

**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 BOLOGNA RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE INTERNE STAZIONE													
BIM MANAGER Geom. L. D'Accardi		ELABORATO									REV.		SCALA	DATA	
		MT	L2	T1	A1	D	STR	SBO	R	002	Int.	Est.			
										0	1	-	07/10/2022		

AGGIORNAMENTI

Fg. 1 di 1

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO	VISTO
0	EMISSIONE	22/12/21	SSf	ECa	FRi	RCr
1	EMISSIONE FINALE A SEGUITO DI VERIFICA PREVENTIVA	07/10/22	SSf	ECa	FRi	RCr
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-
-	-	-	-	-	-	-

<table border="1"> <tr> <td>LOTTO 1</td> <td>CARTELLA</td> <td>9.1.5</td> <td>2</td> <td>MTL2T1A1D</td> <td>STRSBOR002</td> </tr> </table>						LOTTO 1	CARTELLA	9.1.5	2	MTL2T1A1D	STRSBOR002	<p align="center">STAZIONE APPALTANTE</p> <p align="center">DIRETTORE DI DIVISIONE INFRASTRUTTURE E MOBILITÀ Ing. R. Bertasio</p> <p align="center">RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO Ing. A. Strozzi</p>					
LOTTO 1	CARTELLA	9.1.5	2	MTL2T1A1D	STRSBOR002												



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.	14
3.3	ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA	14
4.	CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA	15
5.	PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE	17
5.1	ANALISI NUMERICHE E PROGETTAZIONE STRUTTURALE	17
5.2	CARATTERIZZAZIONE SISMICA	18
5.2.1	CRITERI DELLA MODELLAZIONE NUMERICA PER L'AZIONE SISMICA	19
5.3	COMBINAZIONI DI CARICO	20
6.	ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE STRUTTURALI	22
6.1	STRUTTURE INTERNE PRINCIPALI	22
6.1.1	GENERALITÀ	22
6.1.2	CARICHI E COMBINAZIONI	27
6.1.3	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	30
6.2	SOLETTA DI FONDAZIONE	57
6.2.1	GENERALITÀ	57
6.2.2	CARICHI E COMBINAZIONI	60
6.2.3	RISULTATI E VERIFICHE STRUTTURALI	63
6.3	ALTRE STRUTTURE INTERNE	73
6.3.1	GENERALITÀ	73
6.3.2	FODERE INTERNE	73
6.3.2.1.	ANALISI DEI CARICHI	74

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

6.3.2.2.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	76
6.3.2.3.	RISULTATI DELL'ANALISI	77
6.3.2.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	78
6.3.3.	FODERA IN CORRISPONDENZA DEL FORO SCALA	82
6.3.3.1.	ANALISI DEI CARICHI	83
6.3.3.2.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	86
6.3.3.3.	RISULTATI DELL'ANALISI	86
6.3.3.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	88
6.3.4.	BANCHINE E MURI SOTTOBANCHINA	92
6.3.4.1.	ANALISI DEI CARICHI	92
6.3.4.2.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	94
6.3.4.3.	RISULTATI DELL'ANALISI	94
6.3.4.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	96
6.3.5.	SCALE FISSE	99
6.3.5.1.	ANALISI DEI CARICHI	99
6.3.5.2.	COMBINAZIONE DEI CARICHI	100
6.3.5.3.	RISULTATI DELL'ANALISI	101
6.3.5.4.	VERIFICHE STRUTTURALI	102
7.	VALIDAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO	106
	ALLEGATO A	109
	ALLEGATO B	116
	ALLEGATO C	121
	ALLEGATO D	125
	ALLEGATO E	130
	ALLEGATO F	135
	ALLEGATO G	139
	ALLEGATO H	141
	ALLEGATO I	144

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

INDICE DELLE FIGURE

Figura 1.	Key-plan della linea 2 – tratta funzionale Politecnico-Rebaudengo	7
Figura 2.	Modello 3D – Stazione Bologna	8
Figura 3.	Stralcio stratigrafia stazione Bologna	15
Figura 4.	Schematizzazione metodo di Wood	19
Figura 5.	Modello di visualizzazione	22
Figura 6.	Modello 3D schematico	23
Figura 7.	Dettaglio di un nodo di connessione solaio-barrette	24
Figura 8.	Soletta di copertura (livello strada)	25
Figura 9.	Soletta intermedia (livello atrio)	25
Figura 10.	Telaio longitudinale (asse B)	26
Figura 11.	Telaio longitudinale (asse C)	26
Figura 12.	Telai trasversali (asse 2 e 4)	27
Figura 13.	Carichi permanenti sulla soletta di copertura	28
Figura 14.	Carichi permanenti sulla soletta intermedia	29
Figura 15.	Carichi variabili sulla soletta di copertura e sulla soletta intermedia	29
Figura 16.	Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali	31
Figura 17.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	32
Figura 18.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	32
Figura 19.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	33
Figura 20.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	33
Figura 21.	Taglio massimo $V_{max} = V_{132} + V_{232}$	35
Figura 22.	Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	37
Figura 23.	Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	37
Figura 24.	Deformazione verticale Uz – SLE	39
Figura 25.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	41
Figura 26.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	41
Figura 27.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	42
Figura 28.	Acciaio di rinforzo As (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	42
Figura 29.	Taglio massimo $V_{max} = V_{132} + V_{232}$	44
Figura 30.	Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	46
Figura 31.	Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	46
Figura 32.	Deformazione verticale Uz – SLE	48
Figura 33.	Numerazione delle barrette e pilastri	49
Figura 34.	Percentuale di rinforzo longitudinale	50

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Figura 35. Rinforzo longitudinale	50
Figura 36. Rinforzo trasversale	51
Figura 37. Modello della soletta di fondazione	57
Figura 38. Dettaglio di un nodo di intercettazione soletta-barrette	58
Figura 39. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura	61
Figura 40. Sottoppressione idrostatica a lungo termine	62
Figura 41. Deformazione della soletta di fondo	63
Figura 42. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia superiore - direzione trasversale	64
Figura 43. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione trasversale	64
Figura 44. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia superiore - direzione longitudinale	65
Figura 45. Acciaio di rinforzo A_s (cm ² /cm) faccia inferiore - direzione longitudinale	65
Figura 46. Taglio massimo $V_{max} = V_{132} + V_{232}$	67
Figura 47. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE	70
Figura 48. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE	70
Figura 49. Deformazione verticale U_z – SLE	72
Figura 50. Schemi di calcolo	73
Figura 51. Applicazione carichi da quota -3,00m a -8,35m	75
Figura 52. Applicazione carichi da quota -9,35m a -17,50m	76
Figura 53. Diagramma del momento flettente	77
Figura 54. Diagramma di Taglio	78
Figura 56. Diagramma del momento flettente SLE	79
Figura 58. Schemi di calcolo	82
Figura 59. Applicazione carichi da quota -3,0m a -17,50m	85
Figura 60. Diagramma del momento flettente	87
Figura 61. Diagramma di Taglio	88
Figura 63. Diagramma del momento flettente SLE	89
Figura 65. Modello di calcolo	92
Figura 66. Sovraccarichi permanenti	93
Figura 67. Sovraccarichi variabili	93
Figura 69. Diagramma di Taglio	95
Figura 72. Diagramma del momento flettente SLE	97
Figura 74. Modello scala fissa	99
Figura 75. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)	100
Figura 76. Diagramma Momenti flettenti	101
Figura 77. Diagramma taglio	101
Figura 78. Reazioni (kN/m)	102
Figura 80. Diagramma del momento flettente SLE	103
Figura 84. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	110
Figura 85. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	110

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Figura 86. Forza di taglio V13	111
Figura 87. Forza di taglio V23	111
Figura 88. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	117
Figura 89. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	117
Figura 90. Forza di taglio V13	118
Figura 91. Forza di taglio V23	118
Figura 92. Assi locali barrette	122
Figura 93. Forza assiale	122
Figura 94. Momento flettente M22 (attorno all'asse debole)	123
Figura 95. M33 Momento flettente (intorno all'asse forte)	123
Figura 96. Forza di taglio V22 (direzione longitudinale)	124
Figura 97. Forza di taglio V33 (direzione trasversale)	124
Figura 98. Momento flettente M22 (direzione trasversale)	126
Figura 99. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)	126
Figura 100. Forza di taglio V13	127
Figura 101. Forza di taglio V23	127

INDICE DELLE TABELLE

Tabella 1 Parametri geotecnici	16
Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting	16
Tabella 3 Livelli di falda	16
Tabella 3 Probabilità di superamento PVR con SLV	18
Tabella 4 Parametri sismici del sito	18
Tabella 5 Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni (Tab. 6.2.I)	21
Tabella 6 Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno (Tab. 6.2.II)	21
Tabella 7 Armature soletta di copertura	34
Tabella 8 Capacità delle sezioni tipologiche	38
Tabella 9 Verifica deformazione	40
Tabella 10 Armature della soletta intermedia (Atrio)	43
Tabella 11 Capacità delle sezioni tipologiche	47
Tabella 12 Verifica deformazione	48
Tabella 13 Armature barrette 2.80x0.60m	51
Tabella 14 Armature barrette 4.00x0.60m	52
Tabella 15 Armature soletta di copertura	66
Tabella 16 Capacità delle sezioni tipologiche	71
Tabella 17 Verifica deformazione	72
Tabella 18 Spessore delle fodere	73
Tabella 19 Calcolo carichi da quota -3,00m a -8,35m	74
Tabella 20 Calcolo carichi da quota -9,35m a -17,50m	75

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Tabella 21 Combinazione dei carichi	76
Tabella 22 Armature fodere	79
Tabella 23 Verifica deformazione	81
Tabella 24 Spessore delle fodere	83
Tabella 25 Calcolo carichi da quota -3,00m a -17,50m	83
Tabella 26 Combinazione dei carichi	86
Tabella 27 Armature fodere	89
Tabella 28 Verifica deformazione	91
Tabella 29 Verifica deformazione	98
Tabella 30 Verifica deformazione	105
Tabella 31 Risultati estratti da Plaxis e SAP2000 con la variazione percentuale	106
Tabella 31 Calcolo incremento dinamico	131
Tabella 32 Calcolo incremento dinamico	136
Tabella 32 Calcolo incremento dinamico	134



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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 Bologna.



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 Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

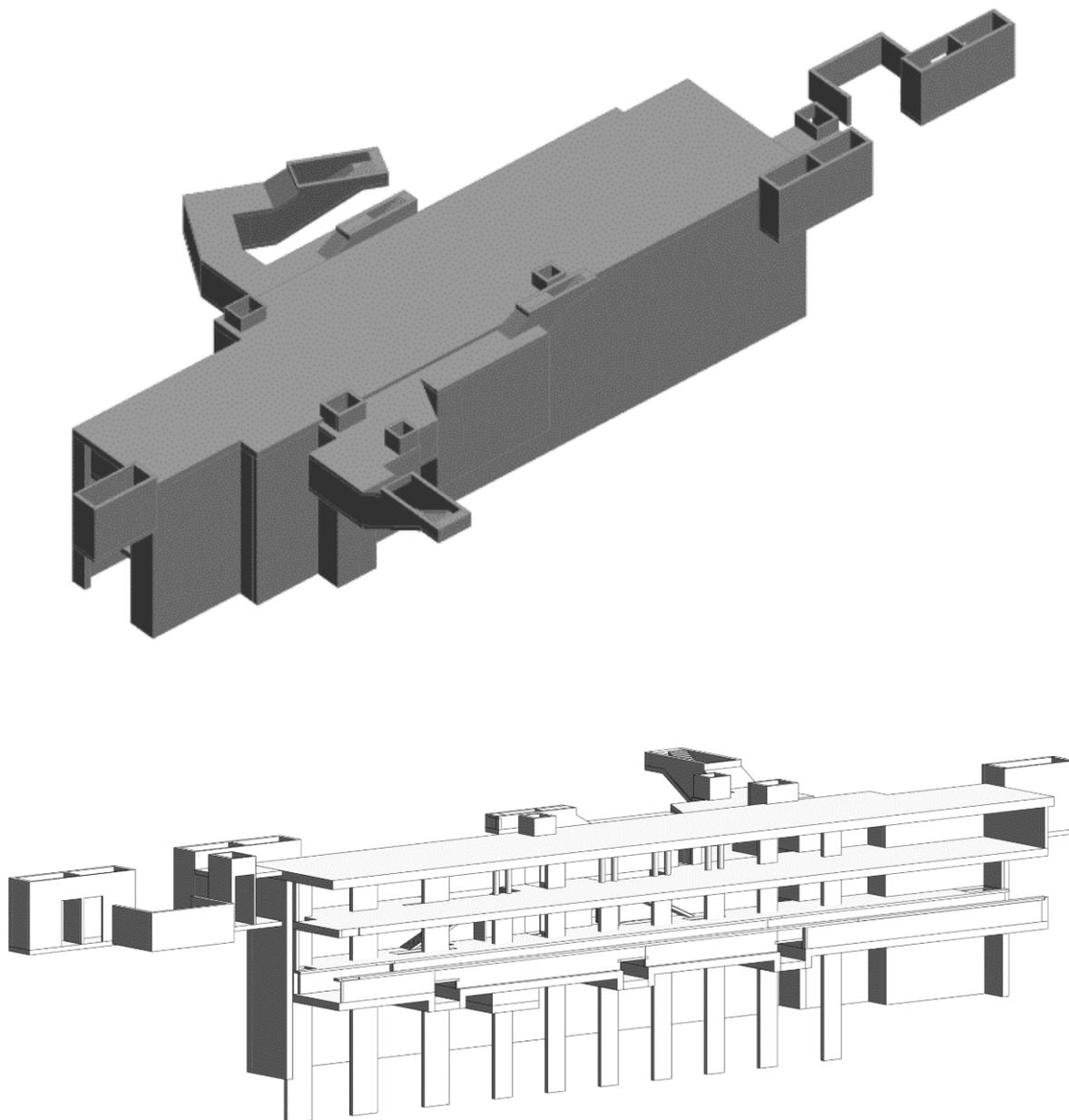


Figura 2. Modello 3D – Stazione Bologna

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

1.1 Scopo e campo di applicazione

In questa relazione vengono dimensionate la soletta di copertura, intermedia e quella di fondazione. Inoltre, vengono analizzati setti provvisori e le strutture interne della stazione.

1.2 Descrizione delle opere

La stazione Bologna è un manufatto interrato a due livelli. 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 -1.80 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 immersione al di sotto del fondo scavo di 9,0 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.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

12. D.G.R. 26 Novembre 2021, n. 10-4161: "Approvazione delle nuove procedure di semplificazione attuative di gestione e controllo delle attivita' 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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

- 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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

3. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 Calcestruzzi

3.1.1 Calcestruzzo utilizzato per i solai di stazione e strutture interne

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

3.1.2 Calcestruzzo utilizzato per diaframmi

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

3.2 Acciai per armature in c.a.

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

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

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

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

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

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

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

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

Reti e tralici elettrosaldati:

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

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

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

3.3 Acciaio per carpenteria metallica

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

4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

Con riferimento alla nomenclatura utilizzata nella relazione geologica MTL2T1A0DGEOGENTO002, 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 **Error! Reference source not found.**):

- Unità 1 (Unità geologica UID), costituito da terreno di riporto o materiale rimaneggiato, con inclusi elementi di laterizio;
- 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 BOLOGNA - Scala 1:200

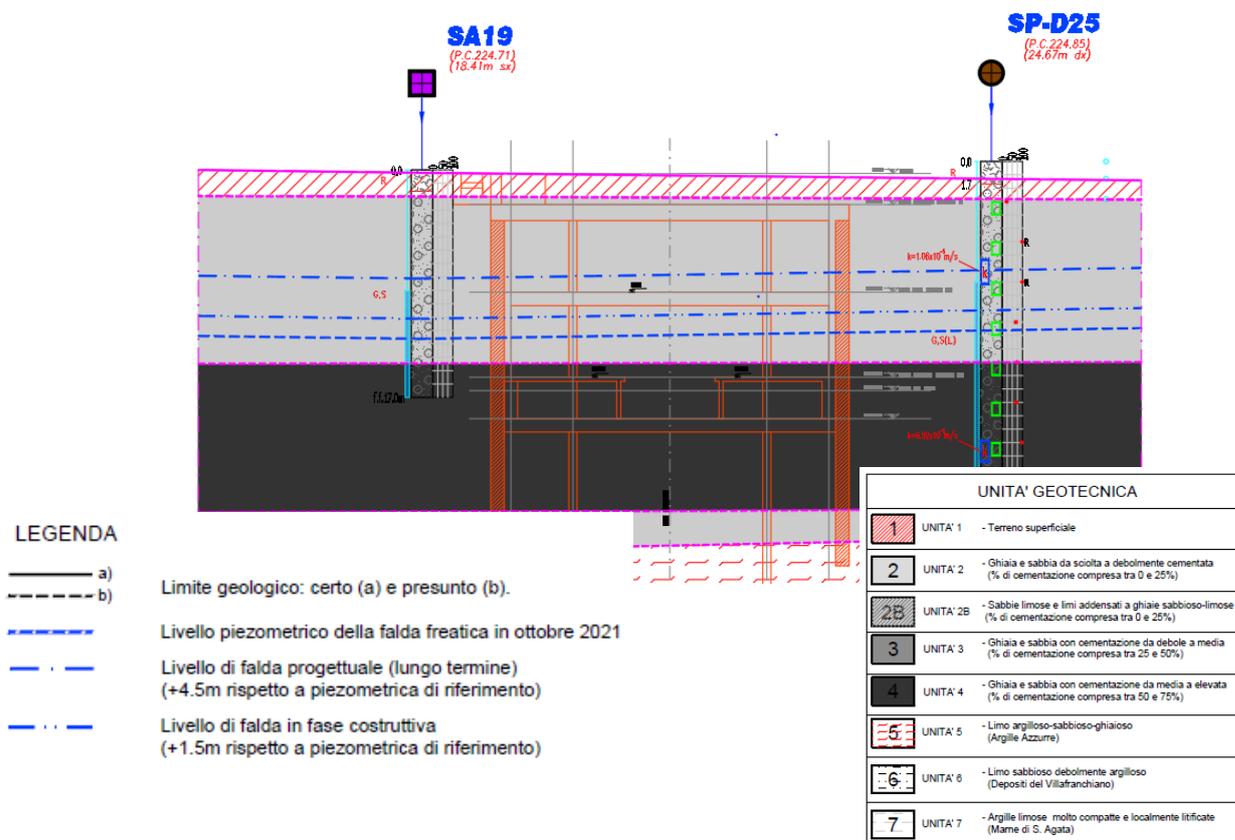


Figura 3. Stralcio stratigrafia stazione Bologna

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

In via conservativa le Unità AFR/INS sono state caratterizzate in accordo alle indicazioni relative alla unità geologica denominata Unità 2. I parametri geotecnici utilizzati sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 1 Parametri geotecnici

Stratigrafia e Parametri geotecnici						
Unità geotecnica	Z da p.c	γ	ϕ	c	Ev	v
	[m]	[kN/m ³]	[°]	[kPa]	[Mpa]	[-]
U1 (Terreno superficiale)	0 a -2	19	29	0	10	0,3
U2/4 (Ghiaie e sabbie)	> -2	19	36	10	150	0,3

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

Tabella 2 Parametri colonne Jet grouting

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

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

Tabella 3 Livelli di falda

	m da p.c.	m.s.l.m
Livello piezometrico 2021 (MTL2T1A0DGEOSBOT001)	-12.6	+212.32
Livello piezometrico 2018 da p.c.	-12.0	+212.92
B T (+1.5 da livello piezometrico di riferimento) - Fase costruttiva	-10.5	+214.42
L T (+3 da breve termine) - Ultimo stage	-7.5	+217.42

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

5. PRINCIPALI ASSUNZIONI DELLA PROGETTAZIONE

5.1 Analisi numeriche e progettazione strutturale

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

Il primo corrisponde alle *strutture interne principali* per le quali è stato sviluppato un modello tridimensionale agli elementi finiti che considera il solaio di copertura, i solai intermedi e le colonne interne (barrette).

Il secondo corrisponde al *solettone di fondo* per il quale è stato sviluppato un modello bidimensionale agli elementi finiti con carichi normali al piano che considera la piastra di fondazione e la sua interazione con il terreno e le fondazioni sottostanti.

Infine, per le *strutture interne secondarie*, sono stati sviluppati una serie di modelli specifici per ogni componente strutturale, in particolare per le fodere interne, le scale fisse, le banchine, i muri di sottobanchina, ecc., che consentono di determinare le sollecitazioni da considerare nei modelli precedenti.

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

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

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

Per lo stato limite ultimo (SLU) vengono verificati gli elementi frame/beam soggetti a carico assiale, momento flettente e taglio, secondo le specifiche NTC2018. Negli elementi shell, per incorporare gli effetti dei momenti torsionali nella progettazione delle solette, viene utilizzato il

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

metodo di Wood & Armer (1968). Questa metodologia è implicitamente considerata nel cosiddetto *sandwich model* implementato nel programma Sap2000. (Ref. *Concrete shell reinforcement design. Technical Note. Design Information. CSI Computer and structures, inc. February 2017*).

5.2 Caratterizzazione sismica

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

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

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

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

Tabella 4 Probabilità di superamento PVR con SLV

VN	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).

Tabella 5 Parametri sismici del sito

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Stazione	ag	F0	T*c
	[g]	-	[sec]
BOLOGNA	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 piane 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:

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

5.2.1 Criteri della modellazione numerica per l'azione sismica

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

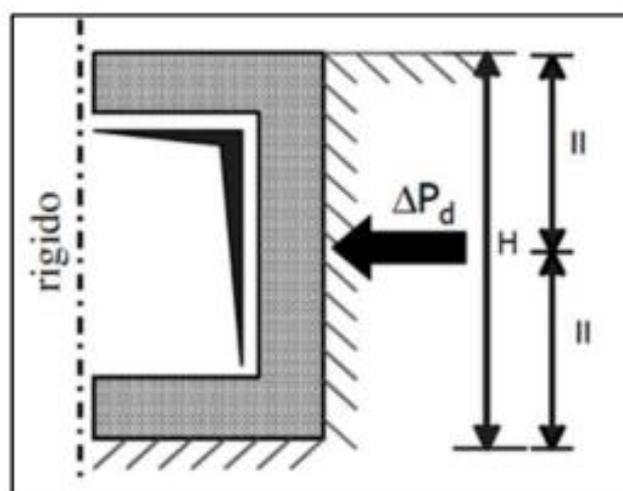


Figura 4. Schematizzazione metodo di Wood

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

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:

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

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

L'entità dell'azione sismica applicata al modello numerico è riportata nel seguito.

5.3 Combinazioni di carico

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

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

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

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

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

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

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



6. ANALISI NUMERICHE E VERIFICHE STRUTTURALI

6.1 Strutture Interne Principali

6.1.1 Generalità

Le *strutture interne principali* comprendono 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 per la stazione Bologna (SBO). 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 e degli elementi di tipo *shell* utilizzati per modellare il solaio di copertura e dell'atrio.

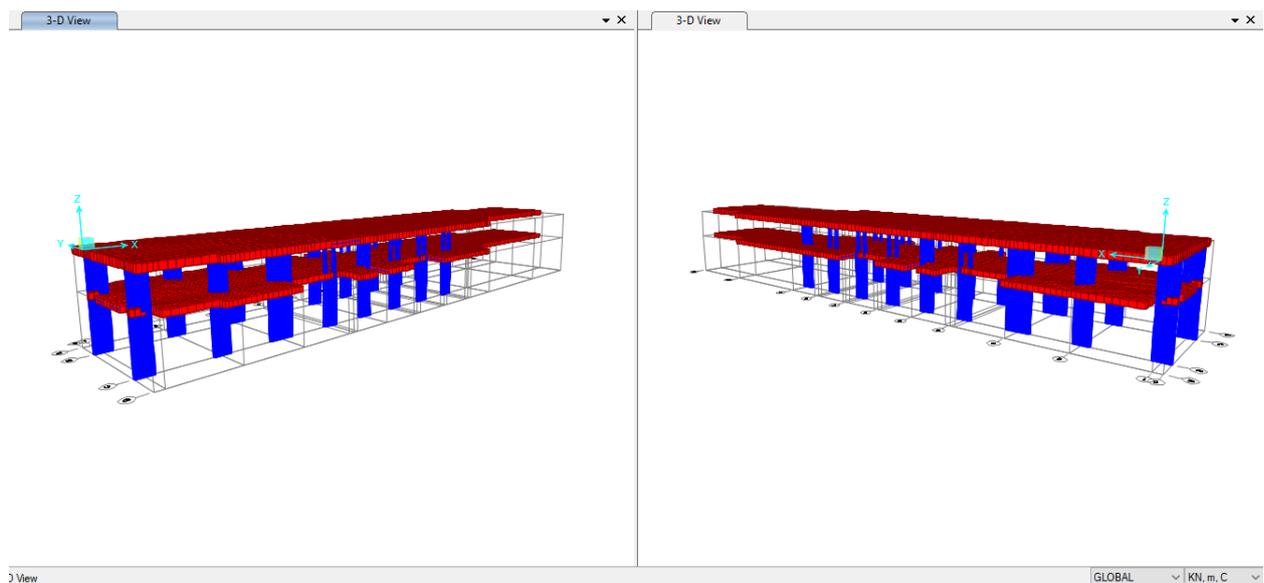


Figura 5. Modello di visualizzazione

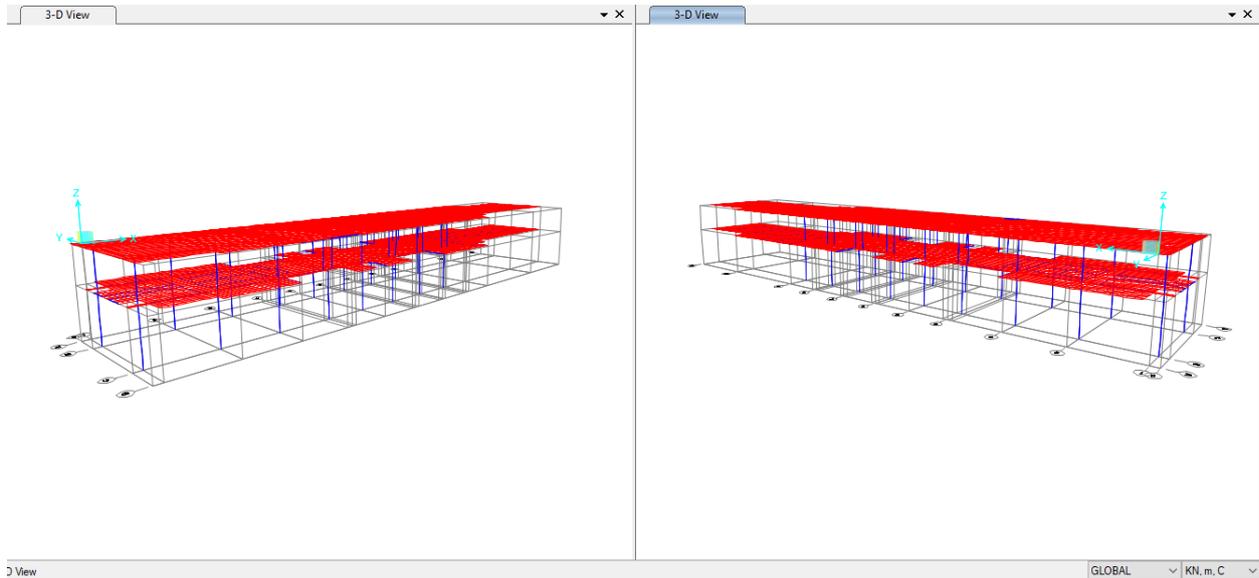


Figura 6. Modello 3D schematico

Il solaio di copertura è costituito da una soletta piena di spessore 1,20m, semplicemente appoggiata 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. Inoltre, rappresenta 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 appoggiata sui diaframmi perimetrali. Per la connessione è prevista una tasca per l'appoggio della soletta di dimensioni 0,20m e alta 1,30m, con una tolleranza di ± 15 cm.

Le barrette saranno realizzate a partire dalla superficie con dimensioni di 2,80x0,60m oppure di 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 in calcestruzzo di 0,80m di diametro al cui interno è annegato un profilo metallico HEB400 disposto come un *King Post Pile*. Questo elemento temporaneo è collegato alla barretta sottostante e viene utilizzato per consentire lo scavo fino al livello della soletta intermedia.



La *mesh* della soletta è stata studiata in modo da garantire la corrispondenza dei nodi del modello con il perimetro delle barrette, in questo modo è possibile identificare la zona di "nodo rigido". La Figura 7 mostra il dettaglio di un nodo di intersezione tra la soletta intermedia di spessore 1,00 m e una barretta 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 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 sulla barretta in corrispondenza delle facce superiore e inferiore dei solai. Questa condizione è stata applicata a tutti i nodi solaio-barrette del modello strutturale.

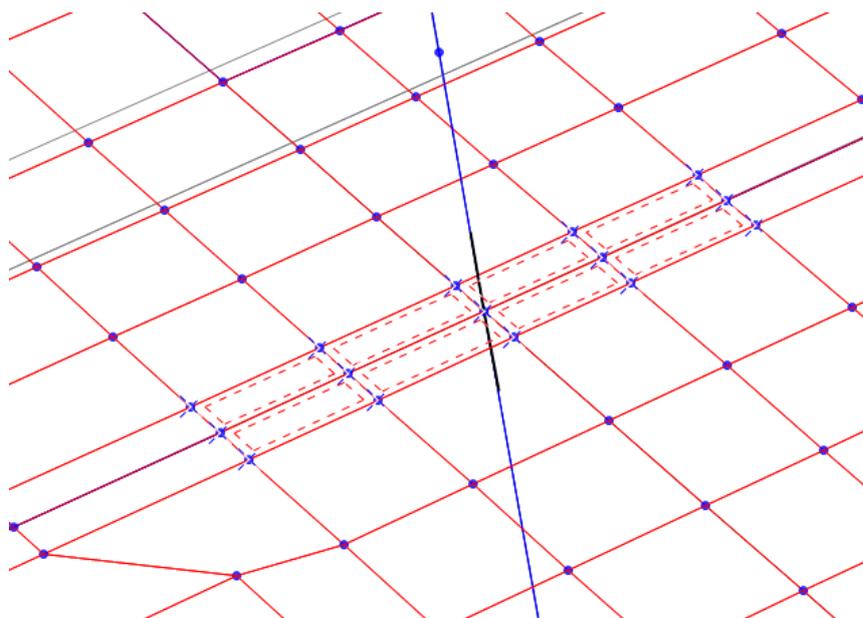


Figura 7. Dettaglio di un nodo di connessione solaio-barrette

Il modello strutturale riproduce fedelmente la distribuzione delle aperture disposte sulla soletta di copertura e sui solai intermedi. La Figura 8 e la Figura 9 mostrano le viste in pianta dei solai. Sia la soletta di copertura che le solette intermedie risultano essere semplicemente appoggiate sul loro perimetro poiché sostenute dai diaframmi perimetrali. La Figura 10 e la Figura 11 mostrano i prospetti in cui si vedono i telai longitudinali, mentre nella Figura 12 sono mostrati i telai trasversali. Si assume che le barrette siano incastrate a livello del solettone di fondo.

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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



Figura 8. Soletta di copertura (livello strada)

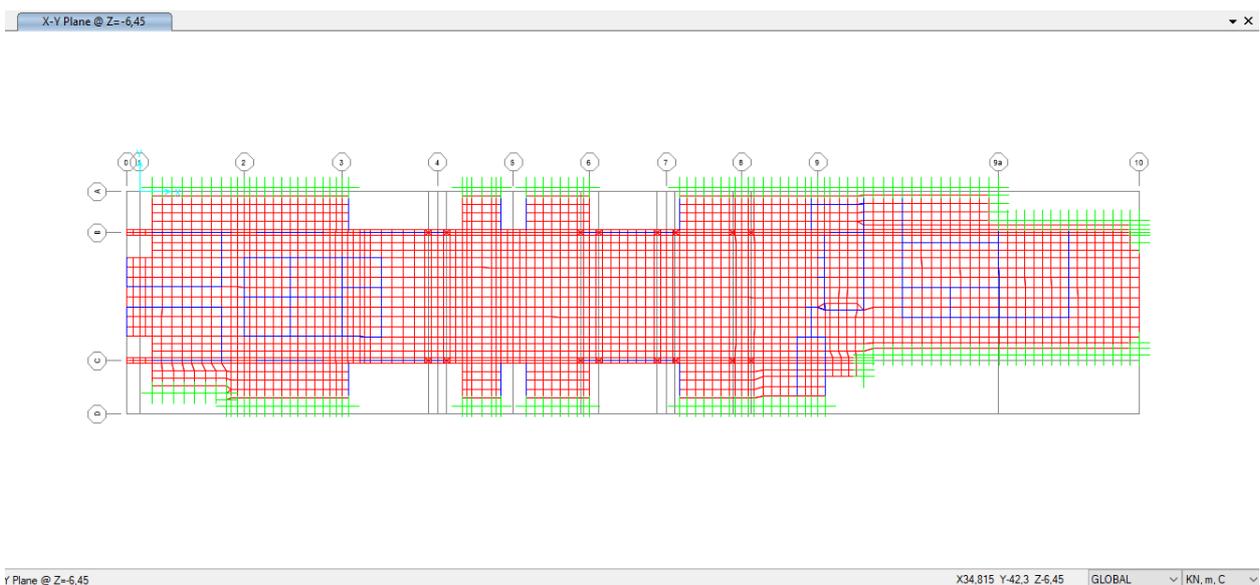


Figura 9. Soletta intermedia (livello atrio)

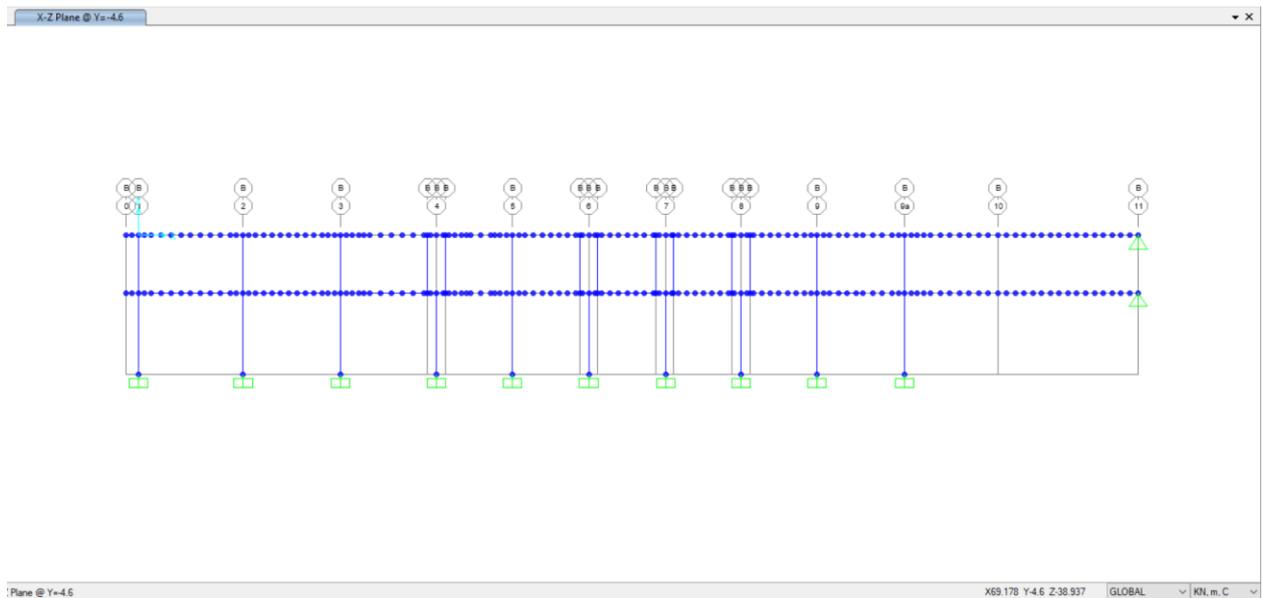


Figura 10. Telaio longitudinale (asse B)

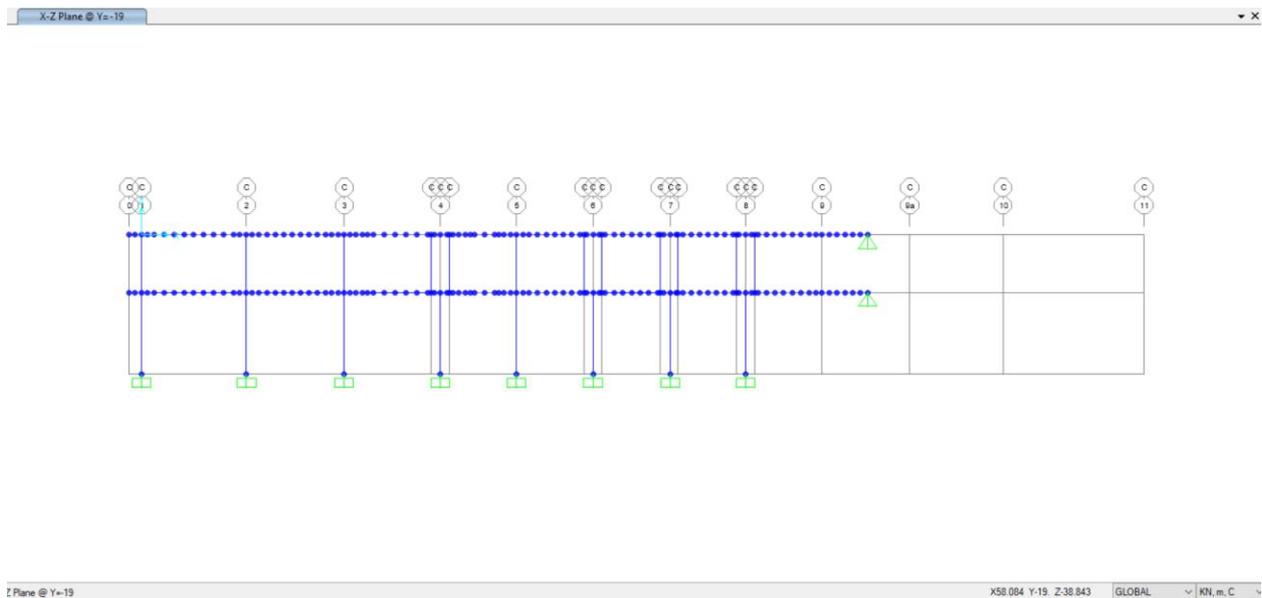


Figura 11. Telaio longitudinale (asse C)

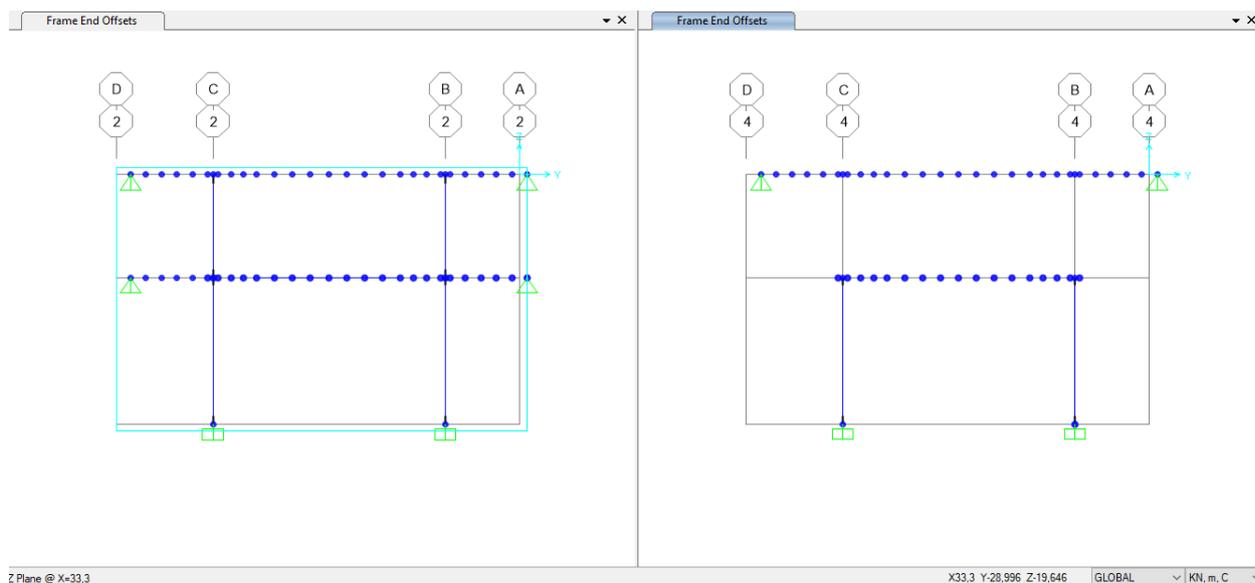


Figura 12. Telai trasversali (asse 2 e 4)

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

- Carichi variabili:

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

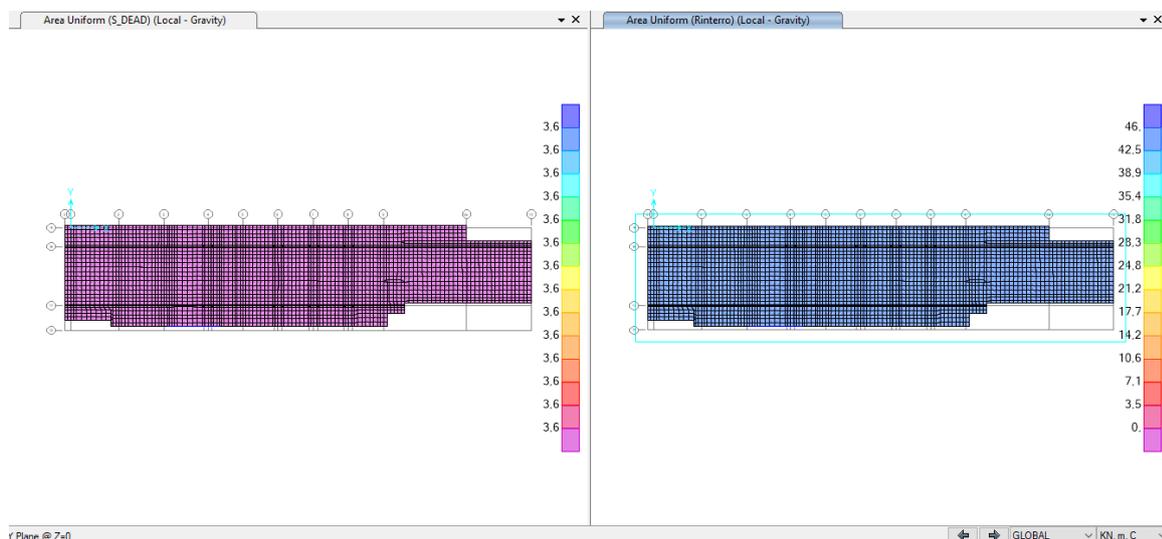


Figura 13. Carichi permanenti sulla soletta di copertura

Solaio intermedio:

- Carichi permanenti:

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

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

Divisori interni = $P \times H$ (kN/m) = $3,30 \text{ kN/m}^2 \times 5,35\text{m} = 17,65 \text{ N/m}$ (G_2 - S_Dead)

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

Altezza libera dei divisori interni H (m) = 5,35m (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 *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*.

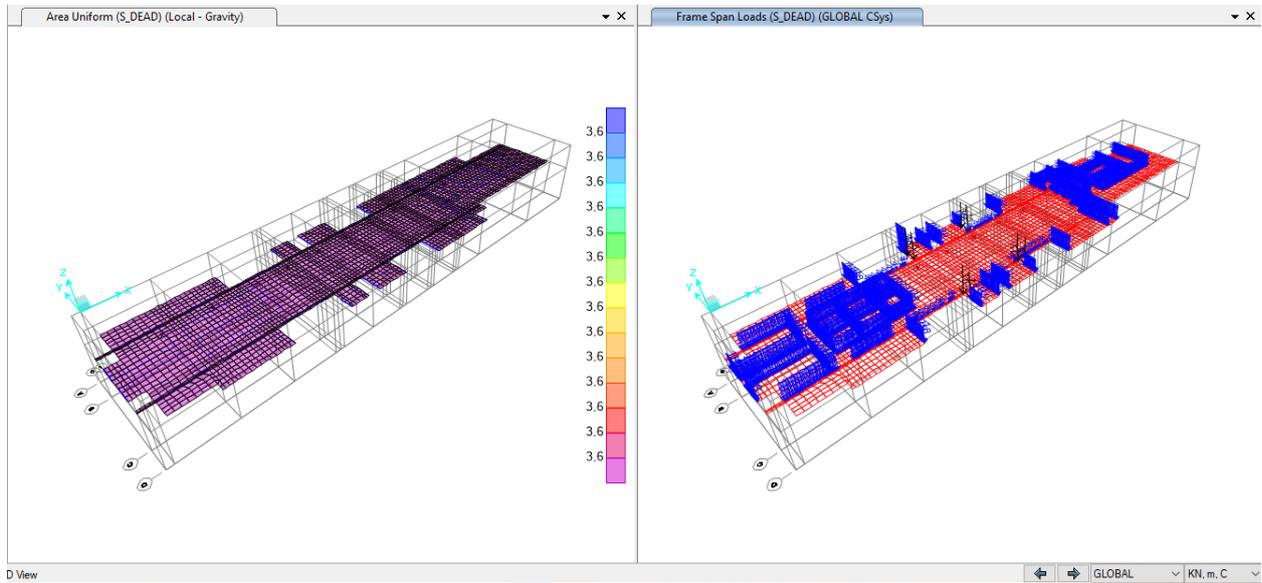


Figura 14. Carichi permanenti sulla soletta intermedia

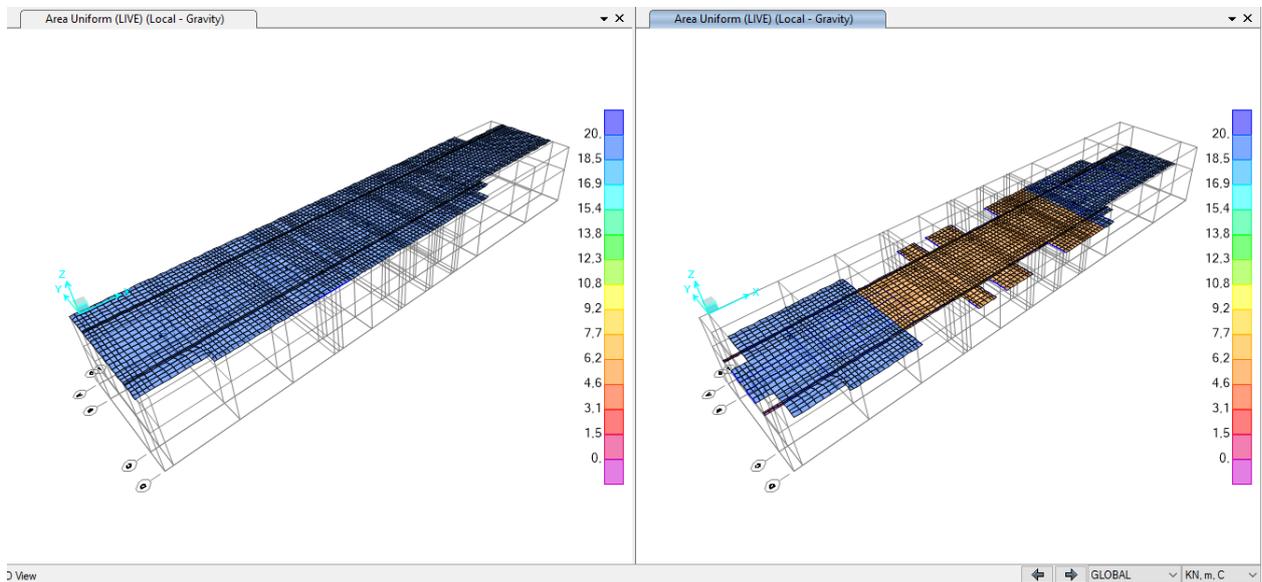


Figura 15. Carichi variabili sulla soletta di copertura e sulla soletta intermedia

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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

6.1.3 Risultati e verifiche strutturali

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

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

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

La Figura 16 mostra una vista della deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali.

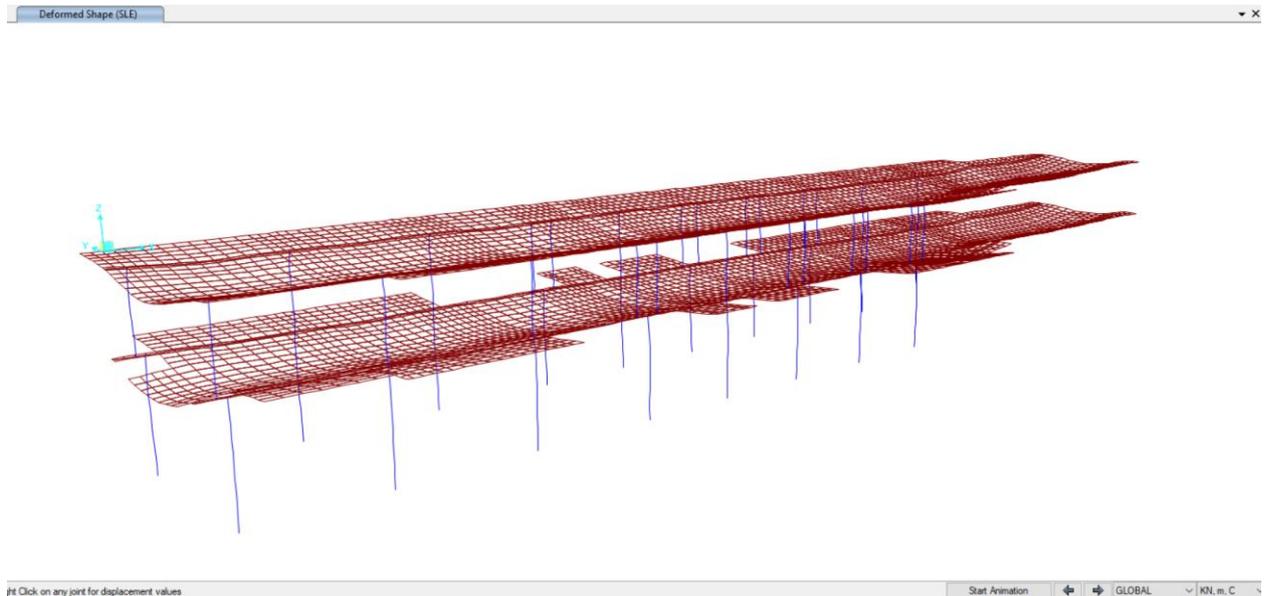


Figura 16. Deformazione della struttura sotto carichi gravitazionali

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)

Verifica a flessione:

spessore di soletta = 120cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC §4.1.6.1.1.

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

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

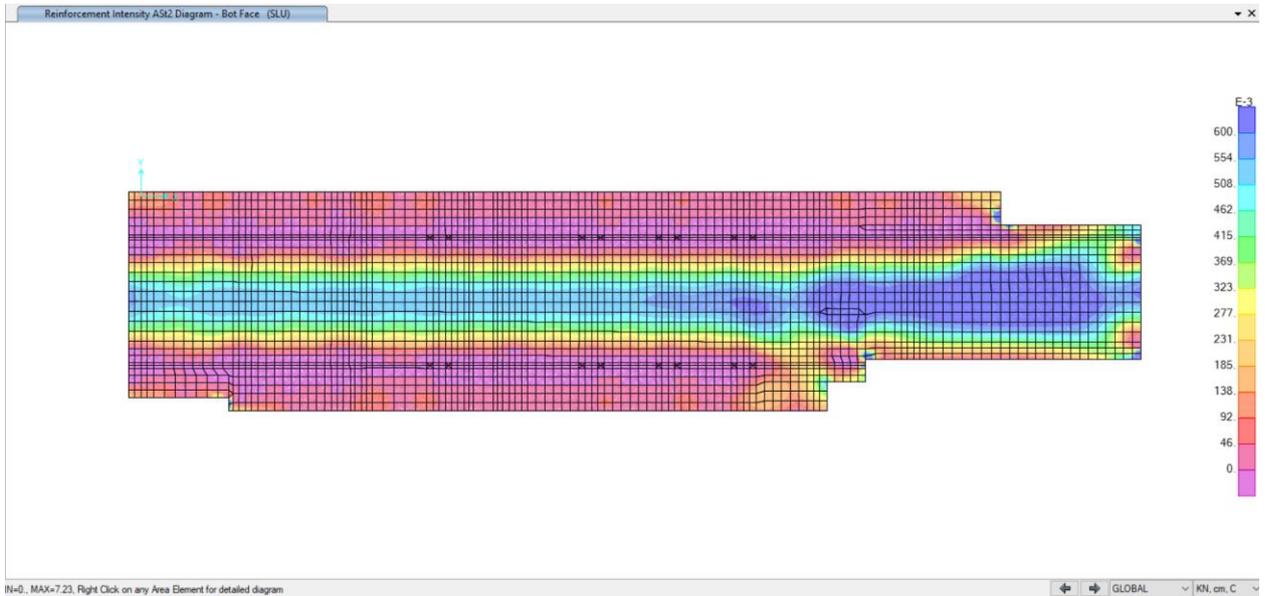


Figura 17. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

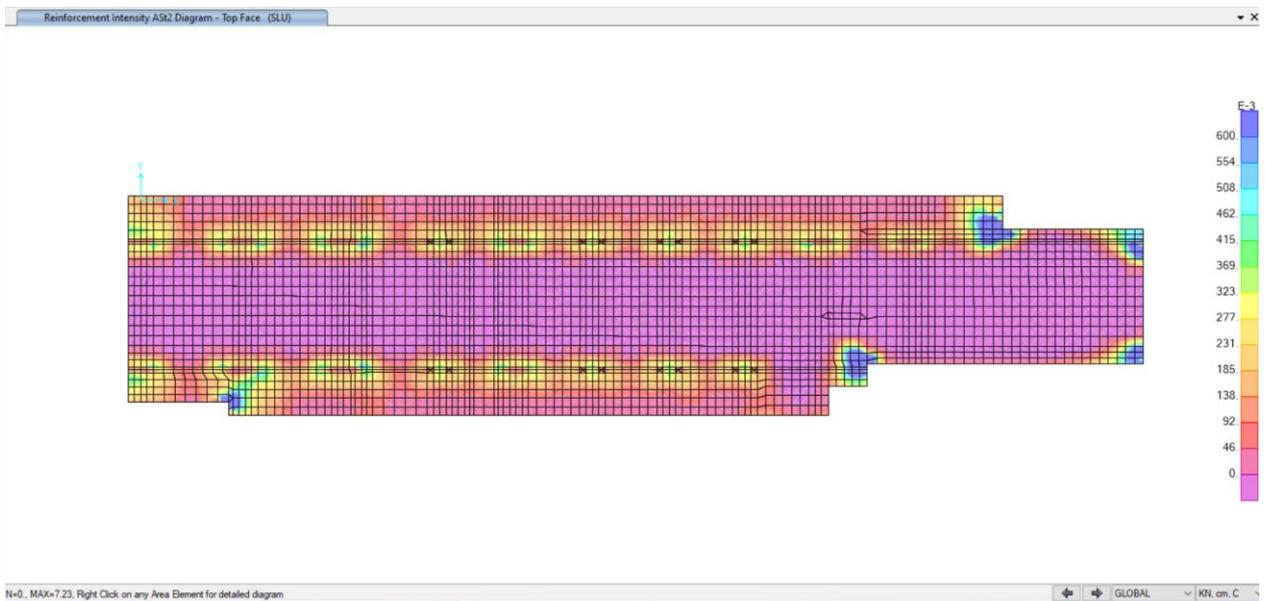


Figura 18. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale

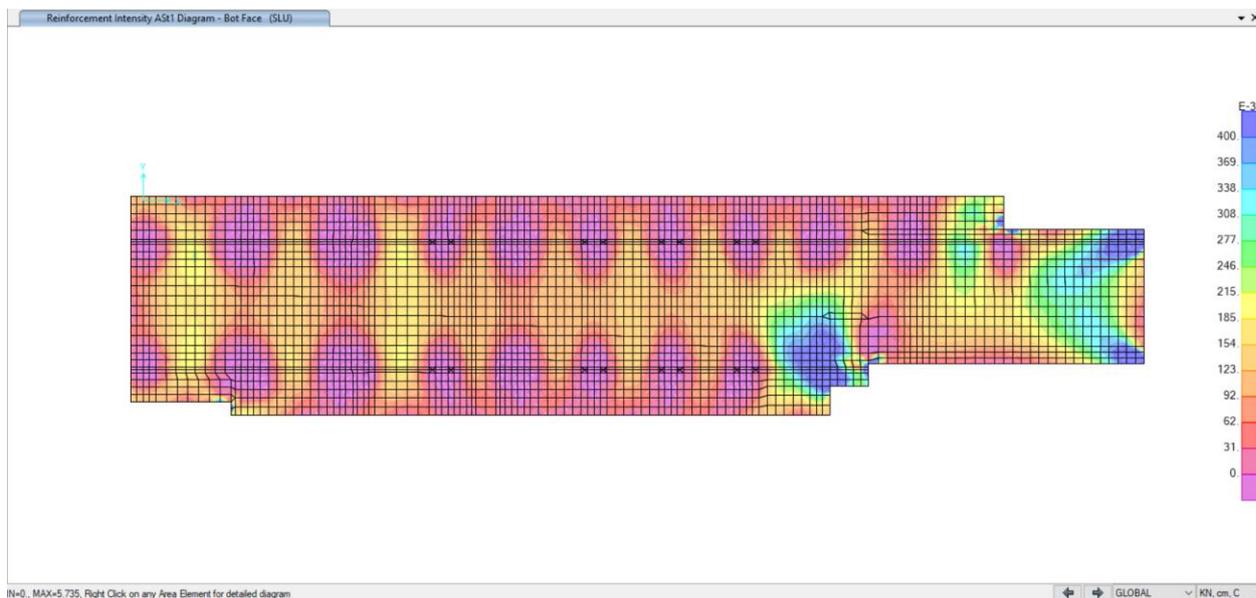


Figura 19. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

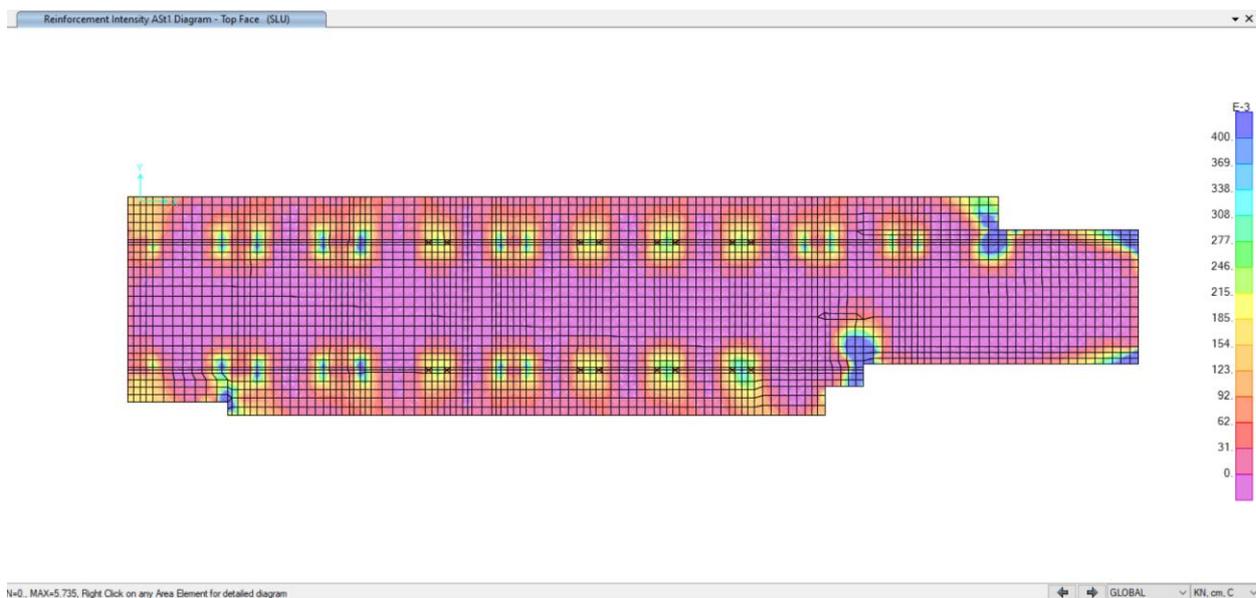


Figura 20. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Tabella 8 Armature soletta di copertura

Tra assi	Posizione	Tra assi DC	Assi C	Tra assi CB	Assi B	Tra assi BA
1-9	Trasv. Superiore	φ24/100	φ24/100 +φ24/200	φ24/200	φ24/100+ φ24/200	φ24/100
	Trasv. Inferiore	φ24/200	φ24/200	φ24/100+ φ24/200	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
9-10	Trasv. Superiore		φ24/100	φ24/200	φ24/100+ φ24/200	φ24/100
	Trasv. Inferiore		φ24/200	2φ26/100	φ24/200	φ24/200
	Long. Superiore		φ24/250	φ24/250	φ26/125	φ24/250
	Long. Inferiore		φ24/250	φ24/250	φ26/125	φ24/250
10-11	Trasv. Superiore		φ24/100	φ24/200	φ24/100	
	Trasv. Inferiore		φ24/200	2φ26/100	φ24/200	
	Long. Superiore		φ24/250	φ24/250	φ24/250	
	Long. Inferiore		φ24/250	φ24/250	φ24/250	



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Verifica al taglio:

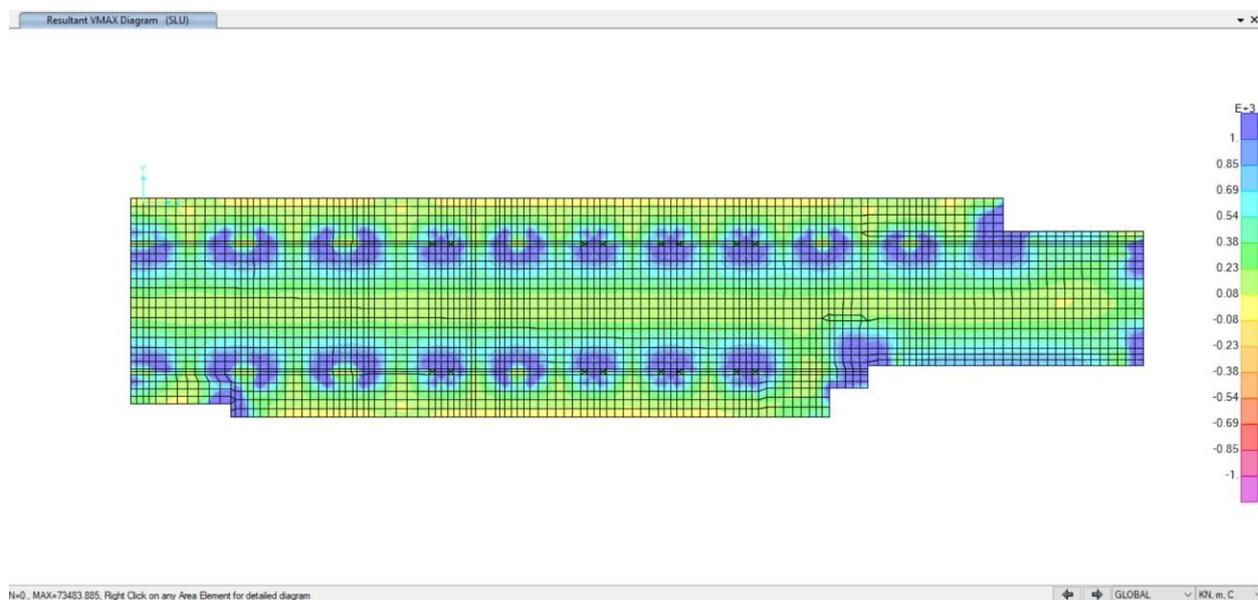


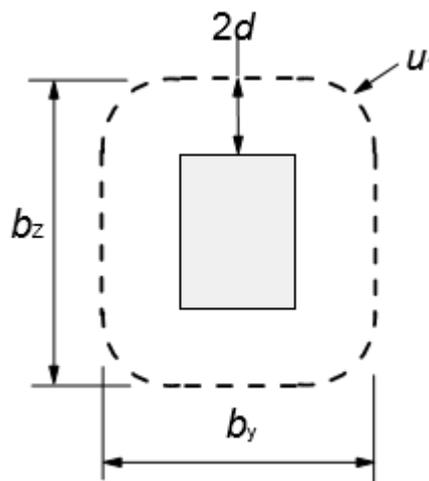
Figura 21. Taglio massimo $V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$

Zona 1: Distanza 2d dalla faccia delle barrette $A_{st} = 4\phi 20/200$ $V_{Rd} = 3550 \text{ kN/m} > V_{max}$

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

Verifica al Punzonamento:

NTC §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrette 2,80x0,60 m $V_{Ed} = 16500$ kN

Soletta di copertura:

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

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1 = 1,50 \times 16500 / 1,10 / 24,40 / 1000 = 0,92\text{MPa}$$

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

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

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

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

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Verifiche SLE – Soletta di copertura:

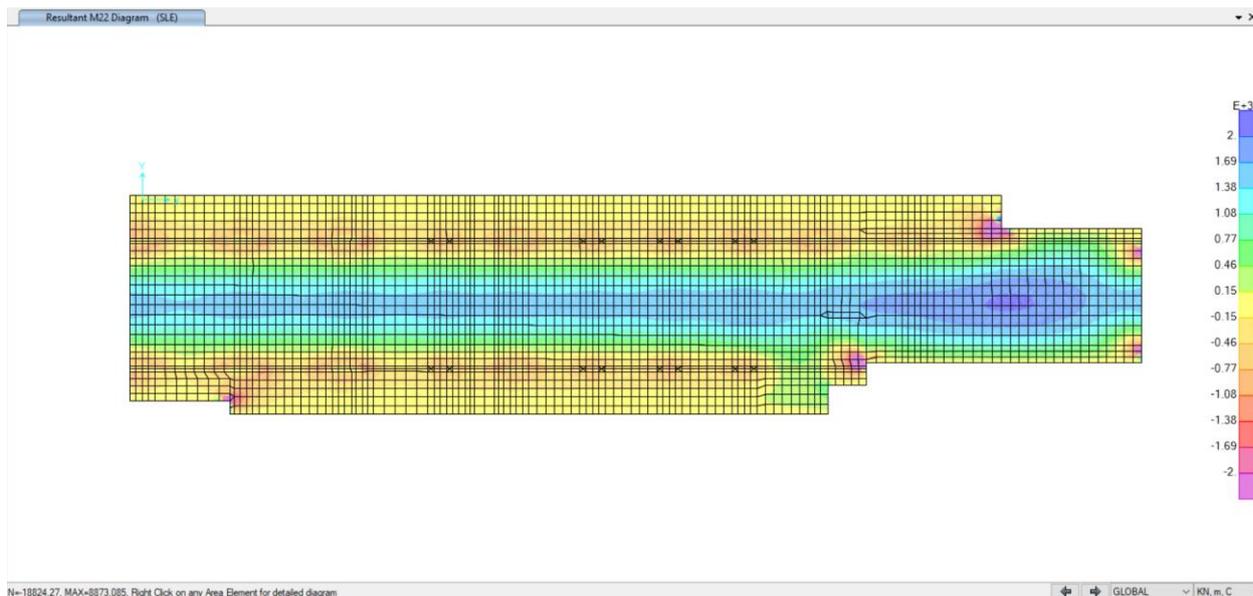


Figura 22. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

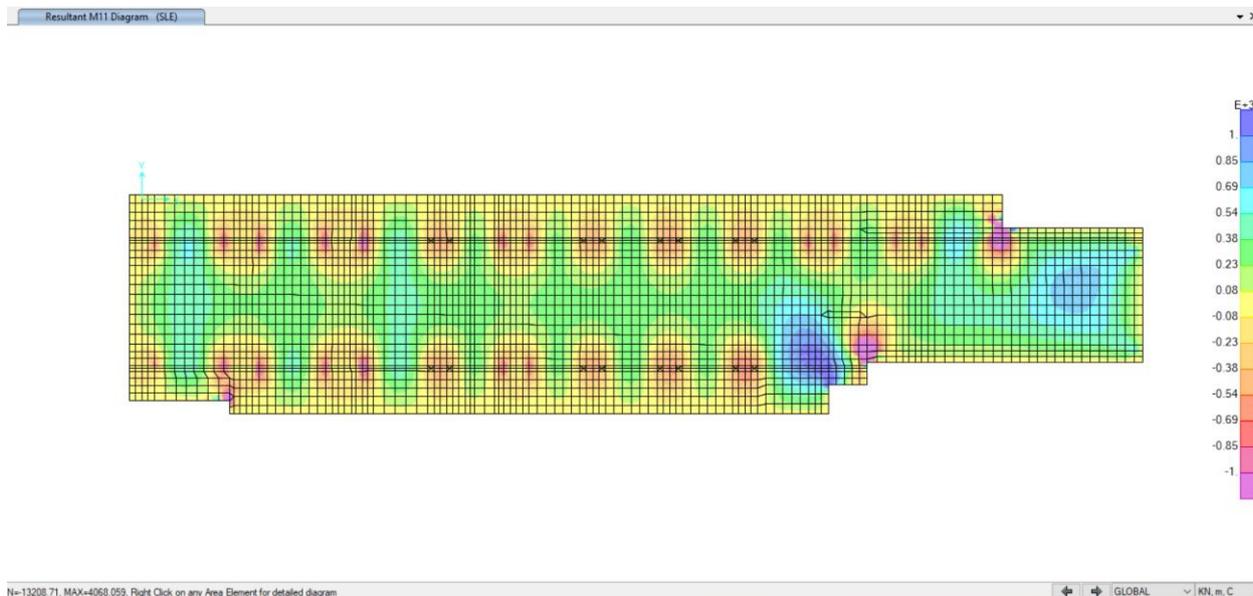


Figura 23. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Verifica fessurazione e tensioni:

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

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

Dove,

$M_{0.30}$ = Mmax per una fessura limite $w_2 = 0,30\text{mm}$ 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 9 Capacità delle sezioni tipologiche

Sezione	H (cm)	d (cm)	As (cm ² /m)	As' (cm ² /m)	M _{lim} (kN.m/m)	M _{Rd} (kN.m/m)
T1	120	112.5	2φ26/100	φ24/200	2225	4240
T2	120	112.5	φ24/100+ φ24/200	φ24/200	1430	2790
T3	120	112.5	φ24/100	φ24/200	980	1915
T4	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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Verifica deformazione:

NTC §4.1.2.2.2. / Eurocode 2 § 7.4

Per garantire l'aspetto esteriore e la funzionalità generale della struttura e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti dell'opera è fissato il limite di deformabilità per 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.

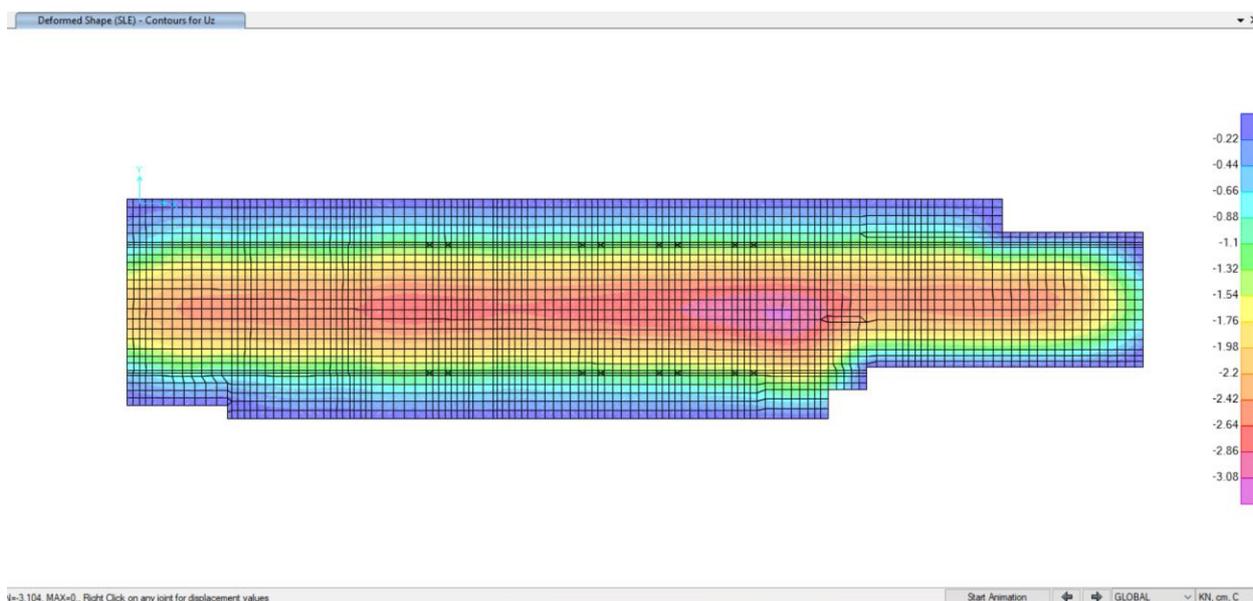


Figura 24. Deformazione verticale Uz – SLE

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

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

L → Luce libera della campata

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Tabella 10 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{\text{camp}} - \delta_{\text{supp}}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1	13,80	1,54	1/890
2	13,80	1,67	1/826
3	13,80	1,59	1/867
4	13,80	1,62	1/850
5	13,80	1,60	1/862
6	13,80	1,63	1/846
7	13,80	1,69	1/816
8	13,80	1,68	1/820
9	13,80	1,71	1/807
9a	12,80	1,92	1/666
10	14,00	2,58	1/542

6.1.3.2. Soletta intermedia

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

- Verifiche SLU – Soletta intermedia (livello Atrio)

Verifica a flessione:

spessore di soletta = 100cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC §4.1.6.1.1.

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

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

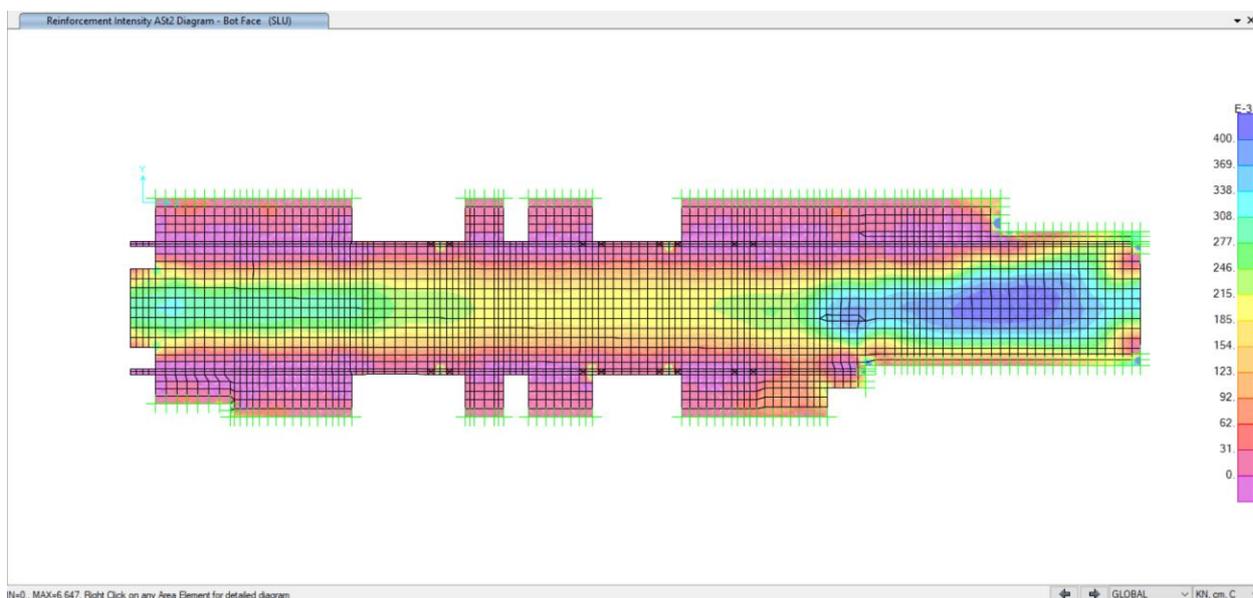


Figura 25. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale

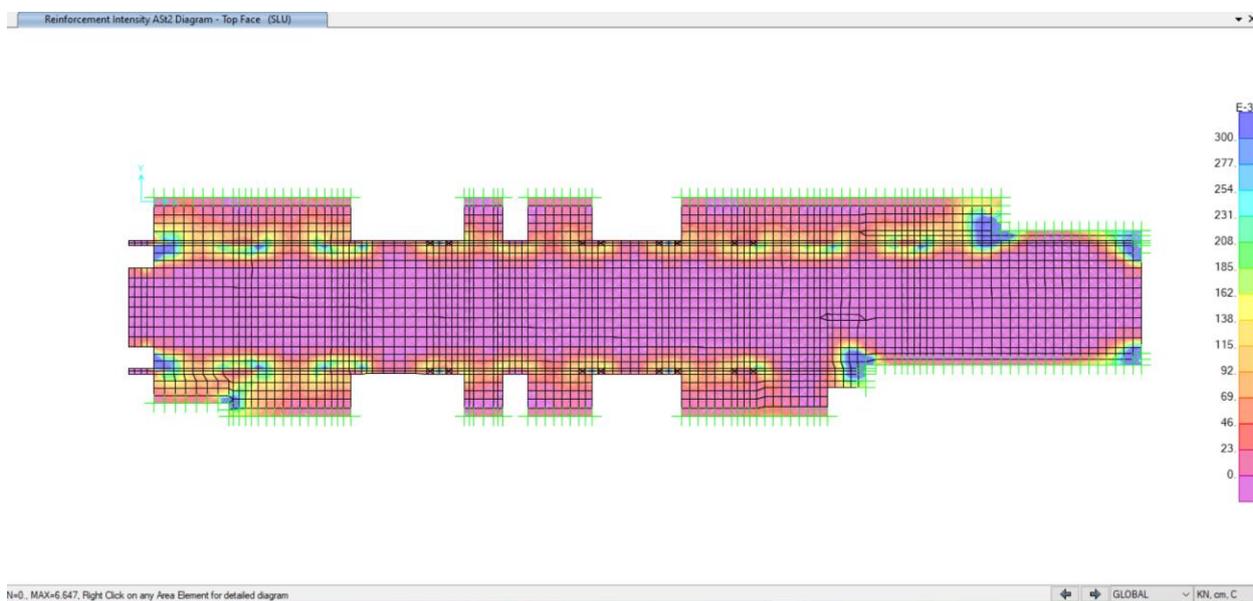


Figura 26. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

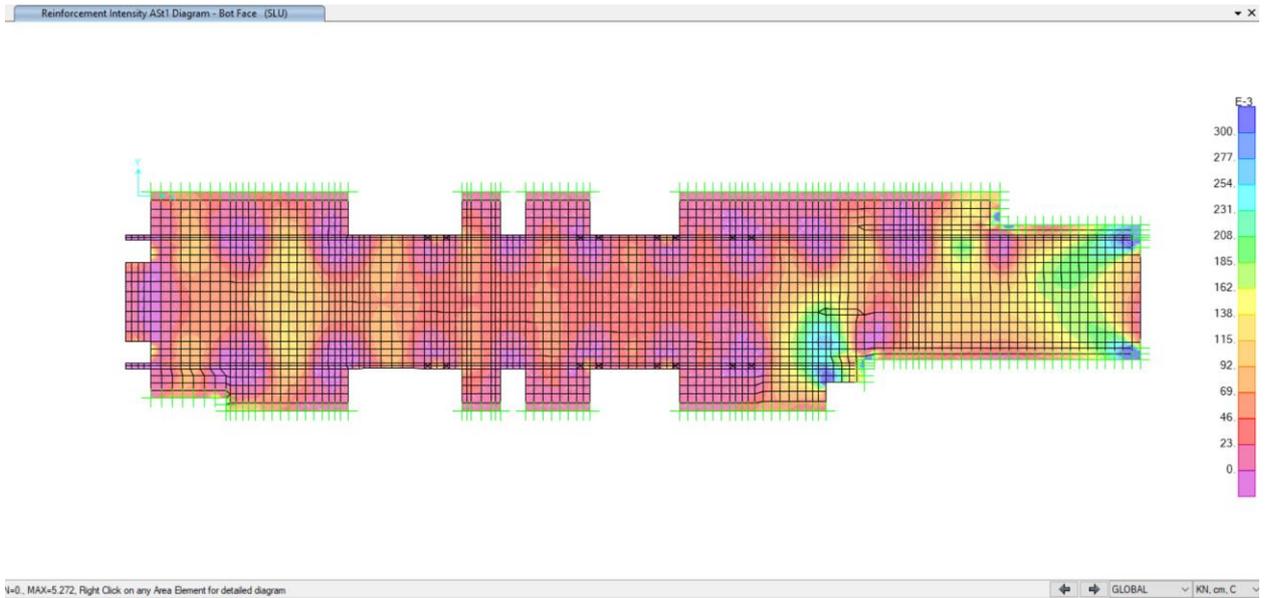


Figura 27. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

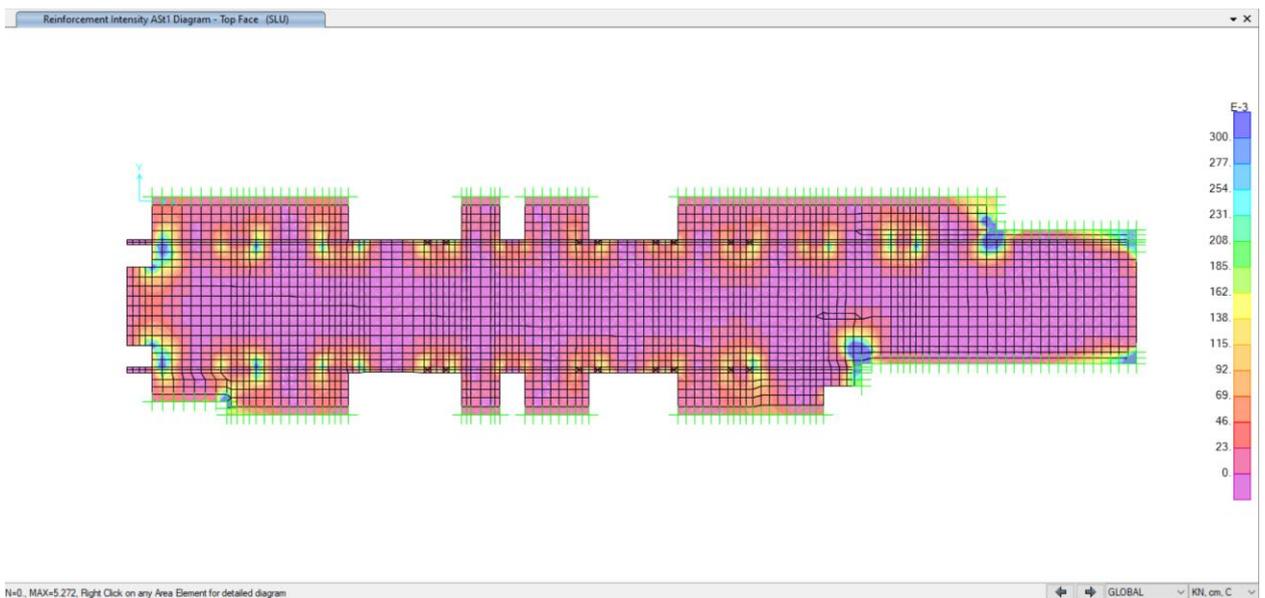


Figura 28. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione longitudinale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

Tabella 11 Armature della soletta intermedia (Atrio)

Tra assi	Posizione	Tra assi DC	Assi C	Tra assi CB	Assi B	Tra assi BA
1-9	Trasv. Superiore	φ24/200	φ24/100	φ24/200	φ24/100	φ24/200
	Trasv. Inferiore	φ24/200	φ24/200	φ24/100	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
9-10	Trasv. Superiore		φ24/200	φ24/200	φ24/100	φ24/200
	Trasv. Inferiore		φ24/200	φ26/100	φ24/200	φ24/200
	Long. Superiore		φ24/250	φ24/250	φ24/125	φ24/250
	Long. Inferiore		φ24/250	φ24/250	φ24/125	φ24/250
10-11	Trasv. Superiore		φ24/200	φ24/200	φ24/200	
	Trasv. Inferiore		φ24/200	φ26/100	φ24/200	
	Long. Superiore		φ24/250	φ24/250	φ24/250	
	Long. Inferiore		φ24/250	φ24/250	φ24/250	



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Verifica al taglio:

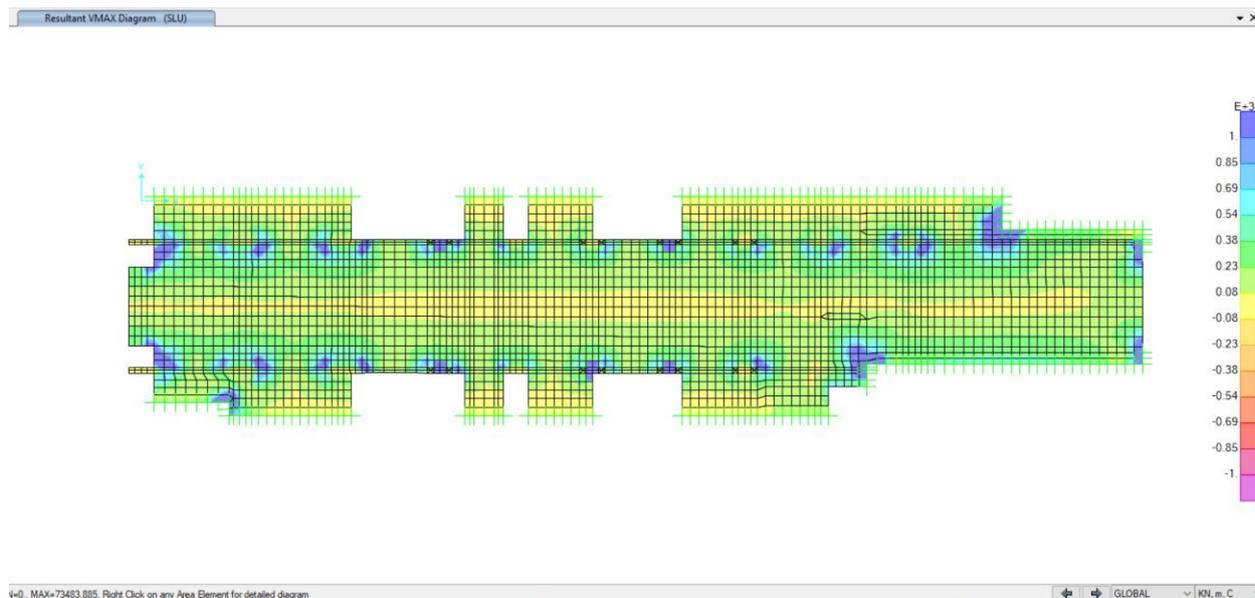


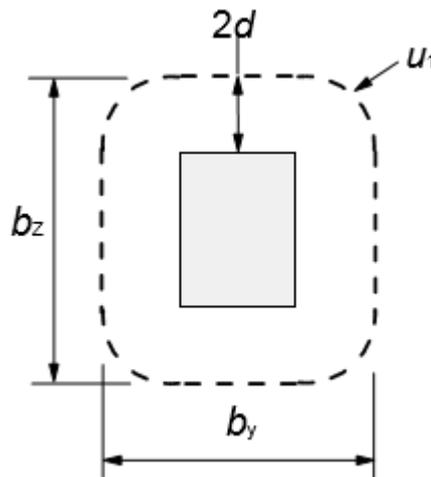
Figura 29. Taglio massimo $V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$

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

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

Verifica al Punzonamento:

NTC §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrette 2,80x0,60 m $V_{Ed} = N_{ed_sup} - N_{ed_inf} = 9250$ kN

Soletta intermedia:

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

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1 = 1,50 \times 9250 / 0,90 / 21,20 / 1000 = 0,73\text{MPa}$$

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

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

Per un perimetro situato alla distanza d dalla faccia delle 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:

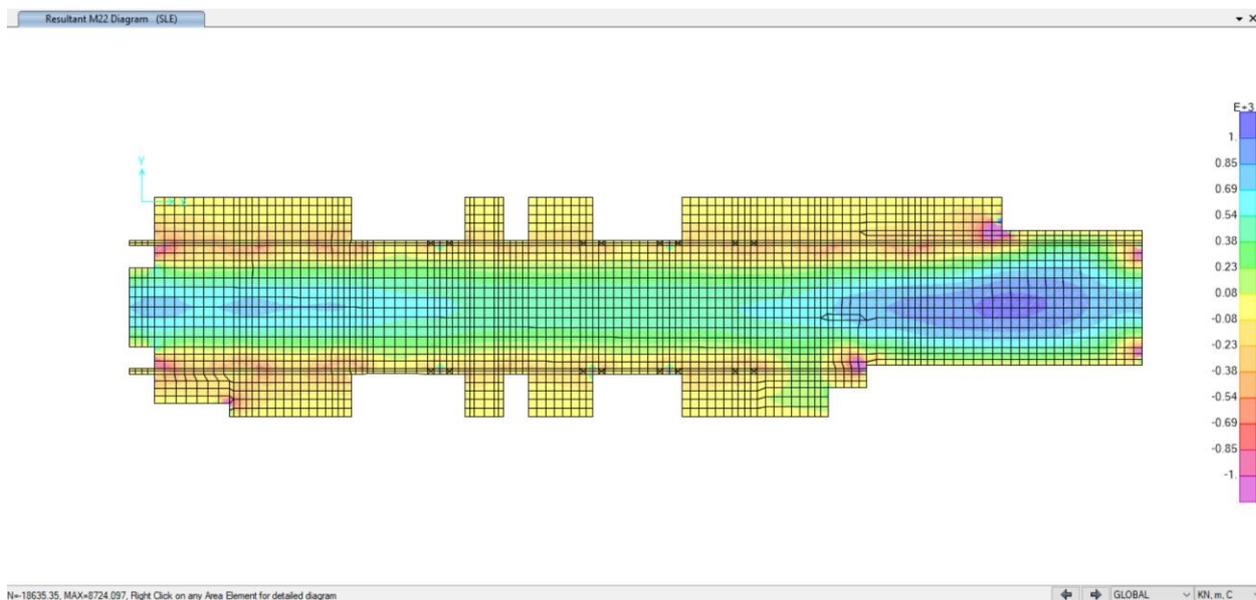


Figura 30. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

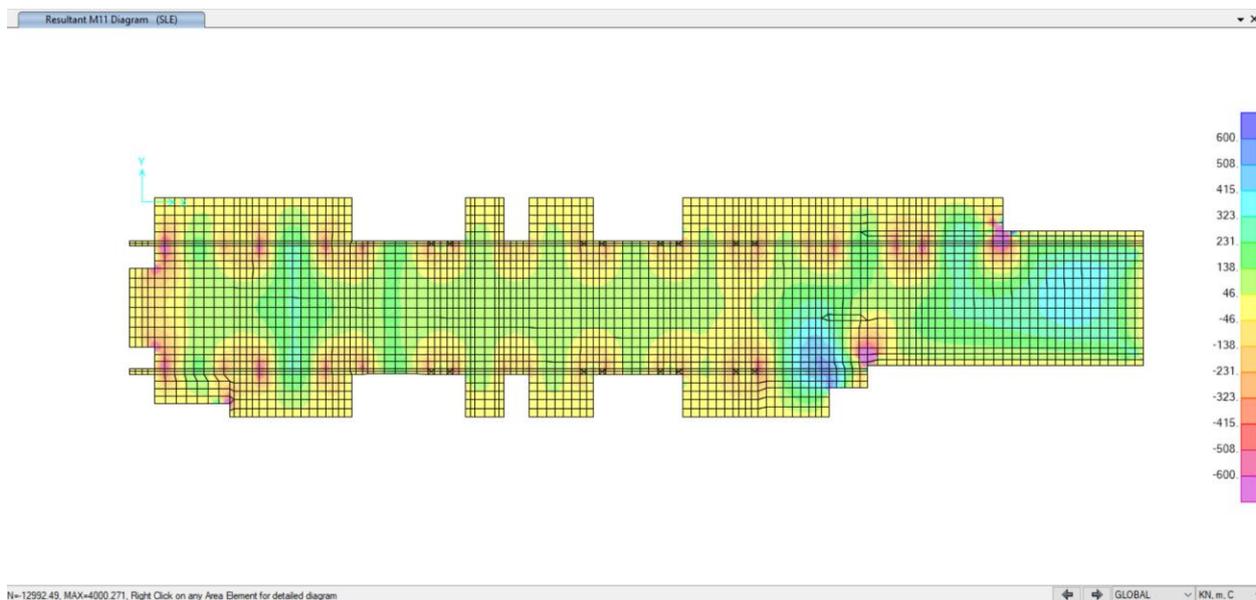


Figura 31. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

Verifica fessurazione e tensioni:

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

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

Dove,

$M_{0.30}$ = Mmax per una fessura limite $w_2 = 0,30\text{mm}$ 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 12 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
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 $M_{max} < M_{lim}$

Verifica deformazione:

Per garantire la funzionalità generale della struttura e prevenire le flessioni che potrebbero danneggiare le parti adiacenti dell'opera è fissato il limite di deformabilità per 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.

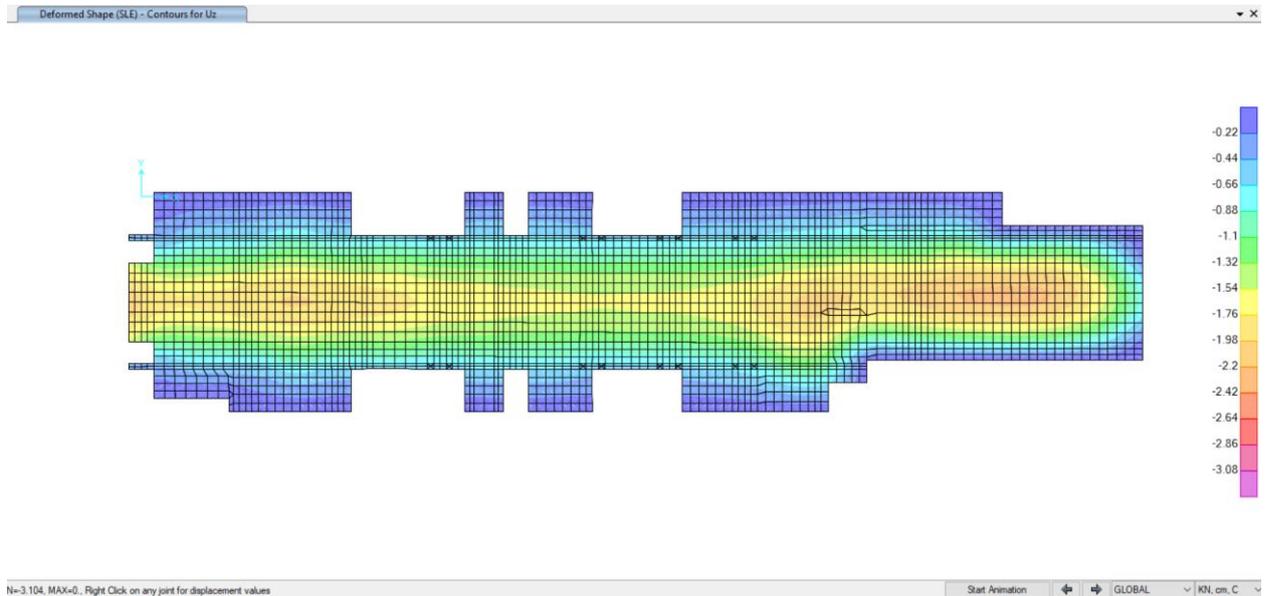


Figura 32. Deformazione verticale Uz – SLE

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

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

L → Luce libera della campata

Tabella 13 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1	13,80	1,58	1/873
2	13,80	1,30	1/1060
3	13,80	1,24	1/1110
4	13,80	1,10	1/1254
5	13,80	0,92	1/1500
6	13,80	0,94	1/1468
7	13,80	0,95	1/1450
8	13,80	0,95	1/1450
9	13,80	1,23	1/1120
9a	12,80	2,03	1/630
10	14,00	2,28	1/615



6.1.3.3. Barrette interne

L'ALLEGATO C presenta graficamente i risultati rilevanti delle barrette.

- Verifiche SLU – Barrette interne

Verifica a presso-flessione:

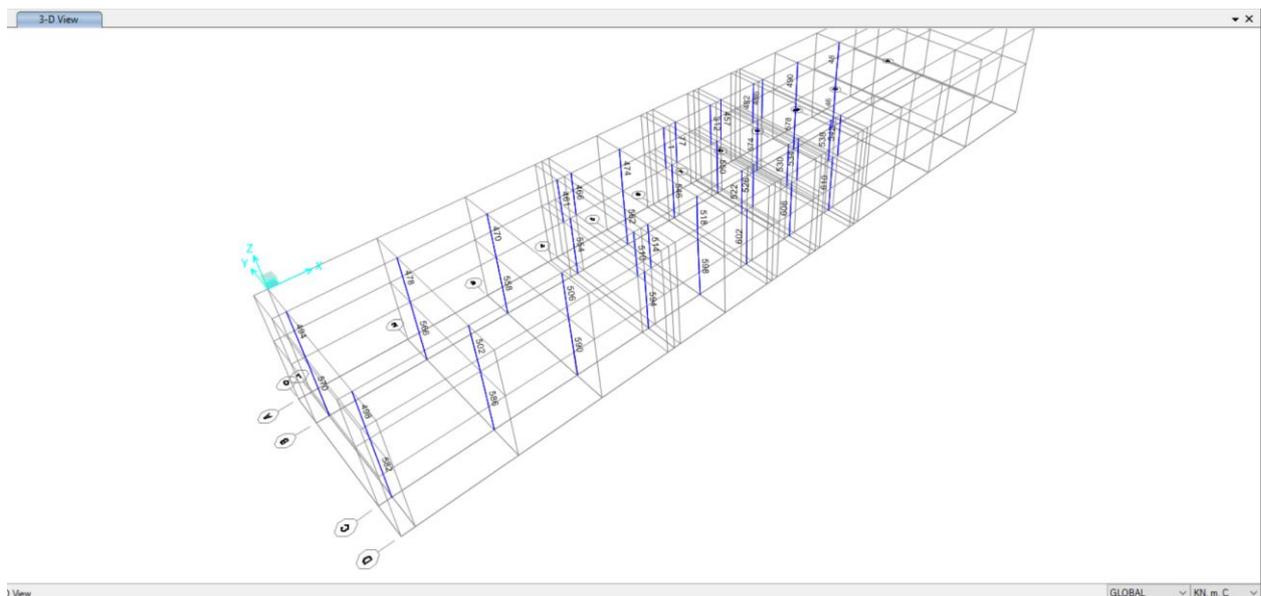


Figura 33. Numerazione delle barrette e pilastri



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

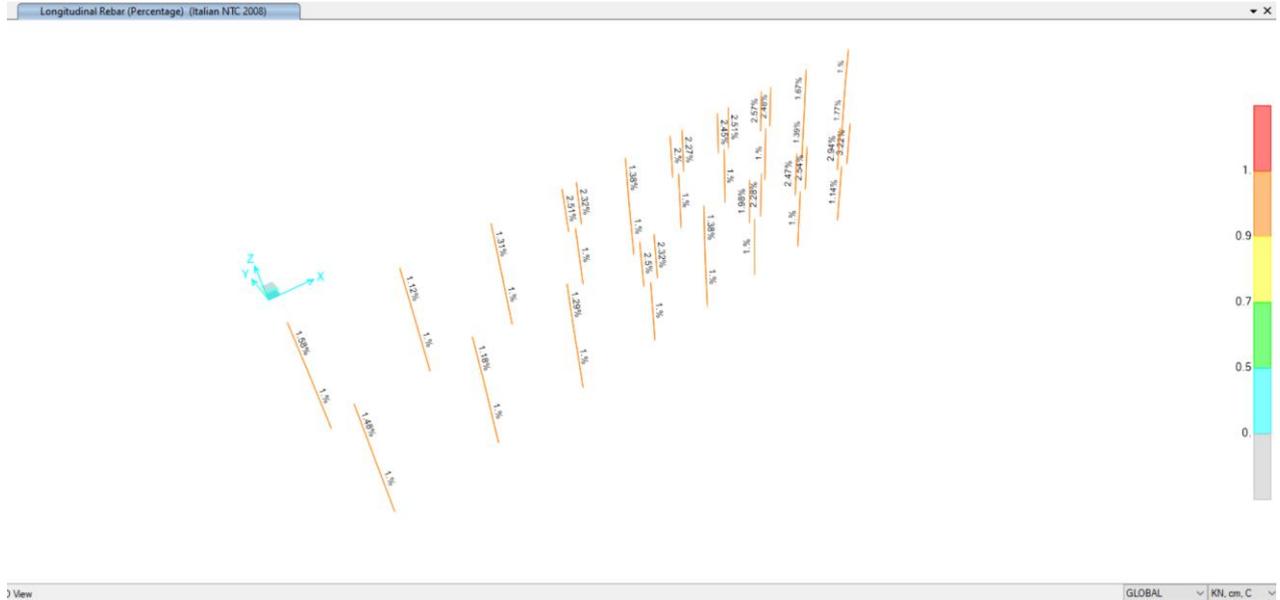


Figura 34. Percentuale di rinforzo longitudinale

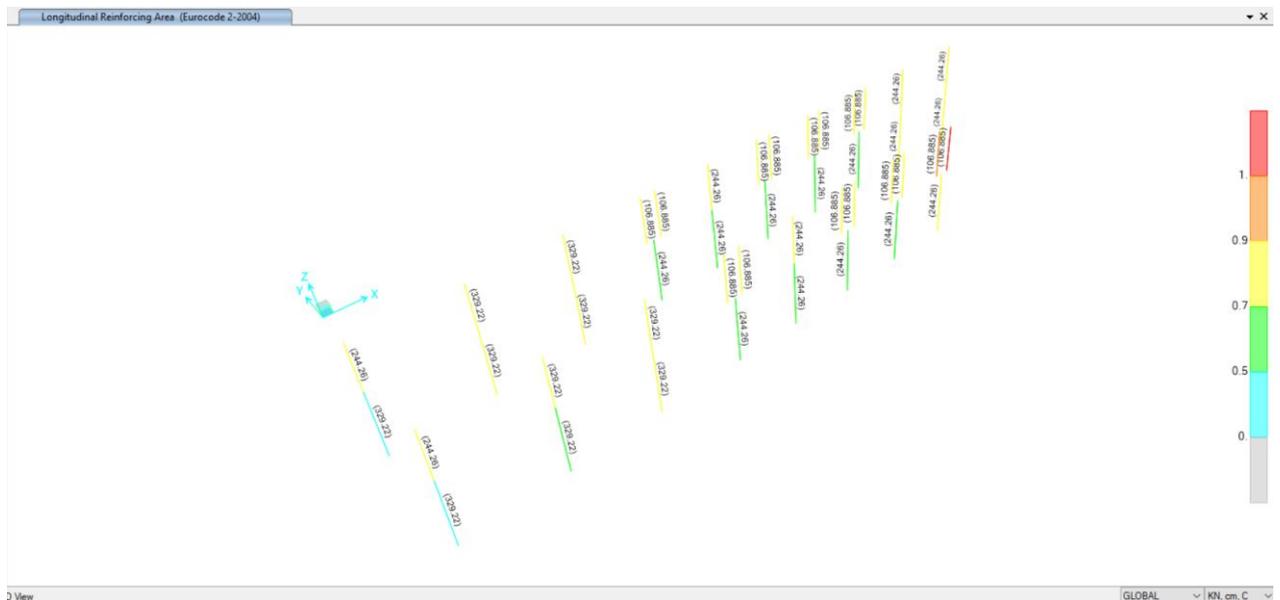


Figura 35. Rinforzo longitudinale

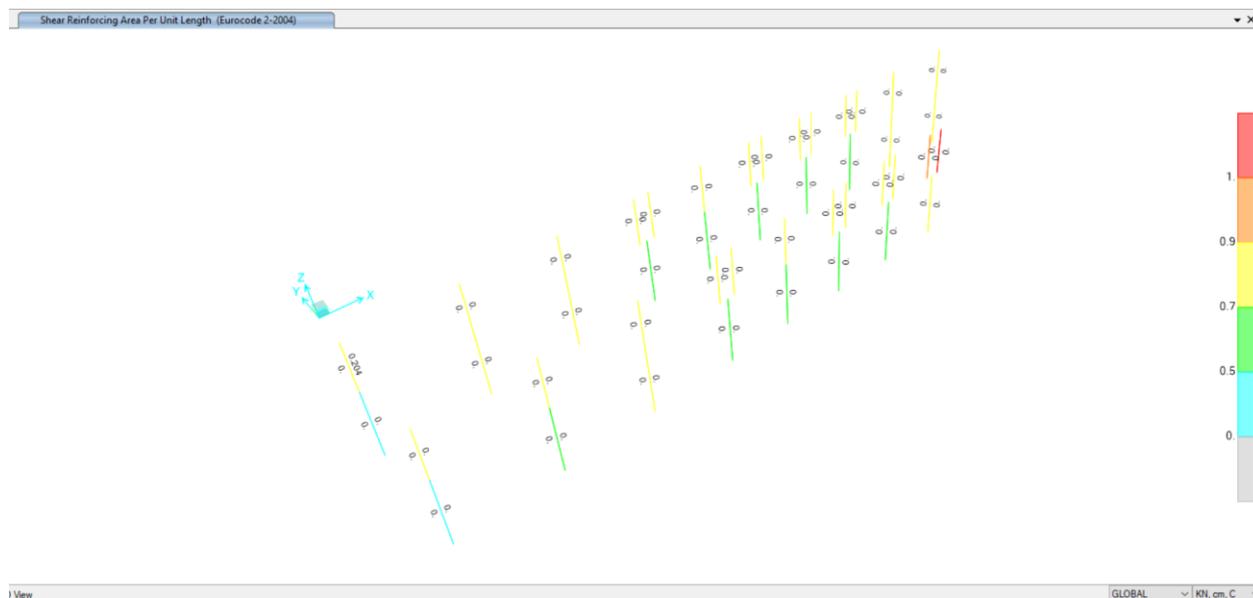


Figura 36. Rinforzo trasversale

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle barrette:

Tabella 14 Armature barrette 2.80x0.60m

Quota	Largo[cm]	Spessore [cm]	Lato largo	Lato esterno	Armatura a taglio
Da -3,00m a -8,20m	280	60	20φ26	5φ26	8φ20/200
Da -8,20m a -9,50m	220	60	16φ26	5φ28	8φ20/200
Da -9,50m a -17,35m	280	60	20φ26	5φ26	8φ20/200
Da -17,35m a -18,65m	220	60	16φ26	5φ28	8φ20/200
Da -18,65m a -22,50m	280	60	20φ26	5φ26	8φ20/200
Da -22,50m a -34,50m	280	60	20φ24	5φ24	8φ20/200

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Tabella 15 Armature barrette 4.00x0.60m

Quota	Largo[cm]	Spessore [cm]	Lato largo	Lato esterno	Armatura a taglio
Da -3,00m a -8,20m	280	60	28 ϕ 26	5 ϕ 26	12 ϕ 20/200
Da -8,20m a -9,50m	220	60	24 ϕ 26	5 ϕ 28	12 ϕ 20/200
Da -9,50m a -17,35m	280	60	28 ϕ 26	5 ϕ 26	12 ϕ 20/200
Da -17,35m a -18,65m	220	60	24 ϕ 26	5 ϕ 28	12 ϕ 20/200
Da -18,65m a -22,50m	280	60	28 ϕ 26	5 ϕ 26	12 ϕ 20/200
Da -22,50m a -34,50m	280	60	28 ϕ 24	5 ϕ 24	12 ϕ 20/200

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

Di seguito è riportato un riepilogo delle verifiche del rinforzo longitudinale con il fattore di sicurezza (PMM Ratio) calcolato come rapporto Domanda/Capacità e i requisiti di rinforzo trasversali delle barrette (cm²/cm).



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

TABLE: Concrete Design 1 - Column Summary Data - Italian NTC 2008						
Frame	DesignSect	DesignType	Location	PMMRatio	VMajRebar	VMinRebar
Text	Text	Text	cm	Unitless	cm2/cm	cm2/cm
1	C80	Column	50	0.849	0.000	0.000
1	C80	Column	317.5	0.682	0.000	0.000
1	C80	Column	585	0.913	0.000	0.000
77	C80	Column	50	0.891	0.000	0.000
77	C80	Column	317.5	0.728	0.000	0.000
77	C80	Column	585	0.954	0.000	0.000
312	C80	Column	50	0.919	0.000	0.000
312	C80	Column	317.5	0.748	0.000	0.000
312	C80	Column	585	0.983	0.000	0.000
457	C80	Column	50	0.927	0.000	0.000
457	C80	Column	317.5	0.756	0.000	0.000
457	C80	Column	585	0.992	0.000	0.000
461	C80	Column	50	0.947	0.000	0.000
461	C80	Column	317.5	0.742	0.000	0.000
461	C80	Column	585	0.986	0.000	0.000
466	C80	Column	50	0.917	0.000	0.000
466	C80	Column	317.5	0.709	0.000	0.000
466	C80	Column	585	0.957	0.000	0.000
470	B400x60	Column	50	0.821	0.000	0.000
470	B400x60	Column	317.5	0.594	0.000	0.000
470	B400x60	Column	585	0.867	0.000	0.000
474	B280x60	Column	50	0.794	0.000	0.000
474	B280x60	Column	317.5	0.614	0.000	0.000
474	B280x60	Column	585	0.865	0.000	0.000
478	B400x60	Column	50	0.776	0.000	0.000
478	B400x60	Column	317.5	0.562	0.000	0.000
478	B400x60	Column	585	0.826	0.000	0.000
482	C80	Column	50	0.924	0.000	0.000
482	C80	Column	317.5	0.757	0.000	0.000
482	C80	Column	585	0.998	0.000	0.000
486	C80	Column	50	0.906	0.000	0.000
486	C80	Column	317.5	0.736	0.000	0.000
486	C80	Column	585	0.982	0.000	0.000
490	B280x60	Column	50	0.869	0.000	0.000
490	B280x60	Column	317.5	0.655	0.000	0.000
490	B280x60	Column	585	0.939	0.000	0.000
494	B280x60	Column	50	0.705	0.204	0.000
494	B280x60	Column	317.5	0.487	0.204	0.000
494	B280x60	Column	585	0.930	0.204	0.000
498	B280x60	Column	50	0.710	0.162	0.000
498	B280x60	Column	317.5	0.472	0.162	0.000
498	B280x60	Column	585	0.909	0.162	0.000



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

502	B400x60	Column	50	0.788	0.000	0.000
502	B400x60	Column	317.5	0.536	0.000	0.000
502	B400x60	Column	585	0.847	0.000	0.000
506	B400x60	Column	50	0.818	0.000	0.000
506	B400x60	Column	317.5	0.591	0.000	0.000
506	B400x60	Column	585	0.864	0.000	0.000
510	C80	Column	50	0.944	0.000	0.000
510	C80	Column	317.5	0.741	0.000	0.000
510	C80	Column	585	0.985	0.000	0.000
514	C80	Column	50	0.914	0.000	0.000
514	C80	Column	317.5	0.709	0.000	0.000
514	C80	Column	585	0.955	0.000	0.000
518	B280x60	Column	50	0.794	0.000	0.000
518	B280x60	Column	317.5	0.614	0.000	0.000
518	B280x60	Column	585	0.865	0.000	0.000
522	C80	Column	50	0.845	0.000	0.000
522	C80	Column	317.5	0.678	0.000	0.000
522	C80	Column	585	0.909	0.000	0.000
526	C80	Column	50	0.891	0.000	0.000
526	C80	Column	317.5	0.729	0.000	0.000
526	C80	Column	585	0.955	0.000	0.000
530	C80	Column	50	0.920	0.000	0.000
530	C80	Column	317.5	0.751	0.000	0.000
530	C80	Column	585	0.985	0.000	0.000
534	C80	Column	50	0.931	0.000	0.000
534	C80	Column	317.5	0.762	0.000	0.000
534	C80	Column	585	0.997	0.000	0.000
538	C80	Column	50	0.989	0.000	0.000
538	C80	Column	317.5	0.819	0.000	0.000
538	C80	Column	585	1.064	0.000	0.000
542	C80	Column	50	1.026	0.000	0.000
542	C80	Column	317.5	0.858	0.000	0.000
542	C80	Column	585	1.104	0.000	0.000
546	B280x60	Column	50	0.611	0.000	0.000
546	B280x60	Column	457.5	0.604	0.000	0.000
546	B280x60	Column	865	0.604	0.000	0.000
550	B280x60	Column	50	0.618	0.000	0.000
550	B280x60	Column	457.5	0.611	0.000	0.000
550	B280x60	Column	865	0.612	0.000	0.000
554	B280x60	Column	50	0.625	0.000	0.000
554	B280x60	Column	457.5	0.618	0.000	0.000
554	B280x60	Column	865	0.628	0.000	0.000
558	B400x60	Column	50	0.717	0.000	0.000
558	B400x60	Column	457.5	0.709	0.000	0.000
558	B400x60	Column	865	0.705	0.000	0.000

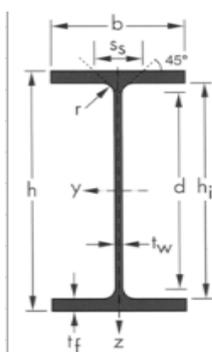
562	B280x60	Column	50	0.679	0.000	0.000
562	B280x60	Column	457.5	0.672	0.000	0.000
562	B280x60	Column	865	0.664	0.000	0.000
566	B400x60	Column	50	0.707	0.000	0.000
566	B400x60	Column	457.5	0.700	0.000	0.000
566	B400x60	Column	865	0.692	0.000	0.000
570	B400x60	Column	50	0.452	0.000	0.000
570	B400x60	Column	457.5	0.445	0.000	0.000
570	B400x60	Column	865	0.470	0.000	0.000
574	B280x60	Column	50	0.664	0.000	0.000
574	B280x60	Column	457.5	0.656	0.000	0.000
574	B280x60	Column	865	0.650	0.000	0.000
578	B280x60	Column	50	0.828	0.000	0.000
578	B280x60	Column	457.5	0.819	0.000	0.000
578	B280x60	Column	865	0.810	0.000	0.000
582	B400x60	Column	50	0.432	0.000	0.000
582	B400x60	Column	457.5	0.424	0.000	0.000
582	B400x60	Column	865	0.454	0.000	0.000
586	B400x60	Column	50	0.626	0.000	0.000
586	B400x60	Column	457.5	0.618	0.000	0.000
586	B400x60	Column	865	0.628	0.000	0.000
590	B400x60	Column	50	0.710	0.000	0.000
590	B400x60	Column	457.5	0.702	0.000	0.000
590	B400x60	Column	865	0.698	0.000	0.000
594	B280x60	Column	50	0.625	0.000	0.000
594	B280x60	Column	457.5	0.617	0.000	0.000
594	B280x60	Column	865	0.627	0.000	0.000
598	B280x60	Column	50	0.679	0.000	0.000
598	B280x60	Column	457.5	0.672	0.000	0.000
598	B280x60	Column	865	0.664	0.000	0.000
602	B280x60	Column	50	0.607	0.000	0.000
602	B280x60	Column	457.5	0.600	0.000	0.000
602	B280x60	Column	865	0.599	0.000	0.000
606	B280x60	Column	50	0.622	0.000	0.000
606	B280x60	Column	457.5	0.615	0.000	0.000
606	B280x60	Column	865	0.614	0.000	0.000
610	B280x60	Column	50	0.774	0.000	0.000
610	B280x60	Column	457.5	0.765	0.000	0.000
610	B280x60	Column	865	0.757	0.000	0.000
46	B280x60	Column	50	0.866	0.000	0.000
46	B280x60	Column	457.5	0.876	0.000	0.000
46	B280x60	Column	865	0.885	0.000	0.000
48	B280x60	Column	50	0.910	0.000	0.000
48	B280x60	Column	317.5	0.626	0.000	0.000
48	B280x60	Column	585	0.863	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.

$N_{Ed,max} = 16110 \text{ kN} / 3 = 5370 \text{ kN} / \text{profilo}$



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 dal 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 = 5370 [kN]

Caratteristiche del profilo HE 400 B L_{cr} [m] = 5.35

Classe dell'acciaio S355JO - S355JR - S355J2

OUTPUT
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)

N_{Ed} = 5370.00 [kN] N_{Ed} / N_{b,Rd} = 0.85 **Verifica soddisfatta**
N_{b,Rd} = 6354.05 [kN]



6.2 Soletta di fondazione

6.2.1 Generalità

Per la verifica strutturale la soletta di fondazione è stato sviluppato un modello piano 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 37 mostra una vista del modello utilizzato per la verifica strutturale della soletta di fondazione, evidenziando la disposizione degli elementi tipo *shell* utilizzati per modellare la soletta e l'interazione con il terreno e le fondazioni.

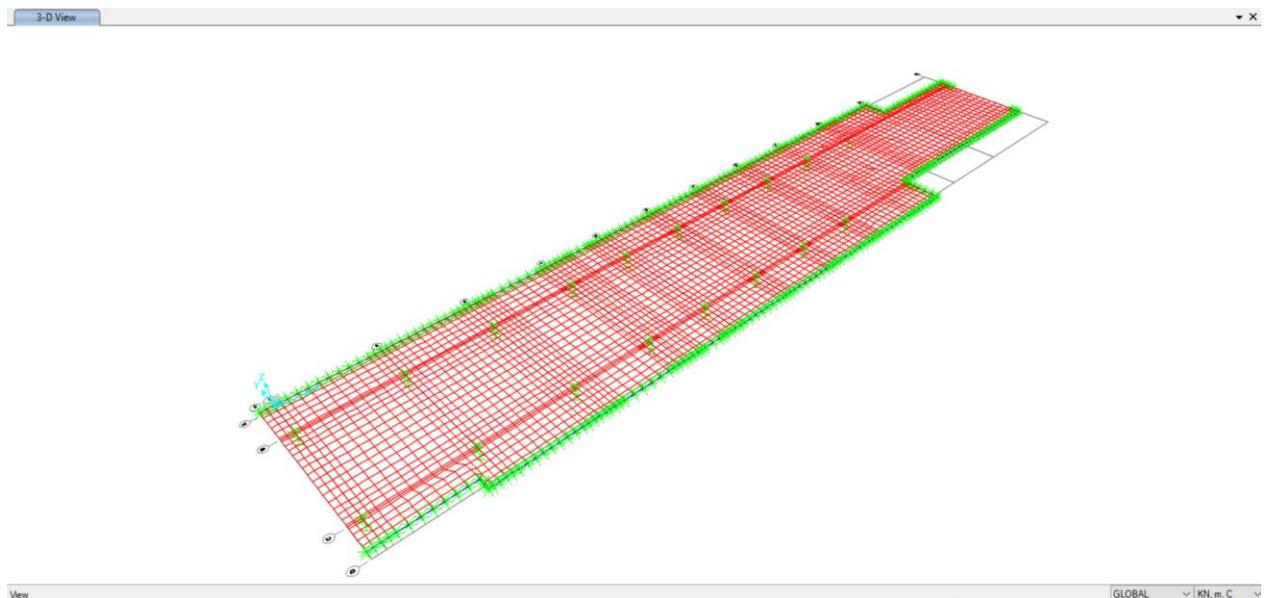


Figura 37. Modello della soletta di fondazione

La soletta di fondazione è costituita da una soletta piena di spessore 1,00 m appoggiata su un terreno migliorato con *Jet Grouting* e collegata ai diaframmi perimetrali dove è prevista una tasca di dimensioni 0,20m e alto 1,30m, con una tolleranza di ± 15 cm. Inoltre, la soletta di fondazione 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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

La *mesh* della soletta è stata studiata in modo da garantire la corrispondenza dei nodi del modello con il perimetro delle barrette, in questo modo è possibile identificare la zona di "nodo rigido". La Figura 38 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.

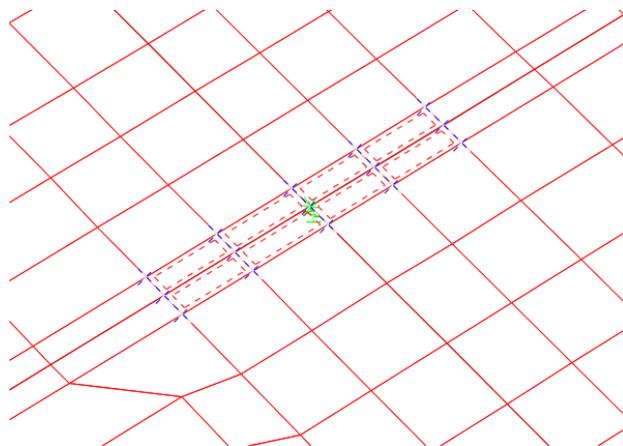


Figura 38. Dettaglio di un nodo di intercettazione soletta-barrette

Per simulare adeguatamente il terreno sottostante e le fondazioni (prolungamento delle barrette e dei diaframmi al di sotto della soletta 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:

- Per considerare la rigidità 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 38) con rigidità K_b (kN/m).
- Per considerare la rigidità 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 rigidità K_d (kN/m/m) e con rigidità infinita ($I_{33} \rightarrow \infty$) per simulare la rigidità dei diaframmi nel piano verticale. In questo caso, la rigidità della molla associata a ciascun nodo perimetrale sarà il prodotto di K_d per la lunghezza dell'elemento.
- Per considerare la rigidità verticale del terreno migliorato a contatto con la faccia inferiore della soletta di fondo, in ogni elemento *shell* è incorporata una *Springs to*

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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 struttura, trasferiti come carichi concentrati sulle barrette e carichi distribuiti applicati al perimetro sui diaframmi.

Lungo il perimetro la soletta di fondo è rigidamente collegata alle fodere interne di spessore 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 rigidità verticale delle barrette e dei diaframmi di fondazione viene utilizzato il metodo di *Randolph & Wroth* (1978), che consente di stimare la rigidità verticale di un palo di fondazione come la somma della rigidità superficiale e della rigidità della base.

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

$\mu = \ln(r_m / r_o)$... 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 dei diaframmi perimetrali di fondazione si adotta $K_d = K_{sup} / 2 + K_{base}$

Per la stazione di Bologna (SBO), si ha:

Unità prevalente U2

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

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Barrette (4,00x0,60) / L=16m → Kb = 2253000 kN/m

Diaframmi e=1,00m / L=9m → Kd = 694000 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 di Bologna (SBO):

Unità prevalente U2 migliorata – Colonne Jet Grouting

$E_s = 450$ MPa $\nu = 0,30$

$B = 22$ m $L/B \sim 5$ $I_w = 1,60$ → $K_s = 14050$ kN/m/m²

6.2.2 Carichi e combinazioni

La soletta di fondo è fondamentalmente soggetta a carichi ortogonali al suo piano, rappresentati dai carichi gravitazionali provenienti dalla struttura e trasferiti come carichi concentrati sulle barrette e carichi distribuiti applicati al perimetro del modello, nonché carichi verticali derivanti dalla 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 di Bologna (SBO), si ottiene:

W_T → peso totale della struttura (*Base Reaction*) = 355860 kN

$\sum R_i$ → sommatoria della reazione dei barrette = 246350 kN ~70%

L_p → lunghezza del perimetro della soletta sostenuta dai diaframmi = 240m

w_d → peso proprio dei diaframmi sopra la soletta de fondo =360 kN/m



$$q = \frac{(355860 - 246350)}{240} + 360 = 820 \text{ kN/m}$$

La Figura 39 mostra i carichi gravitazionali agenti sulla soletta di fondo provenienti dalla struttura 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).

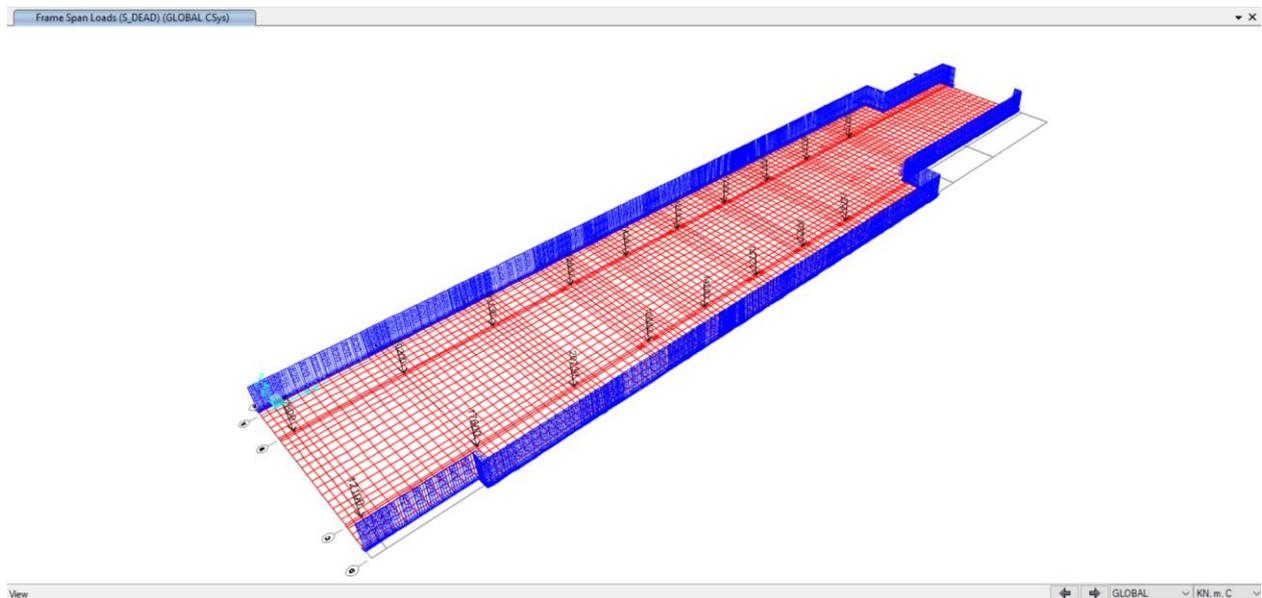


Figura 39. Carichi gravitazionali dalla sovrastruttura

- Carichi idrostatici

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



Nel caso della stazione Bologna (SBO), la quota piezometrica di riferimento è a -12,00m dal p.c., per cui la quota a lungo termine sarà di -7,50m dal p.c., che rappresenta un dislivello $\Delta H = 11,00\text{m}$ rispetto alla quota dell'intradosso della soletta di fondo posto a quota -18,50m.

$$\text{Sottopressione} = \Delta H \times \gamma_w = 11,00\text{m} \times 9,80 \text{ kN/m}^3 = 107,80 \text{ kN/m}^2$$

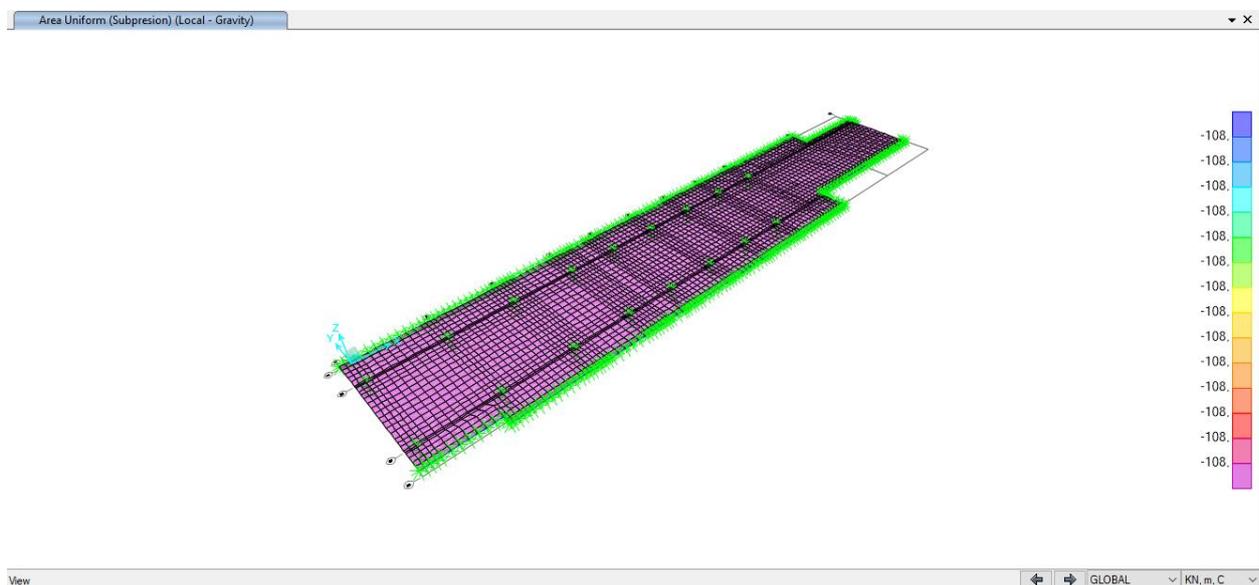


Figura 40. Sottopressione idrostatica a lungo termine

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

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

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

I coefficienti parziali di sicurezza dei materiali sono:

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

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



6.2.3 Risultati e verifiche strutturali

L'ALLEGATO 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 a flessione e taglio della sezione in c.a..

La Figura 41 mostra una vista della deformazione della soletta di fondo.

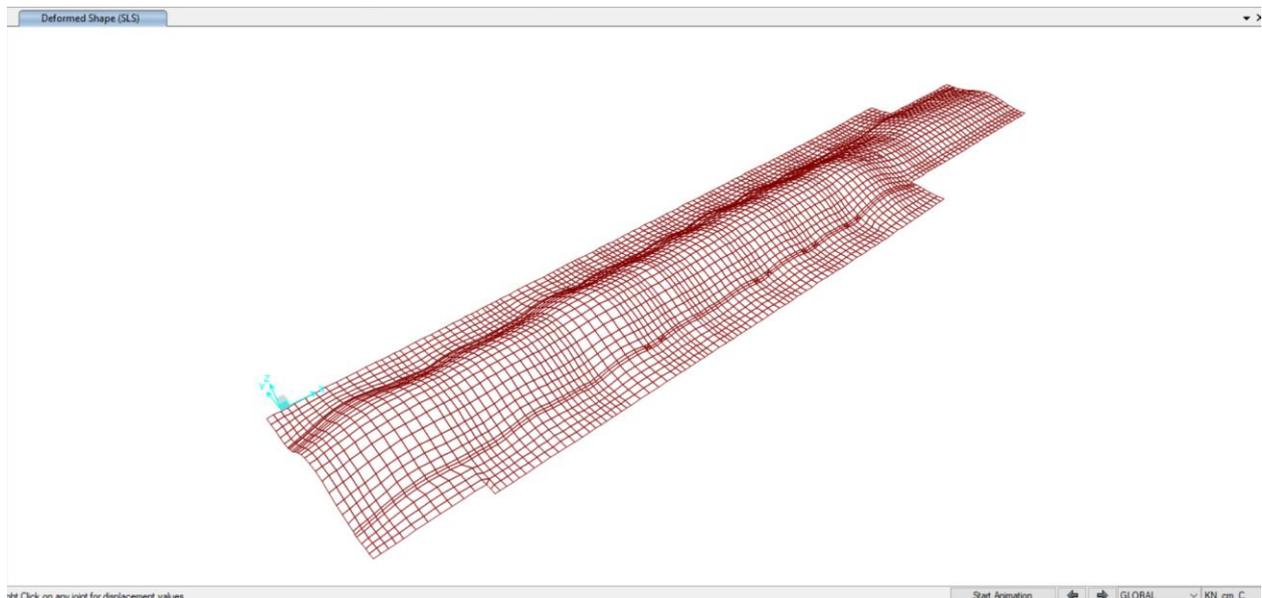


Figura 41. Deformazione della soletta di fondo

Verifica a flessione:

spessore di soletta = 100cm

separazione di barra = 200 / 100 cm

armatura minima: NTC §4.1.6.1.1.

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

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

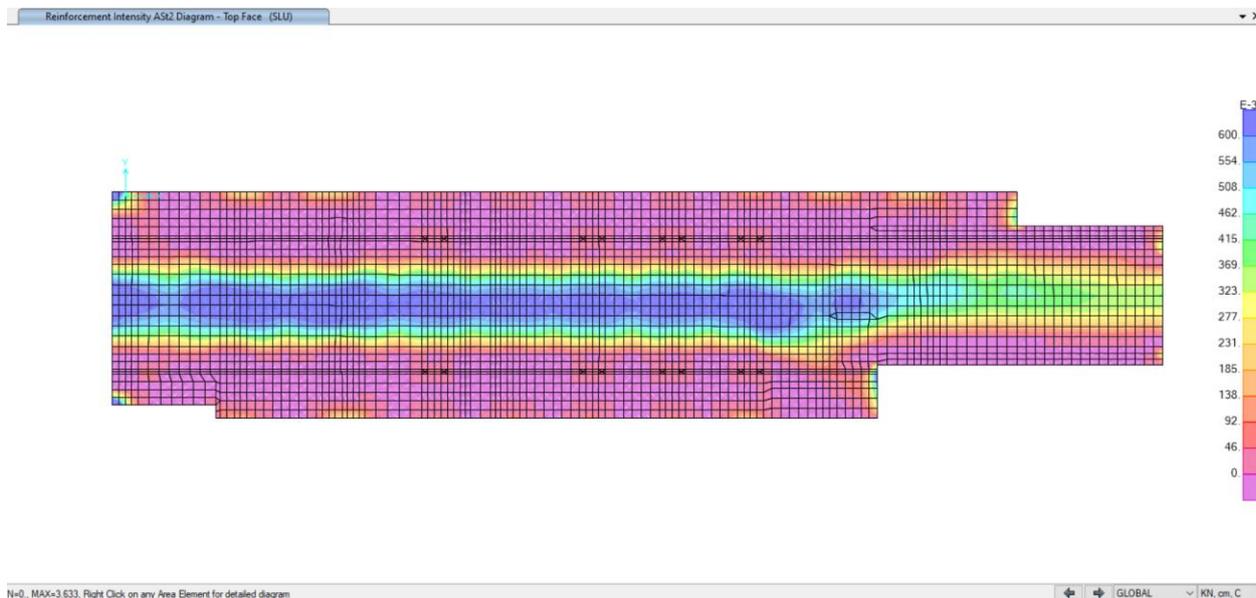


Figura 42. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia superiore - direzione trasversale

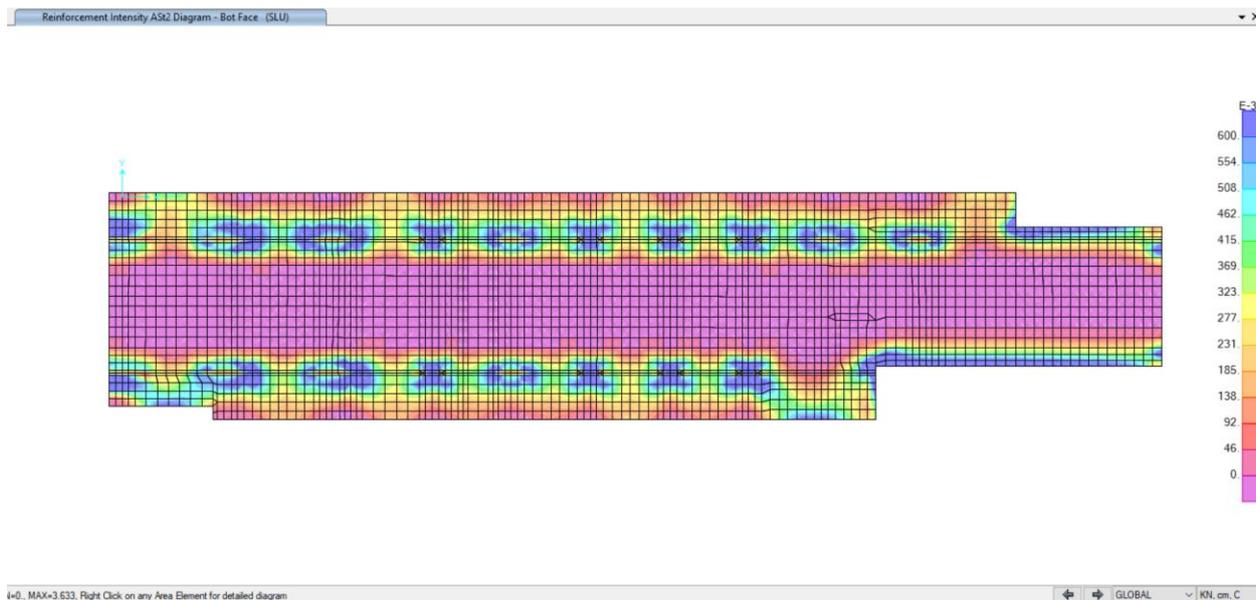


Figura 43. Acciaio di rinforzo A_s (cm^2/cm) faccia inferiore - direzione trasversale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

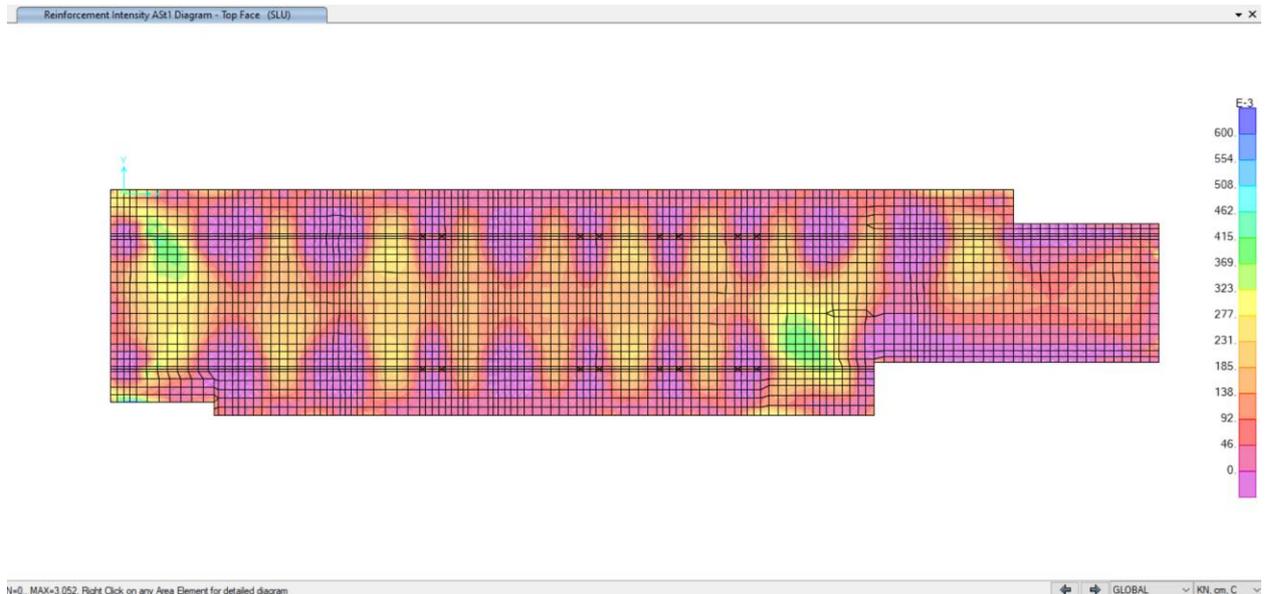


Figura 44. Acciaio di rinforzo A_s (cm²/cm) faccia superiore - direzione longitudinale

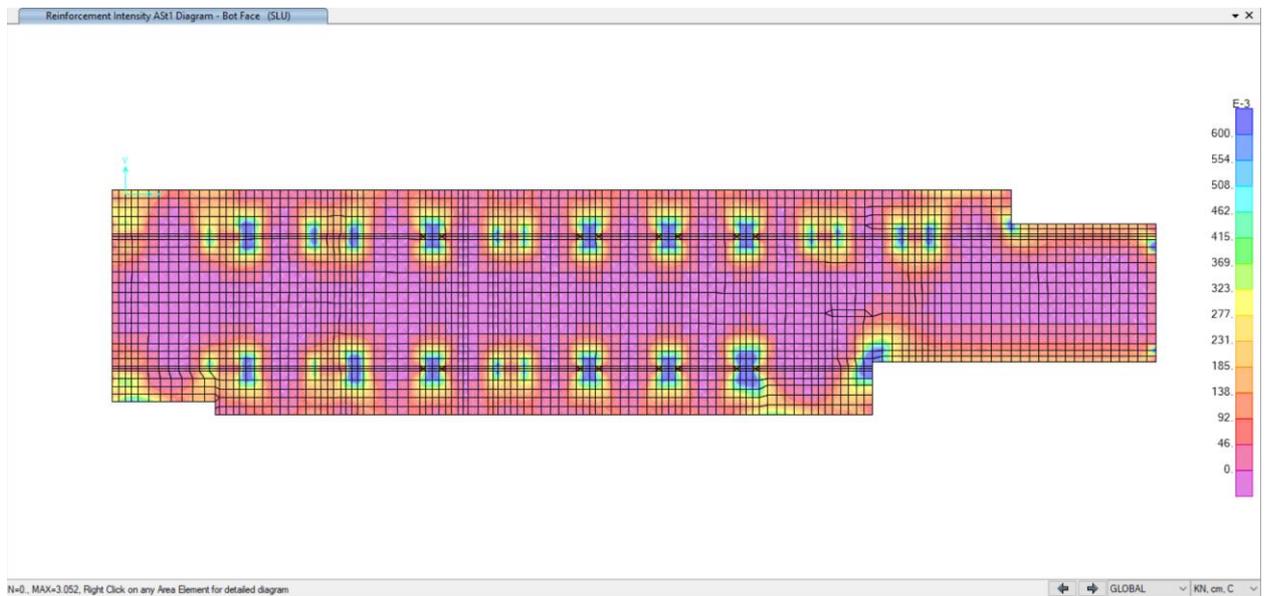


Figura 45. Acciaio di rinforzo A_s (cm²/cm) faccia inferiore - direzione longitudinale

**CITTA' DI TORINO****Metropolitana di Torino - Linea 2
Tratta: Politecnico - Rebaudengo
Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna**

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

Tabella 16 Armature soletta di copertura

Tra assi	Posizione	Tra assi DC	Assi C	Tra assi CB	Assi B	Tra assi BA
1-9	Trasv. Superiore	φ24/200	φ24/200	2φ24/100	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
9-10	Trasv. Superiore		φ24/200	φ24/100+ φ24/200	φ24/200	φ24/200
	Trasv. Inferiore		2φ24/100	φ24/200	2φ24/100	φ24/100
	Long. Superiore		φ24/250	φ24/250	φ26/125	φ24/250
	Long. Inferiore		φ24/250	φ24/250	φ26/125	φ24/250
10-11	Trasv. Superiore		φ24/200	φ24/100+ φ24/200	φ24/200	
	Trasv. Inferiore		2φ24/100	φ24/200	2φ24/100	
	Long. Superiore		φ24/250	φ24/250	φ24/250	
	Long. Inferiore		φ24/250	φ24/250	φ24/250	



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Verifica al taglio:

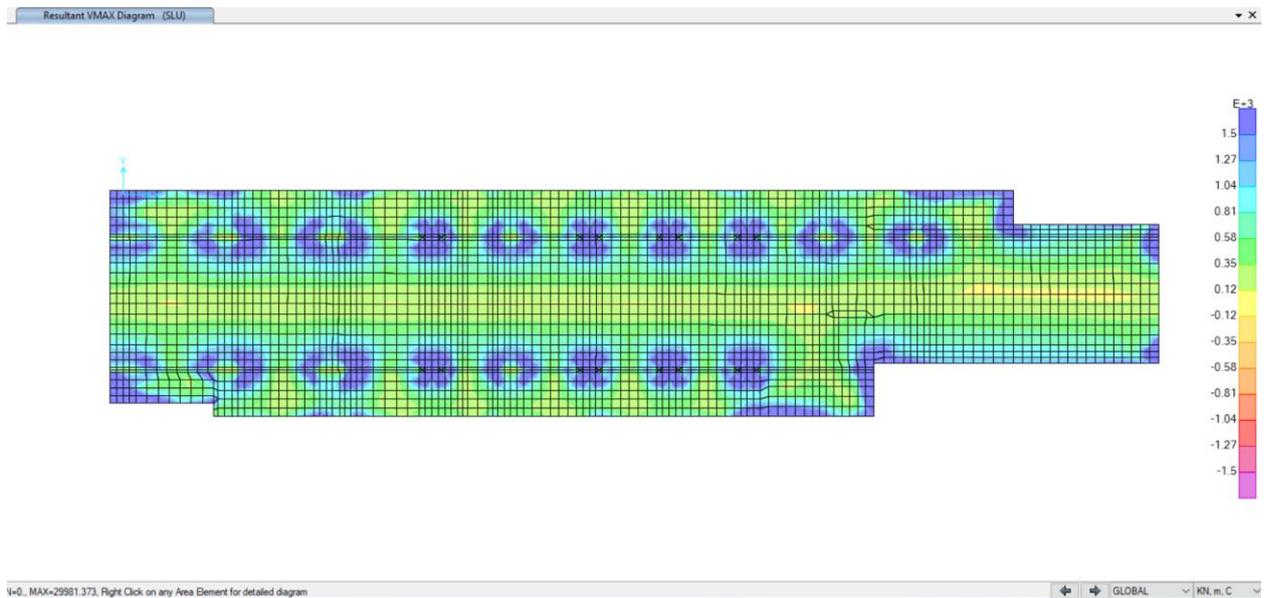


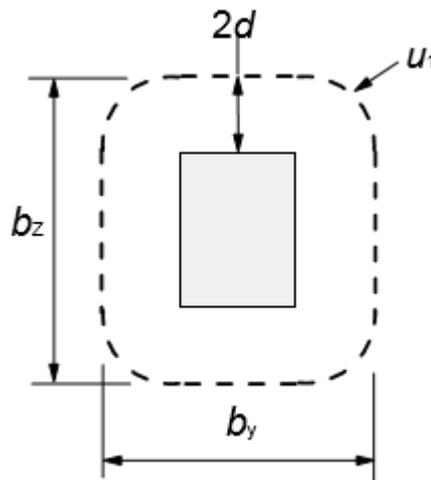
Figura 46. Taglio massimo $V_{max} = \sqrt{V_{13}^2 + V_{23}^2}$

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

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

Verifica al Punzonamento:

NTC §4.1.2.3.5.4. / Eurocode 2 § 6.4

Barrette 2,80x0,60 m $V_{Ed} = 15950$ kN

Soletta di fondo:

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

$$v_{Ed} = \beta V_{Ed} / d u_1 = 1,50 \times 15950 / 0,90 / 21,20 / 1000 = 1,25\text{MPa}$$

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

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

Per un perimetro situato alla distanza d dalla faccia delle 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:

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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) $\alpha = 90^\circ$

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

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

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

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

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

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

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



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

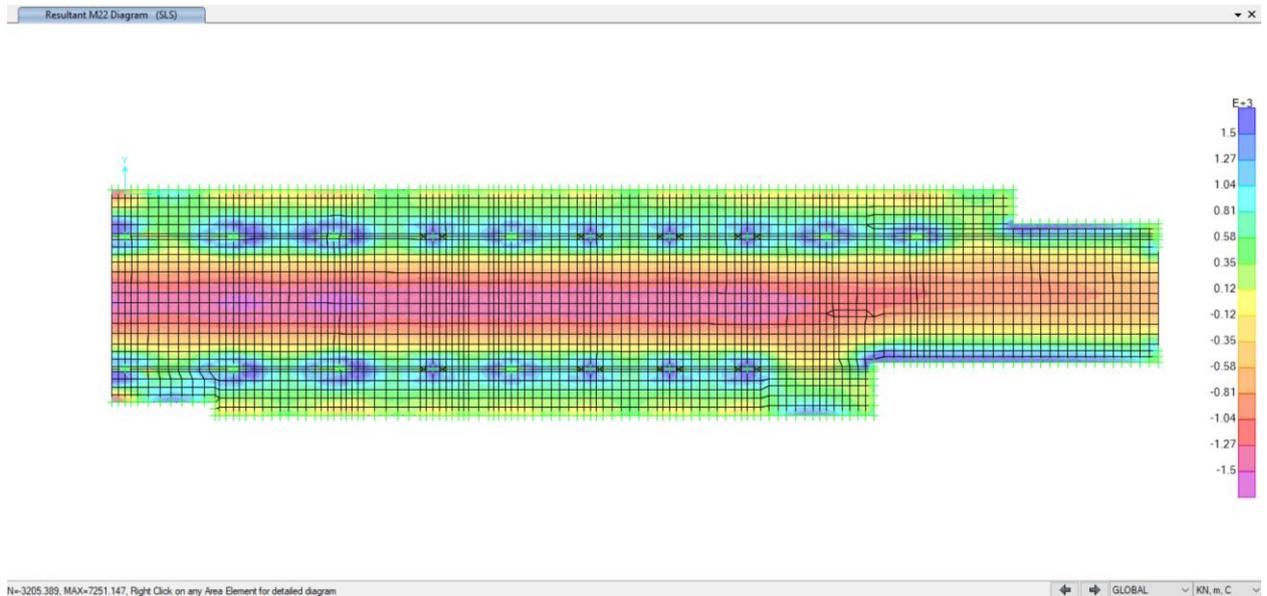


Figura 47. Momento flettente M22 (direzione trasversale) – SLE

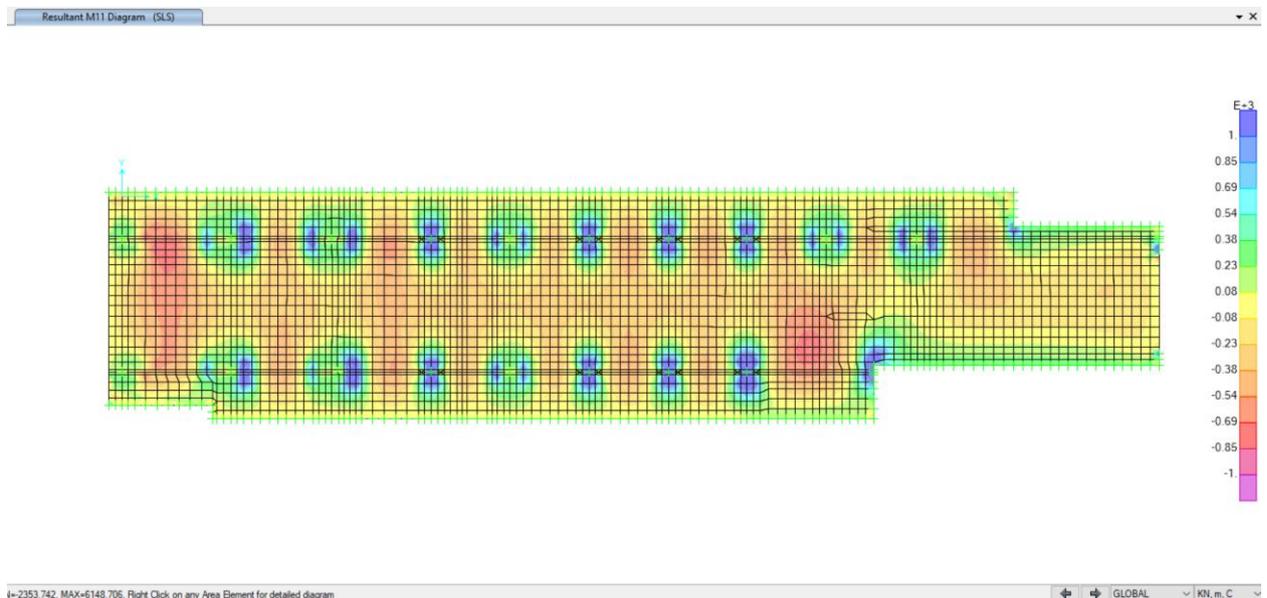


Figura 48. Momento flettente M11 (direzione longitudinale) – SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Verifica fessurazione e tensioni:

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

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

Dove,

$M_{0.30}$ = Mmax per una fessura limite $w_2 = 0,30\text{mm}$ 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 17 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 $M_{max} < M_{lim}$

Verifica deformazione:

NTC §4.1.2.2.2. / Eurocode 2 § 7.4

Per garantire l'aspetto esteriore e la funzionalità 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 49 mostra i risultati degli spostamenti verticali assoluti ottenuti considerando una riduzione del modulo di elasticità del calcestruzzo pari a 2,75.

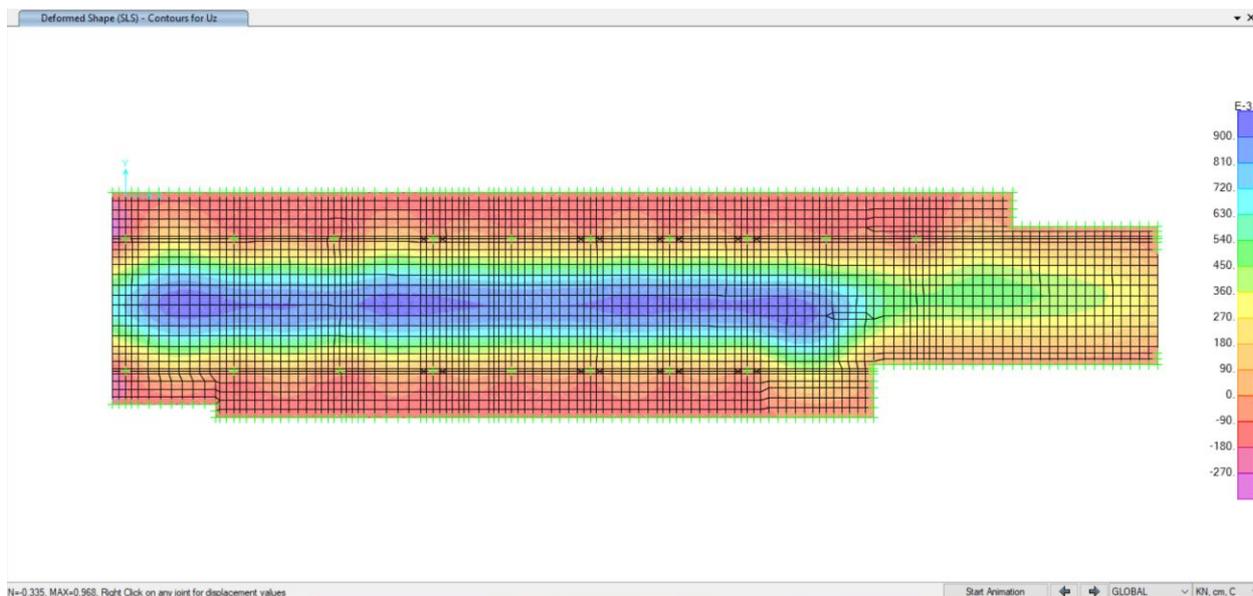


Figura 49. Deformazione verticale Uz – SLE

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

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

L → Luce libera della campata

Tabella 18 Verifica deformazione

Assi	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
1	13,80	0,64	1/2156
2	13,80	0,91	1/1520
3	13,80	0,86	1/1600
4	13,80	0,92	1/1500
5	13,80	0,88	1/1560
6	13,80	0,90	1/1540
7	13,80	0,91	1/1520
8	13,80	0,88	1/1560
9	13,80	0,81	1/1700
9a	12,80	0,64	1/2156
10	14,00	0,60	1/2300



6.3 Altre strutture interne

6.3.1 Generalità

Tra le strutture interne vi sono le fodere poste in contatto con i 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 -3,00m e -8,35m è stata schematizzata come una trave appoggiata-appoggiata di spessore 50cm e larghezza unitaria (Schema A – Figura 50).

La fodera tra il solaio dell'atrio e la soletta di fondazione tra quota -9,35m e -17,50m è stata schematizzata come una trave appoggiata (lato atrio) -incastata (lato fondazione) di spessore 50cm e larghezza unitaria da quota -9,35m a -14,20m e di spessore 100cm e larghezza unitaria da quota -14,20m a -17,50m (Schema B – Figura 50).

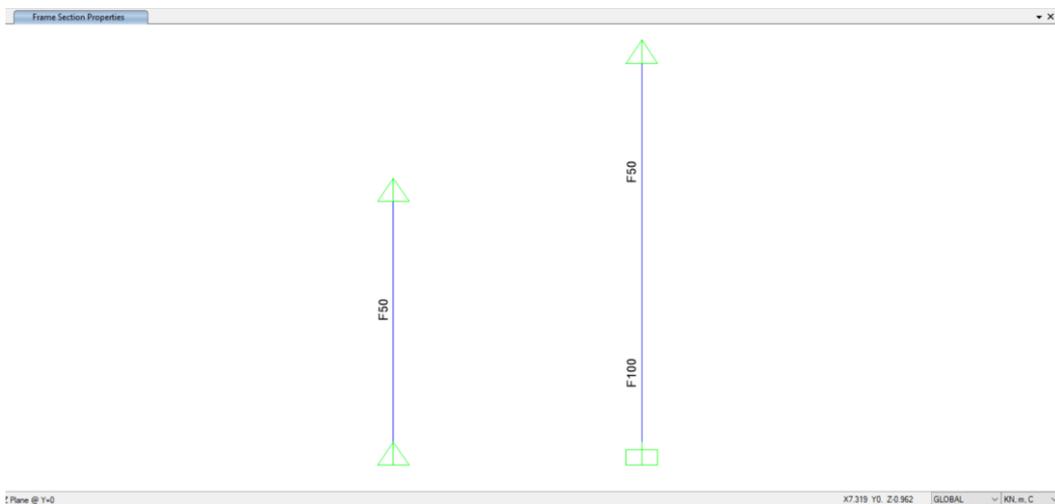


Figura 50. Schemi di calcolo

Tabella 19 Spessore delle fodere

Elemento strutturale	Quota[m]	Spessore [cm]
Fodere "tipo A"	da -3,00 a -8,35m	50
Fodere "tipo B"	da -9,35m a -14,70m	50
	da -14,70m a -17,50m	100



6.3.2.1. 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 20 Calcolo carichi da quota -3,00m a -8,35m

Carichi da -3,0m a 8,35m													
Spinta laterale 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	8333333,333	1041666,7	0,0
ritomb.	-1,8	1,8	20	36,0	30	0,33	0,50	18,00	12,00	6,00	8333333,333	1041666,7	0,7
ritomb.	-3	1,2	20	60,0	30	0,33	0,50	30,00	20,00	10,00	8333333,333	1041666,7	1,1
U2	-8,35	5,4	19,5	164,3	36	0,26	0,41	67,74	42,66	25,08	8333333,333	1041666,7	2,8
Livello della falda		-7,5											
Spinta idraulica													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1,8	1,8	0	0,0										
-3	1,2	0	0,0										
-7,5	4,5	0	0,0										
-8,35	0,9	10	8,5										
Spinta sismica													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. [°]	Sp. terreno	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. [kN/m2]	Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]			
	0						8333333,3	1041666,7	0,0				
ritomb.	-1,8	1,8	20	1,0	7,14		8333333,3	1041666,7	1,8				
ritomb.	-3	1,2	20	1,0	7,14		8333333,3	1041666,7	1,8				
U2	-8,35	5,4	19,5	1,0	7,14		8333333,3	1041666,7	1,8				



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Tabella 21 Calcolo carichi da quota -9,35m a -17,50m

Carichi da -9,35m a 17,5m													
Spinta laterale 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	8333333,333	1041667	0,0
ritomb.	-1,8	1,8	20	36,0	30	0,33	0,50	18,00	12,00	6,00	8333333,333	1041667	0,7
ritomb.	-3	1,2	20	60,0	30	0,33	0,50	30,00	20,00	10,00	8333333,333	1041667	1,1
U2	-8,35	5,4	19,5	164,3	36	0,26	0,41	67,74	42,66	25,08	8333333,333	1041667	2,8
U2	-17,5	9,2	19,5	342,8	36	0,26	0,41	141,29	88,98	52,30	8333333,333	1041667	5,8
Livello della falda		-7,5											
Spinta idraulica													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1,8	1,8	0	0,0										
-3	1,2	0	0,0										
-7,5	4,5	0	0,0										
-8,35	0,9	10	8,5										
-17,5	9,2	10	100,0										
Spinta sismica													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. [°]	Sp. terreno [°]	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. [kN/m2]	Sis. Parz. sulle fodere [kN/m2]			
	0												
ritomb.	-1,8	1,8	20	1,0	25,59		8333333,3	1041666,7	3,8				
ritomb.	-3	1,2	20	1,0	25,59		8333333,3	1041666,7	3,8				
U2	-7,5	4,5	19,5	1,0	25,59		8333333,3	1041666,7	3,8				
U2	-8,35	0,9	19,5	1,0	25,59		8333333,3	1041666,7	3,8				
U2	-17,5	9,2	19,5	1,0	25,59		8333333,3	1041666,7	3,8				

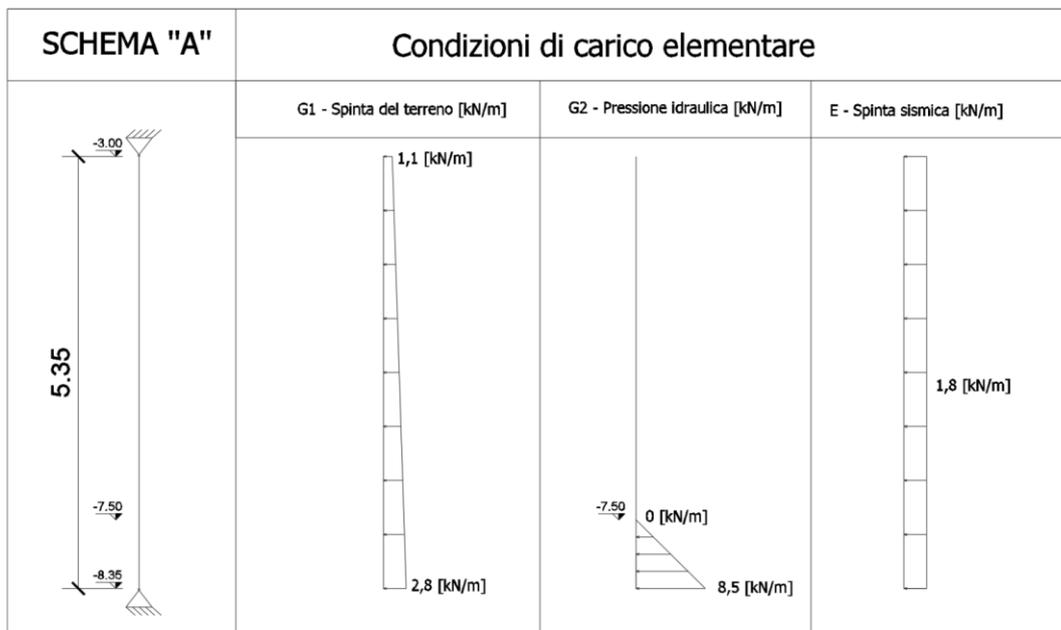


Figura 51. Applicazione carichi da quota -3,00m a -8,35m

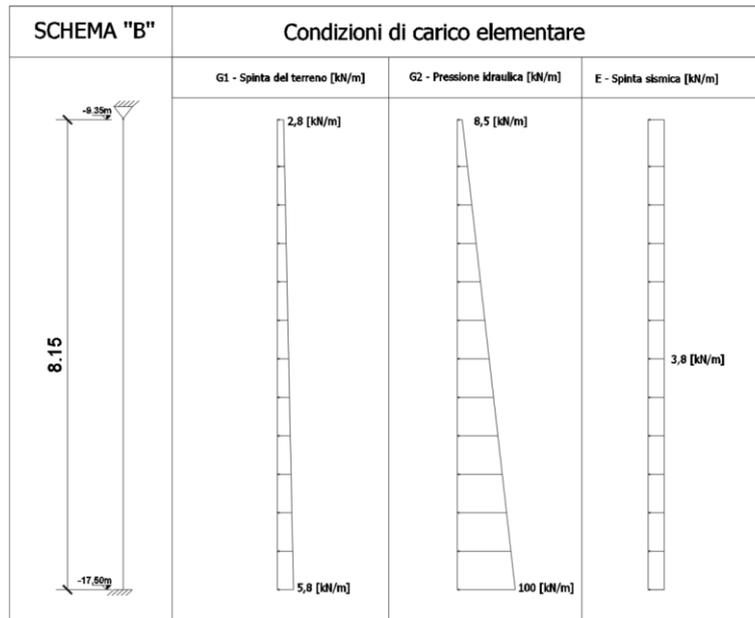


Figura 52. Applicazione carichi da quota -9,35m a -17,50m

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 22 Combinazione dei carichi

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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 E sono riportati i risultati rilevanti.

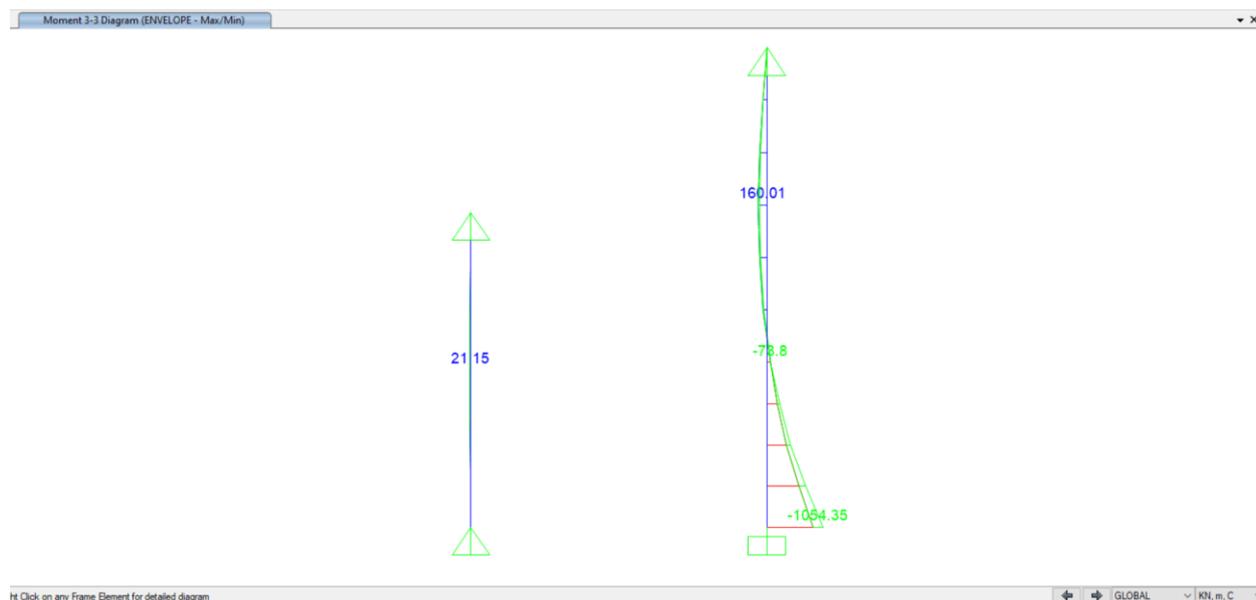


Figura 53. Diagramma del momento flettente

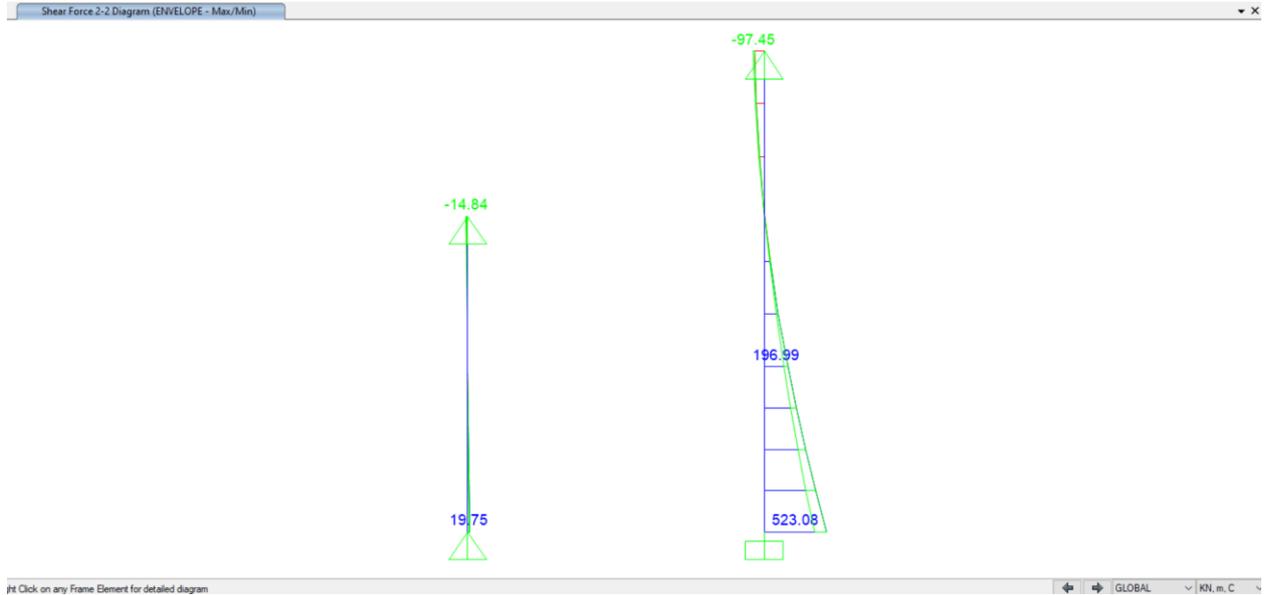


Figura 54. Diagramma di Taglio

6.3.2.4. Verifiche strutturali

- Verifica SLU



Figura 55. Rinforzo longitudinale in cm^2/m

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

- Verifica a flessione e taglio

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle fodere:

Tabella 23 Armature fodere

Quota	Spessore [cm]	Lato interno	Lato esterno	Rep.	Armatura a taglio	V_{Rd} [kN/m]
Da -3,00m a -8,35m	50	Φ 16/200	Φ 12/200	Φ 12/200	Φ 8/400/400	71
Da -8,35m a -13,50m	50	Φ 20/100	Φ 16/200	Φ 16/200	Φ 12/400/400	160
Da -13,50m a -17,50m	100	Φ 24/200	Φ 24/100	Φ 24/200	Φ 20/400/400	938

- Verifiche SLE

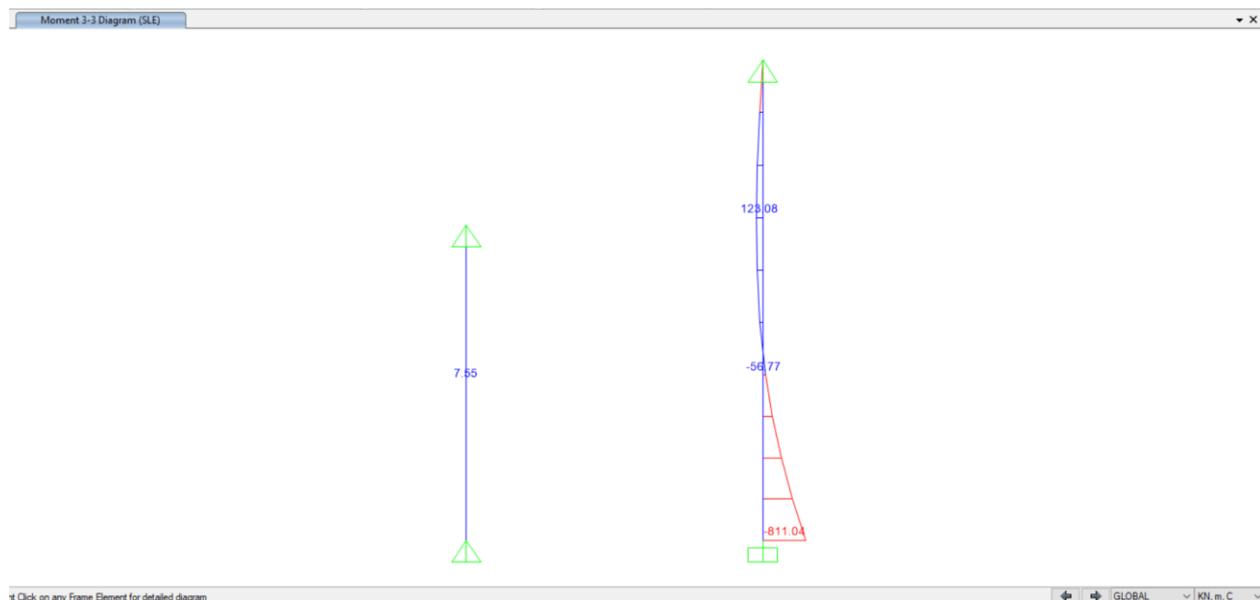


Figura 56. Diagramma del momento flettente SLE



- 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	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



- Verifica deformazione

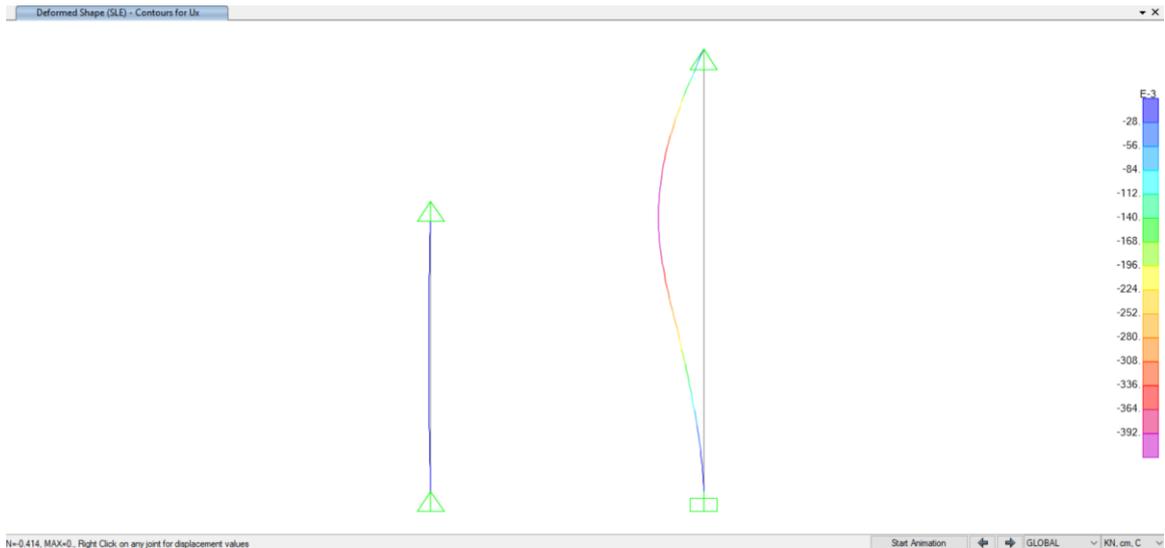


Figura 57. Deformazione SLE

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 24 Verifica deformazione

Span No	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (cm)	$\Delta/L < 1/250$
Da -3,00m a -8,35m	5.35	0.02	$\ll 1/250$
Da -9,35m a -17,50m	8.15	0.42	1/940



6.3.3. Fodera in corrispondenza del foro scala

In corrispondenza del foro scala nella soletta del piano atrio è stata analizzata la fodera tra il solaio di copertura e il solaio di fondazione tra quota -3,00m e -17,50m.

La fodera è stata schematizzata come una trave appoggiata (lato copertura) - incastrata (lato fondazione) di spessore 50cm e larghezza unitaria da quota -3,00m a -14,20m e di spessore 100cm e larghezza unitaria da quota -14,20m a -17,50m (Figura 58).

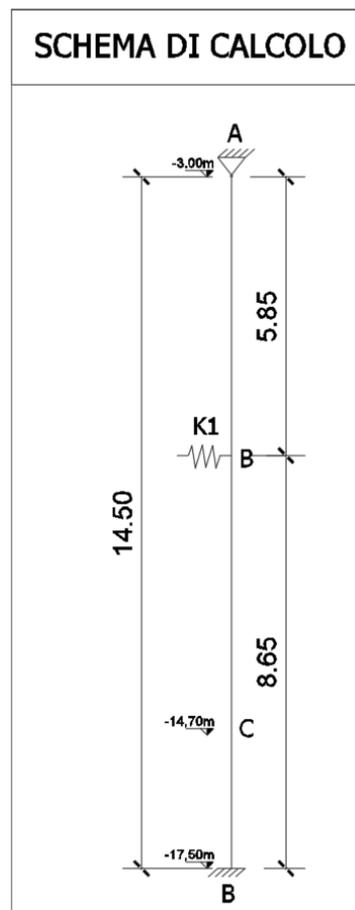


Figura 58. Schemi di calcolo

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Tabella 25 Spessore delle fodere

Elemento strutturale	Quota[m]	Spessore [cm]
Fodera	da -3,00m a 14,70m	50
	da -14,70m a 17,50m	100

6.3.3.1. 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 26 Calcolo carichi da quota -3,00m a -17,50m



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Carichi da -3,0m a 17,50m

Spinta laterale 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	8333333,333	1041667	0,0
ritomb.	-1,8	1,8	20	36,0	30	0,33	0,50	18,00	12,00	6,00	8333333,333	1041667	0,7
ritomb.	-3	1,2	20	60,0	30	0,33	0,50	30,00	20,00	10,00	8333333,333	1041667	1,1
U2	-17,5	15	19,5	342,8	36	0,26	0,41	141,29	88,98	52,30	8333333,333	1041667	5,8
Livello della falda		-7,5											
Spinta idraulica													
Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Sigma_hw [kN/m]										
0													
-1,8	1,8	0	0,0										
-3	1,2	0	0,0										
-7,5	4,5	0	0,0										
-17,5	10	10	100,0										
Spinta sismica													
Soil unit	Level [m]	H [m]	gamma [kN/m3]	Acc_PP [kN/m2]	Inc. din. [°]	Sp. terreno	I_diaf. [m4]	I_fodera [m4]	Press. Sis. [kN/m2]	Sis. Parz. sulle fodere			
	0						8333333,3	1041666,7		0,0			
ritomb.	-1,8	1,8	20	1,0	7,14		8333333,3	1041666,7		1,8			
ritomb.	-3	1,2	20	1,0	7,14		8333333,3	1041666,7		1,8			
U2	-8,35	5,4	19,5	1,0	7,14		8333333,3	1041666,7		1,8			
U2	-17,5	9,2	19,5	1,0	25,59		8333333,3	1041666,7		3,8			

GEODATA
ENGINEERING

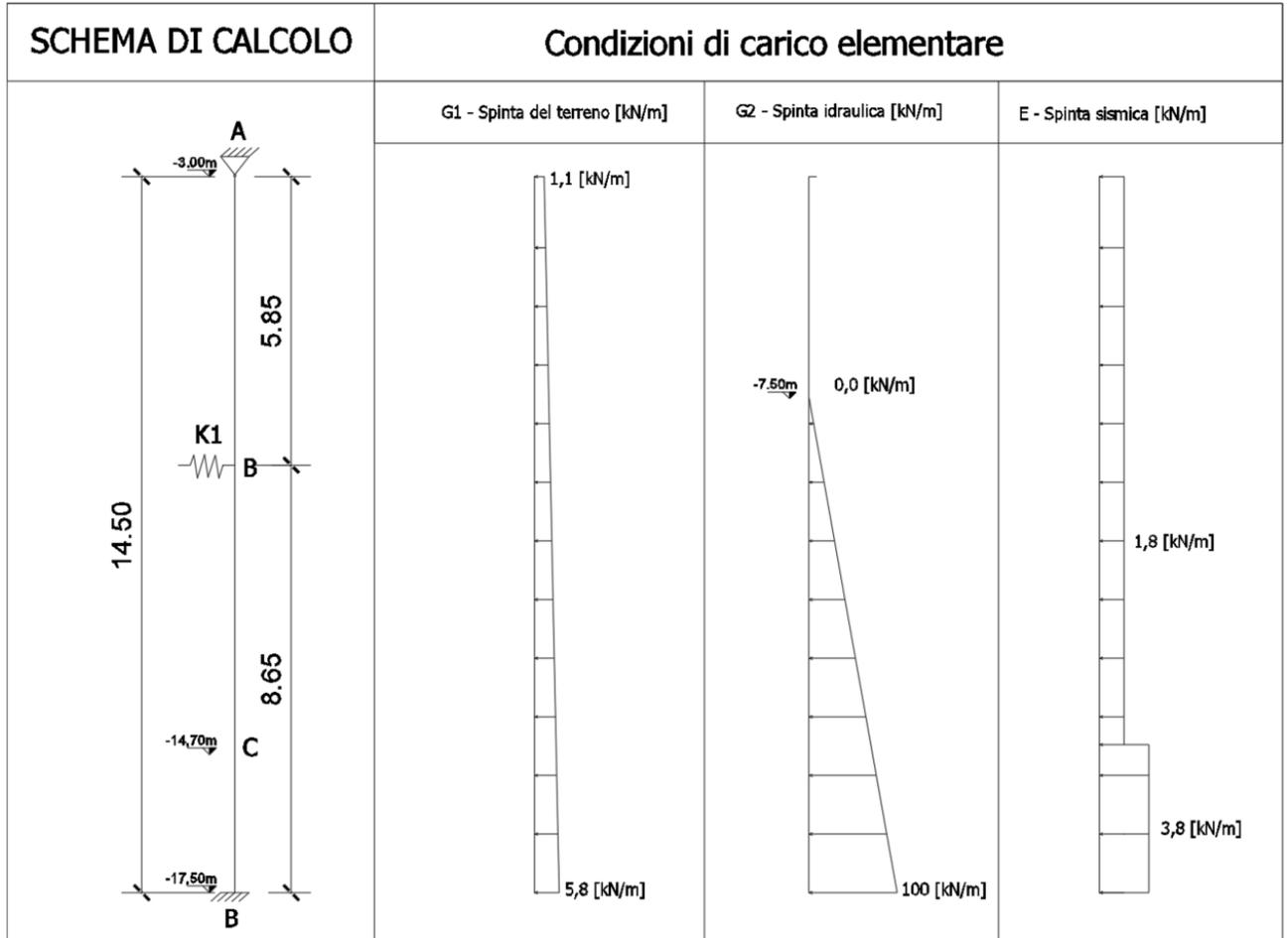


Figura 59. Applicazione carichi da quota -3,0m a -17,50m

Per definire la rigidezza della molla K_1 è stata ipotizzata una trave orizzontale in spessore incastrata-incastrata di lunghezza pari a 12,60m che rappresenta la larghezza massima del foro scale. Le dimensioni della sezione della trave sono le seguenti:

Spessore = 50cm

Larghezza = 300cm

$$K_1 = (384 \times E \times I) / L^4 = 15235 \text{ kN/m}$$

Dove

E = Modulo elastico cls C30/37



I = Momento d'inerzia della sezione

L = Luce della trave = 12.60m

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

$R_1 = 66\text{kN/m}$

$$M^- = ((R_1 \times L^2)/12) / 3\text{m} = 292 \text{ kN m} \rightarrow M_{Rd} = 437 \text{ kN m (SLU)} \quad A_s = 27.64 \text{ cm}^2$$

$$M^+ = ((R_1 \times L^2)/24) / 3\text{m} = 146 \text{ kN m} \rightarrow M_{Rd} = 218 \text{ kN m (SLU)} \quad A_s = 13.82 \text{ cm}^2$$

$$V = ((R_1 \times L)/2)/3\text{m} = 139 \text{ kN} \rightarrow V_{Rd} = 208 \text{ kN (SLU)}$$

6.3.3.2. 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 27 Combinazione dei carichi

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

6.3.3.3. Risultati dell'analisi

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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 E sono riportati i risultati rilevanti.

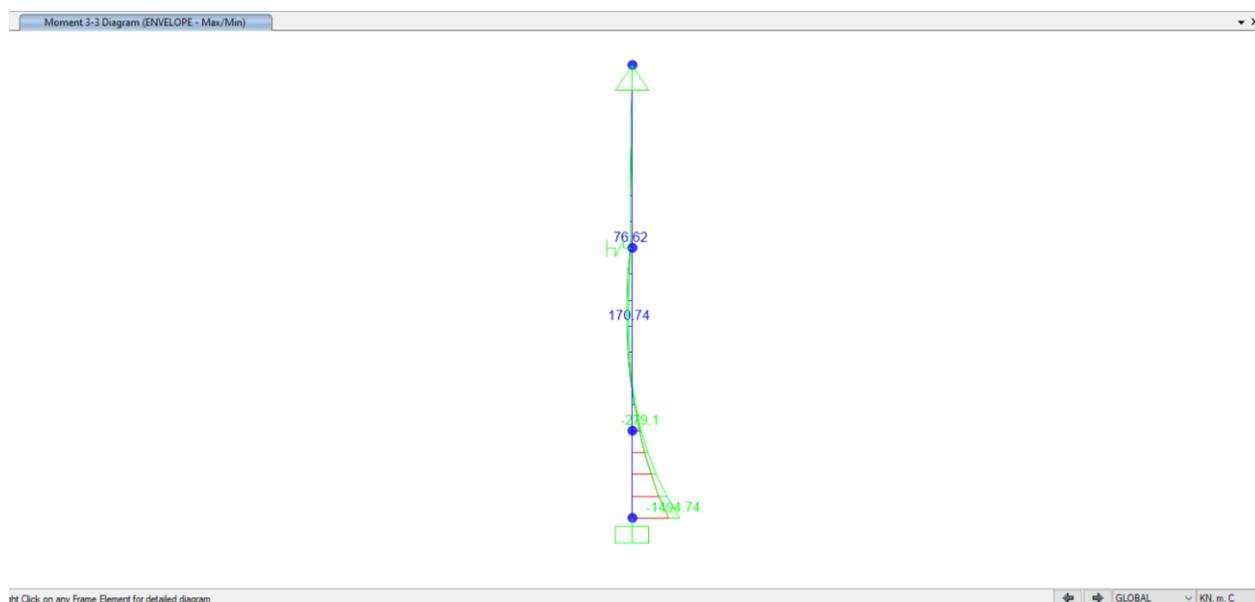


Figura 60. Diagramma del momento flettente



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Nella tabella seguente sono riepilogate le armature delle fodere:

Tabella 28 Armature fodere

Quota	Spessore [cm]	Lato interno	Lato esterno	Rep.	Armatura a taglio	V_{Rd} [kN/m]
Da -3,00m a -14,70m	50	Φ 24/100	Φ 16/100	Φ 16/200	Φ 12/400/400	160
Da -14,70m a -17,50m	100	Φ 24/200	Φ 24/100	Φ 24/200	Φ 20/400/400	938
Trave orizzont 50x300	50	Φ 24/100	Φ 24/100	--	5 Φ 12/200	---

- Verifiche SLE

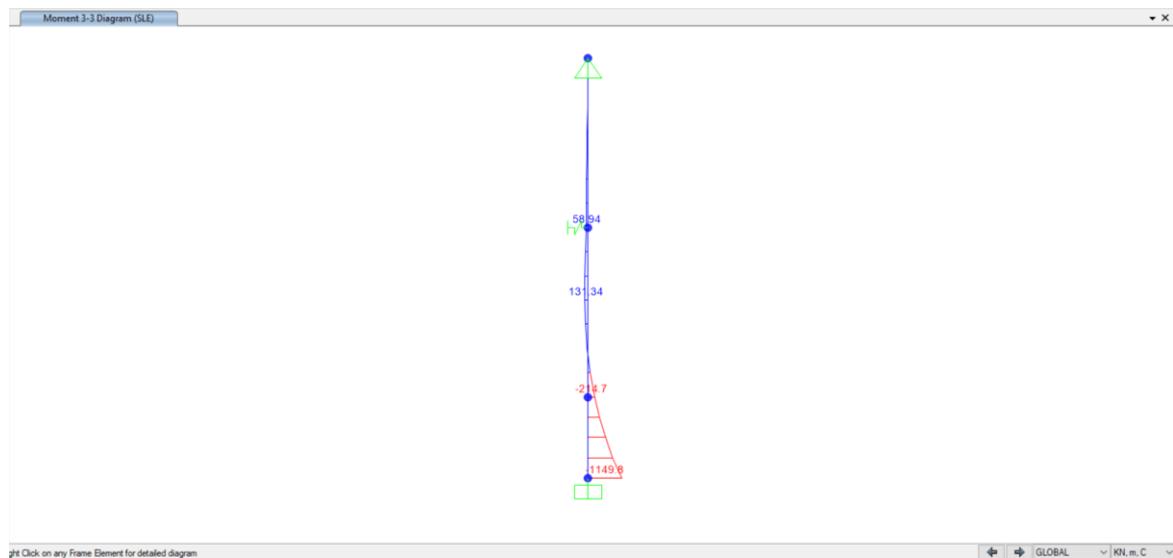


Figura 63. Diagramma del momento flettente SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

- 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	50	45	φ24/100	φ16/200	350	515
T2	100	95	φ24/100	φ24/200	530	725



- Verifica deformazione

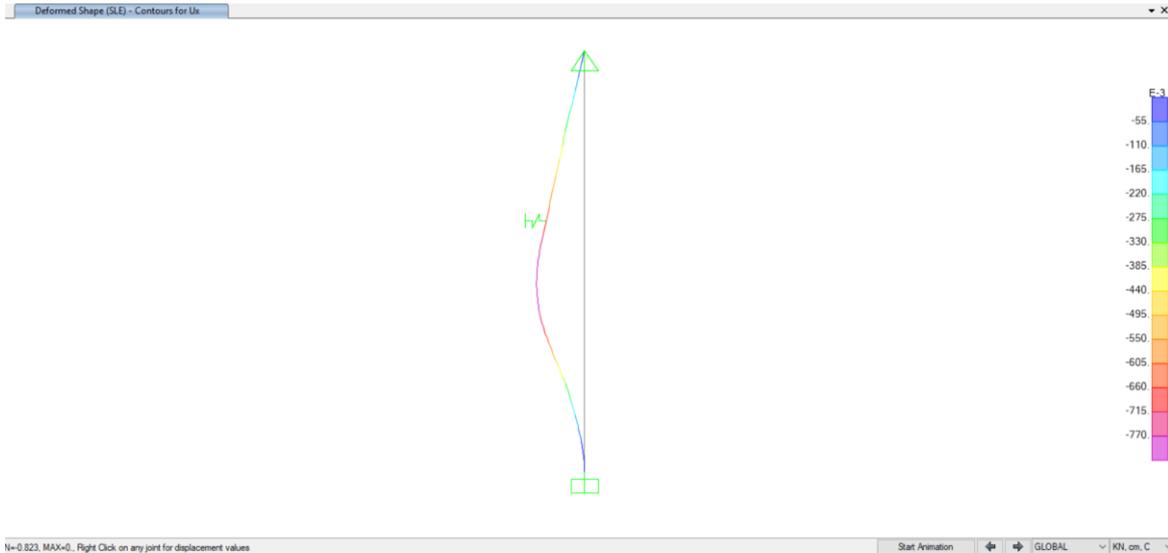


Figura 64. Deformazione SLE

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 29 Verifica deformazione

Span No	L (m)	$\Delta = \delta_{camp} - \delta_{sup}$ (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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

6.3.4. 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 65 mostra lo schema del modello strutturale adottato per la soletta di banchina e muri sotto banchina di larghezza unitaria.



Figura 65. Modello di calcolo

6.3.4.1. 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)

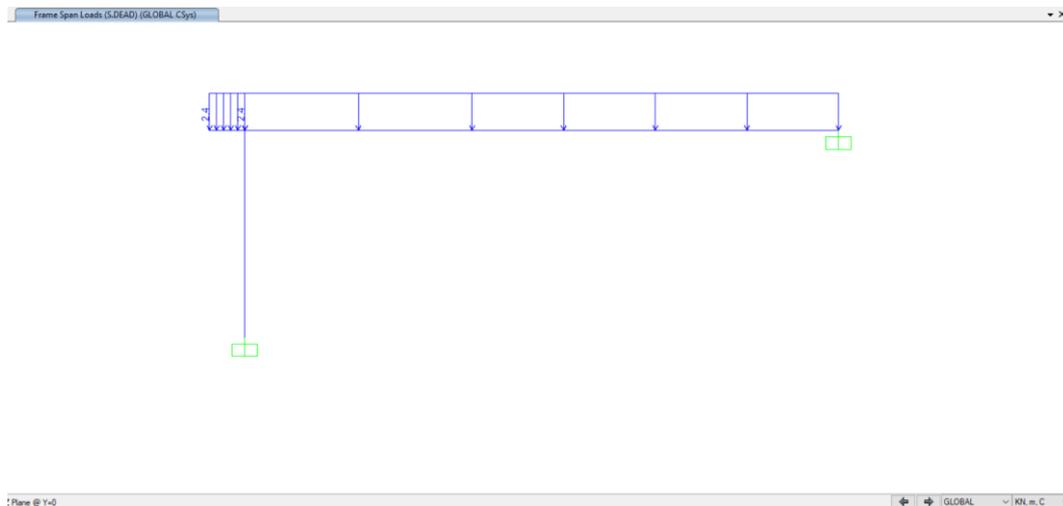


Figura 66. Sovraccarichi permanenti

Carichi variabili

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

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



Figura 67. Sovraccarichi variabili



6.3.4.2. 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:

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

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

6.3.4.3. Risultati dell'analisi

Per i risultati rilevanti delle verifiche vedi ALLEGATO G.

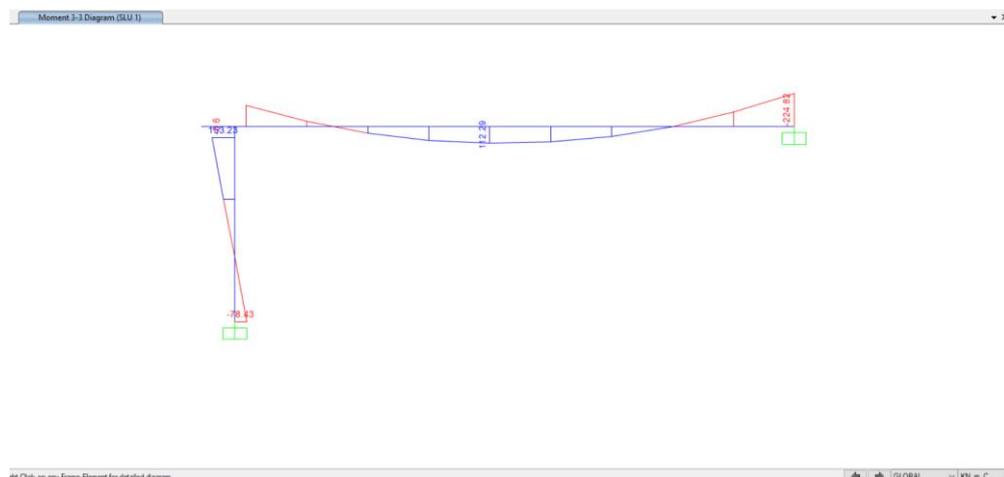


Figura 68. Diagramma del momento flettente



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

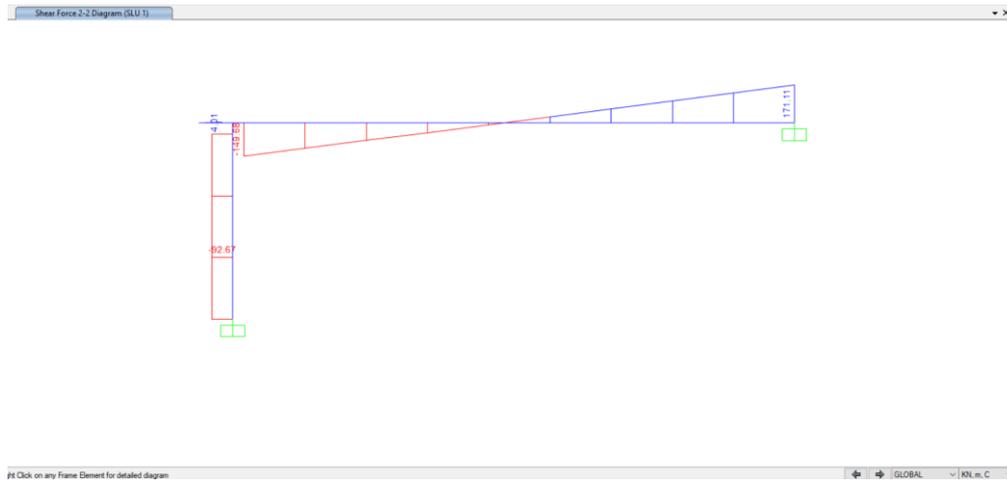


Figura 69. Diagramma di Taglio

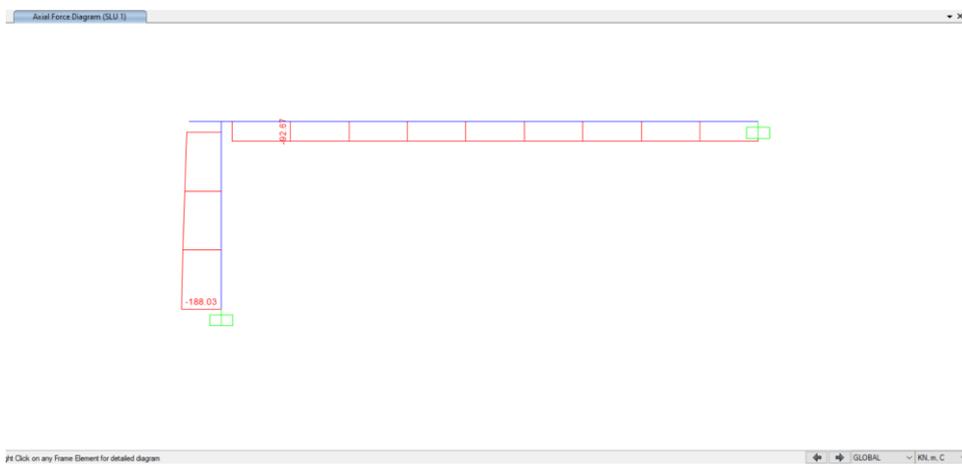


Figura 70. Diagramma della forza assiale



6.3.4.4. Verifiche strutturali

- Verifica SLU

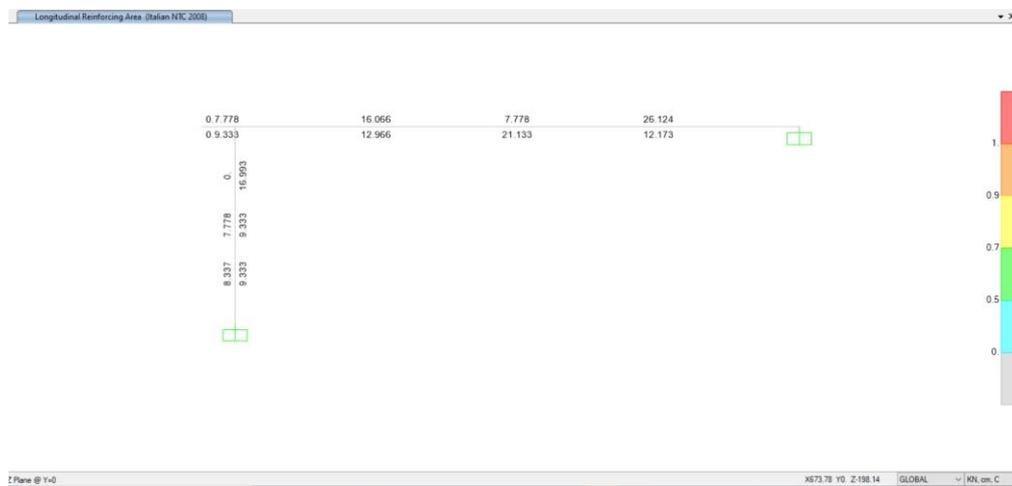


Figura 71. Rinforzo longitudinale in cm²/m

- 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

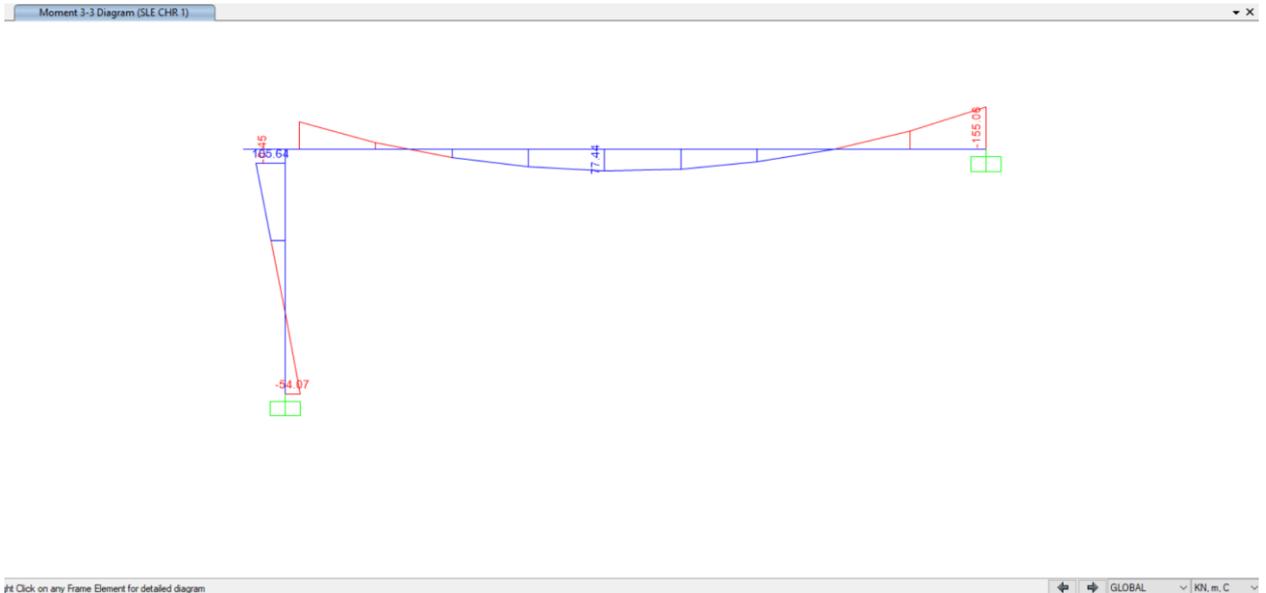


Figura 72. Diagramma del momento flettente SLE

- 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,

- $M_{0.30} = M_{max}$ per una fessura limite $w_2 = 0,30\text{mm}$ NTC §4.1.2.2.4.
- $M_{\sigma_c} = M_{max}$ per $\sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck}$ NTC §4.1.2.2.5.1.
- $M_{\sigma_s} = M_{max}$ 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

- Verifica deformazione



Figura 73. 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 30 Verifica deformazione

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



6.3.5. 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 74 mostra lo schema del modello strutturale adottato per una rampa di larghezza unitaria.

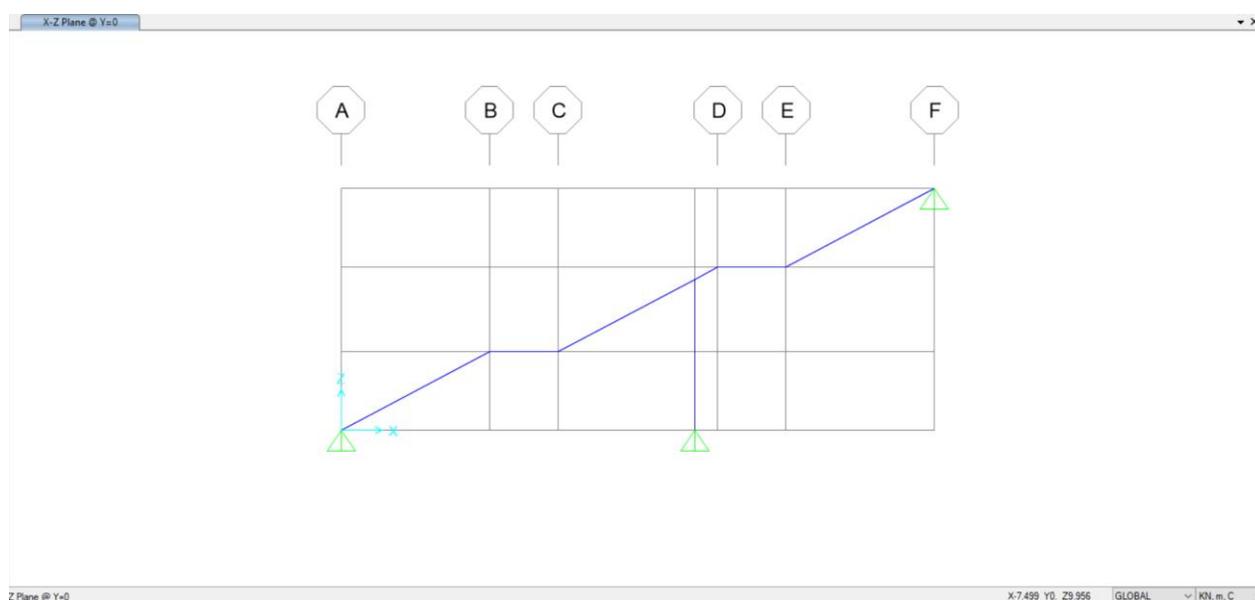


Figura 74. Modello scala fissa

6.3.5.1. 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 -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 kN/m² (Q₁ - Live)

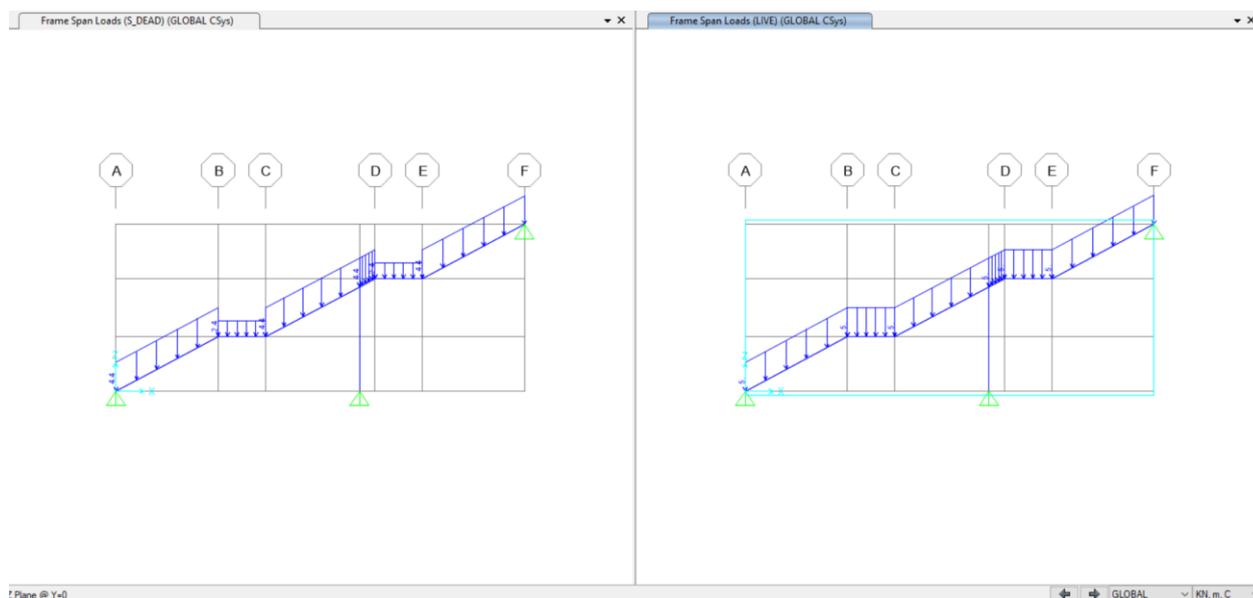


Figura 75. Sovraccarichi permanenti (S_Dead Load) e variabili (Live Load)

6.3.5.2. 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:

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

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



6.3.5.3. Risultati dell'analisi

Per i risultati rilevanti delle verifiche vedi ALLEGATO G

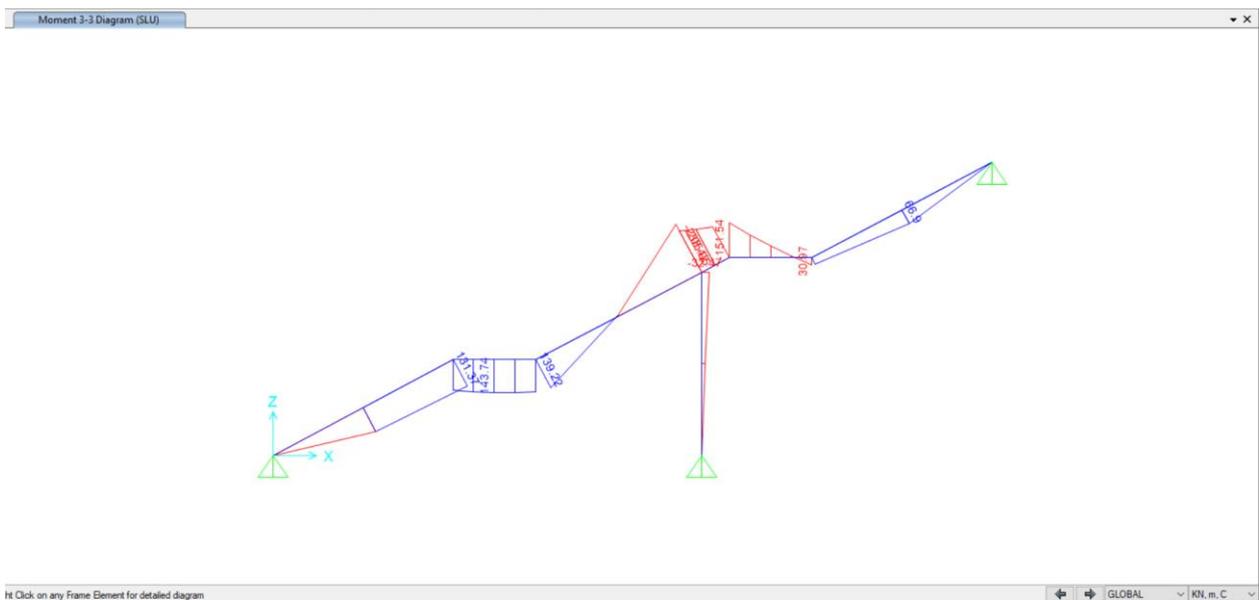


Figura 76. Diagramma Momenti flettenti

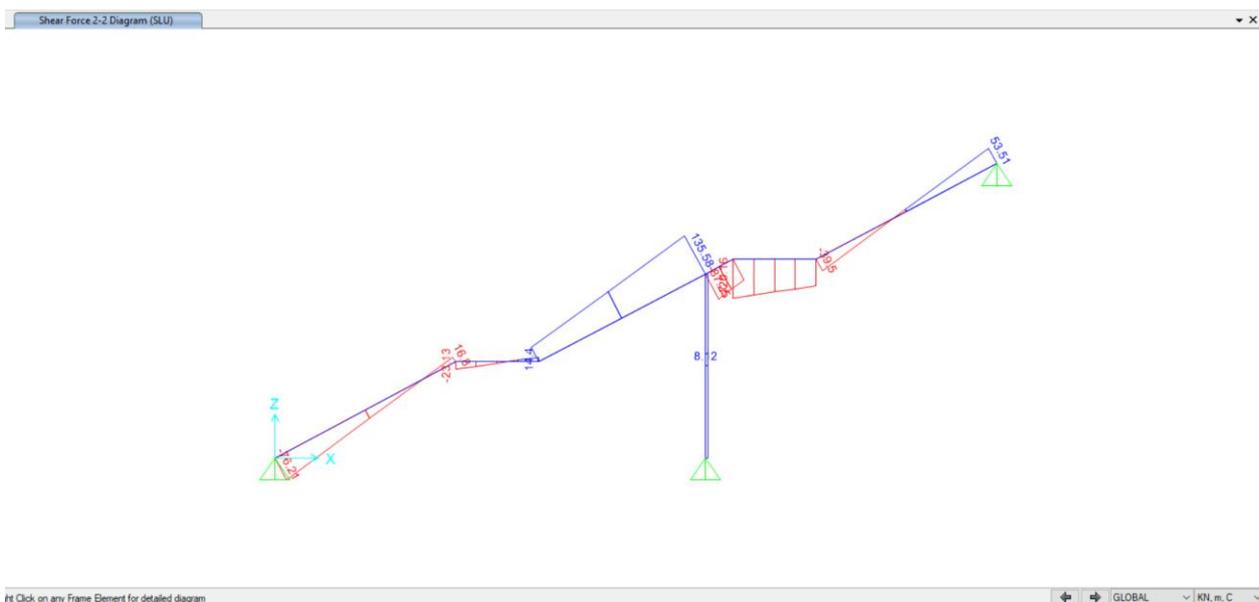


Figura 77. Diagramma taglio



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

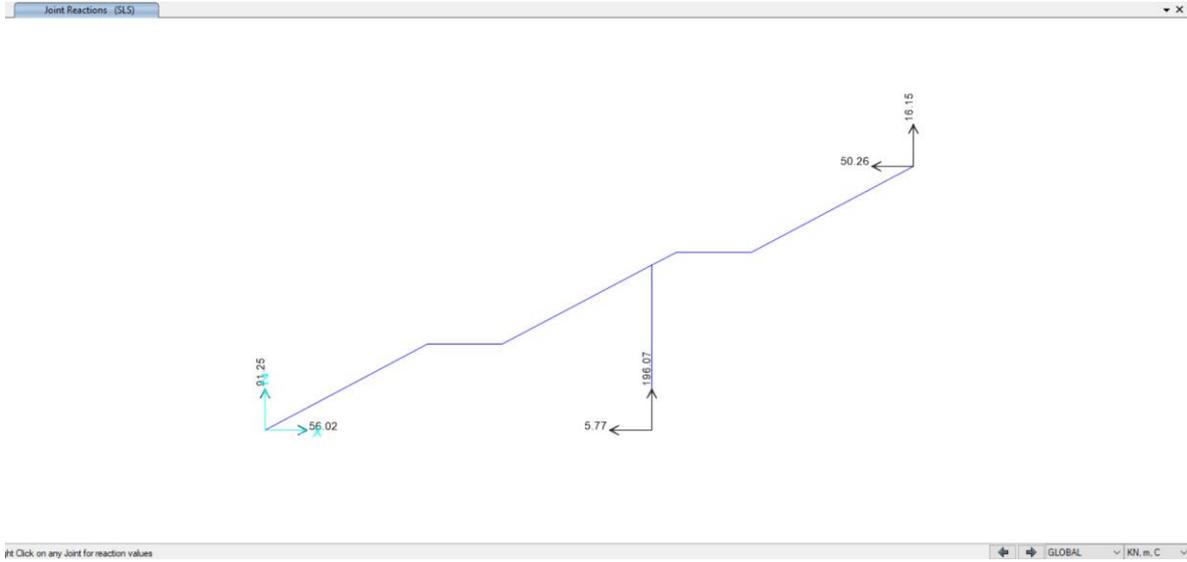


Figura 78. Reazioni (kN/m)

6.3.5.4. Verifiche strutturali

- Verifica SLU

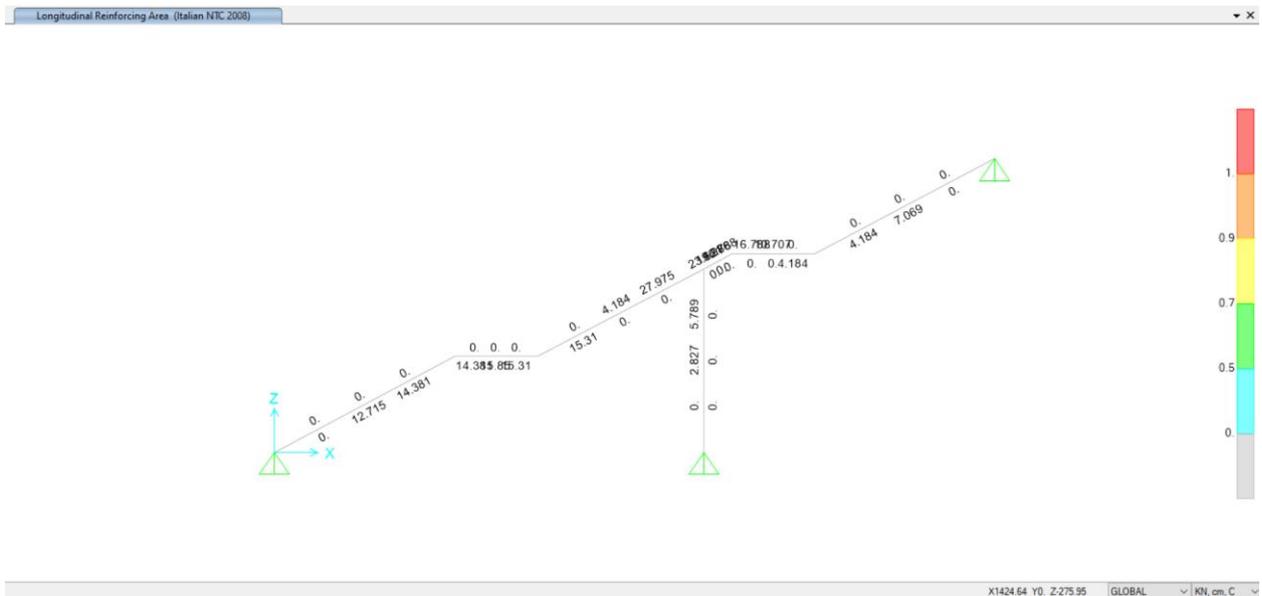


Figura 79. Rinforzo longitudinale in cm²/m



- 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
M1	20	15	φ12/200	φ12/200	33	40

- Verifica deformazione

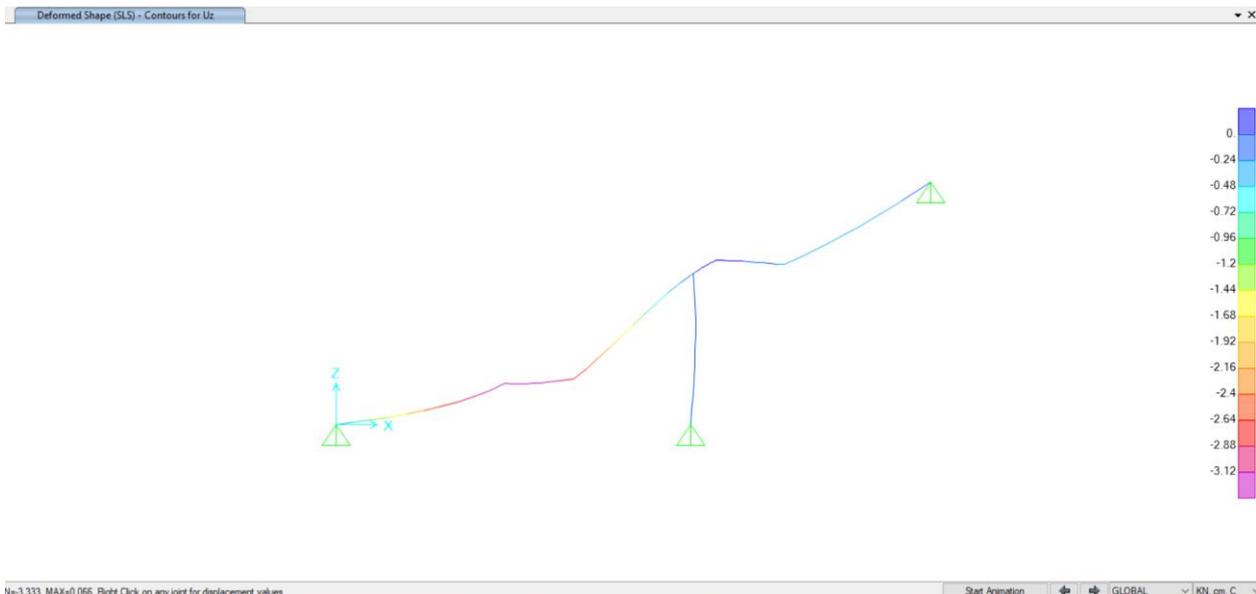


Figura 81. Deformazione SLE

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

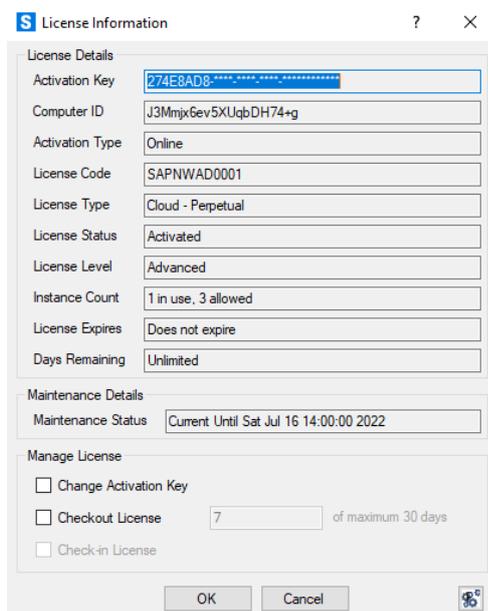
Tabella 31 Verifica deformazione

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

7. VALIDAZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

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



Di seguito si presentano le principali verifiche sintetiche atte a consentire il giudizio di accettabilità dei risultati così come previsto dal §10.2.1 del D.M. 17/01/2018, ricostruendo le sollecitazioni di momento flettente massimo in condizioni statiche confrontando i risultati dal software Plaxis 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 32 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	550-690	699	27

La variazione massima tra i principali risultati dei due modelli di calcolo è compresa nell'intervallo 12-27%: tale variazione massima si ritiene pienamente accettabile in considerazione della tridimensionalità e del maggiore livello di dettaglio del modello SAP2000 (presenza di asole, condizioni di vincolo e diversa distribuzione dei carichi applicati).



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

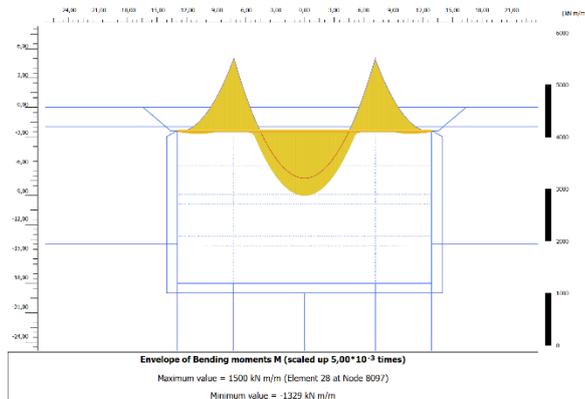
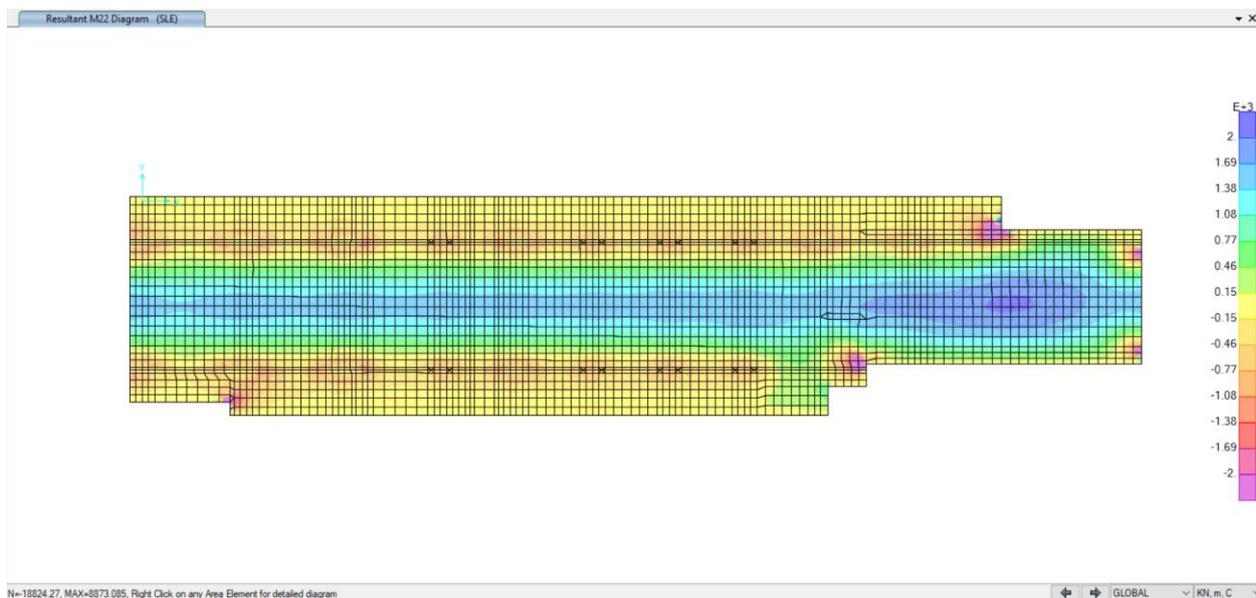


Figura 82. Confronto tra sollecitazioni flessionali (SAP2000 e Plaxis 2d) per la soletta di copertura

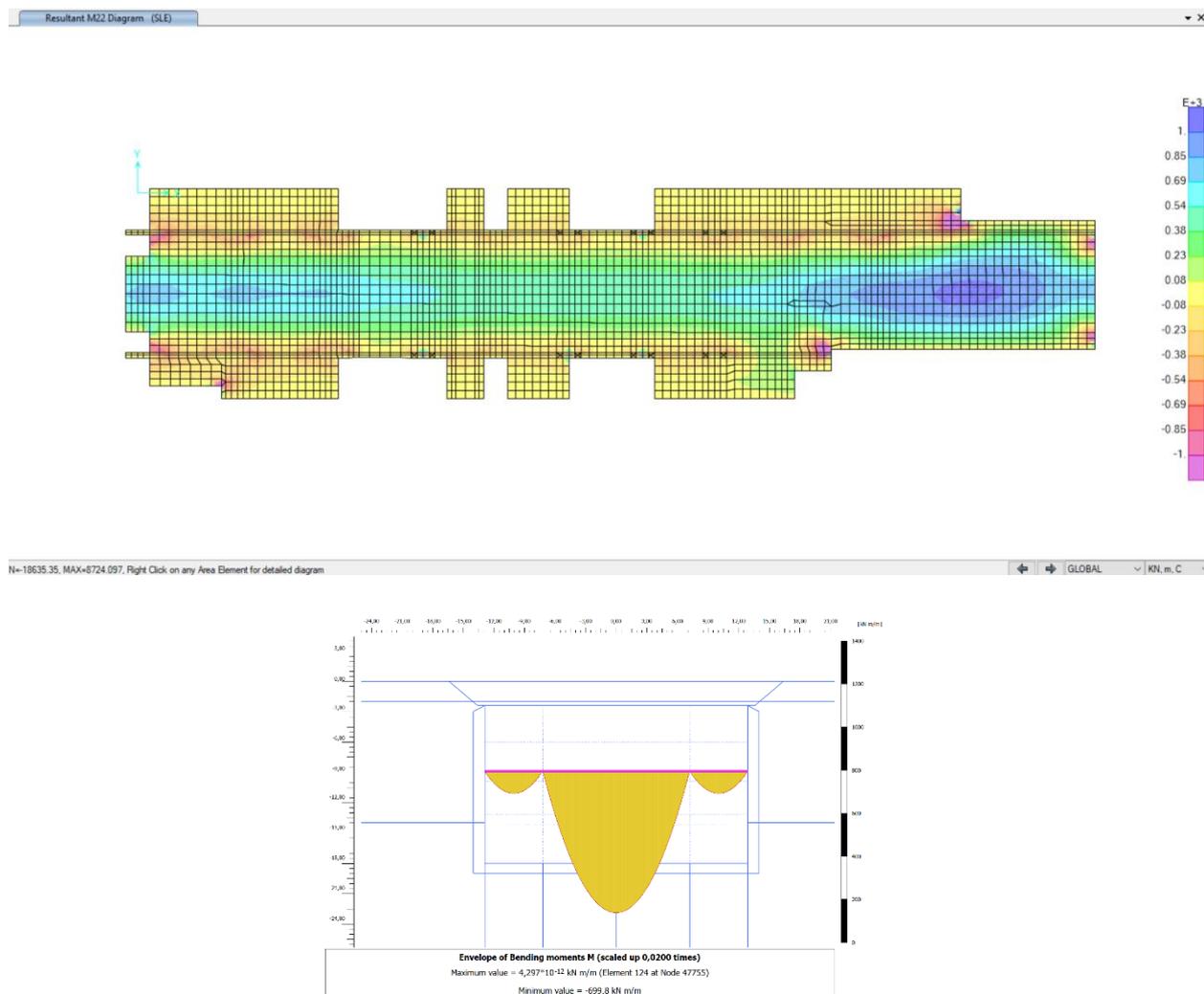


Figura 83. Confronto tra sollecitazioni flessionali (SAP2000 e Plaxis 2d) per la soletta del piano atrio

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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

ALLEGATO A

Risultati Soletta di Copertura (Piano Strada)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

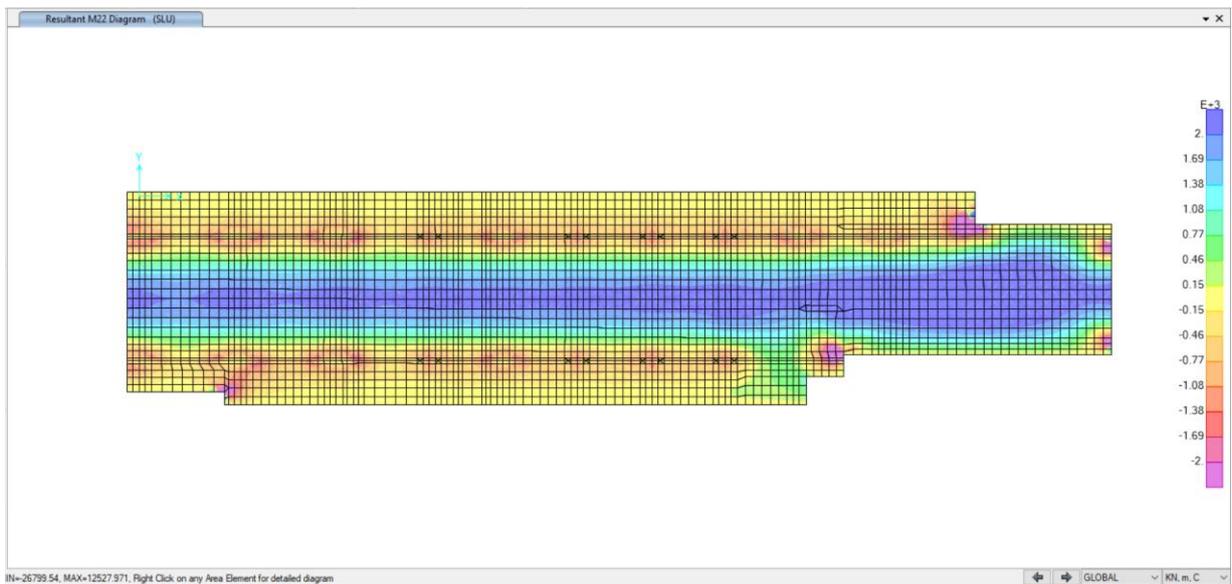


Figura 84. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

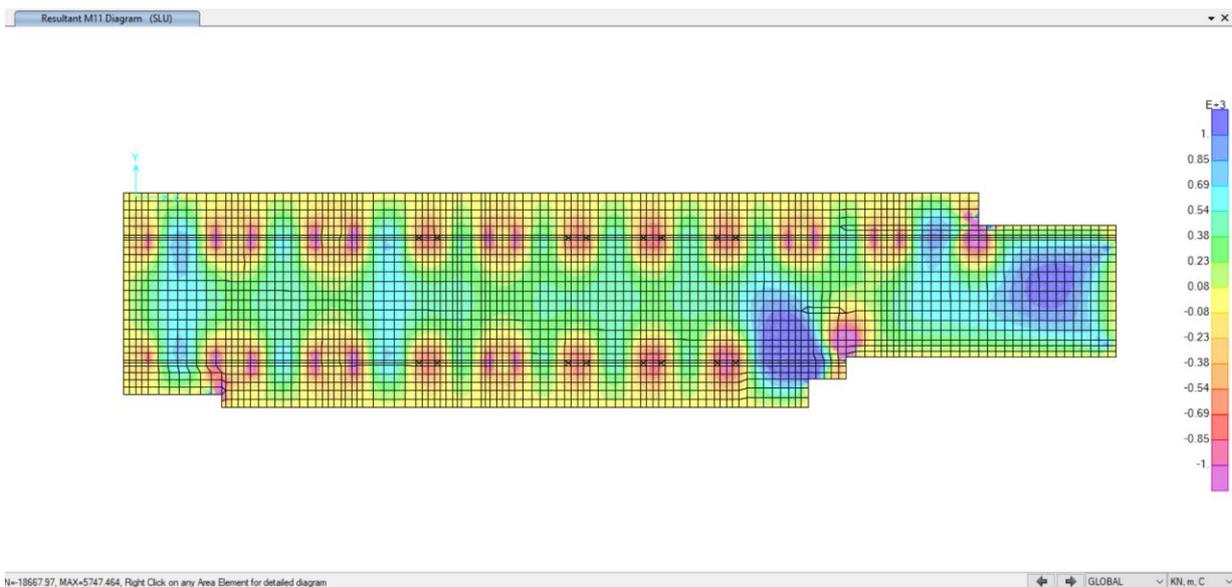


Figura 85. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

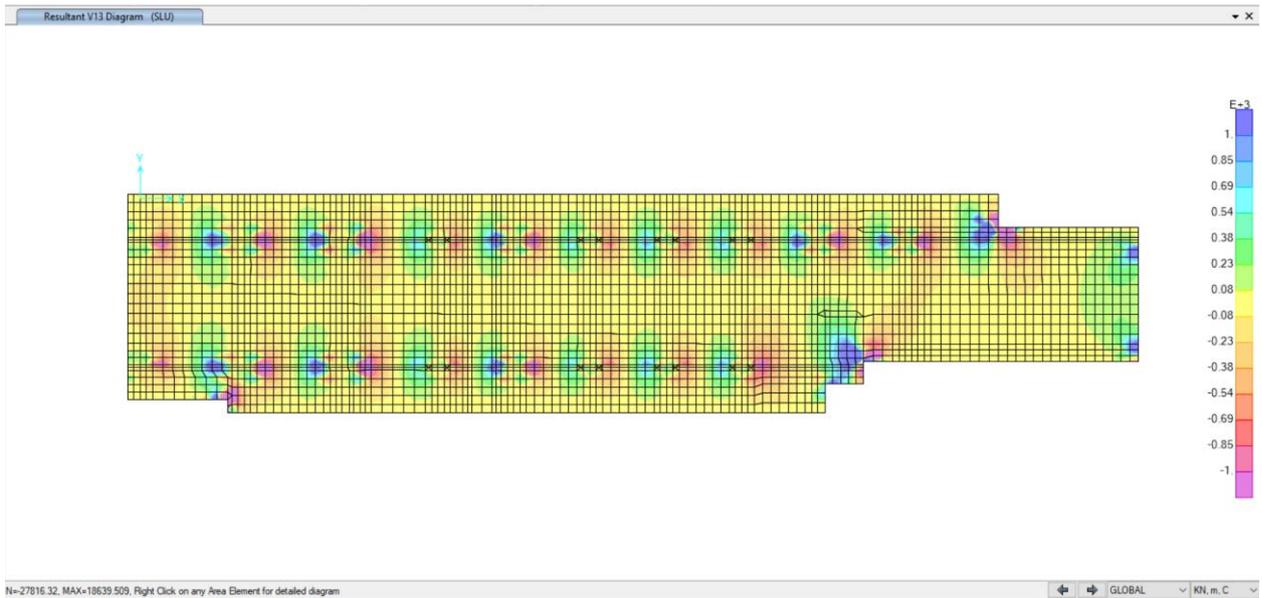


Figura 86. Forza di taglio V13

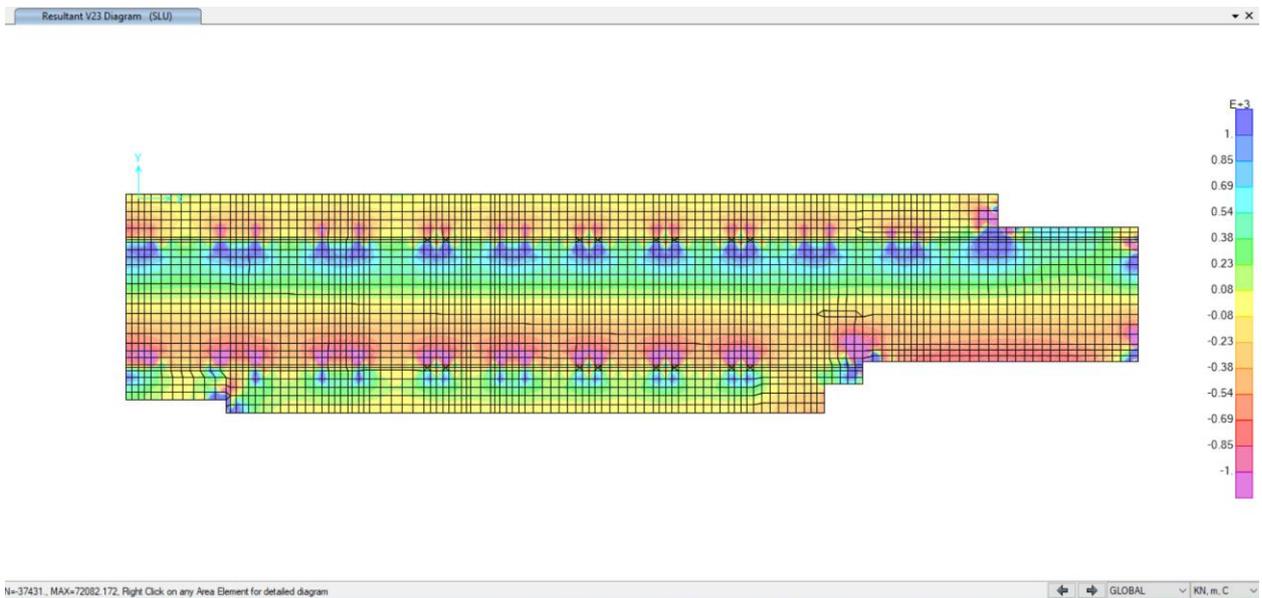


Figura 87. Forza di taglio V23



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 _{tk} 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
ϑ	=	35°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c	=	1.00	coefficiente maggiorativo pari a:
		1	per membrature non compresse
		1 + σ _{cp} /f _{cd}	per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
		1.25	per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
		2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd})	per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd}	=	8.70	Mpa resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd}	=	3553	kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [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 _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	888 kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} =	4139 kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v_{fcd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
V_{Rd} =	888 kN		resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



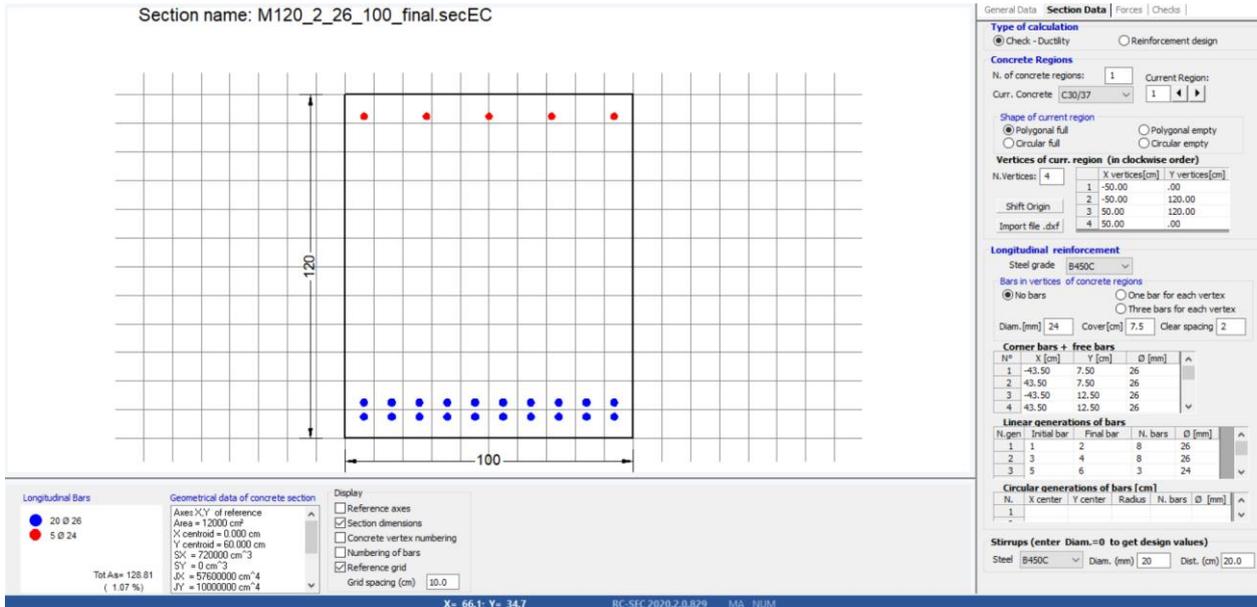
CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

- 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 kN	Sc max = 9.40 Mpa
Mx = 2220.00 kNm	Sc lim = 13.5 Mpa
My = 0.00 kNm	Ss min = -224.9 Mpa
	Ss lim = -360.0 Mpa

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

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

$M_{\sigma_c} = 3187 \text{ kNm} = \text{Momento per } \sigma_{c,max} = 0,45 f_{ck} = 13.5 \text{ MPa}$ 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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

ALLEGATO B

Risultati Soletta Intermedia (piano Atrio)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

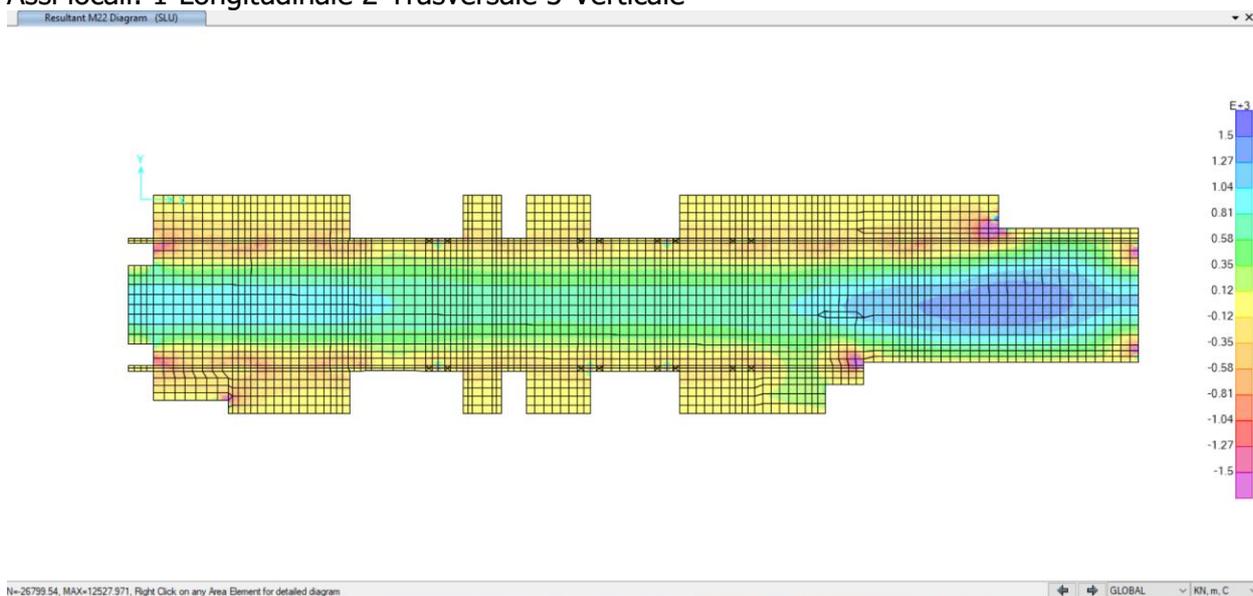


Figura 88. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

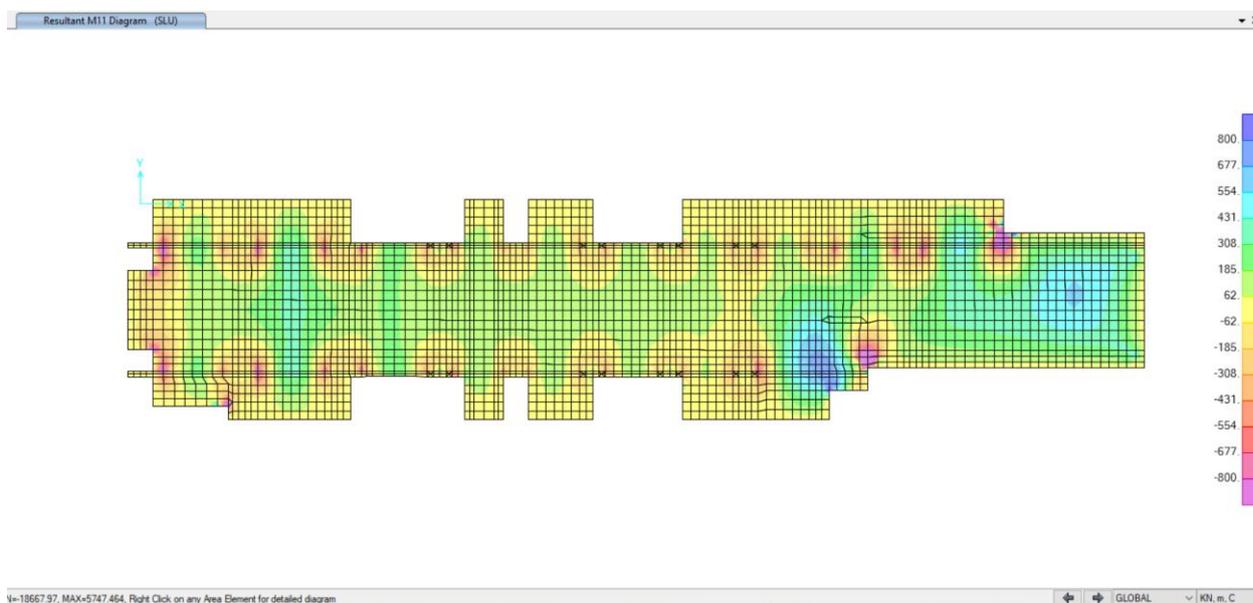


Figura 89. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

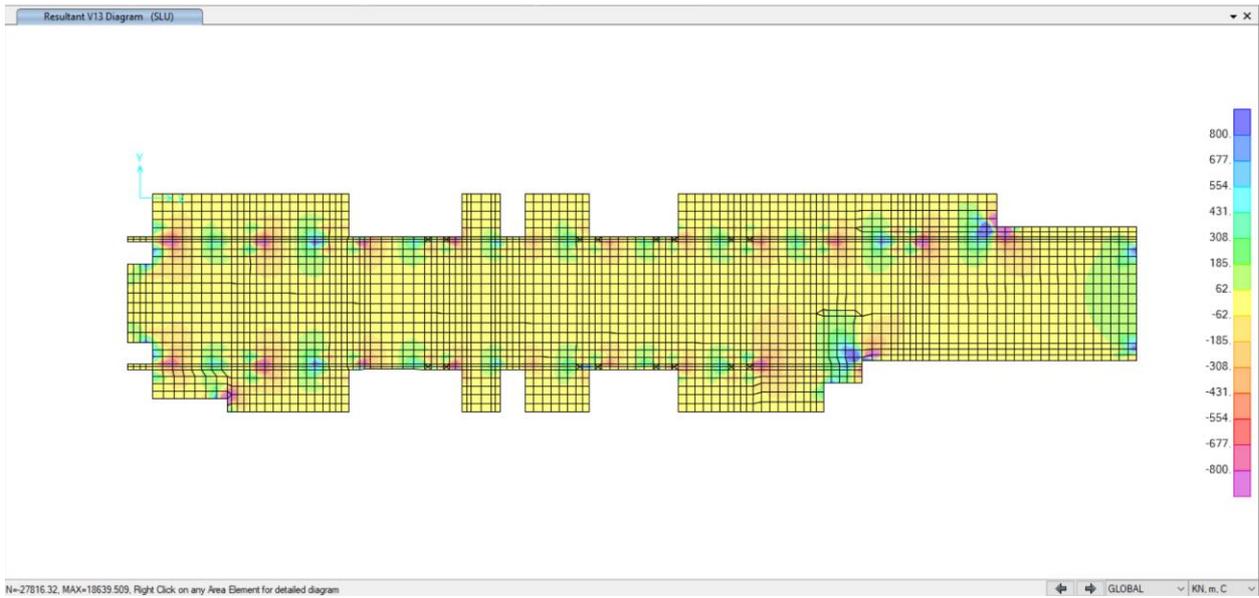


Figura 90. Forza di taglio V13

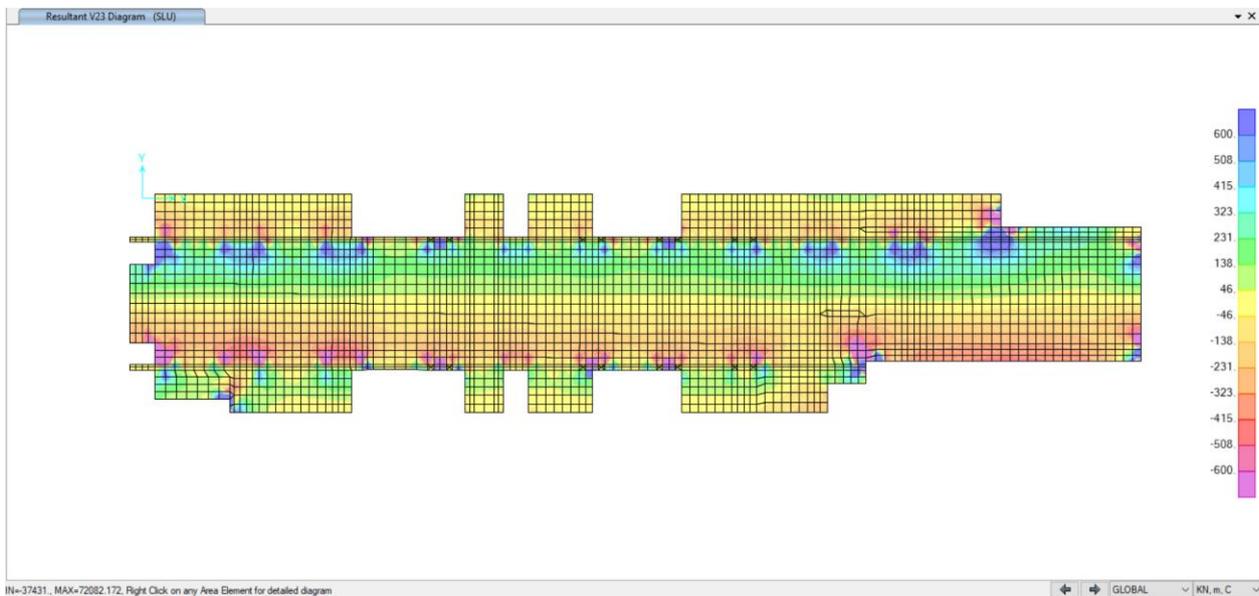


Figura 91. Forza di taglio V23



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	diámetro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	318	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \}$ [4.1.23]			
con			
f _a espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	20	mm	diámetro staffe
n° =	4		numero bracci
A _{sw} =	12.6	cm ²	area dell'armatura trasversale
s =	20	cm	passo delle staffe
α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
γ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	2922	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"			
V _{Rcd} =	3403	kN	
Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]			
V _{Rd} =	2922	kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
ϕ =	24	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0023		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO			
V _{Rd} =	318	kN	
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{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			
ψ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso
rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)			
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
1 per membrature non compresse			
1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}			
1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}			
2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}			
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"			
V _{Rsd} =	730	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
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			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot v \cdot f_{cd} (\operatorname{ctg} \alpha + \operatorname{ctg} \theta) / (1 + \operatorname{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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 e pilastri interni.

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

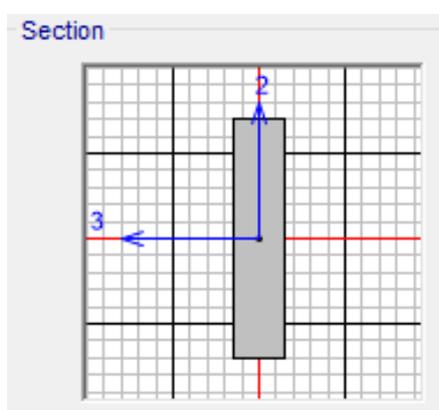


Figura 92. Assi locali barrette

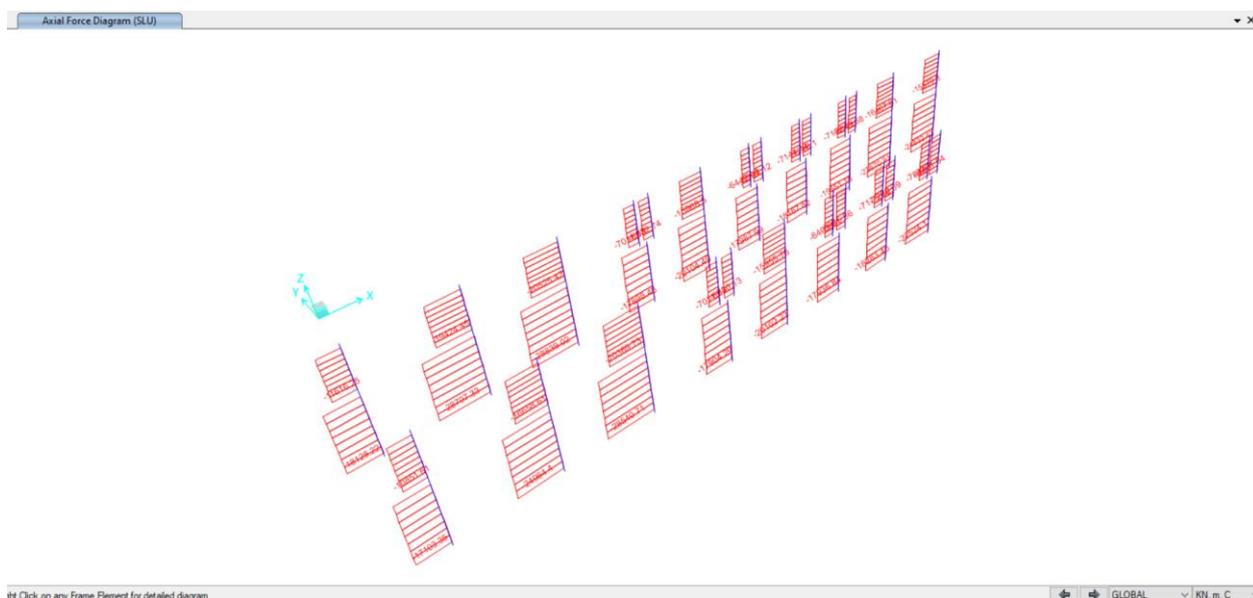


Figura 93. Forza assiale



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

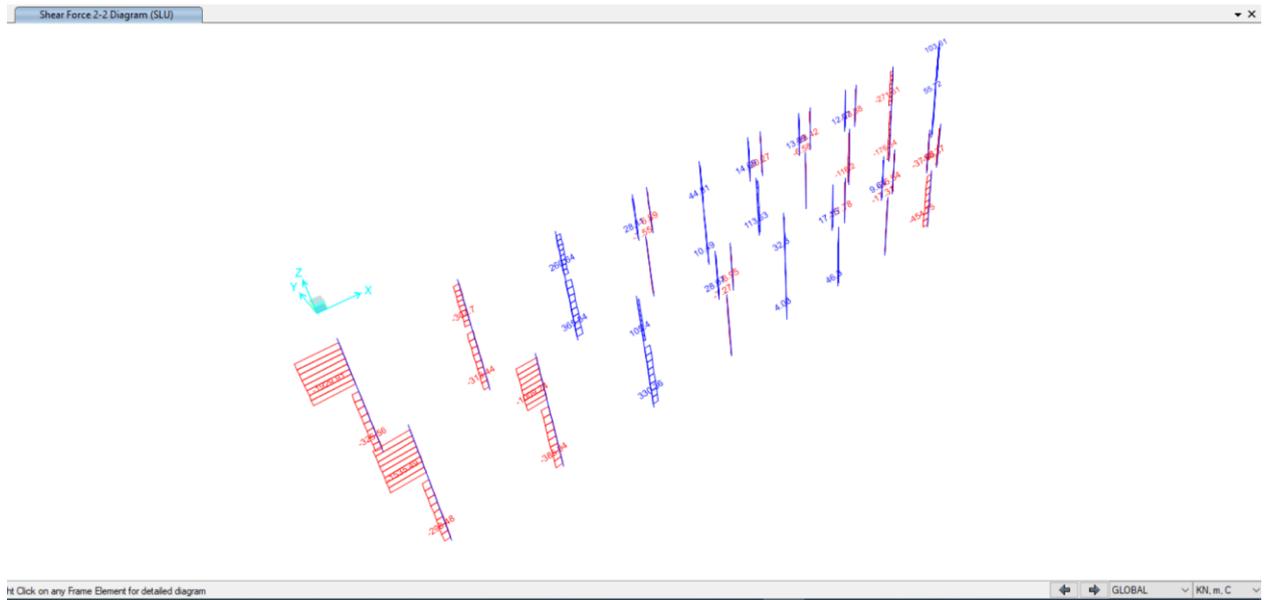


Figura 96. Forza di taglio V22 (direzione longitudinale)

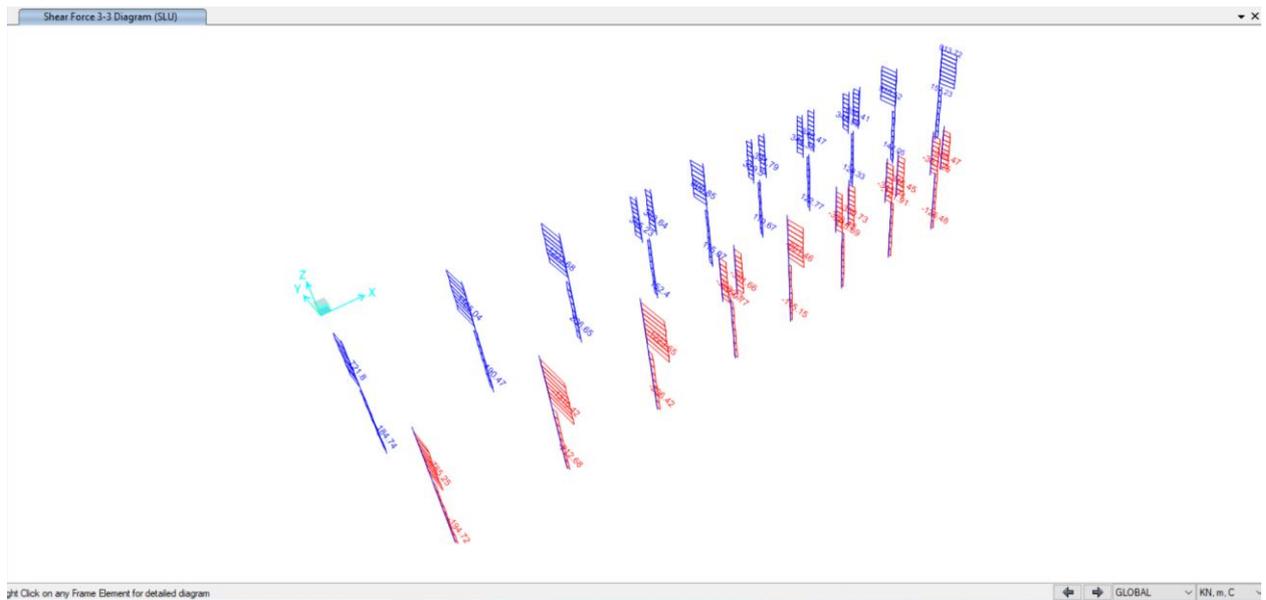


Figura 97. Forza di taglio V33 (direzione trasversale)

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

ALLEGATO D

Risultati Soletta di fondo (piano sottobanchina)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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

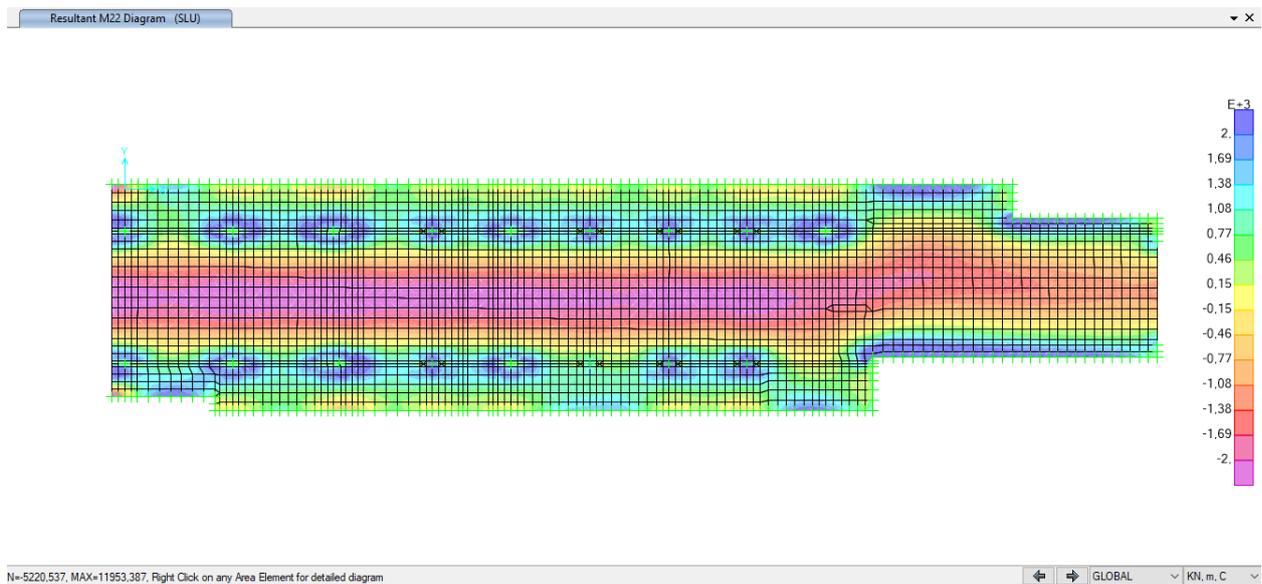


Figura 98. Momento flettente M22 (direzione trasversale)

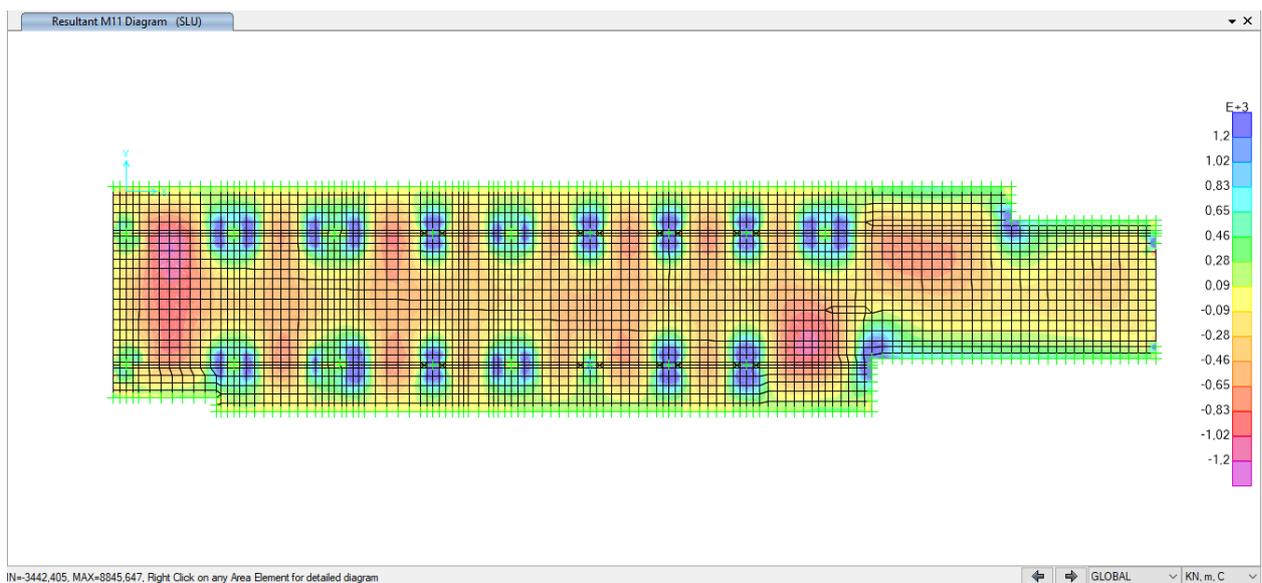


Figura 99. Momento flettente M11 (direzione longitudinale)



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

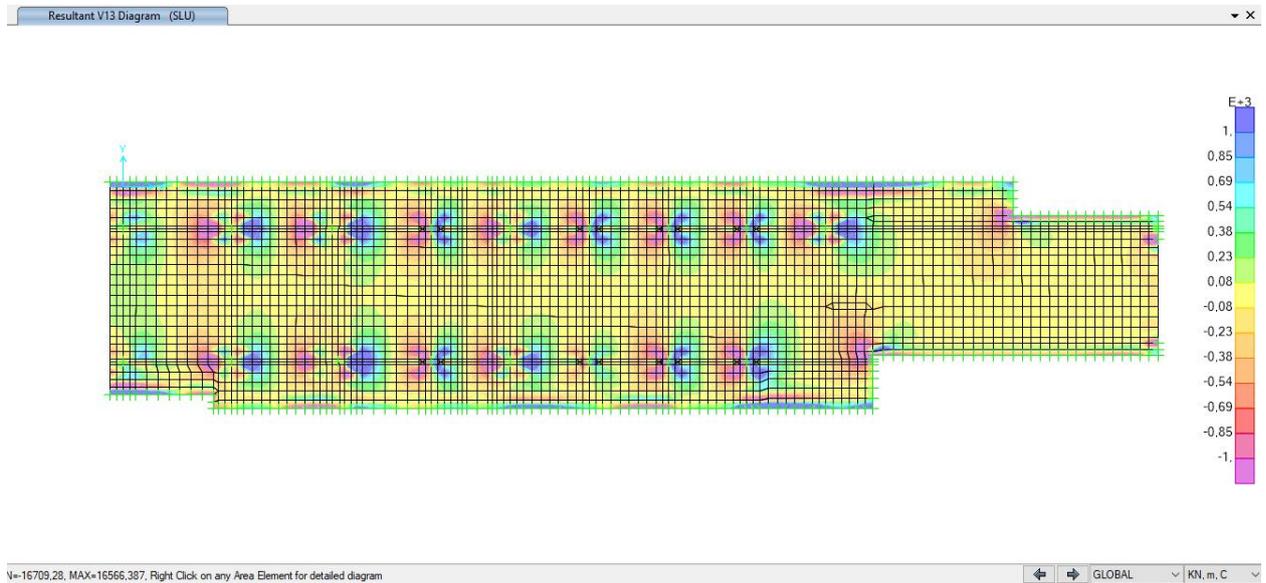


Figura 100. Forza di taglio V13

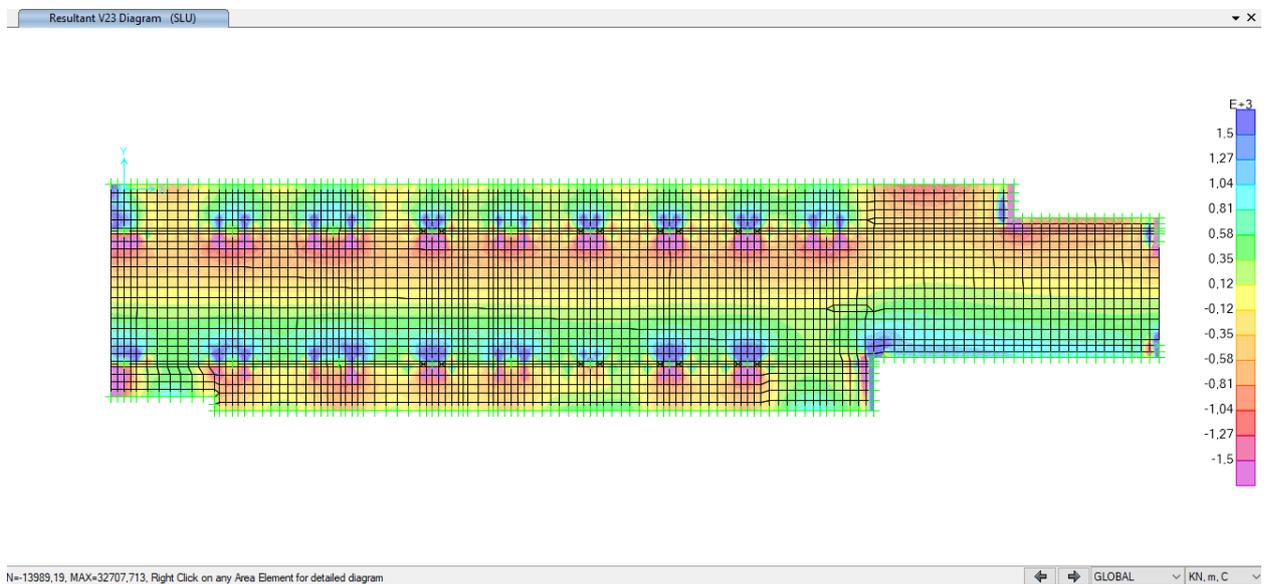


Figura 101. Forza di taglio V23



Verifica a taglio secondo D.M. 17/02/2018 "Norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018)"			
Caratteristiche della sezione			
GEOMETRIA			
H =	100	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	7.5	cm	copriferro
d =	92.5	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	24	mm	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 _{E,d} =	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			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
con			
f _{ctk} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctk} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
φ =	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
ι =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
		1	per membrature non compresse
		1 + σ _{cp} /f _{cd}	per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
		1.25	per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
		2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd})	per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
V _{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} =	2922	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$			
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			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$			
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	
		$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$ [4.1.23]	
		con	
		f _{tk} espresso in MPa	
		k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2	
		v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{tk} ^{1/2}	

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO	ϕ =	20	mm	diametro staffe
	n° =	2		numero bracci
	A _{sw} =	6.3	cm ²	area dell'armatura trasversale
	s =	40	cm	passo delle staffe
	α =	90	°	angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave
	ϑ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
	α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1	per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd}	per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25	per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
		2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd})	per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}	
	v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	730 kN	
		Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:	
		$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]	
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} =	3403 kN	
		Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con	
		$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [4.1.28]	
	V_{Rd} =	730 kN	resistenza di calcolo min(V _{Rsd} ; V _{Rcd})

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

ALLEGATO E

Risultati Fodere Interne

Tabella 33 Calcolo incremento dinamico

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



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

Caratteristiche della sezione

GEOMETRIA			
H =	50	cm	altezza sezione
b _w =	100	cm	larghezza sezione
h' =	5	cm	copriferro
d =	45	cm	altezza utile
ARMATURA TESA			
φ =	16	mm	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	10.0	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0020		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{Ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione

Resistenza senza armatura a taglio

RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	188 kN	
			Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con
			$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]
			con
			f _{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 =	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})



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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
			$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$ [4.1.23]
			con
			f _{ctk} espresso in MPa
			k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2
			v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctk} ^{1/2}

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO			
φ =	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
ψ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° ÷ 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	160 kN	
			Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:
			$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [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} =	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	diámetro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ ₁ =	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			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d$ [4.1.23]			
con			
f _{ck} espresso in MPa			
k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2			
v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ck} ^{1/2}			
Caratteristiche della sezione armata a taglio			
ARMATURA A TAGLIO			
ϕ =	20	mm	diámetro staffe
n° =	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}
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} =	938	kN	
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [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			
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta)$ [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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

ALLEGATO F

Risultati Fodere Interne in corrispondenza del foro scala



Tabella 34 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 $F_h = k_h * W$ Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$							
Peso proprio							
		L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	G _{kj} [kN]	
	Fodera	1,00	0,50	5,35	25	66,875	
	F _{h,fodera}	1,01	[kN]				
	F _{v,fodera}	0,50	[kN]				
Incremento dinamico di spinta del terreno							
altezza del fodera "H"	5,35	[m]					
peso specifico del terreno "gamma_s"	19,5	[kN/m ³]					
altezza della fodera da piano campagna "H"	8,35	[m]					
Incremento dinamico di spinta del terreno	7,14	[kN/m]				$\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H$	
Calcolo incremento dinamico da -9,35m a 17,5m							
Stato limite	TR [anni]	ag [g]	F0 [-]	TC [s]	Categoria topografica	Ubicazione dell' opera	ST
SLO					T1	-	1
SLD					Categoria sottosuolo		
SLV	1424	0,067	2,89	0,292	C	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 $F_h = k_h * W$ Forza sismica verticale $F_v = k_v * W$							
Peso proprio							
		L [m]	b [m]	h [m]	gamma_s [kN/m ³]	G _{kj} [kN]	
	Fodera	1,00	0,50	9,15	25	114,375	
	F _{h,fodera}	1,01	[kN]				
	F _{v,fodera}	0,50	[kN]				
Incremento dinamico di spinta del terreno							
altezza del fodera "H"	9,15	[m]					
peso specifico del terreno "gamma_s"	19,5	[kN/m ³]					
altezza della fodera da piano campagna "H"	17,50	[m]					
Incremento dinamico di spinta del terreno	25,59	[kN/m]				$\Delta P_d = a_g/g \times S \times \gamma \times H \times H$	



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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
			$V_{Rd} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] h_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot h_w d \right\}$ [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 =	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
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} =	160 kN	
			Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:
			$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha$ [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} =	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	diámetro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	22.6	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ ₁ =	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

$$V_{Rd} = 325 \text{ kN}$$

Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con

$$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$$

con

$$f_{tk} \text{ espresso in MPa}$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{\min} = 0,035k^{3/2} f_{tk}^{1/2}$$

Caratteristiche della sezione armata a taglio

ARMATURA A TAGLIO

ϕ =	20	mm	diámetro 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"

$$V_{Rsd} = 938 \text{ kN}$$

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"

$$V_{Rcd} = 3495 \text{ kN}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$$

$$V_{Rd} = 938 \text{ kN} \quad \text{resistenza di calcolo } \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

 CITTA' DI TORINO	Metropolitana di Torino - Linea 2 Tratta: Politecnico - Rebaudengo Lotto Costruttivo 1: Rebaudengo - Bologna
Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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	
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \quad [4.1.23]$	
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 _{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}	= 158 kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:	
$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\vartheta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$	
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	
$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\vartheta) / (1 + \text{ctg}^2\vartheta) \quad [4.1.28]$	
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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

ALLEGATO H

Risultati Scala Fissa



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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	diametro armatura
n° =	5		numero barre
A _s =	10.0	cm ²	area dell'armatura tesa
ρ _l =	0.0033		rapporto geometrico d'armatura longitudinale (≤0,02)
AZIONI DI COMPRESSIONE			
N _{ed} =	0	kN	valore di calcolo della compressione assiale (se presente)
σ _{cp} =	0.00	Mpa	tensione media di compressione
Resistenza senza armatura a taglio			
RESISTENZA SENZA ARMATURA A TAGLIO	V_{Rd} =	126	kN
Con riferimento all'elemento fessurato da momento flettente, la resistenza di progetto a taglio si valuta con			
$V_{Rd} = \max \left[0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{tk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad [4.1.23]$			
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
γ =	35	°	angolo di inclinazione del puntone compresso rispetto all'asse della trave (22° + 45°)
α _c =	1.00		coefficiente maggiorativo pari a:
			1 per membrature non compresse
			1 + σ _{cp} /f _{cd} per 0 ≤ σ _{cp} ≤ 0,25 f _{cd}
			1.25 per 0,25 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ 0,5 f _{cd}
			2,5(1 - σ _{cp} /f _{cd}) per 0,5 f _{cd} ≤ σ _{cp} ≤ f _{cd}
v _{fcd} =	8.70	Mpa	resistenza a compressione ridotta (v _{fcd} = 0,5 f _{cd})
Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio			
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rd} =	158	kN
Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) \cdot \sin\alpha \quad [4.1.27]$			
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			
$V_{Rd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad [4.1.28]$			
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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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
			$V_{Rd} = \max \left\{ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ctk})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right\} b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \}$ [4.1.23]
			con
			f _{ctk} espresso in MPa
			k = 1 + (200/d) ^{1/2} ≤ 2
			v _{min} = 0,035k ^{3/2} f _{ctk} ^{1/2}

Caratteristiche della sezione armata a taglio

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

Resistenza con armature trasversali resistenti al taglio

RES. DI CALCOLO A "TAGLIO TRAZIONE"	V_{Rsd} =	95 kN	
			Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:
			$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha$ [4.1.27]
RES. DI CALCOLO A "TAGLIO COMPRESSIONE"	V_{Rcd} =	552 kN	
			Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con
			$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta)$ [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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione	MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

ALLEGATO I

Calcolo Incidenze



CITTA' DI TORINO

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

Stazione Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

Elemento:		Soletta di copertura			Area = 31.92 mc/m		Incidenza = 137.88 kg/mc	
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	
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 Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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 Bologna - Relazione di calcolo strutture interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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 Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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 Bologna - Relazione di calcolo strutture
interne stazione

MTL2T1A1DSTRSBOR002-0-1

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