


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



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

**PROGETTAZIONE DEFINITIVA
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna**

PROGETTO DEFINITIVO		 INFRA.TO <i>infrastrutture per la mobilità</i>												INFRATRASPORTI.TO S.r.l.	
DIRETTORE PROGETTAZIONE Responsabile integrazione discipline specialistiche	IL PROGETTISTA														
Ing. R. Crova Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 60385	Ing. F. Rizzo Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino n. 9337K	STRUTTURE E METODI COSTRUTTIVI STAZIONI SUPERFICIALI – STAZIONE REBAUDENGO RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE INTERNE STAZIONE													
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi		ELABORATO								REV.		SCALA -	DATA 07/10/2022		
		MT	L2	T1	A1	D	STR	SRB	R	002	Int.			Est.	
										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	07/10/22	SSf	ECa	FRi	RCr
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

<table border="1"> <tr> <td>LOTTO 1</td> <td>CARTELLA</td> <td>9.1.1</td> <td>2</td> <td>MTL2T1A1D</td> <td>STRSRBR002</td> </tr> </table>						LOTTO 1	CARTELLA	9.1.1	2	MTL2T1A1D	STRSRBR002	STAZIONE APPALTANTE DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozziro						
LOTTO 1	CARTELLA	9.1.1	2	MTL2T1A1D	STRSRBR002													



INDICE

1.	PREMESSA	7
1.1	SCOPO E CAMPO DI APPLICAZIONE	9
1.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE	9
2.	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	10
3.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	13
3.1	CALCESTRUZZI	13
3.1.1	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER I SOLAI DI STAZIONE E STRUTTURE INTERNE	13
3.1.2	CALCESTRUZZO UTILIZZATO PER DIAFRAMMI	13
3.2	ACCIAI PER ARMATURE IN C.A.	13
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	14
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	15
5.	PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE	17
5.1	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	17
5.2	COMBINAZIONI DI CARICO	18
5.3	CRITERI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA	19
5.3.1	CARICHI	19
5.3.1.1	Azione sismica	19
6.	ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE STRUTTURALI	21
6.1	SOVRASTRUTTURE INTERNE	21
6.1.1	GENERALITÀ	21
6.1.2	CARICHI E COMBINAZIONI	26
6.1.3	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	29
6.2	SOLETTONE DI FONDO	58
6.2.1	GENERALITÀ	58
6.2.2	CARICHI E COMBINAZIONI	61
6.2.3	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	64
6.3	ALTRE STRUTTURE INTERNE	74
6.3.1	GENERALITÀ	74
6.3.2	FODERE INTERNE	74

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

6.3.2.1.	ANALISI DEI CARICHI	75
6.3.2.2.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	79
6.3.2.3.	RISULTATI DELL'ANALISI	79
6.3.2.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	81
6.3.3.	FODERA IN CORRISPONDENZA DEL FORO SCALA	84
6.3.3.1.	ANALISI DEI CARICHI	85
6.3.3.2.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	86
6.3.3.3.	RISULTATI DELL'ANALISI	87
6.3.3.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	88
6.3.3.	BANCHINE E MURI SOTTOBANCHINA	92
6.3.3.1.	ANALISI DEI CARICHI	92
6.3.3.2.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	94
6.3.3.3.	RISULTATI DELL'ANALISI	94
6.3.3.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	96
6.3.3	SCALE FISSE	99
6.3.3.5.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	101
6.3.3.6.	RISULTATI DELL'ANALISI	101
7.	VALIDAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	106

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo	7
Figura 2.	Modello 3d – Stazione Rebaudengo	8
Figura 3.	Stralcio stratigrafia stazione Rebaudengo	15
Figura 4.	Schematizzazione metodo di Wood	20
Figura 5.	Modello di visualizzazione	21
Figura 6.	Modello 3D schematico	22
Figura 7.	Dettaglio di un nodo di intercettazione solaio-barrette	23
Figura 8.	Soletta di copertura (livello strada)	24
Figura 9.	Soletta intermedia (livello atrio)	24
Figura 10.	Telaio longitudinale (asse B)	25
Figura 11.	Telai trasversali (asse 2)	25
Figura 12.	Carichi permanenti sulla soletta di copertura	26
Figura 13.	Carichi permanenti sulla soletta intermedia	27
Figura 14.	Carichi variabili sulla soletta di copertura e sulla soletta intermedia	28
Figura 15.	Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali	29



Figura 16. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	31
Figura 17. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	32
Figura 18. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	32
Figura 19. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	33
Figura 20. Taglio máximo $V_{max} = V_{132} + V_{232}$	34
Figura 21. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	36
Figura 22. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	36
Figura 23. Deformazione verticale U_z – SLE	38
Figura 24. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	40
Figura 25. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	40
Figura 26. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	41
Figura 27. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	41
Figura 28. Taglio máximo $V_{max} = V_{132} + V_{232}$	43
Figura 29. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	44
Figura 30. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	45
Figura 31. Deformazione verticale U_z – SLE	46
Figura 32. Numerazione degli barrette e pilastri	48
Figura 33. Percentuale di rinforzo longitudinale	48
Figura 34. Rinforzo longitudinale	49
Figura 35. Rinforzo trasversale	49
Figura 36. Modello solettone di fondo	58
Figura 37. Dettaglio di un nodo di intercettazione soletta-barrette	59
Figura 38. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura	62
Figura 39. Sottoppressione idrostatica a lungo termine	63
Figura 40. Deformazione della soletta di fondo	64
Figura 41. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	65
Figura 42. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	66
Figura 43. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	66
Figura 44. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	67
Figura 45. Taglio máximo $V_{max} = V_{132} + V_{232}$	68
Figura 46. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	71
Figura 47. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	71
Figura 48. Deformazione verticale U_z – SLE	73
Figura 49. Schemi di calcolo	74
Figura 50. Spinta del terreno	77
Figura 51. Pressione Idraulica	78
Figura 52. Spinta Sismica	78
Figura 53. Diagramma del momento flettente	80
Figura 54. Diagramma di Taglio	80


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Figura 55. Rinforzo longitudinales in cm ² /m	81
Figura 56. Diagramma del momento flettente SLE	82
Figura 57. Deformazione SLE	83
Figura 58. Schema di calcolo	84
Figura 59. Diagramma del momento flettente	87
Figura 60. Diagramma di Taglio	88
Figura 61. Rinforzo longitudinale in cm ² /m	89
Figura 62. Diagramma del momento flettente SLE	90
Figura 63. Deformazione SLE	91
Figura 64. Modello di calcolo	92
Figura 65. Sovraccarichi permanenti	93
Figura 66. Sovraccarichi variabili	94
Figura 67. Diagramma del momento flettente	95
Figura 68. Diagramma di Taglio	95
Figura 69. Diagramma della forza assiale	96
Figura 70. Rinforzo longitudinale in cm ² /m	96
Figura 71. Diagramma del momento flettente SLE	97
Figura 72. Deformazione SLE	98
Figura 73. Modello scala fissa	99
Figura 74. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)	100
Figura 75. Diagramma Momenti flettenti	101
Figura 76. Diagramma taglio	102
Figura 77. Reazioni (kN/m)	102
Figura 78. Rinforzo longitudinale in cm ² /m	103
Figura 79. Diagramma del momento flettente SLE	104
Figura 80. Deformazione SLE	105
Figura 81. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	110
Figura 82. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	110
Figura 83. Forza di taglio V13	111
Figura 84. Forza di taglio V23	111
Figura 85. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	117
Figura 86. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	117
Figura 87. Forza di taglio V13	118
Figura 88. Forza di taglio V23	118
Figura 89. Assi locali nei barrete	123
Figura 90. Forza assiale	123
Figura 91. Momento flettente M22 (attorno all'asse debole)	124
Figura 92. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)	124
Figura 93. Forza di taglio V22 (direzione longitudinale)	125


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Figura 94. Forza di taglio V33 (direzione trasversale)	125
Figura 95. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	127
Figura 96. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	127
Figura 97. Forza di taglio V13	128
Figura 98. Forza di taglio V23	129

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Parametri geotecnici	16
Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting	16
Tabella 3 Livelli di falda	Error! Bookmark not defined.
Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV	17
Tabella 5 Parametri sismici del sito	18
Tabella 6 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)	19
Tabella 7 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)	19
Tabella 8 Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno (Tab. 6.5.I)	19
Tabella 9 Armature soletta di copertura	33
Tabella 10 Capacità delle sezioni tipologiche	37
Tabella 11 Verifica deformazione	38
Tabella 12 Armature della soletta intermedia (Atrio)	42
Tabella 13 Capacità delle sezioni tipologiche	45
Tabella 14 Verifica deformazione	47
Tabella 15 Armature barrette 2.80x0.60	50
Tabella 16 Armature barrette 4.00x0.60	50
Tabella 17 Armature soletta di fondo	67
Tabella 18 Capacità delle sezioni tipologiche	72
Tabella 19 Verifica deformazione	73
Tabella 20 Spessore delle fodere	75
Tabella 21 Calcolo carichi	76
Tabella 22 Calcolo carichi	76
Tabella 23 Combinazione dei carichi	79
Tabella 24 Armature fodere	81
Tabella 25 Verifica deformazione	83
Tabella 26 Spessore delle fodere	84
Tabella 27 Calcolo carichi	85
Tabella 28 Combinazione dei carichi	87
Tabella 29 Armature fodere	89


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Tabella 30 Verifica deformazione	91
Tabella 31 Verifica deformazione	99
Tabella 32 Verifica deformazione	106
Tabella 33 Calcolo incremento dinamico	130
Tabella 34 Calcolo incremento dinamico	135



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

1. PREMESSA

La presente relazione si inserisce nell'ambito dell'affidamento dei servizi di ingegneria relativi alla Progettazione Definitiva della Tratta Politecnico-Rebaudengo 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 fasi realizzative, le analisi strutturali, geotecniche e le verifiche relative alle opere di sostegno della Stazione Rebaudengo.

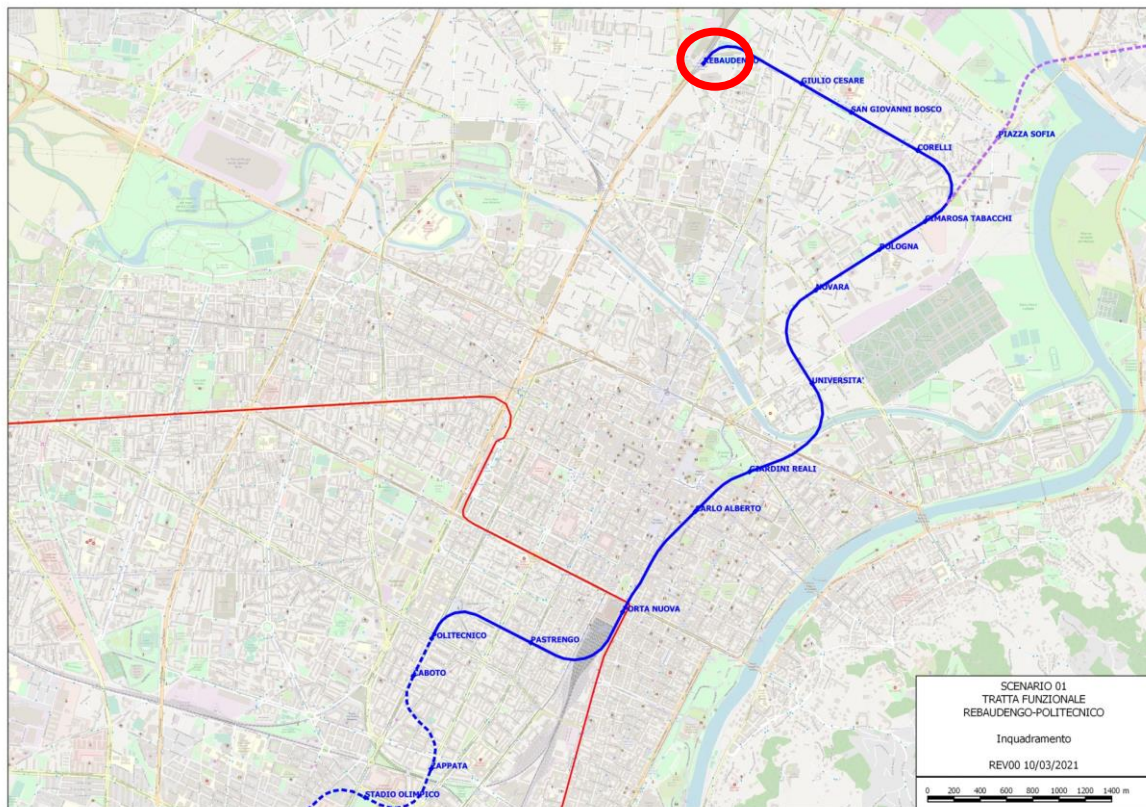


Figura 1. Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

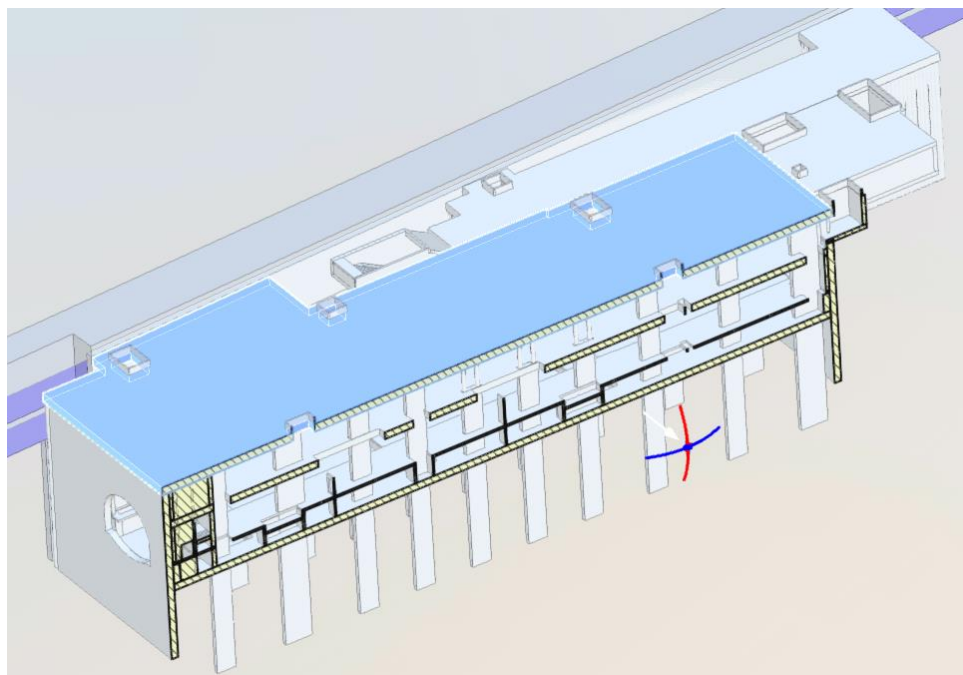
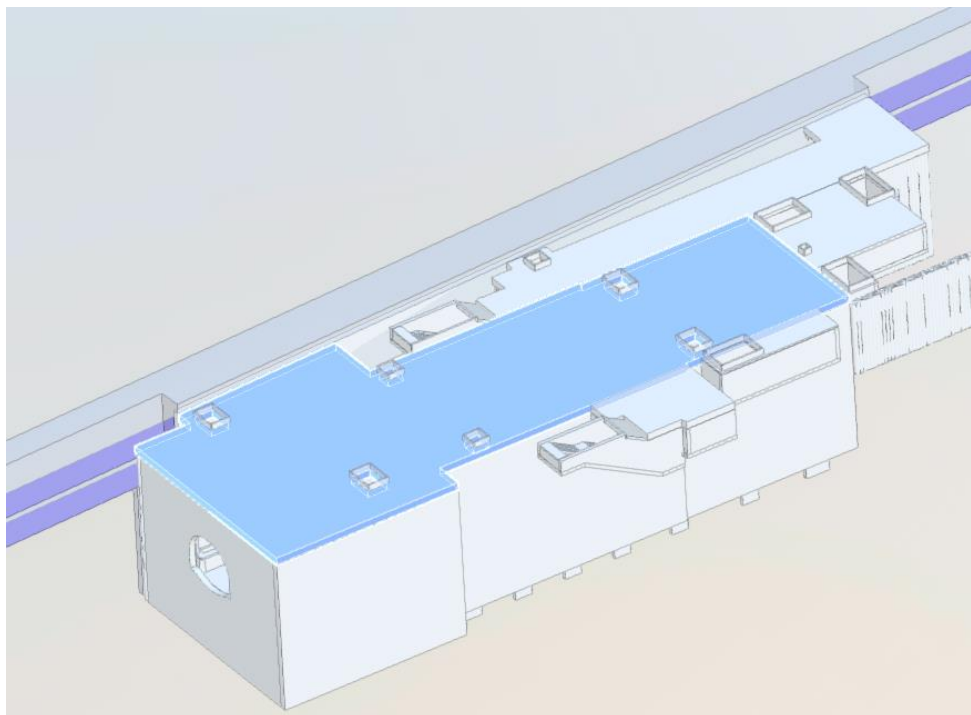



Figura 2. Modello 3d – Stazione Rebaudengo

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

1.1 Scopo e campo di applicazione

In questa relazione vengono dimensionati soltanto i diaframmi, infatti sebbene inserite nei modelli di calcolo, le verifiche relative alle solette di copertura, intermedia e di base nonché dei setti temporanei e permanenti (kingpost) ed altre strutture interne minori.

1.2 Descrizione delle opere


La stazione Rebaudengo è un manufatto interrato a due livelli, con fondo scavo posto alla profondità di -16.75 m rispetto al piano campagna. Al suo interno troviamo un solettone di fondo di spessore pari a 1.0 m, un livello quota banchina, un solaio a quota atrio e una copertura il cui estradosso è pari a -1.00 m rispetto al piano campagna.

La stazione verrà realizzata attraverso la tecnologia esecutiva di tipo top-down caratterizzata da uno scavo sostenuto da diaframmi contrastati da solai permanenti. I diaframmi presentano spessore di 1.0 m ed un immorsamento al di sotto del fondo scavo di 10.0 m. La stabilità del fondo scavo è garantita da un tampone di fondo realizzato mediante colonne in Jet Grouting. Data la luce della stazione verranno anticipati in concomitanza alla realizzazione dei diaframmi anche i setti permanenti interni che fungeranno, fin dalle fasi costruttive, da sostegno alle solette di copertura ed intermedia.

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


Il corpo stazione è posto, per alcuni tratti, in adiacenza al manufatto interrato che costituisce l'accesso ed il collegamento tra l'attuale stazione FS e la stazione in progetto. In tale area vista la vicinanza delle due strutture le opere di sostegno saranno realizzate, anziché con diaframmi, mediante pali CFA secanti aventi diametro 1000 mm e spaziatura 600 mm. La stessa tecnica sarà utilizzata per le opere di sostegno dell'accesso e del corridoio di collegamento posto sul lato nord.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

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

Eurocode 0 - Basis of structural design

- EN 1990 Basis of structural design.

Eurocode 1 - Actions on structures


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

Eurocode 2 - Design of concrete structures

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

Eurocode 3 - Design of steel structures

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

Eurocode 4 - Design of composite steel and concrete structures


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

Eurocode 7 - Geotechnical design

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

Eurocode 8 – Design of structures for earthquake resistance

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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>

3.2 Acciai per armature in c.a.

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

$$f_{y\text{nom}}=450 \text{ MPa}$$

$$f_{t\text{nom}} = 540 \text{ MPa}$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

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

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

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

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

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

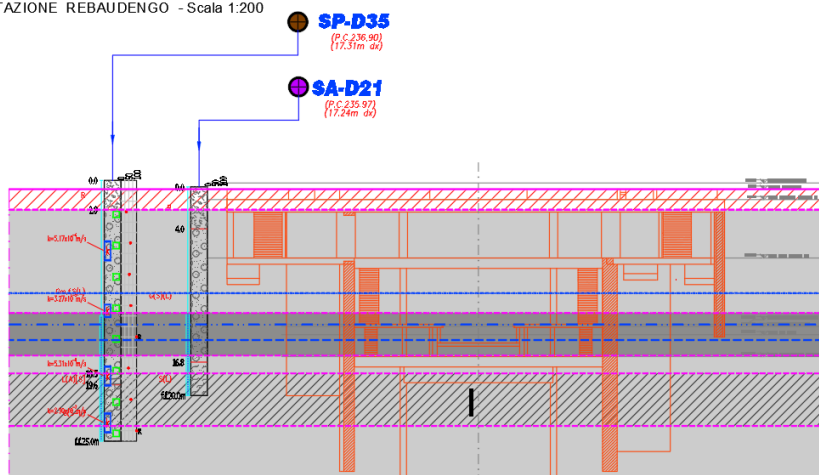
Tipo:	S355 J0	
	$t \leq 40\text{mm}$	$40\text{mm} < t \leq 80\text{mm}$
Modulo di deformazione:	$E_c = 210 \text{ GPa}$	$E_c = 210 \text{ GPa}$
Resistenza a snervamento caratteristica:	$f_{yk} = 355 \text{ MPa}$	$f_{yk} = 335 \text{ MPa}$
Resistenza a snervamento di progetto:	$f_{yd} = 338 \text{ MPa}$	$f_{yd} = 319 \text{ MPa}$
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

Con riferimento alla nomenclatura utilizzata nella relazione geologica MTL2T1A0DGEOGENTO003, alla quale si rimanda per approfondimenti, la successione stratigrafica della stazione in oggetto può essere rappresentata dalle seguenti unità geologiche caratteristiche, dall'alto verso il basso (si veda Figura 3):

- Unità 1 (Unità geologica UID), costituito da terreno di riporto o materiale rimaneggiato, con inclusi elementi di laterizio; i
- Unità 2, 3 e 4 (Unità geologiche AFR e INS), costituita da ghiaie eterometriche da fini a grosse, contenenti clasti poligenici, con intercalazioni centimetriche di sabbie fini, e ghiaie eterometriche da fini a grosse, con alterazione diffusa, di colore rossastro;

SEZIONE TRASVERSALE - STAZIONE REBAUDENGO - Scala 1:200




LEGENDA

- a) Limite geologico: certo (a) e presunto (b).
- - - b)
- Livello piezometrico della falda freatica in ottobre 2021
- · - Livello di falda progettuale (lungo termine) (+4.5m rispetto a piezometrica di riferimento)
- · · - Livello di falda in fase costruttiva (+1.5m rispetto a piezometrica di riferimento)

UNITA' GEOTECNICA

1	UNITA' 1 - Terreno superficiale
2	UNITA' 2 - Ghiaia e sabbia da sciolta a debolmente cementata (% di cementazione compresa tra 0 e 25%)
2B	UNITA' 2B - Sabbie limose e limi addensati a ghiaie sabbioso-limose (% di cementazione compresa tra 0 e 25%)
3	UNITA' 3 - Ghiaia e sabbia con cementazione da debole a media (% di cementazione compresa tra 25 e 50%)
4	UNITA' 4 - Ghiaia e sabbia con cementazione da media a elevata (% di cementazione compresa tra 50 e 75%)
5	UNITA' 5 - Limo argilloso-sabbioso-ghiaioso (Argille Azzurre)
6	UNITA' 6 - Limo sabbioso debolmente argilloso (Depositi del Villafranchiano)
7	UNITA' 7 - Argille limose molto compatte e localmente litificate (Marna di S. Agata)

Figura 3. Stralcio stratigrafia stazione Rebaudengo

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

Tabella 1 Parametri geotecnici

U1 (Terreno superficiale)					U2 (Ghiaie e sabbie)				
γ	ϕ	c	E	ν	γ	ϕ	c	E	ν
[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[MPa]	[-]
19	29	0	10	0,3	19	36	10	150	0,3

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

Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting


Parametri JG					
γ	ϕ	c	UCS	E	ν
[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[kPa]	[MPa]	[-]
22	36	150	590	450	0,3

Il livello della falda considerato è distinto per condizioni di breve periodo e lungo periodo:

Tabella 3 Livelli di falda

	m da p.c	m.s.l.m
Livello piezometrico (MTL2T1A0DGEO SRBT001)	-14.5	+221
Livello piezometrico 2018 da p.c.	-13.5	+222
B T (+1.5 da livello piezometrico di riferimento) - Fase costruttiva	-12.0	+223.5
L T (+3 da breve termine) – Fase di lungo termine	-9.0	+226.5

Il livello di falda utilizzato per le analisi corrisponde ai dati del 2018, che rispetto alle letture estratte nel 2021 e relative indicazioni MTL2T1A0DGEO SRBT001, presentano condizioni più sfavorevoli.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

5. PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE

5.1 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	Cu	VR	PVR	TR
[anni]	-	[anni]	-	[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).


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Tabella 5 Parametri sismici del sito

Stazione	ag	F0	T*c
	[g]	-	[sec]
REBAUDENGO	0.067	2.890	0.292

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

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

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

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

5.2 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:


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

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

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

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

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

5.3 Criteri della modellazione numerica

5.3.1 Carichi

5.3.1.1 Azione sismica

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

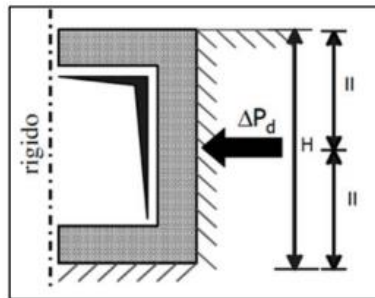


Figura 4. Schematizzazione metodo di Wood

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

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

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

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

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

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

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



6. ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE STRUTTURALI

6.1 Sovrastrutture Interne

6.1.1 Generalità

Le *sovrastutture interne* considerano il solaio di copertura (piano strada), il solaio intermedio (piano Atrio) e i setti interni (barrette), 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 Rebaudengo (SRB). La Figura 6 mostra uno schema semplificato del modello di analisi strutturale, evidenziando la disposizione degli elementi di tipo *frame* utilizzati per modellare le barrette, dal solaio di copertura al solettone di fondo, e degli elementi di tipo *shell* utilizzati per modellare il solai di copertura e dell'atrio.

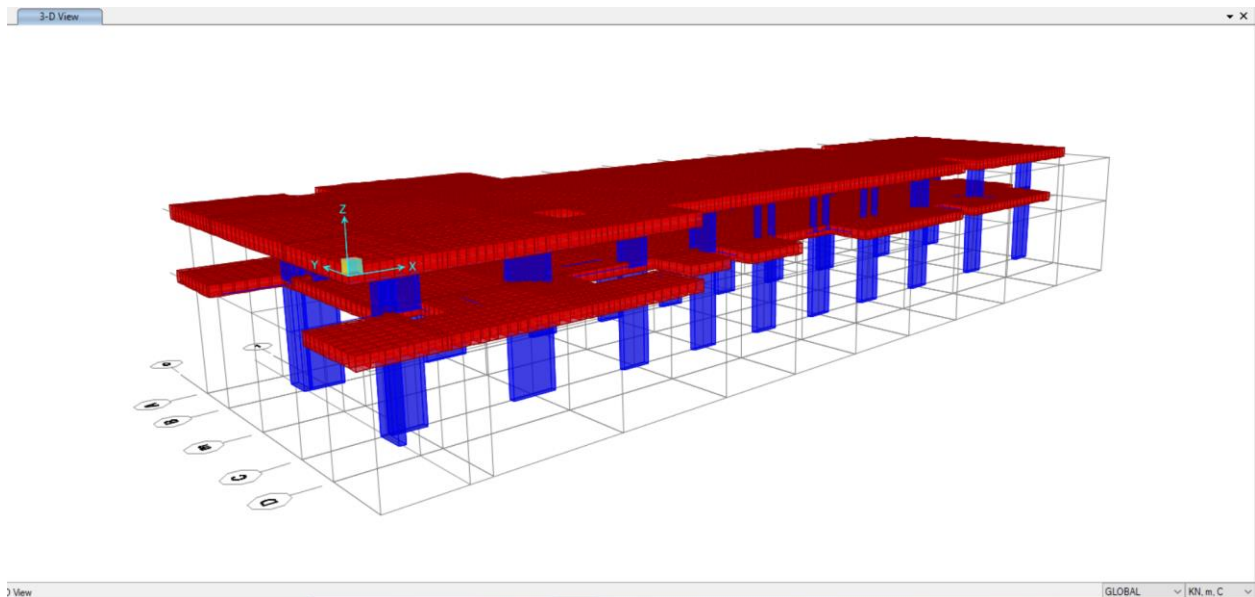


Figura 5. Modello di visualizzazione

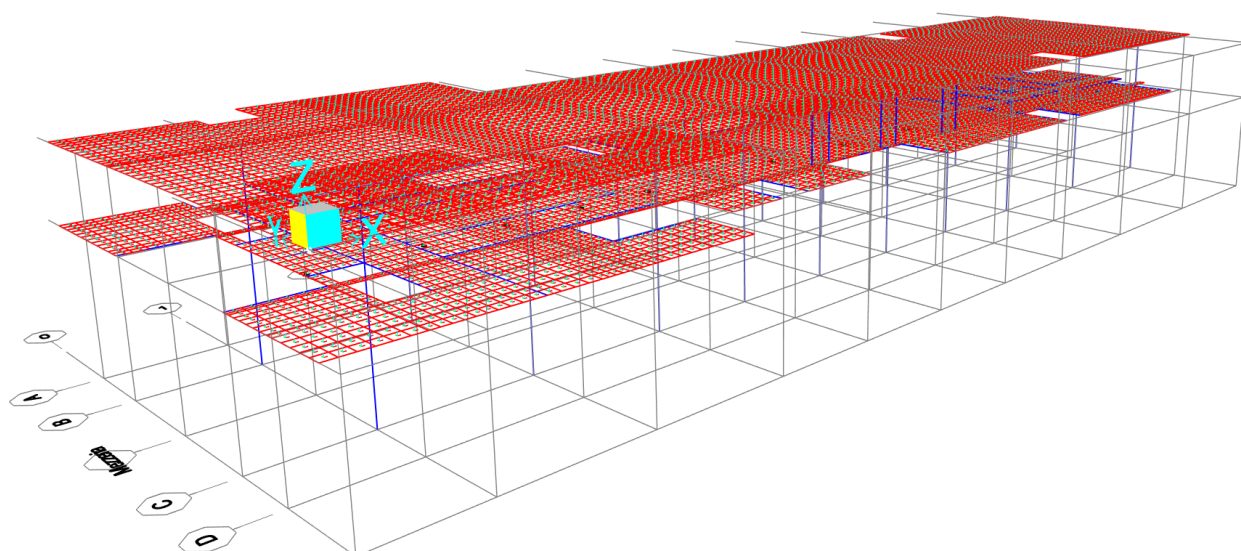


Figura 6. Modello 3D schematico

Il solaio di copertura è costituito da un soletta piena di spessore 1,20m, semplicemente appoggiato ai diaframmi perimetrali di spessore 1,00m. Tale ipotesi si basa sul fatto che non è possibile garantire un collegamento rigido affidabile tra soletta di copertura e diaframmi, oltre a rappresentare un'ipotesi più conservativa per la verifica strutturale della soletta di copertura.

Il solaio intermedio è costituito da una soletta piena di spessore 1,00m, semplicemente appoggiato sui diaframmi perimetrali dove, per garantire l'appoggio per la connessione, è prevista una scanalatura profonda 0,20m e alta 1,30m, con una tolleranza di ± 15 cm.

Le barrette saranno realizzate dalla superficie con dimensioni di 2,80x0,60m e 4,00x0,60m. A livello delle solette intermedie e di fondo, saranno previste nicchie di 0,30m di profondità e 1,30m di altezza per garantire l'efficace sostegno e collegamento dei solai. Trasversalmente saranno presenti barre passanti che fungono da connettori a taglio e garantiscono il collegamento al nodo solaio-barrette.

Le colonne circolari tra i livelli del tetto e dell'atrio sono sezioni circolari di 0,80m di diametro, costituite da un profilo metallico interno HEB400 disposto come un *King Post Pile* sulla barretta sottostante, per consentire lo scavo fino al livello della soletta intermedia.



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

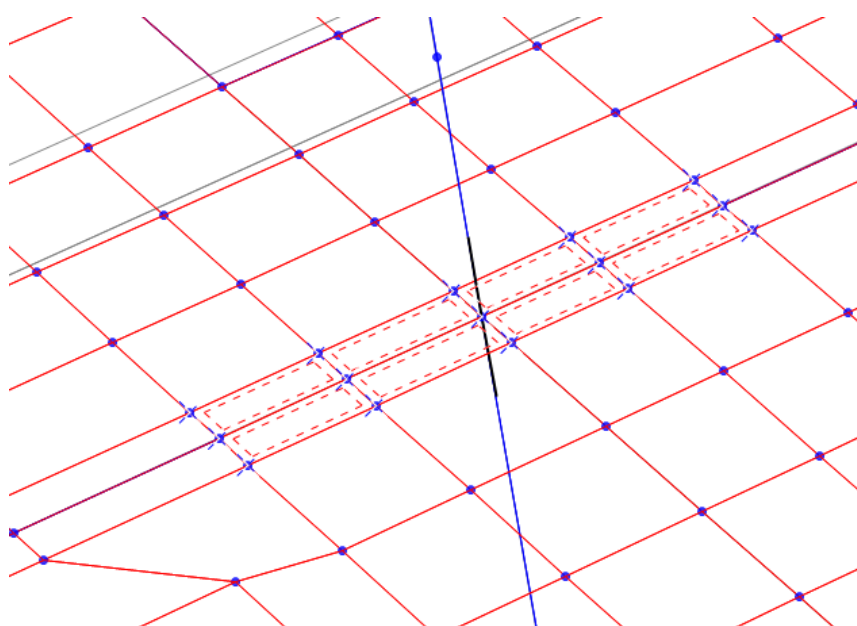


Figura 7. Dettaglio di un nodo di intercettazione solaio-barrette

Il modello strutturale riproduce fedelmente la distribuzione delle aperture disposte sulla soletta di copertura e sui solai intermedi. Le Figure 8 e 9 mostrano le viste in pianta dei solai. Sia la soletta di copertura che le solette intermedie risultano essere semplicemente appoggiate sul loro perimetro sostenute dai diaframmi perimetrali. Le Figure 10 e 11 mostrano le elevazioni dei telai longitudinali e trasversali. Si assume che le barrette siano incastrate a livello del solettone di fondo.



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

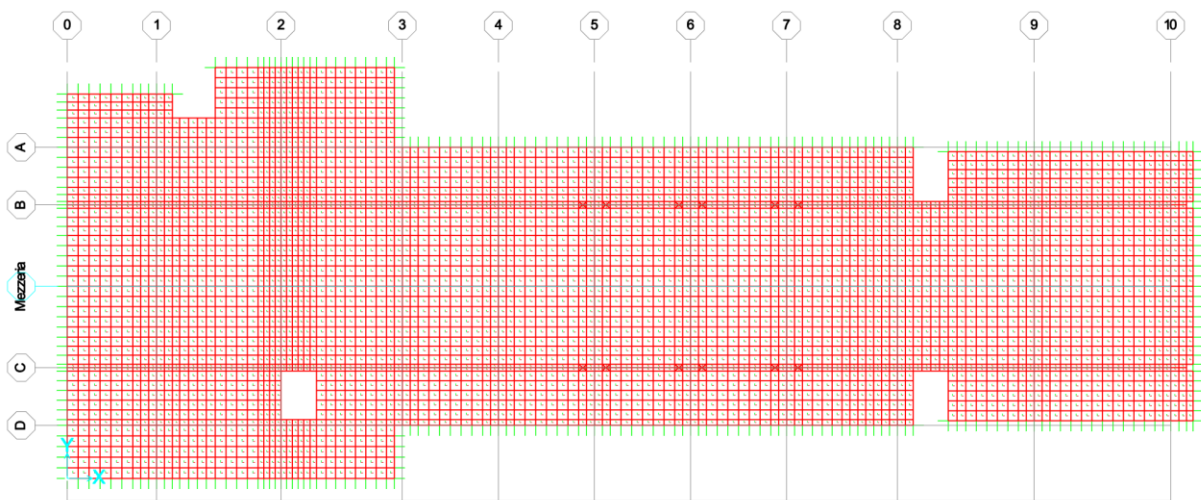


Figura 8. Soletta di copertura (livello strada)

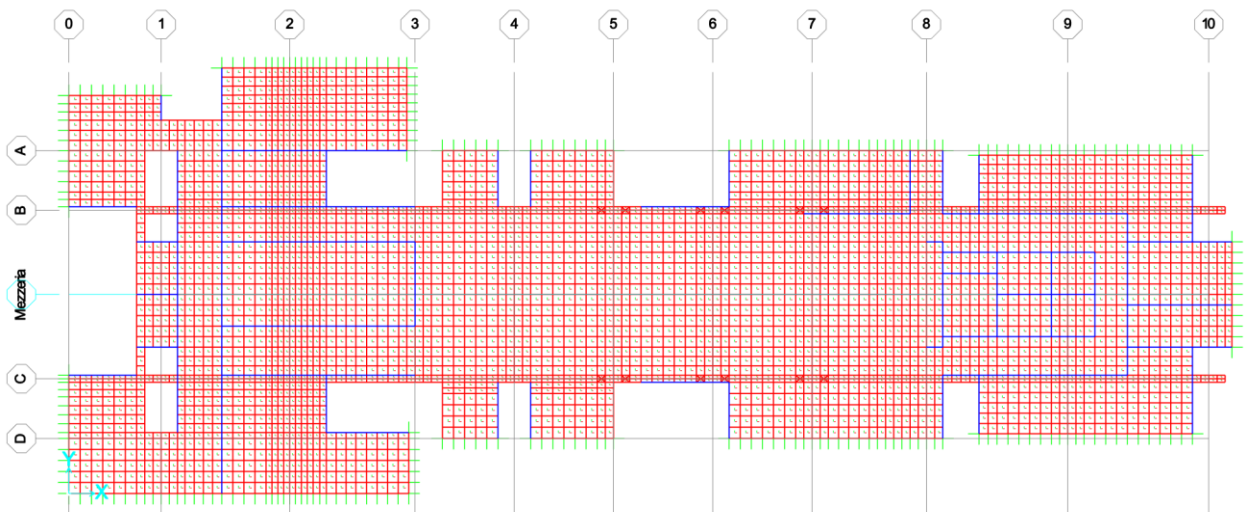


Figura 9. Soletta intermedia (livello atrio)

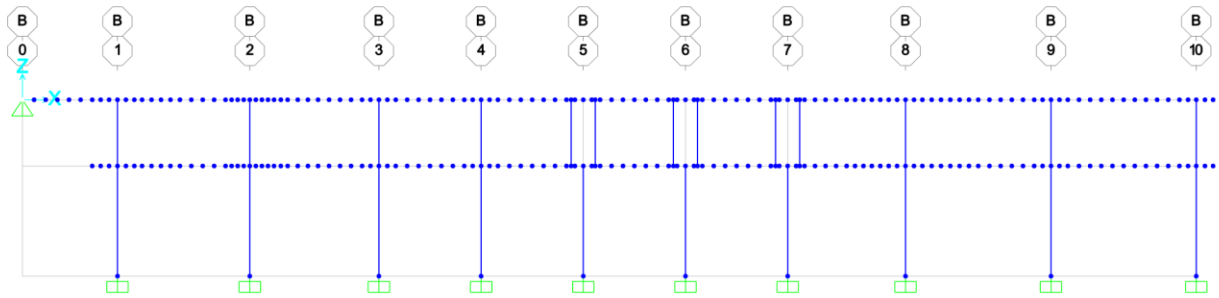


Figura 10. Telaio longitudinale (asse B)

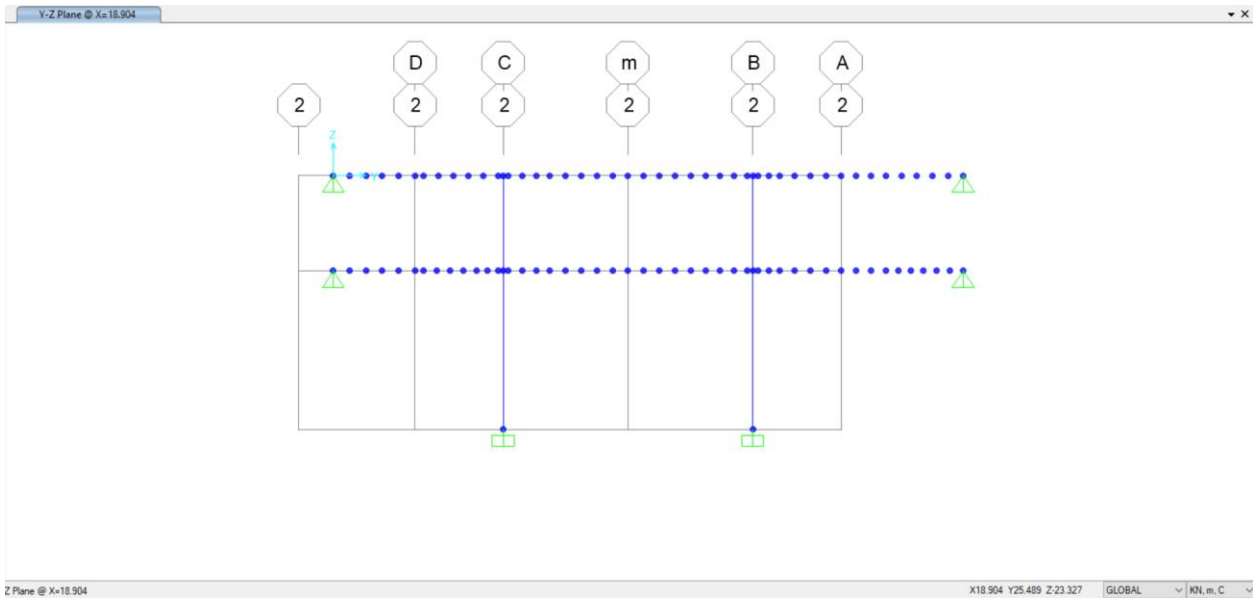


Figura 11. Telai trasversali (asse 2)



6.1.2 Carichi e combinazioni

- Soletta di copertura:

Carichi permanenti:

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

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

Rinterro = $(1,00 + 0,50)\text{m} \times 20 \text{ kN/m}^3 = 30,0 \text{ kN/m}^2$ (G_3 - Rinterro)

Carichi variabili:

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

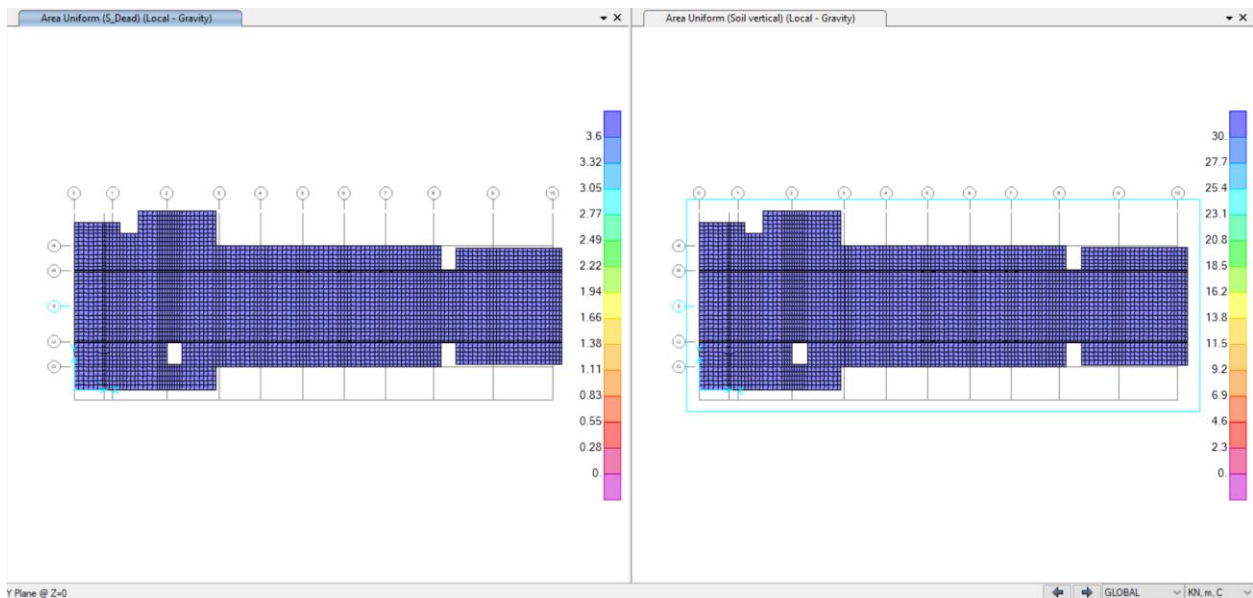


Figura 12. Carichi permanenti sulla soletta di copertura

- Solaio intermedio:

Carichi permanenti:



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Peso proprio (calcolato automaticamente) $1,00\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 25,0 \text{ kN/m}^2$ (G_1 -Dead)

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

Divisori interni = $P \times H$ (kN/m) = $3,30 \text{ kN/m}^2 \times 4,40\text{m} = 14,52 \text{ N/m}$ (G_2 - S_Dead)

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

Altezza libera dei divisioni interni H (m) = $4,40\text{m}$ (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*.

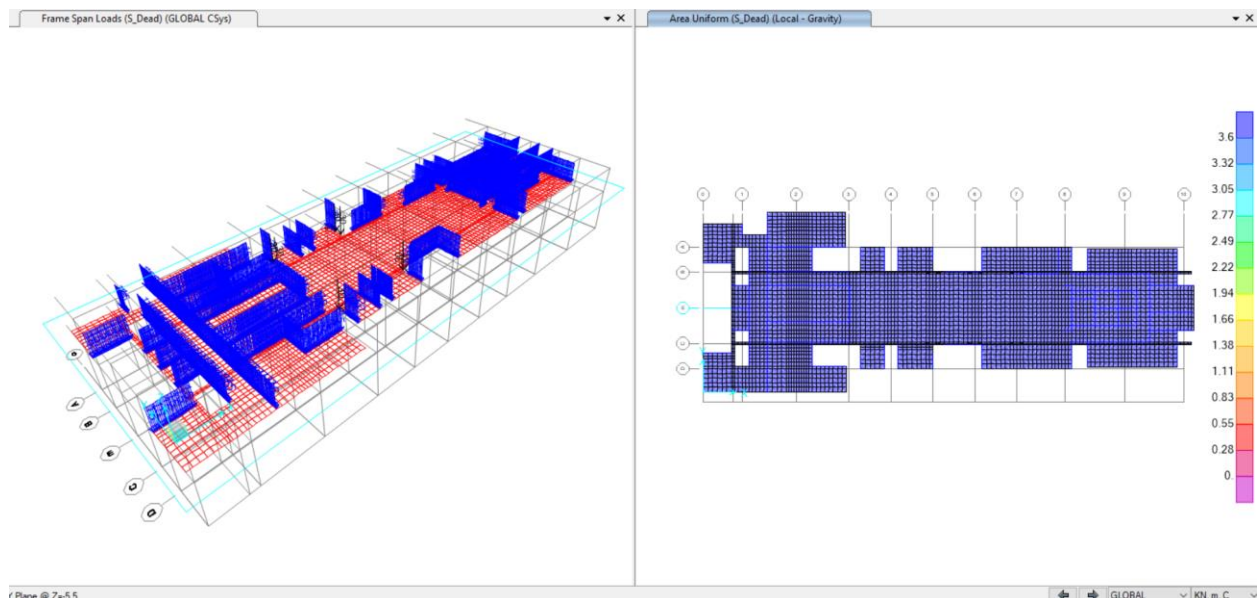


Figura 13. Carichi permanenti sulla soletta intermedia

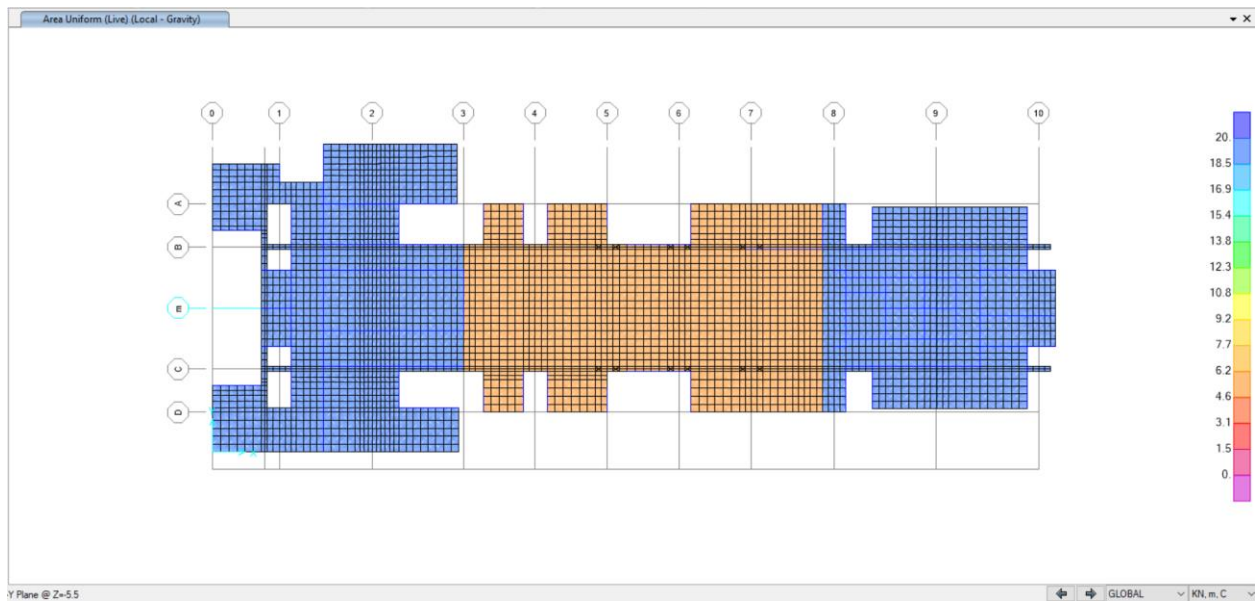


Figura 14. Carichi variabili sulla soletta di copertura e sulla soletta intermedia

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


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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

6.1.3 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 15 mostra una vista della deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali.

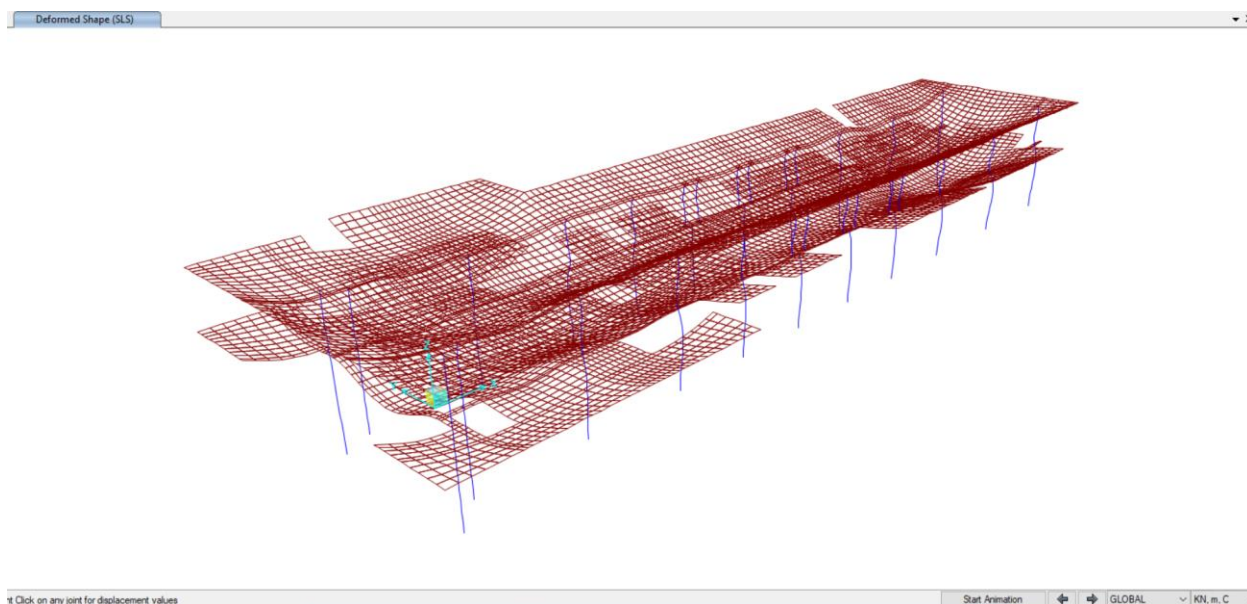



Figura 15. Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

6.1.3.1. 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 = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC §4.1.6.1.1.

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

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

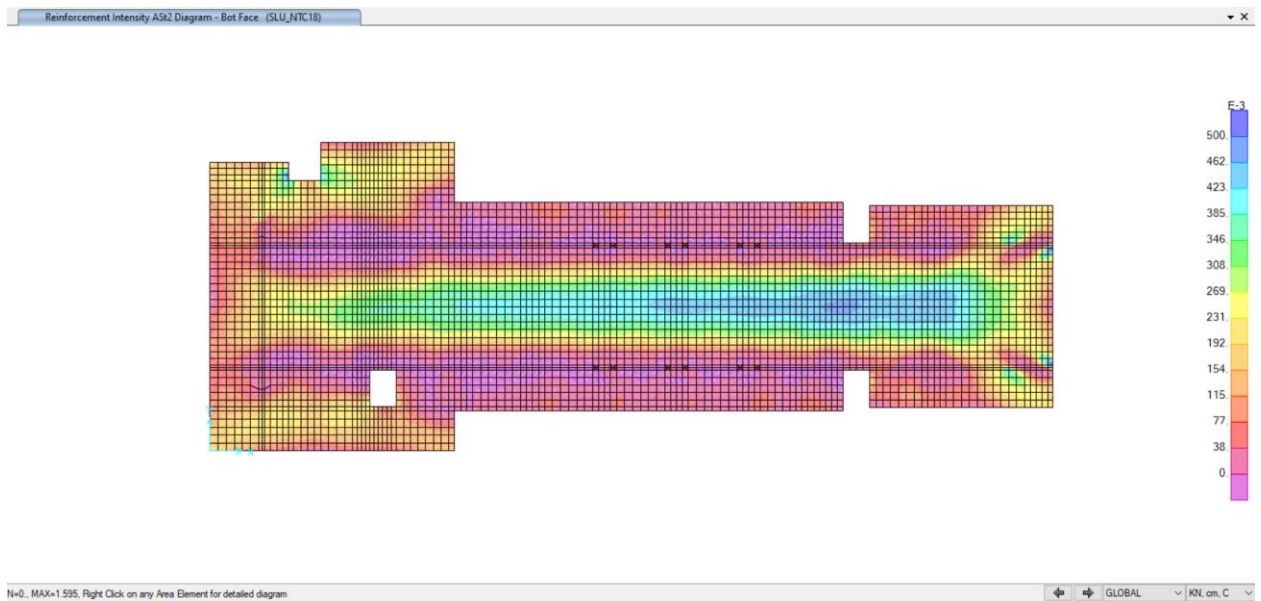
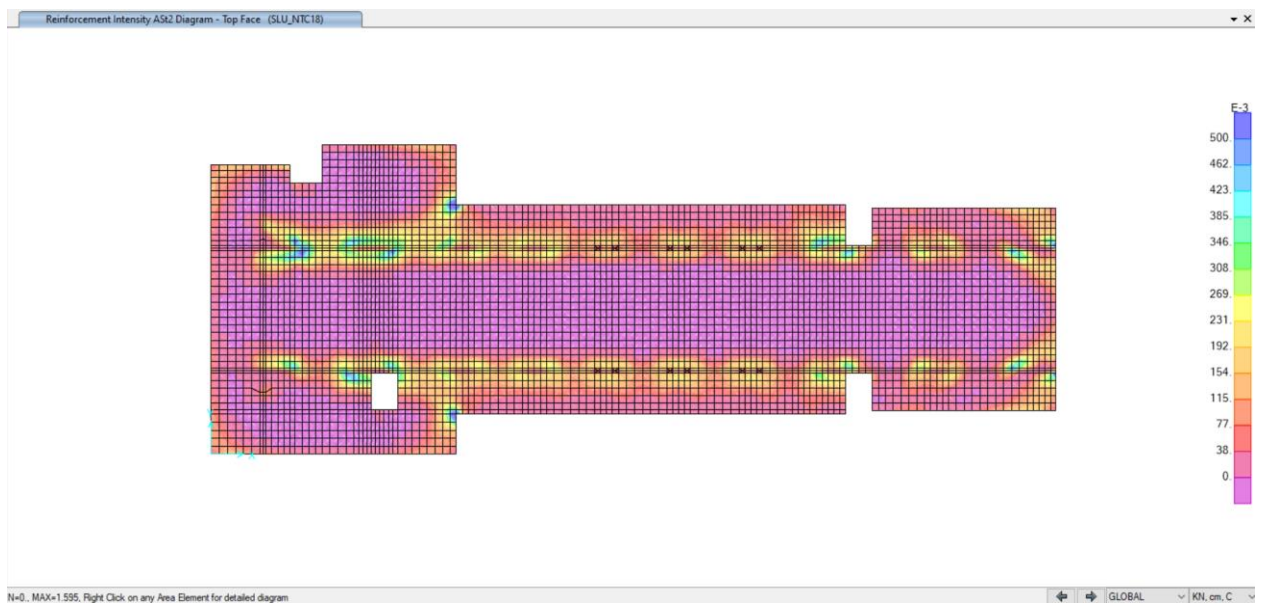


Figura 16. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale




 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Figura 17. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale

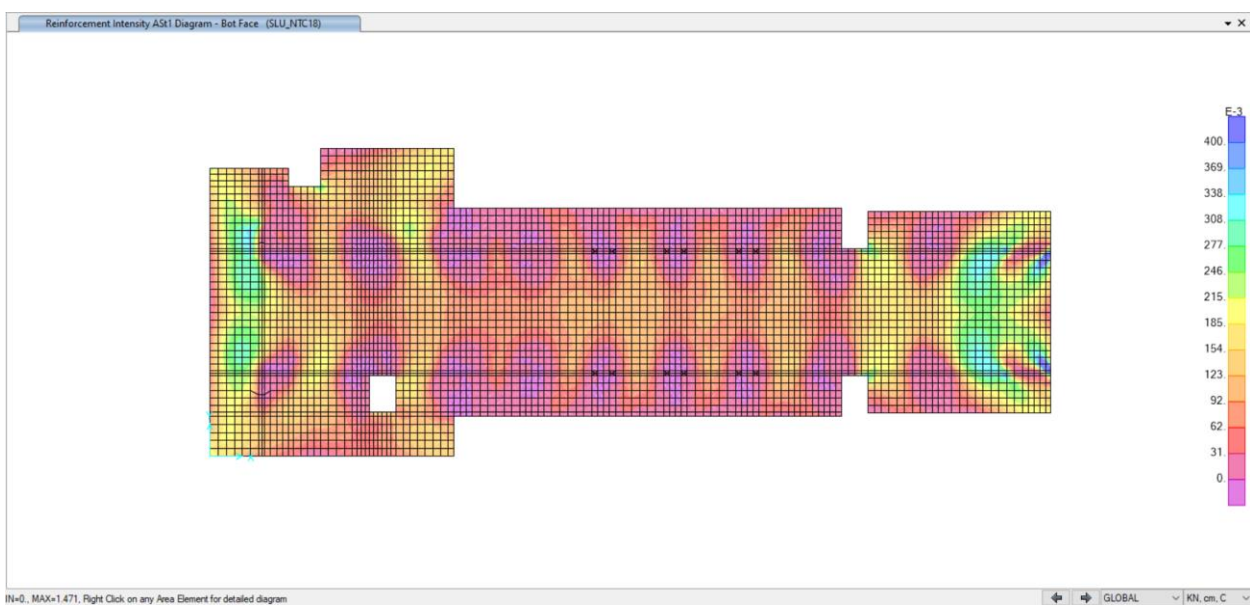
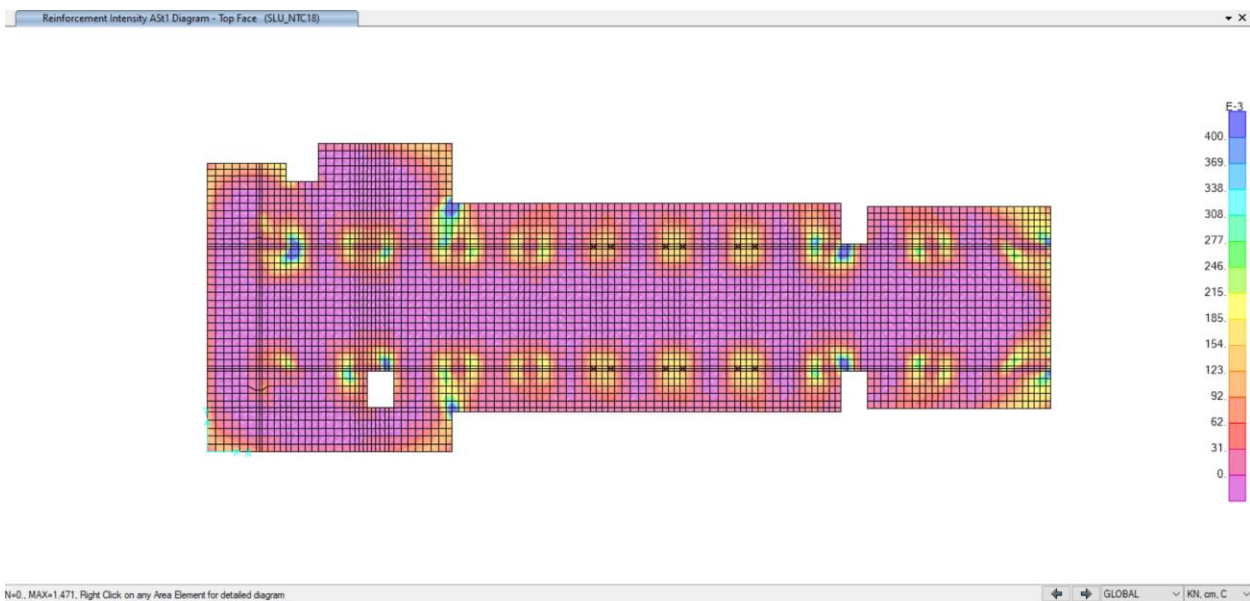


Figura 18. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale




 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Figura 19. Acciaio di rinforzo As (cm²/cm) faccia superiore - direzione longitudinale

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

Tabella 9 Armature soletta di copertura

Tra assi	Posizione	Tra assi DC	Assi C	Tra assi CB	Assi B	Tra assi BA
1-3	Trasv. Superiore	φ24/100	φ24/100 +φ24/200	φ24/200	φ24/100+ φ24/200	φ24/100
	Trasv. Inferiore	φ24/100	φ24/200	φ24/100+ φ24/200	φ24/200	φ24/100
	Long. Superiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250	φ26/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250	φ26/125	φ24/250
3-10	Trasv. Superiore	φ24/100	φ24/100+ φ24/200	φ24/200	φ24/100+ φ24/200	φ24/100
	Trasv. Inferiore	φ24/200	φ24/200	2φ26/100	φ24/200	φ24/200
	Long. Superiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250	φ26/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250	φ26/125	φ24/250

ii) Verifica al taglio:

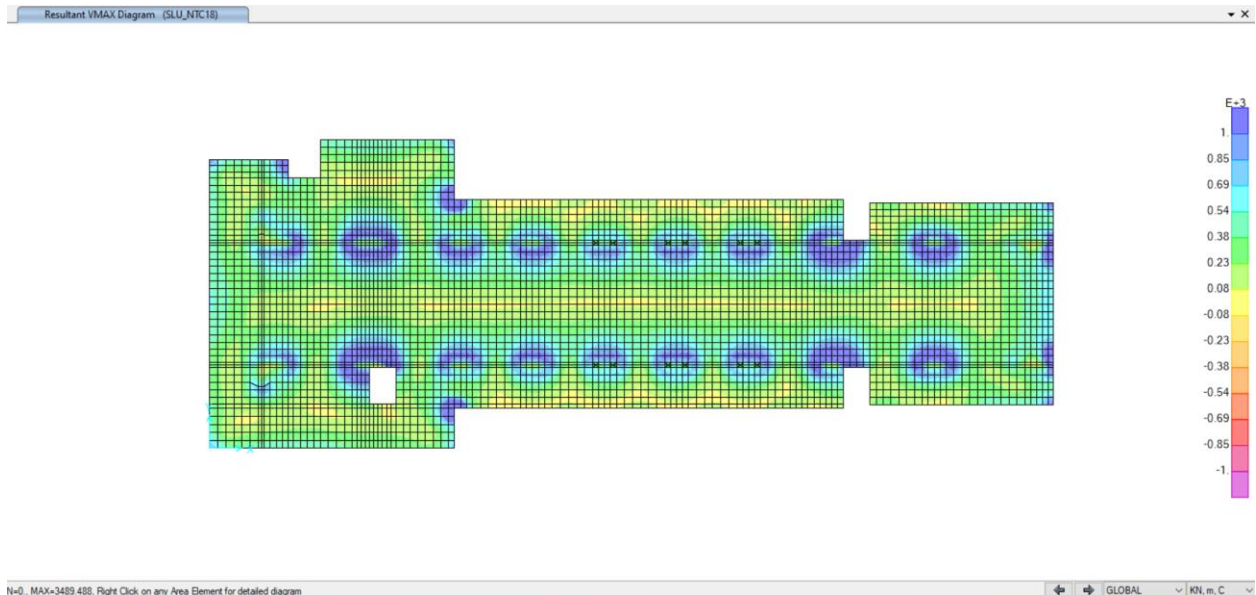


Figura 20. Taglio máximo $V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$

Zona 1: Entro d della faccia barrete

$$A_{st} = 4\phi 20/200 \quad V_{Rd} = 3550 \text{ kN/m} > V_{max}$$

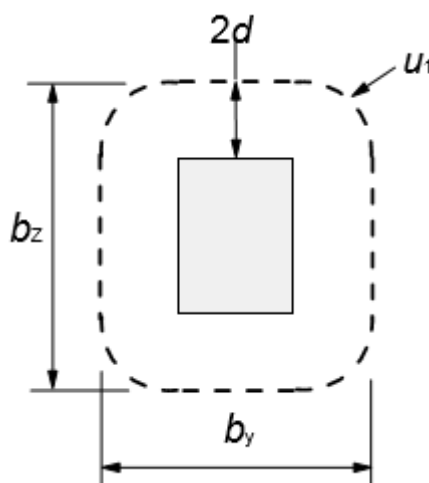
Zona 2: Resto soletta

$$A_{st} = 2\phi 20/400 \quad V_{Rd} = 890 \text{ kN/m}$$

iii) Verifica al Punzonamento:



NTC §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete 2,80x0,60 m $V_{Ed} = 15640$ kN

Soletta di copertura:

$$d = 1,10\text{m} \quad u_1 = 24,40\text{m}$$

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1 = 1,50 \times 15640 / 1,10 / 24,40 / 1000 = 0,88\text{MPa}$$

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

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

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

$$A_{sw} = 15,60 / 0,20 \times 3,14 = 244 \text{ cm}^2 \quad f_{y,ef} = 390\text{MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \times 0,33 + 1,5 (1,10 / 0,20) 244 \times 390 / (2440 \times 110) = 0,25 + 2,92 = 3,17 \text{ MPa} > v_{Ed}$$

- Verifiche SLE – Soletta di copertura

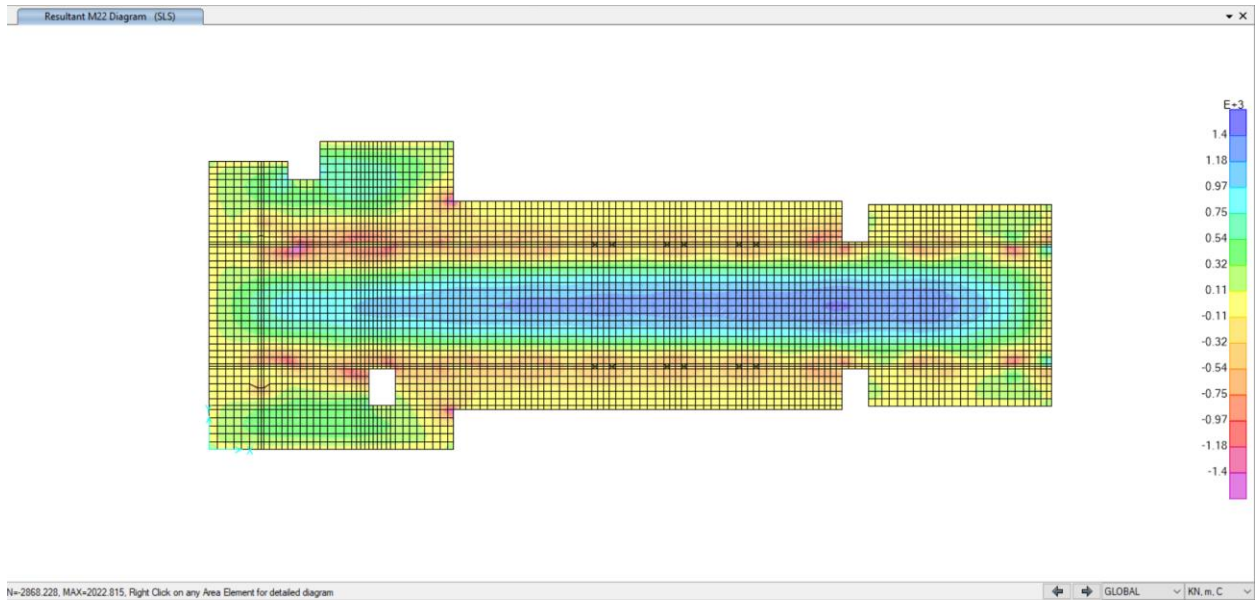


Figura 21. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

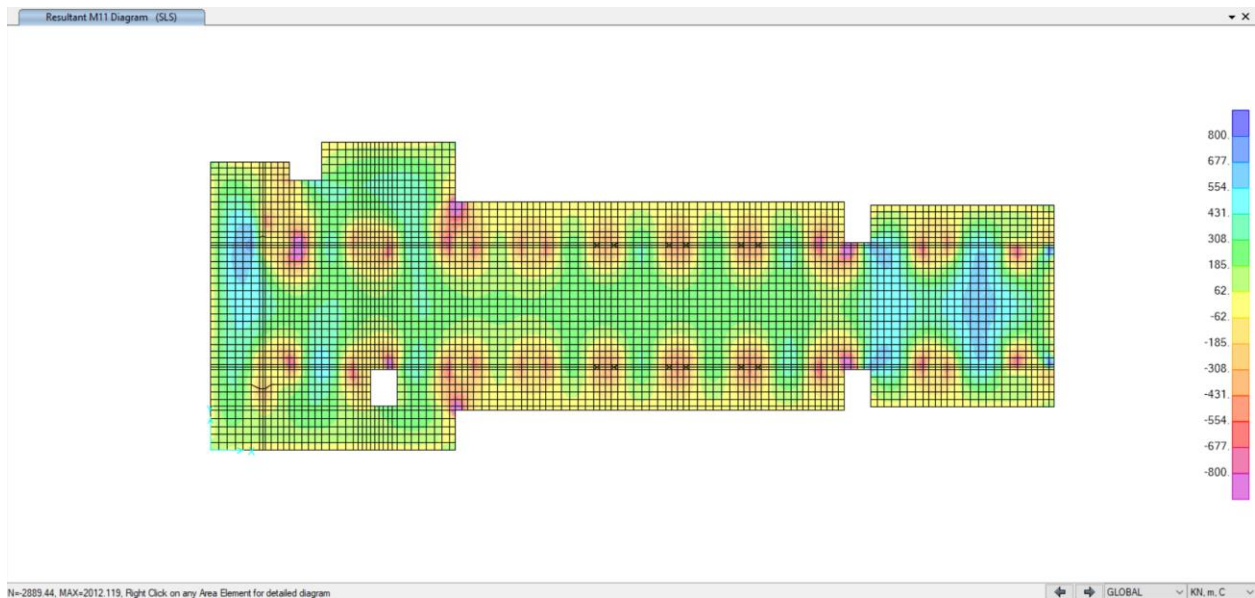



Figura 22. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

i) Verifica fessurazione e tensioni

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

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

Dove,

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

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

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

Tabella 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	φ24/100+ φ24/200	φ24/200	1430	2790
T2	120	112.5	φ24/100	φ24/200	980	1915
T3	120	112.5	φ24/200	φ24/200	430	980
L1	120	110	φ26/125	φ26/125	760	1760
L2	120	110	φ24/250	φ24/250	215	790

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

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

ii) Verifica deformazione

NTC §4.1.2.2.2. / Eurocode 2 § 7.4

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

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

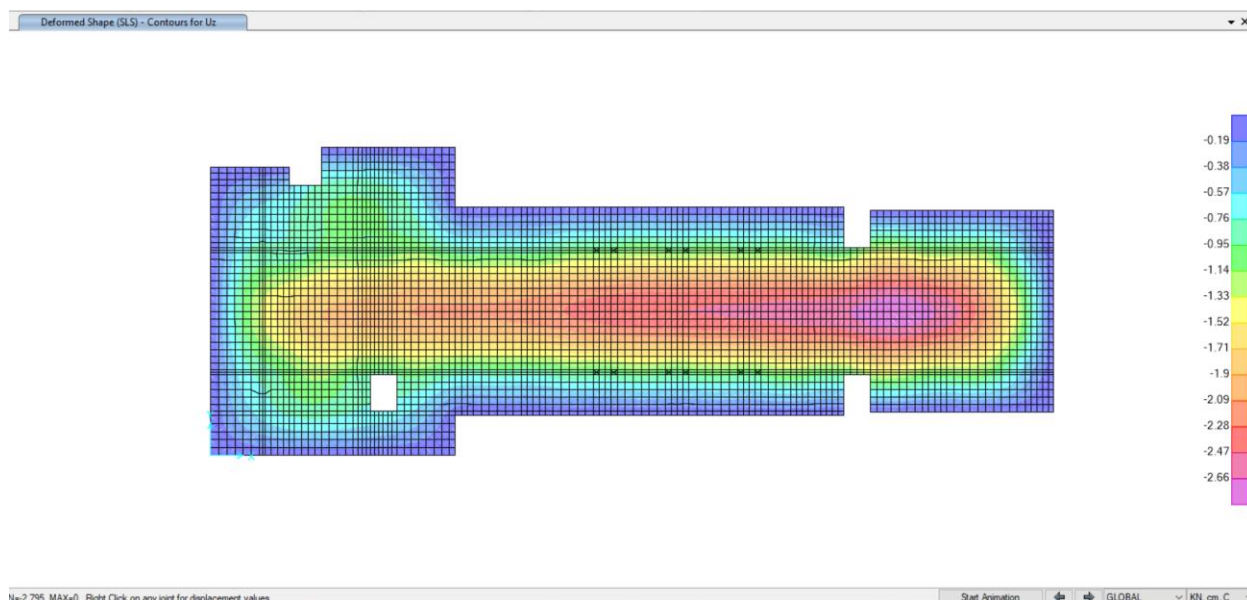


Figura 23. Deformazione verticale Uz – SLE


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

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

L ... Luce libera della campata

Tabella 11 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$	$\Delta/L < 1/250$
1	13.80	1.15	1/1200
2	13.80	1.00	1/1380
3	13.80	1.26	1/1095
4	13.80	1.32	1/1045
5	13.80	1.48	1/930
6	13.80	1.50	1/920
7	13.80	1.57	1/880
8	13.80	1.84	1/750
9	13.80	1.54	1/900
10	13.80	0.66	1/2090

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

6.1.3.2. Soletta intermedia

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

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Atrio)

i) Verifica a flessione:

spessore di soletta = 100cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC §4.1.6.1.1.

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

$$A_{s,min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 95 = 15.90 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

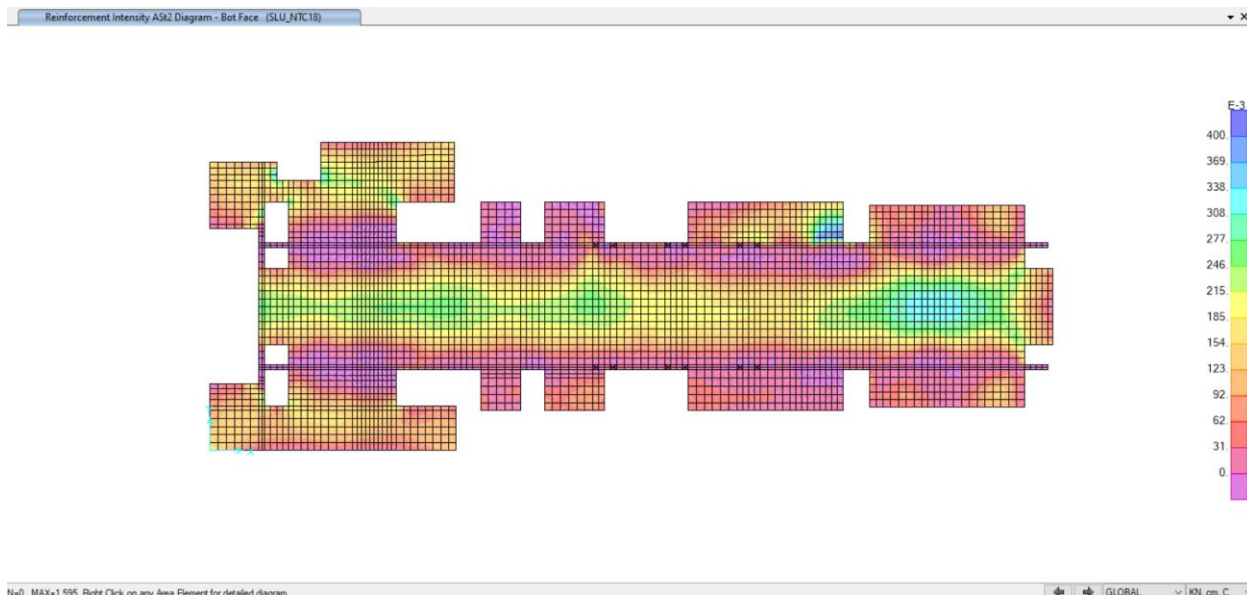


Figura 24. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

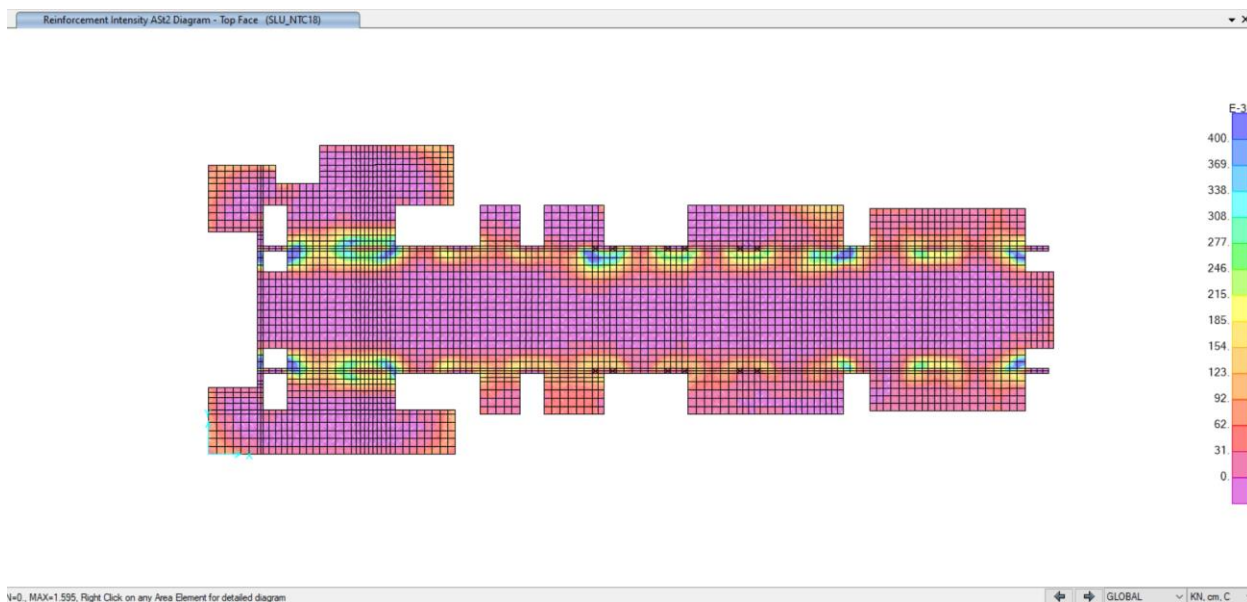


Figura 25. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

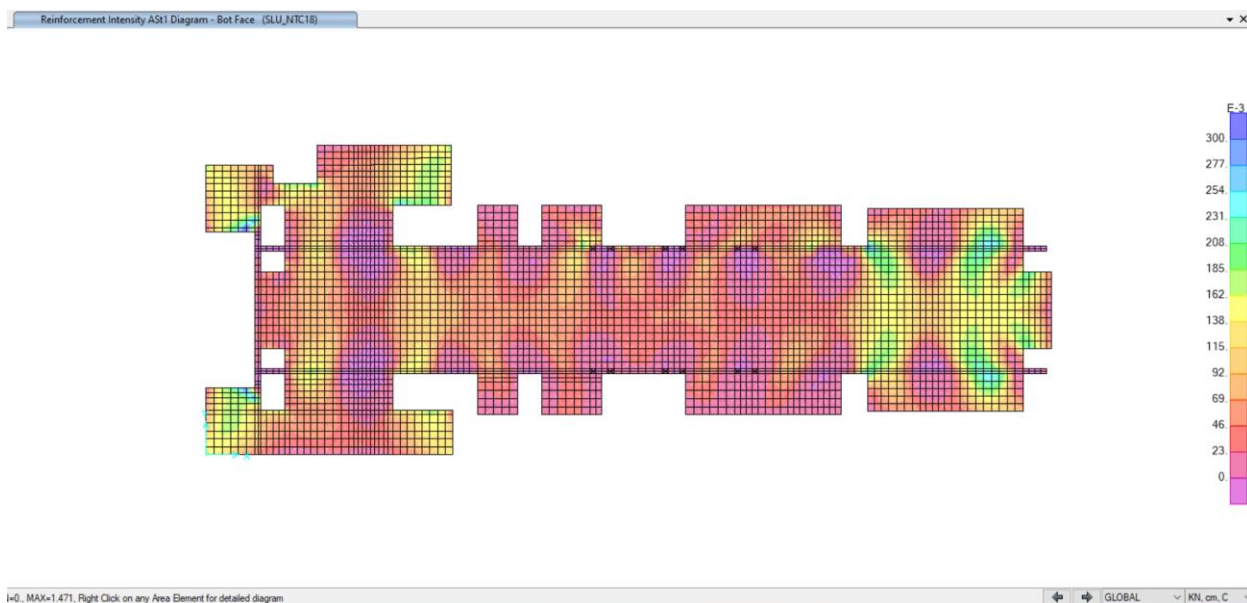


Figura 26. Acciaio di rinforzo As (cm²/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

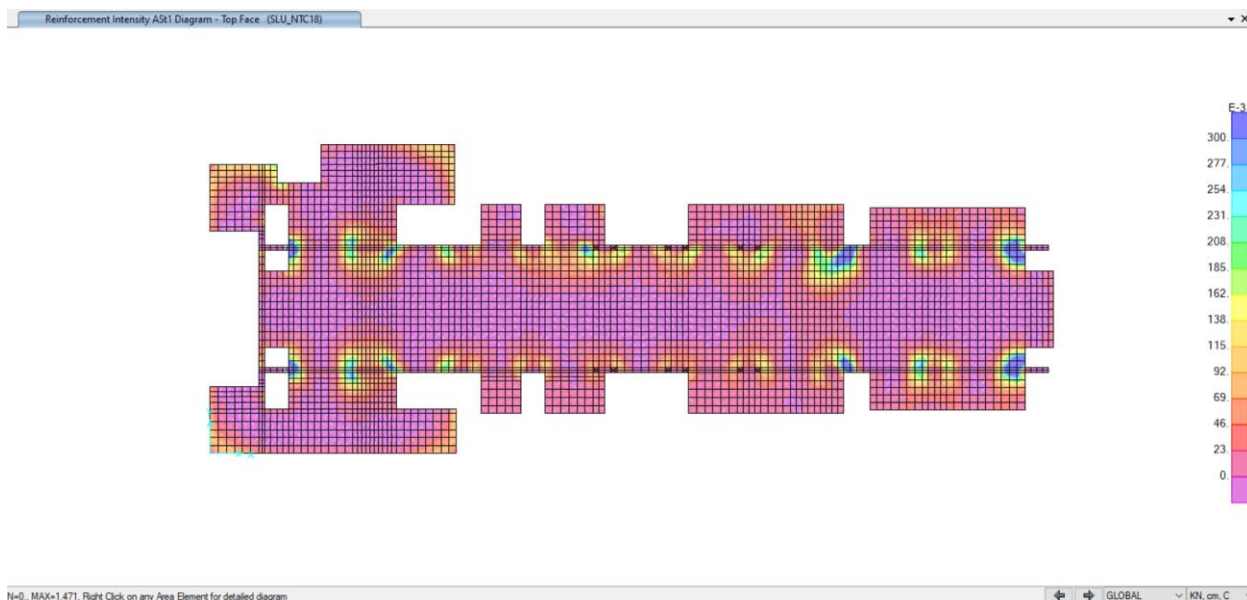


Figura 27. Acciaio di rinforzo As (cm²/cm) faccia superiore - direzione longitudinale



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

Tabella 12 Armature della soletta intermedia (Atrio)

Tra assi	Posizione	Tra assi DC	Assi C	Tra assi CB	Assi B	Tra assi BA
1-3	Trasv. Superiore	φ24/200	φ24/100	φ24/200	φ24/100	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/100	φ24/200	φ24/100	φ24/200	φ24/100
	Long. Superiore	φ24/250	φ24/125	φ24/250	φ24/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ24/125	φ24/250	φ24/125	φ24/250
3-10	Trasv. Superiore	φ24/200	φ24/100	φ24/200	φ24/100	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/200	φ24/200	φ26/100	φ24/200	φ24/200
	Long. Superiore	φ24/250	φ24/125	φ24/250	φ24/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ24/125	φ24/250	φ24/125	φ24/250

ii) Verifica al taglio:

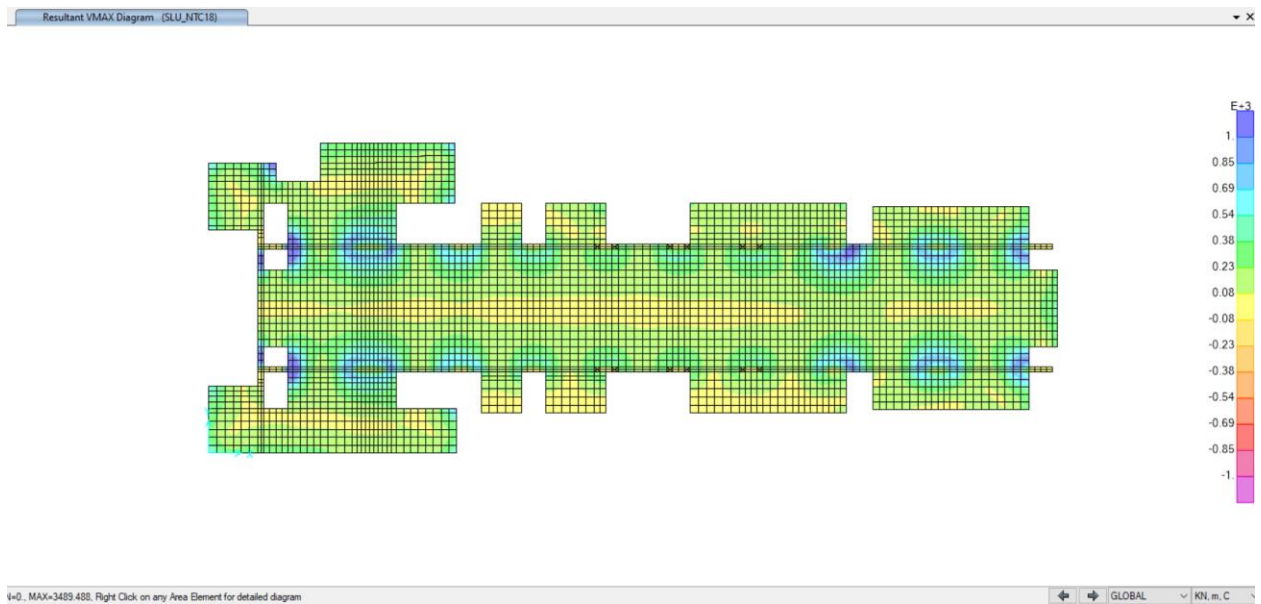




Figura 28. Taglio máximo $V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$

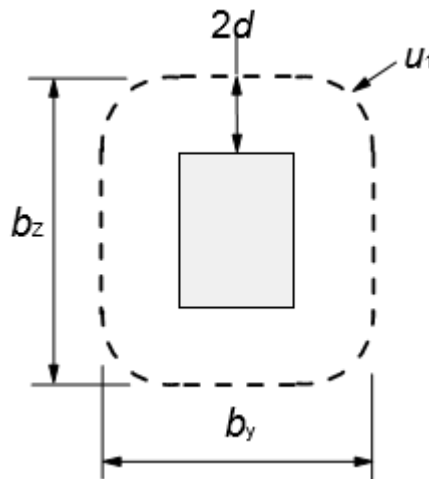
Zona 1: Entro 2d faccia delle barrete $A_{st} = 4\phi 20/200$ $V_{Rd} = 2920 \text{ kN/m} > V_{max}$

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

iii) Verifica al Punzonato:

NTC §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete 2,80x0,60 m $V_{Ed} = N_{ed_sup} - N_{ed_inf} = 9680 \text{ kN}$



Soletta intermedia:

$d = 0,90\text{m}$ $u_1 = 21,20\text{m}$

$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1 = 1,50 \times 9680 / 0,90 / 21,20 / 1000 = 0,75\text{MPa}$



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

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

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

$$A_{sw} = 14,00/0,20 \times 3,14 = 220 \text{ cm}^2 \quad f_{y,ef} = 390 \text{ MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \times 0,33 + 1,5 (0,90/0,20) 220 \times 390 / (2120 \times 90) = 0,25 + 3,03 = 3,28 \text{ MPa} > v_{Ed}$$

- Verifiche SLE – Soletta intermedia

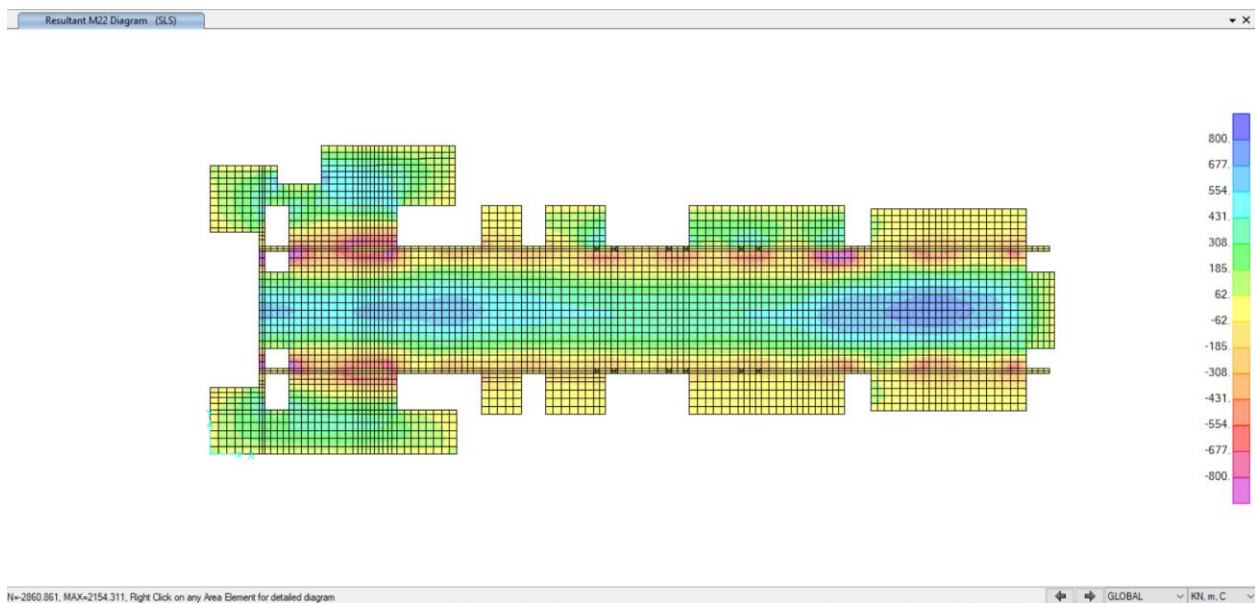


Figura 29. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

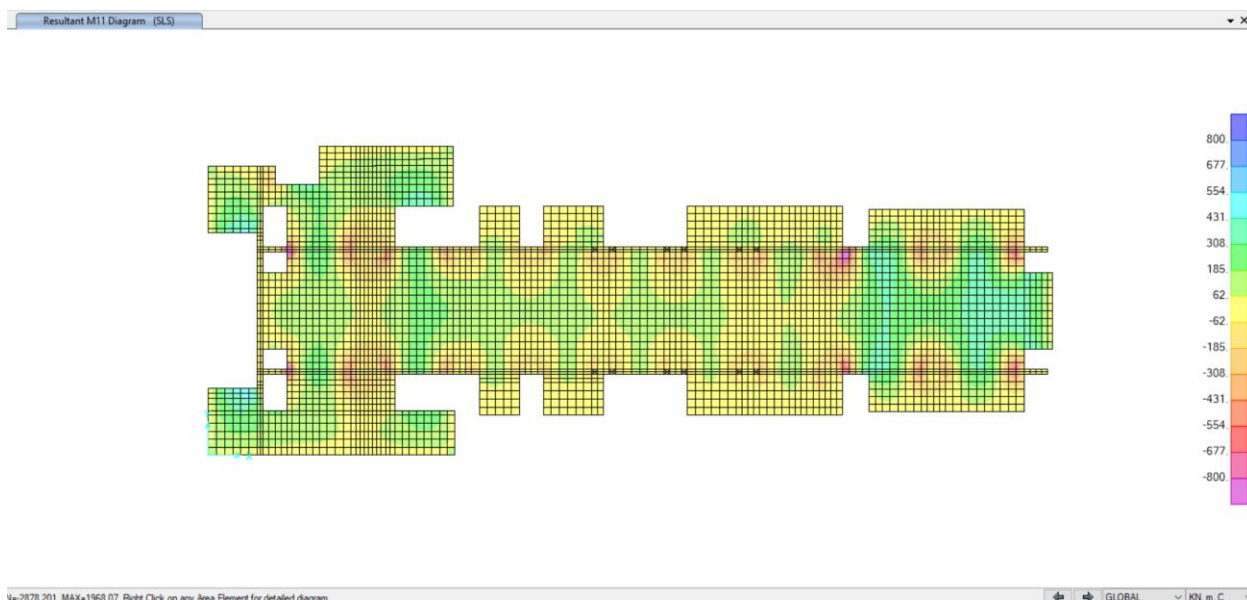


Figura 30. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,


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

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

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

Tabella 13 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	100	92.5	φ26/100	φ24/200	930	1820
T2	100	92.5	φ24/100	φ24/200	800	1560
T3	100	92.5	φ24/200	φ24/200	350	800
L1	100	90	φ26/125	φ26/125	620	1420

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

L2	100	90	φ24/250	φ24/250	175	650
----	-----	----	---------	---------	-----	-----

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

i) Verifica deformazione

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

La Figura 30 mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.

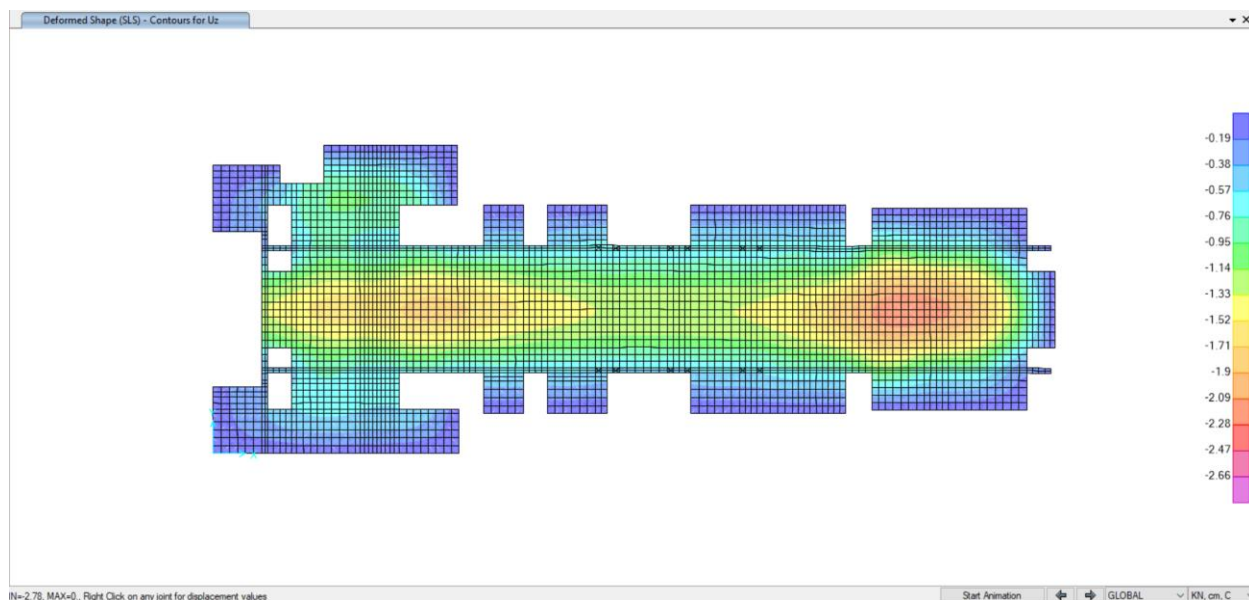



Figura 31. Deformazione verticale Uz – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

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

L ... Luce libera della campata

Tabella 14 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{sup}}$	$\Delta/L < 1/250$
1	13.80	0.91	1/1520
2	13.80	0.95	1/1450
3	13.80	1.14	1/1210
4	13.80	0.90	1/1530
5	13.80	0.81	1/1700
6	13.80	0.77	1/1790
7	13.80	0.75	1/1840
8	13.80	1.12	1/1230
9	13.80	1.42	1/970
10	13.80	0.65	1/2120

6.1.3.3. Barrette interne

L'ALLEGATO C presenta graficamente i risultati rilevanti delle barrette

- Verifiche SLU – Barrette interne

- i) Verifica a plesso-flessione:



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

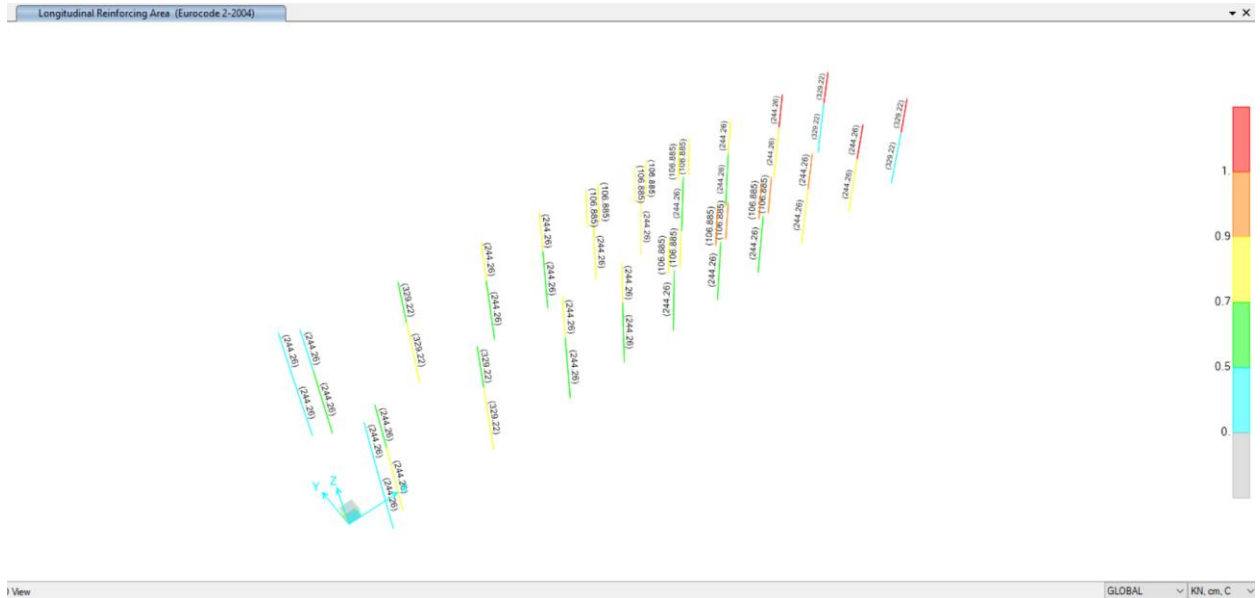


Figura 34. Rinforzo longitudinale

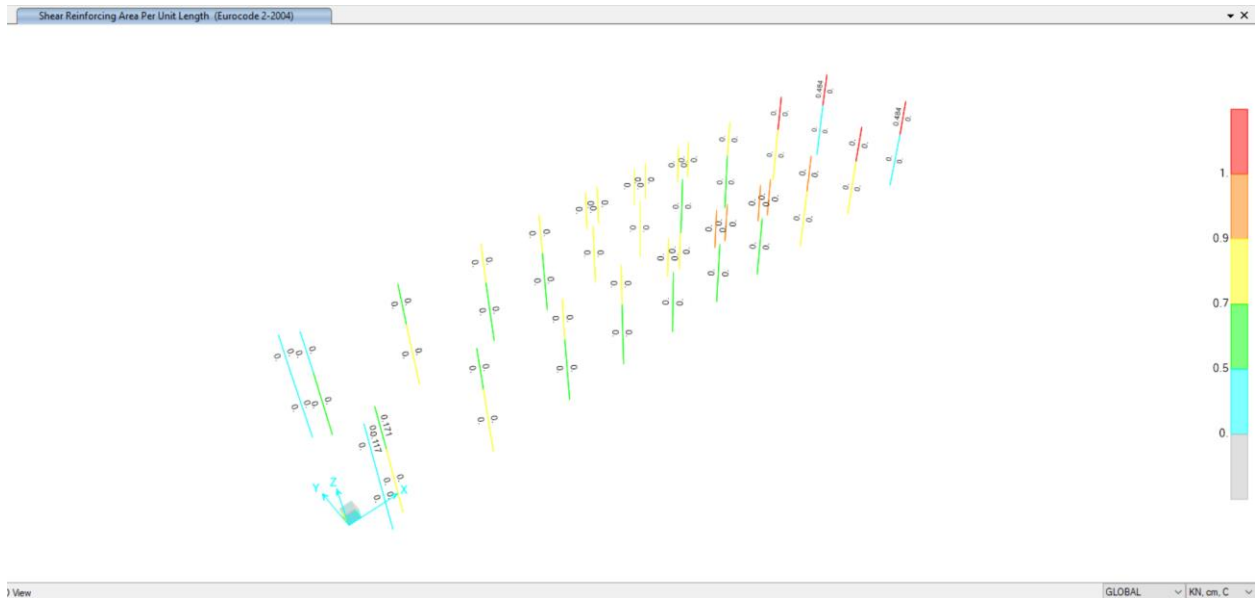


Figura 35. Rinforzo trasversale



Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle barrette:


Tabella 15 Armature barrette 2.80x0.60

Quota	Largo[cm]	Spessore [cm]	Lato largo	Lato esterno	Armatura a taglio
Da -2,20m a -6,45m	280	60	20 ϕ 26	5 ϕ 26	8 ϕ 20/200
Da -6,45m a -7,75m	220	60	16 ϕ 26	5 ϕ 28	8 ϕ 20/200
Da -7,75m a -15,60m	280	60	20 ϕ 26	5 ϕ 26	8 ϕ 20/200
Da -15,60m a -16,90m	220	60	16 ϕ 26	5 ϕ 28	8 ϕ 20/200
Da -16,90m a -20,75m	280	60	20 ϕ 26	5 ϕ 26	8 ϕ 20/200
Da -20,75m a -32,75m	280	60	20 ϕ 24	5 ϕ 24	8 ϕ 20/200

Tabella 16 Armature barrette 4.00x0.60

Quota	Largo[cm]	Spessore [cm]	Lato largo	Lato esterno	Armatura a taglio
Da -2,20m a -6,45m	280	60	28 ϕ 26	5 ϕ 26	12 ϕ 20/200
Da -6,45m a -7,75m	220	60	24 ϕ 26	5 ϕ 28	12 ϕ 20/200
Da -7,75m a -15,60m	280	60	28 ϕ 26	5 ϕ 26	12 ϕ 20/200
Da -15,60m a -16,90m	220	60	24 ϕ 26	5 ϕ 28	12 ϕ 20/200
Da -16,90m a -20,75m	280	60	28 ϕ 26	5 ϕ 26	12 ϕ 20/200
Da -20,75m a -32,75m	280	60	28 ϕ 24	5 ϕ 24	12 ϕ 20/200

Per le colonne circolari con diametro di 80 cm, l'armatura longitudinale è costituita da 20 ϕ 26 e una cinghia trasversale di ϕ 12, passo 15 cm

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Italian NTC						
Frame	DesignSect	DesignType	Location	PMMRatio	VMajRebar	VMinRebar
Text	Text	Text	cm	Unitless	cm2/cm	cm2/cm
1	C80	Column	50	0.594	0.000	0.000
1	C80	Column	270	0.533	0.000	0.000
1	C80	Column	490	0.718	0.000	0.000
2	C80	Column	50	0.638	0.000	0.000
2	C80	Column	270	0.575	0.000	0.000
2	C80	Column	490	0.762	0.000	0.000
3	C80	Column	50	0.782	0.000	0.000
3	C80	Column	270	0.603	0.000	0.000
3	C80	Column	490	0.851	0.000	0.000
4	C80	Column	50	0.820	0.000	0.000
4	C80	Column	270	0.642	0.000	0.000
4	C80	Column	490	0.887	0.000	0.000
5	C80	Column	50	0.840	0.000	0.000
5	C80	Column	270	0.659	0.000	0.000
5	C80	Column	490	0.910	0.000	0.000
6	C80	Column	50	0.833	0.000	0.000
6	C80	Column	270	0.653	0.000	0.000
6	C80	Column	490	0.904	0.000	0.000
7	C80	Column	50	0.830	0.000	0.000
7	C80	Column	270	0.659	0.000	0.000
7	C80	Column	490	0.908	0.000	0.000
8	C80	Column	50	0.835	0.000	0.000
8	C80	Column	270	0.664	0.000	0.000
8	C80	Column	490	0.914	0.000	0.000
9	C80	Column	50	0.703	0.000	0.000
9	C80	Column	270	0.625	0.000	0.000
9	C80	Column	490	0.834	0.000	0.000
10	C80	Column	50	0.711	0.000	0.000
10	C80	Column	270	0.631	0.000	0.000
10	C80	Column	490	0.843	0.000	0.000
11	C80	Column	50	0.680	0.000	0.000
11	C80	Column	270	0.610	0.000	0.000
11	C80	Column	490	0.807	0.000	0.000
12	C80	Column	50	0.684	0.000	0.000
12	C80	Column	270	0.613	0.000	0.000
12	C80	Column	490	0.813	0.000	0.000
13	B280X60	Column	50	0.217	0.000	0.000
13	B280X60	Column	270	0.219	0.000	0.000
13	B280X60	Column	490	0.231	0.000	0.000
14	B280X60	Column	50	0.782	0.000	0.000
14	B280X60	Column	270	0.529	0.000	0.000
14	B280X60	Column	490	0.821	0.000	0.000



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

15	B280X60	Column	50	0.706	0.000	0.000
15	B280X60	Column	270	0.528	0.000	0.000
15	B280X60	Column	490	0.780	0.000	0.000
16	B280X60	Column	50	0.723	0.000	0.000
16	B280X60	Column	270	0.626	0.000	0.000
16	B280X60	Column	490	0.882	0.000	0.000
17	B280X60	Column	50	0.904	0.000	0.000
17	B280X60	Column	270	0.615	0.000	0.000
17	B280X60	Column	490	0.981	0.000	0.000
18	B400X60	Column	50	0.513	0.484	0.000
18	B400X60	Column	270	0.311	0.484	0.000
18	B400X60	Column	490	1.122	0.484	0.000
19	B280X60	Column	50	0.371	0.171	0.000
19	B280X60	Column	270	0.386	0.171	0.000
19	B280X60	Column	490	0.504	0.171	0.000
20	B280X60	Column	50	0.786	0.000	0.000
20	B280X60	Column	270	0.527	0.000	0.000
20	B280X60	Column	490	0.806	0.000	0.000
21	B280X60	Column	50	0.716	0.000	0.000
21	B280X60	Column	270	0.527	0.000	0.000
21	B280X60	Column	490	0.774	0.000	0.000
22	B280X60	Column	50	0.879	0.000	0.000
22	B280X60	Column	270	0.623	0.000	0.000
22	B280X60	Column	490	0.944	0.000	0.000
23	B280X60	Column	50	0.923	0.000	0.000
23	B280X60	Column	270	0.618	0.000	0.000
23	B280X60	Column	490	0.996	0.000	0.000
24	B400X60	Column	50	0.514	0.484	0.000
24	B400X60	Column	270	0.311	0.484	0.000
24	B400X60	Column	490	1.123	0.484	0.000
25	B280X60	Column	50	0.680	0.000	0.000
25	B280X60	Column	457.5	0.686	0.000	0.000
25	B280X60	Column	865	0.693	0.000	0.000
26	B280X60	Column	50	0.679	0.000	0.000
26	B280X60	Column	457.5	0.686	0.000	0.000
26	B280X60	Column	865	0.692	0.000	0.000
27	B280X60	Column	50	0.667	0.000	0.000
27	B280X60	Column	457.5	0.673	0.000	0.000
27	B280X60	Column	865	0.680	0.000	0.000
28	B280X60	Column	50	0.710	0.000	0.000
28	B280X60	Column	457.5	0.717	0.000	0.000
28	B280X60	Column	865	0.723	0.000	0.000
29	B280X60	Column	50	0.688	0.000	0.000
29	B280X60	Column	457.5	0.694	0.000	0.000
29	B280X60	Column	865	0.700	0.000	0.000



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

30	B280X60	Column	50	0.665	0.000	0.000
30	B280X60	Column	457.5	0.671	0.000	0.000
30	B280X60	Column	865	0.678	0.000	0.000
31	B280X60	Column	50	0.637	0.000	0.000
31	B280X60	Column	457.5	0.644	0.000	0.000
31	B280X60	Column	865	0.651	0.000	0.000
32	B280X60	Column	50	0.833	0.000	0.000
32	B280X60	Column	457.5	0.838	0.000	0.000
32	B280X60	Column	865	0.844	0.000	0.000
33	B400X60	Column	50	0.353	0.000	0.000
33	B400X60	Column	457.5	0.273	0.000	0.000
33	B400X60	Column	865	0.300	0.000	0.000
34	B280X60	Column	50	0.730	0.000	0.000
34	B280X60	Column	457.5	0.736	0.000	0.000
34	B280X60	Column	865	0.743	0.000	0.000
35	B280X60	Column	50	0.674	0.000	0.000
35	B280X60	Column	457.5	0.681	0.000	0.000
35	B280X60	Column	865	0.687	0.000	0.000
36	B280X60	Column	50	0.653	0.000	0.000
36	B280X60	Column	457.5	0.660	0.000	0.000
36	B280X60	Column	865	0.667	0.000	0.000
37	B280X60	Column	50	0.613	0.000	0.000
37	B280X60	Column	457.5	0.620	0.000	0.000
37	B280X60	Column	865	0.627	0.000	0.000
38	B280X60	Column	50	0.620	0.000	0.000
38	B280X60	Column	457.5	0.627	0.000	0.000
38	B280X60	Column	865	0.634	0.000	0.000
39	B280X60	Column	50	0.659	0.000	0.000
39	B280X60	Column	457.5	0.665	0.000	0.000
39	B280X60	Column	865	0.672	0.000	0.000
40	B280X60	Column	50	0.786	0.000	0.000
40	B280X60	Column	457.5	0.791	0.000	0.000
40	B280X60	Column	865	0.797	0.000	0.000
41	B280X60	Column	50	0.843	0.000	0.000
41	B280X60	Column	457.5	0.848	0.000	0.000
41	B280X60	Column	865	0.854	0.000	0.000
42	B400X60	Column	50	0.354	0.000	0.000
42	B400X60	Column	457.5	0.273	0.000	0.000
42	B400X60	Column	865	0.301	0.000	0.000
43	B400X60	Column	50	0.779	0.000	0.000
43	B400X60	Column	457.5	0.785	0.000	0.000
43	B400X60	Column	865	0.791	0.000	0.000
44	B400X60	Column	50	0.752	0.000	0.000
44	B400X60	Column	457.5	0.759	0.000	0.000
44	B400X60	Column	865	0.765	0.000	0.000



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

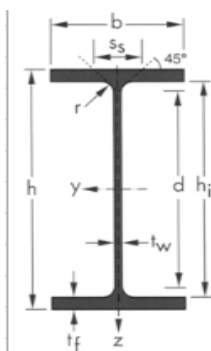
45	B400X60	Column	50	0.502	0.000	0.000
45	B400X60	Column	270	0.459	0.000	0.000
45	B400X60	Column	490	0.516	0.000	0.000
46	B400X60	Column	50	0.585	0.000	0.000
46	B400X60	Column	270	0.480	0.000	0.000
46	B400X60	Column	490	0.651	0.000	0.000
90	B280X60	Column	50	0.150	0.000	0.000
90	B280X60	Column	270	0.196	0.000	0.000
90	B280X60	Column	490	0.258	0.000	0.000
105	B280X60	Column	50	0.124	0.117	0.000
105	B280X60	Column	270	0.158	0.117	0.000
105	B280X60	Column	490	0.370	0.117	0.000
107	B280X60	Column	50	0.049	0.000	0.000
107	B280X60	Column	457.5	0.026	0.000	0.000
107	B280X60	Column	865	0.003	0.000	0.000
108	B280X60	Column	50	0.049	0.000	0.000
108	B280X60	Column	457.5	0.026	0.000	0.000
108	B280X60	Column	865	0.003	0.000	0.000



6.1.3.3.1. Verifica King Post provvisorio

Tra il livello dell'atrio e la soletta di copertura è prevista la costruzione di coppie di pilastri circolari di 80 cm di diametro. In fase di costruzione è previsto l'utilizzo di King Post, composto da tre profili HEB400 che devono sopportare la totalità del carico gravitazionale della soletta di copertura. I tre profili sono interconnessi nella direzione longitudinale della stazione da diagonali per limitare l'instabilità flessionale attorno al piano debole. La costruzione dei pilastri circolari deve avvenire in tre fasi; per prima, rimuovo le diagonali di un profilo laterale per consentire la costruzione della colonna circolare mentre gli altri due profili rimangono controventati insieme. Quindi è possibile costruire la seconda colonna circolare. Infine va rimosso il profilo centrale.

$N_{Ed_max} = 12200 \text{ kN} / 3 = 4070 \text{ kN} / \text{profilo}$



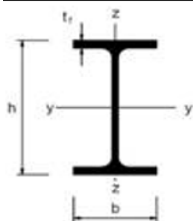
Profili HE/HL	G	h	b	t _w	t _f	r	A	h _i	d
	[kg/m]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[cm ²]	[mm]	[mm]
HE 400 B	155	400	300	13.5	24	27	197.8	352	298

I _y	W _{el,y}	W _{pl,y}	i _y	A _{vz}	I _z	W _{el,z}	W _{pl,z}	i _z
[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]	[cm ²]	[cm ⁴]	[cm ³]	[cm ³]	[cm]
57680	2884	3232	17.08	69.98	10820	721.3	1104	7.4



IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta

(Instabilità attorno all'asse y-y)



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

N_{Ed} = azione di compressione di calcolo
N_{b,Rd} = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende di tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A = area lorda della sezione
f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
γ_{M1} = coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante N = [kN]
Caratteristiche del profilo L_{cr} [m] =
Classe dell'acciaio

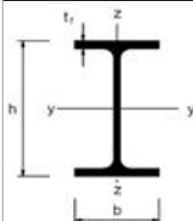
OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

N _{Ed} =	4070.00 [kN]	N _{Ed} / N _{b,Rd} =	0.63	<input type="button" value="Verifica soddisfatta"/>
N _{b,Rd} =	6477.80 [kN]			

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta

(Instabilità attorno all'asse z-z)



$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$$

N_{Ed} = azione di compressione di calcolo
N_{b,Rd} = resistenza all'instabilità nell'asta compressa
χ = coefficiente che dipende di tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato
A = area lorda della sezione
f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento
γ_{M1} = coefficiente di sicurezza
Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3

INPUT

Definizione dell'azione sollecitante N = [kN]
Caratteristiche del profilo L_{cr} [m] =
Classe dell'acciaio

OUTPUT

(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

N _{Ed} =	4070.00 [kN]	N _{Ed} / N _{b,Rd} =	0.65	<input type="button" value="Verifica soddisfatta"/>
N _{b,Rd} =	6221.80 [kN]			



6.2 Solettone di fondo

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 e le fondazioni sottostanti. La Figura 36 mostra una vista tridimensionale del modello utilizzato per la verifica strutturale della stazione di Rebaudengo (SRB), evidenziando la disposizione degli elementi tipo *shell* utilizzati per modellare la soletta di fondo e l'interazione con il terreno e le fondazioni.

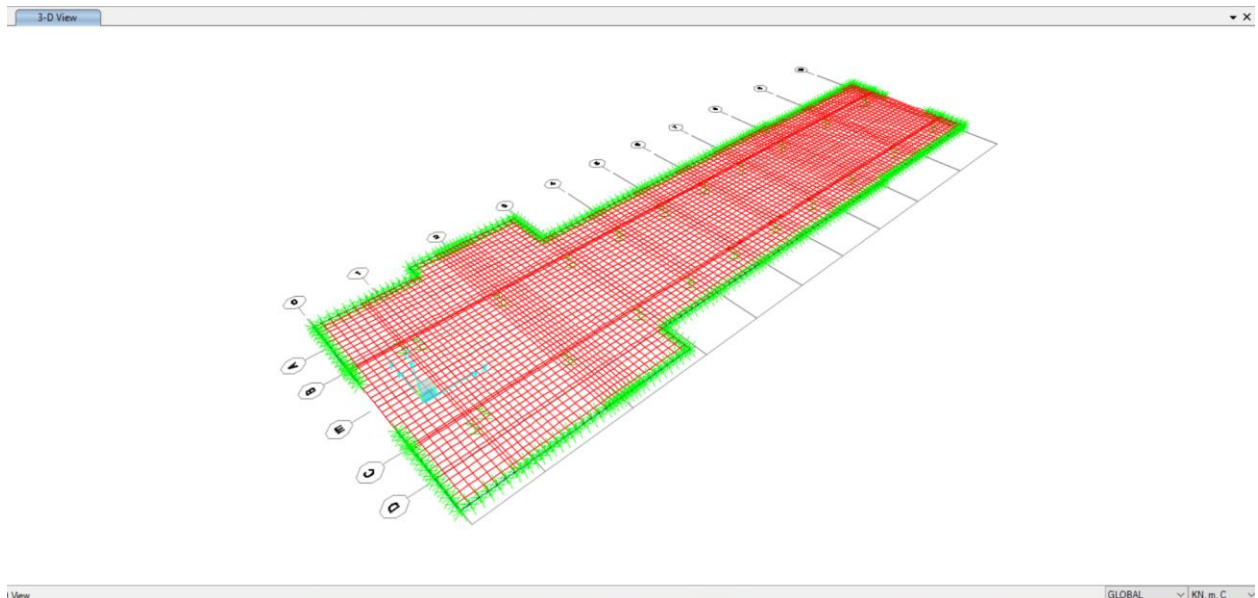



Figura 36. Modello solettone di fondo

La soletta di fondo è costituita da una soletta piena di spessore 1,00 m appoggiata su un terreno migliorato con *Jet Grouting* e collegata ai diagrammi perimetrali dove è previsto una scanalatura profonda 0,20m e alto 1,30m, con una tolleranza di ± 15 cm. Inoltre, la soletta di fondo è collegata alle barrette interne alle cui estremità sono state previste tasche di collegamento profonde 0,30m e alte 1,30 m per garantire l'effettivo appoggio della soletta. Trasversalmente alle barrette saranno disposte delle barre passanti che fungeranno da connettori a taglio e garantiranno il collegamento del nodo inferiore soletta-barrette. La soletta di fondo sarà infine annegata nelle fodere perimetrali di spessore 1,00 m collocate in adiacenza dei diaframmi preesistenti.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Per riconoscere la porzione di nodo rigido rappresentativa dell'intersezione delle barrette con il solettone di fondo, la strategia utilizzata consiste nel definire una *meshing* delle solette che garantisca la corrispondenza dei nodi del modello con il perimetro delle barrette. La Figura 37 mostra il dettaglio di un nodo di intersezione tra la il solettone di fondo di 1,00 m di spessore e una barretta di 2,80x0,60 m. Assegnando un *Body Constraint* ai nodi evidenziati, è possibile simulare l'estensione della porzione rigida della soletta in prossimità del nodo centrale ed ottenere le sollecitazioni agenti sulla soletta in corrispondenza diretta delle facce delle barrette. Questa considerazione del modello è stata applicata a tutti i nodi solaio-barrette del modello strutturale.

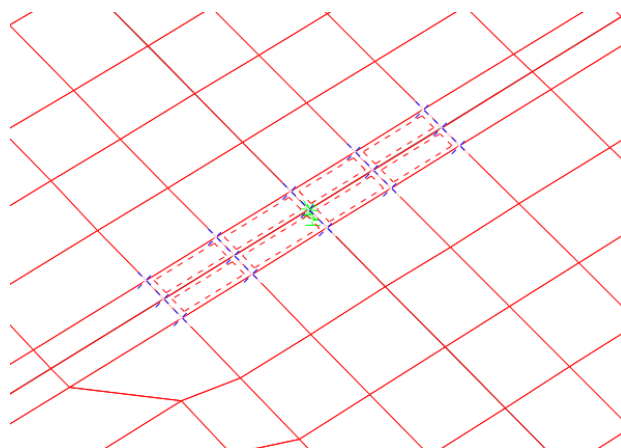



Figura 37. Dettaglio di un nodo di intercettazione soletta-barrette

Per simulare adeguatamente il terreno sottostante e le fondazioni (prolungamento delle barrette e 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 tipi di molle:

- i) Per considerare la rigidezza verticale delle barrette di fondazione di lunghezza 16,0 m al di sotto della soletta di fondo, è incorporata una molla verticale - *Joint Springs* (come mostrato in Figura 36) con rigidezza K_b (kN/m).
- ii) Per considerare la rigidezza verticale dei diaframmi di fondazione perimetrali di lunghezza 9,0m al di sotto della soletta di fondo, è stato incorporato lungo il perimetro della soletta un elemento di *frame* virtuale con un *Line Springs* di rigidezza K_d (kN/m/m) e con rigidezza infinita ($I_{33} \rightarrow \infty$) per simulare la rigidezza dei diaframmi nel

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

- piano verticale. In questo caso, la rigidezza della molla associata a ciascun nodo perimetrale sarà il prodotto di K_d per la lunghezza dell'elemento.
- iii) Per considerare la rigidezza verticale del terreno migliorato a contatto con la faccia inferiore del solettone di fondo, in ogni elemento *shell* è incorporata una *Springs to Area* con un modulo di reazione K_s (kN/m/m²) reagente solo a compressione. In questo caso, la rigidità della molla associata a ciascun nodo interno sarà il prodotto di K_s per l'area tributaria di ciascun elemento. Poiché le molle nel terreno reagiscono solo a compressione, è necessario effettuare un'analisi statica non lineare che riconosca tale non linearità.

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

Perimetralmente il solettone di fondo è rigidamente collegato alle fodere interne spesse 1,00m, 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 rigidezza verticale delle barrette e dei diaframmi di fondazione viene utilizzato il metodo di *Randolph & Wroth* (1978), che consente di stimare la rigidezza verticale di un palo di fondazione come la somma della rigidezza superficiale e della rigidezza della base.

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

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


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

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

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

Terreno omogeneo: $\varepsilon = 1$ $\rho = 1$

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Per la stazione Rebaudengo (SRB), si ha:

Unità prevalente U2

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

$$\text{Barrette (2,80x0,60) / L=16m} \rightarrow K_b = 2024000 \text{ kN/m}$$

$$\text{Barrette (4,00x0,60) / L=16m} \rightarrow K_b = 2253000 \text{ kN/m}$$

$$\text{Diaframmi e=1,00m / L=10m} \rightarrow K_d = 694000 \text{ kN/m/m}$$

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

Per la stazione in oggetto

Unità prevalente U2 migliorata – Colonne Jet Grouting

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

$$B = 22\text{m} \quad L/B \sim 5 \quad I_w = 1,60 \quad \rightarrow \quad K_s = 14050 \text{ kN/m/m}^2$$

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

I carichi concentrati trasferiti dalle barrette sono ricavati direttamente dalle reazioni verticali calcolate nel modello della sovrastruttura (modello precedente). I carichi distribuiti q (kN/m) applicati al perimetro del modello possono essere stimati come:

$$q = (W_T - \sum R_i)/L_p + w_d$$



Per la stazione in oggetto, si ottiene:

W_T ... peso totale della struttura (*Base Reaction*) = 343100 kN

$\sum R_i$... sommatoria della reazione dei barrete = 223315 kN ~65%

L_p ... lunghezza del perimetro della soletta sostenuta dai diaframmi = 232m

w_d ... peso proprio dei diaframmi sopra la soletta de fondo =340 kN/m

$$q = \frac{(343100 - 223315)}{232} + 340 = 860 \text{ kN/m}$$

La Figura 38 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).

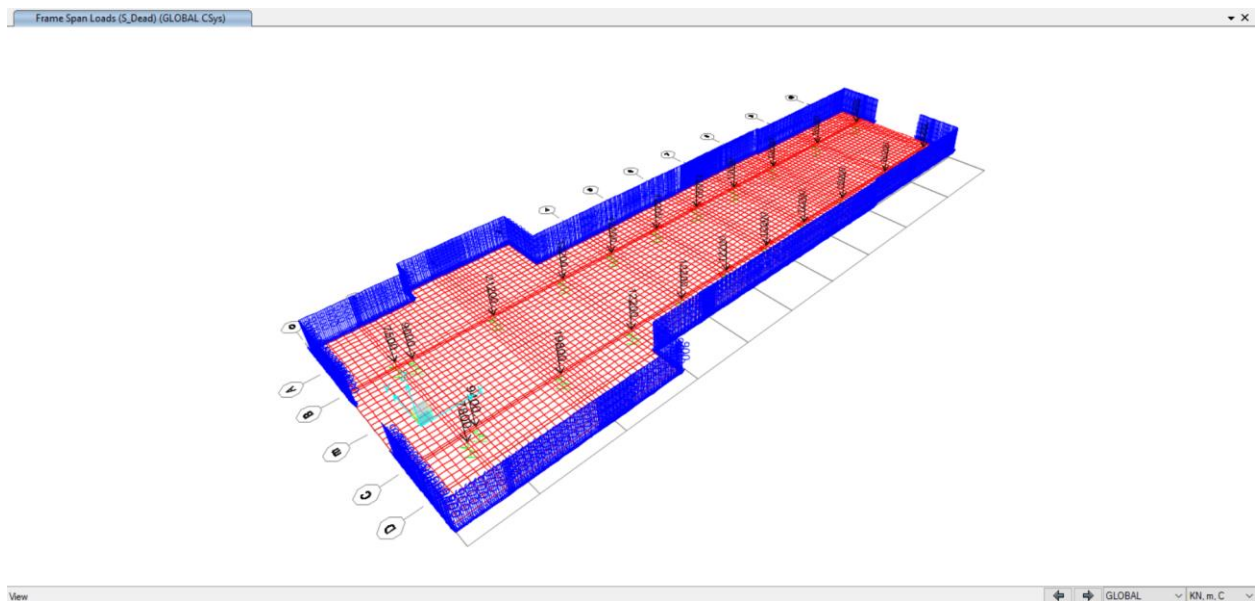



Figura 38. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura

- Carichi idrostatici

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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.

Nel caso della stazione Rebaudengo (SRB), la quota piezometrica di riferimento è a -13,50m, per cui la quota a lungo termine sarà di -9,00m, che rappresenta un dislivello $\Delta H = 7,75\text{m}$ rispetto alla quota dell'intradosso del solettone di fondo posto a quota -16,75m.

$$\text{Sottopressione} = \Delta H \times \gamma_w = 7,75\text{m} \times 9,80 \text{ kN/m}^3 = 76,00 \text{ kN/m}^2$$

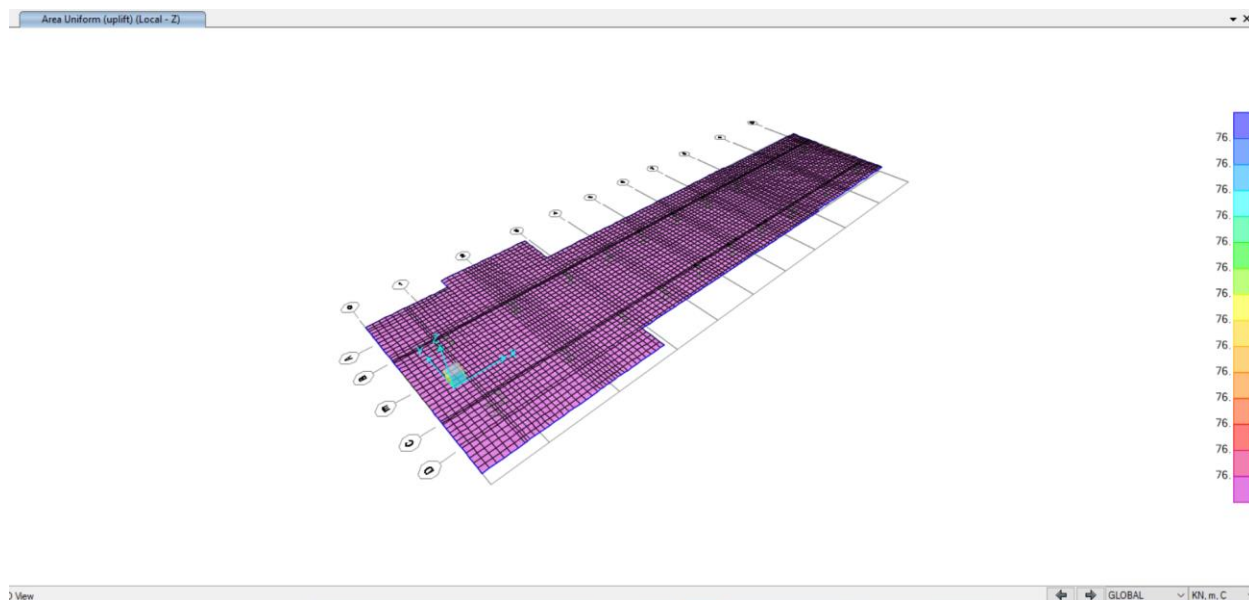



Figura 39. Sottopressione idrostatica a lungo termine

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

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

6.2.3 Risultati e verifiche strutturali

L'ALLEGATO D 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 40 mostra una vista della deformazione della soletta di fondo

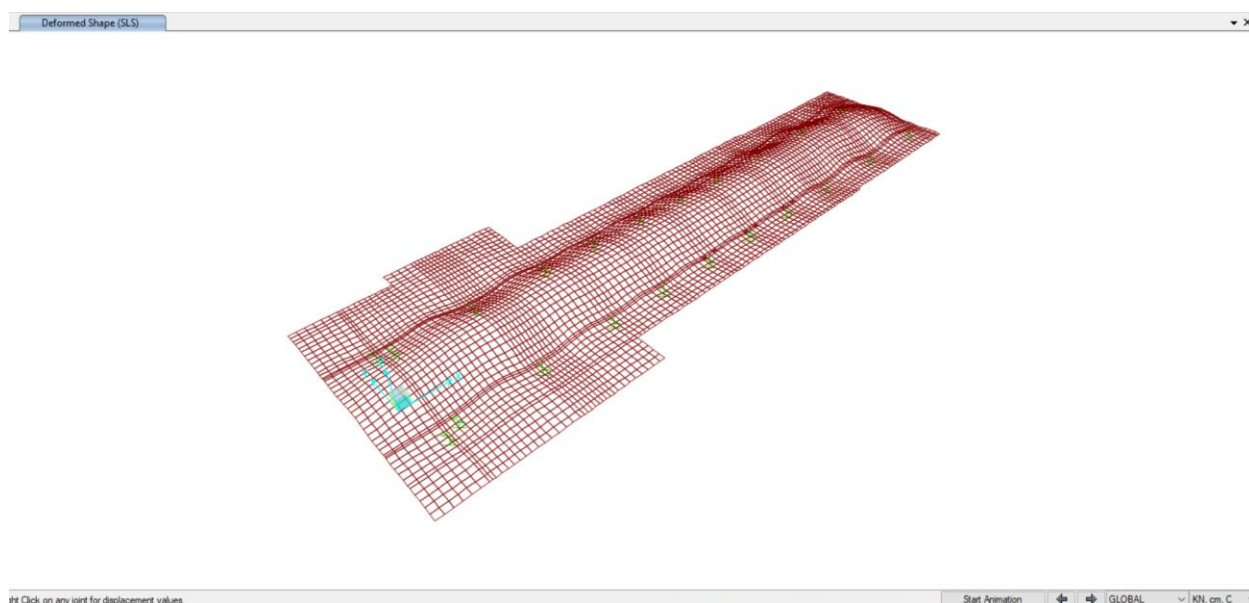


Figura 40. Deformazione della soletta di fondo

- i) Verifica a flessione:
- spessore di soletta = 100cm
 - separazione di barra = 200 / 100 cm
 - armatura minima: NTC §4.1.6.1.1.



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

$$A_{s,min} = 0.26 (2.90/450) 100 \times 95 = 15.92 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ --- } \phi 24/200$$

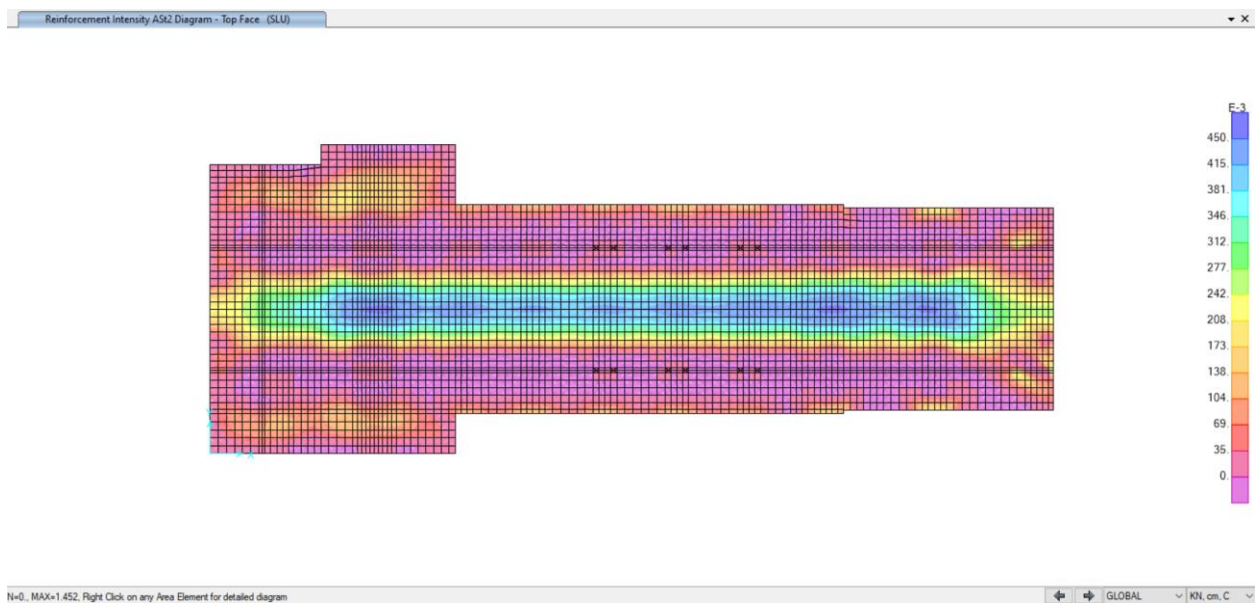


Figura 41. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

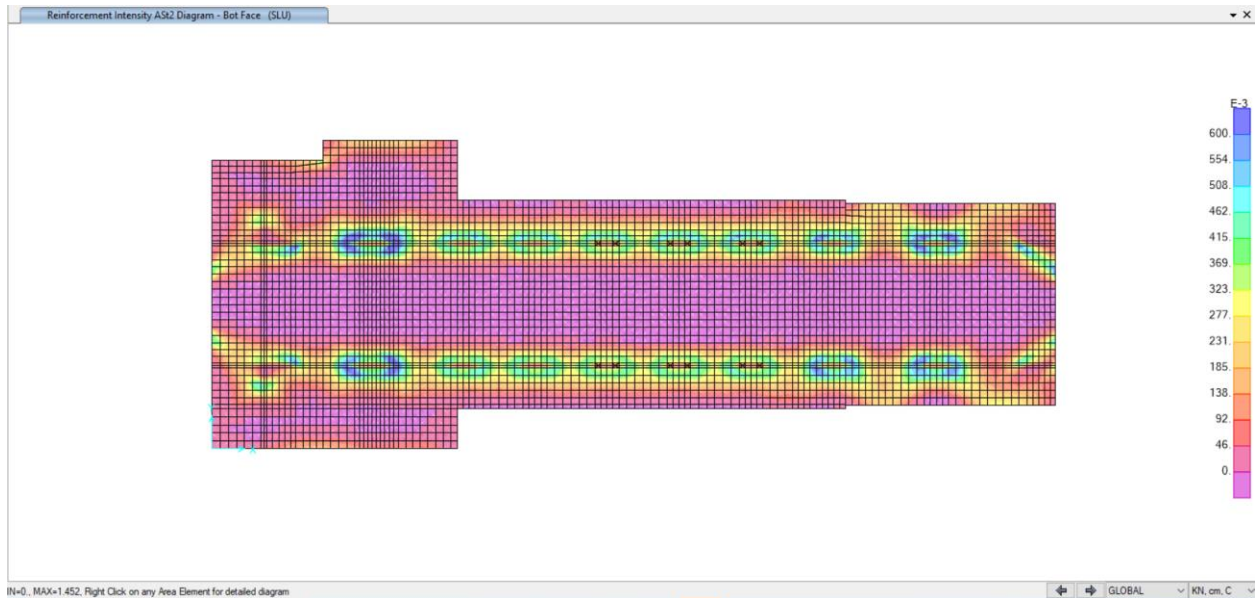


Figura 42. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

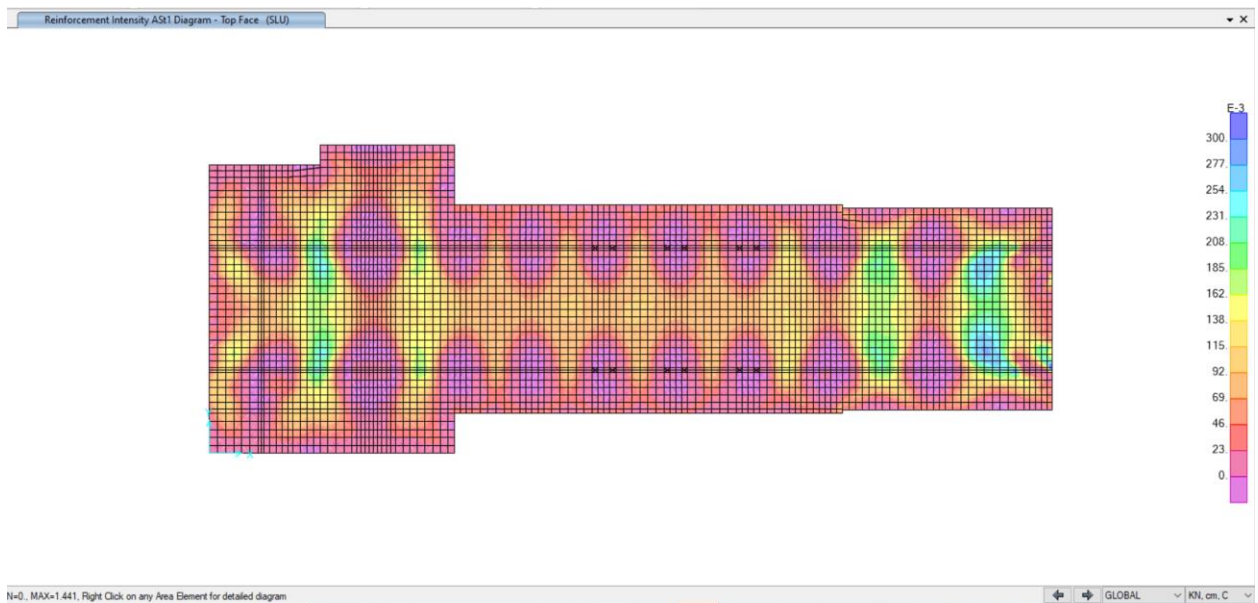


Figura 43. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale

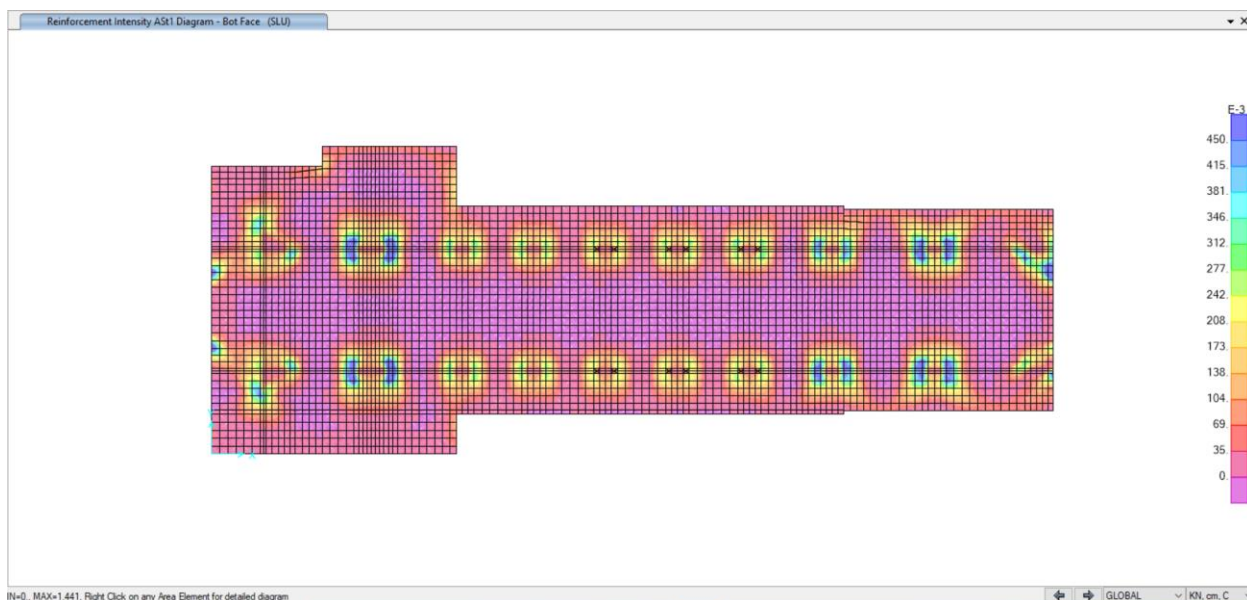


Figura 44. Acciaio di rinforzo As (cm²/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

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

Tabella 17 Armature soletta di fondo

Tra assi	Posizione	Tra assi DC	Assi C	Tra assi CB	Assi B	Tra assi BA
1-3	Trasv. Superiore	φ24/100	φ24/200	2φ24/100	φ24/200	φ24/100
	Trasv. Inferiore	φ24/100	2φ24/100	φ24/200	2φ24/100	φ24/100
	Long. Superiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250	φ26/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250	φ26/125	φ24/250
3-10	Trasv. Superiore	φ24/200	φ24/200	φ24/100+ φ24/200	φ24/200	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/100	2φ24/100	φ24/200	2φ24/100	φ24/100
	Long. Superiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250	φ26/125	φ24/250
	Long. Inferiore	φ24/250	φ26/125	φ24/250	φ26/125	φ24/250



ii) Verifica al taglio:

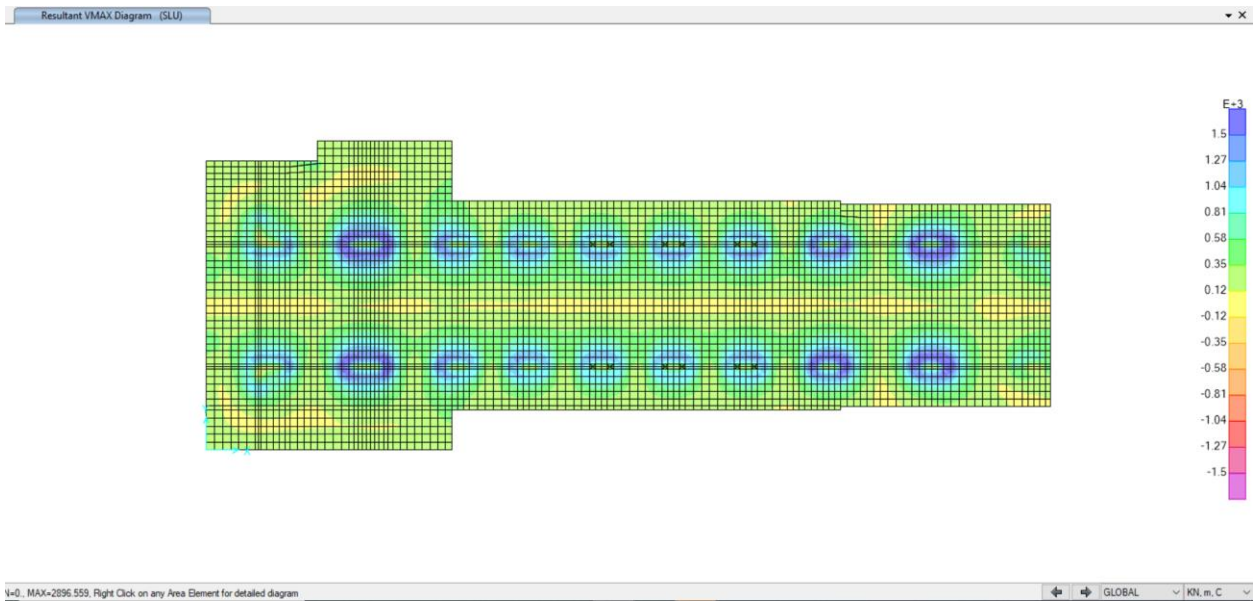


Figura 45. Taglio máximo $V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$

Zona 1: Entro 2d faccia delle barrete

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

Zona 2: Resto

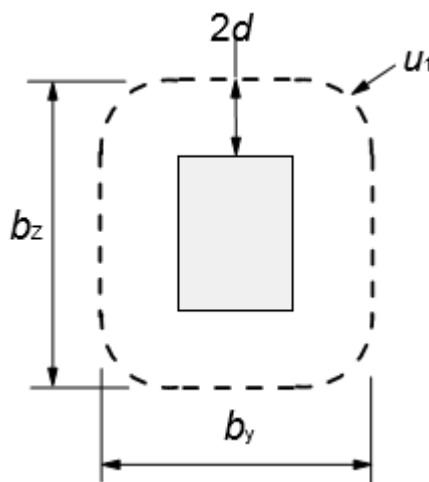
$$A_{st} = 2\phi 20/400 \quad V_{Rd} = 730 \text{ kN/m}$$



iii) Verifica al Punzonamento:

NTC §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrete 2,80x0,60 m $V_{Ed} = 16300$ kN



Soletta di fondo:

$$d = 0,90\text{m} \quad u_1 = 21,20\text{m}$$

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1 = 1,50 \times 16300 / 0,90 / 21,20 / 1000 = 1,28\text{MPa}$$

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


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

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

$$A_{sw} = 14,00 / 0,20 \times 3,14 = 220 \text{ cm}^2 \quad f_{y,ef} = 390\text{MPa}$$

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \times 0,33 + 1,5 (0,90 / 0,20) 220 \times 390 / (2120 \times 90) = 0,25 + 3,03 = 3,28 \text{ MPa} > v_{Ed}$$

Verifica connessione barretta-soletta:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

- Taglio all'interfaccia verticale tra getto di calcestruzzo in tempi diversi

Eurocode2 § 6.2.5. $V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd}$

Superfici classificate come *ruvide* $\rightarrow c = 0.45$; $\mu = 0.70$

Forza orizzontale medio $N_{cd} = 300 \text{ kN/m} \rightarrow \sigma_n = 0,30 \text{ MPa}$

Armatura orizzontale: doppio strato $6x\phi 28$ (connettori a taglio) $\alpha = 90^\circ$

$$A_s = 2x6x6,16 = 73.92 \text{ cm}^2 \quad A_i = 220x100 = 22000 \text{ cm}^2 \rightarrow \rho = A_s/A_i = 0,34\%$$

$$V_{Rdi} = 0.45x1,33 + 0.70x0,30 + 0,0034x390x0.7 = 0,60 + 0,21 + 0.93 = 1.73 \text{ MPa}$$

$$v = 0.6(1-f_{ck}/250) = 0.528 \rightarrow 0.5vf_{cd} = 4.48 \text{ MPa} > 1.73 \text{ MPa} \text{ .. ok}$$

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i)$$

Per $\beta = 1 \rightarrow V_{Rd,1} = (1.73/10x90x220)x2 = 6850 \text{ KN}$ (capacità di taglio su doppio piano)

- Resistenza al taglio per effetto mensola

Eurocode2 § 6.2.2 $V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} = 0.035 \times 2^{3/2} \times 25^{1/2} = 0.50 \text{ MPa}$$

Per un contatto $\sigma_{max} = 0,60f_{cd} = 15 \text{ MPa}$; $\theta = 30^\circ$; $K_1 = 0.15$

$$V_{Rd,c} = (0.50 + 0.15x15x\text{seno}30^\circ)60x60 = 600 \text{ kN}$$

Eurocode2 § 6.2.3 $V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$

Contributo dell'armatura trasversale (staffe) $5\phi 20 \text{ c}/50 \rightarrow V_{Rd,s} = 5x5x3.14x390/10 = 3060 \text{ kN}$

Contributo dell'armatura principale $5\phi 26 \rightarrow V_{Rd,s} = 1.6x5x5.31x390/10 = 1660 \text{ kN}$

$$V_{Rd,2} = (600+3060+1660)x2 = 10640 \text{ KN}$$
 (capacità di taglio su doppio piano)

$$\text{Infine, } V_{Rd} = V_{Rd,1} + V_{Rd,2} = 6850 + 10640 = 17490 \text{ kN}$$

- Verifiche SLE – Soletta di fondo

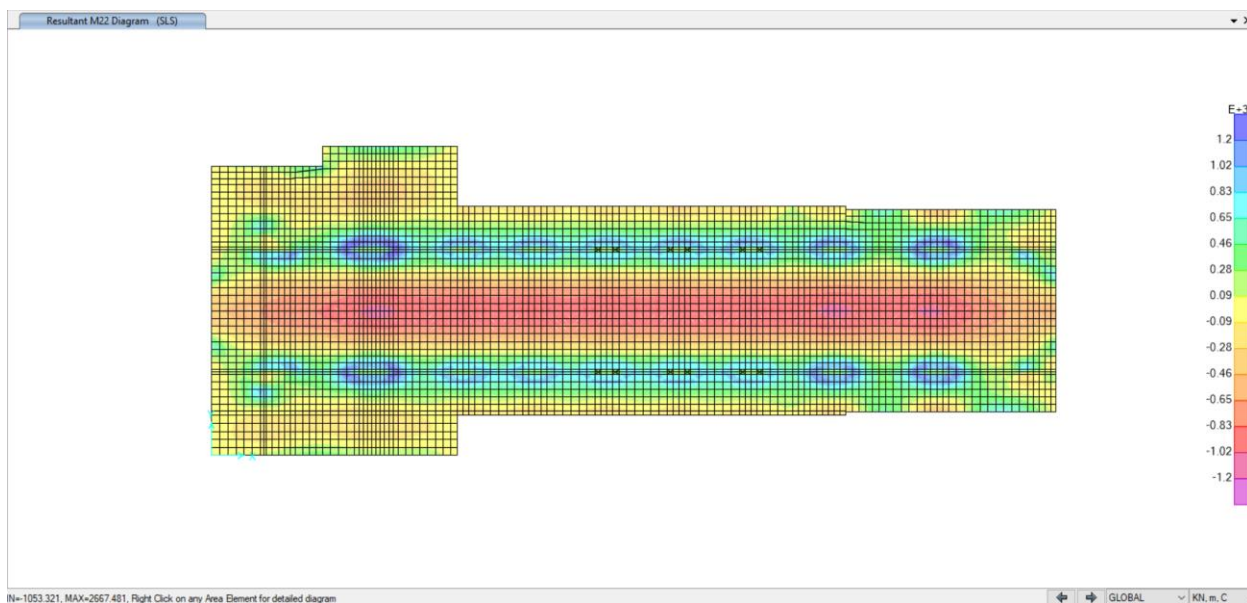


Figura 46. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

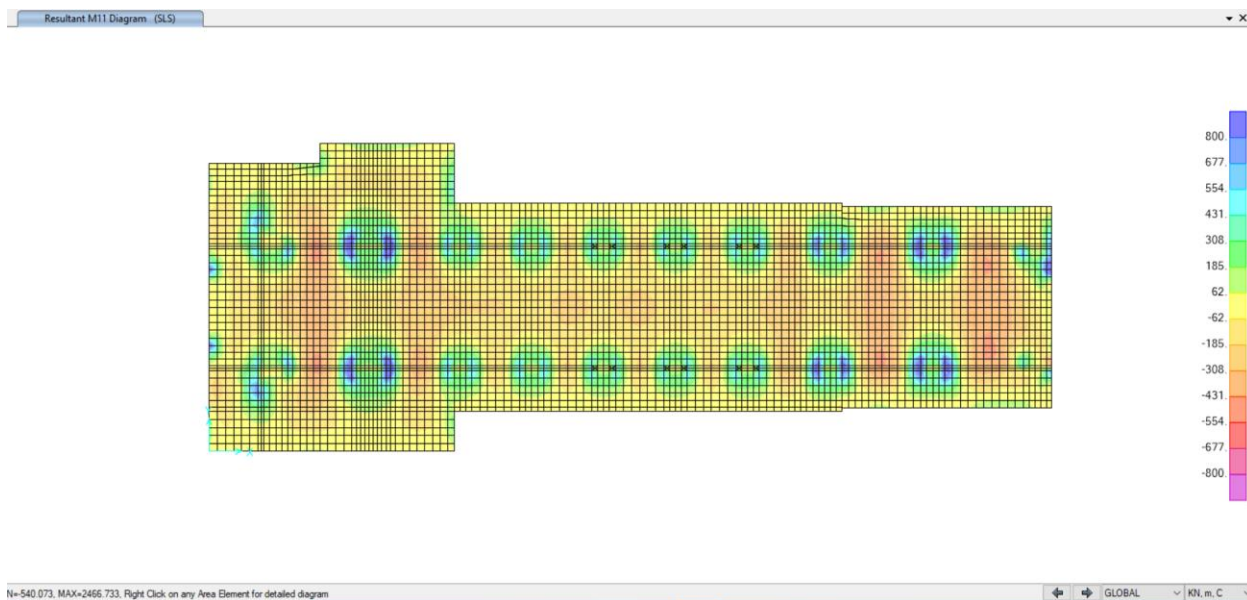



Figura 47. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

i) Verifica fessurazione e tensioni

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

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

Dove,

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

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

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

Tabella 18 Capacità delle sezioni tipologiche

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

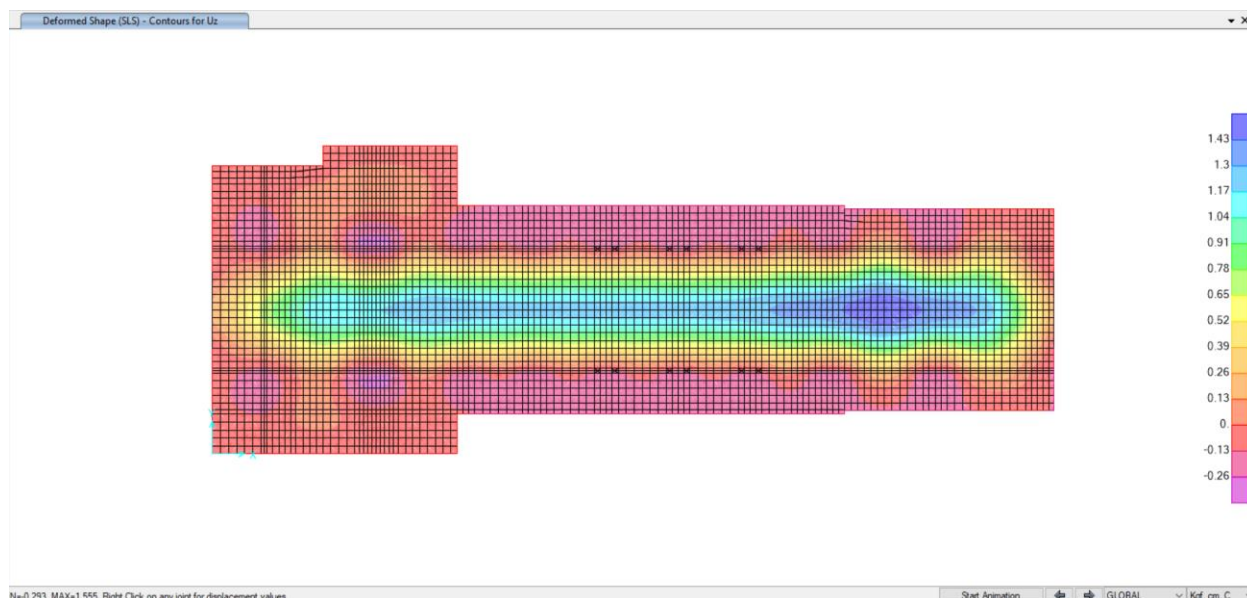
Dal confronto dei momenti flettenti massimi M_{max} per SLE con i momenti limite M_{lim} di ciascuna sezione tipologica utilizzata, si verifica che $M_{max} < M_{lim}$

ii) Verifica deformazione

NTC §4.1.2.2.2. / Eurocode 2 § 7.4

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

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


Figura 48. Deformazione verticale Uz – SLE


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

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

L ... Luce libera della campata

Tabella 19 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{sup}}$	$\Delta/L < 1/250$
1	13.80	0.75	1/1840
2	13.80	0.95	1/1450
3	13.80	1.15	1/1200
4	13.80	1.07	1/1290
5	13.80	1.10	1/1250
6	13.80	1.10	1/1250
7	13.80	1.16	1/1190
8	13.80	1.34	1/1030
9	13.80	1.27	1/1080
10	13.80	0.48	1/2875

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

6.3 Altre strutture interne

6.3.1 Generalità

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

6.3.2 Fodere interne

La fodera tra il solaio di copertura e il solaio dell'atrio tra quota -2,20m e -6,6m è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 50cm e larghezza unitaria (Fodera tipo A – Figura 49).

La fodera tra il solaio dell'atrio e la soletta di fondazione tra quota -7,60m e -15,75m è stata schematizzata come una trave appoggiata (lato atrio) - incastrata (lato fondazione) di spessore 50cm e larghezza unitaria da quota -7,60m a -12,95m e di spessore 100cm e larghezza unitaria da quota -12,95m a -15,75m (Fodera tipo B – Figura 49)

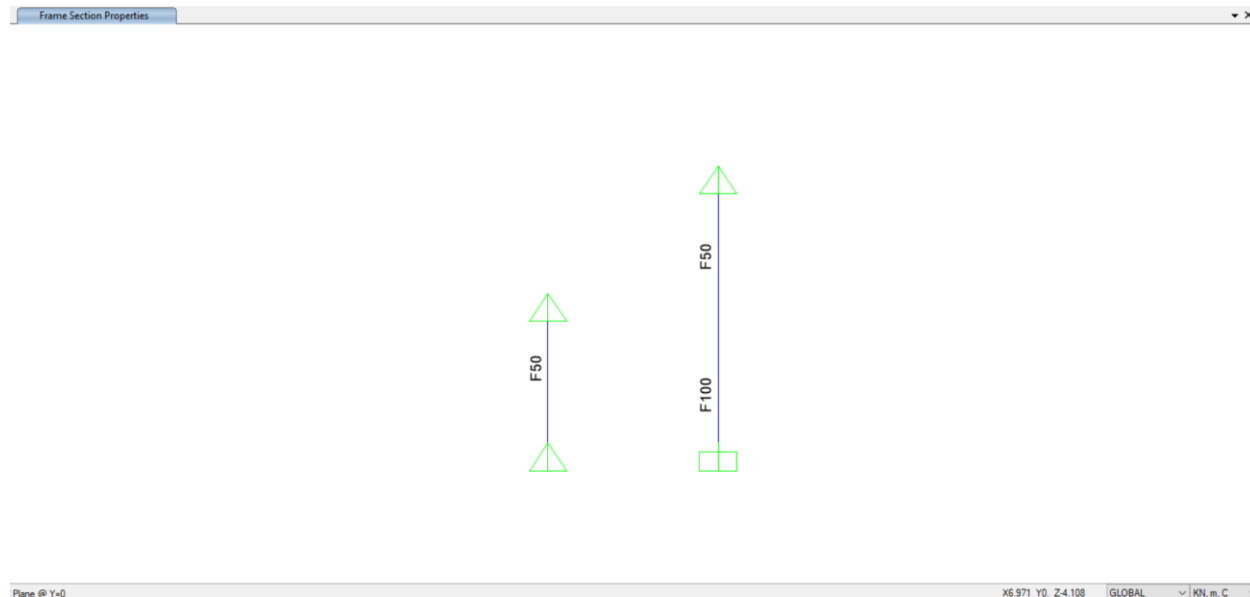


Figura 49. Schemi di calcolo


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Tabella 20 Spessore delle fodere

Elemento strutturale	Quota[m]	Spessore [cm]
Fodere "tipo A"	da -2,20a -6,60m	50
Fodere "tipo B"	da -7,60m a -12,95m	50
	da -12,95m a -15,75m	100

6.3.2.1. Analisi dei carichi

1) Spinta laterale del terreno

Il carico laterale applicato alle fodere è stato calcolato considerando la ripartizione di tale carico in base al rapporto delle inerzie tra fodera (spessore 50cm) e diaframma spessore 100cm).

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 50cm) e diaframma spessore 100cm).

A favore di sicurezza il peso proprio è stato trascurato



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
 strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Tabella 21 Calcolo carichi

Carichi da -2,20m a 6,6m													
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	8333333.33	1041666.7	0.0
ritomb.	-1	1	20	20.0	30	0.33	0.50	10.00	6.67	3.33	8333333.33	1041666.7	0.4
ritomb.	-2.2	1.2	20	44.0	30	0.33	0.50	22.00	14.67	7.33	8333333.33	1041666.7	0.8
U2	-6.6	4.4	19.5	129.8	36	0.26	0.41	53.51	33.70	19.81	8333333.33	1041666.7	2.2
Livello della falda			-9.0										
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1	1	0	0.0										
-2.2	1.2	0	0.0										
-6.6	4.4	0	0.0										
Pressione 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					8333333.3	1041666.7	0.0					
ritomb.	-1	1	20	1.0	4.64	8333333.3	1041666.7	1.5					
ritomb.	-2.2	1.2	20	1.0	4.64	8333333.3	1041666.7	1.5					
U2	-6.6	4.4	19.5	1.0	4.64	8333333.3	1041666.7	1.5					



Tabella 22 Calcolo carichi



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Carichi da -7,75m a 15,75m

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	8333333.33	1041666.7	0.0
ritomb.	-1	1	20	20.0	30	0.33	0.50	10.00	6.67	3.33	8333333.33	1041666.7	0.4
ritomb.	-2.2	1.2	20	44.0	30	0.33	0.50	22.00	14.67	7.33	8333333.33	1041666.7	0.8
U2	-7.75	5.55	19.5	152.2	36	0.26	0.41	62.75	39.52	23.23	8333333.33	1041666.7	2.6
U2	-15.75	8	19.5	308.2	36	0.26	0.41	127.05	80.02	47.03	8333333.33	1041666.7	5.2
Livello della falda			-9.0										
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1	1	0	0.0										
-2.2	1.2	0	0.0										
-7.75	5.55	0	0.0										
-9	1.25	0	0.0										
-15.75	6.75	10	67.5										
Pressione sismica													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. [°]	Sp. terreno	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]				
	0												
ritomb.	-1	1	20	1.0	20.14		8333333.3	1041666.7	3.2				
ritomb.	-2.2	1.2	20	1.0	20.14		8333333.3	1041666.7	3.2				
U2	-7.75	5.55	19.5	1.0	20.14		8333333.3	1041666.7	3.2				
U2	-15.75	8	19.5	1.0	20.14		8333333.3	1041666.7	3.2				

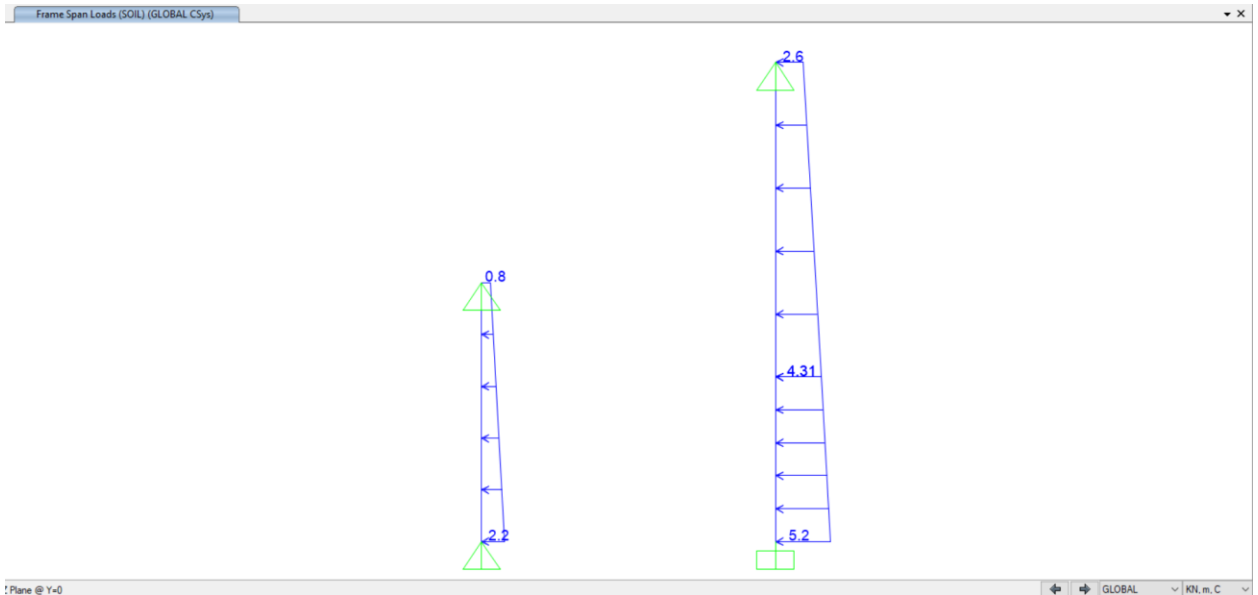


Figura 50. Spinta del terreno



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

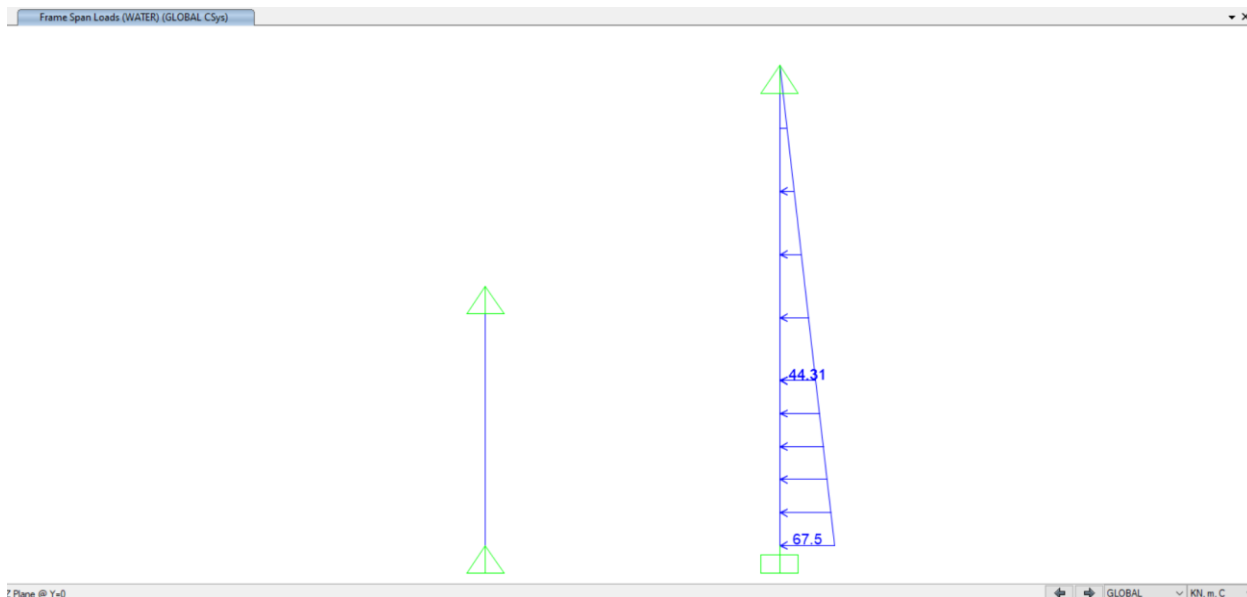


Figura 51. Pressione Idraulica

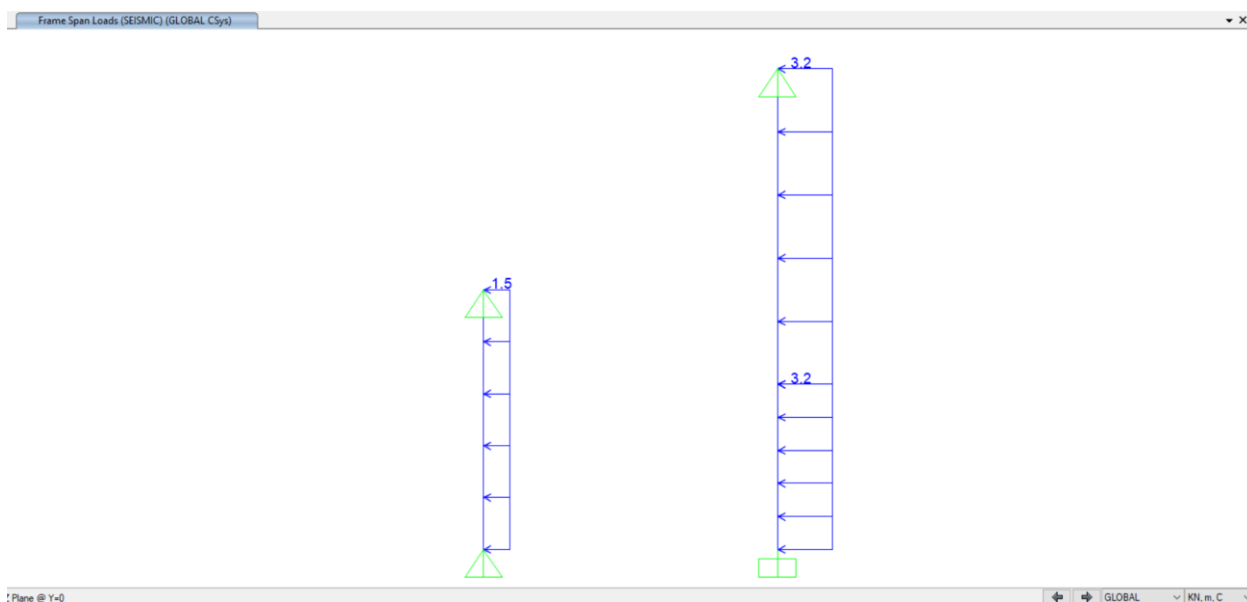



Figura 52. Spinta Sismica

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

6.3.2.2. Combinazione dei carichi

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

G1 = Spinta del terreno

G2 = Spinta idraulica

E = Spinta sismica

Tabella 23 Combinazione dei carichi

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

6.3.2.3. Risultati dell'analisi

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

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

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

Nell' ALLEGATO E sono riportati i principali risultati.

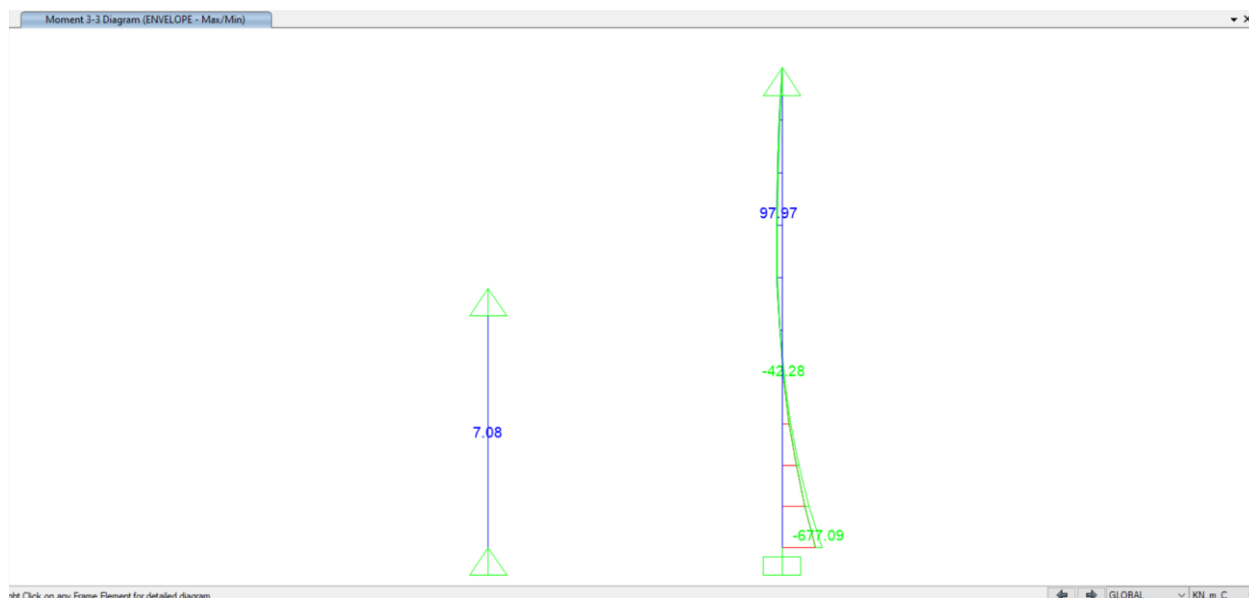


Figura 53. Diagramma del momento flettente

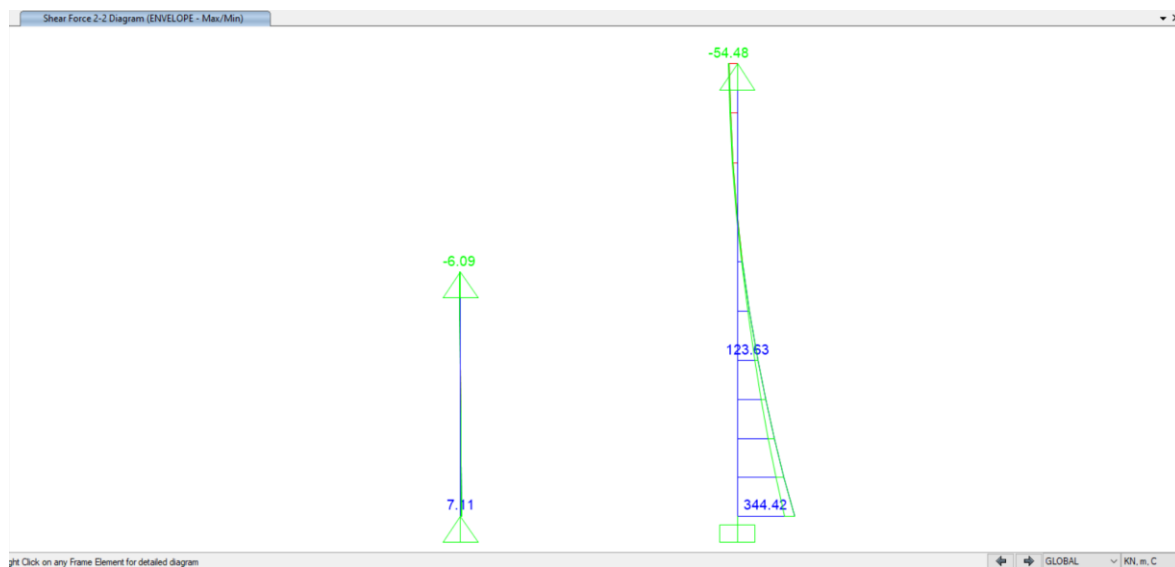


Figura 54. Diagramma di Taglio



6.3.2.4. Verifiche strutturali

- Verifica SLU

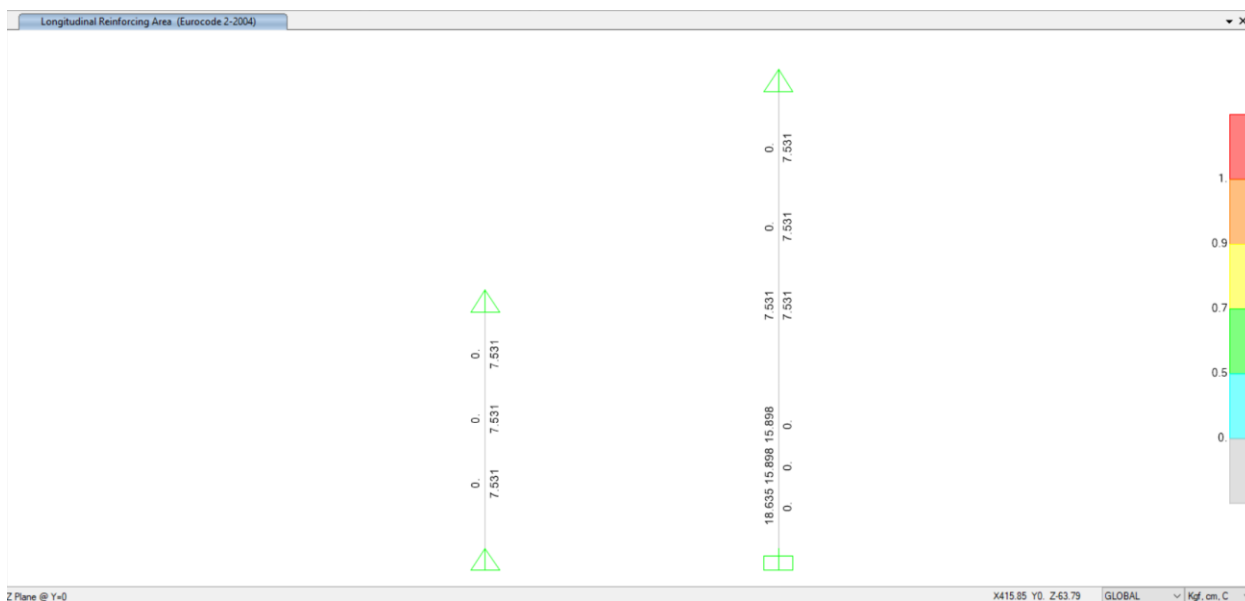


Figura 55. Rinforzo longitudinales in cm²/m


Verifica a flessione e taglio:

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle fodere:

Tabella 24 Armature fodere

Quota	Spessore [cm]	Lato interno	Lato esterno	Rep.	Armatura a taglio	V _{Rd} [kN/m]
Da -2,00m a -6,60m	50	Φ 16/200	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ8/400/400	71
Da -7,60m a -12,95m	50	Φ 20/100	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ12/400/400	160
Da -12,95m a -15,75m	100	Φ 24/200	Φ 24/100	Φ 24/200	Φ20/400/400	938

- Verifiche SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

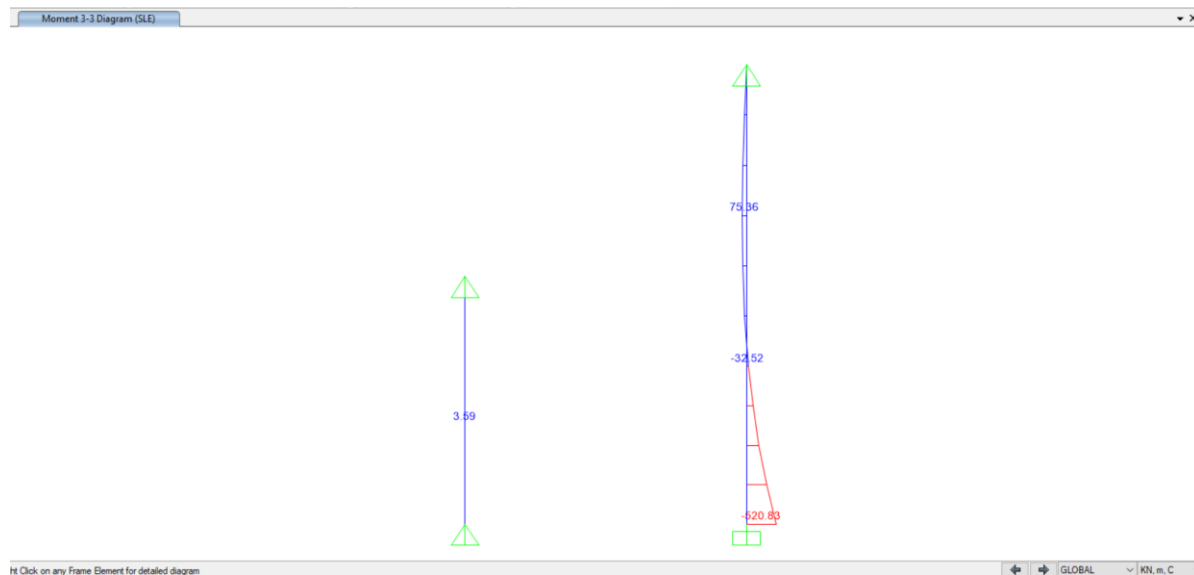


Figura 56. Diagramma del momento flettente SLE

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

- $M_{0.30}$ = Mmax per una fessura limite $w_2 = 0,30\text{mm}$ NTC §4.1.2.2.4.
- M_{σ_c} = Mmax per $\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck}$ NTC §4.1.2.2.5.1.
- M_{σ_s} = Mmax per $\sigma_{s,max} = 0,80 f_{yk}$ NTC §4.1.2.2.5.2.



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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	φ16/200	φ12/200	85	175
T2	50	45	φ20/100	φ16/200	350	515
T3	100	95	φ24/100	φ24/200	1100	1615

ii) Verifica deformazione

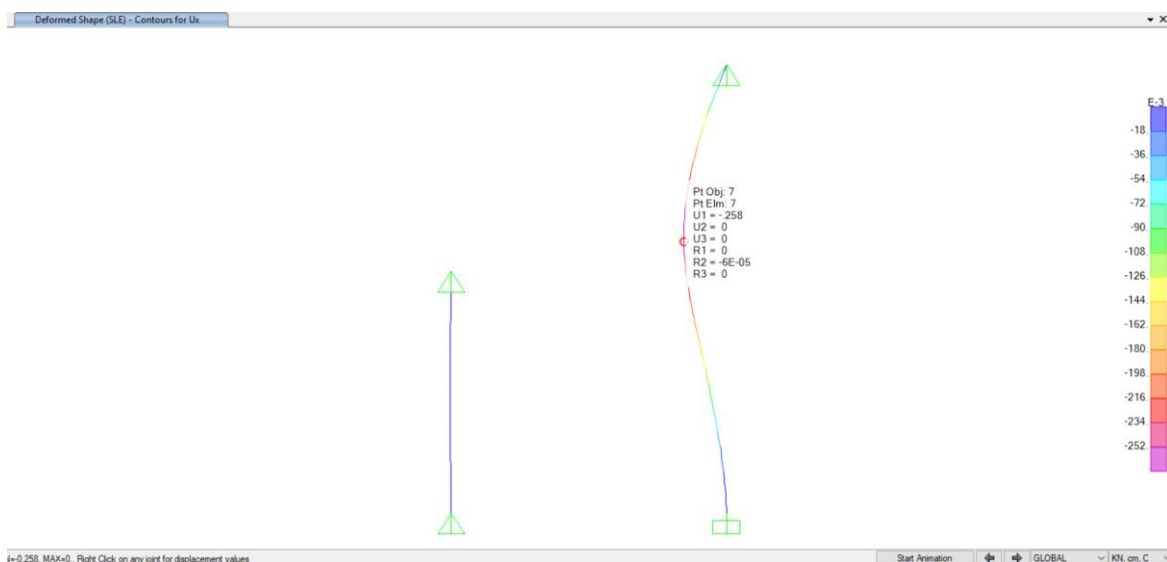


Figura 57. Deformazione SLE


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

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

L ... Luce libera della campata

Tabella 25 Verifica deformazione

Span No	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
Da -2,00m a -6,60m	4.60	0.02	$\ll 1/250$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Da -7,60m a -15,75m	8.15	0.26	<<1/250
---------------------	------	------	---------

6.3.3. Fodera in corrispondenza del foro scala

In corrispondenza del foro nella soletta del atrio è stata analizzata la fodera tra il solaio di copertura e il solaio di fondazione tra quota -2,20m e -15,75m.

La fodera è stata schematizzata come una trave appoggiata (lato copertura) incastrata (lato fondazione) di spessore 50cm e larghezza unitaria da quota -2,20m a -12.95m e di spessore 100cm e larghezza unitaria da quota -12,95m a -15,75m

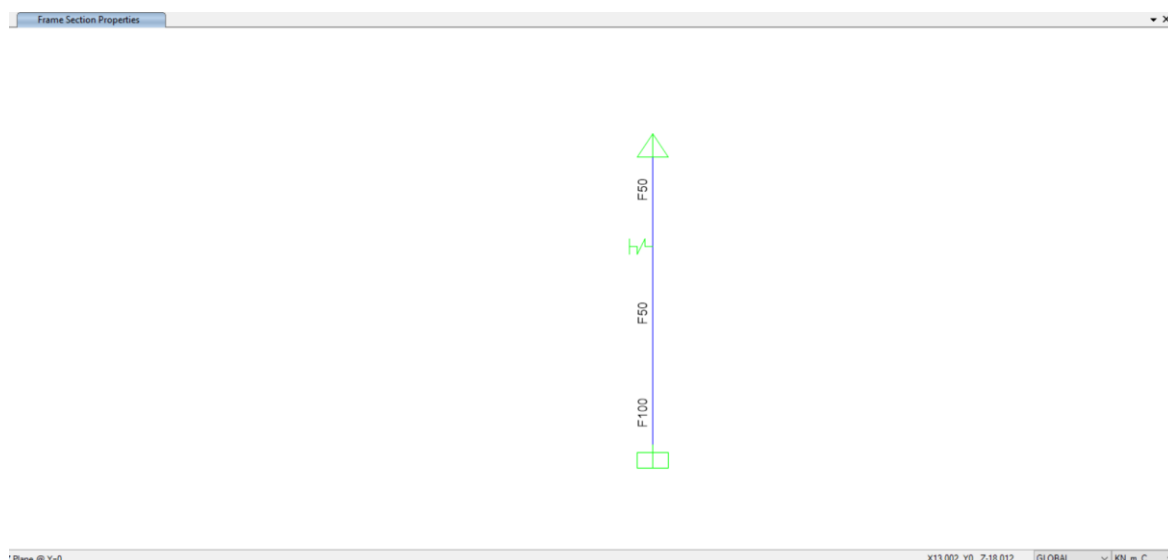


Figura 58. Schema di calcolo

Tabella 26 Spessore delle fodere

Elemento strutturale	Quota[m]	Spessore [cm]
Fodera	da -2,20m a -12.95m	50
	da -12,95m a -15,75m	100



6.3.3.1. Analisi dei carichi

Analisi dei carichi

Spinta laterale del terreno

Il carico laterale applicato alle fodere è stato calcolato considerando la ripartizione di tale carico in base al rapporto delle inerzie tra fodera (spessore 50cm) e diaframma spessore 100cm).

Spinta idraulica

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

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 50cm) e diaframma spessore 100cm).

A favore di sicurezza il peso proprio è stato trascurato

Tabella 27 Calcolo carichi

Carichi da -2,20m a 15,75m													
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	8333333.33	1041666.7	0.0
ritomb.	-1	1	20	20.0	30	0.33	0.50	10.00	6.67	3.33	8333333.33	1041666.7	0.4
ritomb.	-2.2	1.2	20	44.0	30	0.33	0.50	22.00	14.67	7.33	8333333.33	1041666.7	0.8
U2	-7.75	5.55	19.5	152.2	36	0.26	0.41	62.75	39.52	23.23	8333333.33	1041666.7	2.6
U2	-15.75	8	19.5	308.2	36	0.26	0.41	127.05	80.02	47.03	8333333.33	1041666.7	5.2
Livello della falda			-9.0										
Pressione dell' acqua													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1	1	0	0.0										
-2.2	1.2	0	0.0										
-7.75	5.55	0	0.0										
-9	1.25	0	0.0										
-15.75	6.75	10	67.5										
Pressione sismica													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	inc. din. Sp. terreno [°]	L_diaf. [m4]	L_fodera [m4]	Press. Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]					
	0												
ritomb.	-1	1	20	1.0	6.87	8333333.3	1041666.7	1.8					
ritomb.	-2.2	1.2	20	1.0	6.87	8333333.3	1041666.7	1.8					
U2	-7.75	5.55	19.5	1.0	20.14	8333333.3	1041666.7	3.2					
U2	-15.75	8	19.5	1.0	20.14	8333333.3	1041666.7	3.2					



 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Per definire la rigidità della molla K_1 è stata ipotizzata una trave orizzontale in spessore incastrata-incastrata di lunghezza pari a 12,20m che rappresenta la larghezza massima del foro scale. Le dimensioni della sezione della trave sono le seguenti;

Spessore = 50cm

Larghezza = 300cm

$$K_1 = (384 \times E \times I) / L^4 = 17333 \text{ kN/m}$$

Dove

E = Modulo elastico cls C30/37

I = Momento d'inerzia della sezione

L = Luce della trave = 12,20m

La reazione della molla K_1 rappresenta il carico uniformemente distribuito sulla trave orizzontale 50x300.

$$R_1 = 72 \text{ kN/m}$$

$$M^- = ((R_1 \times L^2) / 12) / 3\text{m} = 297 \text{ kN} \times \text{m} \rightarrow 387 \text{ kN} \times \text{m} \text{ (SLU)}$$

$$M^+ = ((R_1 \times L^2) / 24) / 3\text{m} = 149 \text{ kN} \times \text{m} \rightarrow 194 \text{ kN} \times \text{m} \text{ (SLU)}$$

$$\text{Taglio} = ((R_1 \times L) / 2) / 3\text{m} = 191 \text{ kN} \text{ (SLU)}$$

6.3.2.2. Combinazione dei carichi

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

G_1 = Spinta del terreno

G_2 = Spinta idraulica

E = Spinta sismica



Tabella 28 Combinazione dei carichi

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

6.3.2.3. Risultati dell'analisi

Nei paragrafi seguenti sono riportati i diagrammi della combinazione SLE e gli 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 a flessione e taglio della sezione in c.a..

Nell'ALLEGATO F sono riportati i risultati rilevanti.

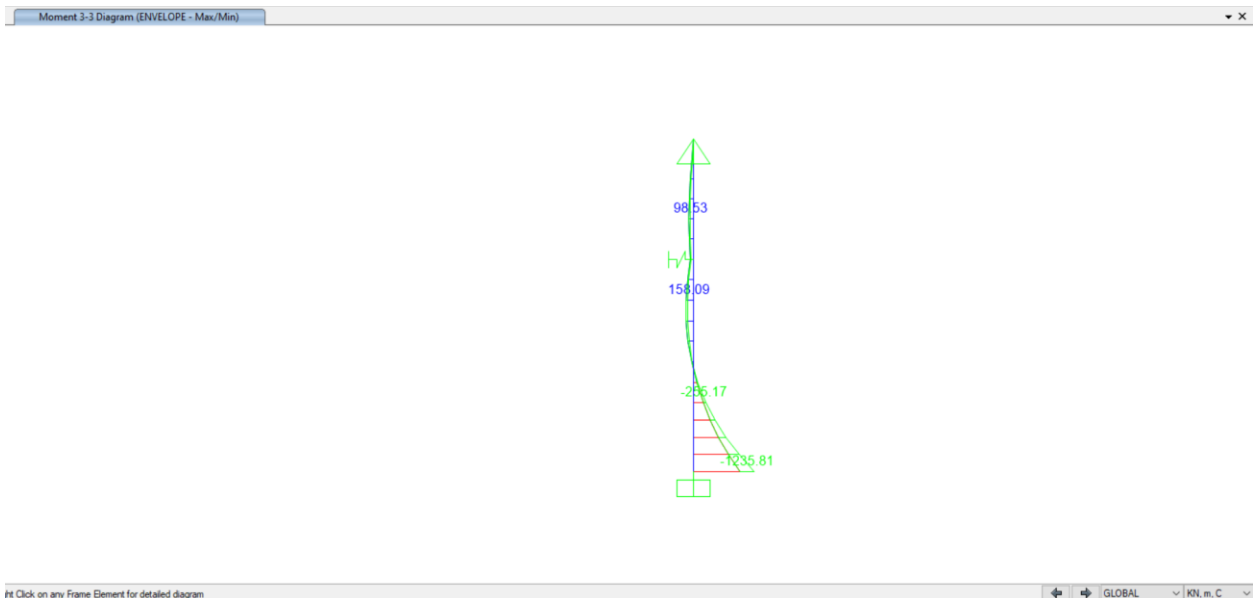



Figura 59. Diagramma del momento flettente

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

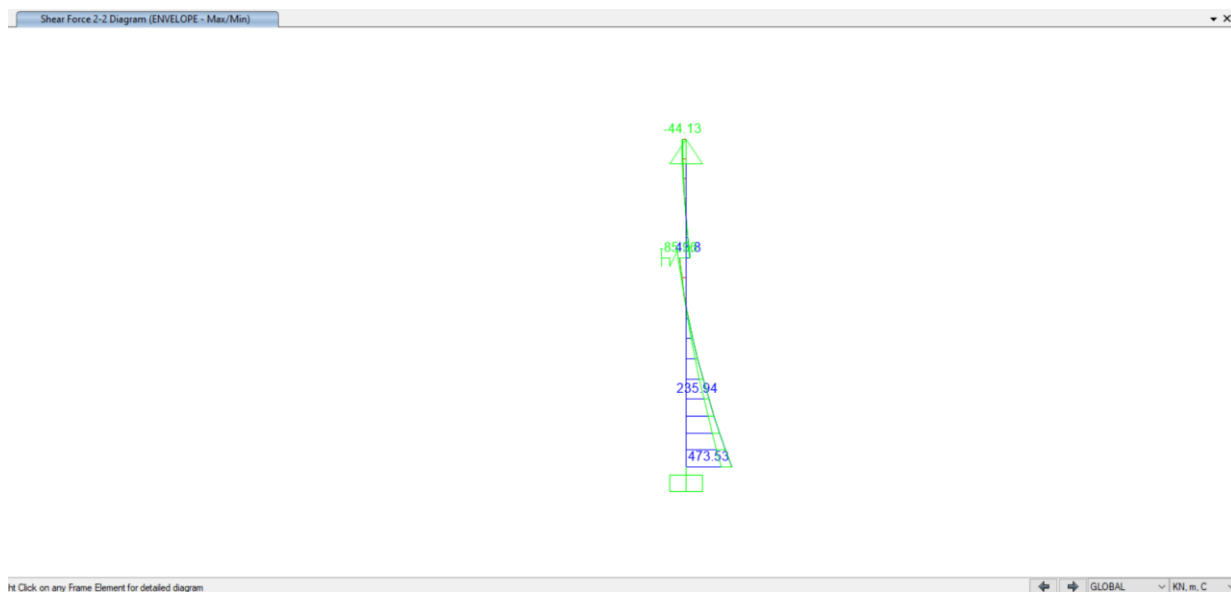


Figura 60. Diagramma di Taglio

6.3.2.4. Verifiche strutturali

- Verifica SLU



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1




Figura 61. Rinforzo longitudinale in cm²/m

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle fodere:

Tabella 29 Armature fodere

Quota	Spessore [cm]	Lato interno	Lato esterno	Rep.	Armatura a taglio	V _{Rd} [kN/m]
Da -3,00m a -14,70m	50	Φ 24/100	Φ 16/100	Φ 16/200	Φ12/400/400	160
Da -14,70m a -17,50m	100	Φ 24/200	Φ 24/100	Φ 24/200	Φ20/400/400	938
Trave orizzont 50x300	50	Φ 24/100	Φ 24/100	--	5Φ12/200	---

- Verifiche SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

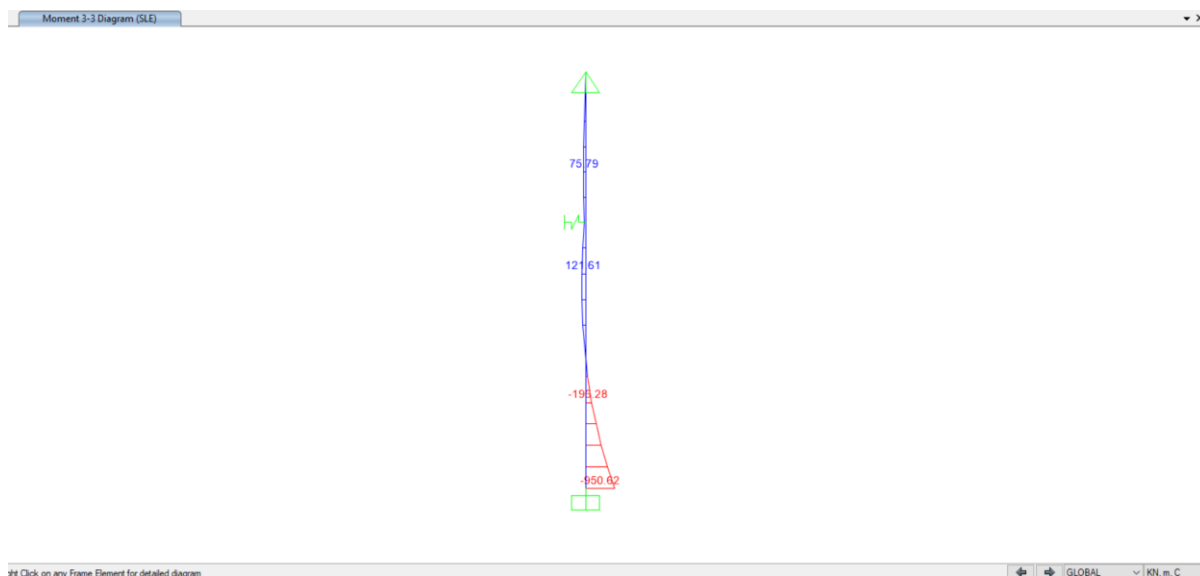


Figura 62. Diagramma del momento flettente SLE

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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


Dove,

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

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

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

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	50	45	φ24/100	φ16/200	350	515
T2	100	95	φ24/100	φ24/200	530	725

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

ii) Verifica deformazione

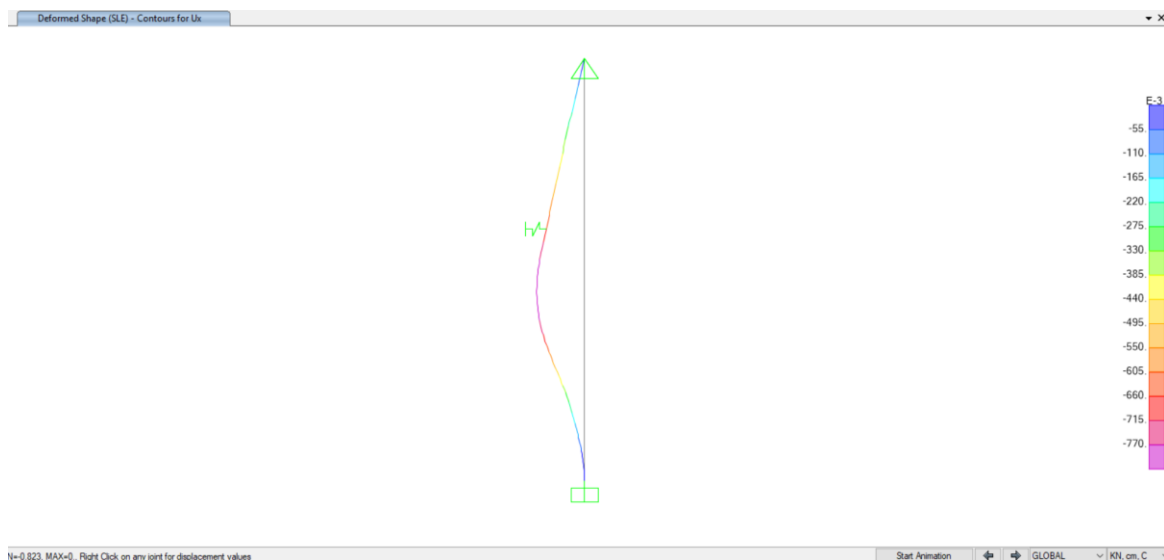


Figura 63. Deformazione SLE


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

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

L ... Luce libera della campata

Tabella 30 Verifica deformazione

Span No	L (m)	$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{sup}}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
Da -3,00m a -17.50m	14.50	0.85	$\ll 1/250$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

6.3.3. Banchine e muri sottobanchina

La soletta di banchina di spessore 0,30m è incastrata alle fodere perimetrale della stazione ed appoggiata ai muri di sotto banchina di spessore 0,30m. La Figura 64 mostra lo schema del modello strutturale adottato per la soletta di banchina e muri sotto banchina di larghezza unitaria.



Figura 64. Modello di calcolo

6.3.3.1. Analisi dei carichi

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)

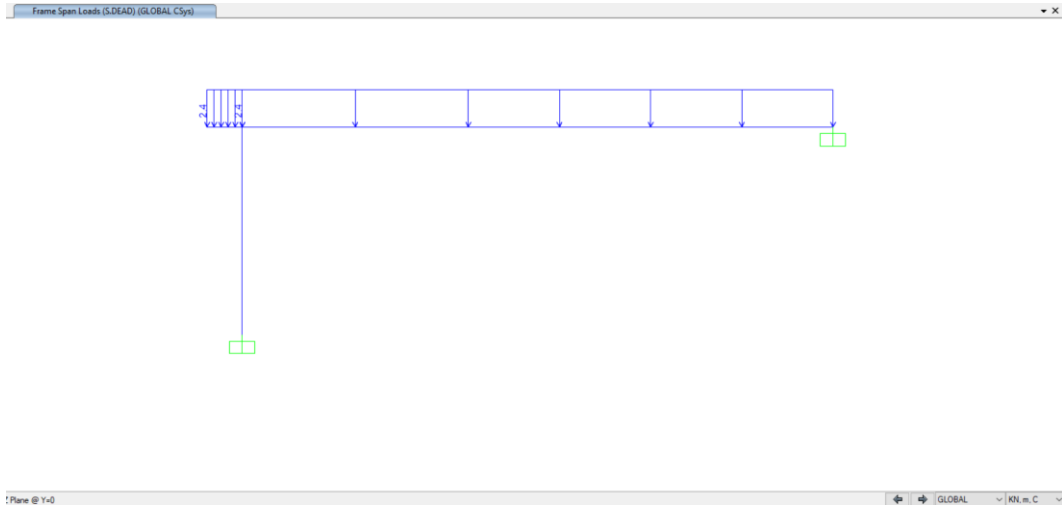
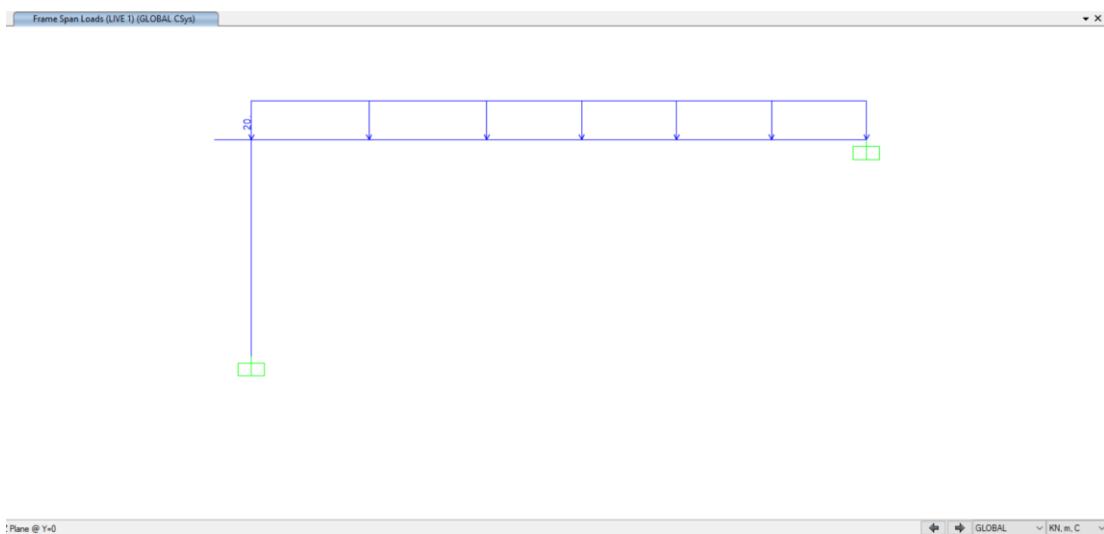


Figura 65. Sovraccarichi permanenti

Carichi variabili

A favore di sicurezza è stata analizzata la sezione in corrispondenza dei locali tecnici per massimizzare le sollecitazioni.

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




 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Figura 66. Sovraccarichi variabili

6.3.3.2. Combinazione dei carichi

Per la verifica strutturale degli stati limite ultimi (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:

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

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

6.3.3.3. Risultati delle analisi

Per i risultati rilevanti delle verifiche si veda ALLEGATO G

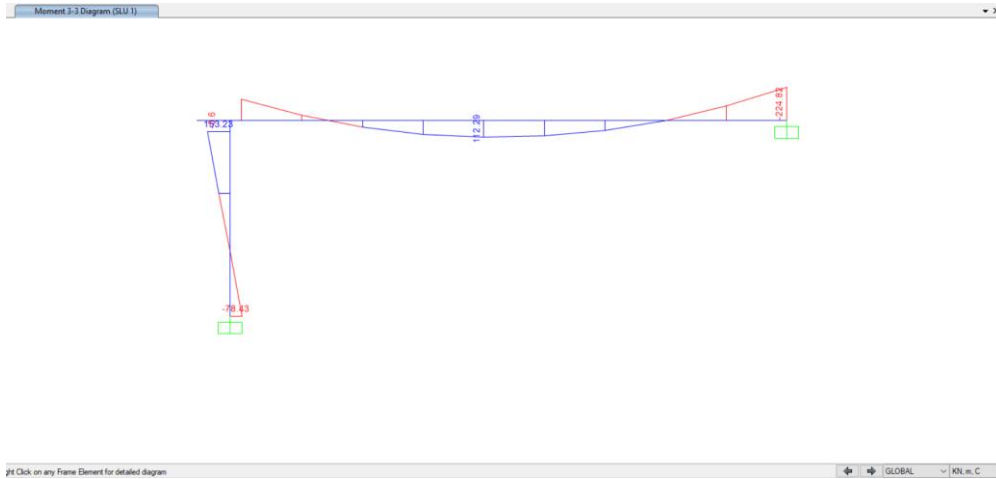


Figura 67. Diagramma del momento flettente

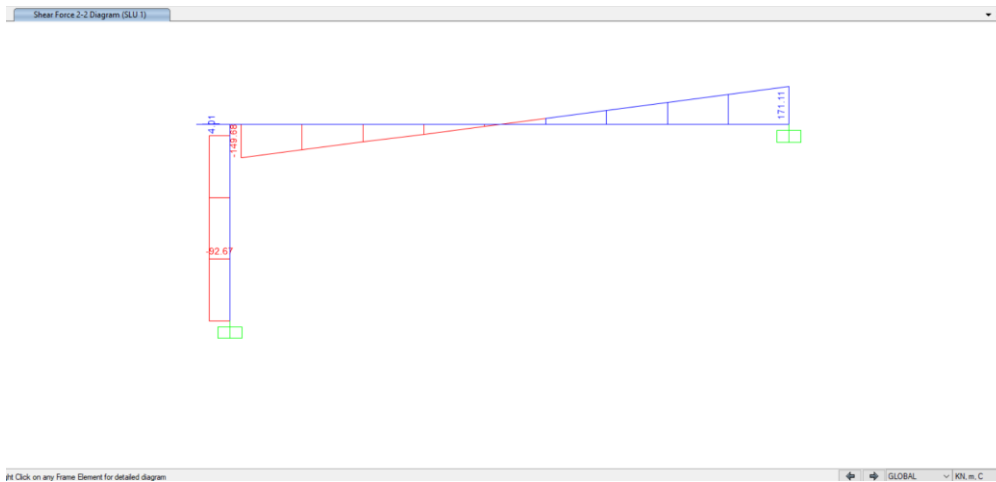


Figura 68. Diagramma di Taglio

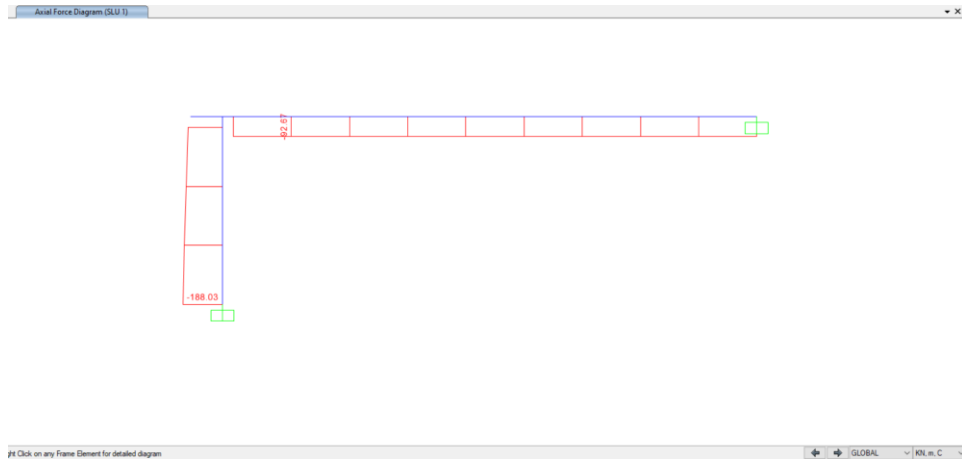


Figura 69. Diagramma della forza assiale

6.3.3.4. Verifiche strutturali

- Verifica SLU

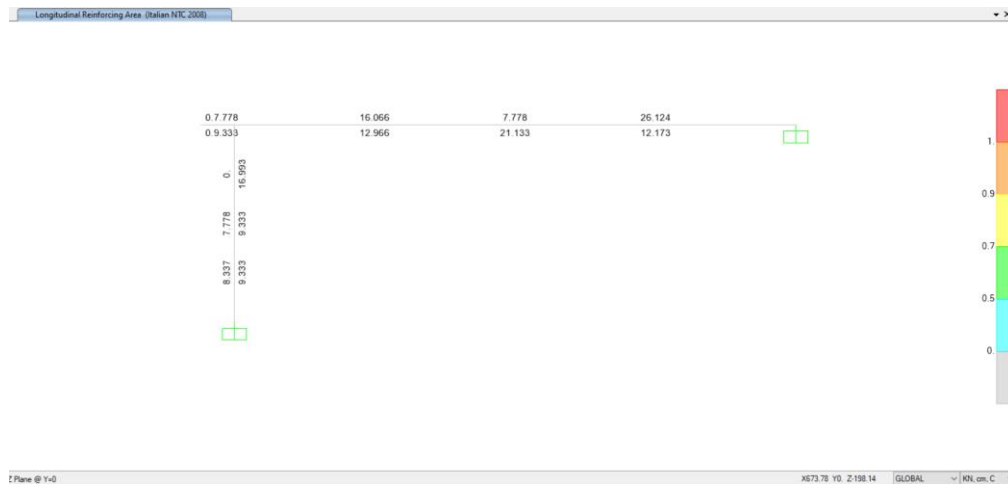


Figura 70. Rinforzo longitudinale in cm²/m



Verifica a flessione

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle banchina:

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

Verifica a taglio

Distanza 2d dalla faccia delle supporti $A_{st} = \phi 8/200/200$ $V_{Rd} = 158 \text{ kN/m} > V_{max}$

- Verifiche SLE

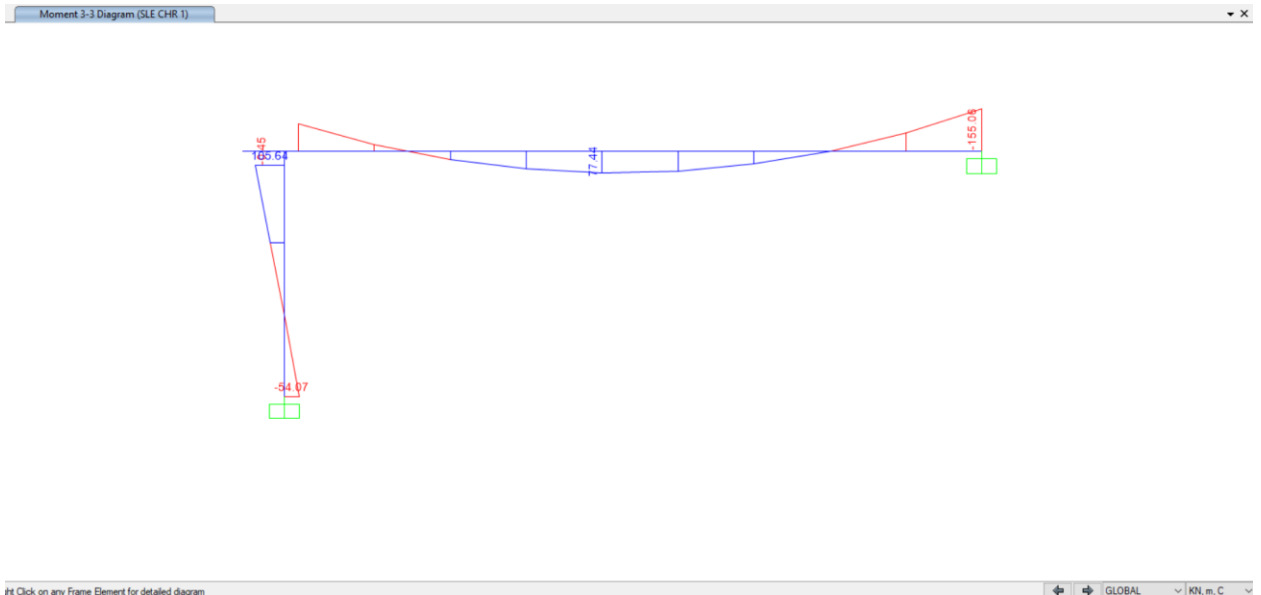


Figura 71. Diagramma del momento flettente SLE



i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

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

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

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

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	30	25	ϕ20/100	ϕ16/200	175	270
T2	30	25	ϕ20/200+ϕ16/200	ϕ16/200	160	225

ii) Verifica deformazione

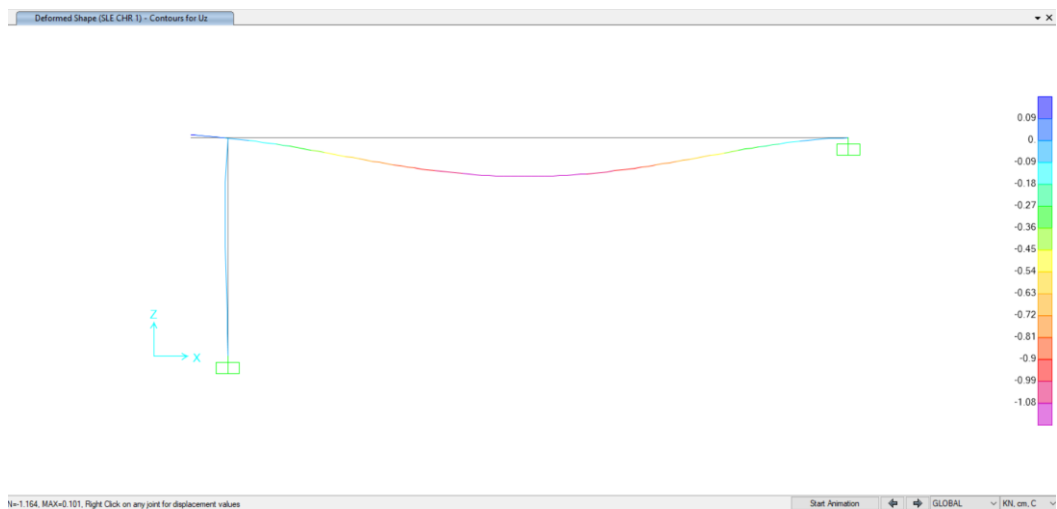


Figura 72. Deformazione SLE



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

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

L ... Luce libera della campata

Tabella 31 Verifica deformazione

Span No	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1	7.35	1.16	1/630

6.3.3 Scale fisse

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. La Figura 73 mostra lo schema del modello strutturale adottato per una rampa di larghezza unitaria.

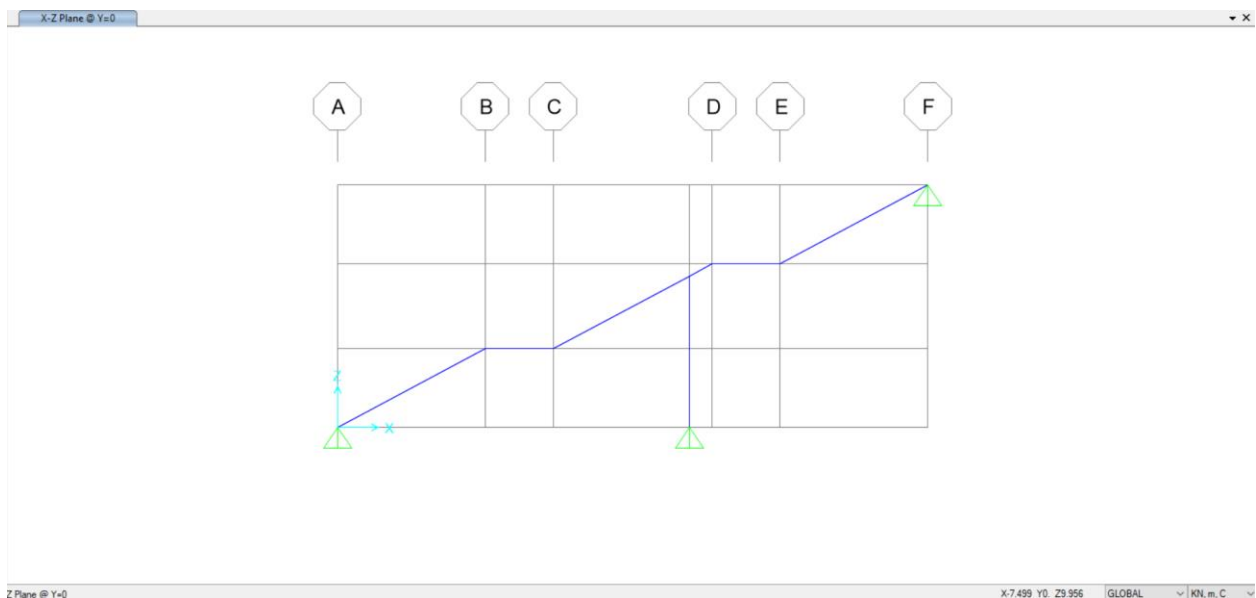


Figura 73. Modello scala fissa



Analisi dei carichi

Carichi permanenti:

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

Gradini = $0,08\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 2,00 \text{ kN/m}^2$ (G_2 - S_Dead)

Rivestimenti = $0,10\text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 = 2,40 \text{ kN/m}^2$ (G_3 - S_Dead)

Carichi variabili

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

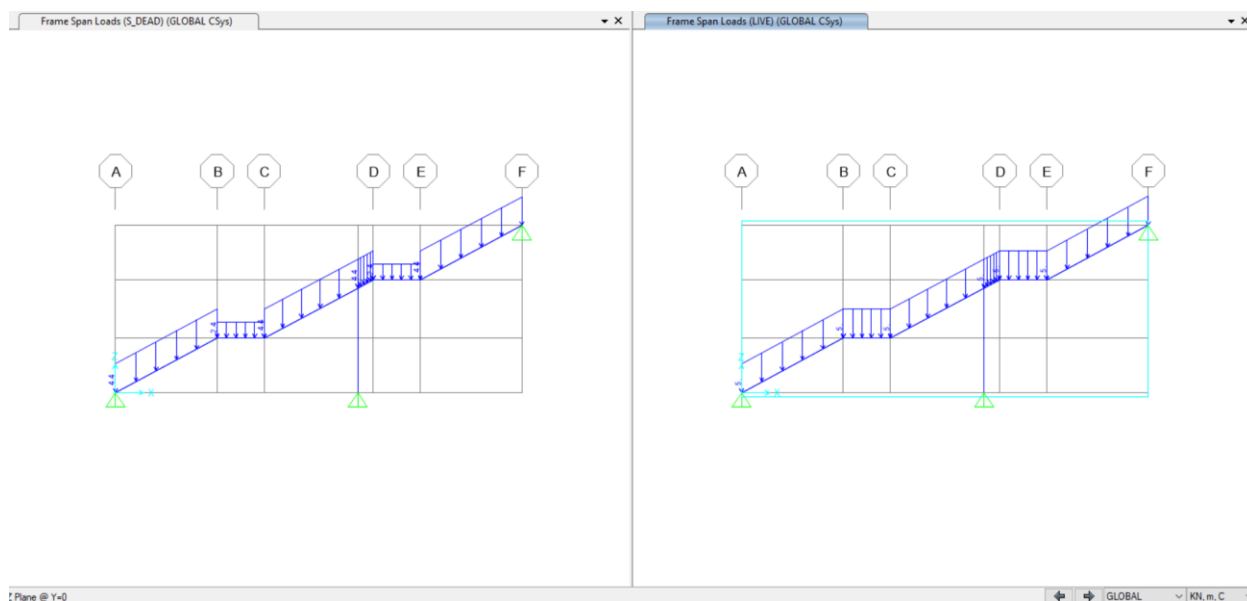


Figura 74. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)



6.3.3.5. Combinazione dei carichi

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:

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

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

6.3.3.6. Risultati dell'analisi

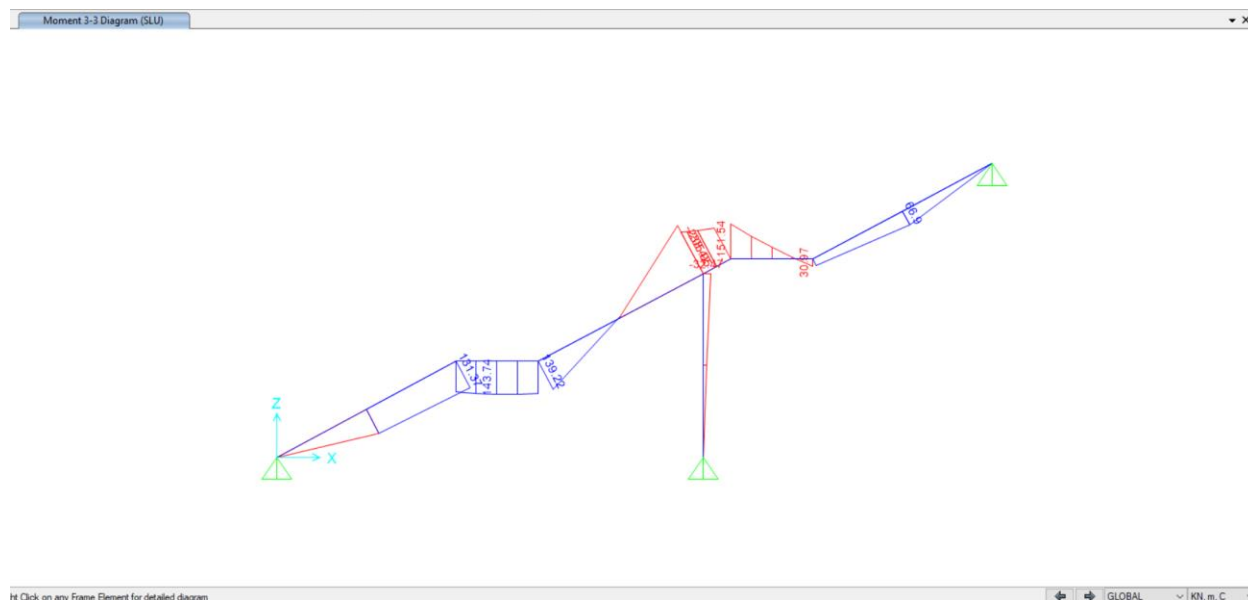


Figura 75. Diagramma Momenti flettenti

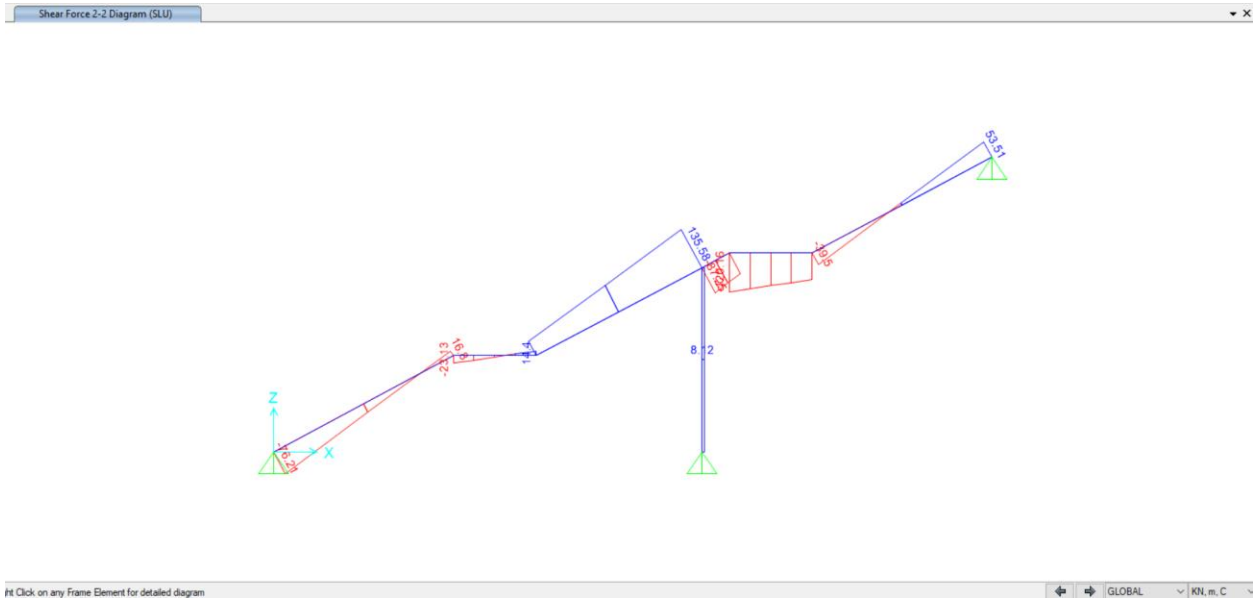


Figura 76. Diagramma taglio



Figura 77. Reazioni (kN/m)



Verifiche strutturali

- Verifica SLU

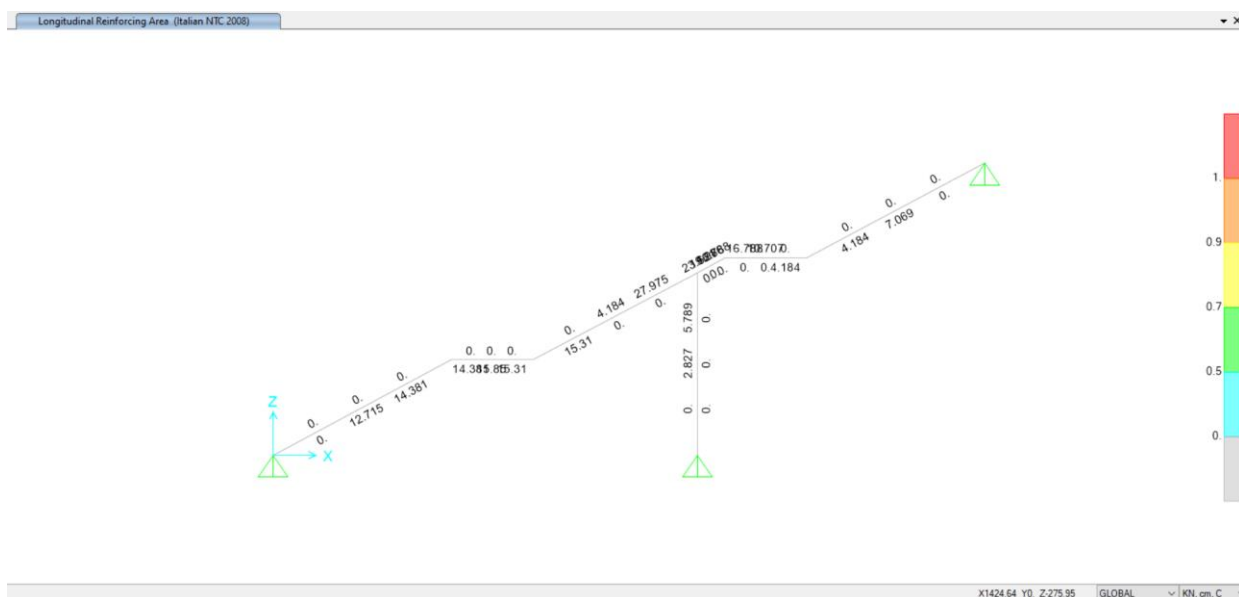


Figura 78. Rinforzo longitudinale in cm²/m

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle banchina:

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

	Rep. Esterna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200
	Rep. Interna	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 12/200

Verifica a taglio

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

- Verifiche SLE

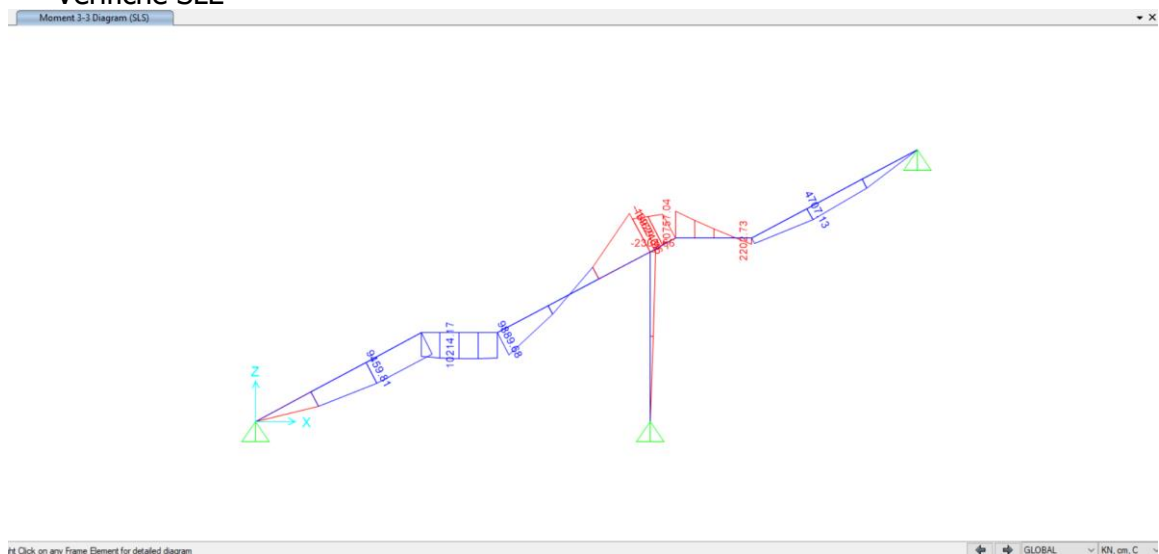


Figura 79. Diagramma del momento flettente SLE

i) Verifica fessurazione e tensioni

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

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

Dove,

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

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

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _r (kN.m/m)
T1	30	25	φ20/100	φ16/200	175	270
M1	20	15	φ12/200	φ12/200	33	40

ii) Verifica deformazione



Figura 80. Deformazione SLE

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

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

L ... Luce libera della campata


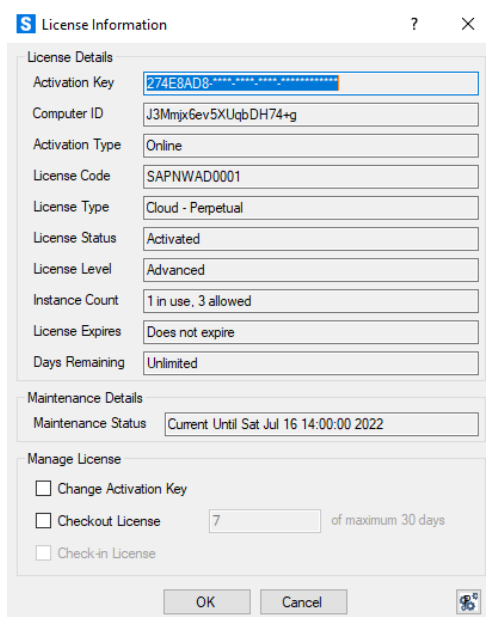
 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Tabella 32 Verifica deformazione

Span No	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{supp}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1	11.30	3.33	1/340

7. VALIDAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

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

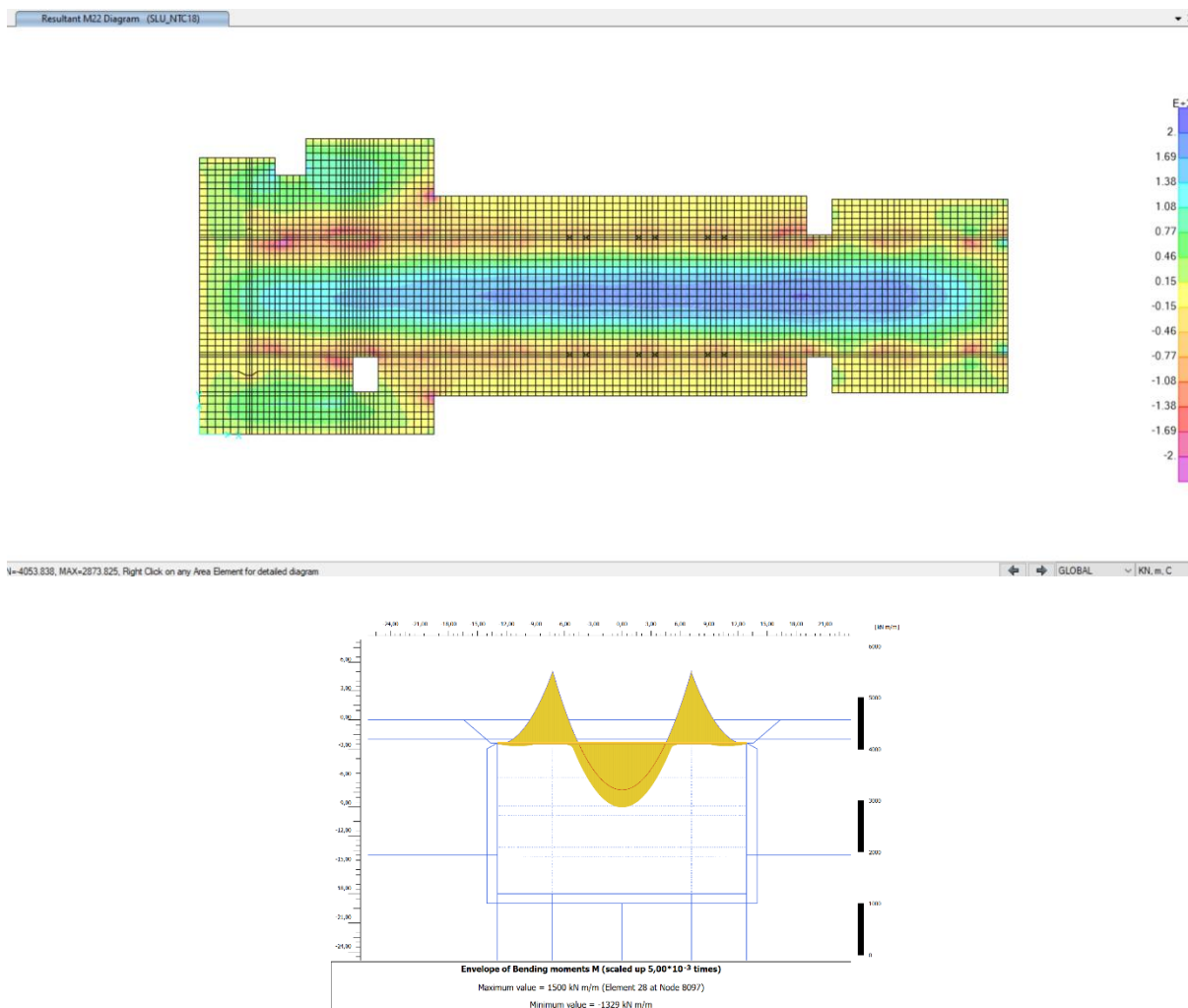


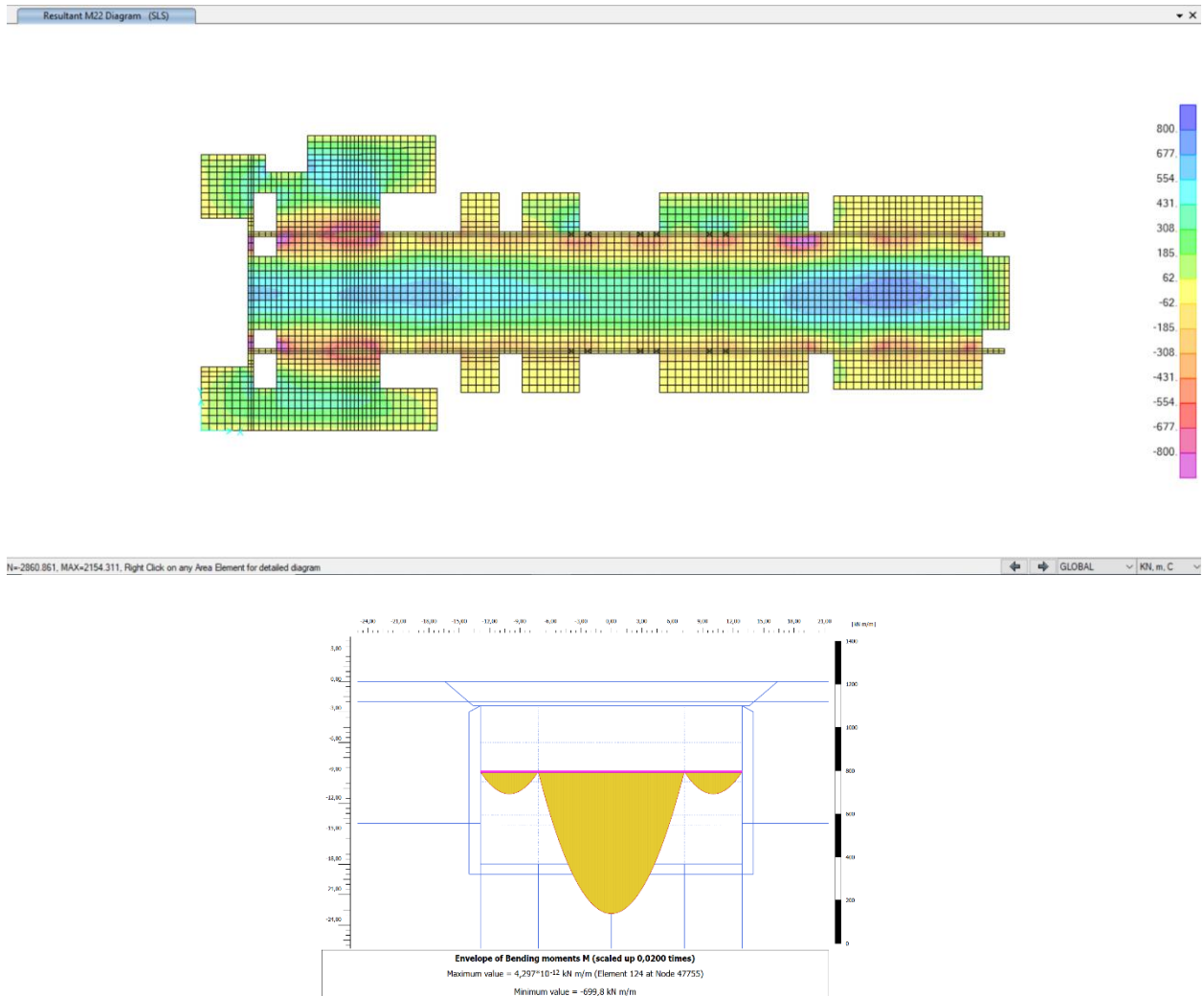
Di seguito si presentano le principali verifiche atte a consentire il giudizio di accettabilità dei risultati così come previsto dal §10.2.1 del D.M. 17/01/2018, ricostruendo le sollecitazioni di momento flettente massimo in condizioni statiche confrontando i risultati dal software Plaxis 2D utilizzato per le verifiche geotecniche e strutturali dei diaframmi, e dal software SAP2000 utilizzato per il dimensionamento delle strutture interne. Nella tabella di seguito sono riportati i risultati per 2 tipologie di solette (Copertura e Piano Atrio).

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

PIANO	Momento massimo mezzeria [kNm]		Var max [%]
	SAP2000	PLAXIS	
COPERTURA	1380-1690	1500	12
ATRIO	554-677	699	21

La variazione massima tra i principali risultati dei due modelli di calcolo è compresa nell'intervallo 12-21%; tale variazione massima si ritiene pienamente accettabile in considerazione della tridimensionalità e del maggiore livello di dettaglio del modello SAP2000 (presenza di sole, condizioni di vincolo e diversa distribuzione dei carichi applicati).



Figura 81. Confronto tra sollecitazioni flessionali (SAP2000 e Plaxis 2d) per la soletta di copertura



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

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

In conclusione, le comparazioni tra modellazione geotecnica e strutturale, unitamente a verifiche speditive 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 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

ALLEGATO A

Risultati Soletta di Copertura



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).

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

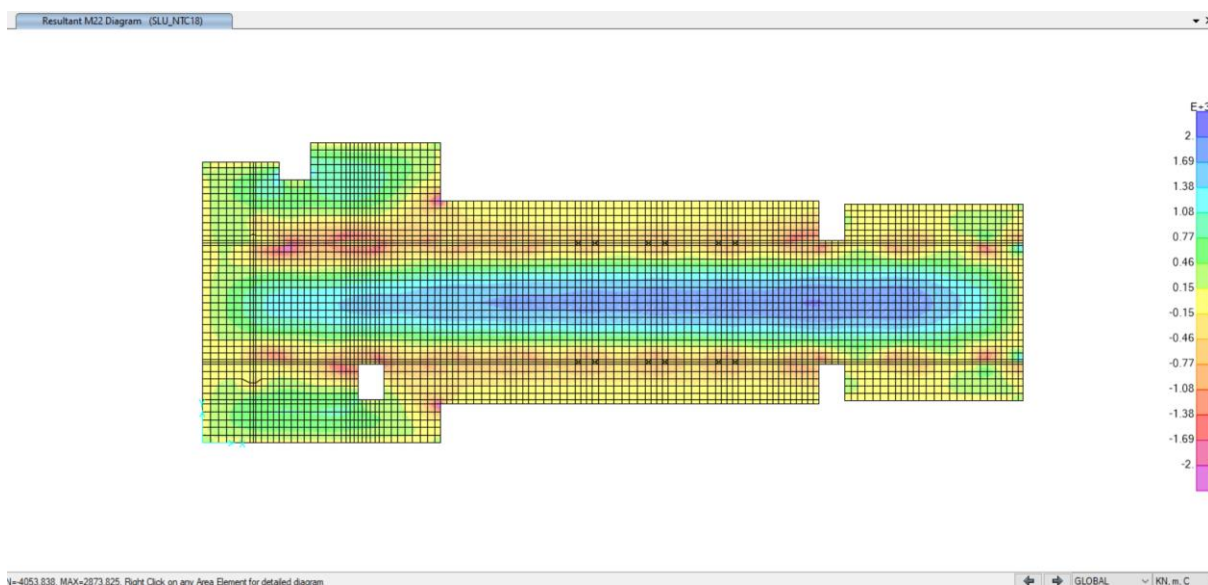


Figura 82. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

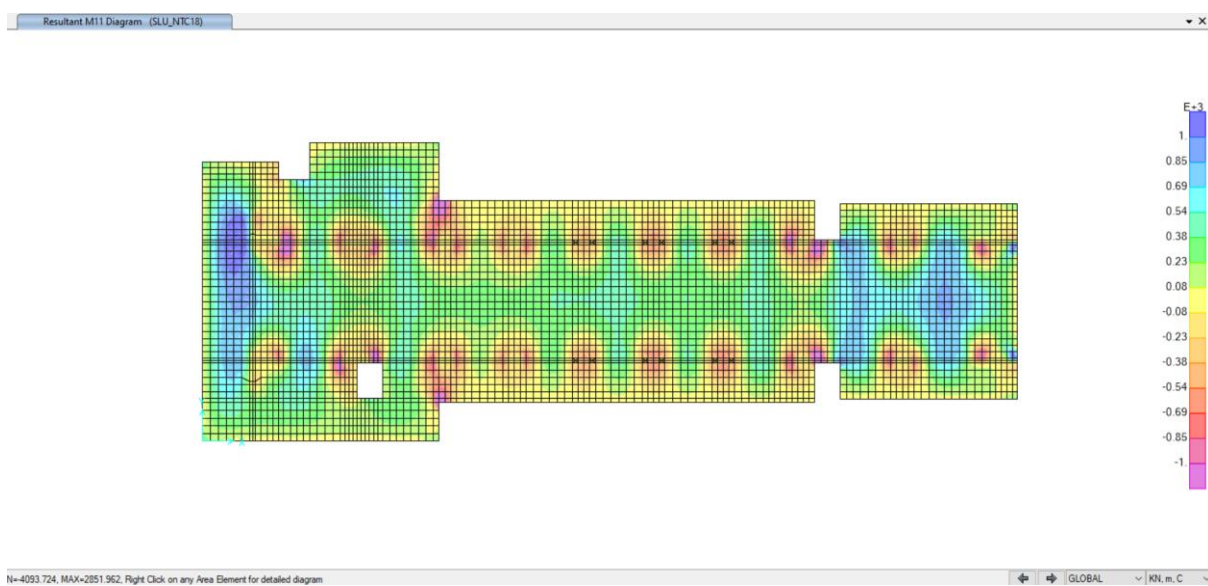


Figura 83. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

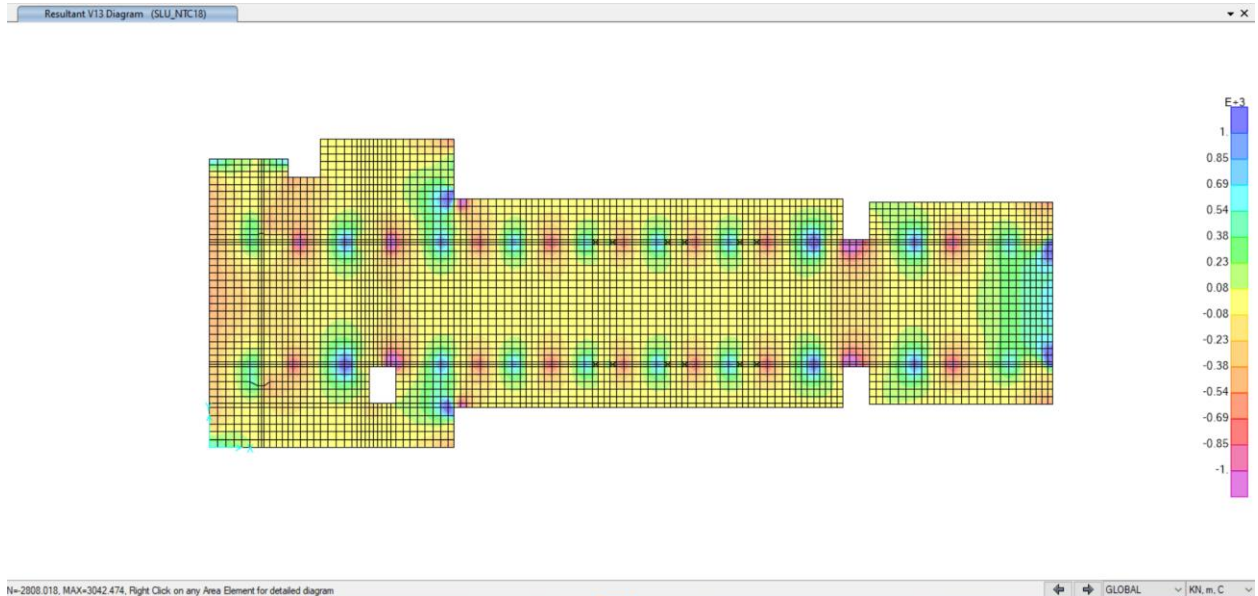


Figura 84. Forza di taglio V13

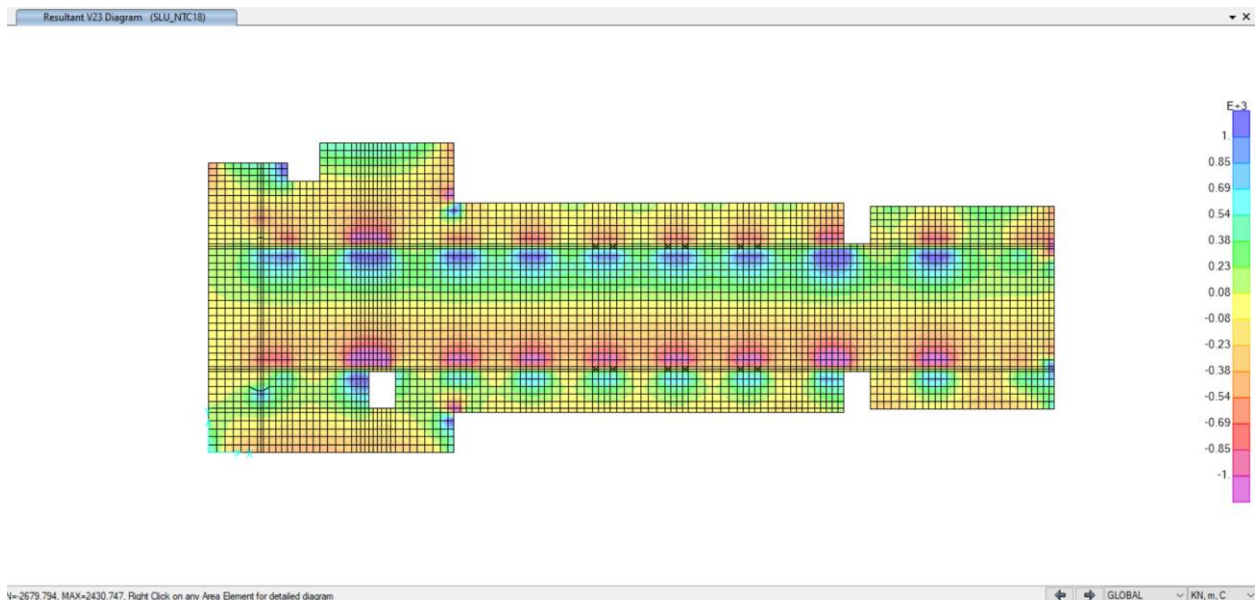


Figura 85. Forza di taglio V23



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	120	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	112.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0019		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	370	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	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 _l =	35°		angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v/f _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v/f _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	3553	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [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} =	3553	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

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

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

Bending and axial force (SLS)	
Forces	Stress-Strain
$N = 0.00 \text{ kN}$	$\sigma_c \text{ max} = 9.40 \text{ Mpa}$
$M_x = 2220.00 \text{ kNm}$	$\sigma_c \text{ lim} = 13.5 \text{ Mpa}$
$M_y = 0.00 \text{ kNm}$	$\sigma_s \text{ min} = -224.9 \text{ Mpa}$
	$\sigma_s \text{ lim} = -360.0 \text{ Mpa}$

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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


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

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

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

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

ALLEGATO B

Risultati Soletta Intermedia (piano Atrio)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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).

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

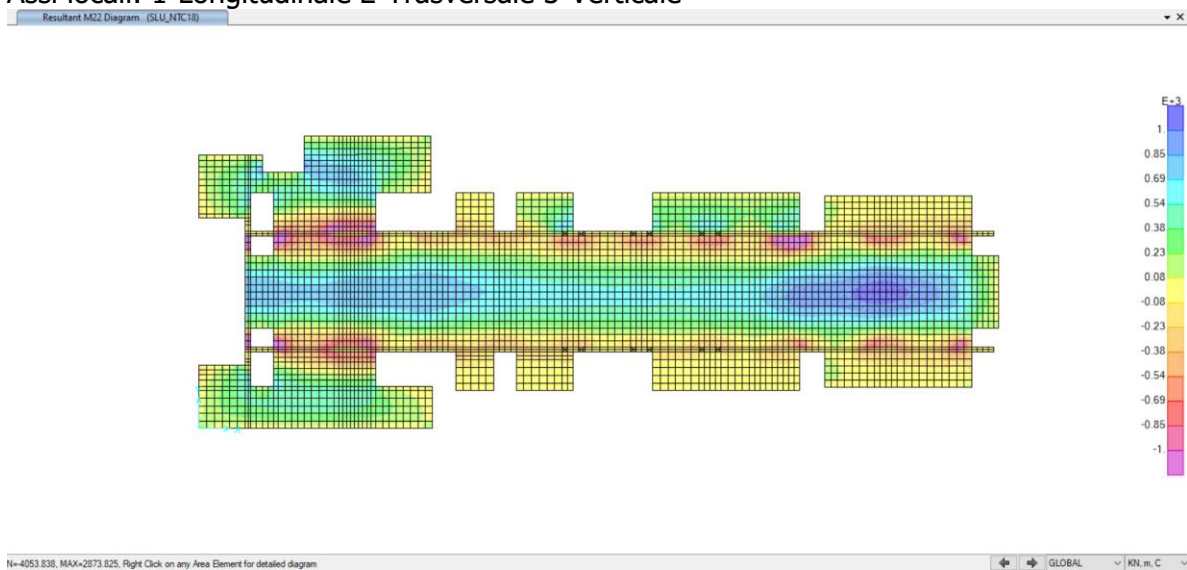


Figura 86. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

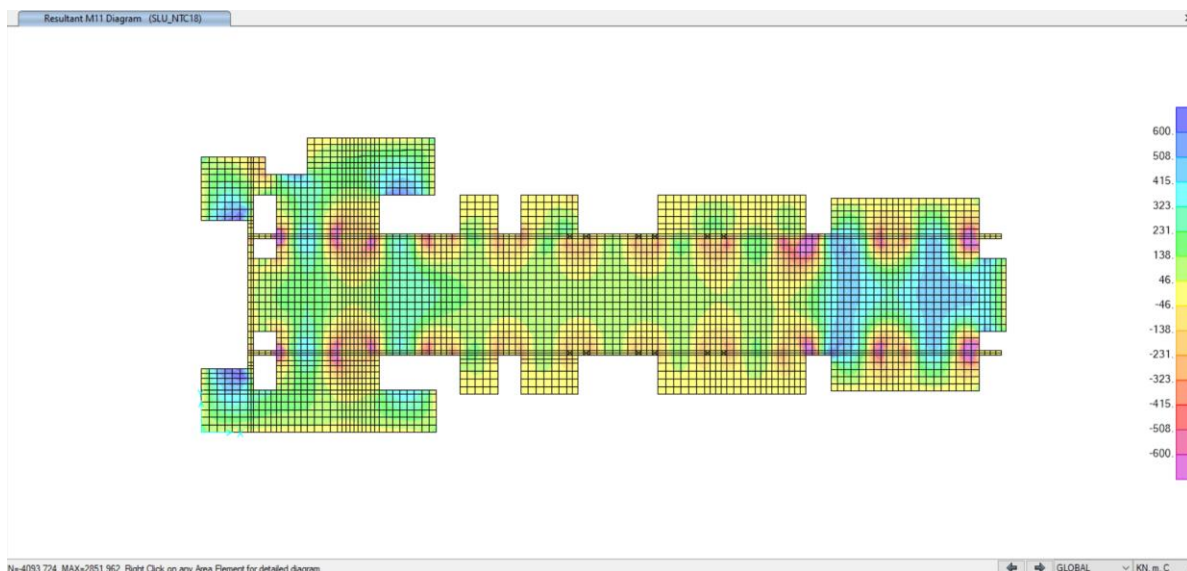


Figura 87. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

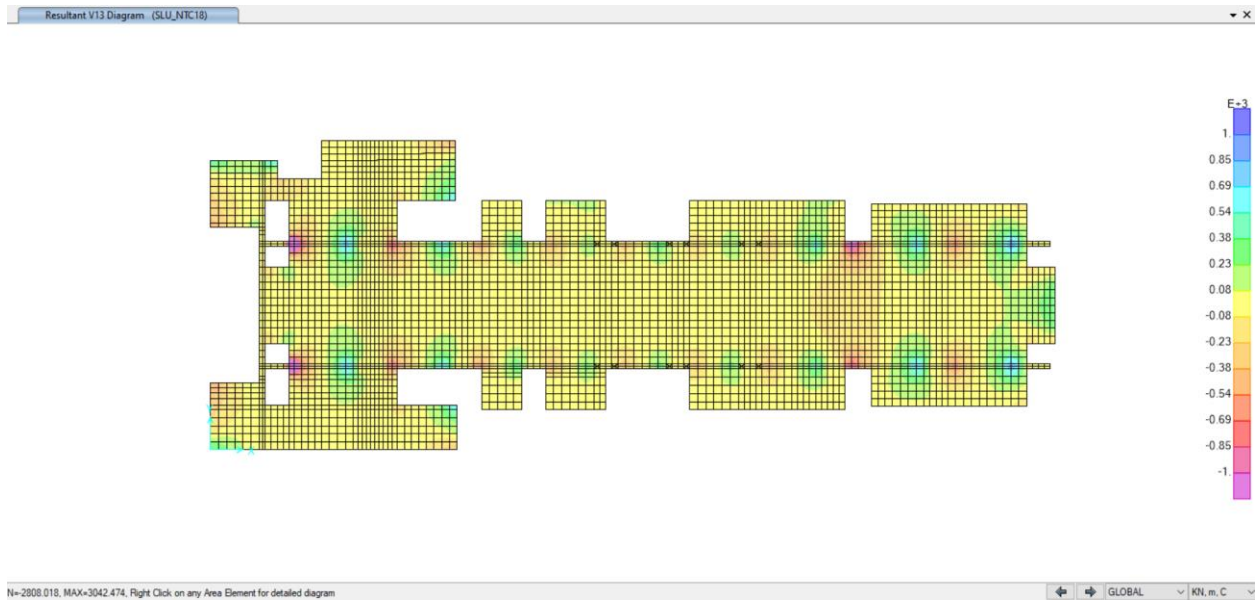


Figura 88. Forza di taglio V13

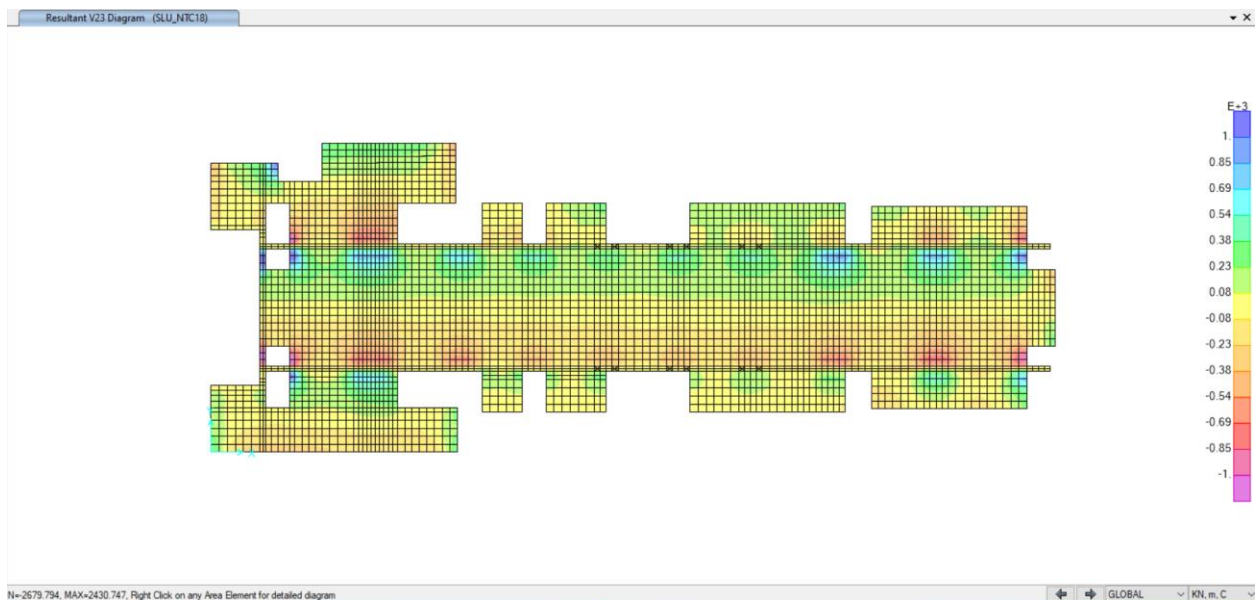



Figura 89. Forza di taglio V23


 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	318 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad [4.1.23]$			
con			
f _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° =	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
ν =	35°		angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
		1	per membrane non compresse
		1 + σ _{cp} /f _{cd}	per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
		1.25	per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
		2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd})	per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
νf _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (νf _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	2922 kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} =	3403 kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V_{Rd} =	2922 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})	



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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

ALLEGATO C – Risultati Setti interni



- Verifiche SLU

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

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

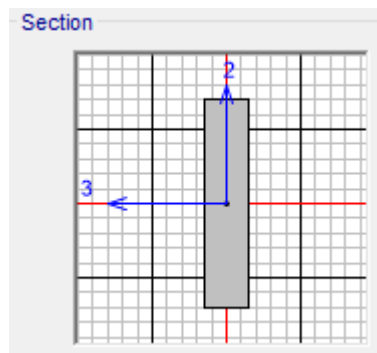


Figura 90. Assi locali nei barrete

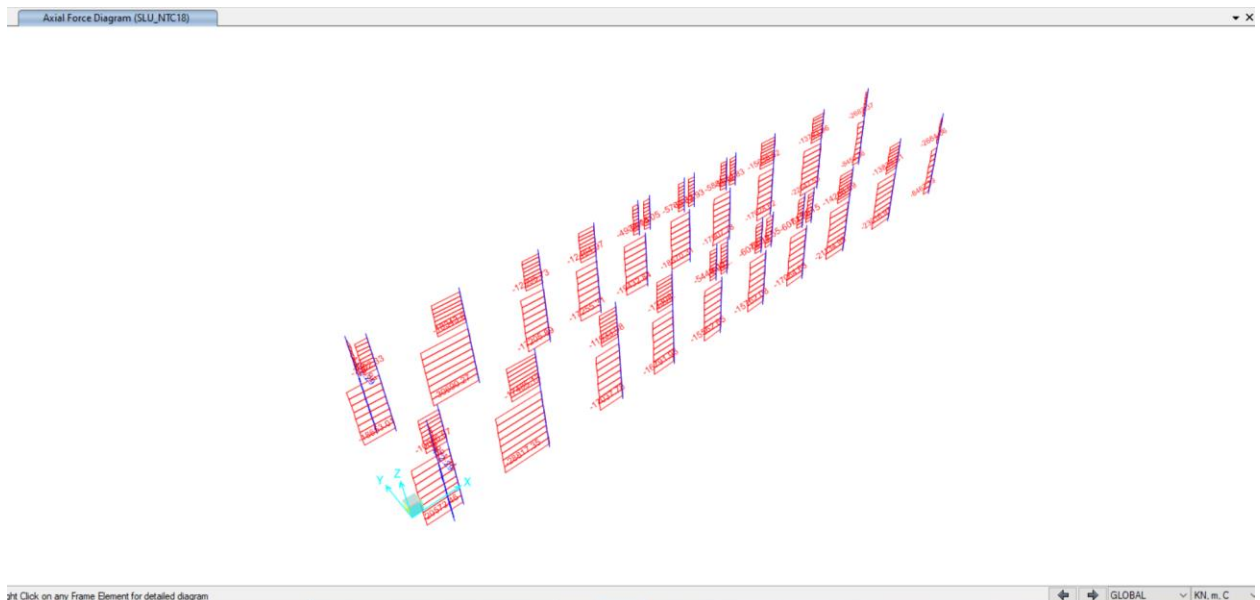


Figura 91. Forza assiale

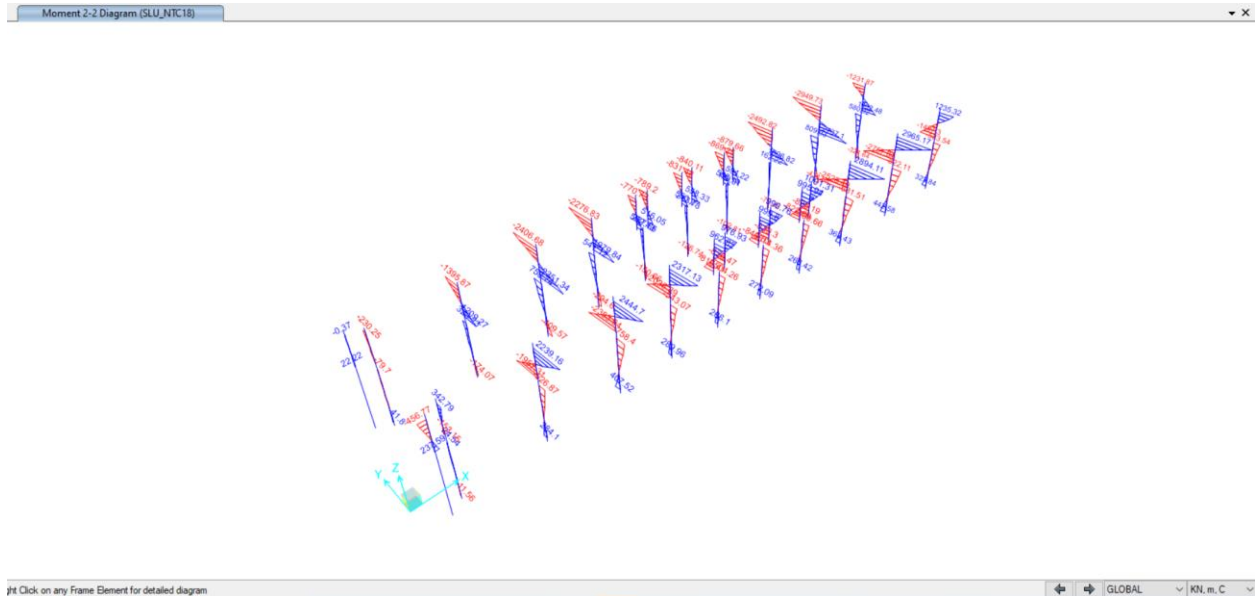


Figura 92. Momento flettente M22 (attorno all'asse debole)

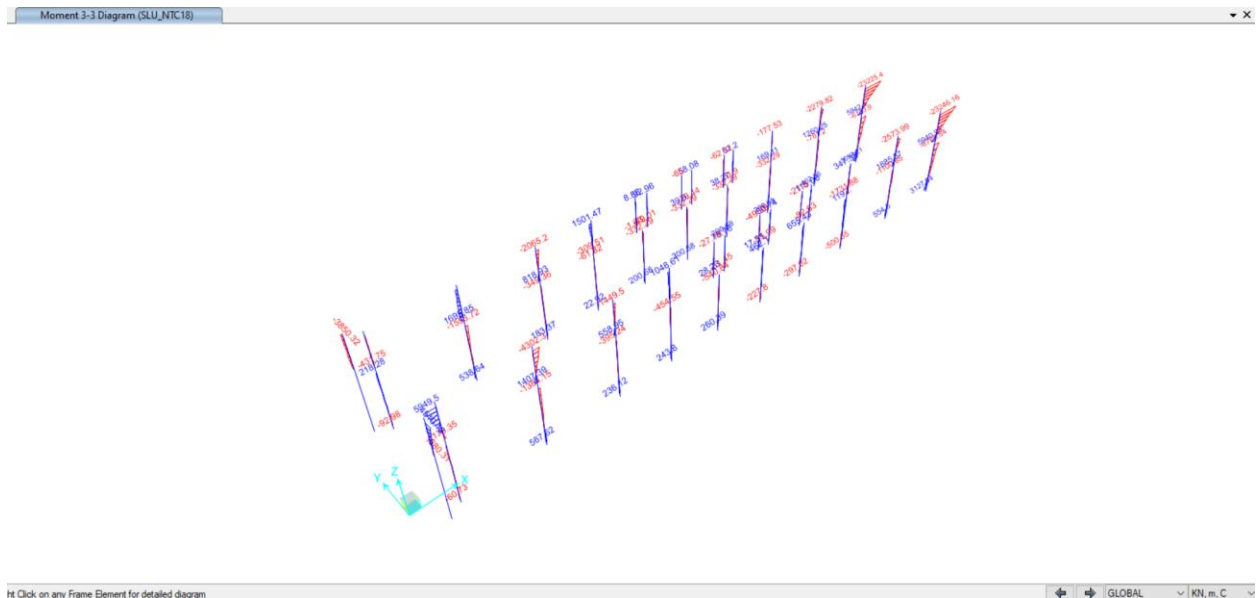


Figura 93. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

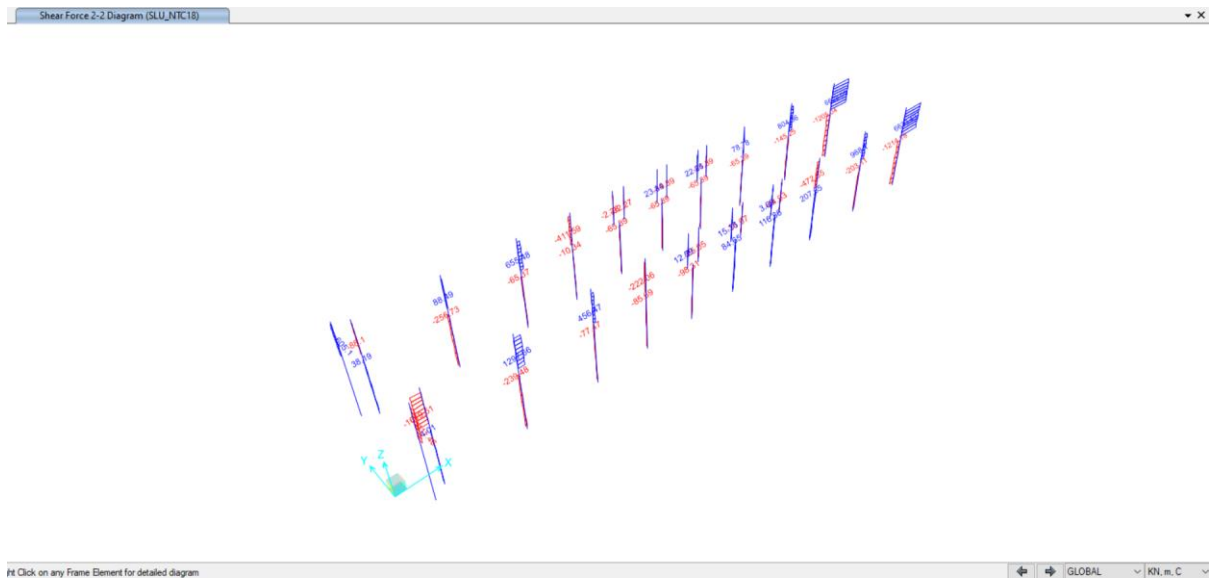


Figura 94. Forza di taglio V22 (direzione longitudinale)

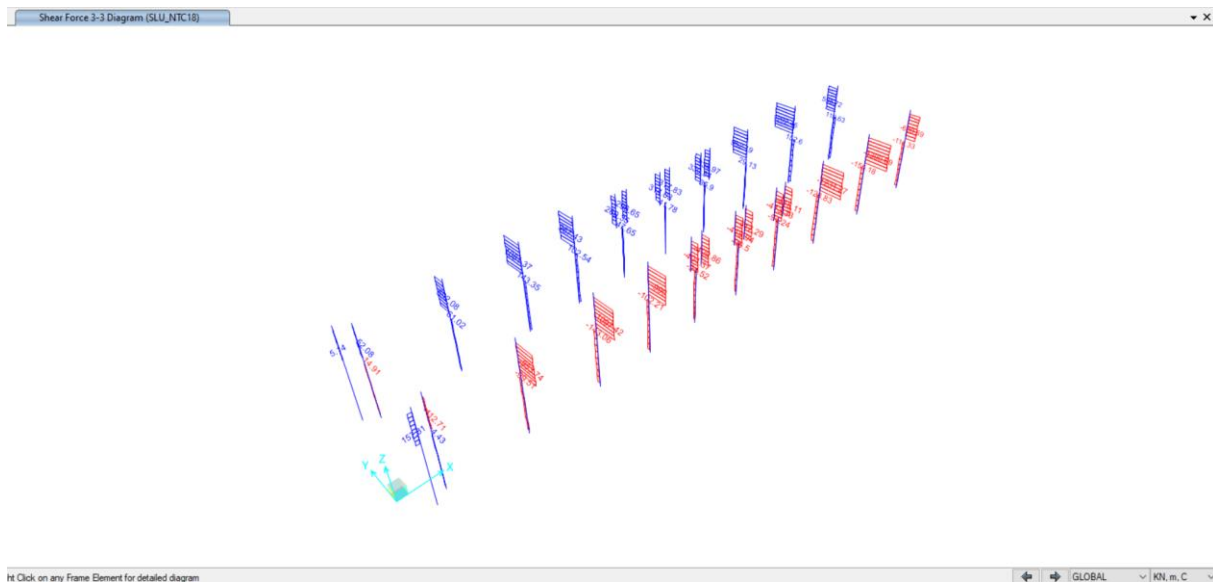



Figura 95. Forza di taglio V33 (direzione trasversale)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

ALLEGATO D

Risultati Solettone di fondo (piano sottobanchina)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

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

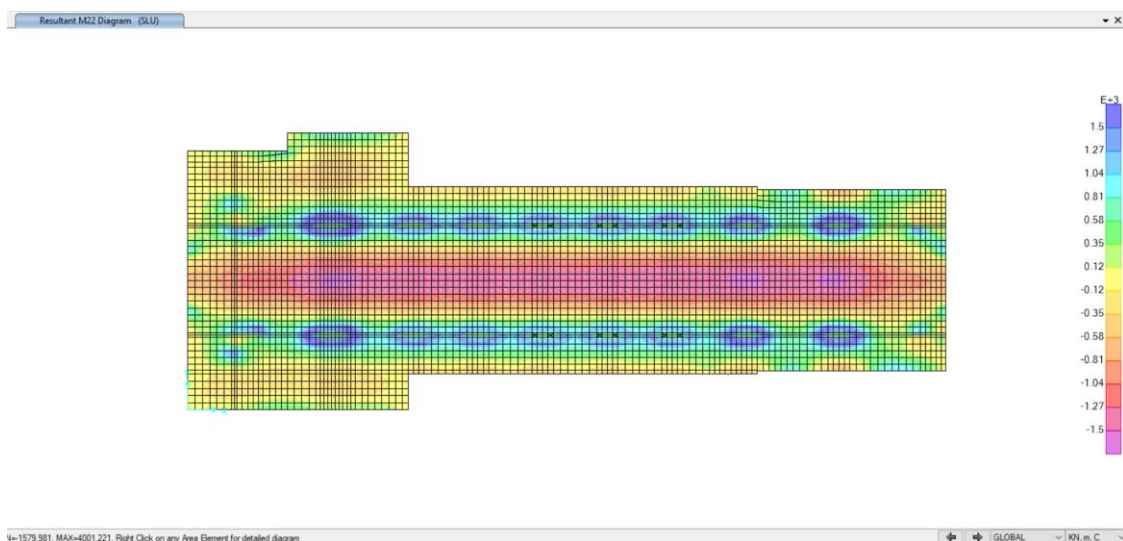


Figura 96. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

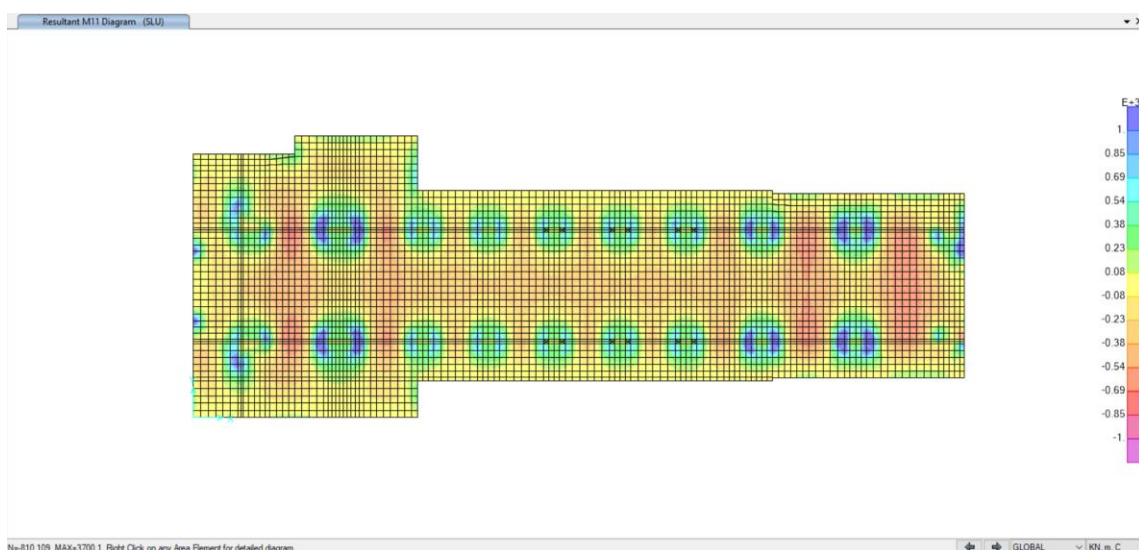


Figura 97. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

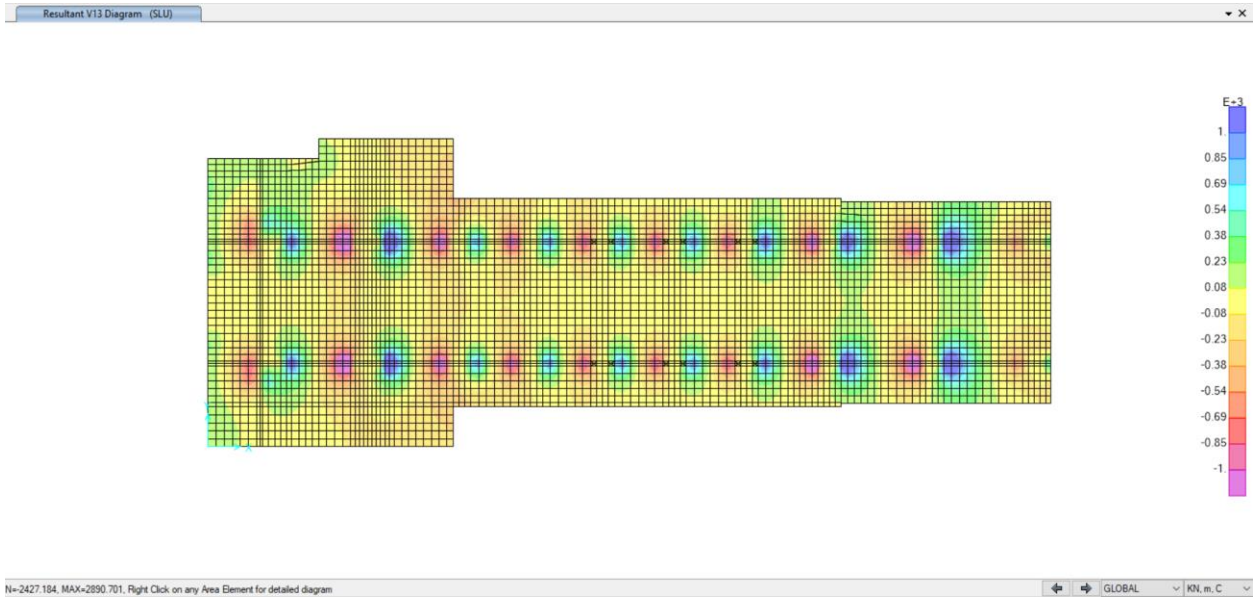
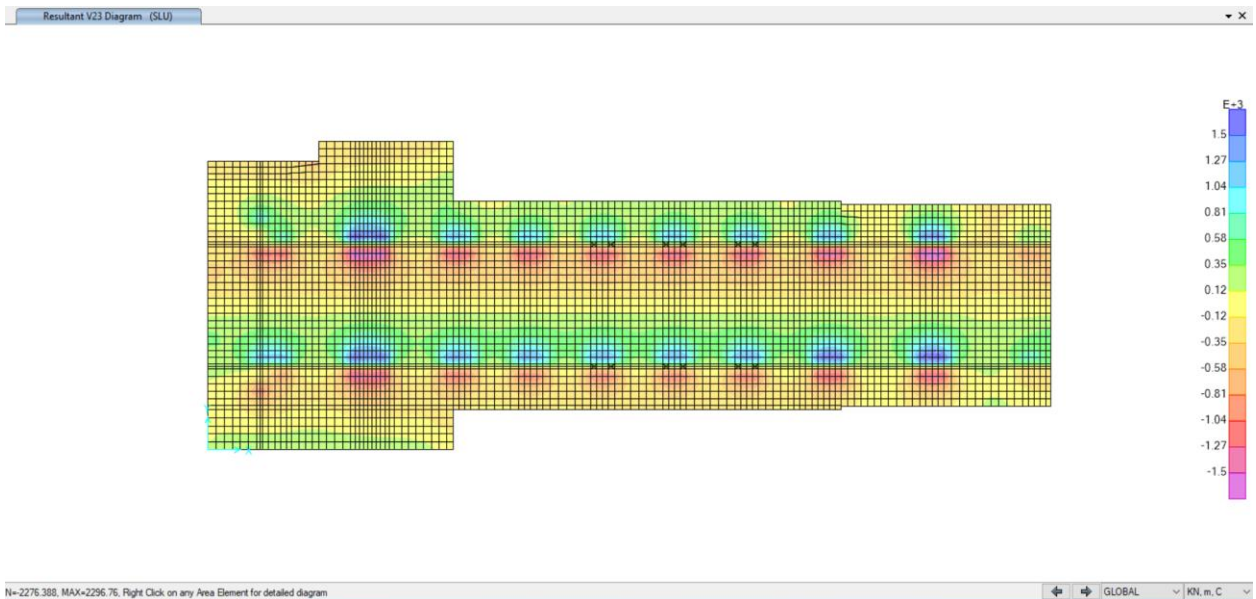


Figura 98. Forza di taglio V13




 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Figura 99. Forza di taglio V23

ALLEGATO E

Risultati Fodere Interne

Tabella 34 Calcolo incremento dinamico

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

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



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	50	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h'	5	cm	copriferro
d =	45	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	16	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	10.0	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0020		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	188	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] h_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot h_w \cdot d$ [4.1.23]			
con			
f _s espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	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
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} =	71	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} =	1656	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} =	71	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA	H =	50 cm	altezza sezione
	b _w =	100 cm	larghezza sezione
	h' =	5 cm	copriferro
	d =	45 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 =	0.0063	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} =	241 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 =	12 mm	diametro staffe
	n° =	3	numero bracci
	A _{sw} =	2.8 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} =	160 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} =	1656 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} =	160 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



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

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA	
H =	100 cm altezza sezione
b _w =	100 cm larghezza sezione
h' =	5 cm copriferro
d =	95 cm altezza utile
ARMATURA TESA	
ϕ =	24 mm diametro armatura
n° =	5 numero barre
A _s =	22.6 cm ² area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023 rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE	
N _{Ed} =	0 kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00 Mpa tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio


RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	
V _{Rd} =	325 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con	
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot \rho_l \cdot f_{ck} \right]^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$	
con	
f _{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° =	3 numero bracci
A _{sw} =	7.9 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
ν =	35° angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00 coefficiente maggiorativo pari a:
	1 per membrature non compresse
	1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
	1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
	2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
νf _{cd} =	8.70 Mpa resistenza a compressione ridotta (νf _{cd} = 0,5 f _{cd})

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	
V _{Rsd} =	938 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} =	3495 kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$	
V _{Rd} =	938 kN resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

ALLEGATO F

Risultati Fodere Interne in corrispondenza del foro scala

Tabella 35 Calcolo incremento dinamico

Calcolo incremento dinamico da -3,0m a 8,35m								
Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]		Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
SLO						T1	-	1
SLD						Categoria sottosuolo		
SLV	1424	0,067	2,89	0,292		C	SS 1,200	CC 1,576
SLC								

accelerazione massima "amax" 0,08
 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0,08
 coefficiente sismico verticale "kv" 0,04
 Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$
 Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio						
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	G _{kj} [kN]	
Fodera	1,00	0,50	5,35	25	66,875	
F _{h,fodera}	1,01	[kN]				
F _{v,fodera}	0,50	[kN]				

Incremento dinamico di spinta del terreno

altezza del fodera "H" 5,35 [m]
 peso specifico del terreno "gamma_s" 19,5 [kN/m³]
 altezza della fodera da piano campagna "H'" 8,35 [m]
Incremento dinamico di spinta del terreno 7,14 [kN/m] $\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H'$

Calcolo incremento dinamico da -9,35m a 17,5m								
Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]		Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
SLO						T1	-	1
SLD						Categoria sottosuolo		
SLV	1424	0,067	2,89	0,292		C	SS 1,200	CC 1,576
SLC								

accelerazione massima "amax" 0,08
 coefficiente sismico orizzontale "kh" 0,08
 coefficiente sismico verticale "kv" 0,04
 Forza sismica orizzontale $F_h = k_h \cdot W$
 Forza sismica verticale $F_v = k_v \cdot W$

Peso proprio						
	L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	G _{kj} [kN]	
Fodera	1,00	0,50	9,15	25	114,375	
F _{h,fodera}	1,01	[kN]				
F _{v,fodera}	0,50	[kN]				


Incremento dinamico di spinta del terreno

altezza del fodera "H" 9,15 [m]
 peso specifico del terreno "gamma_s" 19,5 [kN/m³]
 altezza della fodera da piano campagna "H'" 17,50 [m]
Incremento dinamico di spinta del terreno 25,59 [kN/m] $\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H'$

Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA	H =	50 cm	altezza sezione
	b _w =	100 cm	larghezza sezione
	h' =	5 cm	copriferro
	d =	45 cm	altezza utile
ARMATURA TESA	Φ =	20 mm	diametro armatura
	n° =	10	numero barre
	A _s =	31.4 cm ²	area dell'armatura tesa
	ρ _l =	0.0063	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} =	241 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 =	12 mm	diametro staffe
	n° =	3	numero bracci
	A _{sw} =	2.8 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 (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	160 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} =	1656 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} =	160 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	95	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	24	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	325	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 - \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\} \quad [4.1.23]$			
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° =	3		numero bracci
A _{sw} =	7.9	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
ν =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
νf _{cd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (νf _{cd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	938	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} =	3495	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V _{Rd} =	938	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

ALLEGATO G

Risultati Banchina e Muri Sotto Banchina

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

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA			
H	=	30	cm altezza sezione
b _w	=	100	cm larghezza sezione
h'	=	5	cm copriferro
d	=	25	cm altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ	=	16	mm diametro armatura
n°	=	5	numero barre
A _s	=	10.0	cm ² area dell'armatura tesa
ρ _l	=	0.0033	rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{ed}	=	0	kN valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp}	=	0.00	Mpa tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio


RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	
V_{Rd}	= 126 kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con	
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot h_w \cdot d \quad [4.1.23]$	
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	= 8 mm diametro staffe
n°	= 5 numero bracci
A _{sw}	= 2.5 cm ² area dell'armatura trasversale
s	= 20 cm passo delle staffe
α	= 90° angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
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'f _{cd}	= 8.70 Mpa resistenza a compressione ridotta (v'f _{cd} = 0,5 f _{cd})

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	
V_{Rsd}	= 158 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}	= 920 kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v' \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$	
V_{Rd}	= 158 kN resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

ALLEGATO H

Risultati Scala fissa



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	30	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	25	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	16	mm	diámetro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	10.0	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0033		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	126	kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] h_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot h_w d$ [4.1.23]			
con			
f _{tk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	8	mm	diámetro staffe
n° =	5		numero bracci
A _{sw} =	2.5	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90°		angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35°		angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° + 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
1 per membrature non compresse			
1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}			
1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}			
2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}			
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} =	158	kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rd} =	920	kN
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [4.1.28]			
V_{Rd} =	158	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rd} ; V _{Rcd})



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

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA			
H =	20	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	15	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	12	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	5.7	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0028		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{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} =	82 kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			

Caratteristiche della sezione armata a taglio

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

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

ALLEGATO I

Calcolo Incidenze



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
 strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Elemento:		Soletta di copertura			Area = 31.92 mc/m		Incidenza = 137.88 kg/mc	
							(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
inf	1	24	20	10	10	100	3.551	355.1
inf	2	24	10	15	12	180	3.551	639.18
sup	3	24	10	20	12	240	3.551	852.24
sup	4	24	20	5	8	40	3.551	142.04
sup	5	24	20	10	6	60	3.551	213.06
vert		20	120	12	3	36	2.466	88.776
rep	8	24	25	164	1.12	183.68	3.551	652.24768
rep ref sup	9	26	12.5	46	1.12	51.52	4.168	214.73536
rep ref inf	9	26	12.5	46	1.12	51.52	4.168	214.73536
staffe1	6	20	20	60	3.3	198	2.466	488.268
staffe2	7	20	40	38	1.5	57	2.466	140.562
staffe3		12	0	0	0	0	0.888	0
							4000.9444	kg

Elemento:		Soletta intermedia			Area = 25 mc/m		Incidenza = 140.37 kg/mc	
							(+15%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
sup	1	24	20	10	12	120	3.551	426.12
sup	2	24	20	5	6	30	3.551	106.53
sup	3	24	20	10	6	60	3.551	213.06
inf	4	24	20	10	8.45	84.5	3.551	300.0595
inf	5	24	10	10	12	120	3.551	426.12
rinf	10	28	30	3	4	12	4.168	50.016
rep	8	24	25	148	1.12	165.76	3.551	588.61376
rep ref sup	9	24	12.5	46	1.12	51.52	3.551	182.94752
rep ref inf	9	24	12.5	46	1.12	51.52	3.551	182.94752
staffe1	6	20	20	60	3	180	2.466	443.88
staffe2	7	20	40	38	1.4	53.2	2.466	131.1912
vert		20	120	12	2.7	32.4	2.466	79.8984
							3051.4855	kg



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
 strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Elemento:		Soletta fondo			Area = 25 mc/m		Incidenza = 197.31 kg/mc	
							(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
sup	1	24	20	10	9	90	3.551	319.59
sup	2	24	10	20	12	240	3.551	852.24
inf	3	24	10	5	12	60	3.551	213.06
inf	4	24	10	20	4.5	90	3.551	319.59
inf	5	24	10	40	6	240	3.551	852.24
vert		20	120	12	2.7	32.4	2.466	79.8984
rep	6	24	25	136	1.12	152.32	3.551	540.88832
rep ref sup	7	26	12.5	64	1.12	71.68	4.168	298.76224
rep ref inf	7	26	12.5	64	1.12	71.68	4.168	298.76224
staffe1	9	20	20	80	3	240	2.466	591.84
staffe2	10	20	40	34	1.4	47.6	2.466	117.3816
staffe3		12	0	0	0	0	0.888	0
							4484.2528	kg

Elemento:		Barrete			Volumen = 52.92 mc		Incidenza = 275.03 kg/mc	
							(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
est	1	24	12.5/15	40	12	480	3.551	1704.48
int	2	24	12.5	10	12	120	3.551	426.12
est	3	26	15	40	6	240	4.168	1000.32
int	4	26	12.5	10	6	60	4.168	250.08
est/int	7	28	12.5	20	5	100	4.168	416.8
est	8	26	15	32	11	352	4.168	1467.136
int	9	26	15	18	9	162	4.168	675.216
int	13	26	15	32	9.5	304	4.168	1267.072
est	14	26	15	18	7.5	135	4.168	562.68
diag	15	24		24	6	144	3.551	511.344
diag	18	24		24	5.3	127.2	3.551	451.6872
staffe	5	16	20	472	2.2	1038.4	1.578	1638.5952
staffe	6	20	20	290	3.7	1073	2.466	2646.018
staffe	10	20	20	28	3.1	86.8	2.466	214.0488
							13231.597	kg

Elemento:		Pilastrini circolare			Volumen = 0.502654825 mc/m		Incidenza = 219.05 kg/mc	
							(+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
forza esterni	1	26	25	20	1	20	4.168	83.36
forza interni	12	12	125	8	2.35619449	18.84955592	0.888	16.738406
staffe	14	12	25	0	1.4	0	0.888	0
							100.09841	kg



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
 strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Elemento:		Fodera sp=1.00			Area = 2.8 mc/m		Incidenza = 241.10 kg/mc	
						(+10%)		
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
rip	0	24	20	5	2.7	13.5	3.551	47.9385
rip	0	24	10	10	2.7	27	3.551	95.877
est	1	24	10	10	4.5	45	3.551	159.795
int	2	24	20	5	3.2	16	3.551	56.816
int	3	24	10	10	3	30	3.551	106.53
rep	7	24	20	24	1.12	26.88	3.551	95.45088
staffe1	9	20	40	16	1.3	20.8	2.466	51.2928
staffe3		12	0	0	0	0	0.888	0
								613.70018 kg
Elemento:		Fodera -9.35 a -14.70			Area = 2.675 mc/m		Incidenza = 149.56 kg/mc	
						(+10%)		
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
int	4	24	10	10	5.3	53	3.551	188.203
est	5	16	20	5	5.3	26.5	1.578	41.817
rip	6	16	20	10	1.5	15	1.578	23.67
rep	8	16	20	52	1.12	58.24	1.578	91.90272
staffe1	10	12	40	34	0.6	20.4	0.888	18.1152
staffe3		12	0	0	0	0	0.888	0
								363.70792 kg
Elemento:		Fodera -3.00 a -8.35			Area = 2.675 mc/m		Incidenza = 58.76 kg/mc	
						(+10%)		
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
	0	16	20	10	2.4	24	1.578	37.872
int	11	16	20	5	5.3	26.5	1.578	41.817
est	12	12	20	5	5.3	26.5	0.888	23.532
rip	13	12	20	10	2	20	0.888	17.76
rep	14	12	20	52	1.12	58.24	0.888	51.71712
staffe1	15	8	40	34	0.6	20.4	0.395	8.058
staffe3		12	0	0	0	0	0.888	0
								142.88412 kg



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Elemento:		Muri sottobanchina sp=30cm			Area = 0.75 mc/m		Incidenza = 197.38 kg/mc (+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
ver	1	16	20	10	2	20	1.578	31.56
ver	2	16	20	5	3.3	16.5	1.578	26.037
ver	3	16	10	10	3.3	33	1.578	52.074
rep	12	12	20	24	1.05	25.2	0.888	22.3776
staffe	4	8	40	20	0.32	6.4	0.395	2.528
								134.5766 kg

Elemento:		Soletta Banchina sp=30cm			Area = 2.385 mc/m		Incidenza = 191.77 kg/mc (+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
inf	6	16	20	5	9.2	46	1.578	72.588
inf	8	20	20	5	7	35	2.466	86.31
sup	7	20	10	10	4	40	2.466	98.64
sup	5	16	20	5	6.2	31	1.578	48.918
sup	9	16	20	5	2.4	12	1.578	18.936
rep	11	12	20	80	1.05	84	0.888	74.592
staffe	10	8	40	125	0.32	40	0.395	15.8
								415.784 kg

Elemento:		Soletta fondo Vasca Aggot.			Volumen = 47.04 mc/m		Incidenza = 151.15 kg/mc (+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
inf	1	24	20	38	7.7	292.6	3.551	1039.0226
sup	2	24	10	54	7.7	415.8	3.551	1476.5058
rep	9	24	20	58	8.6	498.8	3.551	1771.2388
rinf	7	24	20	142	4	568	3.551	2016.968
staffe	3	10	40	236	1.1	259.6	0.617	160.1732
								6463.9084 kg

Elemento:		Muri laterali Vasca Aggot.			Volumen = 58.75 mc/m		Incidenza = 176.51 kg/mc (+10%)	
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
int	4	24	20	102	5.5	561	3.551	1992.111
est	5	24	20	142	5.5	781	3.551	2773.331
est	6	24	20	138	4	552	3.551	1960.152
rep	10	24	20	48	8.4	403.2	3.551	1431.7632
rep	11	24	20	48	7.45	357.6	3.551	1269.8376
staffe	14	12	25	0	1.4	0	0.888	0
								9427.1948 kg



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Rebaudengo - Relazione di calcolo
 strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSRBR002-0-1

Elemento:		<u>Soletta fondo Sottopassi</u>			Volumen = 84.6 mc		Incidenza = 137.32 kg/mc	
								(+10%)
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
inf	1	24	10	142	7.3	1036.6	3.551	3680.9666
sup	2	24	10	122	7.3	890.6	3.551	3162.5206
rep	4	24	20	62	9	558	3.551	1981.458
sup	5	24	20	42	9	378	3.551	1342.278
staffe	3	10	20	580	1.1	638	0.617	393.646
								10560.869 kg
Elemento:		<u>Muri fondo Sottopassi</u>			Volumen = 54.3 mc		Incidenza = 191.24 kg/mc	
								(+10%)
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
int-est	6	24	20	370	4.6	1702	3.551	6043.802
rep	8	24	20	64	10	640	3.551	2272.64
rep	15	24	20	32	7.3	233.6	3.551	829.5136
staffe	7	10	40	434	1.1	477.4	0.617	294.5558
								9440.5114 kg
Elemento:		<u>Muri laterali Sottopassi</u>			Volumen = 3.16 mc		Incidenza = 326.66 kg/mc	
								(+10%)
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
vert	9	24	20	78	2.6	202.8	3.551	720.1428
rep	10	20	20	10	8.2	82	2.466	202.212
staffe	11	10	25	52	0.5	26	0.617	16.042
								938.3968 kg
Elemento:		<u>Soletta superiore Sottopassi</u>			Volumen = 11.376 mc		Incidenza = 360.63 kg/mc	
								(+10%)
Ferro	Pos.	diametro [mm]	passo [cm]	numero	L. unitaria [m]	L. totale [m]	peso unitario [kg/m]	Peso totale [kg]
forza	12	24	10	156	5	780	3.551	2769.78
rep	13	20	20	44	8.2	360.8	2.466	889.7328
staffe	14	10	25	284	0.4	113.6	0.617	70.0912
								3729.604 kg