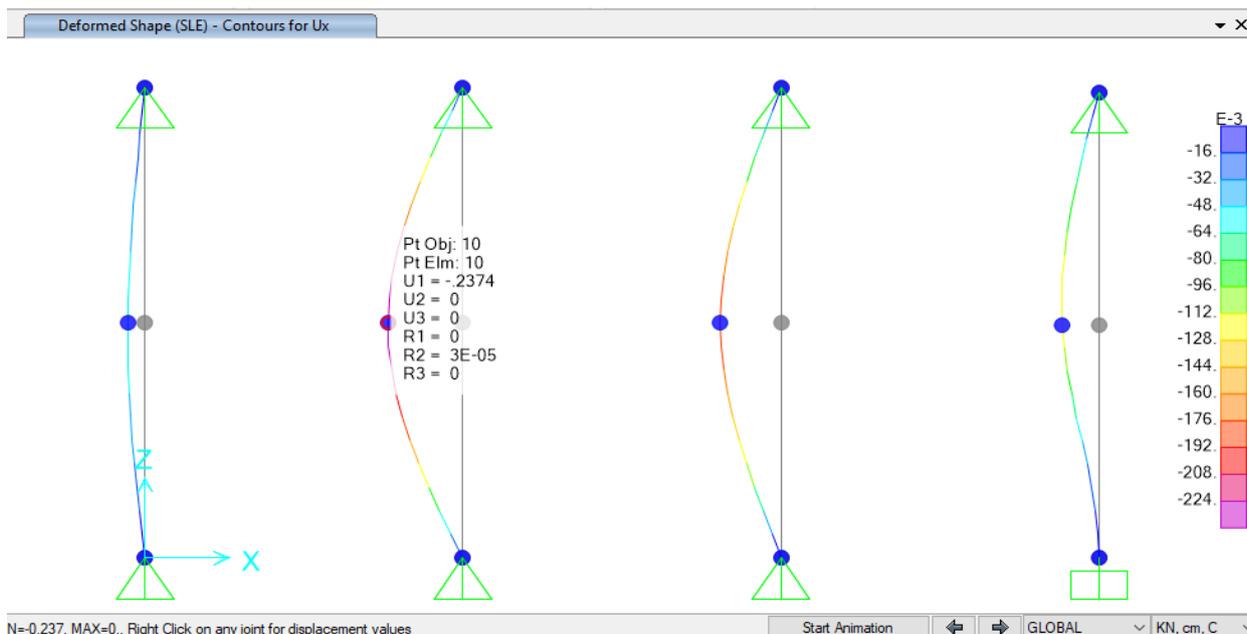


Figura 74. Deformazione laterale

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

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

L ... Luce libera della campata

Tabella 29 Verifica deformazione

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

Da -20,85m a -25,45m	4,60	0,12	<<1/250
----------------------	------	------	---------

6.3.3 Banchine e muri sotto banchine

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

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

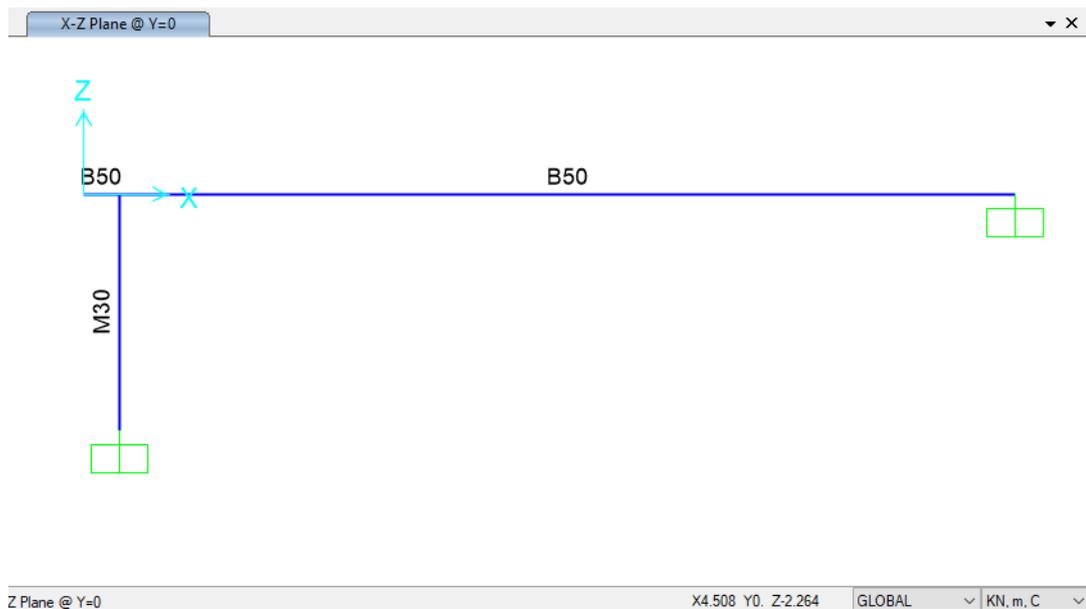


Figura 75. Modello di calcolo

6.3.4.1. Carichi e combinazioni

Carichi permanenti:

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

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

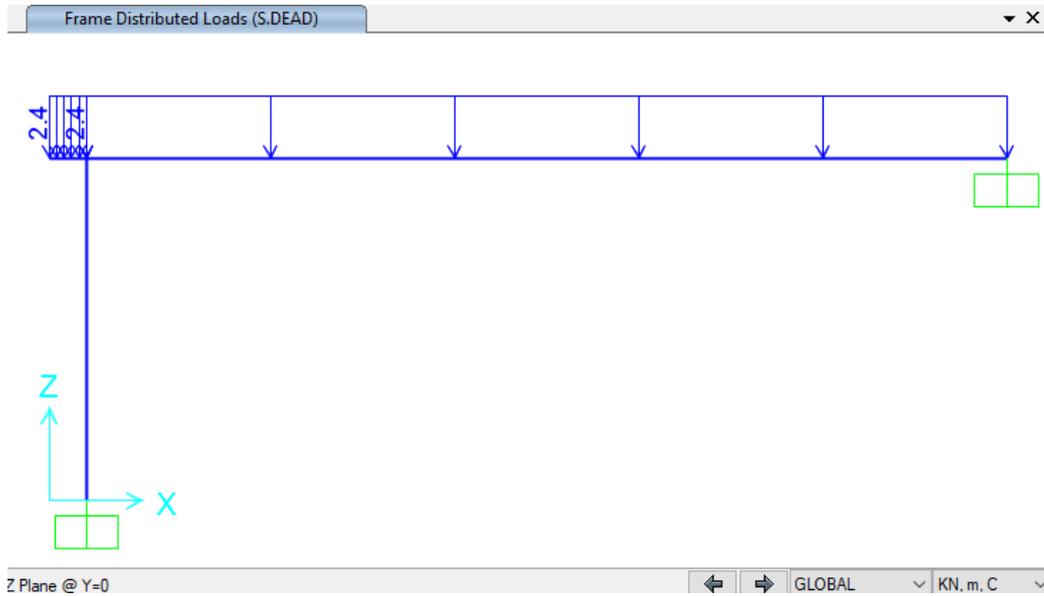
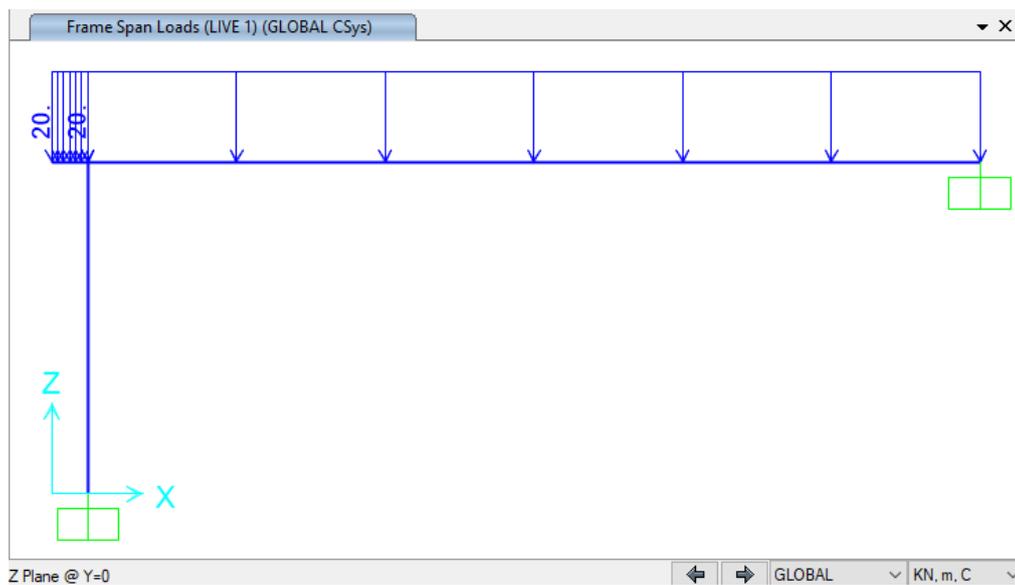


Figura 76. Sovraccarichi permanenti

Carichi variabili

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

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



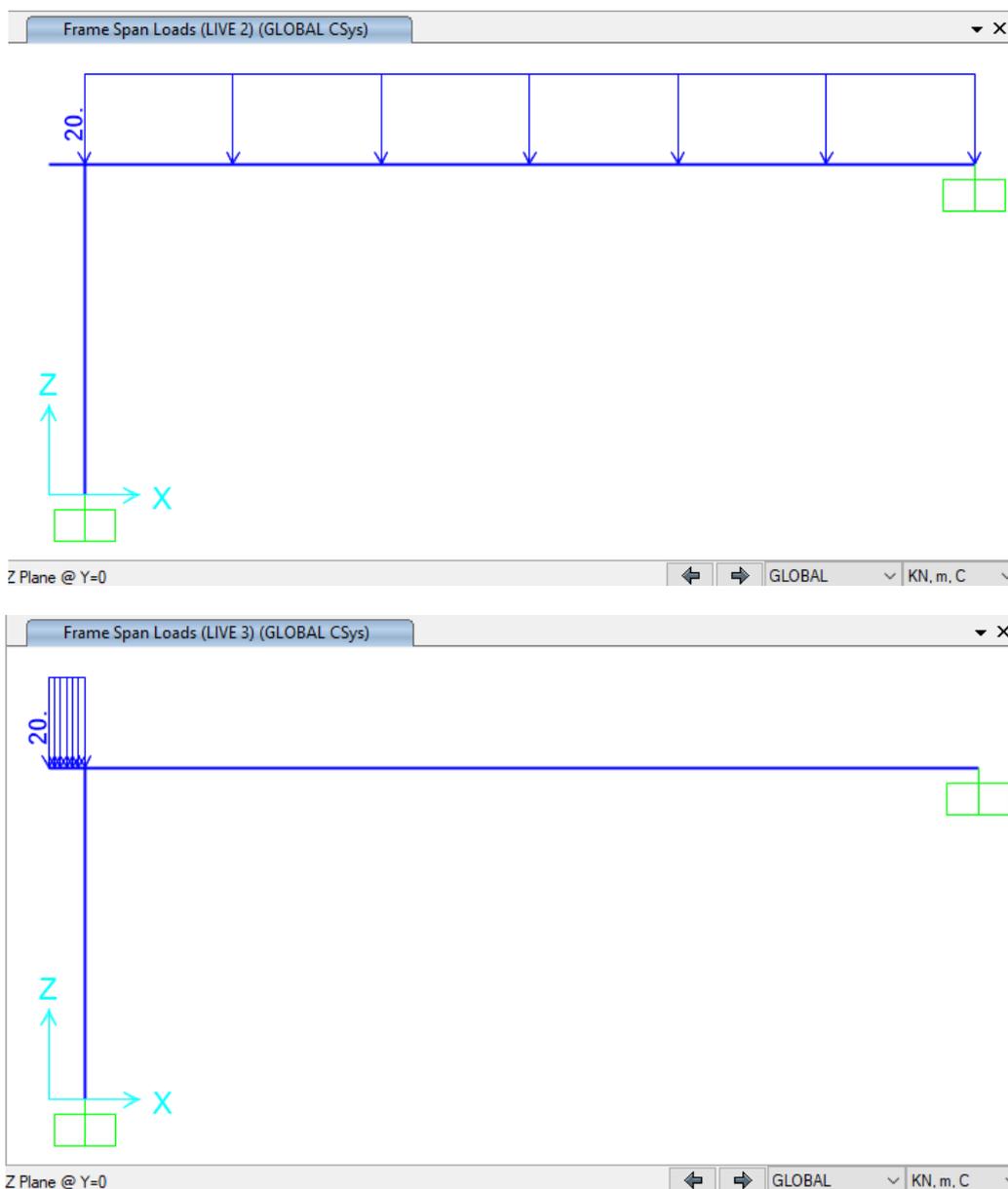


Figura 77. Sovraccarichi variabili

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



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

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

quasi-permanente e frequente a lungo termine

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

Calcestruzzo: $\gamma_c = 1,50$

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

6.3.3.1 Risultati dell'analisi

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

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

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

L'ALLEGATO G sono riportati i risultati di interesse.

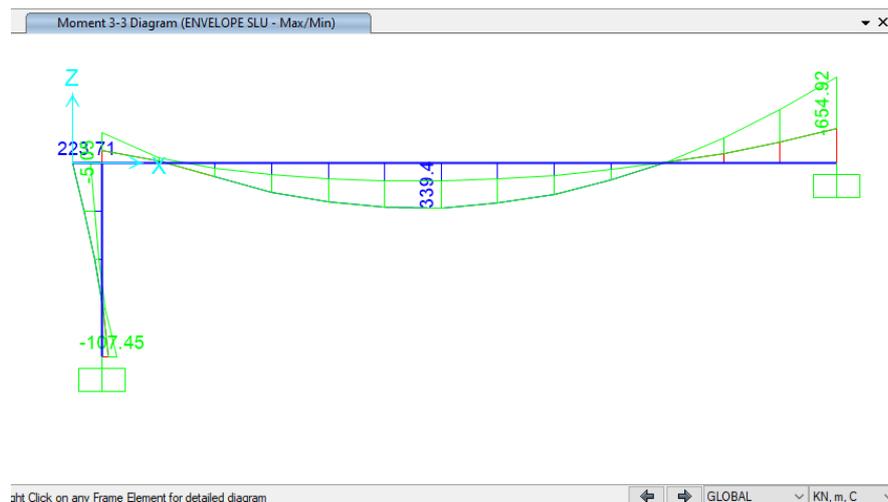


Figura 78. Diagrammi momenti flettenti

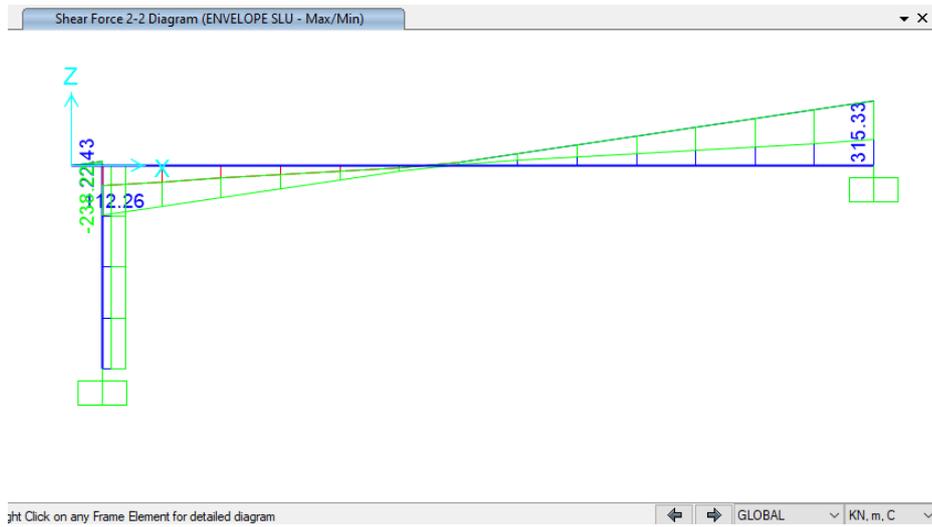


Figura 79. Diagramma di Taglio

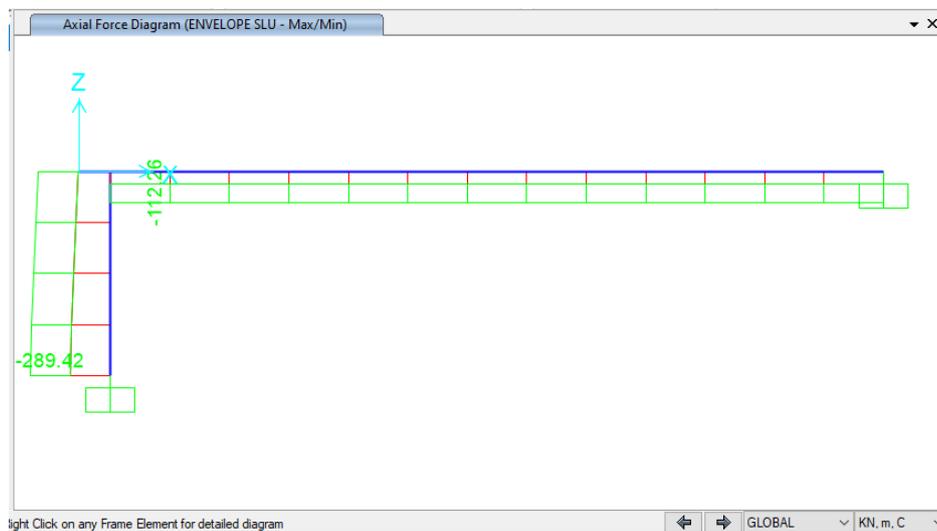


Figura 80. Involuppo dello sforzo normale



6.3.3.2 Verifiche strutturali

- Verifica SLU

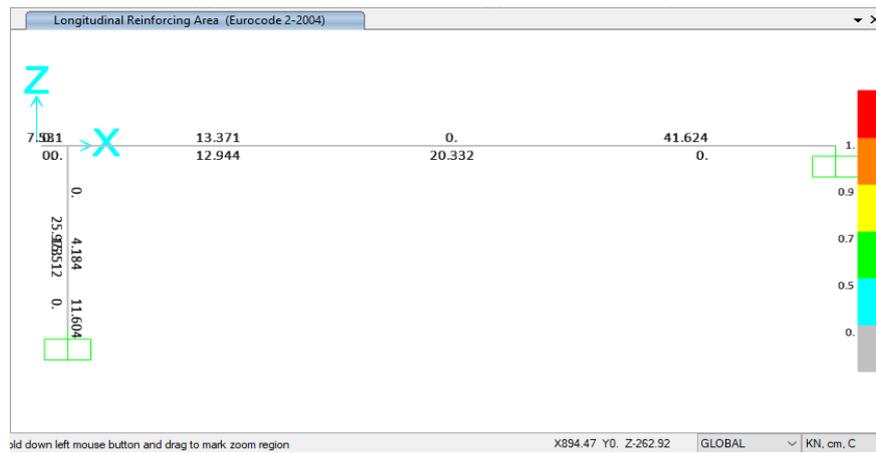


Figura 81. Rinforzo longitudinale in cm²/m

Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle banchine:

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

- Verifiche SLE

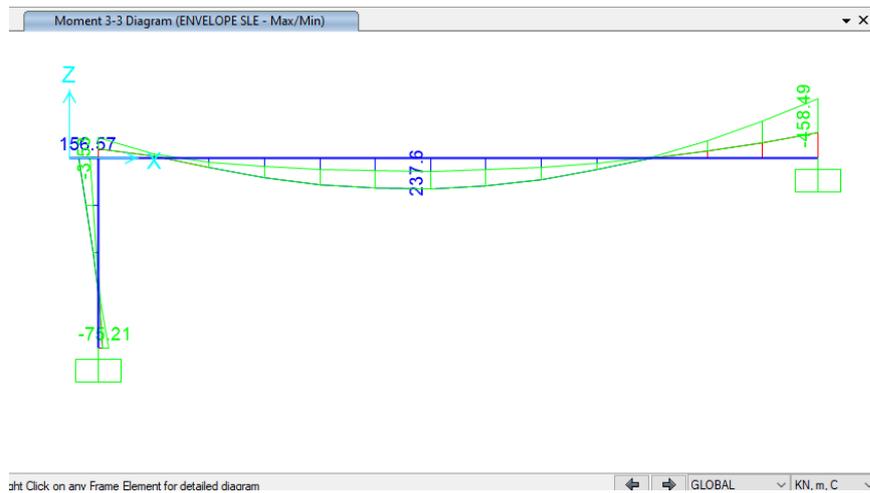


Figura 82. Diagramma del momento flettente SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

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

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

M_{σ_s} = Mmax per $\sigma_{s, max} = 0,80 f_{yk}$ NTC2018 §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	50	45	φ20/100	φ16/200	280	515
T2	50	45	φ16/100	φ20/100	180	355
T3	50	45	φ16/200 + φ22/100	φ20/100	480	755
T4	30	25	φ20/100	φ16/200	170	265



ii) Verifica deformazione

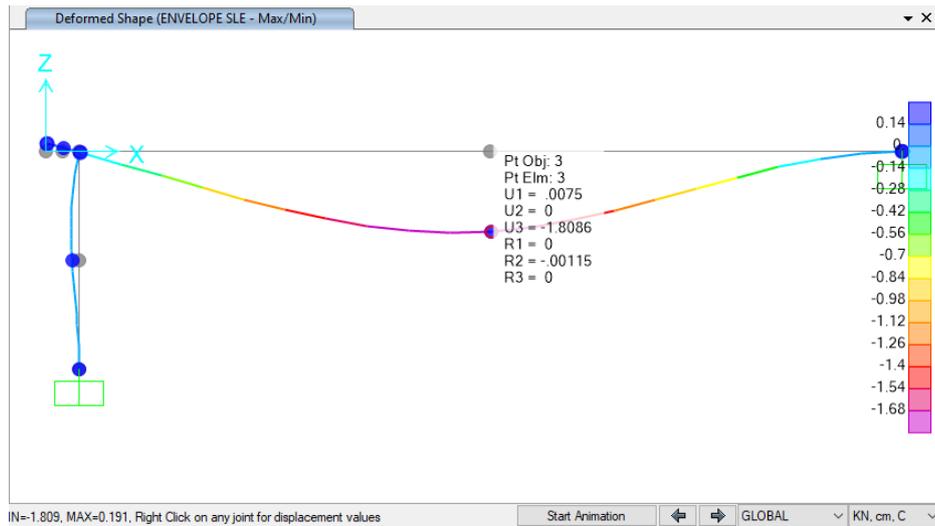


Figura 83. Deformazione SLE

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

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

L ... Luce libera della campata

Tabella 30 Verifica deformazione

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

6.3.4 Scale fisse

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

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

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

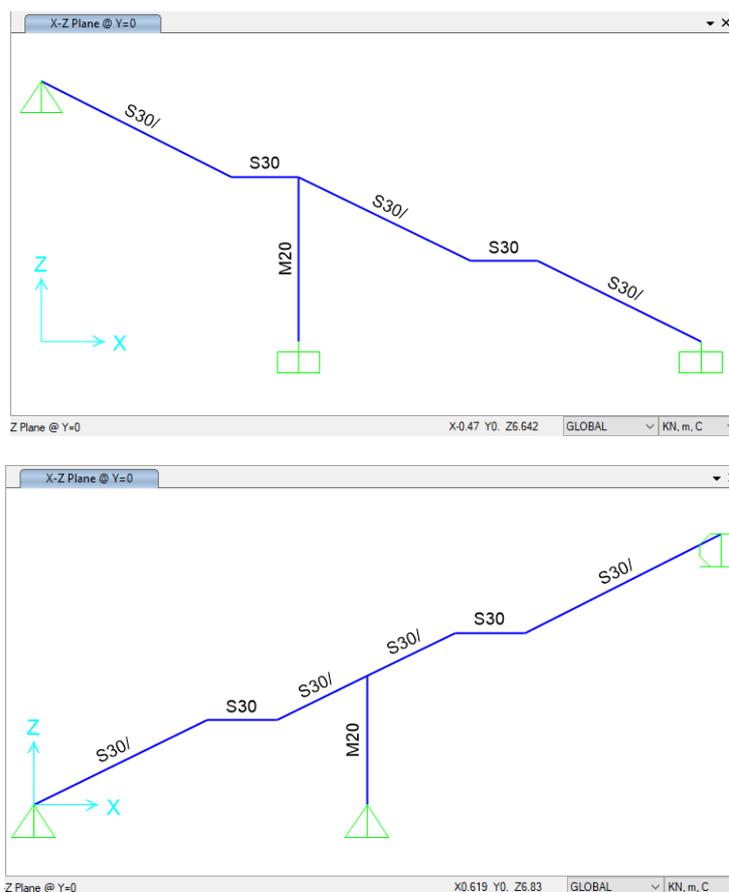




Figura 84. Modelli numerici delle scale fisse

6.3.4.1 Carichi e combinazioni

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

Carichi permanenti:

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

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

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

Carichi variabili

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

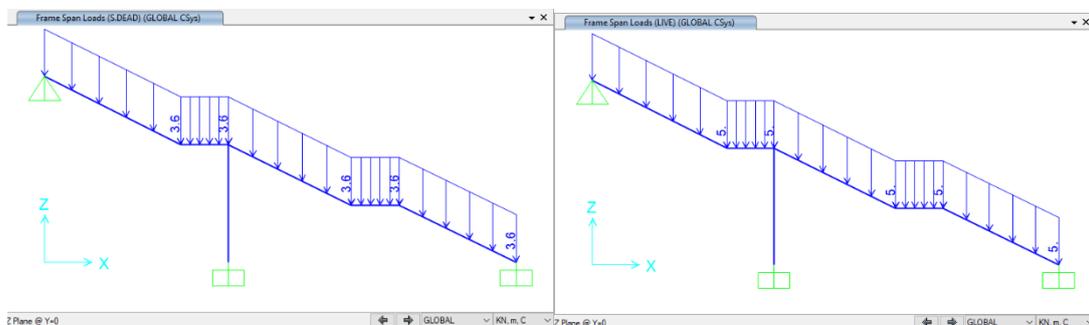


Figura 85. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili ($Live$ Load)



- Scala tipo 2: ($s = 1,20 \text{ m}$)

Carichi permanenti:

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

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

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

Carichi variabili

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

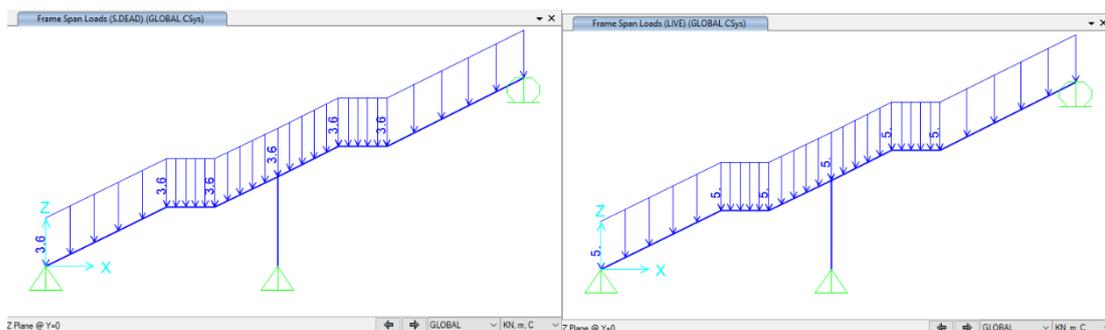


Figura 86. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili ($Live$ Load)

- Scala tipo 3: ($s = 1,20 \text{ m}$)

Carichi permanenti:

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

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

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

Carichi variabili

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

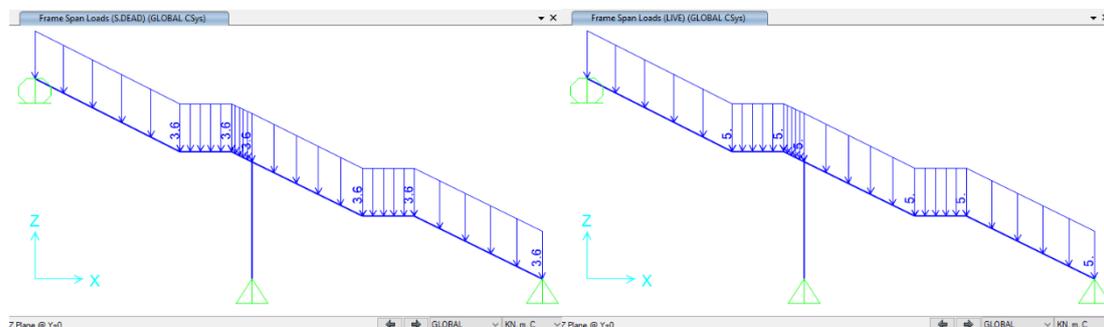


Figura 87. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)

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

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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

6.3.4.2 Risultati dell'analisi

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

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

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

L'ALLEGATO H sono riportati i risultati di interesse.

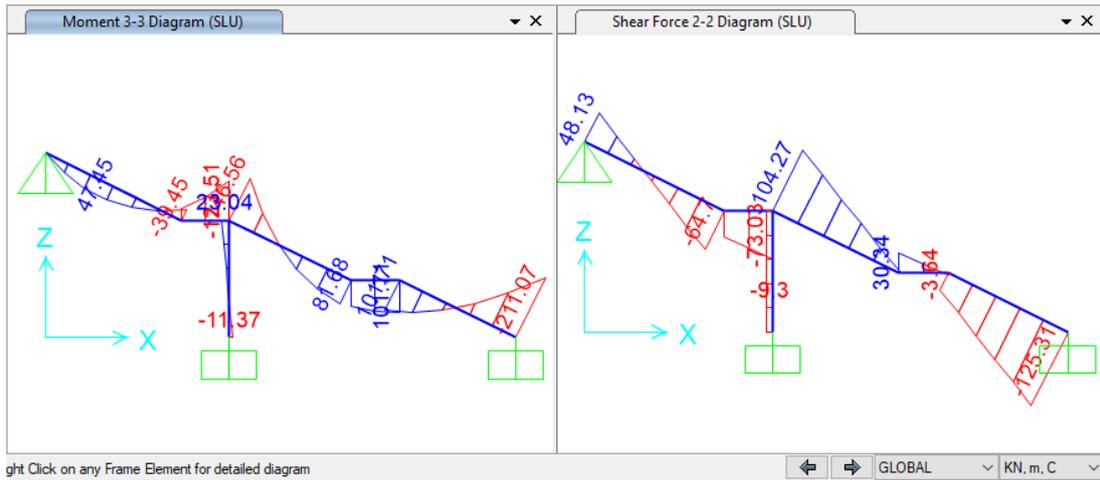


Figura 88. Momenti flettenti e tagli

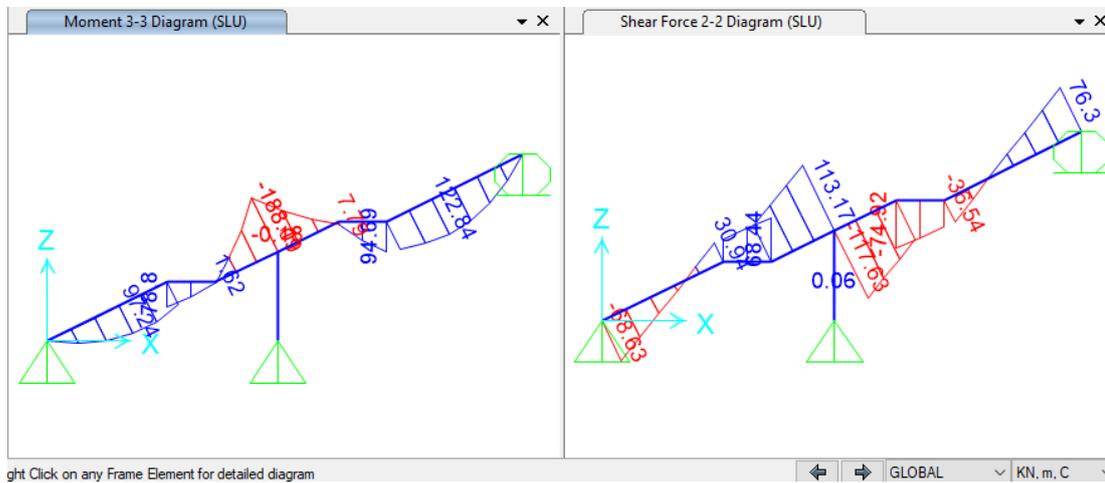


Figura 89. Momenti flettenti e tagli

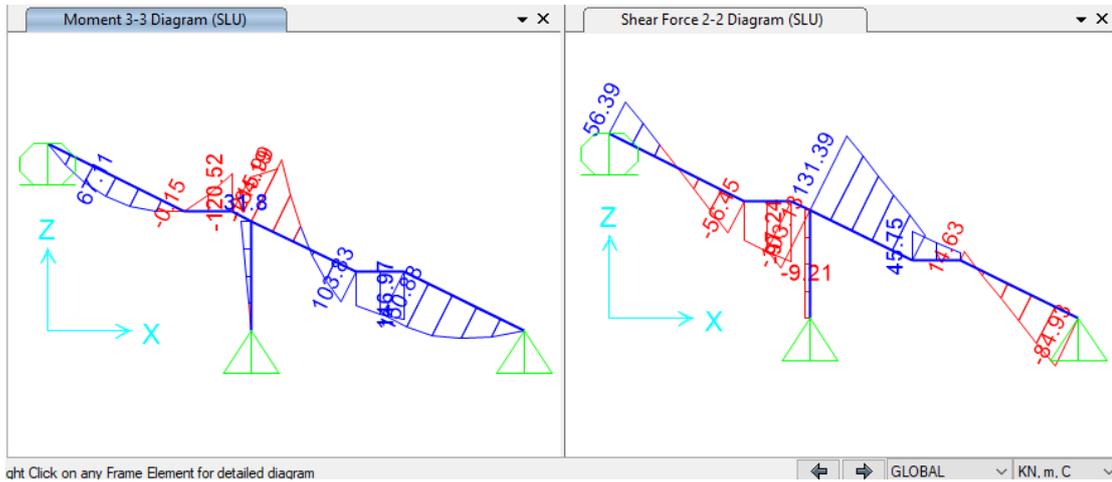


Figura 90. Momenti flettenti e tagli

6.3.4.3 Verifiche strutturali

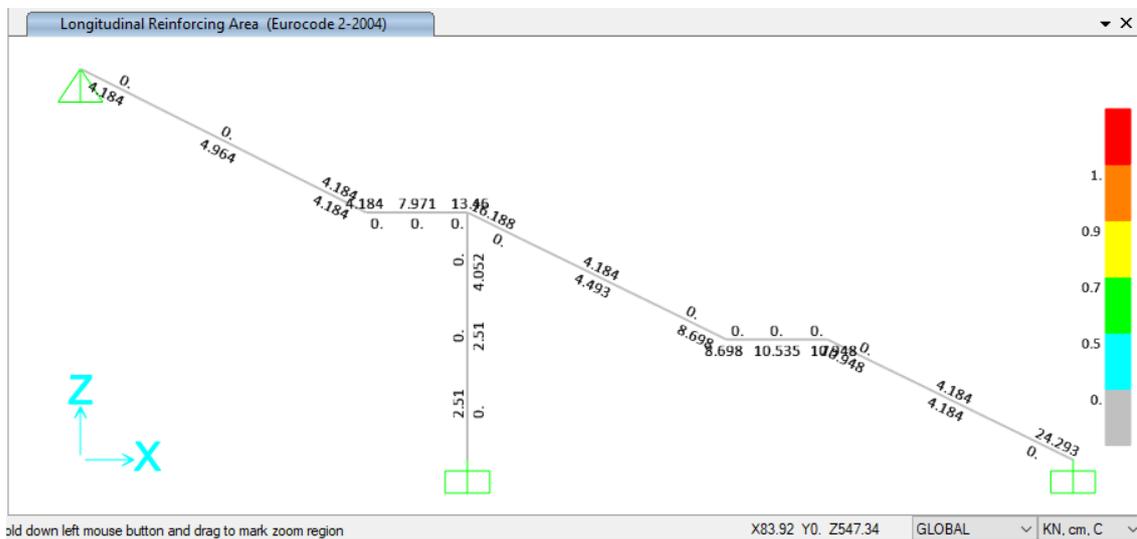


Figura 91. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 1 (cm²/m)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

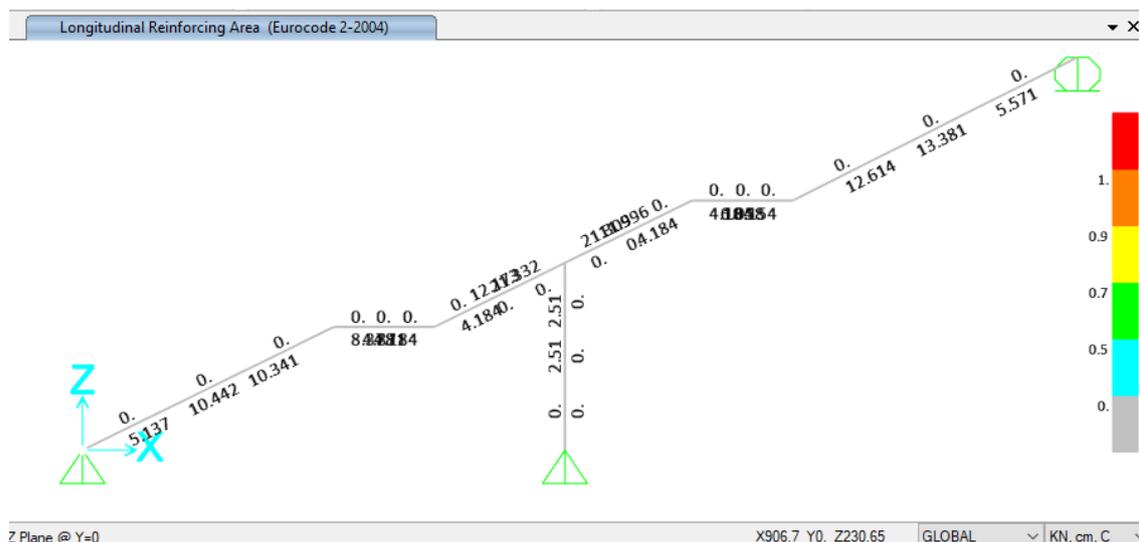
MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

- Verifica a flessione

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

Verifica a taglio

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


Figura 92. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 2 (cm²/m)

- Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle scale:

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



- Verifica a taglio

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

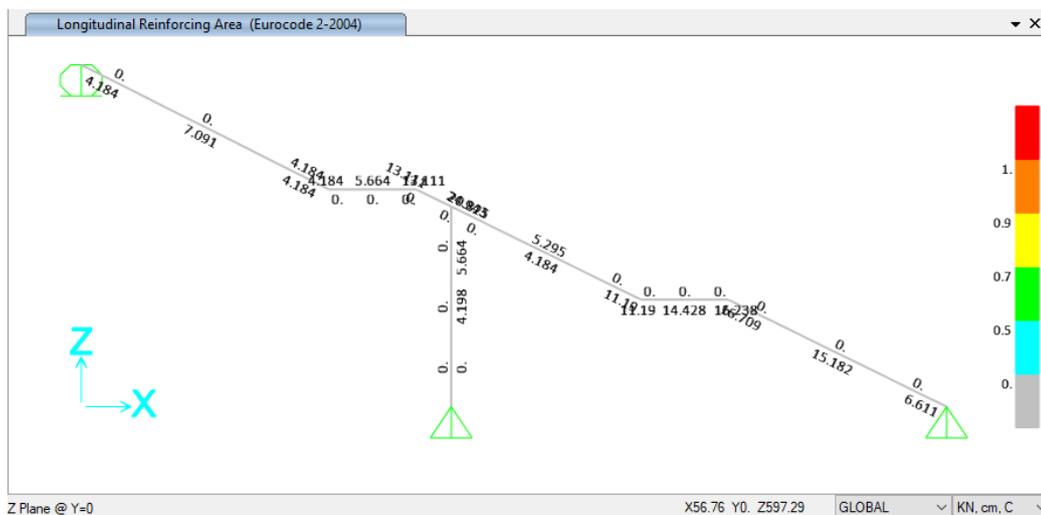


Figura 93. Rinforzo longitudinale – Scala tipo 3 (cm²/m)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

- Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle scale:

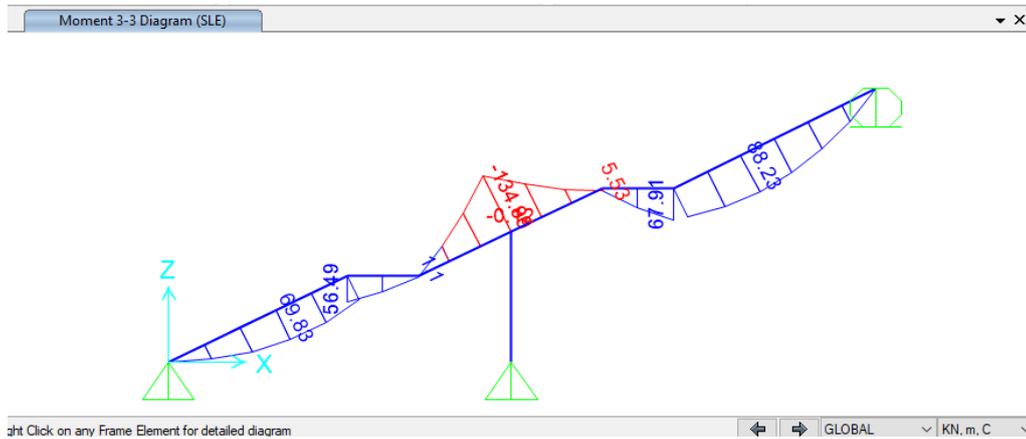
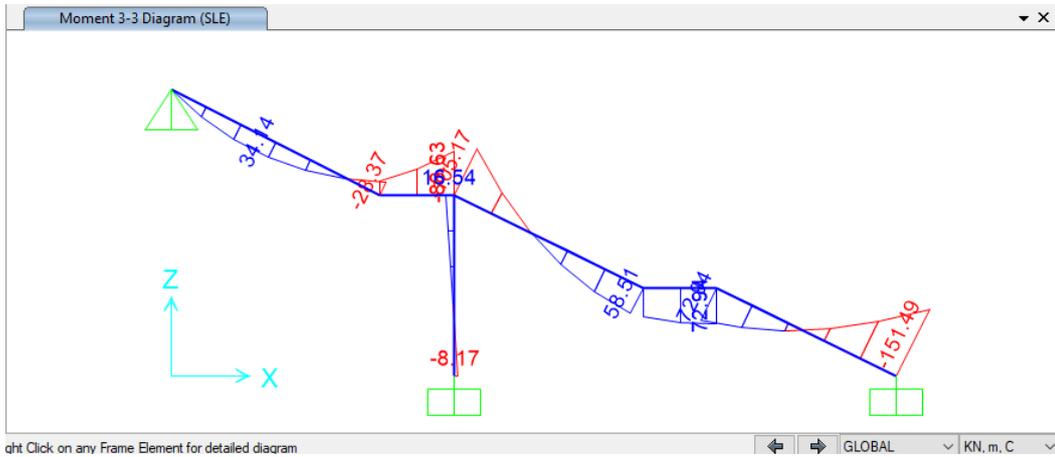
Scala tipo 3					
Span No	Spessore [cm]	Posizione	supporto sinistro/base	vano	supporto destro/alto
Span 1	30	Superiore	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 16/200 + Φ 22/200
		Inferiore	Φ 20/200	Φ 20/200	Φ 16/200
		Rep. Superiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
		Rep. Inferiore	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
Span 2	30	Superiore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

Verifica a taglio

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



- Verifiche SLE



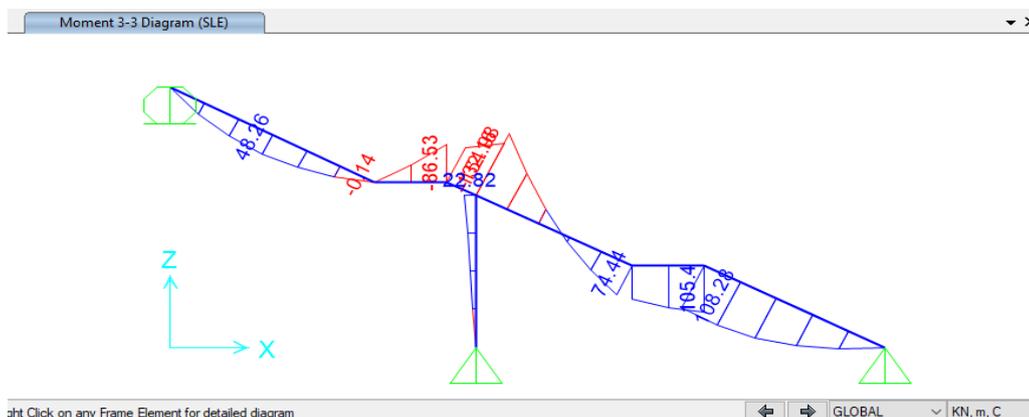


Figura 94. Momenti flettenti

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

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

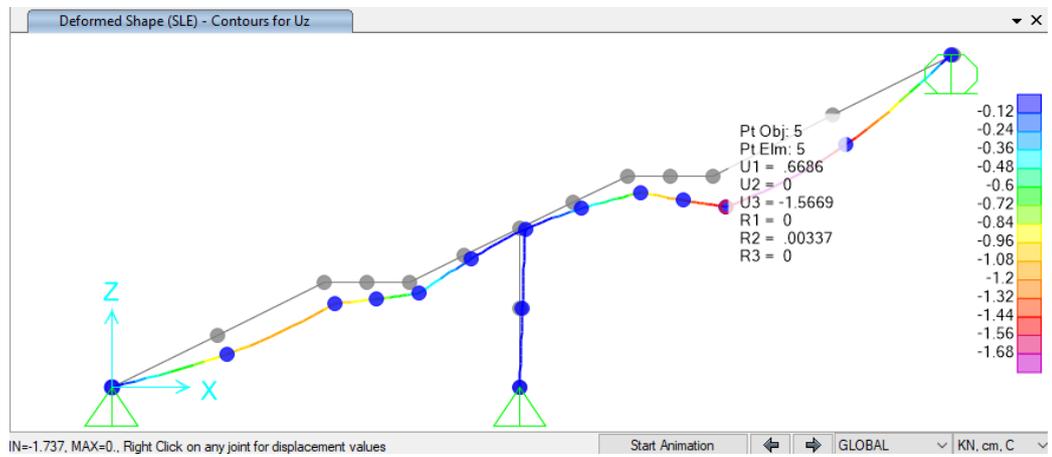
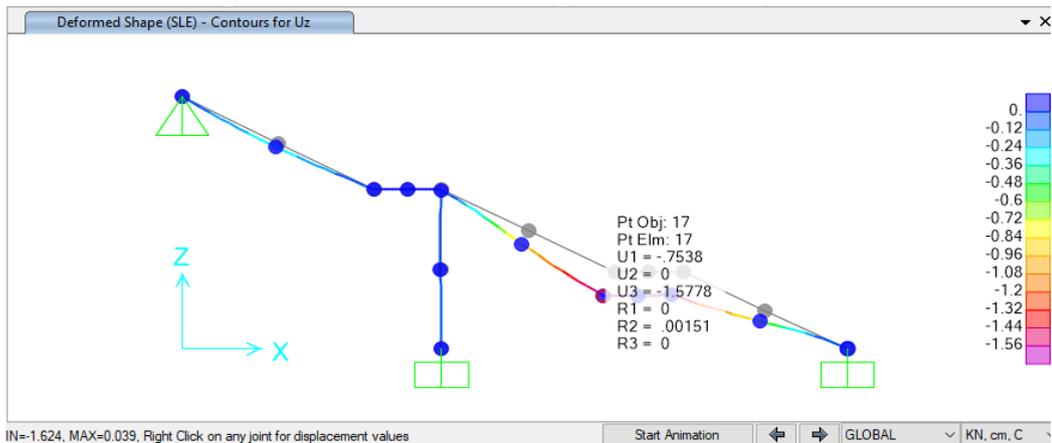
$$M_{\sigma_c} = M_{max} \text{ per } \sigma_{c, max} = 0,45 f_{ck} \quad \text{NTC2018 §4.1.2.2.5.1.}$$

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

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



ii) Verifica deformazione



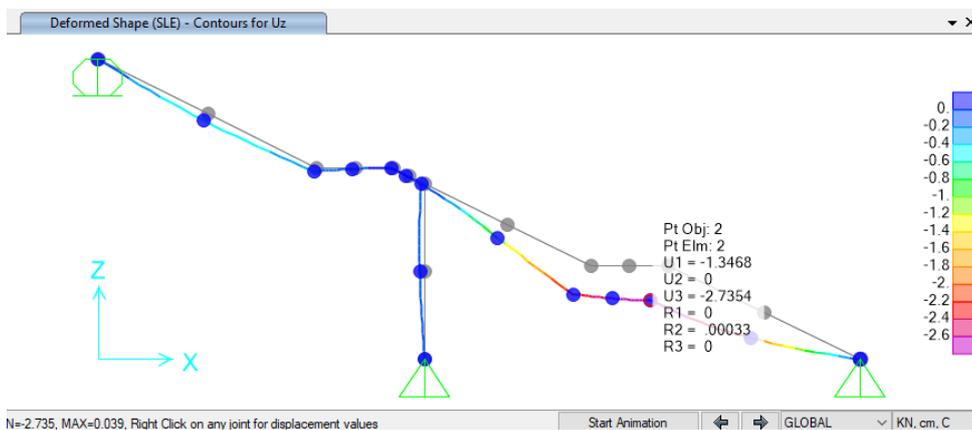


Figura 95. Reazioni e deformazione

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

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

L ... Luce libera della campata

Tabella 31 Verifica deformazione

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



6.3.5. Vasca Aggottamento

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

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

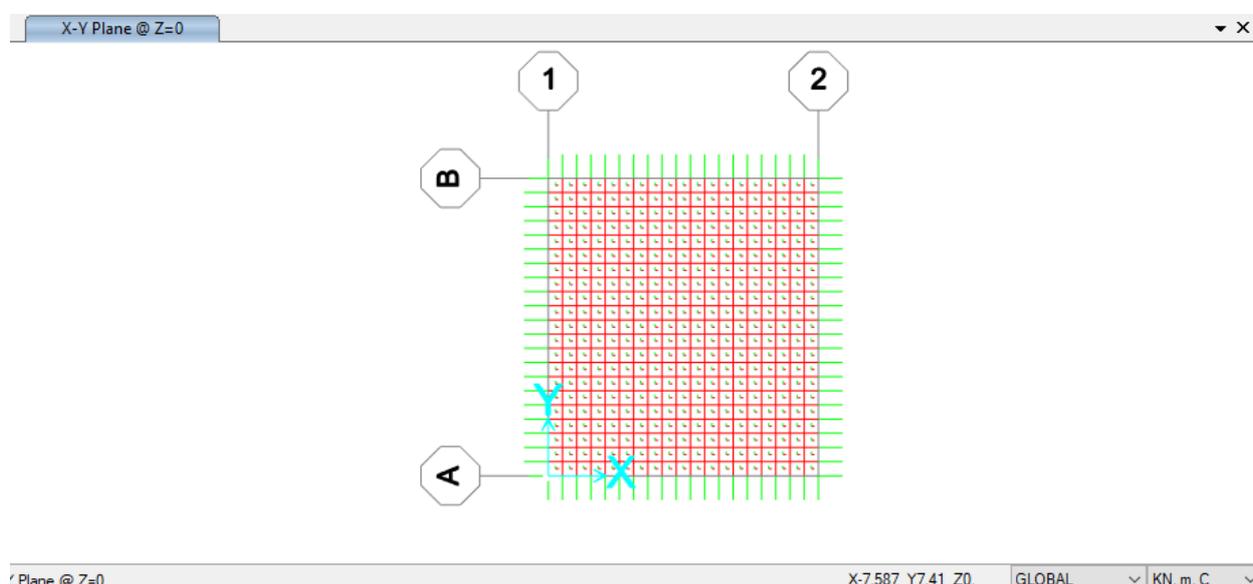


Figura 96. Modello della vasca aggottamento

6.3.5.1. Carichi e combinazioni

Carichi permanenti:

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

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

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

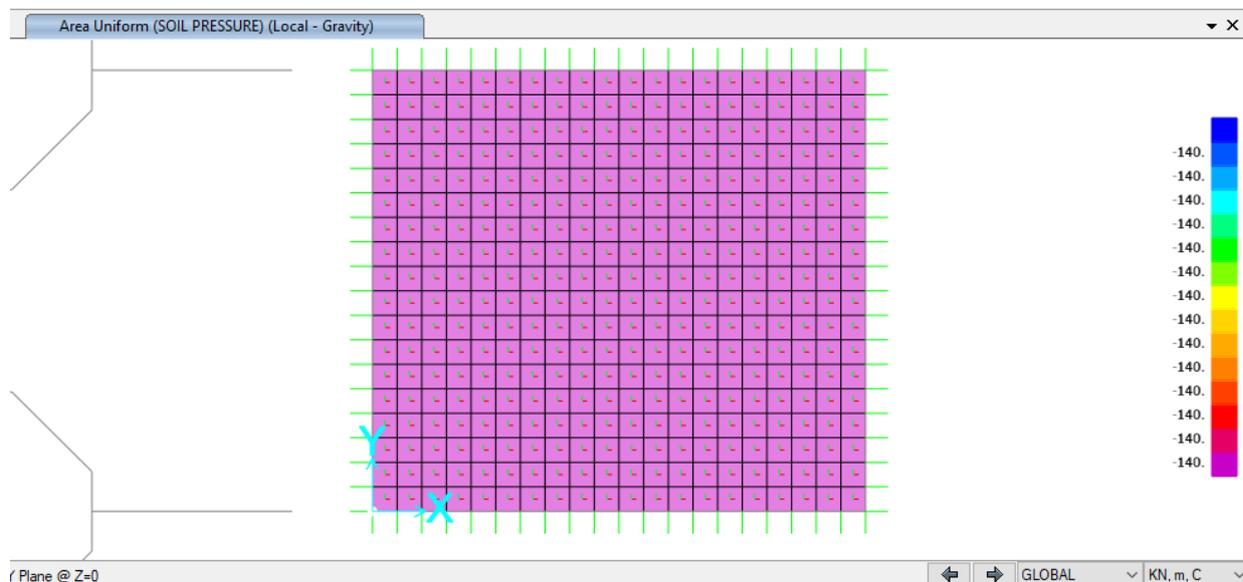


Figura 97. Soil pressure

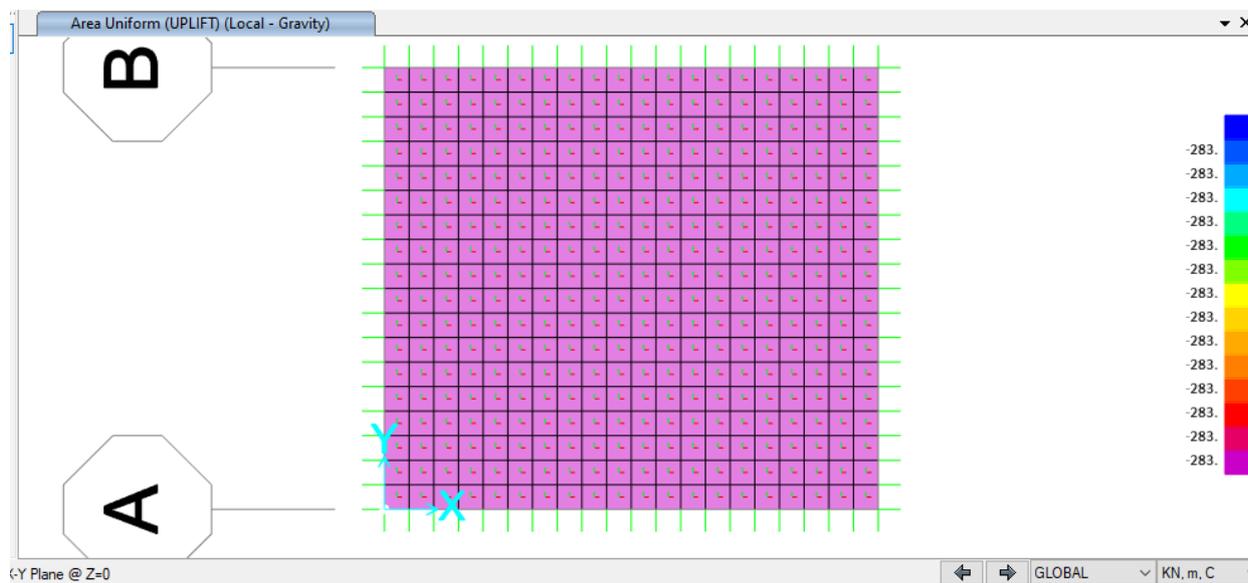


Figura 98. Sottopressione

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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

6.3.4.4 Risultati dell'analisi

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

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

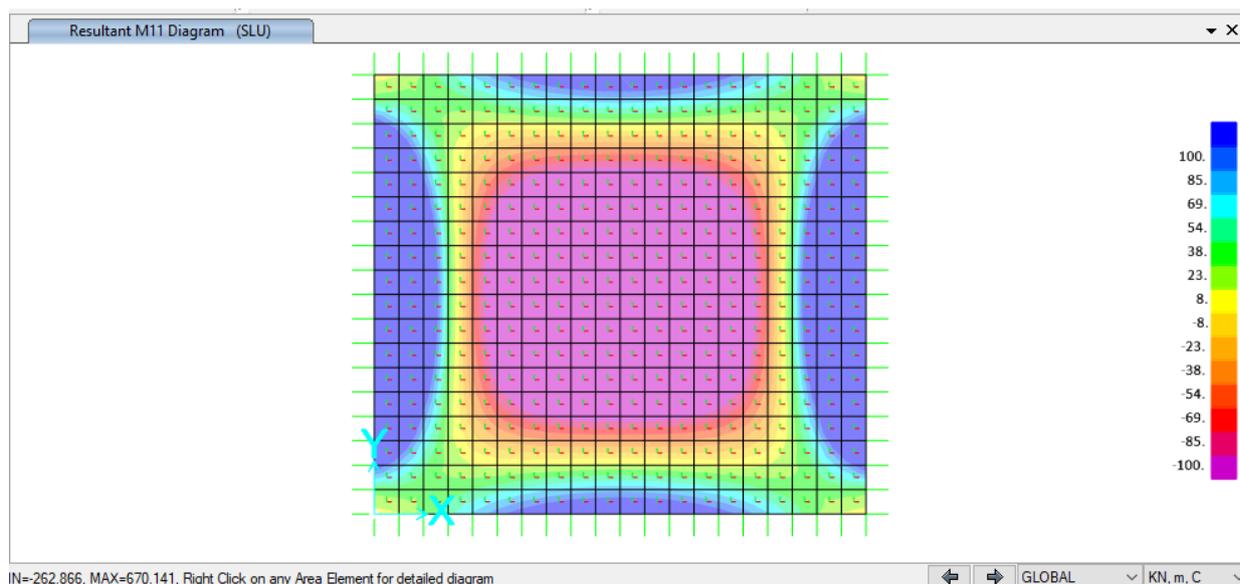


Figura 99. Moment in M11 Direction

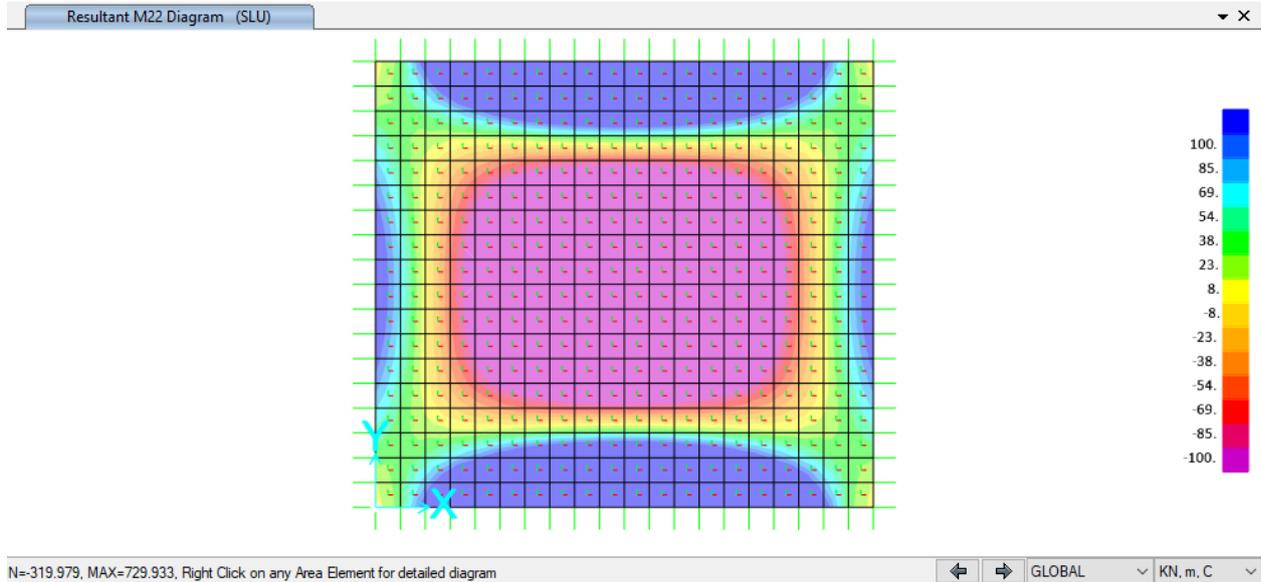


Figura 100. Moment in M22 Direction

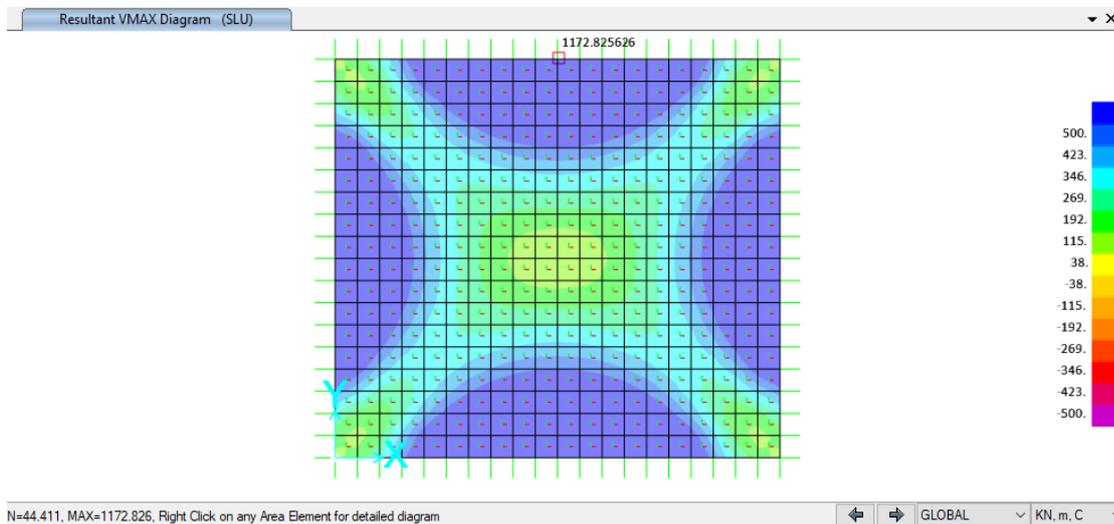


Figura 101. Taglio massimo

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

6.3.4.5 Verifiche strutturali

- Verifica SLU

spessore di soletta = 60cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC2018 §4.1.6.1.1.

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

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

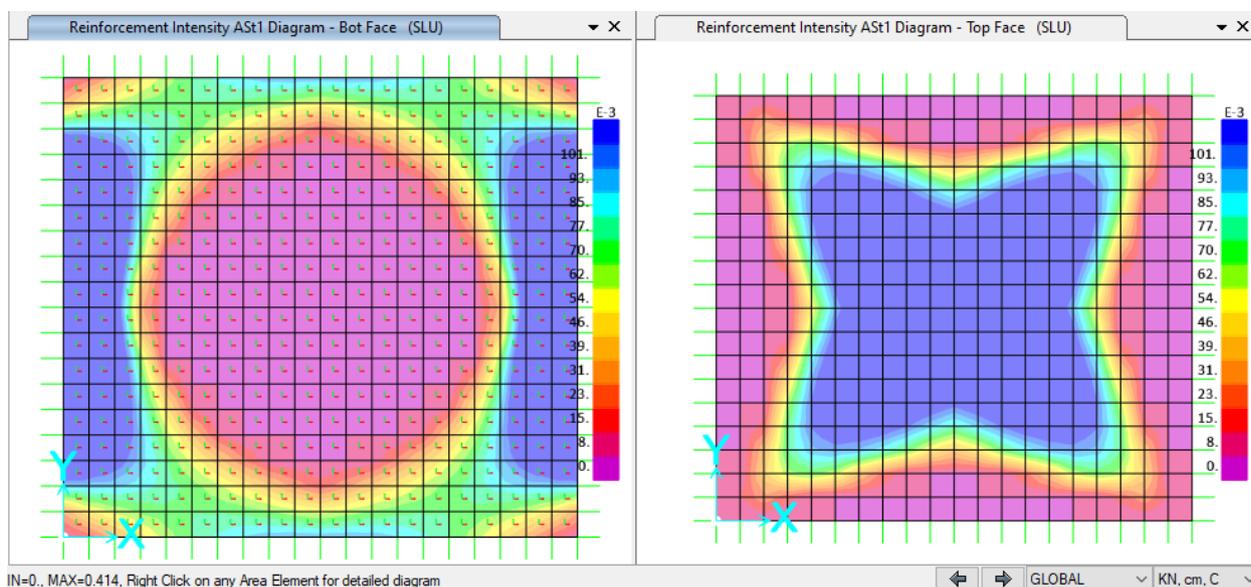


Figura 102. Acciaio di rinforzo A_s (cm²/cm) - direzione longitudinale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

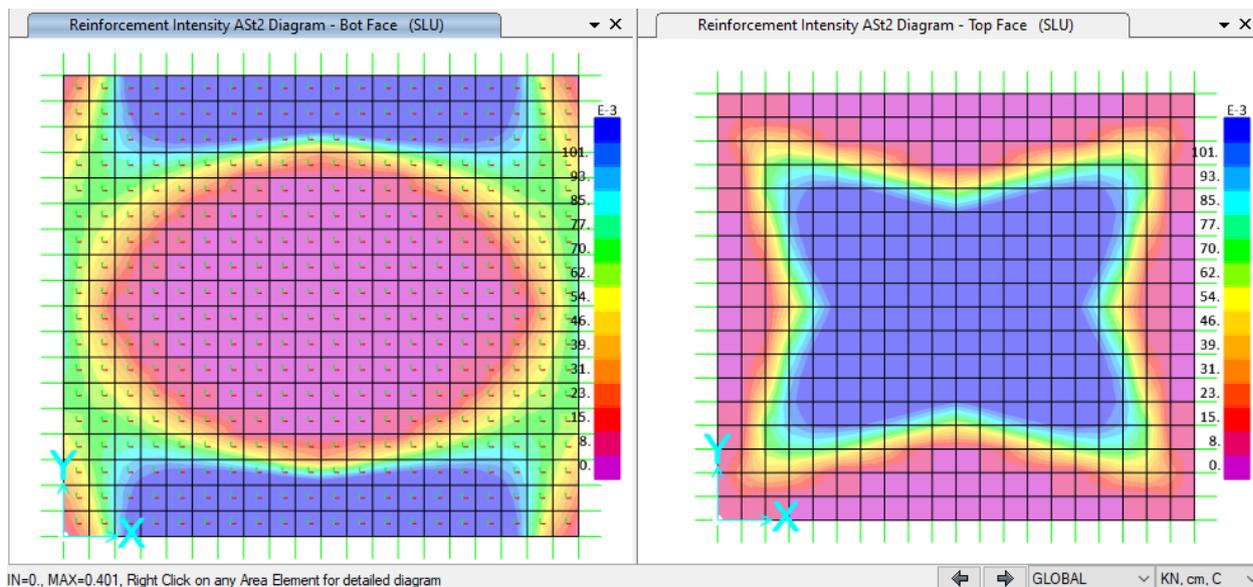


Figura 103. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle Vasca Aggottamento:

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

Verifica a taglio

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

- Verifiche SLE

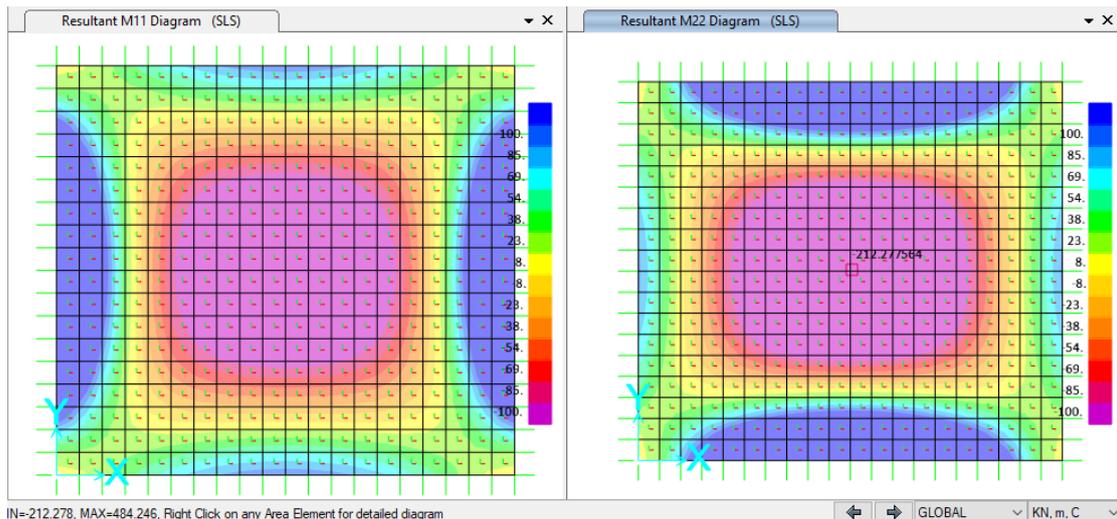


Figura 104. Momento flettente M11 & M22 – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

$$M_{lim} = \min [M_{0,30}; M_{\sigma_c}; M_{\sigma_s}]$$

Dove,

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

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

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

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
Span	60	25	φ24/100	φ18/200	225	895
Support	60	25	φ24/100	φ18/200	500	895

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

ii) Verifica deformazione

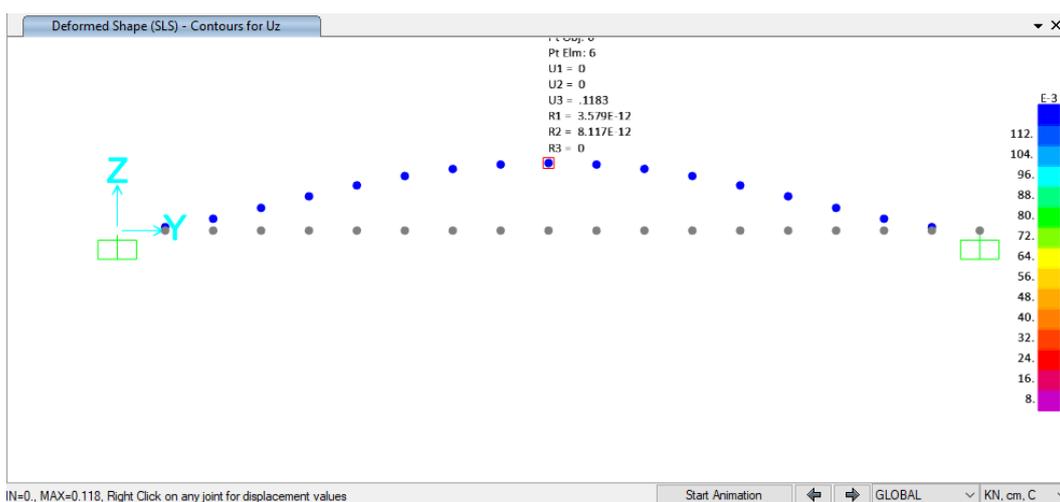


Figura 105. Deformazione SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

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

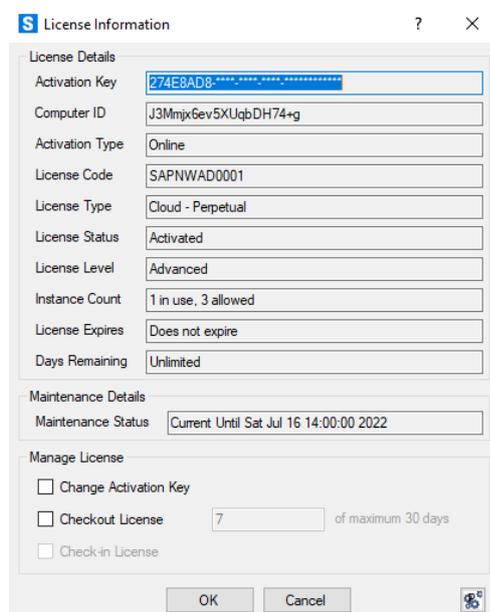
L ... Luce libera della campata

Tabella 32 Verifica deformazione

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

6.4 VALIDAZIONE DEI MODELLI DI CALCOLO

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



Nella presenta nota tecnica si presentano le verifiche sintetiche atte a consentire il giudizio di accettabilità dei risultati così come previsto dal §10.2.1 del D.M. 17/01/2018, ricostruendo le

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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 33 Risultati estratti da Plaxis e SAP2000 con la variazione percentuale

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

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

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ALLEGATO A

Resultati delle analisi per le fasi costruttive



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

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

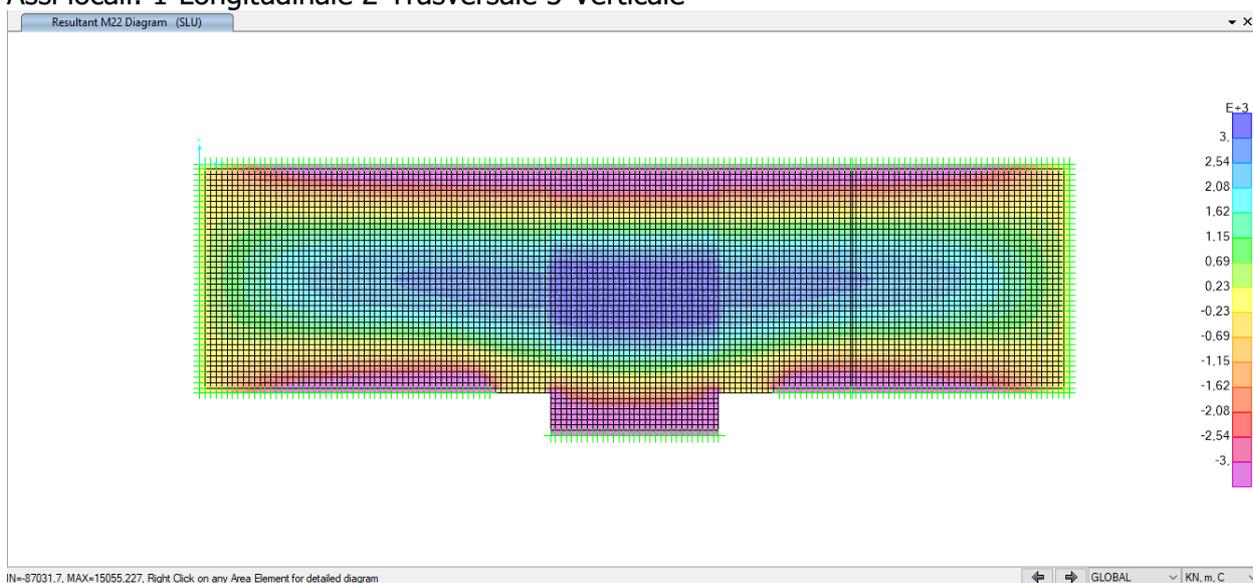


Figura 106. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

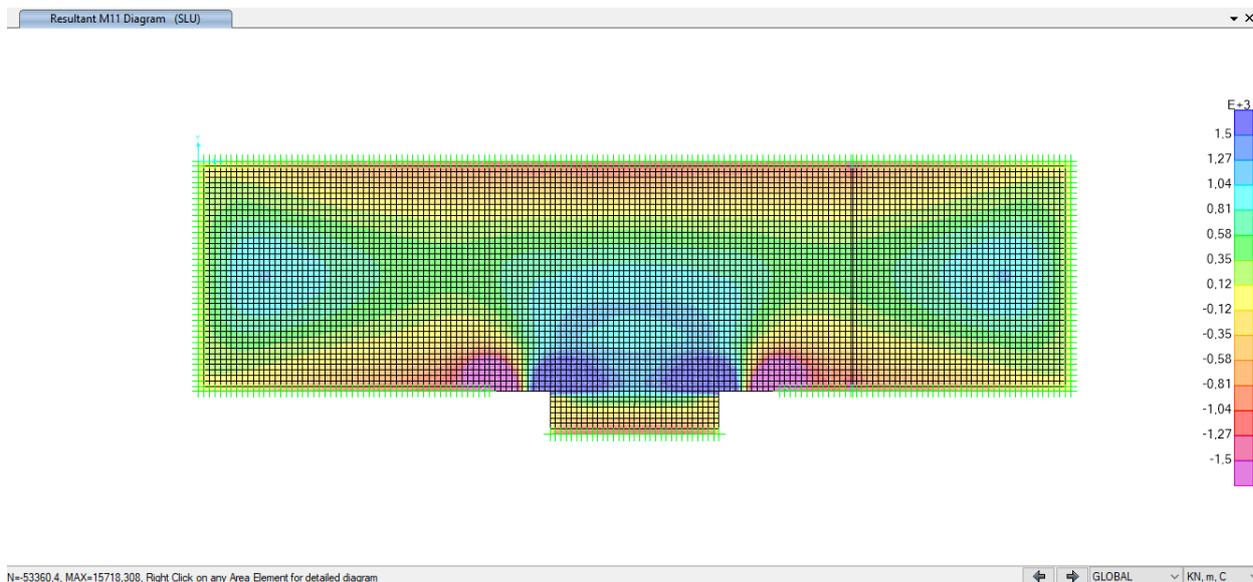


Figura 107. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

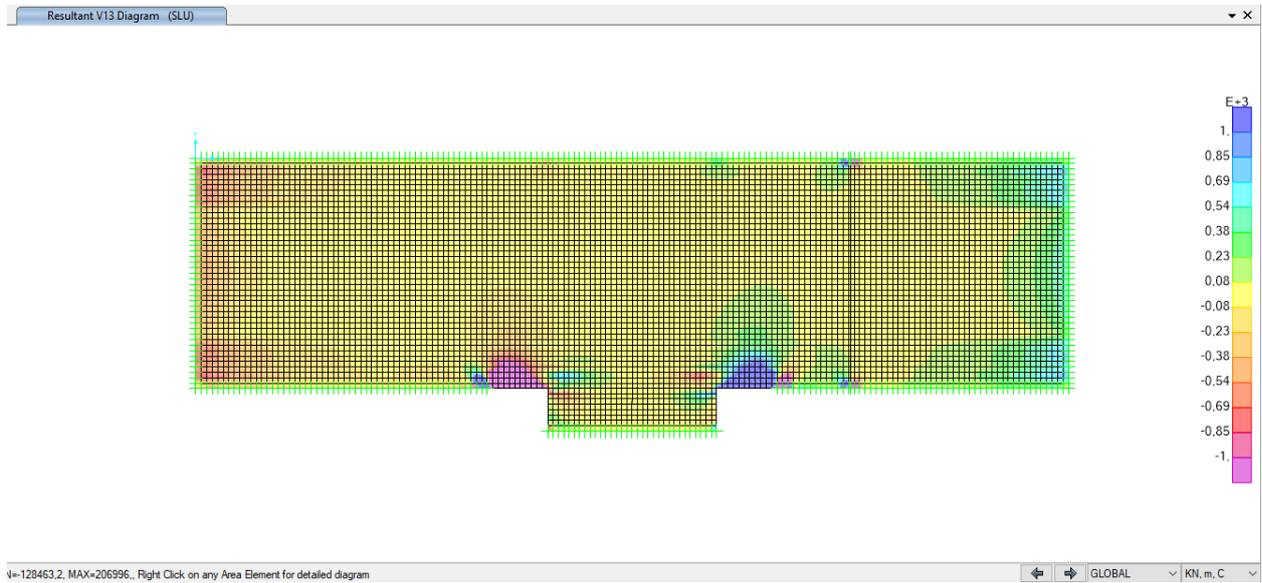


Figura 108. Forza di taglio V13

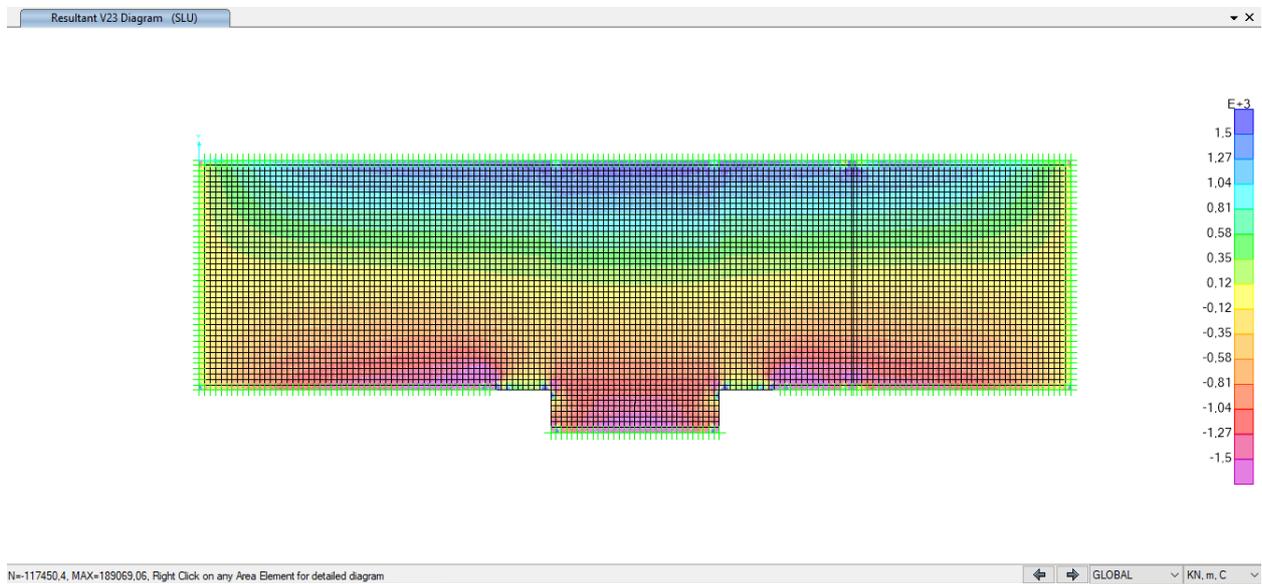


Figura 109. Forza di taglio V23



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 =	26	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A _s =	106.1	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0088		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} =	577	kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [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
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}
f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f _{cd} = 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:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctga} + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$ [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			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctga} + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd} =	3553	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



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	=	26 mm	diametro armatura
n°	=	20	numero barre
A _s	=	106.1 cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l	=	0.0088	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}	=	577 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$			
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	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
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}	=	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})



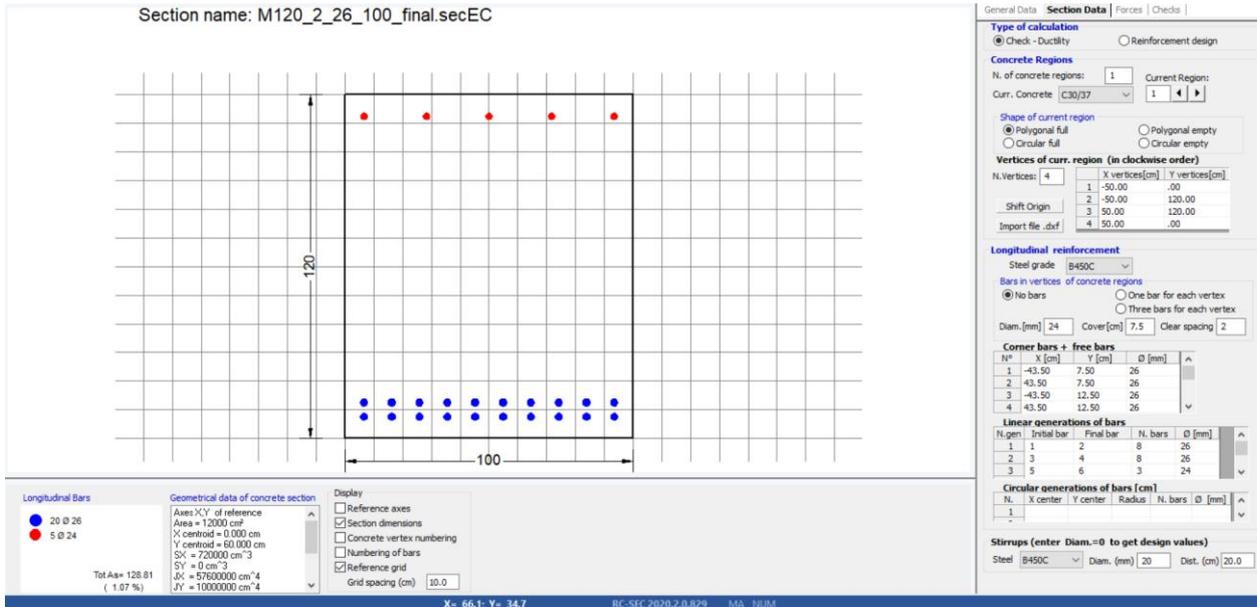
CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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



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

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

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 cm²

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

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

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

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

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ALLEGATO B

Resultati Soletta di Copertura (Piano Strada)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

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

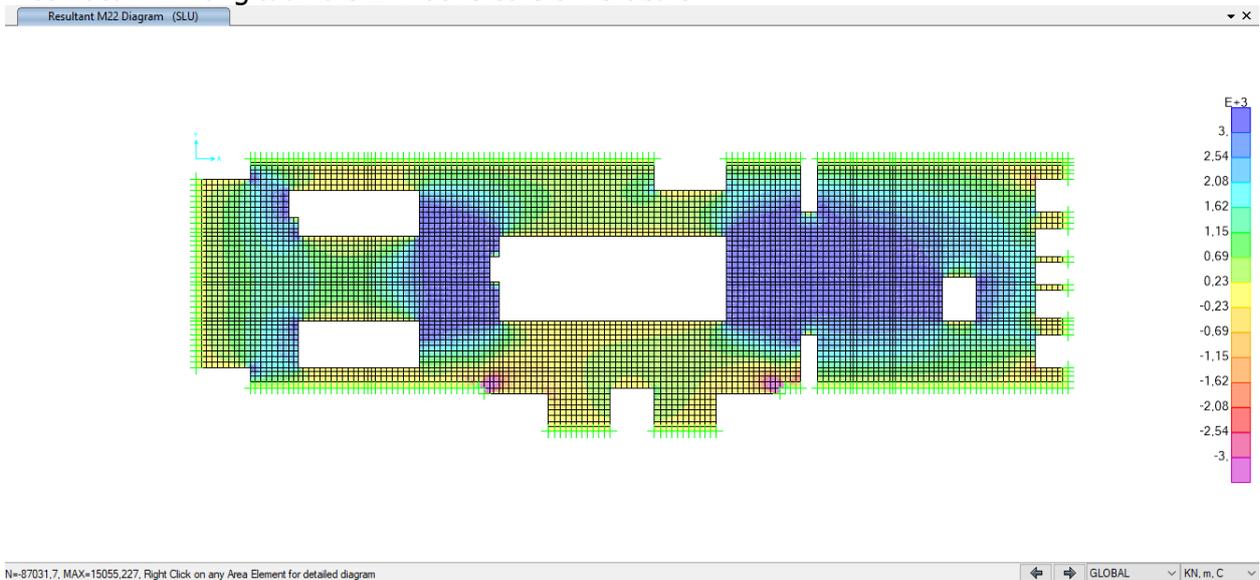


Figura 110. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

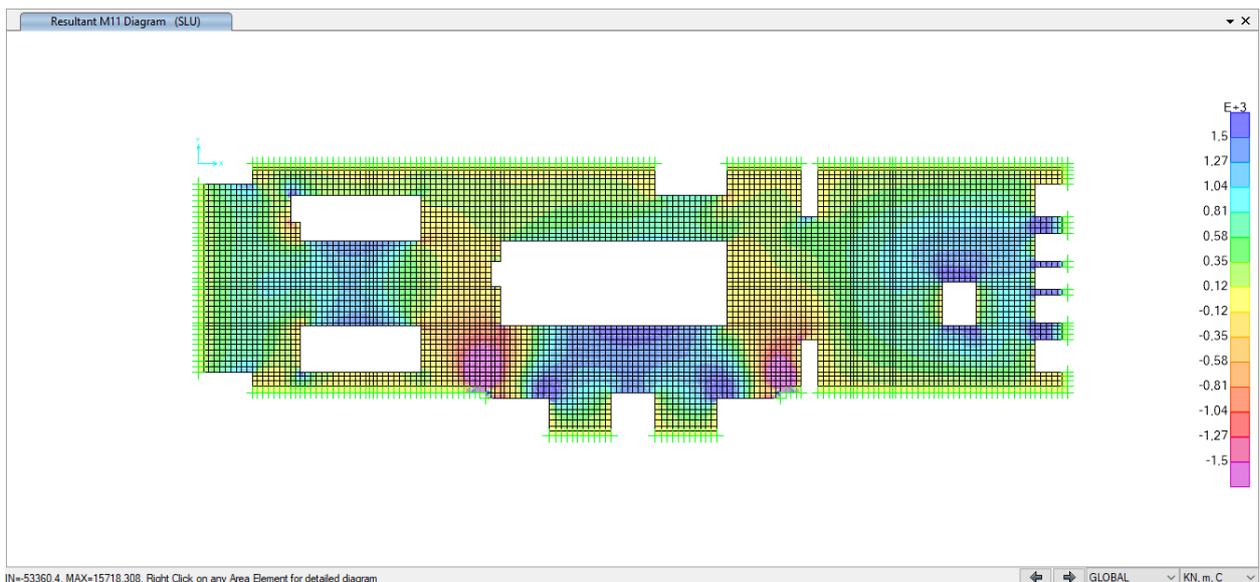


Figura 111. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1



Figura 112. Forza di taglio V13

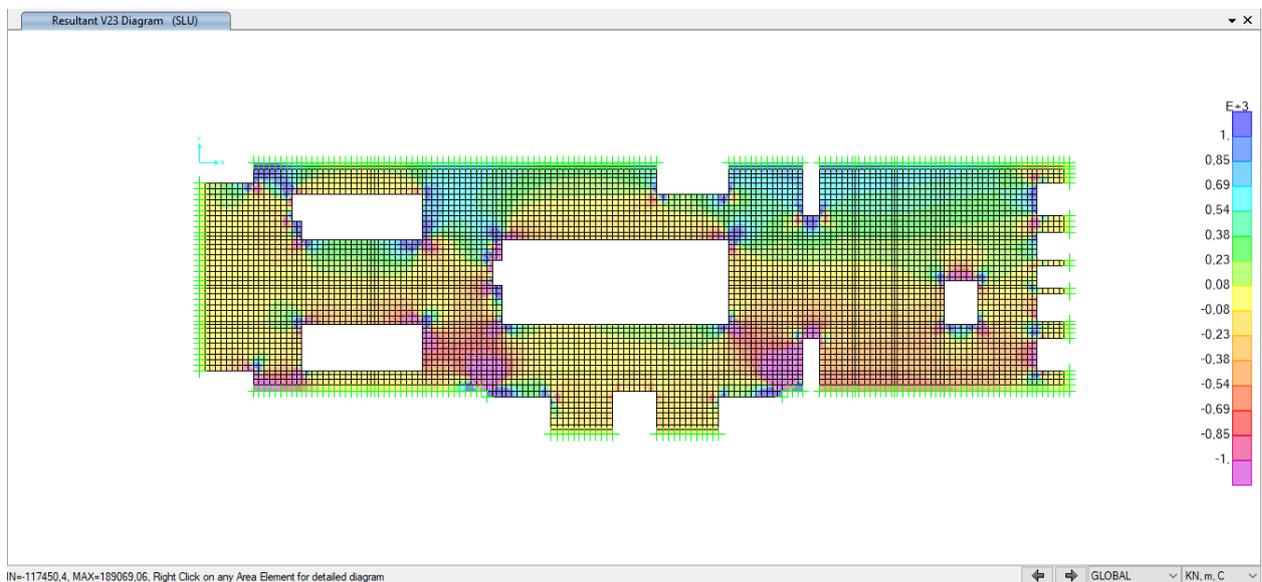


Figura 113. Forza di taglio V23



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 =	30	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A _s =	141.3	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0118		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} = 635 kN			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{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}
f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f _{cd} = 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})			



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 =	30	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A _s =	141.3	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0118		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} =	635	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 _{tk} 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
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 _{od} 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 _{od}) 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:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$ [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			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
	V_{Rd} =	888	kN resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ALLEGATO C

Risultati Soletta Intermedia (piano Atrio)



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

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

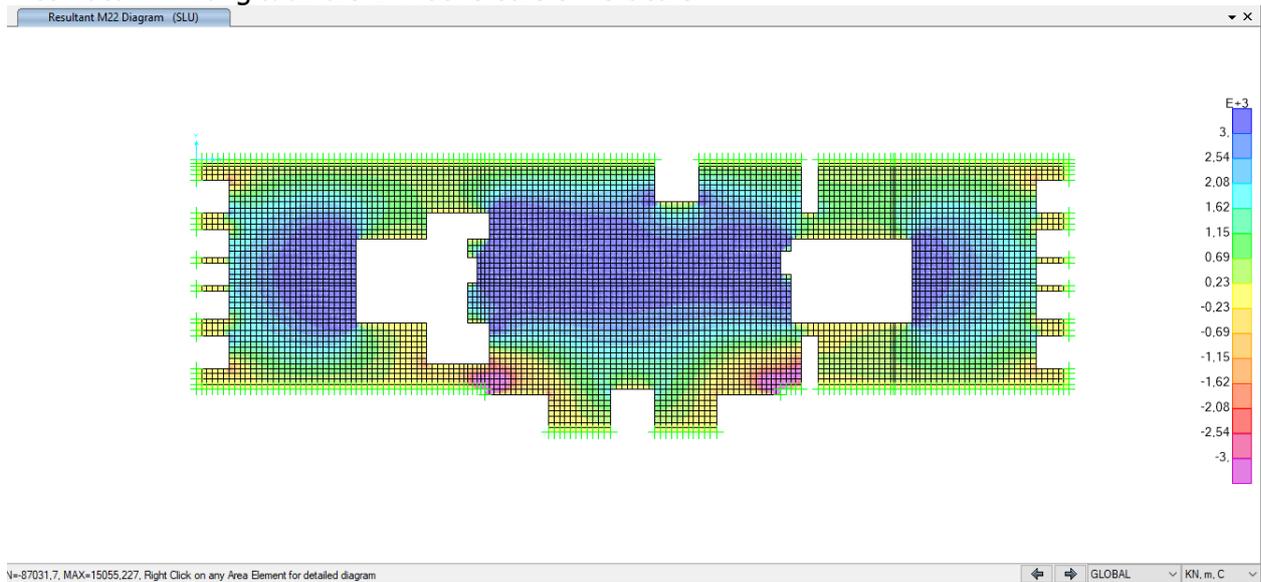


Figura 114. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

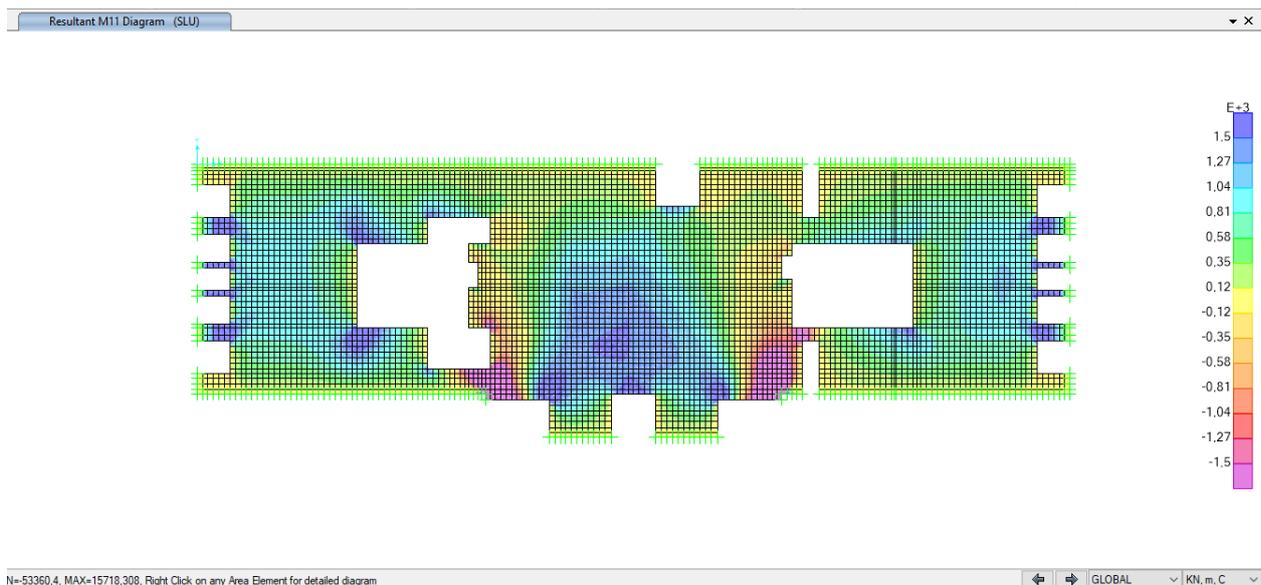


Figura 115. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)

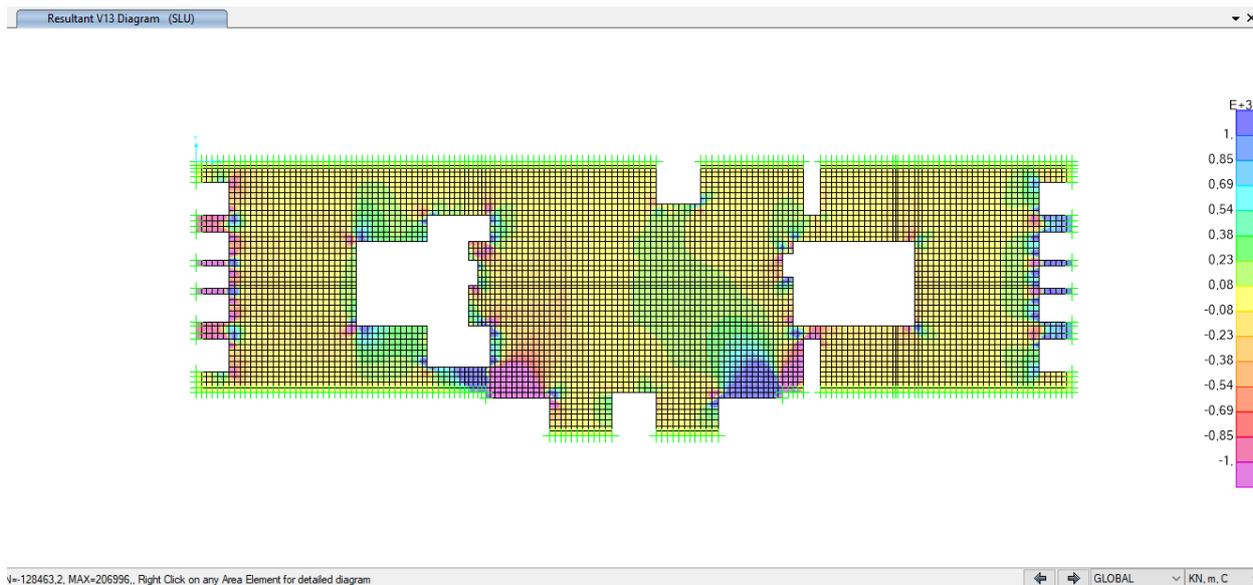


Figura 116. Forza di taglio V13

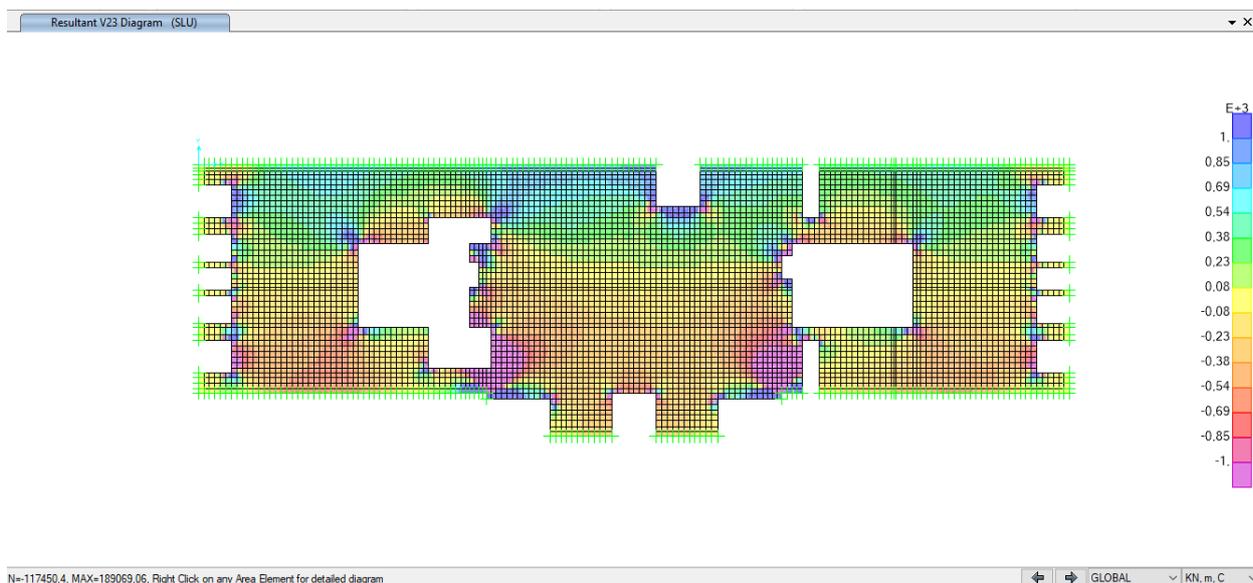


Figura 117. Forza di taglio V23



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 =	30	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A _s =	141.3	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0118		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} = 635 kN			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}, v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{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
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}
f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f _{cd} = 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:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
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			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V_{Rd} = 3553 kN resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})			



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 =	30	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A _s =	141.3	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0118		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} =	635	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 _{tk} 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
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 membrane non compresse
		1 + σ _{cp} /f _{od}	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 _{od})	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:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [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			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
	V_{Rd} =	888	kN resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ALLEGATO D

Risultati Soletta Intermedia (Primo Mezzanino)



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

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

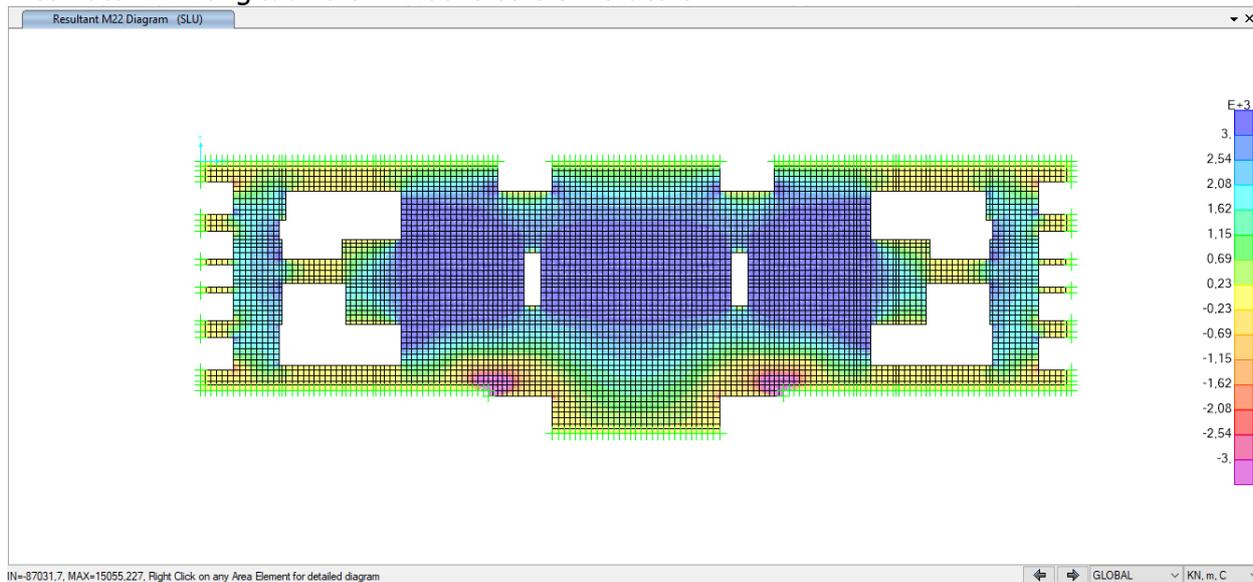


Figura 118. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

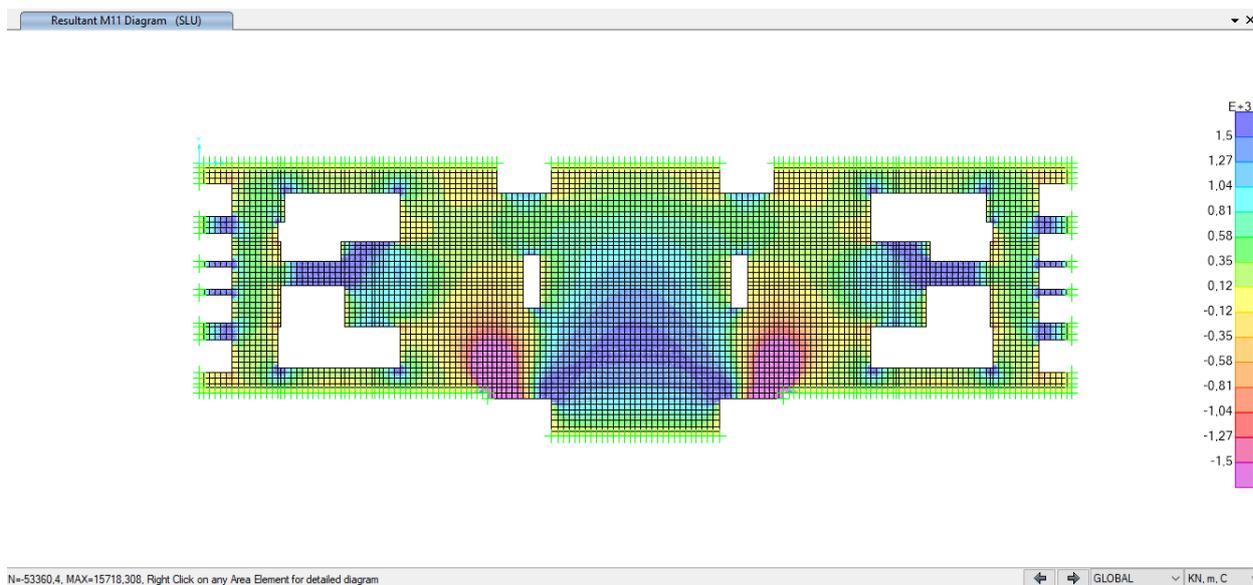


Figura 119. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)

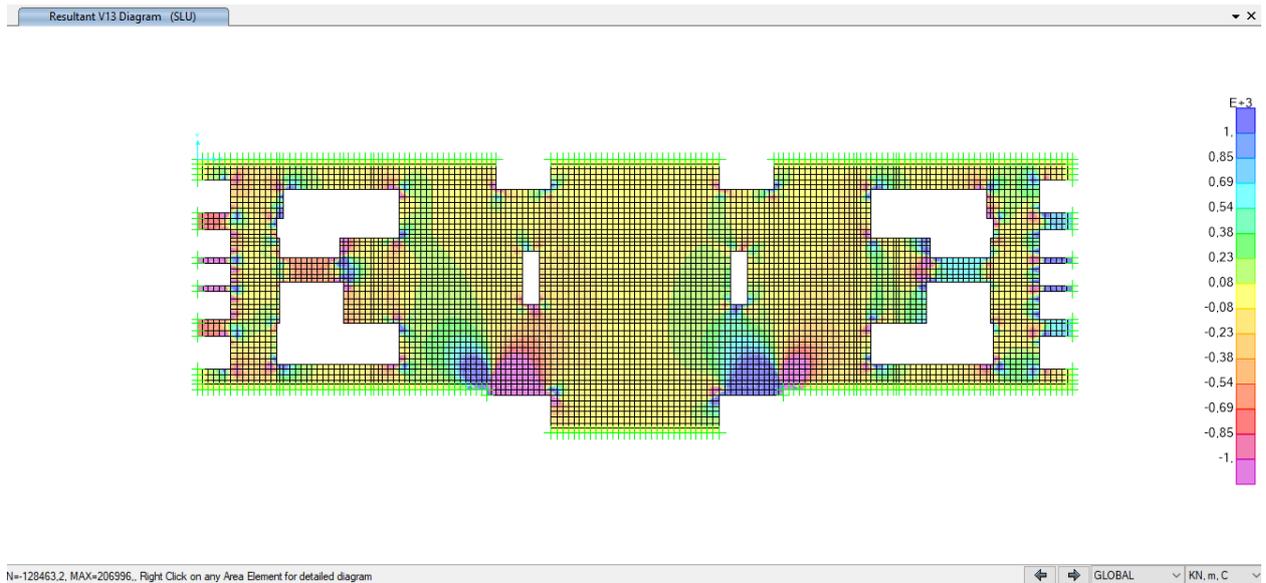


Figura 120. Forza di taglio V13

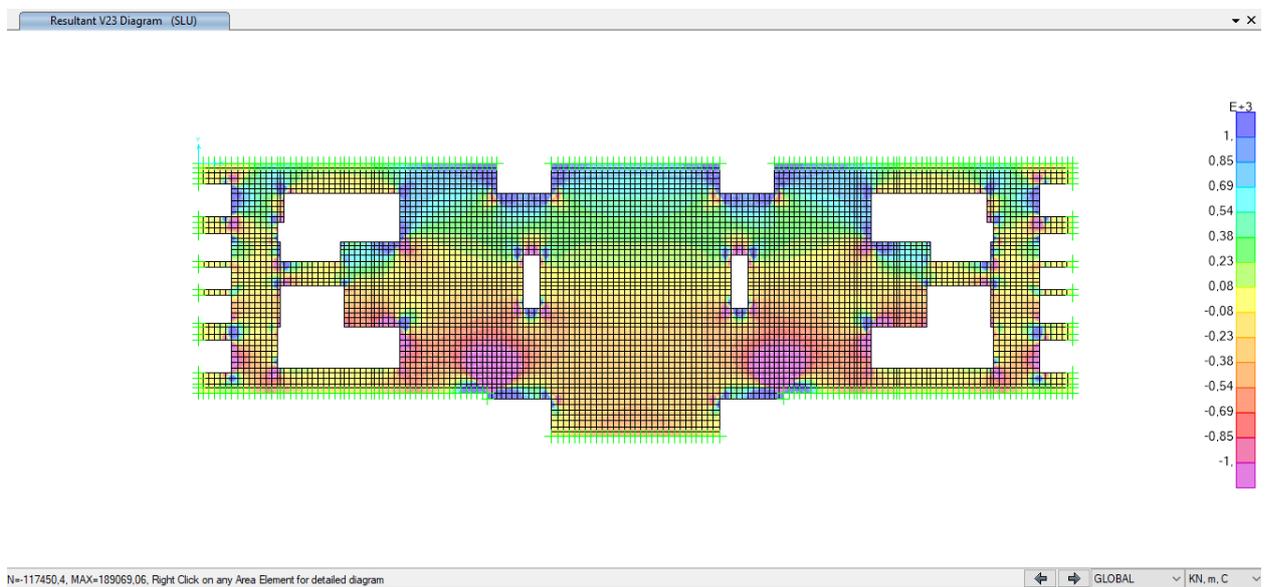


Figura 121. Forza di taglio V23



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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 =	30	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A _s =	141.3	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0118		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} = 635 kN			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}, v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{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
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}
f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f _{cd} = 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:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
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			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V_{Rd} = 3553 kN resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})			



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 =	30	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A _s =	141.3	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0118		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} = 635 kN			
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{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° =	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
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}
f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f _{cd} = 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})			

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ALLEGATO E

Resultati Solettone di fondo (piano sottobanchina)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

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

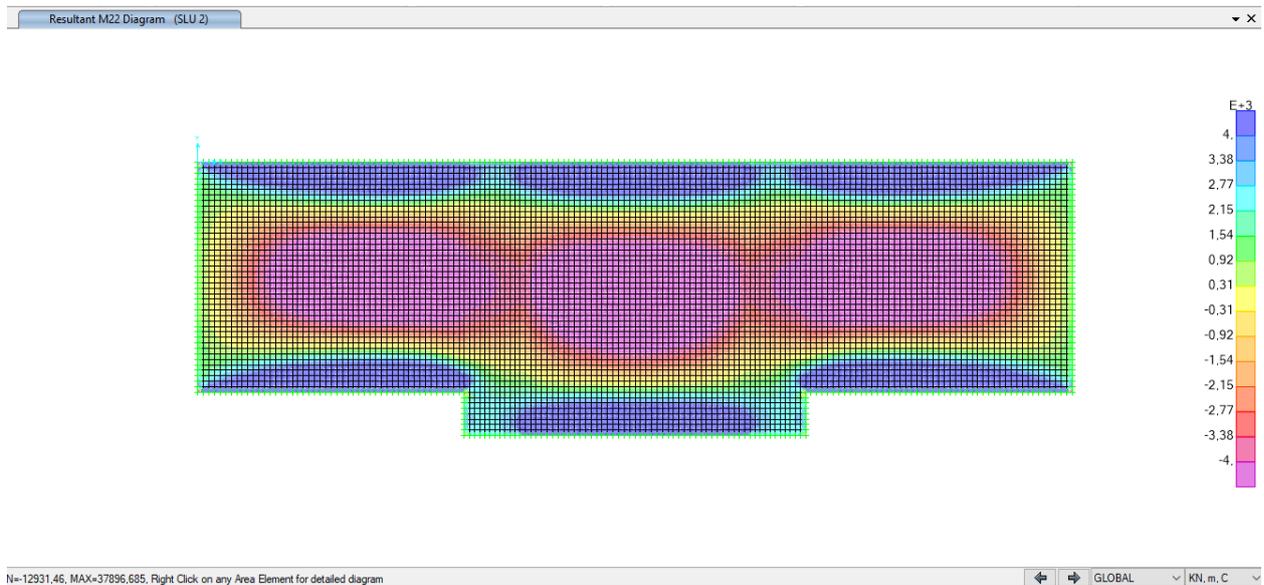


Figura 122. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

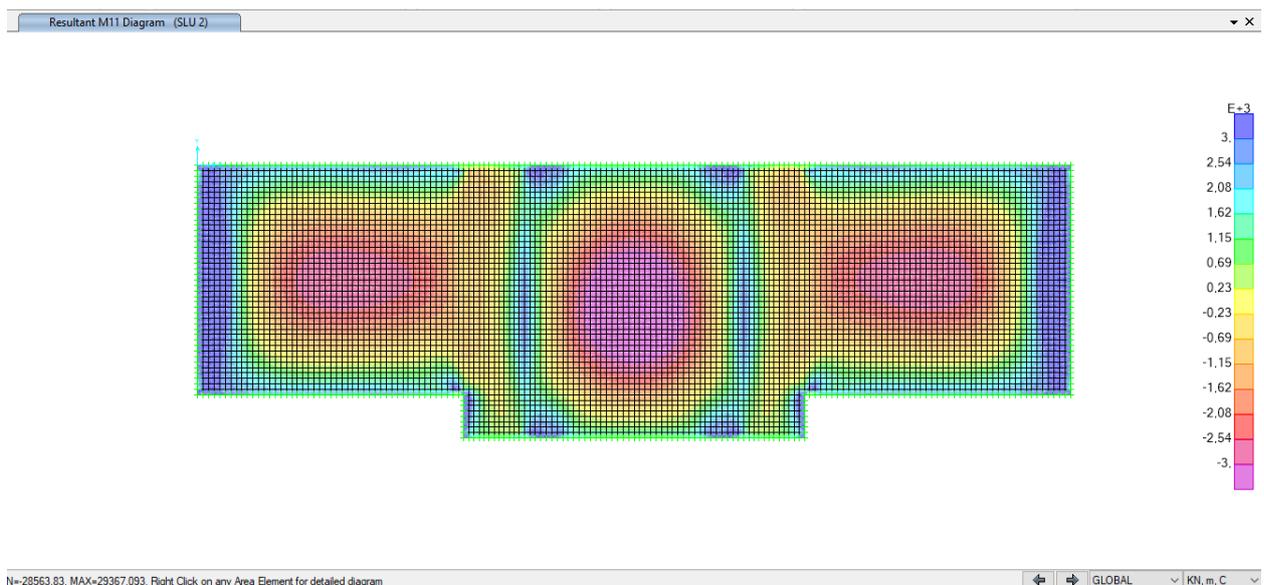


Figura 123. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

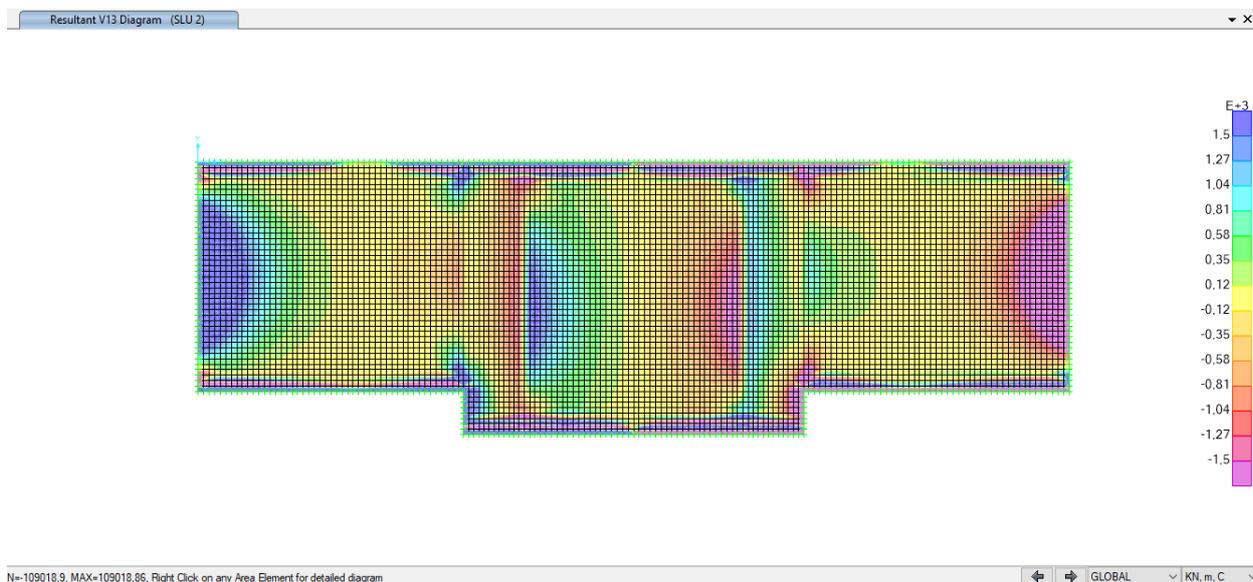


Figura 124. Forza di taglio V13

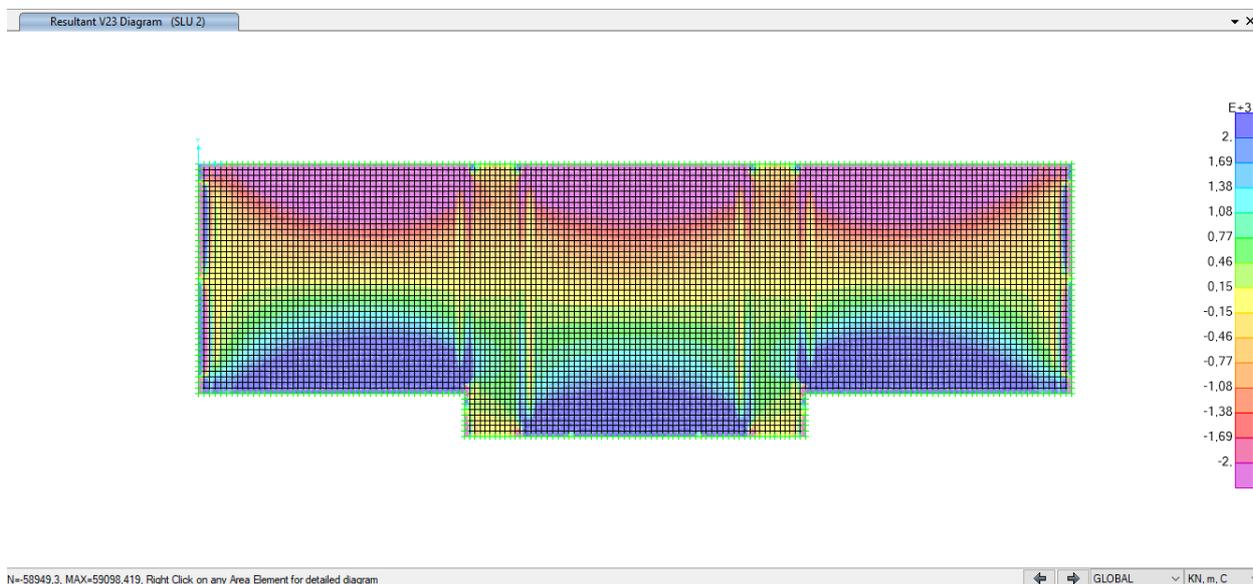


Figura 125. Forza di taglio V23



Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	180	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	172.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	32	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A _s =	160.8	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0089		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} =	837	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 _a espresso in MPa			
$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$			
$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{tk}^{1/2}$			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
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
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} =	5449	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} =	6347	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} =	5449	kN <i>resistenza di calcolo min(V_{Rsd};V_{Rcd})</i>



Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	180	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	172.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	32	mm	diametro armatura
n° =	20		numero barre
A _s =	160.8	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0089		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} =	837 kN	
			Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con
			$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]
			con
			f _a 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° =	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
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} =	1362 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} =	6347 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} =	1362 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ALLEGATO F

Resultati Fodere Interne



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

- Fodere interne

Tabella 34 Calcolo incremento dinamico

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

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

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

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

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

Incremento dinamico di spinta del terreno			
altezza del fodera "H"	4.65	[m]	
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5	[kN/m ³]	
altezza della fodera da piano campagna "H "	7.95	[m]	
Incremento dinamico di spinta del terreno	5.91	[kN/m]	$\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H^2$

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

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

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

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

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

Incremento dinamico di spinta del terreno			
altezza del fodera "H"	4.65	[m]	
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5	[kN/m ³]	
altezza della fodera da piano campagna "H "	13.80	[m]	
Incremento dinamico di spinta del terreno	10.26	[kN/m]	$\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H^2$


Carichi da -15m a -19,65m

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

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

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

Peso proprio						
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	Gkj [kN]	
Fodera	1.00	0.80	4.65	25	93	
Fh,fodera	1.61					[kN]
Fv,fodera	0.80					[kN]
Incremento dinamico di spinta del terreno						
altezza del fodera "H"	4.65		[m]			
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5		[kN/m ³]			
altezza della fodera da piano campagna "H "	19.65		[m]			
Incremento dinamico di spinta del terreno	14.60		[kN/m]			$\Delta P_d = a_p/g \times S \times \gamma \times H \times H'$

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

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

Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
T1	-	1

Categoria sottosuolo	SS	CC
C	1.200	1.576

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

Peso proprio						
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	Gkj [kN]	
Fodera	1.00	0.80	4.60	25	92	
Fh,fodera	1.61					[kN]
Fv,fodera	0.80					[kN]
Incremento dinamico di spinta del terreno						
altezza del fodera "H"	4.60		[m]			
peso specifico del terreno "gamma_s"	19.5		[kN/m ³]			
altezza della fodera da piano campagna "H "	25.45		[m]			
Incremento dinamico di spinta del terreno	18.71		[kN/m]			$\Delta P_d = a_p/g \times S \times \gamma \times H \times H'$

- Verifica al taglio

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

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	60	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	55	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 =	0.0017		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}	=	217 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{0,2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{0,2} 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
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}
f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd}	=	87 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}	=	2024 kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd}	=	87 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

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

Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	60	cm	altezza sezione
b _{it} =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	55	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	18	mm	diametro armatura
n° =	10		numero barre
A _s =	25.4	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0042		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} =	249	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 =	10	mm	diametro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	3.9	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
α ₁ =	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}
f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (f _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rd} =	271	kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rd} =	2024	kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V_{Rd} =	271	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rd} ; V _{Rcd})



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

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			
$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$ [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 =	12	mm	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
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 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}
l'f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (l'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:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$ [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:			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd} = 533 kN resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})			



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

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			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
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 =	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
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}
l · f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (l · 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 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ALLEGATO G

Resultati Banchina e Muri Sotto Banchina



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

- Verifica al taglio

Banchina

Caratteristiche della sezione	
GEOMETRIA	
H =	30 cm altezza sezione
b _w =	100 cm larghezza sezione
h' =	5 cm copri ferro
d =	25 cm altezza utile
ARMATURA TESA	
ϕ =	16 mm diametro armatura
n [*] =	10 numero barre
A _s =	20.1 cm ² area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0067 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} = 156 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con	
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [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 =	10 mm diametro staffe
n ^o =	5 numero bracci
A _{sw} =	3.9 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
β =	35° angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ≤ β ≤ 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} = 247 kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\beta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]	
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} = 920 kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\beta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]	
V_{Rd} =	247 kN resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Muri

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



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 =	16	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	10.0	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0050		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} =	90	kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[\left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{td})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right]$ [4.1.23]			
con			
f _{td} 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 =	8	mm	diametro staffe
n° =	3		numero bracci
A _{sw} =	1.5	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° ≤ β ≤ 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} =	28	kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\beta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rd} =	552	kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot v \cdot f_{td} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\beta) (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd} =	28	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico-Rebaudengo Lotto Costruttivo 2: Bologna-Politecnico
Stazione Novara – Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A2DSTRSNOR002-0-1

ALLEGATO H

Resultati Scale fisse e Altre strutture secondarie



- Verifica al Taglio

Oggetto : TYPE 1 & 2 & 3			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H	=	30 cm	altezza sezione
b _{eff}	=	100 cm	larghezza sezione
h'	=	5 cm	copriferro
d	=	25 cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ	=	20 mm	diametro armatura
n°	=	5	numero barre
A _s	=	15.7 cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l	=	0.0052	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}	=	143 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{td})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f _{td} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{td} ^{1/2}			

- Vasca aggettamento

Verifica al taglio

Caratteristiche della sezione	
GEOMETRIA	
H =	60 cm altezza sezione
b _u =	100 cm larghezza sezione
h' =	5 cm copriferro
d =	55 cm altezza utile
ARMATURA TESA	
ϕ =	24 mm diametro armatura
n° =	10 numero barre
A _s =	45.2 cm ² area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0075 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} = 302 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con	
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{td})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \cdot (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d^2$ [4.1.23]	
con	
f _{td} espresso in MPa	
k = 1 + (200/d) ^{1/4} ≤ 2	
v _{min} = 0,035k ^{1/2} f _{td} ^{1/2}	
Caratteristiche della sezione armata a taglio	
ARMATURA A TAGLIO	
ϕ =	14 mm diametro staffe
n° =	5 numero bracci
A _{sw} =	7.7 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
ι =	30° 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} = 1290 kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:	
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]	
RES. DI CALCOLO A TAGLIO COMPRESSIONE	V_{Rd} = 1865 kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con	
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{td} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]	
V_{Rd} =	1290 kN resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})