

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Corso di Laurea Magistrale a ciclo unico in Ingegneria Edile - Architettura



**Il Building Information Modeling (BIM) e
l'interoperabilità in ambito strutturale
Caso studio: la nuova copertura della Tribuna Est
dello Stadio Appiani di Padova**

Relatore:

PROF. CARLO PELLEGRINO

Laureando:

MARCO TARULLI

Correlatori:

PHD ING. CARLO ZANCHETTA

PHD ING. RICCARDO MORBIN

Anno Accademico 2014 - 2015

INDICE

Elenco delle figure	iii
IL BIM E L'INTEROPERABILITÀ IN AMBITO STRUTTURALE	1
1 INTRODUZIONE	3
2 IL BIM E L'INTEROPERABILITÀ	9
2.1 Industry Foundation Classes (IFC)	12
2.2 Interoperabilità e standardizzazione	16
3 STRUCTURAL BIM	19
3.1 Best practises in Revit	22
4 INTEROPERABILITÀ REVIT 2015-ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015	25
4.1 Interfaccia di Interoperabilità	26
4.2 Analisi delle informazioni scambiate	28
4.2.1 Geometria	28
4.2.2 Vincoli	36
4.2.3 Carichi, condizioni di carico e combinazioni	38
4.2.4 Materiali	40
4.2.5 Altri elementi	42
5 INTEROPERABILITÀ REVIT 2015-MIDAS GEN 2015	43
5.1 Interfaccia di Interoperabilità	43
5.2 Analisi delle informazioni scambiate	45
5.2.1 Geometria	45
5.2.2 Vincoli	53
5.2.3 Carichi, condizioni di carico e combinazioni	55
5.2.4 Materiali	57
5.2.5 Altri elementi	60
CASO STUDIO: PROGETTO PER UNA NUOVA COPERTURA DELLA TRIBUNA EST DELLO STADIO APPIANI DI PADOVA	61
6 ANALISI STORICA	63
6.1 L'Appiani oggi	63
6.2 Il Campo sportivo Monti	69
6.3 Il nuovo Stadio	70
6.4 I primi ampliamenti	74
6.5 L'ampliamento della tribuna est	76
6.6 Gli interventi di ripristino	82
6.7 L'ultimo ampliamento	86

INDICE

6.8	Il ridimensionamento	88
7	IL PROGETTO	89
7.1	Il progetto architettonico	89
7.2	Il modello BIM	95
7.2.1	Soluzione strutturale 1 - Trave reticolare	95
7.2.2	Soluzione strutturale 2 - Tiranti	104
8	VALUTAZIONE DELL'INTEROPERABILITÀ IN UN PROGETTO COMPLESSO	107
8.1	Robot Structural Analysis 2015	108
8.2	Midas Gen 2015	114
9	ANALISI STRUTTURALE	123
9.1	Soluzione strutturale 1 - Trave reticolare	123
9.1.1	Descrizione della soluzione	123
9.1.2	Normativa di riferimento	127
9.1.3	Analisi dei carichi	128
9.1.4	Tipo di analisi e verifiche svolte	134
9.1.5	Modellazione strutturale	138
9.1.6	Analisi statica lineare	141
9.1.7	Analisi dinamica lineare	143
9.1.8	Verifiche allo SLE	151
9.1.9	Verifiche allo SLU	158
9.2	Soluzione strutturale 2 - Tiranti	187
9.2.1	Descrizione della soluzione	187
9.2.2	Normativa di riferimento	189
9.2.3	Analisi dei carichi	189
9.2.4	Tipo di analisi e verifiche svolte	189
9.2.5	Modellazione strutturale	189
9.2.6	Analisi statica lineare	193
9.2.7	Analisi dinamica lineare	193
9.2.8	Verifiche allo SLE	200
9.2.9	Verifiche allo SLU	207
10	CONFRONTO TRA LE IPOTESI PROGETTUALI	217
10.1	Stima dei costi sommaria	217
10.2	Render	229
11	CONCLUSIONI	233
	Bibliografia	235

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 1.0.1	Curva di MacLeamy.	4
Figura 1.0.2	Modello tradizionale per lo scambio di informazioni nel processo progettuale.	5
Figura 1.0.3	Modello di scambio di informazioni con l'adozione del BIM. . .	6
Figura 2.1.1	La struttura di un modello IFC composta da quattro livelli principali e categorie in ogni livello. Fonte: Sito buildingSMART-IFC4 Documentation http://www.buildingsmart-tech.org/ifc/IFC4/final/html/index.htm	14
Figura 3.1.1	Parametri di allineamento del modello analitico all'interno delle proprietà di una trave analitica	22
Figura 3.1.2	Immagini relative allo stesso modello nella vista standard (a sinistra) e in modalità di <i>Regolazione analitica</i> con la posizione di un nodo modificata manualmente.	24
Figura 4.0.3	Telaio base di partenza.	25
Figura 4.1.1	Comandi aggiuntivi per il collegamento tra Revit e Robot. . . .	26
Figura 4.1.2	Interfaccia di collegamento con Robot Structural Analysis. . . .	26
Figura 4.1.3	Interfaccia di collegamento con Robot Structural Analysis - Opzioni di invio.	27
Figura 4.2.1	Modello per la valutazione dello scambio di informazioni geometriche.	28
Figura 4.2.2	La trave curva in Revit (in alto) e la sua forma discretizzata esportata in Robot (in basso).	29
Figura 4.2.3	Interfaccia di esportazione delle sezioni degli elementi strutturali.	30
Figura 4.2.4	Assegnazione di una specifica sezione presente nel database di Robot.	31
Figura 4.2.5	Condizione di rilascio di default.	32
Figura 4.2.6	Esempio di <i>collegamento analitico</i> in verde.	33
Figura 4.2.7	Il <i>collegamento analitico</i> di Figura 4.2.6 esportato in Robot. . . .	34
Figura 4.2.8	Proprietà del <i>collegamento analitico</i> in Revit (a sinistra) e del <i>RevitRigidLink</i> in Robot (a destra).	34
Figura 4.2.9	Modello per la valutazione del trasferimento dei vincoli.	36
Figura 4.2.10	Strumenti per l'applicazione di carichi in Revit, nella scheda <i>Analizza</i>	38
Figura 5.1.1	Comandi aggiuntivi del <i>Midas Link for Revit Structure 2015</i>	43
Figura 5.1.2	Interfaccia di invio del modello da Revit a Midas.	44
Figura 5.1.3	Interfaccia di aggiornamento del modello da Midas a Revit. . .	44

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 5.2.1	La trave curva in Revit (in alto) e la sua forma discretizzata esportata in Robot (in basso).	45
Figura 5.2.2	Esempio di travi primarie divise da travi secondarie. In arancione è evidenziato il parametro <i>member</i>	46
Figura 5.2.3	Esempio di trasferimento della giustificazione e offset delle travi.	47
Figura 5.2.4	Impostazioni dell' <i>Automatic Section Mapping</i>	48
Figura 5.2.5	Impostazioni dell' <i>user-defined Section Mapping</i>	48
Figura 5.2.6	<i>Section Mapping Results</i>	49
Figura 5.2.7	Il <i>collegamento analitico</i> di Figura 4.2.6 esportato in Midas.	50
Figura 5.2.8	Confronto tra le proprietà in Revit (sopra) e in Midas (sotto) del medesimo <i>collegamento analitico</i> esportato.	51
Figura 5.2.9	Elementi geometrici superficiali trasferiti in Midas.	52
Figura 5.2.10	Modello per la valutazione del trasferimento dei vincoli in Midas.	53
Figura 5.2.11	La finestra <i>material mapping</i> per la definizione delle corrispondenze tra i materiali di Revit e quelli di Midas.	57
Figura 5.2.12	Parametri che definiscono la stratigrafia di un pavimento strutturale in Revit.	58
Figura 6.1.1	Fotopiano dell'area di progetto con evidenziati gli elementi di rilievo. Fonte: Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova	64
Figura 6.1.2	Stato attuale della Tribuna Est-Foto interno 1. Fonte: Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova	65
Figura 6.1.3	Stato attuale della Tribuna Est-Foto interno 2. Fonte: Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova	65
Figura 6.1.4	Stato attuale della Tribuna Est-Foto interno 3. Fonte: Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova	66
Figura 6.1.5	Stato attuale della Tribuna Est-Foto esterno. Fonte: Fotografia dell'autore	66
Figura 6.1.6	Fotopiano dell'area dello Stadio Appiani e del vicino Campo sportivo Monti. Fonte: Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova	67
Figura 6.1.7	Vista della Basilica di Santa Giustina dalla Tribuna Ovest Fonte: Fotografia dell'autore	68
Figura 6.1.8	Vista della Basilica di Santa Giustina dalla Tribuna Ovest Fonte: Fotografia dell'autore	68
Figura 6.3.1	Sezione della tribuna coperta sul lato Ovest. Fonte: [7]	71
Figura 6.3.2	Dettaglio costruttivo della capriata in legno con copertura in eternit. Fonte: [7]	71
Figura 6.3.3	La foto ritrae le tribune in legno poste sul lato ovest durante una partita del Calcio Padova. Fonte: [4]	72

Figura 6.3.4	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1923-Vista sud-ovest. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	72
Figura 6.3.5	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1923-Vista sud-est. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	73
Figura 6.4.1	Pianta del progetto per la nuova tribuna est che sostituisce il terrapieno. Fonte: Immagine fornita dal Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova.	74
Figura 6.4.2	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1948-Vista sud-ovest. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	75
Figura 6.4.3	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1948-Vista sud-est. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	75
Figura 6.5.1	Pianta del progetto di ampliamento. Fonte: Immagine fornita dal Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova. . .	76
Figura 6.5.2	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1955-Vista sud-ovest. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	77
Figura 6.5.3	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1955-Vista sud-est. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	77
Figura 6.5.4	Sezione del nuovo ampliamento della Tribuna Est in calcestruzzo armato che completa il precedente intervento. Fonte: [8] . .	78
Figura 6.5.5	Pianta del progetto di massima con evidenziate le porzioni oggetto di intervento. Fonte: [8]	79
Figura 6.5.6	Prospetto e piante del progetto per la nuova Tribuna Ovest a due piani sovrapposti, non realizzata. Fonte: [8]	79
Figura 6.5.7	Sezione di progetto della nuova Tribuna Ovest a due piani sovrapposti, non realizzata. Fonte: [8]	80
Figura 6.5.8	Sezione della nuova copertura metallica della Tribuna Ovest. Fonte: [8]	80
Figura 6.5.9	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1960-Vista sud-ovest. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	81
Figura 6.5.10	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1960-Vista sud-est. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	81
Figura 6.6.1	Sistema utilizzato per le prove di carico sui travetti della Tribuna Est. Fonte: [18]	83
Figura 6.6.2	Stato di deterioramento dei travetti in una fotografia da sotto la Tribuna Est. Fonte: [18]	84
Figura 6.6.3	Operai al lavoro nel ripristino dei travetti della Tribuna Est. Fonte: [18]	84
Figura 6.6.4	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1983-Vista sud-ovest. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	85
Figura 6.6.5	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1983-Vista sud-est. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	85

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 6.7.1	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1985-Vista sud-ovest. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	86
Figura 6.7.2	Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1985-Vista sud-est. Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.	87
Figura 6.7.3	Sezione sulle scale di accesso della struttura metallica provvisoria. Fonte: [22]	87
Figura 7.1.1	Il Parco delle Mura posto a Sud dello Stadio Appiani. Fonte: Fotografia dell'autore.	90
Figura 7.1.2	Sentiero di accesso al Parco delle Mura. Fonte: Fotografia dell'autore.	90
Figura 7.1.3	Vista del modello 3D per lo studio del concept architettonico .	91
Figura 7.1.4	Vista del modello 3D semplificato per lo studio del concept architettonico.	92
Figura 7.1.5	Vista del modello 3D semplificato per lo studio del concept architettonico.	92
Figura 7.1.6	Vista attuale dal Parco delle Mura verso Prato della Valle e la Basilica di Santa Giustina. Fonte: Fotografia dell'autore.	93
Figura 7.1.7	Vista del modello 3D semplificato per lo studio del concept architettonico.	93
Figura 7.1.8	Vista del modello 3D semplificato per lo studio del concept architettonico.	94
Figura 7.1.9	Vista del modello 3D semplificato per lo studio del concept architettonico.	94
Figura 7.2.1	Planimetria del contesto e griglie di riferimento.	95
Figura 7.2.2	Griglie di riferimento iniziali.	96
Figura 7.2.3	I <i>pilastri strutturali</i> sono inseriti nei punti d'incontro della griglia di riferimento.	97
Figura 7.2.4	Vista tridimensionale dei pilastri creati.	97
Figura 7.2.5	La <i>massa concettuale</i> della copertura.	98
Figura 7.2.6	La <i>massa concettuale</i> della copertura posta sopra i pilastri.	98
Figura 7.2.7	<i>Famiglia</i> della trave reticolare lunga 32m.	99
Figura 7.2.8	<i>Famiglia</i> della trave reticolare lunga 18m.	99
Figura 7.2.9	Le travi reticolari sono poste sopra i pilastri, in corrispondenza della <i>massa concettuale</i>	100
Figura 7.2.10	Pianta del progetto con gli arcarecci tra le travi reticolari.	101
Figura 7.2.11	Vista 3D del progetto con gli arcarecci tra le travi reticolari.	101
Figura 7.2.12	Vista 3D di una porzione di passerella.	102
Figura 7.2.13	Vista 3D del progetto in seguito alla creazione della passerella.	103
Figura 7.2.14	Schema dei controventi di falda in una vista di pianta.	103
Figura 7.2.15	Schema trasversale della soluzione con i tiranti.	104
Figura 8.1.1	Il modello correttamente inviato a Robot.	108

Figura 8.1.2	Trave reticolare spaziale.	109
Figura 8.1.3	Il modulo trasversale del modello successivamente ai cambiamenti effettuati in Robot.	110
Figura 8.1.4	Il modulo trasversale aggiornato in Revit.	110
Figura 8.1.5	Errore nel trasferimento dei parametri di giustificazione e offset.	111
Figura 8.1.6	In verde i numerosi elementi analitici comparsi in seguito al trasferimento del modello	111
Figura 8.1.7	La trave reticolare a sbalzo aggiornata in Revit.	113
Figura 8.1.8	Errore nel trasferimento della porzione finale dei pilastri aggiunta in Robot.	113
Figura 8.2.1	Divisione in più parti dei controventi e degli arcarecci sullo stesso piano.	115
Figura 8.2.2	Correzione del modello strutturale.	115
Figura 8.2.3	Schema che descrive l’invio e l’aggiornamento del modello da Revit a Midas.	117
Figura 8.2.4	Errori nel trasferimento della trave reticolare spaziale.	119
Figura 8.2.5	Errori nel trasferimento della sezione dei correnti e degli elementi d’anima delle travi reticolari.	120
Figura 8.2.6	Modulo trasversale aggiornato con errori nei pilastri anteriore e nella sezione dei tiranti.	121
Figura 9.1.1	Modulo trasversale con la trave reticolare a sbalzo	124
Figura 9.1.2	Trave reticolare spaziale e passerella a sbalzo su Via Marghera.	125
Figura 9.1.3	La trave reticolare spaziale isolata dal resto del modello.	125
Figura 9.1.4	Schema dei controventi nel piano di falda.	125
Figura 9.1.5	Schema dei controventi nel piano verticale longitudinale.	126
Figura 9.1.6	Dettaglio della passerella.	126
Figura 9.1.7	Figura 10.3.1 - Eurocodice 1: UNI EN 1991 – 1 – 4 : 2005	130
Figura 9.1.8	Valutazione del coefficiente di solidità φ nel punto in cui la copertura è più bassa	131
Figura 9.1.9	Vincoli esterni ad incastro applicati alla base dei pilastri.	138
Figura 9.1.10	Modello tridimensionale con evidenziati i <i>beam end release</i> di ogni elemento.	138
Figura 9.1.11	<i>Beam end release</i> degli elementi di una trave reticolare.	139
Figura 9.1.12	Pesi propri non strutturali G_2 gravanti sulla copertura.	139
Figura 9.1.13	Pesi propri non strutturali G_2 gravanti sulla passerella.	139
Figura 9.1.14	Esempio di creazione del <i>Floor Load Type</i> per i carichi della copertura in direzione z nel sistema di riferimento globale.	140
Figura 9.1.15	Diagramma dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU dell’intero modello.	141
Figura 9.1.16	Diagramma dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU del modulo trasversale.	141

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 9.1.17	Diagramma del Momento agente M_y allo SLU.	142
Figura 9.1.18	Diagramma del Momento agente M_y allo SLU del modulo trasversale.	142
Figura 9.1.19	Deformazione modo di vibrare 1.	143
Figura 9.1.20	Deformazione modo di vibrare 2.	144
Figura 9.1.21	Deformazione modo di vibrare 3.	144
Figura 9.1.22	Deformazione modo di vibrare 4.	144
Figura 9.1.23	Deformazione modo di vibrare 5.	145
Figura 9.1.24	Frequenze e periodo dei primi cinque modi di vibrare della struttura.	145
Figura 9.1.25	Massa partecipante dei primi cinque modi di vibrare della struttura.	145
Figura 9.1.26	Individuazione della pericolosità del sito.	146
Figura 9.1.27	Scelta della strategia di progettazione.	147
Figura 9.1.28	Spettro di risposta di progetto determinato attraverso il foglio di calcolo <i>Spettri</i>	148
Figura 9.1.29	Esempio di spettro di risposta orizzontale allo SLV inserito in Midas.	148
Figura 9.1.30	Inviluppo dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU.	150
Figura 9.1.31	Inviluppo del Momento agente M_y allo SLU.	150
Figura 9.1.32	Deformazione verticale allo SLE dell'intero modello - Vista 1.	152
Figura 9.1.33	Deformazione verticale allo SLE dell'intero modello - Vista 2.	152
Figura 9.1.34	Deformazione verticale massima allo SLE della copertura.	153
Figura 9.1.35	Il modello 3D con evidenziate le travi a sbalzo oggetto di verifica.	153
Figura 9.1.36	Porzione isolata contenente la trave 1.	154
Figura 9.1.37	Porzione isolata contenente la trave 2.	155
Figura 9.1.38	Deformazione della passerella allo SLE.	156
Figura 9.1.39	Deformazione della trave reticolare spaziale allo SLE.	157
Figura 9.1.40	Posizione degli elementi della trave reticolare verificati.	158
Figura 9.1.41	Modello tridimensionale con evidenziati i <i>beam end release</i> di ogni elemento.	169
Figura 9.1.42	Metodo semplificato per la valutazione del dominio di interazione N-M per le colonne composte. Fonte: Circolare 2 febbraio 2009, n. 617- Figura C.4.3.9.	171
Figura 9.1.43	Passaggio tra il Caso D e il caso B.	176
Figura 9.1.44	Passaggio tra il Caso B e il caso C.	178
Figura 9.1.45	Parametri della sollecitazione Pilastro 1.	184
Figura 9.1.46	Parametri della sollecitazione Pilastro 2.	185
Figura 9.1.47	Parametri della sollecitazione Pilastro 3.	186
Figura 9.2.1	Modulo trasversale tipo.	187
Figura 9.2.2	Schema dei controventi nel piano di falda.	188

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 9.2.3	Trave reticolari a sbalzo su Via Marghera.	188
Figura 9.2.4	Vincoli esterni ad incastro applicati alla base dei pilastri.	190
Figura 9.2.5	Modello tridimensionale con evidenziati i <i>beam end release</i> di ogni elemento.	190
Figura 9.2.6	<i>Beam end release</i> degli elementi di un modulo trasversale.	191
Figura 9.2.7	Pesi propri non strutturali G_2 gravanti sulla copertura.	191
Figura 9.2.8	Pesi propri non strutturali G_2 gravanti sulla passerella.	192
Figura 9.2.9	Diagramma dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU dell'intero modello.	193
Figura 9.2.10	Diagramma dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU del modulo trasversale.	194
Figura 9.2.11	Diagramma del Momento agente M_y allo SLU.	194
Figura 9.2.12	Diagramma del Momento agente M_y allo SLU del modulo trasversale.	195
Figura 9.2.13	Deformazione modo di vibrare 2.	195
Figura 9.2.14	Deformazione modo di vibrare 3.	196
Figura 9.2.15	Deformazione modo di vibrare 4.	196
Figura 9.2.16	Deformazione modo di vibrare 7.	197
Figura 9.2.17	Frequenze e periodo dei primi sette modi di vibrare della struttura.	197
Figura 9.2.18	Massa partecipante dei primi sette modi di vibrare della struttura.	198
Figura 9.2.19	Inviluppo dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU.	199
Figura 9.2.20	Inviluppo del Momento agente M_y allo SLU.	199
Figura 9.2.21	Deformazione verticale allo SLE dell'intero modello - Vista 1.	200
Figura 9.2.22	Deformazione verticale allo SLE dell'intero modello - Vista 2.	200
Figura 9.2.23	Deformazione verticale massima allo SLE della copertura.	201
Figura 9.2.24	Il modello 3D con evidenziate le travi a sbalzo oggetto di verifica.	202
Figura 9.2.25	Porzione isolata contenente la trave 1.	203
Figura 9.2.26	Porzione isolata contenente la trave 2.	204
Figura 9.2.27	Deformazione della passerella allo SLE.	205
Figura 9.2.28	Deformazione della trave reticolare spaziale allo SLE.	206
Figura 9.2.29	Posizione degli elementi del modulo trasversale verificati.	207
Figura 9.2.30	Diagramma dello Sforzo Normale agente sulla trave oggetto di verifica.	209
Figura 9.2.31	Diagramma dello Sforzo Normale agente sulla trave oggetto di verifica.	209
Figura 9.2.32	Diagramma dello Sforzo Normale agente sulla trave oggetto di verifica.	209
Figura 10.2.1	Soluzione strutturale 1 - Trave reticolare. Vista dall'interno dello Stadio.	229

ELENCO DELLE FIGURE

Figura 10.2.2	Soluzione strutturale 1 - Trave reticolare. Vista dall'esterno dello Stadio, lato est.	229
Figura 10.2.3	Soluzione strutturale 1 - Trave reticolare. Vista da Nord.	230
Figura 10.2.4	Soluzione strutturale 2 - Tiranti. Vista da Nord.	231
Figura 10.2.5	Soluzione strutturale 2 - Tiranti. Vista dall'interno dello Stadio.	231
Figura 10.2.6	Soluzione strutturale 2 - Tiranti. Vista dal Parco delle Mura.	232

ACRONIMI

- API** Application Programming Interface
- BIM** Building Information Modeling
- BPMN** Business Process Modeling Notation
- CAD** Computer Aided Design
- CIS/2** CIMSteel Integration Standards
- DXF** Drawing Exchange Format
- IAI** International Alliance for Interoperability
- ICIS** International Construction Information Society
- IDM** Information Delivery Manual
- IFC** Industry Foundation Classes
- IFD** International Framework for Dictionaries
- IGES** Initial Graphics Exchange Specification
- ISO** International Organization for Standardization
- MVD** Model view Definitions
- NBIMS** National Building Information Modeling Standard
- NIBS** National Institute of Building Sciences
- SAT** Standard ACIS Text
- S-BIM** Structural BIM
- STEP** STandard for the Exchange of Product model data
- XML** Extensible Markup Language

IL BIM E L'INTEROPERABILITÀ IN AMBITO
STRUTTURALE

INTRODUZIONE

Il Building Information Modeling (BIM) è una delle tecnologie più innovative e promettenti che si stanno facendo largo nell'industria delle costruzioni.

Non esiste una definizione univoca del termine; si riporta quella del National Building Information Modeling Standard (NBIMS), un organo facente parte del National Institute of Building Sciences (NIBS) risalente all'anno 2008:

«Il BIM è un processo di programmazione, progettazione, costruzione e manutenzione che utilizza un modello informativo di un edificio, nuovo o esistente, che contiene tutte le informazioni che riguardano il suo intero ciclo di vita» [23].

La definizione qui riportata pone l'accento sull'oggetto che viene creato in ambito BIM. Si tratta di un modello tridimensionale parametrico dell'edificio, nel quale ogni elemento possiede delle proprietà e si relaziona con gli altri elementi nel rispetto di determinate regole.

La differenza che quindi distingue maggiormente il BIM dal tradizionale approccio CAD-2D, sta nella possibilità di associare informazioni agli oggetti come ad esempio materiali, proprietà geometriche, strutturali, energetiche, o che riguardano il costo.

Nei modelli 2D i file digitali sono costituiti da oggetti vettoriali ai quali sono associati solo parametri di visualizzazione, come stili di linea, colore e spessore.

Nel BIM le entità geometriche create sono di tipo parametrico e questo porta ad un serie di considerazioni:

- le dimensioni sono associate a regole parametriche definite;
- il cambiamento del valore di un parametro provoca il cambiamento di tutte le entità collegate ad esso;
- le varie viste di modello, siano esse 2D o 3D, sono consistenti tra loro, perché fanno riferimento allo stesso modello informativo.

Non possono essere considerati software BIM quelli che permettono di creare solamente un modello 3D dell'edificio, senza la definizione di attributi degli oggetti. Essi sono adatti solo alla visualizzazione del modello, ma non forniscono la possibilità di ulteriori analisi.

L'adozione della metodologia BIM ha una grande influenza sull'andamento del processo progettuale.

In Figura 1.0.1 è presente la curva di MacLeamy¹ che mette in relazione la quantità di lavoro, in termini di tempo e costo, in relazione alle fasi del processo progettuale.

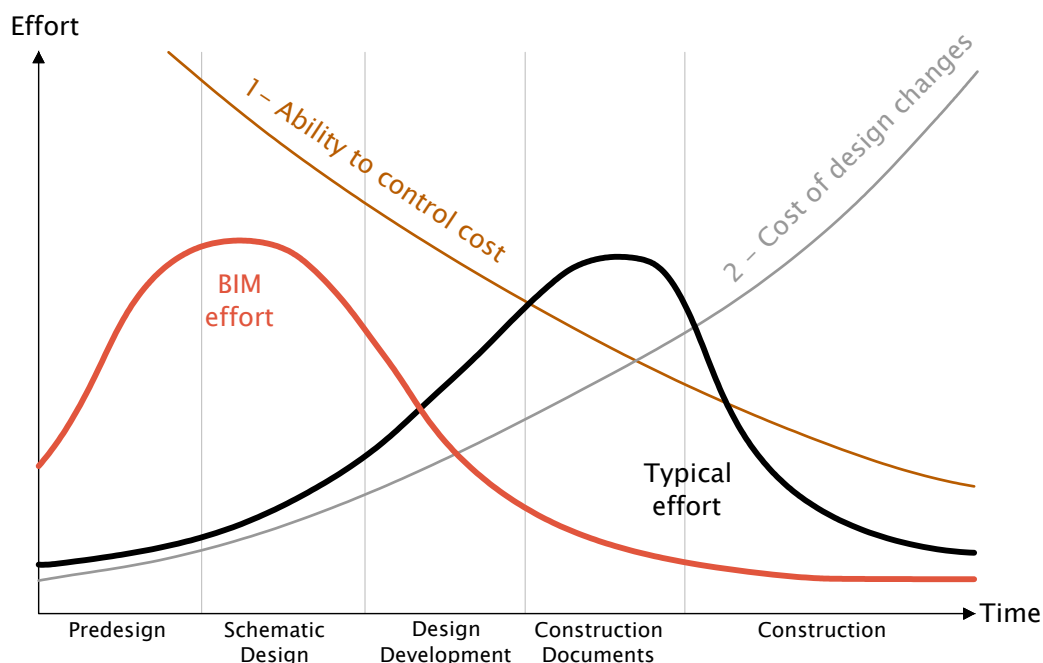


Figura 1.0.1: Curva di MacLeamy.

Nella pratica tradizionale, nelle prime fasi solamente uno o pochi studi progettuali sono coinvolti. Mano a mano che si procede la quantità di lavoro aumenta, fino ad arrivare ad un massimo in corrispondenza nella produzione della documentazione.

Il BIM permette di velocizzare l'attività di produzione dei documenti, spostando il picco di quantità di lavoro nelle prime fasi progettuali. Questo accade perché tutte le varie discipline collaborano all'inizio del processo per prendere le decisioni in modo condiviso.

Le curve 1 e 2 mostrano rispettivamente la capacità delle decisioni progettuali di influire sui costi e sulle funzionalità del progetto e il costo delle variazioni progettuali in funzione del tempo.

Il vantaggio del BIM è proprio il fatto che le decisioni progettuali sono prese all'inizio, tenendo conto della molteplicità di fattori che influenzano il progetto e quindi non ci sono variazioni sostanziali nelle fasi successive, che farebbero lievitare i costi.

¹ Patrick MacLeamy è il presidente e amministratore delegato della società di progettazione HOK (Saint Louis, Stati Uniti) e uno dei fondatori di buildingSMART.

Attualmente il processo progettuale risulta molto frammentato e si avvale di uno scambio di informazioni tra le parti coinvolte basato su documentazione cartacea (Figura 1.0.2).

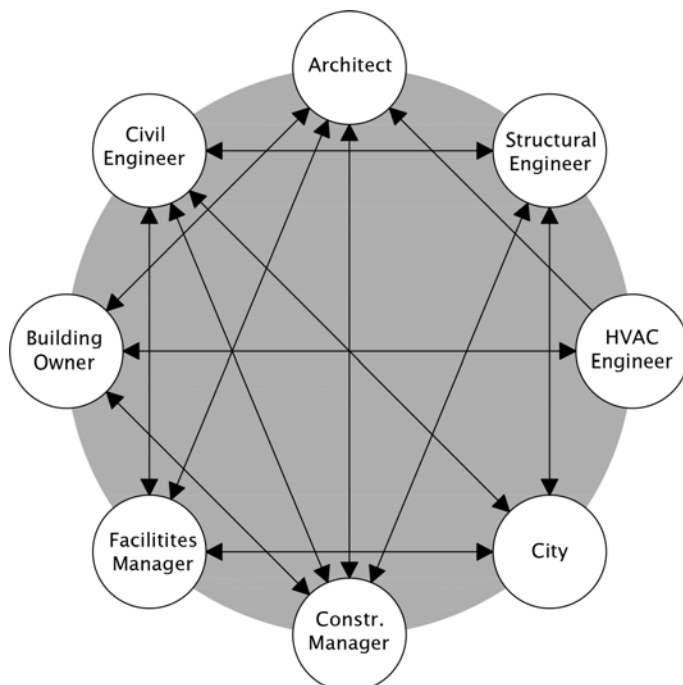


Figura 1.0.2: Modello tradizionale per lo scambio di informazioni nel processo progettuale.

L'adozione di questa pratica porta inevitabilmente ad errori, aumento di tempi e costi di progetto e molto spesso provoca l'insorgere di cause giudiziarie.

Attraverso la tecnologia BIM, tutte le figure che partecipano al processo progettuale lavorano in modo simultaneo condividendo uno stesso modello informativo. In questo modo si riduce al minimo la perdita di informazioni e si snellisce il flusso di lavoro (Figura 1.0.3).

Le analisi preliminari attuate attraverso degli strumenti complementari al BIM forniscono delle preziose indicazioni di massima, che, anche se solo qualitative, offrono un importante aiuto ai progettisti.

Nella pratica tradizionale invece le analisi afferenti alle varie discipline sono eseguite in un momento successivo, quando oramai le scelte sostanziali sono già state prese.

Per eseguire efficacemente le analisi attraverso vari strumenti è necessario parlare di interoperabilità, intesa come capacità di scambiare informazioni tra i suddetti strumenti.

L'obiettivo della tesi è indagare l'interoperabilità nell'interazione tra il BIM e la disciplina strutturale, per valutare quali sono le problematiche in cui si incorre allo stato attuale.

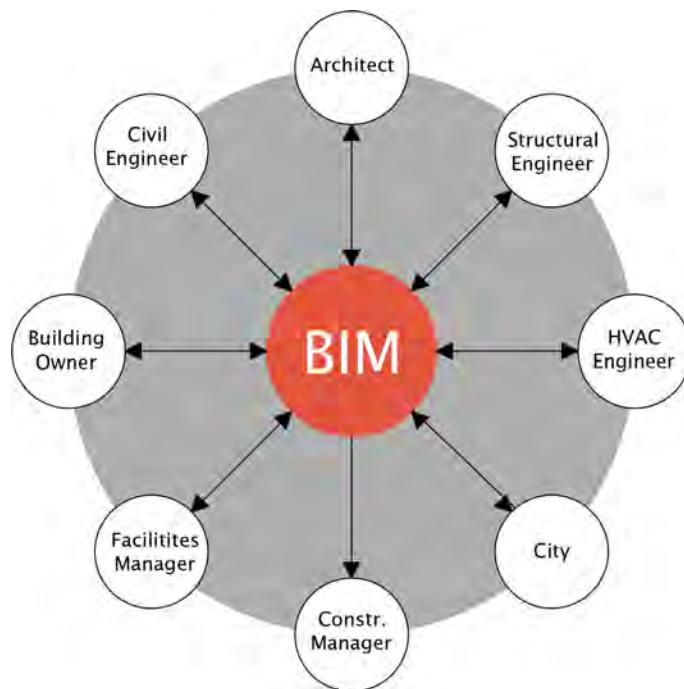


Figura 1.0.3: Modello di scambio di informazioni con l'adozione del BIM.

In particolare si vuole studiare nel dettaglio lo scambio di informazioni tra un software BIM come Autodesk Revit 2015 e due software di analisi strutturale come Autodesk Robot Structural Analysis 2015 e Midas Gen 2015. La scelta dei software va vista nell'ottica di valutare l'interscambio considerando l'interoperabilità verticale tra software appartenenti alla medesima azienda sviluppatrice (Autodesk) e orizzontale tra software di aziende sviluppatrici diverse.

La scelta di Autodesk Revit 2015 e Autodesk Robot Structural Analysis 2015 è giustificata anche dalla disponibilità dei software all'interno dei laboratori universitari, grazie ad un contratto tra l'azienda sviluppatrice e l'Università degli Studi di Padova.

Per quanto riguarda Midas Gen 2015, il software è stato gentilmente fornito dalla società di distribuzione CSPFea attraverso una licenza temporanea, limitata alla durata della tesi.

Dapprima si propone una valutazione dell'interoperabilità per un modello informativo limitato, costituito da un telaio semplice, in modo da creare una mappatura completa di tutte le informazioni che sono scambiate o meno tra i software.

Successivamente si effettua un cambio di scala, per valutare se il passaggio verso un progetto complesso crei ulteriori questioni riguardo l'interoperabilità e se allo stato attuale sia possibile e vantaggioso operare con questa procedura.

Il caso studio complesso prevede la progettazione di una copertura metallica della Tribuna Est dello Stadio Appiani di Padova.

Sviluppato un concept architettonico, si valutano due possibili soluzioni strutturali attraverso gli strumenti del BIM.

I modelli informativi realizzati in ambito BIM, sono esportati nei software strutturali per l'analisi statica e dinamica lineare e successivamente aggiornati con le modifiche effettuate in sede di analisi.

Infine, attraverso una stima sommaria dei costi, le due soluzioni sono confrontate da un punto di vista economico.

IL BIM E L'INTEROPERABILITÀ

Il progetto e la costruzione di un edificio coinvolgono molti attori che operano all'interno della propria area di interesse. Ogni disciplina coinvolta all'interno di questo processo si avvale dei propri strumenti, che sfruttano informazioni che vanno al di là dell'aspetto puramente geometrico.

Il modello informativo dell'edificio realizzato all'interno del BIM ha la capacità intrinseca di essere processato dalle diverse discipline per i rispettivi tipi di analisi, in quanto contenitore di una grande varietà di informazioni.

L'interoperabilità è la capacità di scambiare informazioni tra diverse applicazioni, al fine di collaborare efficacemente alla realizzazione di un progetto condiviso.

Come primo vantaggio, l'interoperabilità permette di non eseguire lo scambio manualmente, andando a rigenerare un modello già realizzato per altri tipi di analisi. Questa procedura scoraggia il processo iterativo di scambio continuo tra le diverse discipline, che spesso è fondamentale nella risoluzione di complesse questioni progettuali; essa è inoltre causa di errori di inconsistenza e rallenta enormemente il processo progettuale.

Generalmente nella pratica corrente sono eseguiti scambi di informazioni a livello geometrico, attraverso formati come DXF, IGES e SAT. Per il mondo delle costruzioni questi scambi non sono più sufficienti. La realtà è che oramai non si modellano più geometrie astratte, ma direttamente oggetti che fanno riferimento ad uno specifico prodotto reale o che costituiscono istruzioni per la realizzazione. Mentre con i vecchi sistemi 2D CAD la geometria era l'oggetto principale del modello, nel BIM sono rappresentate oltre alla geometria anche molti altri tipi di informazioni come relazioni tra oggetti, attributi e proprietà funzionali.

Livelli di interoperabilità

La più comune e importante forma di interoperabilità è lo scambio tra una piattaforma BIM e una serie di strumenti, tra i quali quelli per i vari tipi di analisi. In questo caso sono trasferite dal modello delle specifiche porzioni che interessano di volta in volta la specifica disciplina. Ad esempio se si vuole realizzare un'analisi strutturale su un edificio, dal modello sarà esportato solamente il sistema resistente oggetto di analisi. In alcuni casi questi scambi avvengono in una sola direzione, perciò l'utente, receipti

i risultati dell'analisi, corregge e perfeziona manualmente il modello sorgente. In altri invece lo strumento è in grado di generare cambiamenti nel modello BIM, in modo da riflettere le effettive valutazioni compiute in seguito all'analisi. Questa tipologia di scambio è la principale forma di interoperabilità e può essere implementata attraverso applicazioni di scambio dirette oppure attraverso un formato di scambio condiviso. Lo scambio non è però così semplice a causa della specificità delle informazioni richieste dallo strumento per l'analisi.

Gli scambi diretti tra gli strumenti di analisi non sono spesso realizzabili, perché i modelli contengono una quantità limitata di informazioni nel momento in cui sono inviati allo specifico strumento.

La più grande sfida dell'interoperabilità è quella dello scambio tra software BIM differenti. Queste piattaforme non includono solamente una grande quantità di informazioni, ma anche le regole che gestiscono i rapporti tra gli oggetti. La complessità dello scambio sta proprio nel trasferire anche le regole, in modo da rendere modificabile il modello nella piattaforma ricevente.

La questione dell'interoperabilità sorge con la necessità di gestire all'interno del modello informativo le informazioni relative alle varie discipline progettuali. Non si tratta perciò di tradurre un modello architettonico nelle varie forme utilizzate per le analisi. Ad esempio l'esportazione di un modello BIM per l'analisi strutturale coinvolge la definizione di tutta una serie di parametri come comportamento strutturale, caratteristiche geometriche degli elementi, rilascio degli elementi, vincoli esterni e condizioni di carico. Il punto critico sta nel riuscire a trasferire in modo automatico e non manuale le variazioni effettuate in seguito alle analisi senza rendere incoerenti tra i loro i modelli. Questo è un aspetto fondamentale della coordinazione nel processo progettuale.

L'interoperabilità non è una questione che interessa solamente la disciplina informatica, poiché bisogna trattarla in un'ottica di standardizzazione.

Gli standard in generale hanno un importantissimo ruolo all'interno dell'industria delle costruzioni. Si fa riferimento ad esempio a standard sulle caratteristiche dei materiali, standard grafici, standard di classificazione ecc. Essendo il BIM un ambiente digitale, gli standard saranno anch'essi digitali. Gli esperti di informatica hanno implementato i linguaggi di scrittura che fungono da struttura base per l'interoperabilità (EXPRESS, BPMN, XML, ed altri). Gli architetti, appaltatori, ingegneri e imprese di costruzione, attraverso la propria conoscenza ed esperienza, sanno quale dev'essere il contenuto informativo oggetto di scambio.

Tipi differenti di formati di scambio

Già nelle prime fasi di utilizzo di software 2D-CAD tra il 1970 e il 1980, si avvertiva il bisogno dello scambio di informazioni tra diverse applicazioni. A quel tempo il sistema CAD più utilizzato era Intergraph. Alcune aziende tentarono di creare un

mezzo per tradurre i file di progetto di Intergraph in altri formati. Successivamente la NASA si rese conto di spendere molte risorse nello scambio di informazioni tra i vari sistemi CAD. Perciò tutte le varie aziende sviluppatrici dei software furono convocate ed invitate a sviluppare un formato di scambio condiviso. Nacque così il formato IGES (Initial Graphics Exchange Specification) unendo le ricerche della Boeing e della General Electric. In questo modo ogni azienda aveva bisogno di sviluppare solo due traduttori che permettessero l'esportazione e l'importazione in IGES. Questo formato ebbe un buon successo, tanto che è ancora utilizzato in qualche contesto.

Dato un determinato linguaggio di struttura, le informazioni e i flussi possono essere classificati in tre categorie:

- **Collegamenti diretti**
I collegamenti diretti si avvalgono dell'API (*Application Programming Interface*), un'interfaccia di scambio che estrae le informazioni da un'applicazione e le invia all'API dell'applicazione ricevente. In alcuni casi viene creato un file temporaneo che supporta lo scambio fra le due applicazioni. Spesso le interfacce sono collegate a strumenti che svolgono analisi. Il corretto funzionamento dello scambio è a volte garantito dalle aziende dei due software collegati, attraverso dei casi studio ed esempi nei quali lo scambio è effettuato. Se non sono presenti casi studio, è difficile valutare l'effettiva funzionalità dell'interfaccia.
- **Formato di scambio privato**
Si tratta di un formato sviluppato da una specifica azienda che lo utilizza per lo scambio tra i suoi prodotti. Un esempio nell'industria delle costruzioni è il DXF (*Data eXchange Format*) di proprietà della Autodesk.
- **Formati di scambio pubblici**
Utilizzano un linguaggio pubblico come XML o file di testo. Alcuni esempi sono IFC, CIS/2 e ISO151296 che saranno descritti più avanti.

Passando da una modellazione 2D ad una 3D sono aumentate enormemente le varie tipologie di informazioni contenute nei modelli informativi. Da un lato le geometrie sono molto più complesse e dall'altro sono inserite proprietà, attributi e relazioni tra oggetti. Con il crescere della quantità di informazioni, l'attenzione si sposta sul determinare quali di queste sono effettivamente necessarie e in che modo sono trasferite.

La soluzione ideale a cui si aspira prevede di poter utilizzare vari software, ognuno con la sua specifica funzionalità, senza avere perdita di informazioni. Questo sarebbe auspicabile ad esempio in un progetto in cui collaborano interpreti afferenti alle diverse discipline. Infatti fornire interoperabilità tra diversi sistemi è più semplice che costringere tutte le parti a lavorare con il medesimo sistema.

Le autorità pubbliche vogliono però evitare che il formato di scambio condiviso sia un monopolio di un'entità privata. In questo senso sono stati creati dei formati standard come IFC e CIS/2 (per l'acciaio) pubblici e riconosciuti a livello internazionale.

A metà del 1980 con l'avvento del BIM e dell'ingente quantità di informazioni da scambiare nasce la questione dell'interoperabilità e dei formati di scambio. Dopo diversi tentativi, l'ISO (*International Organization for Standardization*) sviluppa un progetto di standardizzazione noto come STEP (*STandard for the Exchange of Product model data*).

Uno dei prodotti più importanti dell'ISO-STEP è il linguaggio EXPRESS che supporta la modellazione in diversi campi dell'industria oltre a quello delle costruzioni.

2.1 INDUSTRY FOUNDATION CLASSES (IFC)

Nel 1995 dodici aziende leader decidono di cooperare in un progetto a favore dell'interoperabilità.

Viene così creata l'*International Alliance for Interoperability* (IAI), dal 2008 *building-SMART*, definita come un'organizzazione non a scopo di lucro, che ha come obiettivo la realizzazione di un formato di scambio standard neutrale, da utilizzare nel mondo delle costruzioni.

Il formato in questione si chiama Industry Foundation Classes (IFC) e si basa sullo stesso linguaggio di modellazione dell'ISO-STEP. L'IAI si avvale del lavoro di molti membri in tutto il mondo, raggruppati in Capitoli a seconda della localizzazione geografica o della lingua.

L'Industry Foundation Classes è un modello di gerarchizzazione delle informazioni, aperto e neutrale non collegato ad alcun produttore specifico di software e progettato per sostenere l'interoperabilità tra le singole applicazioni che operano all'interno del settore delle costruzioni.

A differenza degli altri tentativi compiuti con il linguaggio ISO-STEP, l'IFC si pone come formato specificatamente pensato per riprodurre tutti gli aspetti che riguardano il ciclo di vita di un edificio, dagli studi di fattibilità, progettazione, costruzione e manutenzione.

Il lavoro di sviluppo di questo formato è in atto da molti anni, con rilascio regolare delle nuove versioni. La prima versione, l'IFC 1.0, risale al 1997. Attualmente l'ultima versione rilasciata è la IFC4, denominata in precedenza IFC2x4.

L'IFC nasce come formato di scambio di informazioni tra diversi software privati, che devono poter essere definiti *IFC compliant* cioè capaci di importare ed esportare file IFC. Le applicazioni possono ottenere tag IFC compliant passando attraverso un processo di certificazione.

La specificazione del modello IFC è divulgata in forma pubblica ed è accessibile a chiunque, in modo che gli sviluppatori possano liberamente costruire le impostazioni IFC da implementare nelle loro applicazioni.

La complessità del mondo delle costruzioni si riflette ovviamente sul formato IFC, che a sua volta deve implementare una grande varietà di entità, proprietà e relazioni tra gli elementi. Esso infatti non rappresenta solo elementi tangibili come muri, porte, travi ma anche entità astratte come attività, spazi, costi di costruzione ecc.

Il formato IFC è composto dalla struttura gerarchica illustrata in Figura 2.1.1, divisa in quattro grandi livelli, ognuno dei quali contiene a sua volta diverse categorie grazie alle quali sono definite le entità.

La struttura funziona in modo che un'entità di un dato livello può relazionarsi o fare riferimento solamente ad un'altra entità dello stesso livello o un livello inferiore. Questa configurazione è predisposta ad una crescita continua e permette alle entità di un livello basso di essere combinate per realizzare definizioni di livello superiore. Inoltre in questo modo è implementata la distinzione per disciplina delle singole entità, rendendo possibile la fruizione del modello da parte degli strumenti propri di ogni disciplina.

I quattro livelli sono:

- **Resource layer:** contiene categorie di entità che rappresentano le proprietà di base come ad esempio geometria, materiali, costo in modo da essere generali e non specifiche per gli edifici. Queste sono utilizzate come risorsa per definire le entità di livello superiore.
- **Core layer:** Questo livello contiene entità astratte anche non relative al mondo delle costruzioni, utilizzate nei livelli successivi.
- **Interoperability layer:** comprende entità facenti parti dell'edificio denominate Shared Object. Ad esempio ci sono gli shared building elements, come pilastri, travi porte ecc. oppure gli shared facilities elements che sono proprietà relative alla manutenzione.
- **Domain layer:** Costituiscono le discipline di appartenenza delle varie entità come architettonico, strutturale, manutenzione ecc. Per capire meglio l'organizzazione di un'entità IFC si espone l'esempio di un muro e di un locale, definito come spazio chiuso tra muri perimetrali. Di interesse è capire sia come è rappresentato l'elemento singolo ma soprattutto come sono rappresentate le relazioni con il resto delle entità.

Un muro (IFCWall) è un elemento che rientra nella categoria degli elementi della costruzione (IFCBuildingElement), che a sua volta rientrano nella categoria degli elementi (IFCElement) e così via fino alla più grande categoria che comprende gli IFCRoot, le entità di base che costituiscono entità e non relazioni. Gli attributi della singola istanza sono collocati al livello dell'IFCElement.

Alla base della struttura ci sono 26 definizioni EXPRESS generiche, adattabili ad ogni tipo di prodotto. Le entità base sono poi combinate tra loro per generare gli oggetti

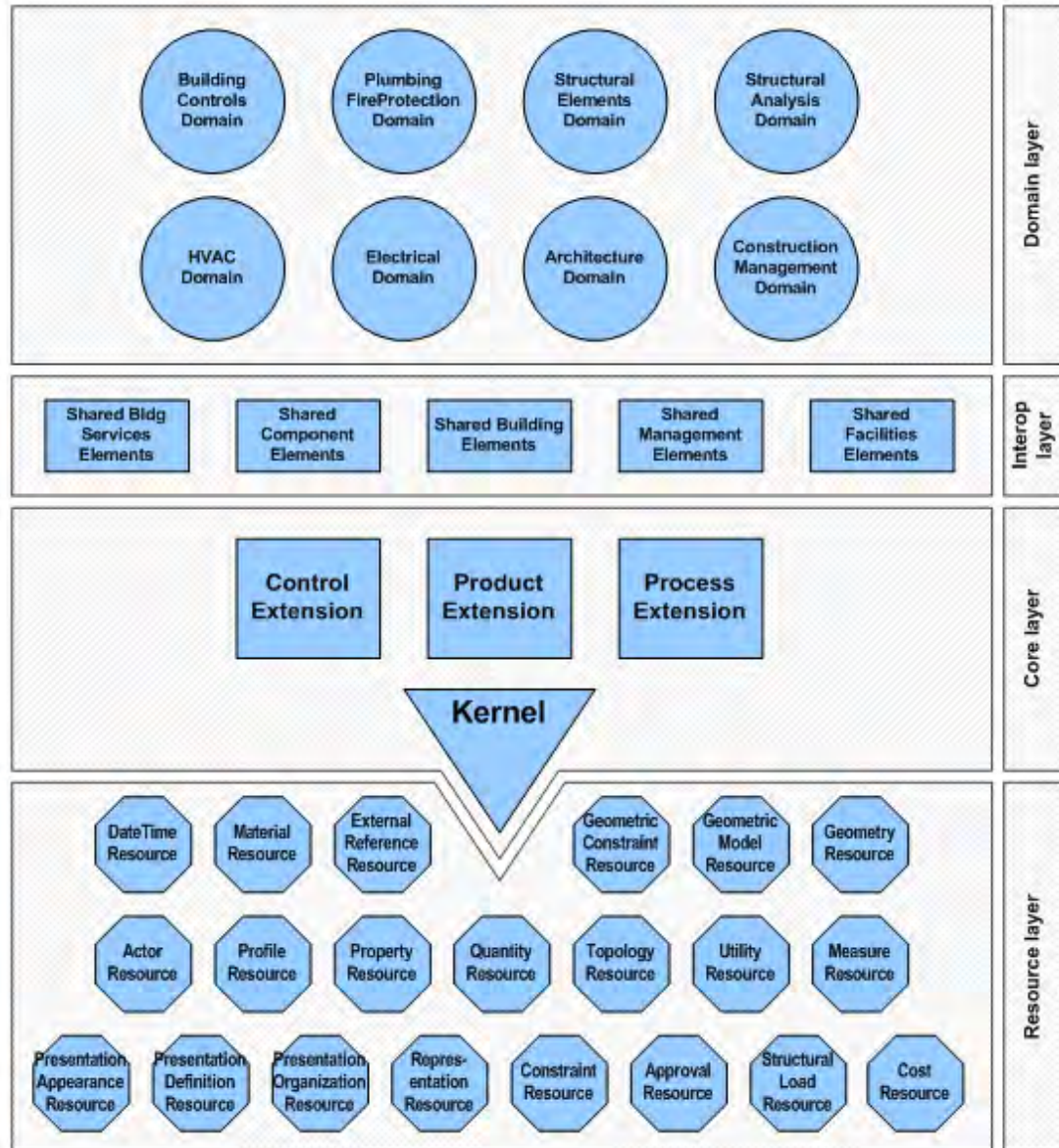


Figura 2.1.1: La struttura di un modello IFC composta da quattro livelli principali e categorie in ogni livello.

Fonte: Sito buildingSMART-IFC4 Documentation

<http://www.buildingsmart-tech.org/ifc/IFC4/final/html/index.htm>

appartenenti all'industria delle costruzioni, denominati Share Object. Questi oggetti sono poi suddivisi in sottocategorie in base anche alla disciplina di competenza.

L'IFC predispone una struttura ad albero per ogni entità. Ogni livello rappresenta le proprietà dell'elemento e le relazioni con altre entità.

Originariamente l'IFC è stato creato per trasferire entità geometriche parametriche semplici come ad esempio muri, solai, coperture ecc. Con le successive versioni, IFC è ora in grado di codificare forme complesse, come solidi estrusi o superfici parametriche.

Molta cura è stata inoltre impiegata per fare in modo che IFC codificasse tutti i variegati tipi di relazioni che intercorrono tra gli oggetti di un edificio.

IFC nel BIM

Il miglioramento dell'interoperabilità in ambito BIM, permette di snellire di molto il flusso di lavoro all'interno di un progetto. Per ottenere questo miglioramento non è sufficiente solamente il corretto scambio di informazioni. La chiave sta nel poter determinare di volta in volta le specifiche informazioni da scambiare, in base alle esigenze. Ad esempio un ingegnere strutturale ha bisogno di estrapolare da un modello edilizio solo le informazioni che riguardano la struttura. Questo particolare insieme di informazioni viene definito *Model view* e fa parte della struttura di un file IFC.

Una *Model view Definitions (MVD)* identifica le precise informazioni da trasferire in uno specifico tipo di scambio. Conoscere in modo preciso le *Model view* permette di snellire il flusso di lavoro. Esiste una specifica prassi per la definizione delle *Model view*.

Programma per la definizione di una MVD

Il primo passo è quello di determinare nel dettaglio il contenuto di informazioni che sono scambiate in una particolare *Model view*. Questi requisiti sono poi dettagliati in modo da essere implementati nello schema IFC e quindi trasferiti.

buildingSMART ha adottato un sistema per la modellazione dei flussi di lavoro chiamato *Business Process Modeling Notation (BPMN)* che permette di realizzare *Process map*, cioè delle vere e proprie mappe concettuali nei quali sono specificate le interazioni fra le varie parti che interagiscono in un determinato flusso di lavoro.

Per ogni scambio di informazione sono specificate nel dettaglio le informazioni oggetto di trasferimento. Il risultato finale è un rapporto, chiamato *Information Delivery Manual (IDM)*, che identifica le interazioni tra le varie parti coinvolte e ne specifica il contenuto informativo.

Il passo successivo sta nel codificare questi requisiti di informazioni specificate nell'IDM nello schema IFC.

Il terzo passo consiste nell'implementazione delle *Model view* all'interno dei software, che devono essere in grado compiere l'esportazione e l'importazione rispettando l'IDM.

Il processo di controllo dei software prevede un primo test di alcune specifiche strutture del file IFC e poi una verifica su un intero modello informativo, per confermare la corretta esecuzione del trasferimento. Questa operazione viene chiamata *Model view Validation*.

Il processo si conclude infine con una convalida chiamata *Model view Certification* che attesta che una *Model view* è stata efficacemente testata e può essere utilizzata dagli utenti.

L'utilizzo delle *Model view* deve essere consapevole e supportato da specifiche Linee guida. In questo modo l'utente è a conoscenza di come realizzare il modello informativo e quali informazioni sono richieste nella *Model view*.

2.2 INTEROPERABILITÀ E STANDARDIZZAZIONE

Lo sviluppo del formato IFC da solo non basta per raggiungere un efficace interoperabilità, perché se da un lato fornisce una struttura all'interno del quale inserire le informazioni, le informazioni stesse devono essere standardizzate e condivise.

Una questione basilare è quella che riguarda la nomenclatura degli elementi costituenti gli edifici e la molteplicità delle rispettive proprietà. Ad esempio gli oggetti creati nel formato IFC devono essere interpretati e tradotti nelle varie lingue per essere capiti.

Uno sforzo in questo senso è compiuto dall'*International Framework for Dictionaries (IFD)*, oggi facente parte di *buildingSMART International*. L'obiettivo di questa organizzazione è quello di creare una libreria aperta, internazionale e multilingua ispirata dai principi contenuti nella norma ISO 12006-3 2007, che specifica una struttura condivisa per la classificazione del informazioni che riguardano l'industria delle costruzioni. Un obiettivo complementare è quello di integrare la libreria IFD all'interno del formato IFC.

Omniclass

Un altro tentativo è quello di revisionare ed adattare al BIM alcuni sistemi di classificazione standard presenti nell'industria delle costruzioni, come *MasterClass* e *UniClass*. Questo lavoro è stato svolto fin dagli inizi del 1990 dall'ISO e dall'*International Construction Information Society (ICIS)*.

Il risultato è lo sviluppo di *OmniClass*, un metodo di classificazione standardizzato che permette di organizzare le informazioni che riguardano l'intero ciclo di vita di un edificio.

Attualmente è costituito da 15 tabelle tematiche, ognuna concernente un particolare tipo di informazioni come ad esempio materiali, proprietà, elementi, discipline ecc.

Formati basati su linguaggio XML

Un altro linguaggio che è utilizzato ultimamente per lo scambio di informazioni nell'industria delle costruzioni è *Extensible Markup Language* (XML). Si tratta di un'estensione del linguaggio HTML utilizzato per l'invio delle informazioni nel Web. Attualmente sono cinque i formati utilizzati in questo campo:

- OpenGis: definisce una serie di specifiche tecniche per servizi geospaziali e localizzazioni.
- gbXML (Green Building XML): è un formato utilizzato il trasferimento delle informazioni utilizzate nelle analisi energetiche preliminari.
- ifcXML è una sottocategoria dello schema IFC strutturata nel linguaggio XML
- aecXML
- agcXML
- BIM Collaboration Format (BCF)
- CityGML

Nella tesi è stata valutata l'interoperabilità verticale tra Revit e Robot, software appartenenti alla medesima azienda sviluppatrice e l'interoperabilità orizzontale tra Revit e Midas che sfrutta un plug-in per Revit.

STRUCTURAL BIM

Il Building Information Modeling, come già visto in precedenza, permette la collaborazione al processo progettuale delle varie discipline, che concorrono alla determinazione delle scelte progettuali migliori. Per questo è molto importante che funzioni al meglio il coordinamento tra di esse.

In particolare in questa sezione è trattato il tema dello *Structural BIM* (S-BIM), ovvero dell'implementazione del BIM in ambito strutturale, valutandone i pro e i contro.

I primi software e strumenti per analisi progettuali sono stati creati molto prima dell'avvento del BIM. Alcuni di questi software avevano come oggetto un modello tridimensionale dell'edificio e svolgevano analisi di tipo strutturale, termodinamico, acustico ecc. In particolare GT-STRUDL, creato nel 1975, è stato il primo software per l'analisi strutturale.

In questi programmi la creazione del modello avveniva tramite inserimento delle informazioni in forma testuale. In seguito allo sviluppo della capacità computazionali degli hardware, è stato possibile creare i modelli tridimensionali a partire da interfacce grafiche evolute. Per questo motivo gli ingegneri strutturali hanno inconsapevolmente una certa familiarità con la modellazione e la gestione di modelli parametrici 3D. Nonostante questo, l'implementazione del BIM in ambito strutturale non è così diffusa come in ambito architettonico.

Nella pratica attuale il coordinamento tra la disciplina architettonica e strutturale passa attraverso documenti grafici 2D.

L'ingegnere strutturista, una volta recepiti i disegni procede alla modellazione dell'edificio semplificato, per svolgere l'analisi strutturale. Questa prassi oltre a richiedere tempi lunghi è spesso soggetta ad errori che si perpetuano lungo il processo progettuale.

Attraverso l'adozione del BIM da questo punto di vista si può ottenere un sicuro miglioramento. Il progettista realizza il modello informativo dell'edificio che contiene al suo interno sia il modello fisico che quello analitico, sottoposto ad analisi strutturale. L'ingegnere strutturista non perde tempo quindi a realizzare un nuovo modello, ma importa direttamente quello realizzato per la disciplina architettonica e lo aggiorna con i cambiamenti che ritiene opportuni in seguito al dimensionamento strutturale. Si

crea contemporaneamente un processo iterativo, prima complicato e poco produttivo, che porta ad un veloce scambio di opinioni decisivo nelle prime fasi progettuali.

Un altro vantaggio che porta l'adozione del BIM è la riduzione dei tempi di realizzazione della documentazione strutturale.

Questo miglioramento non è però qualcosa di tangibile nell'immediato. In realtà nella prima fase si registra un certo rallentamento rispetto alla pratica tradizionale CAD-2D. Questo è in parte dovuto ai tempi iniziali di apprendimento del software e al fatto che richiede tempo l'adeguamento dei documenti agli standard aziendali e alla normativa vigente. Una volta superate queste difficoltà, la produttività aumenta considerevolmente.

Un esperimento per valutare l'incremento di produttività è stato svolto da Sack e Baracks nel 2008 [32]. Esso consisteva nel confrontare la tradizionale metodologia di rappresentazione a partire da disegni 2D con quella che ha come base un modello informativo BIM. Sono stati considerati tre diversi edifici in calcestruzzo armato di cui si conoscevano i tempi di analisi e produzione della documentazione reali, grazie al contributo degli studi di progettazione che li avevano realizzati. Successivamente è stato chiesto a tre studenti di modellare questi edifici in ambiente BIM, ad un livello di dettaglio sufficiente alla rappresentazione. In media risulta da questo esperimento una riduzione dei tempi pari al 40%. Questa valutazione risulta anche al ribasso, poichè nel caso specifico è stato prodotto un numero relativamente esiguo di documenti: il vantaggio cresce all'aumentare del numero dei documenti perchè si ammortizza maggiormente il tempo iniziale necessario alla realizzazione del modello 3D.

L'implementazione oltre ad avere dei tempi di apprendimento da parte del personale richiede anche sforzi economici. Le grandi imprese si sono dotate in questi anni di BIM Manager e hanno implementato a pieno le soluzioni BIM, anche in relazione ad alcune normative come quella del Regno Unito che impone l'adozione del BIM dal 2016 come requisito per la partecipazione ai bandi pubblici. Un questione che emerge in queste fasi iniziali è la valutazione dell'effettivo guadagno che possono avere invece le piccole e medie imprese (PMI) dall'implementazione del BIM.

Nell'ambito strutturale si possono distinguere in particolare due tipologie di strategia BIM: l'*Internal BIM* e l'*External BIM*.

L'*External BIM* comprende il coordinamento dello studio di progettazione con gli altri agenti che partecipano al processo progettuale, come committente, architetto, appaltatore ecc. Questa strategia è generalmente adottata da grandi studi di progettazione.

L'*Internal BIM* sottende un implementazione del BIM all'interno dello stesso studio di progettazione, in modo da rendere veloce ed efficace lo scambio tra le figure che sono coinvolte nell'analisi strutturale e nella produzione della documentazione grafica.

L'adozione del BIM per le PMI dovrebbe passare prima attraverso l'*Internal BIM*, in modo che il processo sia graduale e permetta un corretto apprendimento non senza

l'ottenimento di iniziali benefici. Successivamente l'adozione dell'*External BIM* risulta una conseguenza facile e naturale.

Le PMI potrebbero essere in un futuro vicino obbligate all'adozione del BIM, quindi una scelta saggia sarebbe quella di iniziare spontaneamente il processo di aggiornamento a questa nuova tecnologia.

Nell'*Internal BIM* si è parlato di coordinamento tra la figura dell'ingegnere che svolge le analisi strutturali e colui che invece realizza la documentazione grafica. Uno degli sviluppi futuri può essere quello della nascita di una nuova figura professionale, lo Structural Modeler. Lo SM è un componente dello studio di progettazione che possiede le capacità ingegneristiche per realizzare consapevolmente il modello strutturale 3D dell'edificio, è in grado di svolgere le dovute analisi strutturali, ma è anche in grado di realizzare la documentazione nel rispetto degli standard aziendali e delle normative.

Al corretto coordinamento tra la disciplina strutturale e quella architettonica concorre anche una realizzazione consapevole del modello informativo dell'edificio. Nel BIM si ha la possibilità di modellare oggetti parametrici in grado di rappresentare la quasi totalità delle soluzioni realizzabili nell'industria delle costruzioni. Tuttavia è necessaria una certa esperienza nella scelta di come modellare un certo elemento.

Una buona modellazione passa da una profonda conoscenza di come i software utilizzati interagiscono tra loro, in modo da prevedere ed evitare possibili impedimenti futuri.

3.1 BEST PRACTISES IN REVIT

In questo paragrafo sono esposti degli accorgimenti che l'utente può mettere in atto in fase di modellazione, per migliorare e semplificare l'esportazione in un software di calcolo strutturale.

Un edificio modellato in ambito BIM è rappresentato da un modello fisico e da uno analitico. In Revit le due tipologie di modello sono create simultaneamente in automatico nel momento in cui l'utente costruisce il modello fisico. In ogni caso è possibile perfezionare il modello analitico agendo sulla posizione dei *nodi analitici*, come vedremo più avanti.

Uno dei fattori che crea maggiormente problemi in fase di esportazione e analisi strutturale è la presenza simultanea di più nodi nella medesima posizione. Questo accade perché gli elementi strutturali che convergono nel nodo sono mal collegati. La soluzione sta in un'attenta modellazione di questi elementi, avvalendosi di strumenti come livelli, griglie e piani di riferimento ai quali allineare e vincolare le istanze.

Lo stretto legame tra modello fisico e analitico segue delle specifiche regole, che eventualmente possono essere modificate dall'utente, all'interno delle proprietà della singola istanza. Gli assi analitici possono essere regolati in modo automatico o manuale. Tra le soluzioni automatiche ci sono il *Rilevamento automatico* e la *Proiezione* (vedi Figura 3.1.1).

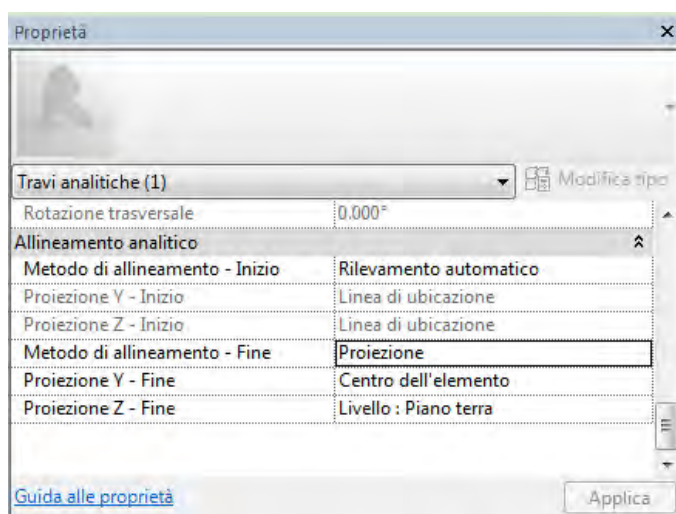


Figura 3.1.1: Parametri di allineamento del modello analitico all'interno delle proprietà di una trave analitica

- La funzione *Rilevamento automatico* collega gli elementi analitici in base alla vicinanza reciproca, rispettando una tolleranza, definita dall'utente nella scheda *Impostazioni modello analitico* della finestra di dialogo *Impostazioni strutturali*.

- La funzione *Proiezione* consente di proiettare l'asse analitico su riferimenti orizzontali o verticali rispetto al sistema di coordinate dell'elemento. I riferimenti di proiezione (direzione Y) del piano orizzontale includono le griglie, i lati e il centro di una trave. I riferimenti di proiezione (direzione Z) del piano verticale includono i livelli, la parte superiore, centrale e inferiore di una trave. I piani di riferimento creati dall'utente sono inclusi nelle proiezioni orizzontali e verticali dove appropriato, mentre tutti i piani inclinati sono inclusi in ogni elenco di proiezione. Se entrambi i piani di proiezione fanno riferimento a un piano di proiezione inclinato, il punto di proiezione è perpendicolare al piano inclinato passante per la linea di ubicazione.

Esiste anche la possibilità di compiere regolazioni manualmente attraverso la modalità di *Regolazione analitica*, per ottenere soluzioni basate su considerazioni ed esperienze personali del progettista, che possono portare a un risultato illogico o difficile da implementare in modo automatico. Nell'area di disegno è attivata una modalità di modifica in cui gli elementi non analitici sono visualizzati in grigio, mentre gli elementi del modello analitico lineare e di superficie possono essere modificati direttamente. Per ogni tipo di elemento ci sono diverse modalità di regolazione. Ad esempio per gli elementi lineari è sufficiente agire sui nodi analitici posti alle estremità. Le superfici possono essere regolate dai nodi o dai segmenti che costituiscono il perimetro. In queste operazioni l'utente può decidere se operare sul piano di riferimento globale o locale dell'elemento (vedi Figura 3.1.2)

Prima di trasferire un modello a Robot per l'analisi strutturale, è importante eseguire la verifica dell'omogeneità analitica del modello che garantisce sulla stabilità della struttura. Ogni componente strutturale (pilastri, travi e così via) deve essere supportato nel modello fisico mediante un punto di supporto (un elemento supportante che presenta un punto d'intersezione con l'elemento supportato).

- In un pilastro deve essere presente almeno un punto di supporto valido quale un altro pilastro, fondazioni continue o plinti, travi, muri, pavimenti o rampe inclinate.
- In un muro devono essere presenti almeno due punti o due linee di supporto validi quali pilastri, fondazioni continue o plinti, travi, pavimenti, muri o rampe inclinate.
- La trave deve avere almeno due punti di supporto o un punto di supporto in corrispondenza di un'estremità con la condizione di rilascio impostata su Fisso oppure una superficie di supporto. I supporti validi comprendono pilastri, fondazioni continue o plinti, travi e muri.
- Un controvento deve avere solo due punti di supporto, quali pilastri, fondazioni continue o plinti, travi, pavimenti, muri o rampe inclinate.



Figura 3.1.2: Immagini relative allo stesso modello nella vista standard (a sinistra) e in modalità di *Regolazione analitica* con la posizione di un nodo modificata manualmente.

- In un pavimento deve essere presente uno dei seguenti supporti: almeno tre punti di supporto oppure una linea di supporto e un punto di supporto che non sia posizionato sulla linea oppure due linee di supporto che non siano collineari oppure una superficie di supporto. I supporti validi comprendono pilastri, fondazioni continue o plinti, travi e muri.

In caso di mancato supporto generalmente il software genera degli avvisi, che specificano quali elementi non sono efficacemente supportati. Il controllo del modello analitico permette anche di controllare l'omogeneità tra modello fisico e analitico, verificando se la tolleranza sia rispettata o meno.

INTEROPERABILITÀ REVIT 2015-ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015

In questo capitolo è analizzata nel dettaglio l'interoperabilità tra Autodesk Revit 2015 e Autodesk Robot Structural Analysis 2015.

Le prove di esportazione ed importazione da una software all'altro sono state eseguite prendendo come oggetto un semplice telaio strutturale di base (Figura 4.0.3). Procedendo nell'analisi sono stati inseriti tutti i vari elementi per studiare nel dettaglio le informazioni trasmesse.

All'interno delle tabelle i simboli \triangleleft e \triangleright indicano la direzione di trasferimento delle informazioni.

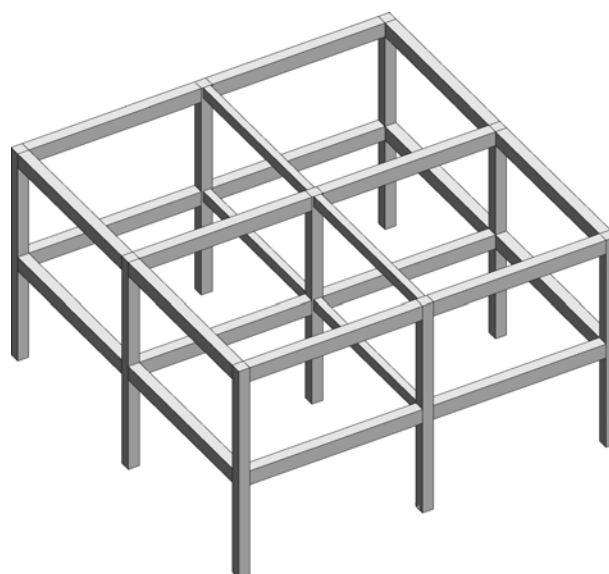


Figura 4.0.3: Telaio base di partenza.

4.1 INTERFACCIA DI INTEROPERABILITÀ

Per scambiare informazioni tra Revit e Robot è necessario aver installato nel PC Revit e una sua applicazione, chiamata *Structural Analysis Toolkit for Autodesk Revit*. In questo modo sono aggiunti, nella scheda *Analizza* di Revit, dei nuovi comandi, che permettono il collegamento tra i due software. Cliccando su *Collegamento con Robot Structural Analysis* si apre l'interfaccia di scambio vera e propria (Figura 4.1.1 e Figura 4.1.2)

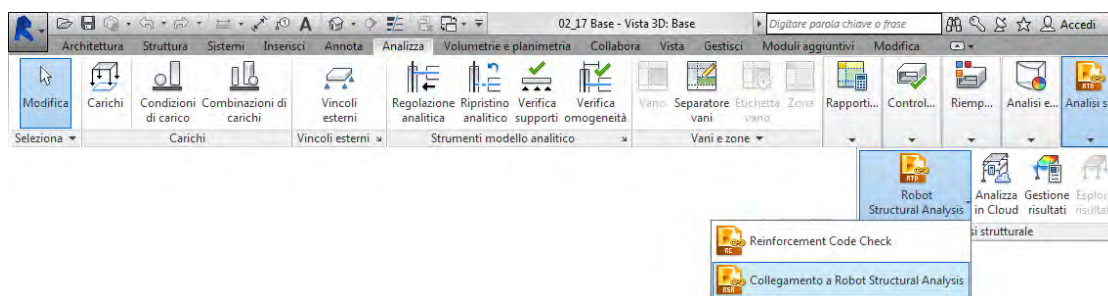


Figura 4.1.1: Comandi aggiuntivi per il collegamento tra Revit e Robot.

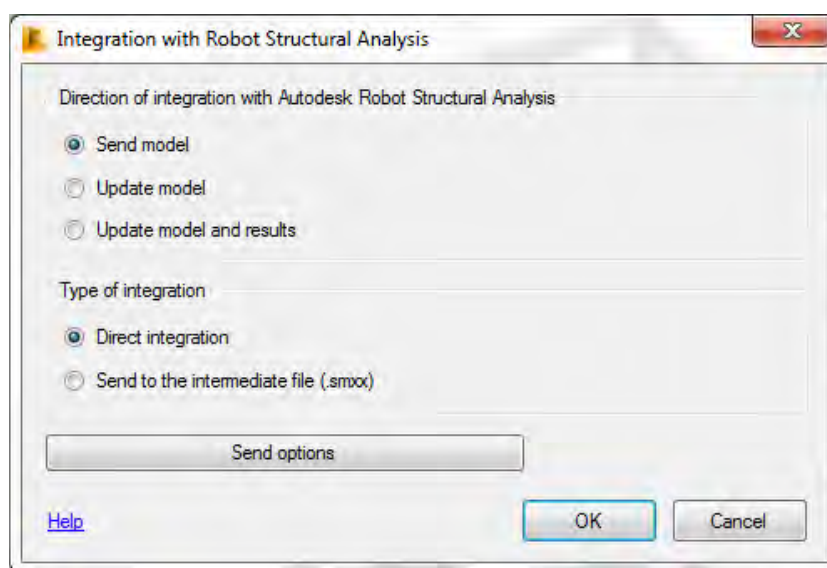


Figura 4.1.2: Interfaccia di collegamento con Robot Structural Analysis.

Tra le opzioni possibili c'è l'invio del modello BIM a Robot o il suo aggiornamento dal software strutturale, con o senza i risultati dell'analisi. Il modello può essere trasferito direttamente, oppure attraverso un file di scambio intermedio in formato *.smxx*, che è però limitato dal punto di vista della quantità delle informazioni trasferite. Per-

tanto l'uso di questo formato è indicato solamente in caso di trasferimenti tra diversi PC.

Nella sezione *Send options* (vedi Figura 4.1.3) l'utente può scegliere se inviare il modello nel suo complesso o solamente una sua parte. Quest'opzione può essere utile nel caso di analisi di singoli elementi strutturali, o quando si effettuano limitati cambiamenti progettuali.

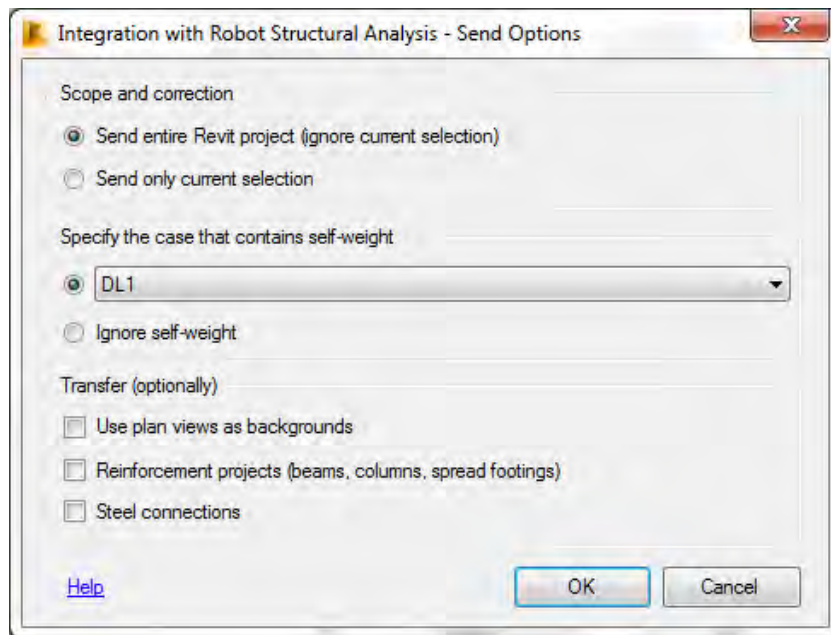


Figura 4.1.3: Interfaccia di collegamento con Robot Structural Analysis - Opzioni di invio.

Un altro parametro consente di specificare se inserire il **peso proprio** degli elementi strutturali in una condizione di carico oppure se ignorarlo.

I restanti parametri permettono rispettivamente di trasferire le viste di pianta come sfondo ed esportare anche armature delle sezioni e connessioni strutturali in acciaio.

I parametri da impostare nel percorso inverso, cioè l'aggiornamento del modello da Robot a Revit, sono sostanzialmente gli stessi.

4.2 ANALISI DELLE INFORMAZIONI SCAMBIATE

4.2.1 Geometria

In questo paragrafo sono analizzate nel dettaglio le informazioni geometriche oggetto di interoperabilità.

Gli **elementi geometrici lineari** come pilastri, travi e controventi strutturali sono trasferibili in Robot. Le prove di esportazione sono state effettuate su un modello modificato rispetto a quello base di partenza (vedi Figura 4.2.1) per ampliare la casistica di elementi oggetto di indagine.

Gli elementi lineari esportati, assumono in Robot due particolari attributi chiamati *Oggetto di costruzione* e *Tipo di barra* (vedi Tabella 1). Robot ridefinisce il *Tipo di barra* se a pilastri o travi è associato uno specifico materiale riconosciuto dal software strutturale. In quel caso si avranno perciò rispettivamente *Colonne in CA*, *Colonne in acciaio*, *Colonne in legno* e *Travi in CA*, *Travi in acciaio* e *Travi in legno*.



Figura 4.2.1: Modello per la valutazione dello scambio di informazioni geometriche.

Le travi di forma curva sono trasferite in Robot, ma vengono discretizzate dal software secondo parametri non definibili dall'utente (vedi Figura 4.2.2). Un volta aggior-

Tabella 1: Elementi lineari.

Revit	Robot	
Elemento	Oggetto di costruzione	Tipo di barra
Pilastro strutturale	Colonna	RevitColGravity
Trave strutturale	Trave	RevitGirder
Controvento	Elemento	RevitBracing

nato il modello in Revit, le travi ritornano ad essere considerate un elemento unico non discretizzato.

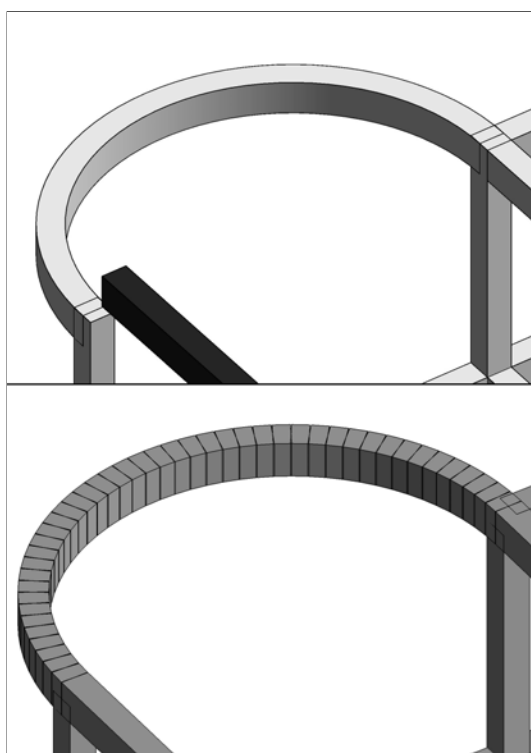


Figura 4.2.2: La trave curva in Revit (in alto) e la sua forma discretizzata esportata in Robot (in basso).

In Revit ci sono inoltre alcuni parametri di istanza, chiamati *giustificazione* e *offset* che consentono di riposizionare la geometria di travi e controventi rispetto alla propria linea di ubicazione. Nel telaio di prova di Figura 4.2.1 la trave colorata in nero ha impostati i valori di *giustificazione* e *offset* diversi dai valori di default. Anche se questa informazione non è esportata in Robot, rimane come proprietà dell'istanza anche in seguito ad aggiornamenti del modello.

Le travi di colore marrone del modello di Figura 4.2.1 fanno parte di un *sistema di travi*. Questo strumento rappresenta un metodo rapido per la creazione di telai strutturali. I *sistemi di travi* non sono trasferibili in Robot come tali, ma sono importati tutti gli elementi che li compongono in modo indipendente. Nonostante questo, l'informazione relativa permane latente; modificando in Robot le travi che appartenevano al sistema e aggiornando il modello in Revit, si ritrova il sistema di travi modificato.

Le **sezioni** standard degli elementi, presenti in entrambi i database dei due software, sono trasferite in modo corretto. In alcuni casi però Robot non riesce ad associare in automatico le sezioni esportate con quelle presenti nel suo database, perciò chiede all'utente di specificare a quale sezione standard ricondursi (vedi Figura 4.2.3 e Figura 4.2.4). Questo succede anche quando sono esportate delle sezioni particolari create tramite una nuova *famiglia* in Revit. In caso si abbia la necessità di modellare sezioni singolari non riconducibili a quelle standard, è consigliabile crearle direttamente in Robot. Gli eventuali cambiamenti di sezione sono aggiornabili nel modello e, qualora in Revit non fosse caricata la famiglia corrispondente alle sezioni aggiornate, sono create automaticamente nuove *famiglie* di elementi (pilastri, travi ecc.).

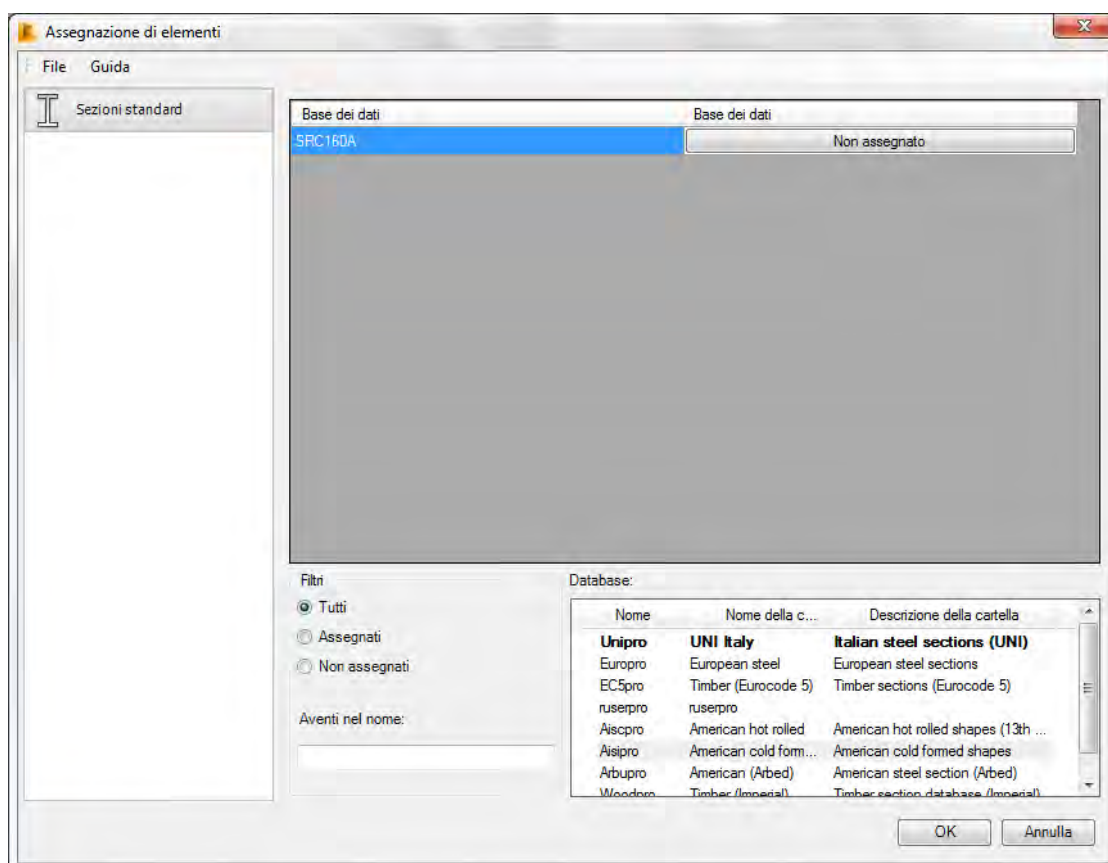


Figura 4.2.3: Interfaccia di esportazione delle sezioni degli elementi strutturali.

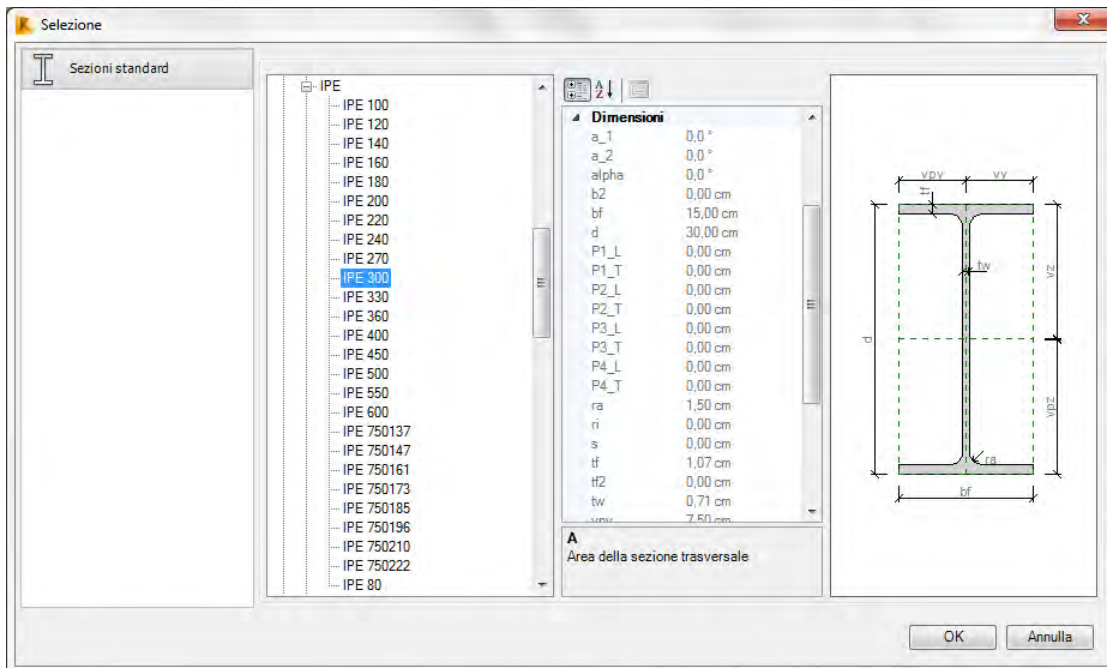


Figura 4.2.4: Assegnazione di una specifica sezione presente nel database di Robot.

Le travi strutturali possiedono tra gli attributi di istanza quello relativo all'*utilizzo strutturale*. In questo modo si può definire se una trave svolge la funzione di *trave primaria*, *travetto*, *arcareccio*, *controvento orizzontale* o *altro*. La definizione di questo parametro permette una diversa visualizzazione dello stile di linea della trave in una vista con dettaglio basso e una distinzione per tipo di trave negli abachi dei telai strutturali. L'*utilizzo strutturale* è un attributo che non influisce quindi sull'analisi strutturale vera e propria, perciò è un'informazione che si perde nel trasferimento del modello.

Un parametro fondamentale nell'analisi strutturale è il *rilascio* delle estremità degli elementi lineari. Può essere impostato sia in Revit che in Robot, ma è consigliabile definirlo in Revit, all'interno delle proprietà degli elementi analitici, in modo da riflettere l'effettivo comportamento strutturale del progetto già in fase di predimensionamento. Un rilascio è definito dalle seguenti sei componenti di forza lungo un elemento strutturale lineare:

- F_x (forza normale) in direzione x;
- F_y (forza di taglio) in direzione y;
- F_z (forza di taglio) in direzione z;
- M_x (momento torsionale) in direzione x;
- M_y (momento flettente) in direzione y;

- M_z (momento flettente) in direzione z.

Sono disponibili condizioni di rilascio standard come *incastro*, *cerniera*, *momento flettente* e *definito dall'utente*, ognuna con diverse componenti di forza rilasciate (vedi Tabella 2).

Tabella 2: Il simbolo \checkmark indica una componente di forza rilasciata.

Condizione	F_x	F_y	F_z	M_x	M_y	M_z
Incastro						
Cerniera				\checkmark	\checkmark	\checkmark
Momento flettente					\checkmark	\checkmark

Le componenti di forza vincolate nella condizione *definito dall'utente* sono definibili liberamente dall'utente. Il valore di default per i pilastri, le travi e i controventi è *cerniera* per entrambe le estremità ma con una limitazione. In uno dei due rilasci è sempre vincolata la rotazione lungo l'asse longitudinale dell'elemento, in modo da non rendere labile il sistema rispetto a quel cinematismo (vedi Figura 4.2.5). Senza eseguire modifiche risulteranno perciò molti gradi di labilità in Robot.

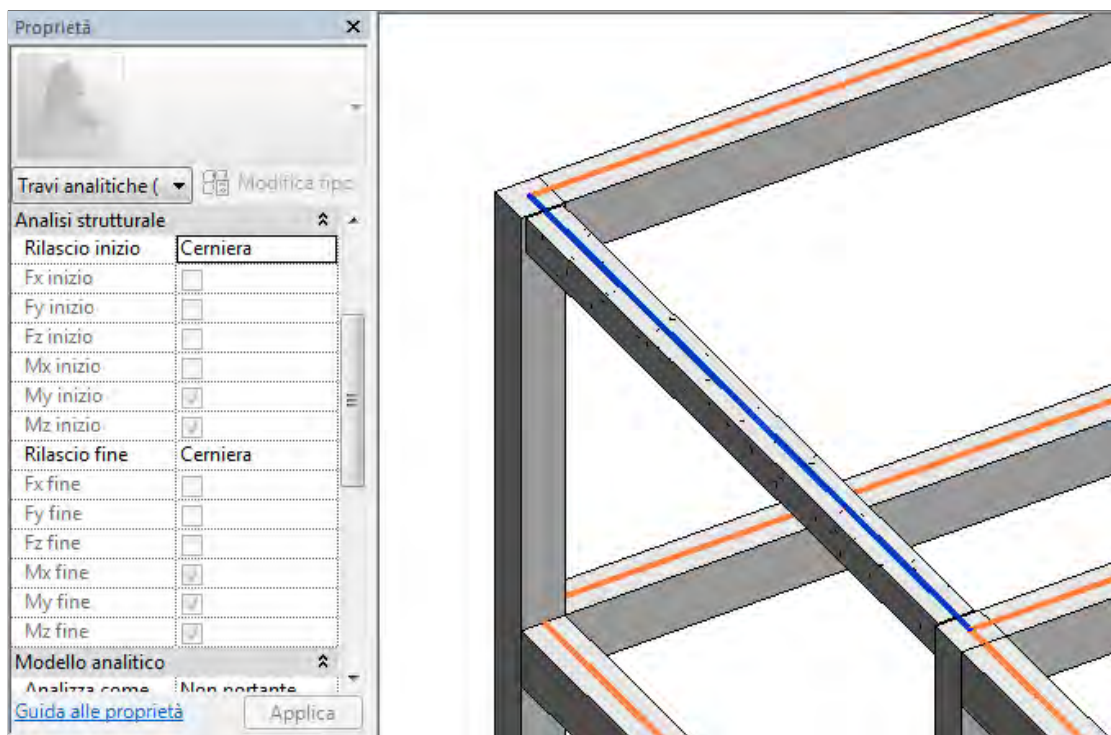


Figura 4.2.5: Condizione di rilascio di default.

Dalle prove effettuate sono trasferibili tutti i vari tipi di rilascio tranne la condizione d'*incastro*, sia impostandola direttamente in Revit, sia impostando manualmente i gradi di libertà del nodo di estremità attraverso la condizione *definito dall'utente*. Il rilascio ad incastro deve essere impostato in Robot e aggiornato successivamente nel modello BIM come rilascio *definito dall'utente* con la giusta rigidità rispetto alle componenti di forza. Ogni altra modifica ai rilasci effettuata nel software strutturale è aggiornata in modo corretto in Revit. La difficoltà che si è riscontrata nell'impostare in Revit le condizioni di rilascio è che non è prevista in alcun modo una visualizzazione globale dei rilasci degli elementi strutturali. L'utente si rende conto dell'effettivo rilascio controllando le proprietà dell'istanza specifica.

All'interno della modalità di *Regolazione analitica* c'è la possibilità di creare dei *collegamenti analitici* tra nodi distinti (vedi Figura 4.2.6). Ciò può rivelarsi utile nei casi in cui si vogliono tenere in considerazione offset di travi e pilastri o per modellare diaframmi di piano rigidi. È possibile impostare i collegamenti analitici come completamente rigidi o rilasciati nelle direzioni globali, all'interno delle proprietà del tipo. Questi elementi forniscono rigidità al modello analitico senza aggiungere un oggetto fisico reale. I *collegamento analitici* sono trasferiti e convertiti in *RevitRigidLink*, una categoria di *giunti rigidi* creata in automatico in Robot (vedi Figura 4.2.7). I *RevitRigidLink* non conservano però le caratteristiche relative alle componenti di forza rilasciate. In Figura 4.2.8 sono messe a confronto le proprietà del *collegamento analitico* di Revit e il suo corrispettivo in Robot.

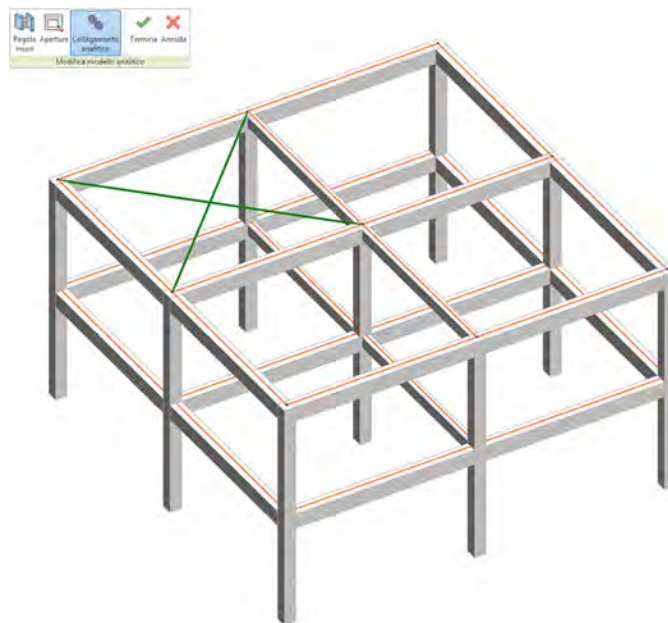


Figura 4.2.6: Esempio di *collegamento analitico* in verde.

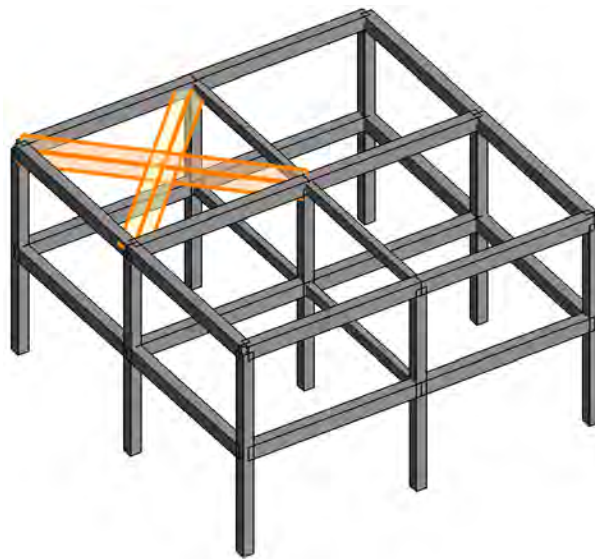


Figura 4.2.7: Il *collegamento analitico* di Figura 4.2.6 esportato in Robot.

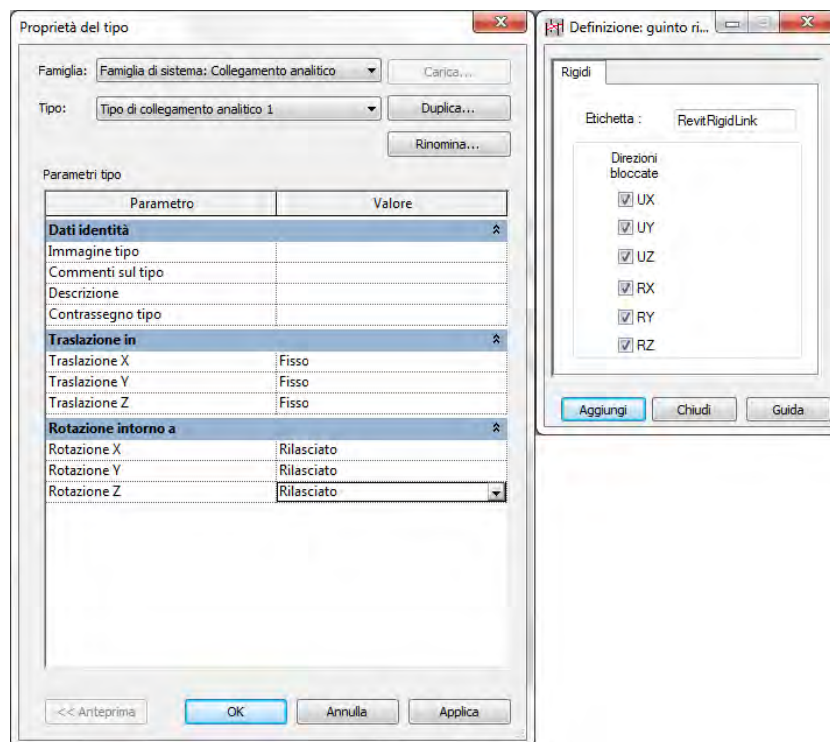


Figura 4.2.8: Proprietà del *collegamento analitico* in Revit (a sinistra) e del *RevitRigidLink* in Robot (a destra).

Per quanto riguarda gli **elementi di superficie**, i pavimenti e i muri strutturali sono trasferiti in Robot come elementi unici, non discretizzati, importati nel modello di calcolo come elementi *guscio*. Nell'interfaccia di scambio tra i due software non è infatti possibile scegliere il grado di discretizzazione. L'operazione può essere eseguita in un secondo momento attraverso gli strumenti di Robot.

4.2.2 Vincoli

Attraverso il comando **vincoli esterni** si possono definire le condizioni di supporto di un elemento strutturale in base all'ambiente circostante. I tipi di vincoli che si possono inserire in Revit sono *puntuali*, *lineari* o *per area*. Le opzioni di vincolo disponibili per quelli *puntuali* e *lineari* sono *incastro*, *cerniera*, *carrello* o *definito dall'utente*. Come per i rilasci delle estremità degli elementi, se lo stato del vincolo esterno è *definito dall'utente*, è possibile specificare la traslazione e la rotazione rispetto ad ogni coordinata.

I gradi di vincolo associabili ai *vincoli esterni per area* sono *cerniera* e *definito dall'utente*. In questo caso gli unici parametri impostabili sono quelli che si riferiscono ai gradi di vincolo traslazionali e non rotazionali, perciò è consentita la rotazione dell'elemento rispetto ai tre assi principali.

Per verificare il trasferimento dei vincoli tra i due software è stato utilizzato il modello in Figura 4.2.9. In Robot questi i vincoli sono trasferiti come *vincoli superficiali* ed è possibile assegnare anche una rigidità rotazionale. Si consiglia di inserire i vincoli per area in Revit se non si ha bisogno di vincoli rotazionali, oppure di crearli direttamente in Robot impostando anche rigidità rotazionali. I *vincoli superficiali* creati in Robot sono aggiornabili in Revit, ma non conservano l'informazione relativa alla rigidità rotazionale.

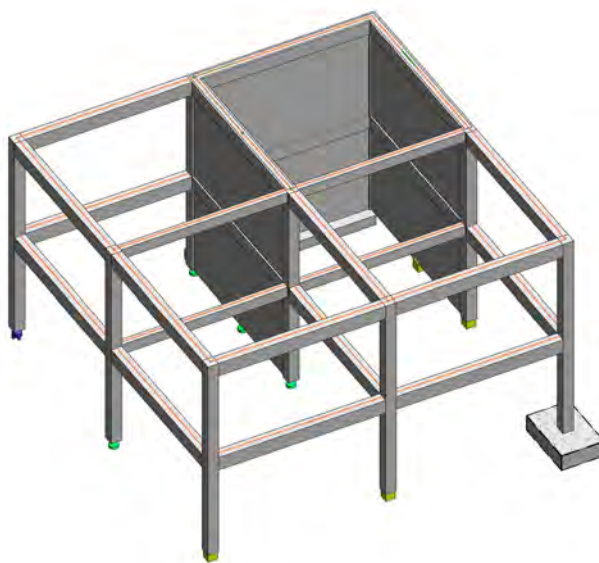


Figura 4.2.9: Modello per la valutazione del trasferimento dei vincoli.

Un altro modo per ottenere dei vincoli esterni in fase di analisi strutturale è quello di creare delle fondazioni strutturali puntuali o lineari in Revit. Questi tipi di istanze sono infatti esportati direttamente come vincolo e non come oggetto. Una particolarità

è che un vincolo nodale creato da una fondazione isolata da Revit è inizialmente trasferito a Robot come incastro; sarà poi il progettista a valutare il grado di vincolo che più si avvicina a quello reale e perfezionarlo se necessario. La fondazione strutturale di tipo superficiale di Revit è invece trasferita a Robot come solaio e non come vincolo superficiale.

Tabella 3: Trasferimento dei vincoli.

Revit		Robot Structural Analysis
Vincolo esterno puntuale	◁ ▷	Vincolo nodale
Fondazione strutturale: plinto	▷	Vincolo nodale
Vincolo esterno lineare	◁ ▷	Vincolo lineare
Fondazione strutturale: muro	▷	Vincolo lineare
Vincolo esterno per area	◁ ▷	Vincolo superficiale

4.2.3 Carichi, condizioni di carico e combinazioni

In Revit è possibile applicare *carichi strutturali concentrati, lineari e per area* al modello analitico, da utilizzare nell'analisi strutturale. Ognuna di queste tipologie di carico costituisce una famiglia, contenente parametri di istanza e di tipo, tra i quali quelli di forza e momento. Nella creazione di carichi strutturali, l'utente può scegliere se associarli o meno ad elementi analitici specifici, tramite comandi distinti (vedi Figura 4.2.10). Sia i carichi ospitati che quelli indipendenti sono trasferibili correttamente in Robot e sono aggiornabili in seguito a modifiche. Dalle prove effettuate si riscontra però che solamente i carichi concentrati e quelli lineari, creati nel software strutturale, tornano indietro al modello BIM. La Tabella 4 mostra quali sono e come sono esportate le varie tipologie di carico.

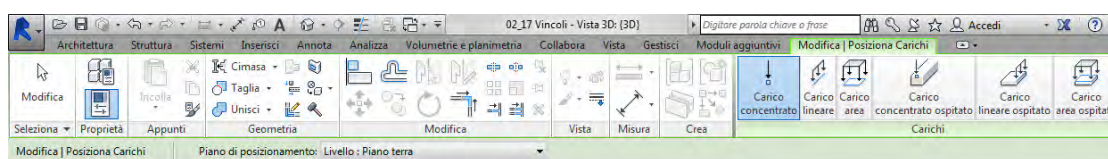


Figura 4.2.10: Strumenti per l'applicazione di carichi in Revit, nella scheda *Analizza*.

Tabella 4: Trasferimento delle tipologie di carico.

Revit		Robot Structural Analysis
Carico concentrato	◁ ▷	Forza sulla barra
Carico concentrato ospitato	◁ ▷	Forza sulla barra
Carico lineare	◁ ▷	Carico trapezoidale (2p)
Carico lineare ospitato	◁ ▷	Carico trapezoidale (2p)
Carico per area	▷	Carico superficiale uniforme sul contorno
Carico per area ospitato	▷	Carico superficiale uniforme

Ogni carico è associato ad una specifica **condizione di carico**. Tra i parametri della condizione di carico da definire ci sono la *natura* e la *categoria*. La *natura* è un parametro che non ha influenza nell'analisi strutturale e perciò non è esportato; risulta utile all'utente solamente per organizzare le varie condizioni di carico. La *categoria* è invece selezionabile all'interno di una casistica predefinita, poiché si traduce poi nel parametro che in Robot si chiama *natura* della condizione (vedi Tabella 5).

In Revit l'utente può già definire inoltre le **combinazioni di carico** per l'analisi strutturale. Ci sono due *tipi* di combinazione che sono *combinazione* e *involuppo*. Una *combinazione* produce risultati (reazioni e forze dell'elemento) per una singola combinazione di carichi, mentre con *involuppo* si ottengono valori massimi e minimi per un gruppo di combinazioni di carichi. Il parametro *stato* definisce invece se la combinazione fa

riferimento a uno stato limite di esercizio o uno stato limite ultimo. Le combinazioni sono correttamente esportate in Robot, quindi l'utente ha la possibilità di definirle in fase preliminare.

Tabella 5: Relazione tra *categoria* (Revit) e *natura* (Robot).

Revit <i>Categoria</i>	Robot Structural Analysis <i>Natura</i>
Carico proprio	Permanenti
Carico di esercizio	Variabili
Carichi vento	Vento
Carichi neve	Neve
Carichi di esercizio del tetto	Variabili
Carichi accidentali	Variabili
Carichi temperatura	Temperatura
Carichi sismici	Sismici

4.2.4 *Materiali*

In Revit un materiale può essere associato ad un'istanza in diversi modi:

- in base alla categoria o sottocategoria;
- in base alla famiglia;
- in base al parametro dell'elemento.

Dalle prove effettuate sono trasferibili i materiali definiti nelle proprietà della singola istanza, negli attributi di una famiglia e assegnandoli a una categoria. Nel momento in cui però sono assegnati materiali diversi alle molteplici sottocategorie, Robot riconosce come materiale dell'elemento quello della categoria di riferimento. Per quanto riguarda la *natura* dei materiali, sia quelli standard, presenti nel database di Revit, che quelli creati, sono trasferibili in Robot. Per la loro creazione è possibile utilizzare le definizioni materiale di default per calcestruzzo, acciaio, legno e materiali generici come base per l'aggiunta di nuovi tipi di materiali fisici al database del modello. Si possono specificare le seguenti informazioni:

- caratteristiche grafiche;
- aspetto;
- dati termici;
- dati fisici.

Le informazioni rilevanti per il calcolo strutturale sono i dati fisici, che sono trasferiti correttamente. In particolare sono utili nella determinazione del peso proprio degli elementi strutturali, calcolato in automatico e inserito in una specifica condizione di carico, specificata in fase di trasferimento del modello tra i due software. Se i valori fisici non sono definiti, un materiale sarà importato con valori di default pari a zero. Una volta in Robot si può modificare il materiale degli elementi scegliendo tra quelli presenti nel database oppure creandone di nuovi. La modifica è recepita correttamente in Revit.

Si riscontrano problemi nel trasferire la stratigrafia dei *pavimenti* e delle *fondazioni strutturali*. Un pavimento strutturale composto di diversi strati di materiale esportato in Robot, è composto di un unico strato, con lo spessore dato dalla somma di tutti gli strati. Lo strato in questione è quello che in Revit nella struttura dell'elemento ha selezionato la funzione di struttura. Se più strati hanno la funzione impostata in struttura, il materiale associato all'elemento in Robot sarà quello con lo spessore maggiore.

In Revit è inoltre possibile applicare, attraverso lo strumento *Dipingi*, un materiale alla superficie selezionata di un elemento o di una famiglia. Dal momento che il

4.2 ANALISI DELLE INFORMAZIONI SCAMBIATE

comando non ha effetti sui parametri principali degli elementi, l'informazione non ha rilevanza dal punto di vista strutturale e perciò non è trasferita in Robot. L'elemento conserva come materiale proprio quello definito in uno dei sopracitati modi.

4.2.5 *Altri elementi*

Per sua natura il modello BIM è ricco di informazioni che afferiscono alle diverse discipline progettuali. Il modello analitico da sottoporre ad analisi strutturale deve essere spoglio di tutti quegli elementi che non sono rilevanti. L'analisi seguente ha lo scopo di determinare se e quali di questi elementi sono trasferiti tra i due software.

Tabella 6: Trasferimento di elementi architettonici.

Revit	Robot Structural Analysis
Pilastro Architettonico	
Muro non strutturale	
Sistema di facciata continua	
Scale	
Pavimento	
Controsoffitto	
Tetto	
Cavedio nel pavimento strutturale	▷
Porte e finestre	▷

*Cavedi, porte e finestre sono esportati come fori negli elementi strutturali.

INTEROPERABILITÀ REVIT 2015-MIDAS GEN 2015

5.1 INTERFACCIA DI INTEROPERABILITÀ

Per eseguire efficacemente lo scambio tra Revit e Midas è necessario aver installato, oltre ai due software, un modulo aggiuntivo chiamato *Midas Link for Revit Structure 2015*. Grazie a questo modulo, tra gli strumenti aggiuntivi di Revit sono aggiunte alcune icone che regolano il trasferimento del modello (Figura 5.1.1).

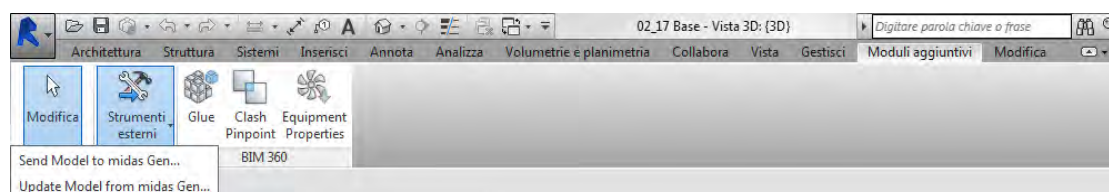


Figura 5.1.1: Comandi aggiuntivi del *Midas Link for Revit Structure 2015*.

Cliccando su *Send Model to midas Gen* si apre l'interfaccia di scambio nel quale si possono definire i parametri del trasferimento (Figura 5.1.2).

L'invio del modello prevede la creazione di tre diversi file.

- File RMG (.rmg): conserva il riferimento del file di Revit.
- MIDAS/GENw Text Document File (.mgt): costituisce il file di scambio vero e proprio.
- Log File (.txt): file di testo nel quale è presente un resoconto delle informazioni trasferite.

Si passa ora alla descrizione dei parametri definibili nell'interfaccia di scambio.

I primi due parametri permettono di specificare la collocazione dei file sopracitati. Il file .mgt deve essere importato in Midas in un secondo momento dall'utente.

La discretizzazione degli elementi superficiali come muri o solai avviene già in fase di trasferimento del modello. L'utente può quindi determinare il grado di dettaglio della mesh creata da Midas, spostando il cursore da una definizione più precisa ad una più grossolana nella sezione *Element size*.

Esiste anche la possibilità di trasferire solamente una porzione del modello, corrispondente agli elementi visibili in una determinata vista di Revit, spuntando la casella *Visible objects only in the current view in Export Target*.

Il successivo parametro *Unit* permette di impostare le unità di misura del file sorgente, in modo da coordinare il modello in Midas.

Gli altri due parametri fondamentali nello scambio sono la definizione delle sezioni e dei materiali degli elementi, che saranno trattati nel dettaglio successivamente.

Il modulo aggiuntivo non costituisce quindi un collegamento diretto tra i due software, ma si avvale di file intermedi.

L'aggiornamento del modello in Revit prevede solamente la definizione della posizione dei tre file coinvolti nello scambio iniziale (Figura 5.1.3).

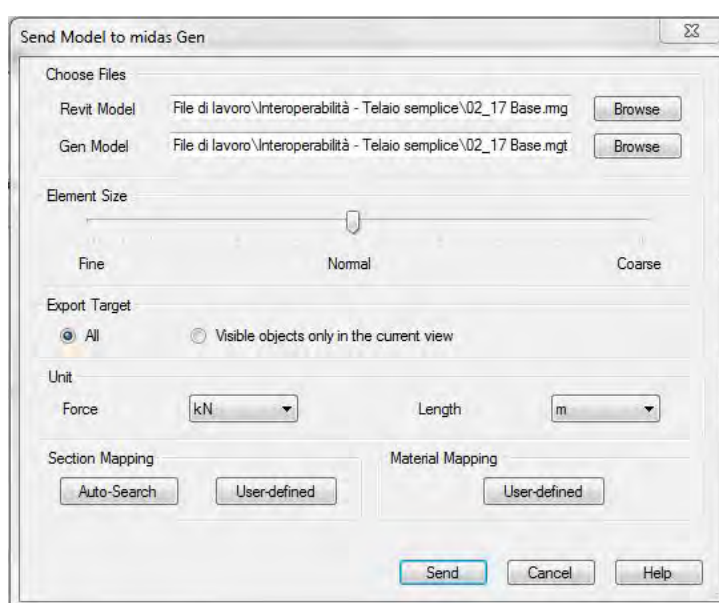


Figura 5.1.2: Interfaccia di invio del modello da Revit a Midas.

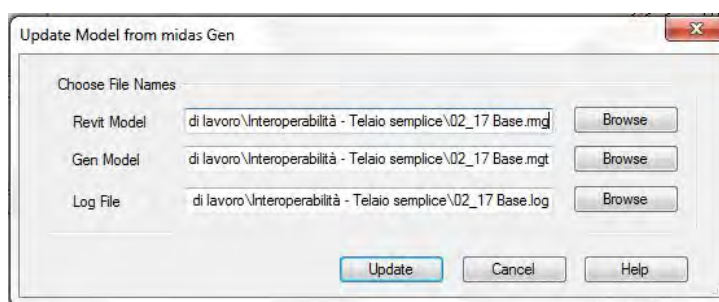


Figura 5.1.3: Interfaccia di aggiornamento del modello da Midas a Revit.

5.2 ANALISI DELLE INFORMAZIONI SCAMBIATE

5.2.1 Geometria

In questa sezione sono analizzate le informazioni geometriche che sono trasferite da un software all'altro, avvalendosi del medesimo telaio semplice utilizzato nel Capitolo 4.

Gli **elementi geometrici lineari** come pilastri strutturali, travi e controventi sono trasferiti in Midas come elementi di tipo *beam*.

Le travi di forma curva sono trasferite nel software di analisi strutturale e discretizzate in vari elementi *beam*, in funzione del grado di discretizzazione impostato in fase di trasferimento del modello (Figura 5.2.1). Da questa prova si deduce quindi che l'attributo *Element Size* influisce anche nella discretizzazione di questi elementi oltre che agli elementi di tipo *plate* quali solai o muri strutturali.

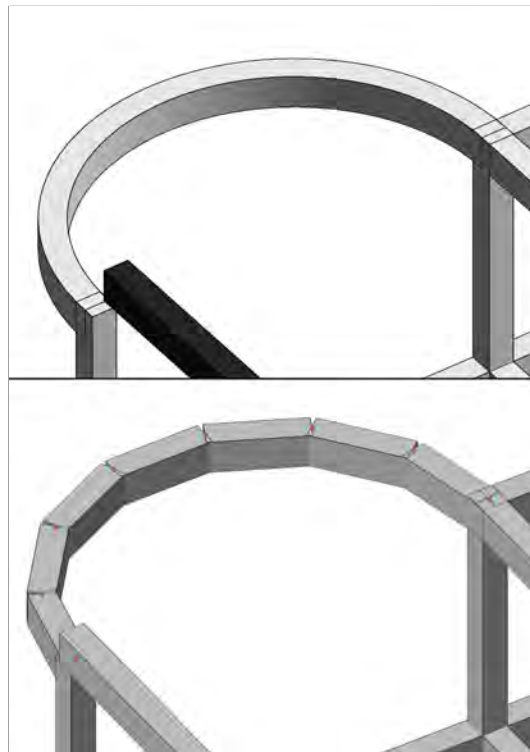


Figura 5.2.1: La trave curva in Revit (in alto) e la sua forma discretizzata esportata in Robot (in basso).

Le travi appartenenti ad un *sistema di travi* in Revit sono trasferite in Midas come elementi singoli indipendenti. Le modifiche effettuate si riflettono nel *sistema di travi* una volta che il modello è aggiornato in Revit.

Nel trasferimento del modello è importante analizzare come si tenga traccia dell'integrità degli elementi. Infatti in Midas gli elementi lineari che si incrociano su uno stesso piano sono divisi ed è creato un nodo analitico nel punto di incontro. Nel momento in cui il modello è aggiornato in Revit l'esigenza è quella di avere l'elemento di nuovo integro. L'informazione dell'unicità e integrità di un elemento viene trasferita da Revit a Midas attraverso il parametro *member* (Figura 5.2.2).

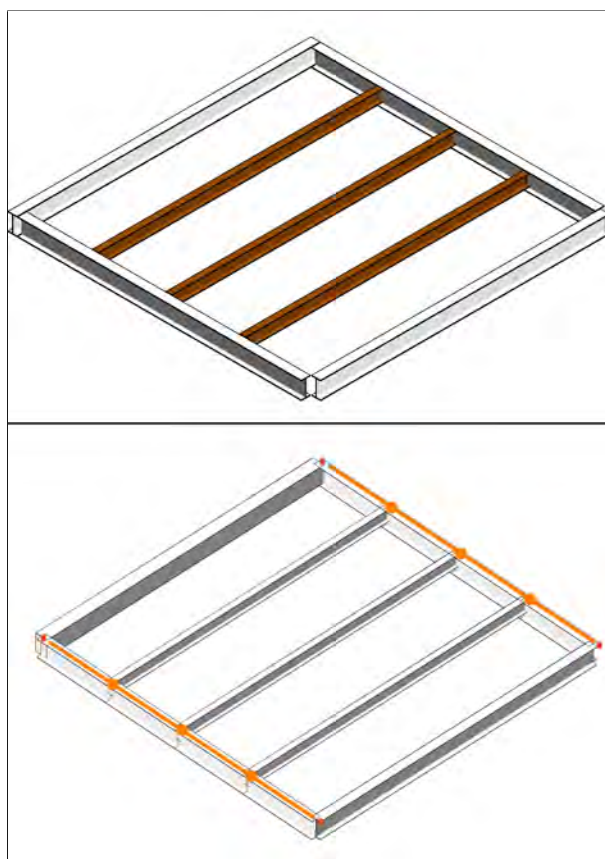


Figura 5.2.2: Esempio di travi primarie divise da travi secondarie. In arancione è evidenziato il parametro *member*.

Gli elementi facenti parte di uno stesso *member* sono analizzati come elemento unico in fase di dimensionamento automatico in Midas. Non è possibile però utilizzare questa funzione per raggruppare più elementi *beam* vicini e ottenere un elemento unico in Revit, oppure per aggiungere porzioni. In un'ottica di interoperabilità la questione ha un ruolo importante nel trasferimento della geometria perché come si vedrà nel caso studio causa diversi problemi in fase di aggiornamento in Revit.

In Revit i parametri che riguardano la *giustificazione* e l'*offset* delle travi sono attribuiti delle singole istanze. Questa informazione viene trasferita in Midas, dove è però tradotta come una proprietà del tipo di sezione e non del singolo *beam*. In Fi-

gura 5.2.3 sono mostrate le proprietà di una sezione IPE 300 importata da Revit, con l'asse analitico spostato nella parte superiore della sezione (punto rosso nell'immagine in basso). Perciò se una trave ha una *giustificazione* diversa dalle altre, viene creata in

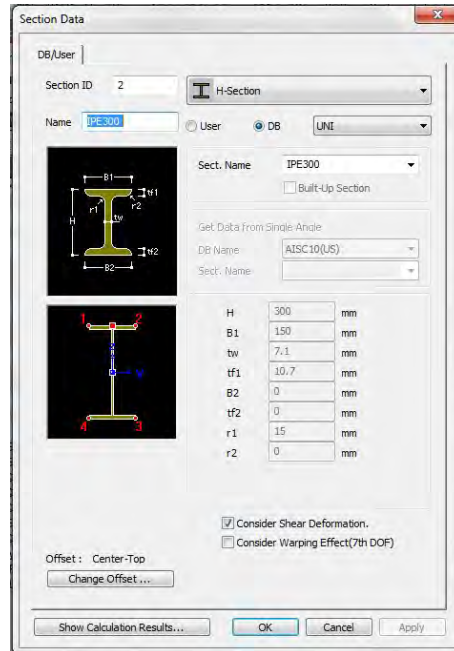


Figura 5.2.3: Esempio di trasferimento della giustificazione e offset delle travi.

automatico un'altra tipologia di sezione, con le stesse dimensioni geometriche ma con la posizione dell'asse analitico variata. Se la *giustificazione* e l'*offset* delle travi sono modificate all'interno delle proprietà di una sezione in Midas, queste informazioni non sono aggiornate in Revit.

Per definire in che modo sono esportate le **sezioni degli elementi**, esistono una modalità automatica ed una manuale. Entrambe costituiscono parte dei parametri che si possono impostare nell'interfaccia di scambio. Nella sezione *Section mapping*, cliccando su *Auto search* si definiscono i parametri della modalità automatica di riconoscimento delle sezioni. Il modulo aggiuntivo in particolare confronta i nomi delle sezioni presenti in Revit con quelle di Midas; l'utente può specificare se i nomi devono essere identici e se possono essere ignorati spazi, maiuscole o tratti nei nomi (Figura 5.2.4).

Cliccando su *user-defined*, si entra nella modalità manuale, che permette invece di definire in modo univoco le associazioni tra le sezioni esportate e quelle di Midas. Ogni riga corrisponde ad una specifica sezione di Revit identificata dal nome della *famiglia* di riferimento e dal *tipo*. A questi sono associati i parametri di Midas, che sono il nome del database, la forma della sezione e il nome della particolare sezione. L'interfaccia permette di aggiungere nuove corrispondenze o modificare le esistenti (Figura 5.2.5).

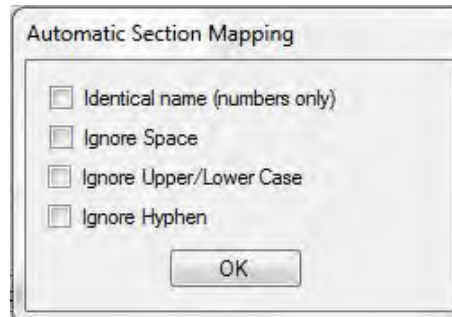


Figura 5.2.4: Impostazioni dell'Automatic Section Mapping.

User-defined Section Mapping

	Mapping Method	Revit Family Name	Revit Type Name	Gen Code	Gen Shape	Gen Section Name
1	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE100A	UNI	H	HEA100
2	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE120A	UNI	H	HEA120
3	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE140A	UNI	H	HEA140
4	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE160A	UNI	H	HEA160
5	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE180A	UNI	H	HEA180
6	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE200A	UNI	H	HEA200
7	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE220A	UNI	H	HEA220
8	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE240A	UNI	H	HEA240
9	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE260A	UNI	H	HEA260
10	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE280A	UNI	H	HEA280
11	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE300A	UNI	H	HEA300
12	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE320A	UNI	H	HEA320
13	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE340A	UNI	H	HEA340
14	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE360A	UNI	H	HEA360
15	NAME	Flangia larga ad H-Pilastro	HE400A	UNI	H	HEA400

Add Modify Delete Find Up Down OK Cancel

Figura 5.2.5: Impostazioni dell'user-defined Section Mapping.

Nel momento in cui il modello è inviato compare un resoconto del riconoscimento delle sezioni (Figura 5.2.6). Ancora una volta sono indicate *famiglia* e *tipo* delle sezioni in Revit, il risultato del trasferimento, i dettagli dell'operazione e infine la sezione di Midas corrispondente. Può succedere che alcune sezioni anche se standard non siano riconosciute, ma è sufficiente creare un'associazione tra le dimensioni geometriche della sezione esportata e quelle standard di Midas in *Define Section Mapping*. Ad esempio una semplice sezione rettangolare potrebbe non essere riconosciuta se in Revit è stato creato un *tipo* non specificato nel *Section Mapping*. Nella finestra specifica, l'utente deve solamente associare altezza e larghezza della sezione rettangolare ai parametri di altezza e larghezza propri della sezione corrispondente in Midas.

	Revit		Result	Details	Gen		
	Family Name	Type Name			Code	Shape	Section
1	Pilastrino in calcestruzzo - Quadra	300 x 300	OK	Custom rule (parametric) applied		SB	
2	Calcestruzzo - Trave rettangolar	300 x 400mm	OK	Custom rule (parametric) applied		SB	
3	Calcestruzzo - Trave rettangolar	200 x 300mm C	OK	Custom rule (parametric) applied		SB	

Figura 5.2.6: Section Mapping Results.

Il parametro *comportamento strutturale* degli elementi di Revit, anche nel caso di Midas, non è rilevante ai fini dell'analisi strutturale, e perciò non viene trasferito.

Il **rilascio** degli elementi strutturali ha una grande valenza nell'analisi strutturale, perché concorre alla definizione dello schema statico. Come già visto nel Capitolo 4, in Revit si possono impostare diverse tipologie di rilascio in relazione alle componenti di forza rilasciate; la condizione di default è *cerniera* per entrambe le estremità. In Midas c'è un'impostazione di base differente. Ogni *beam* che viene creato non possiede un rilascio, o *beam end release*, quindi risulta incastrato alle estremità. Sono trasferibili tutti i tipi di rilascio tra i due software. Se in Revit è impostato il vincolo ad incastro, in Midas il *beam* corrispondente non avrà associata la proprietà *beam end release*. Dalle prove effettuate il rilascio degli elementi può essere trasferito solo in una direzione, da Revit a Midas. L'aggiornamento del modello da Midas non trasferisce questo tipo di informazione. Da questo punto di vista bisogna quindi fare molta attenzione all'interno del processo iterativo di scambio, dato che ogni volta le impostazioni relative al rilascio tornano ad essere quelle impostate nel modello BIM.

I *collegamenti analitici* creabili in Revit nella modalità di *Regolazione analitica* sono trasferibili in Midas come *elastic link*. In Figura 5.2.7 è presente il modello con il *collegamento analitico* di Figura 4.2.6 esportato in Midas.

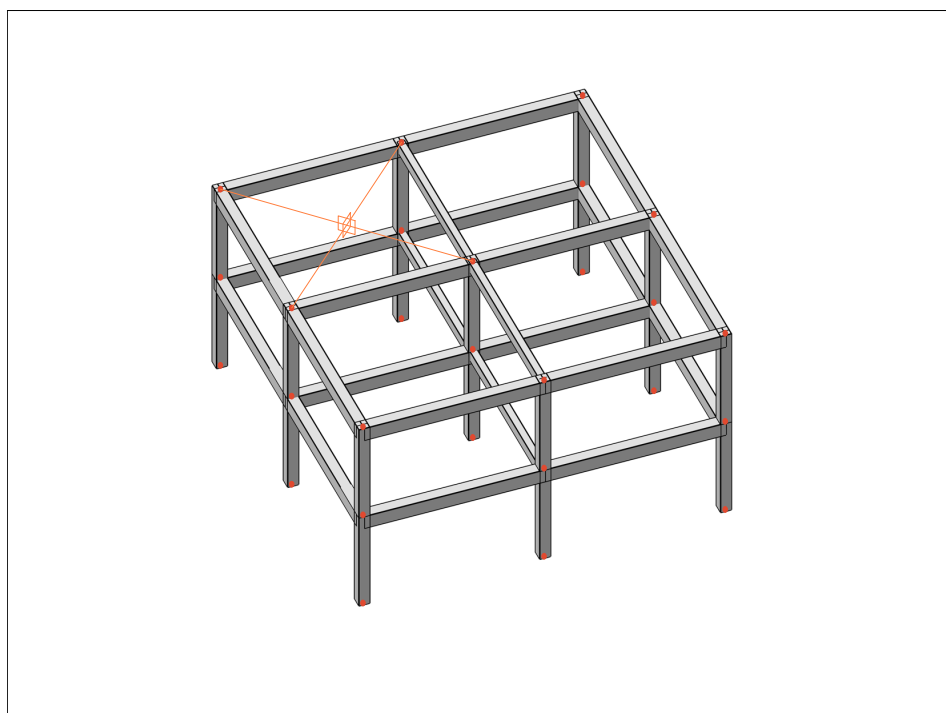


Figura 5.2.7: Il collegamento analitico di Figura 4.2.6 esportato in Midas.

All'interno delle proprietà del *tipo* del collegamento analitico l'utente può stabilire i gradi di vincolo rispetto ai sei gradi di libertà. Sono disponibili solamente le condizioni *Fisso* e *Rilasciato*. Queste proprietà sono esportate in Midas, dove è invece possibile specificare la rigidezza rispetto alla traslazione e rotazione inserendo un valore numerico preciso rispettivamente in kN/m e kNm/rad . La condizione *Rilasciato* viene trasferita in Midas con un valore della rigidezza pari a 0. La condizione *Fisso* invece viene tradotta con una rigidezza pari a 100000000000000, cioè un valore talmente grande da poter essere considerato infinito (Figura 5.2.8).

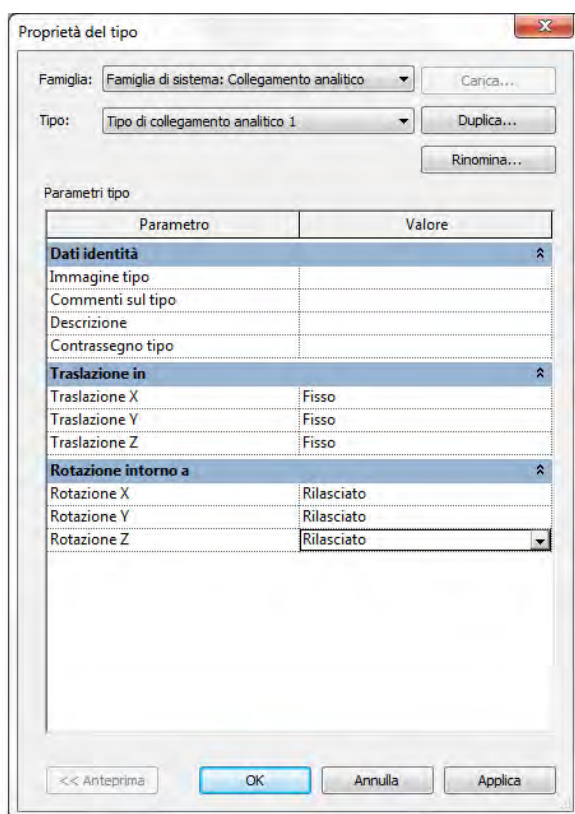
Gli **elementi geometrici superficiali** sono trasferiti come elementi di tipo *plate*. Tra questi ci sono i pavimenti strutturali e i muri strutturali (Figura 5.2.9).

Le eventuali porte e finestre presenti sono trasferite come fori all'interno dei *plate*; lo stesso vale per i cavedi verticali all'interno dei pavimenti strutturali.

Le *platee* e i pavimenti strutturali sono costituite da uno o più strati, definiti nelle proprietà del *tipo* in Revit. Lo spessore dell'elemento superficiale si traduce in Midas nel parametro *thickness*. Il trasferimento di questa informazione è però subordinato al riconoscimento del materiale costituente. Per l'analisi del trasferimento di questa caratteristica si rimanda alla sezione 5.2.4.

Gli elementi *plate* importati suddividono gli elementi *beam* corrispondenti alle travi di piano, in base al grado di discretizzazione della mesh (Figura 5.2.9). Questa è una caratteristica importante perché permette di valutare in modo più dettagliato la

5.2 ANALISI DELLE INFORMAZIONI SCAMBIATE



No	Node1	Node2	Type	B Angle ((deg))	SDx (kN/m)	SDy (kN/m)	SDz (kN/m)	SRx (kN*m/[rad])	SRy (kN*m/[rad])	SRz (kN*m/[rad])
1	18	10	GEN	0.00	1000000000	1000000000	1000000000	0.00	0.00	0.00
2	12	16	GEN	0.00	1000000000	1000000000	1000000000	0.00	0.00	0.00

Figura 5.2.8: Confronto tra le proprietà in Revit (sopra) e in Midas (sotto) del medesimo collegamento analitico esportato.

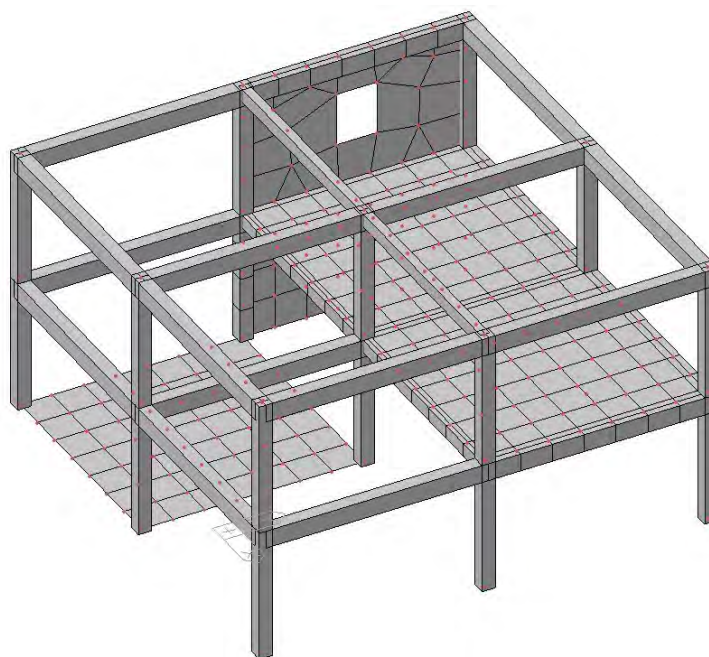


Figura 5.2.9: Elementi geometrici superficiali trasferiti in Midas.

ripartizione sulle travi di piano del carico applicato all'elemento *plate*.

L'unica tipologia di fondazione strutturale che viene esportata è la platea, importata in Midas come elemento di tipo *plate*. Le fondazioni puntuali o lineari non sono trasferibili, né come elementi del modello, né come vincoli esterni (Tabella 7).

Tabella 7: Trasferimento delle fondazioni.

Revit	Midas Gen
Fondazione strutturale: plinto	
Fondazione strutturale: muro	▷ Plate

5.2.2 Vincoli

I vincoli esterni di tipo puntuale sono trasferiti in Midas correttamente come elementi *supports* (Figura 5.2.10).

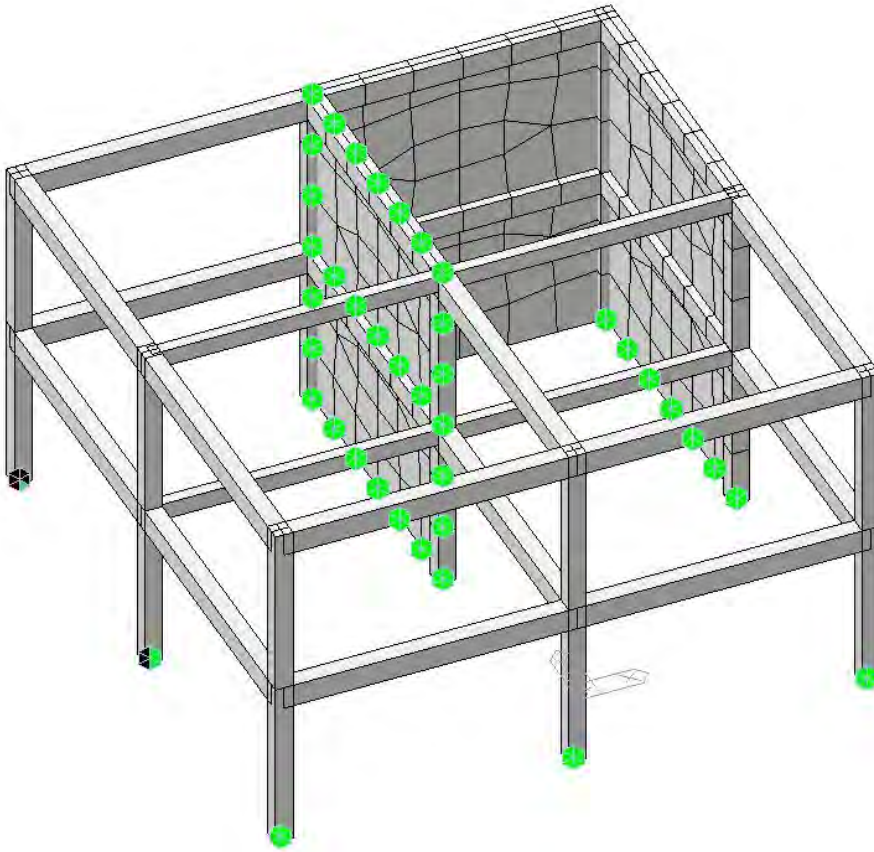


Figura 5.2.10: Modello per la valutazione del trasferimento dei vincoli in Midas.

Le componenti di forza vincolate nei vincoli esterni di *incastro*, *cerniera* e *momento flettente* sono riconosciute da Midas che associa quindi un *support* con le stesse caratteristiche.

Nel momento in cui ad un grado di vincolo si associa una rigidezza numerica in Revit, il vincolo non si traduce più in *support* ma in *point spring support*. Si tratta di un vincolo elastico puntuale con rigidezza definita. Dalle prove effettuate, il valore di rigidezza di questo elemento non corrisponde al valore impostato inizialmente nel vincolo in Revit. Si consiglia perciò di definire il valore in Revit in modo da tradurre il vincolo nel modo corretto, cioè come *point spring support*, ma di correggere manualmente i valori di rigidezza.

I vincoli di tipi superficiale applicati a muri strutturali sono trasferibili. Il muro strutturale, come già detto, viene discretizzato nel momento in cui è effettuato lo scambio di informazioni. Ogni nodo della mesh alla base del muro strutturale è vincolato.

Allo stesso modo sono trasferibili anche i vincoli esterni per area. In Midas sono costituiti da vincoli puntuali nei nodi collocati nel perimetro dell'elemento strutturale superficiale. Come già detto nel Capitolo 4, in Revit è possibile solo definire i gradi di vincolo traslazionali all'interno delle proprietà dei vincoli per area, perciò una volta importati in Midas le componenti rotazionali risultano rilasciate. Si consiglia di inserire direttamente questi vincoli in Midas, oppure di fare attenzione a definire il grado di vincolo rispetto alle componenti rotazionali dopo aver effettuato lo scambio.

Nessuna informazione riguardo ai vincoli può essere aggiornata da Midas a Revit. Questo vale sia per qualsiasi tipo di modifica riguardo le caratteristiche di un particolare vincolo, sia la rimozione o aggiunta di altri.

Tabella 8: Trasferimento dei vincoli.

Revit		Midas Gen
Vincolo esterno puntuale	▷	Support
Vincolo esterno lineare	▷	Support
Vincolo esterno per area	▷	Support
Vincolo esterno con rigidità definita	▷	Point spring support

5.2.3 Carichi, condizioni di carico e combinazioni

Solamente i **carichi ospitati** da istanze in Revit sono trasferibili in Midas.

In Tabella 9 sono indicate tutte le varie tipologie di carico creabili in Revit e il loro corrispettivo in Midas nei casi in cui sono trasferite.

Tabella 9: Trasferimento delle tipologie di carico.

Revit		Midas Gen
Carico concentrato		
Carico concentrato ospitato	▷	Nodal Load
Carico lineare		
Carico lineare ospitato	▷	Line Beam Load
Carico per area		
Carico per area ospitato	▷	Pressure Load

Le **condizioni di carico** sono definite da alcuni parametri in Revit come il *Nome*, *Numero caso*, *Natura* e *Categoria*. Il parametro più importante al quale fare attenzione è la *Categoria* del carico. Se da un lato gli altri parametri possono essere decisi dall'utente e sono soltanto una descrizione del carico in esame, il parametro *Categoria* è quello che determina il tipo di carico che sarà creato in Midas. In Tabella 10 sono elencate le varie casistiche possibili.

Tabella 10: Modalità di trasferimento del parametro *Categoria* di Revit nel parametro *Type* di Midas.

Condizioni di carico	
Revit	Midas Gen
<i>Categoria</i>	<i>Type</i>
Carichi propri	Dead Load (D)
Carichi accidentali	USER defined (USER)
Carichi di esercizio	Live Load (L)
Carichi di esercizio del tetto	Roof Live Load (LR)
Carichi neve	Snow Load (S)
Carichi sismici	Earthquake (E)
Carichi temperatura	Temperature (T)
Carichi vento	Wind Load on structure (W)

E' molto importante fare delle considerazioni sulla scelta del parametro *Categoria*

per i carichi accidentali. Midas per implementare le combinazioni di carico in modo automatico necessita di almeno una condizione di carico di tipo *live load* al quale associare i coefficienti propri dei carichi accidentali. Il programma associa condizioni di tipo *live load* ai carichi che in Revit hanno la *Categoria* impostata in *carichi di esercizio*. Se tra le condizioni di carico si inseriscono i carichi di esercizio, l'avvio delle combinazioni automatiche avviene quindi correttamente. Nel caso in cui non si considerano carichi di esercizio ma solo altri tipi di carichi accidentali, l'utente deve attribuire ad almeno uno di questi la *Categoria* carichi di esercizio.

Le **combinazioni di carico** create in Revit non sono trasferibili in Midas in nessun modo. L'utilizzo di questa funzionalità appare infatti poco proficua, dato che in Midas le combinazioni di carico possono essere create in automatico nel rispetto della quasi totalità delle normative nazionali ed internazionali.

Come nel caso dei vincoli, anche per i carichi le informazioni sono trasferite in un'unica direzione.

Nell'analisi svolta, sono state fatte prove di modifica, aggiunta e cancellazione di qualsiasi tipologia di carico, ma non si ritrova traccia nel modello aggiornato in Revit. Anche le condizioni e le combinazioni di carico non sono aggiornabili.

La funzione di applicazione dei carichi e la definizione delle combinazioni di carico appare poco utile in Revit, dato che è più semplice ed automatico fare tali operazioni in Midas, considerando anche che poi queste informazioni si muovono in una sola direzione.

5.2.4 *Materiali*

Per il trasferimento dei materiali esiste un apposito file, chiamato *material mapping*, che permette di associare i materiali esportati in Revit con i materiali presenti nel database di Midas.

La finestra del *material mapping* è accessibile dall'interfaccia di scambio dei due software (Figura 5.2.11).

	Category	Revit Material Name	Gen Standard	Gen DB Name
1	Steel	Steel ASTM A36	ASTM09(S)	A36
2	Steel	Steel ASTM A500, Grade B, Rectangular and Square	ASTM09(S)	A500-42
3	Steel	Steel ASTM A500, Grade B, Round	ASTM09(S)	A500-46
4	Steel	Steel ASTM A500, Grade C, Rectangular and Square	ASTM09(S)	A500-46
5	Steel	Steel ASTM A500, Grade C, Round	ASTM09(S)	A500-50
6	Steel	Steel ASTM A53	ASTM09(S)	A53
7	Steel	Steel ASTM A572	ASTM09(S)	A572
8	Steel	Steel ASTM A992	ASTM09(S)	A992
9	Steel	Steel ASTM A36	ASTM09(S)	A36
10	Steel	Steel ASTM A53	ASTM09(S)	A53
11	Steel	Steel ASTM A242	ASTM09(S)	A242-40
12	Steel	Steel ASTM A514	ASTM09(S)	A514-90
13	Steel	Steel ASTM A572	ASTM09(S)	A572-42
14	Steel	Steel ASTM A913	ASTM09(S)	A913-50
15	Steel	Steel ASTM A992	ASTM09(S)	A992
16	Steel	Acciaio ASTM A992	ASTM09(S)	A992
17	Steel	Acciaio, 45-345	ASTM09(S)	A992
18	Steel	Metallo - Acciaio - 345 MPa	ASTM09(S)	A992
19	Steel	Metallo - Acciaio - Accia	ASTM09(S)	
20	Concrete	Concrete	ASTM(RC)	Grade C3500
21	Concrete	Concrete, Cast-in-Place gray	ASTM(RC)	Grade C3500
22	Concrete	Concrete, Lightweight - 4 ksi	ASTM(RC)	Grade C4000
23	Concrete	Concrete, Normal Weight - 3 ksi	ASTM(RC)	Grade C3000
24	Concrete	Concrete, Normal Weight - 4 ksi	ASTM(RC)	Grade C4000
25	Concrete	Concrete, Normal Weight - 5 ksi	ASTM(RC)	Grade C5000
26	Concrete	Concrete, Precast	ASTM(RC)	Grade C5000
27	Concrete	Concrete, Precast (1)	ASTM(RC)	Grade C5000
28	Concrete	Concrete, Precast (2)	ASTM(RC)	Grade C5000
29	Concrete	Concrete - Normal Weight - 3 ksi	ASTM(RC)	Grade C3000
30	Concrete	Concrete - Normal Weight - 4 ksi	ASTM(RC)	Grade C3500
31	Concrete	Concrete - Normal Weight - 5 ksi	ASTM(RC)	Grade C4000
32	Steel	Steel	ASTM09(S)	A36

Figura 5.2.11: La finestra *material mapping* per la definizione delle corrispondenze tra i materiali di Revit e quelli di Midas.

Questa funzione è però solamente disponibile per l'acciaio e il calcestruzzo, dato che in Midas le categorie di materiale sono *acciaio*, *calcestruzzo*, *SRC* (relativo alle sezioni composte) e *user-defined*.

Ogni voce dell'elenco include la categoria di materiale che può essere *steel* o *concrete*,

il nome del materiale in Revit, la normativa di riferimento e il nome del particolare materiale in Midas.

I materiali di tipo *acciaio* o *calcestruzzo* non presenti nel *material mapping* sono trasferiti correttamente in Midas ed è anche riconosciuto il tipo di materiale (acciaio o calcestruzzo). In particolare sono trasferite le proprietà fisiche fondamentali per il calcolo del peso proprio e delle deformazioni. Se un materiale non appartiene alle due categorie sopracitate è importato come materiale di tipo *user-defined*, ma conserva le proprietà fisiche definite in Revit.

I materiali che non hanno definite le proprietà fisiche in Revit non sono trasferiti in Midas.

Se le singole istanze non hanno un materiale proprio definito nella finestra delle proprietà, ma fanno riferimento al materiale della *categoria* di elementi al quale appartengono, Midas non riconosce il materiale ed associa all'elemento un materiale *undefined* di default. La stessa cosa vale per i materiali definiti in base alla *sottocategoria* di elementi.

La stratigrafia dei pavimenti strutturali o delle fondazioni superficiali sono definibili all'interno delle proprietà del *tipo*, nella finestra relativa alla *struttura*. Per ogni strato è possibile definire la *funzione*, il materiale, se lo spessore può essere variabile ma soprattutto quale di questi svolge il ruolo di *materiale strutturale* (Figura 5.2.12). Quest'ultimo parametro è quello decisivo per il trasferimento del materiale dell'ele-

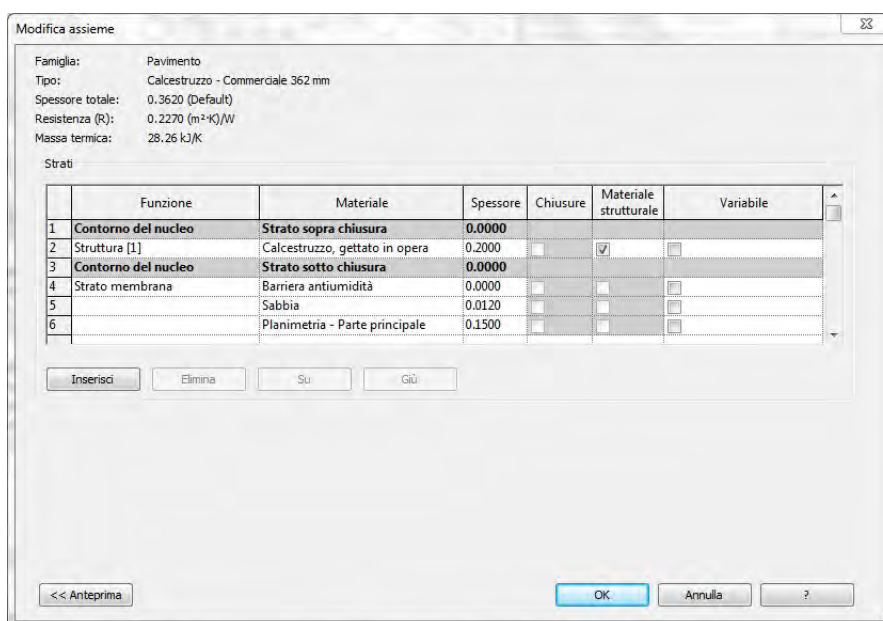


Figura 5.2.12: Parametri che definiscono la stratigrafia di un pavimento strutturale in Revit.

mento *plate* in Midas. Infatti l'elemento *plate* esportato avrà come materiale e spessore quello associato allo specifico strato avente ruolo di *materiale strutturale*.

Questa caratteristica permette di creare in Revit dei solai con tutti gli strati costitutivi, comprendendo ad esempio la finitura, ma di esportare per il calcolo solo lo strato resistente, che effettivamente è oggetto di analisi strutturale.

Se in Midas si varia lo spessore degli elementi *plate*, il successivo aggiornamento in Revit non risulta corretto. La variazione di spessore non si riflette nello strato al quale è associato il materiale strutturale come ci si aspetterebbe, ma su uno degli altri strati. Quindi nel complesso il pavimento risulta dello spessore giusto, ma con l'aumento o diminuzione di spessore degli strati sbagliati.

Come già detto, un materiale non presente nel *material mapping* viene importato in Midas come un materiale nuovo: ad esempio il materiale *Rame* sarà esportato in Midas come *USER_Rame* conservando le caratteristiche fisiche.

Di seguito sono elencati i parametri fisici dei materiali in Revit.

- Comportamento
- Modulo di Young
- Coefficiente di Poisson
- Modulo a taglio
- Densità

In Midas il Modulo di taglio (G) non è specificato nelle proprietà del materiale, in quanto viene determinato a partire dal modulo di Young (E) e del coefficiente di Poisson (ν) tramite la relazione:

$$G = \frac{E}{2(\nu + 1)}$$

Nel momento in cui un materiale viene aggiornato da Midas, sarà importato in Revit senza il parametro relativo al Modulo di taglio specificato, quindi con un valore di default pari a zero.

5.2.5 *Altri elementi*

Anche in questo caso è stata valutato lo scambio degli elementi non propriamente coinvolti nell'analisi strutturale, che è bene quindi non trasferire.

Tabella 11: Trasferimento di elementi architettonici.

Revit	Midas Gen
Pilastro Architettonico	
Muro non strutturale	
Sistema di facciata continua	
Scale	
Scale	
Pavimento	
Controsoffitto	
Tetto	
Cavedio nel pavimento strutturale	▷
Porte e finestre	▷

*Cavedi, porte e finestre sono esportati come fori negli elementi strutturali *plate*.

CASO STUDIO: PROGETTO PER UNA NUOVA
COPERTURA DELLA TRIBUNA EST DELLO STADIO
APPIANI DI PADOVA

ANALISI STORICA

6.1 L'APPIANI OGGI

Lo Stadio Silvio Appiani è un impianto calcistico situato a Padova in via Carducci n.3.

La zona si trova a ridosso del centro storico della città, a sud di Prato della Valle e del Foro Boario (Figura 6.1.1).

Questa posizione ha contribuito negli anni ad attribuire allo Stadio Appiani un importante valore storico e simbolico.

Sede di sessantuno anni di storia del Calcio Padova, è oggi poco utilizzato a causa del trasferimento della società calcistica nel nuovo Stadio Euganeo, situato all'esterno del centro storico, a ovest della città. Quest'abbandono è costato molto all'Appiani, sia in fatto di fascino e blasone, ma soprattutto in termini di deterioramento. Allo stato attuale è infatti accessibile solamente la tribuna posta sul lato ovest, la cui capienza è abbondantemente sufficiente per le manifestazioni sportive che sono attualmente ospitate dall'impianto. Il resto dello Stadio versa però in condizioni di grande degrado, a partire dalla più capiente Tribuna Est.

Da anni si assiste a una disputa tra il Comune, la Soprintendenza per i beni architettonici e paesaggistici e i tifosi del Calcio Padova che riguarda il futuro dell'impianto. Da un lato il Comune non disdegna la possibilità di demolire almeno in parte lo Stadio per realizzare parcheggi a servizio della città, dall'altro la Soprintendenza sollecitata da tifosi e nostalgici ha sottoposto a vincolo parte dell'Appiani.

Esso è un impianto frutto di una costruzione per parti, in seguito a specifiche esigenze temporanee, non figlio quindi di un progetto armonico unitario. Questa sua eterogeneità lo caratterizza fortemente, ma ne limita le possibilità di adeguamento ad un uso intensivo (Figura 6.1.1).

La particolarità dell'impianto è sicuramente la conformazione delle tribune che permette la vista verso la vicina Basilica di Santa Giustina. Questa caratteristica conferisce ad un impianto sportivo come l'Appiani unicità e grande pregio (Figura 6.1.7 e Figura 6.1.8).



Figura 6.1.1: Fotopiano dell'area di progetto con evidenziati gli elementi di rilievo.
Fonte: Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova



Figura 6.1.2: Stato attuale della Tribuna Est-Foto interno 1.
Fonte: Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova



Figura 6.1.3: Stato attuale della Tribuna Est-Foto interno 2.
Fonte: Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova



Figura 6.1.4: Stato attuale della Tribuna Est-Foto interno 3.
Fonte: Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova



Figura 6.1.5: Stato attuale della Tribuna Est-Foto esterno.
Fonte: Fotografia dell'autore



Figura 6.1.6: Fotopiano dell'area dello Stadio Appiani e del vicino Campo sportivo Monti.
Fonte: Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova



Figura 6.1.7: Vista della Basilica di Santa Giustina dalla Tribuna Ovest
Fonte: Fotografia dell'autore



Figura 6.1.8: Vista della Basilica di Santa Giustina dalla Tribuna Ovest
Fonte: Fotografia dell'autore

6.2 IL CAMPO SPORTIVO MONTI

Le vicende che portano alla realizzazione dello Stadio Appiani prendono piede nei primi anni del 1900. E' in questa fase politico-culturale che l'educazione fisica assume un'importanza strategica per il regime fascista. Molte iniziative a livello nazionale del periodo mirano, infatti, allo sviluppo e valorizzazione di quest'attività per i giovani.

Anche a Padova si trova pienamente quest'orientamento quando, nei primi mesi del 1913, è presentata in Consiglio Comunale una relazione riguardante la possibilità di costruire un nuovo Stadium per la città. L'iniziativa è sostenuta da una legge nazionale del 26 dicembre 1909 che, obbligando tutti gli studenti ai corsi di educazione fisica, afferma la necessità di ogni scuola di dotarsi di un'area scoperta per tale destinazione. L'idea dello Stadium risponde quindi alla crescente domanda di luoghi per lo sport, anche al di fuori dell'ambito prettamente scolastico e giovanile.

Orientata dal modello inglese, la Giunta sottolinea l'importanza della presenza di una pista podistica nella parte esterna, di un campo da football nella parte centrale, un campo per praticare il lawn-tennis oltre che una zona per altri sport in cui è previsto l'uso del tamburello. Il progetto prevede inoltre una pista ciclistica regolamentare.

La scelta dell'area in cui destinare l'opera ricade nel terreno ospitante il Collegio Armeno Samuel Moorat della Congregazione dei Padri Armeni Mechitaristi, ubicato a sud di Prato della Valle. La zona è scelta perché considerata «in posizione non eccentrica, ben ubicata, servita da una linea tramviaria e di sufficienti dimensioni» [6]; la compravendita è portata a termine il 21 giugno 1913.

Solo qualche mese più tardi l'area sopra descritta è destinata alla realizzazione del nuovo Foro Boario, mentre per la realizzazione dello Stadium sono acquisite altre aree adiacenti dai fratelli Brocadello.

La fine dei lavori è datata 10 giugno 1915, dopo 309 giorni lavorativi. Dalla relazione di collaudo del Settembre 1915 si trovano diverse informazioni circa la consistenza dell'opera che risulta «grandiosa, ben ideata e riuscita conforme allo scopo cui è destinata» [6]. In particolare sono ben eseguite le tribune, le travi in calcestruzzo armato e la pista da ciclismo, testata da alcuni ciclisti dilettantistici. Ci sono però due difetti che riguardano la messa in opera del calcestruzzo e degli intonaci. Le travi in c.a. presentano delle fenditure dovute alla dilatazione termica dei ferri di armatura. Gli intonaci sono caratterizzati da macchie e in alcuni punti si staccano; ciò è aggravato dal tentativo dell'impresa di rimediare con un nuovo intonaco, senza considerare la diversa colorazione, ottenendo un risultato sgradevole esteticamente.

L'impianto è stato poi intitolato a Giovanni Monti, aviatore e giocatore del Calcio Padova, in seguito alla sua scomparsa nel 1931.

6.3 IL NUOVO STADIO

L'attività sportiva si sviluppa notevolmente negli anni successivi, tanto da rendere insufficiente anche la disponibilità dello Stadium.

Nel 1921 è acquistata, sempre dai fratelli Brocadello, un'altra area limitrofa destinata l'anno successivo a campo di allenamento a fronte di una spesa ritenuta esigua rispetto ai benefici attesi.

La soluzione è però solamente provvisoria e non è destinata a essere soddisfacente a lungo; la città ha bisogno di nuove strutture in grado di accogliere i futuri sviluppi previsti.

La scelta è quella di realizzare un nuovo Stadio nell'area acquisita nel 1921, destinando il Monti a campo per le esercitazioni e per l'istruzione. Il progetto del nuovo Stadio prevede:

- superficie complessiva di 12.500 mq;
- campo da gioco di 110x65 m con una fascia di contorno di 2 m sui lati corti e 3 m sui lati lunghi;
- tre tribune coperte sul lato Ovest (due laterali lunghe 22 m e la centrale lunga 50 m) costituite da muretti trasversali che sostengono nove ordini di travetti longitudinali a T in cemento armato che determinano alzate di 30 cm e pedate da 75 cm e sostengono a loro volta un sedile di legno di 45 cm di altezza per 30 cm di larghezza (Figura 6.3.1). La copertura è costituita da una tettoia di legno con coperto in lastre di eternit (Figura 6.3.2).;
- una gradinata popolare scoperta sul lato est costituita da un terrapieno nel quale sono ricavati quattordici gradini di 10 cm circa di alzata, individuata da una tavola di larice sostenuta da paletti di legno, e 90 cm di pedata; il piano inclinato è costituito da uno strato di carbonella coperta da terra e ghiaietto.

La capienza complessiva dello stadio è di 9800 posti circa: 1300 nelle tribune coperte, 8500 nel terrapieno sul lato est (Figura 6.3.3).

Nel Novembre del 1923 il Comune di Padova affida i lavori di costruzione alla Federazione Sportiva Padovana, che in cambio riceve la concessione dei due campi da gioco, dei locali del Foro Boario a uso palestra e del sotto pista del Monti per sei anni.

Il 19 ottobre 1924 è finalmente inaugurato lo Stadio Comunale (Figura 6.3.4 e Figura 6.3.5); la denominazione cambierà negli anni successivi in Stadio Appiani, in onore di Silvio Appiani, giovane giocatore del Calcio Padova, morto il 21 ottobre 1915 a soli 21 anni a causa della sua partecipazione alla Prima Guerra Mondiale.

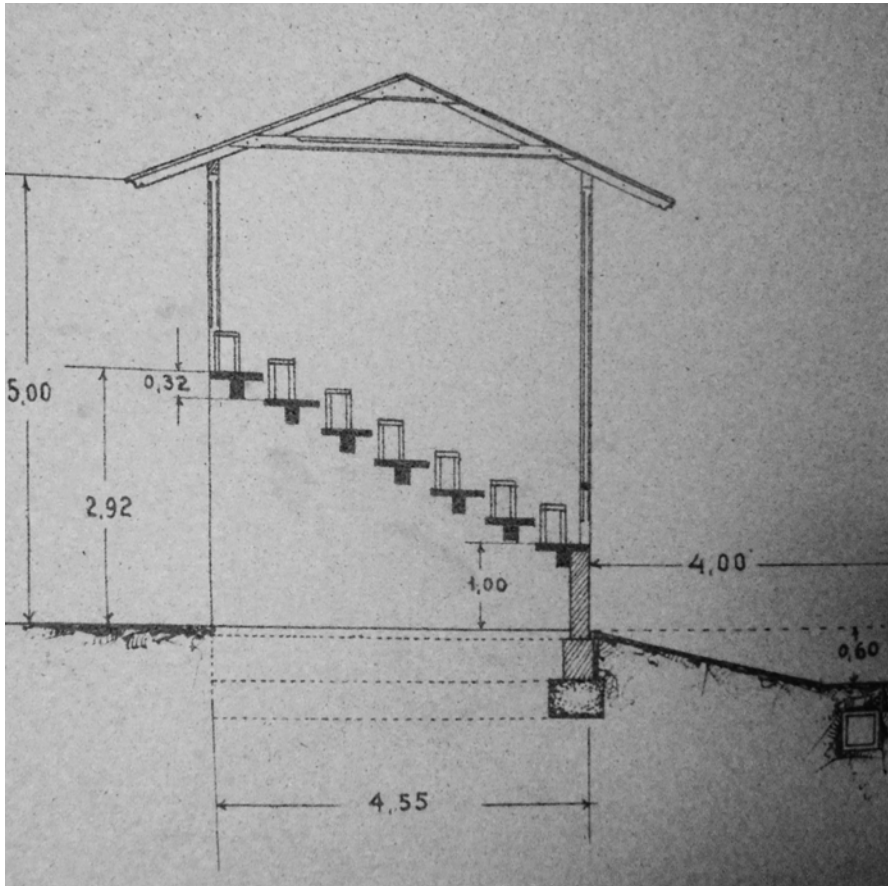


Figura 6.3.1: Sezione della tribuna coperta sul lato Ovest.
Fonte: [7]



Figura 6.3.2: Dettaglio costruttivo della capriata in legno con copertura in eternit.
Fonte: [7]



Figura 6.3.3: La foto ritrae le tribune in legno poste sul lato ovest durante una partita del Calcio Padova.
Fonte: [4]



Figura 6.3.4: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1923-Vista sud-ovest.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.



Figura 6.3.5: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1923-Vista sud-est.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.

6.4 I PRIMI AMPLIAMENTI

Nel 1942 lo Stadio Appiani e il Campo Monti sono consegnati al Comitato Olimpico Nazionale Italiano Provinciale di Padova. Grazie a questo passaggio di consegne si può ricostruire lo stato di consistenza dello Stadio in quell'anno.

In particolare nel lato sud e nord sono presenti delle tribune di legno scoperte. Queste nuove strutture di legno non sono però sufficienti ad accogliere l'afflusso di tifosi che a ogni partita accorrono allo Stadio.

Nel 1948 si decide così di realizzare delle gradinate al posto del terrapieno popolare sul lato est (Figura 6.4.1). L'incarico per la costruzione è affidato all'ing. Pavanato su progetto dell'arch. Gino Rossi. La nuova tribuna della lunghezza di 100 m si compone da una serie di murature a due teste in mattoni pieni e gradoni in calcestruzzo armato, la cui alzata è costituita da travetti di tipo Varese mentre la pedata da tavelle in laterizio, con relativa cappa in calcestruzzo. Ci sono due ordini di gradinate: un inferiore composto di sedici gradoni e un superiore composto di diciannove gradoni. In seguito ad alcuni problemi sorti durante gli scavi di fondazione, nasce un contenzioso tra il Calcio Padova e l'impresa di costruzione. Nonostante questo alla fine i lavori sono eseguiti correttamente e la tribuna è inaugurata all'inizio della stagione sportiva 1948-49. La capienza dello stadio raggiunge così i 20.000 spettatori (Figura 6.4.2 e Figura 6.4.3).

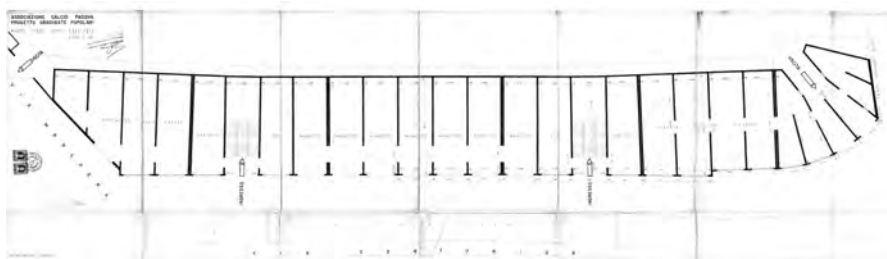


Figura 6.4.1: Pianta del progetto per la nuova tribuna est che sostituisce il terrapieno.

Fonte: Immagine fornita dal Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova.



Figura 6.4.2: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1948-Vista sud-ovest.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.



Figura 6.4.3: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1948-Vista sud-est.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.

6.5 L'AMPLIAMENTO DELLA TRIBUNA EST

Solamente sei anni dopo, nel 1955, si rende necessario un ulteriore ampliamento della tribuna est, considerando anche l'imminente partecipazione del Calcio Padova alla massima serie nazionale. Il nuovo progetto (Figura 6.5.1) prevede un aumento di capienza di circa 5000 unità e prevede le seguenti operazioni:

- sostituzione delle tribune laterali in legno con tribune in calcestruzzo armato (1200 posti);
- sostituzione dei collegamenti di legno tra la tribuna centrale e quelle laterali sul lato ovest con tribune in calcestruzzo armato (100 posti);
- sopraelevazione della tribuna est (3500 posti).

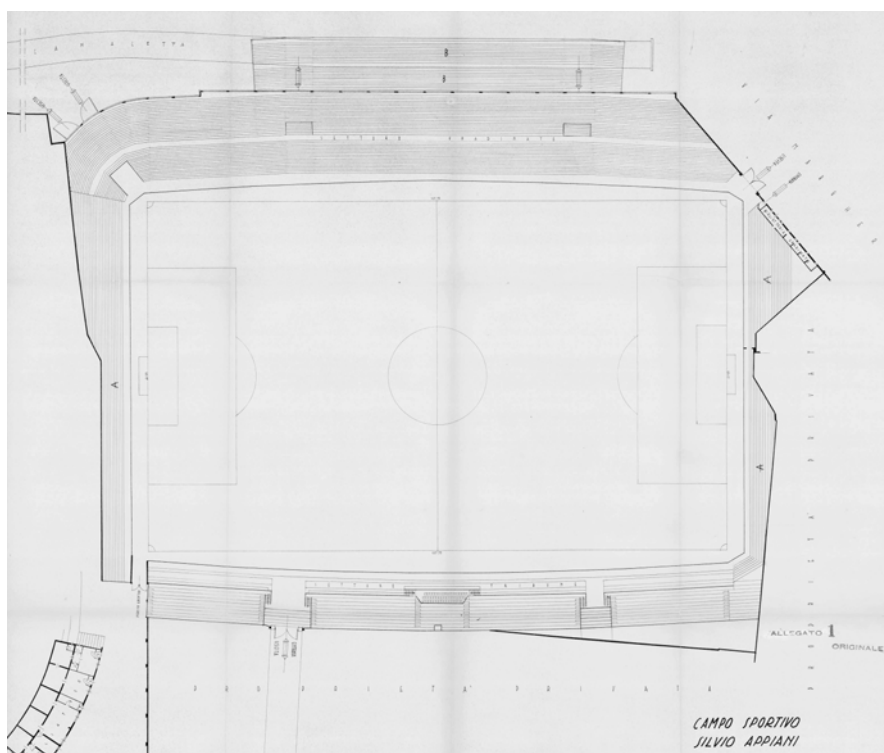


Figura 6.5.1: Pianta del progetto di ampliamento.

Fonte: Immagine fornita dal Settore Infrastrutture e Trasporti del Comune di Padova.

In particolare all'interno di questo progetto colpisce l'ampliamento della tribuna est con una struttura in calcestruzzo armato, che porterà a un aumento della capienza di 3500 spettatori. Esso prevede diverse pilastrate in asse con gli esistenti setti in

muratura opportunamente controventate, che sorreggono la struttura superiore dove sono appoggiati i gradoni (Figura 6.5.4).

La struttura è a sbalzo di 4 m sul vicino Canale Alicorno; in questo modo si va a sfruttare anche parte della zona occupata dal suddetto Canale. In questa fase l'ampliamento si limita alla parte centrale della tribuna esistente, a causa di mancanza di fondi (Figura 6.5.2 e Figura 6.5.3).



Figura 6.5.2: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1955-Vista sud-ovest.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.



Figura 6.5.3: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1955-Vista sud-est.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.

Il 27 maggio 1958 è presentato in Consiglio Comunale un progetto di massima per l'ampliamento dello Stadio che comprende anche il completamento della struttura in

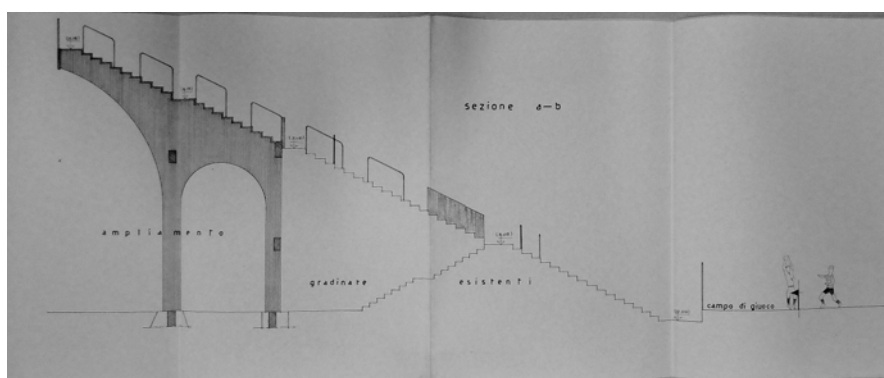


Figura 6.5.4: Sezione del nuovo ampliamento della Tribuna Est in calcestruzzo armato che completa il precedente intervento.

Fonte: [8]

calcestruzzo armato per tutta la lunghezza della tribuna est (Figura 6.5.5).

La capienza registrata è di 22.000 posti; questo fa intendere come il precedente aumento di capienza sia stato sovrastimato.

Il disegno prevede anche la sostituzione integrale della tribuna sul lato ovest, con una struttura a due piani sovrapposti (Figura 6.5.6 e Figura 6.5.7). Il progetto di massima è inviato al Servizio Impianti Sportivi del CONI per il parere tecnico e per le pratiche di finanziamento. Sono richieste alcune varianti, come la riduzione dell'aumento dei posti a favore di una più confortevole visione della partita da parte degli spettatori.

Nel 1959 il progetto subisce un notevole ridimensionamento. Il Comune si aspettava una spesa propria irrisoria in confronto al contributo finanziario del CONI e al mutuo di favore fornito dall'Istituto di Credito Sportivo. Si decide perciò di limitare l'intervento a quelle parti strettamente necessarie. La tribuna ovest rimane tale e quale, ma è costruita una copertura metallica in sostituzione di quella esistente in legno, a causa delle cattive condizioni statiche e alla scomoda posizione delle colonne, che ostruivano la vista degli spettatori (Figura 6.5.8).

6.5 L'AMPLIAMENTO DELLA TRIBUNA EST

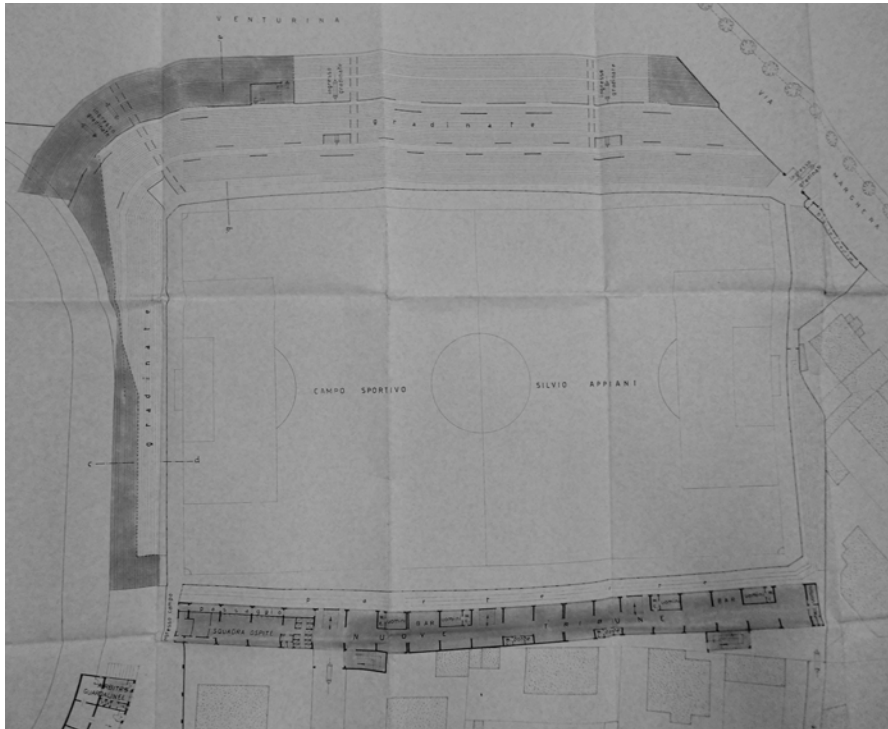


Figura 6.5.5: Pianta del progetto di massima con evidenziate le porzioni oggetto di intervento.
Fonte: [8]

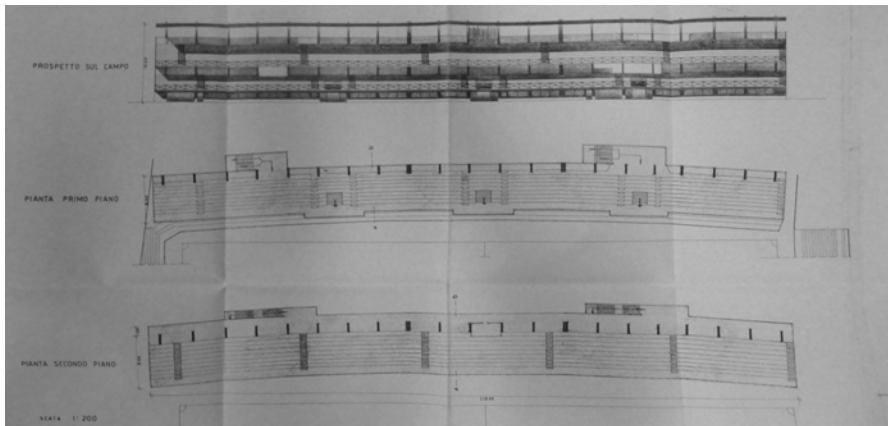


Figura 6.5.6: Prospetto e piante del progetto per la nuova Tribuna Ovest a due piani sovrapposti, non realizzata.
Fonte: [8]



Figura 6.5.9: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1960-Vista sud-ovest.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.



Figura 6.5.10: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1960-Vista sud-est.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.

6.6 GLI INTERVENTI DI RIPRISTINO

I primi problemi di degrado dell'ampliamento della tribuna est si riscontrano alla fine degli anni Settanta. «Da qualche tempo si sta verificando lo sgretolamento del calcestruzzo nella parte inferiore delle strutture più sottili e precisamente dei parapetti, delle solette e travi di sostegno delle pedate dei gradoni. Il distacco del calcestruzzo avviene in corrispondenza dell'armatura inferiore delle strutture costituita da tondini di ferro i quali, rimanendo scoperti, arrugginiscono diminuendo sensibilmente la loro sezione» [17]. La causa di questo fenomeno è la mancata impermeabilizzazione delle gradinate. Le strutture non impermeabilizzate assorbono l'acqua per la loro intrinseca porosità; i fenomeni di gelo peggiorano poi la situazione comportando aumenti di volume dell'acqua assorbita, stati di tensione interna e conseguenti distacchi parziali del calcestruzzo. Si vedono necessari quindi interventi di ripristino delle strutture in calcestruzzo armato. Nel 1977 sono eseguite delle prove di carico dall'Ing. Giorgio Dall'Aglio al fine di costatare se le strutture potessero ancora dare una certa garanzia di sicurezza.

Sono prelevati dei campioni di armatura poi sottoposti a prova di trazione ed è eseguita una prova per dimostrare la causa del degrado: viene versata acqua per circa un'ora sulla struttura esterna in c.a. per verificare la permeabilità della stessa. Si costata che l'acqua filtra abbondantemente attraverso le gradinate stesse confermando l'iniziale ipotesi.

Si decide quindi in seguito di eseguire anche delle prove di carico sui travetti più deteriorati (Figura 6.6.1).

Le prove dimostrano che i gradoni, nonostante i gravi deterioramenti (Figura 6.6.2), mantengono buone capacità elastiche e risultano atti a sostenere i carichi richiesti. Lo stesso Ing. segnala però come la situazione sia tale da rendere gli interventi di risanamento necessari in tempi brevi, altrimenti la recuperabilità delle gradinate potrebbe diventare quasi impossibile. Le interventi da eseguire sono le seguenti:

- pulizia meccanica di tutti i ferri affioranti;
- asportazione dei calcestruzzi lesionati e sostituzione degli stessi con opportuni prodotti epossidici;
- sigillatura dei giunti di dilatazione delle gradinate con adeguati mastici;
- stuccatura a iniezione di prodotti epossidici negli interstizi esistenti fra le pedate e alzate dei gradoni;
- stesura su tutte le gradinate di un opportuno strato protettivo impermeabilizzante;
- protezione delle superfici d'intradosso delle gradinate con speciale intonaco di gunita.



Figura 6.6.1: Sistema utilizzato per le prove di carico sui travetti della Tribuna Est.
Fonte: [18]

La Figura 6.6.3 mostra una delle fasi degli interventi di ripristino.

Nel 1979 anche il collaudo statico eseguito dall'Ing. Bruseghella conferma la necessità di eseguire gli interventi di ripristino in tempi brevi. Solamente l'1 novembre 1982 sono ultimati i lavori di ripristino effettuati dalla ditta SIKa ITALIA S.p.A. per la somma complessiva di 424.000.000 lire.

Nel 1983 è realizzata una nuova tribuna sul lato nord, costituita da ponteggi tubolari in acciaio collegati alle strutture esistenti mediante ancoraggi a cravatta in modo da assicurare monoliticità a tutta la costruzione. Le gradinate sono costruite in tavole di legno di abete d'Austria trattate in modo da resistere agli agenti atmosferici. In questo modo l'impianto ha un incremento della capienza pari a 2200 posti (Figura 6.6.4 e Figura 6.6.5).



Figura 6.6.2: Stato di deterioramento dei travetti in una fotografia da sotto la Tribuna Est.
Fonte: [18]

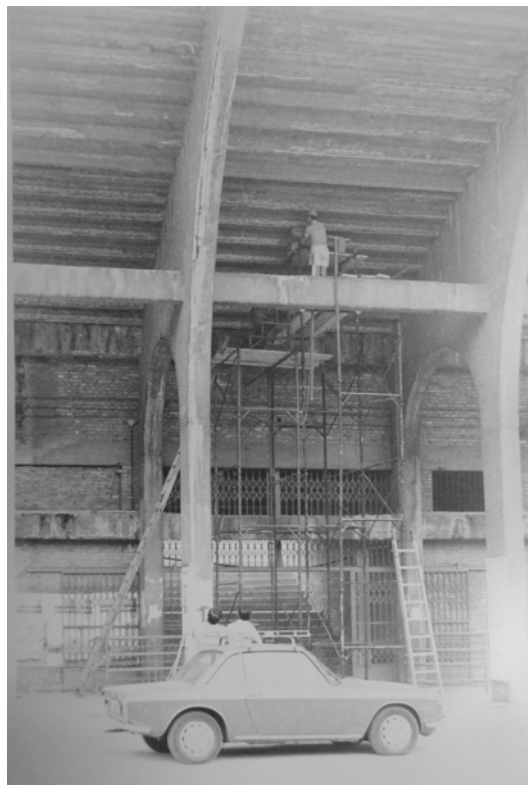


Figura 6.6.3: Operai al lavoro nel ripristino dei travetti della Tribuna Est.
Fonte: [18]



Figura 6.6.4: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1983-Vista sud-ovest.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.



Figura 6.6.5: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1983-Vista sud-est.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.

6.7 L'ULTIMO AMPLIAMENTO

L'ultimo ampliamento subito dallo Stadio è eseguito nel 1985.

È adottato un Piano di Recupero di iniziativa Pubblica per impianti sportivi pubblici, concepito in modo tale da poter realizzare nei successivi anni opere provvisorie.

Il progetto prevede la creazione di una struttura temporanea in grado di aumentare la capienza, che poi potesse essere smontata e trasferita in un altro impianto. Si tratta di una nuova tribuna coperta sopra a quella esistente sulla lato est per circa 4000 spettatori con il sistema AC-DAL realizzata dalla ditta Ponteggi Dalmine S.p.A..La nuova struttura è indipendente da quella esistente, tranne per il fatto che alcuni pilastri si inseriscono lungo una fila di travetti del vecchio ampliamento in calcestruzzo armato. I due ordini di gradoni sono sostenuti da impalcati di acciaio ancorati al terreno mediante pali di fondazione. La soluzione è comunque molto impattante per la zona, arrivando la copertura a un'altezza pari a 21 metri. Sono presenti sei corpi scala che permettono di raggiungere la parte sommitale della nuova tribuna e i servizi igienici (Figura 6.7.1, Figura 6.7.2 e Figura 6.7.3).



Figura 6.7.1: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1985-Vista sud-ovest.

Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.



Figura 6.7.2: Modello 3D dello Stadio Appiani nel 1985-Vista sud-est.
Fonte: Modello tridimensionale realizzato dall'autore.

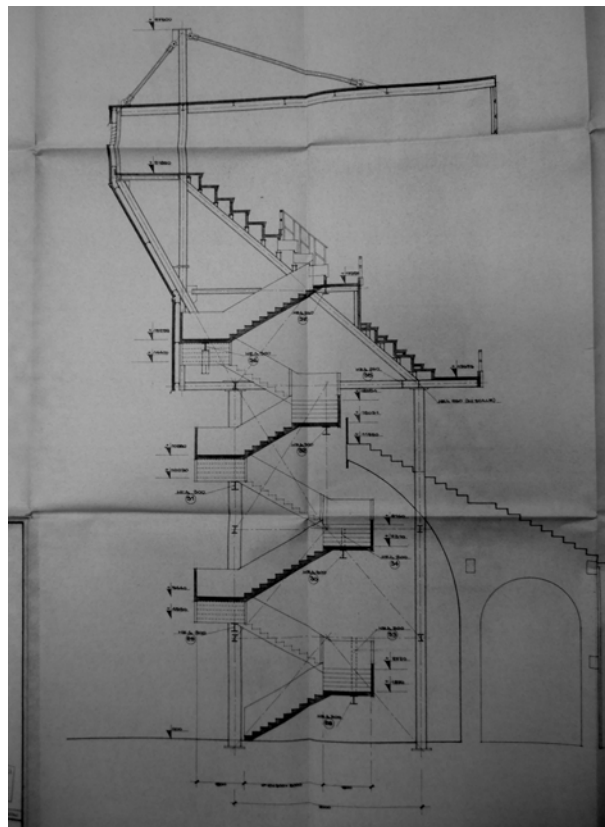


Figura 6.7.3: Sezione sulle scale di accesso della struttura metallica provvisoria.
Fonte: [22]

6.8 IL RIDIMENSIONAMENTO

Lo stadio mantiene questa capienza fino al 1996, quando entra in funzione il nuovo Stadio Euganeo, dove il Calcio Padova trasferirà la sede delle partite di casa. Viene perciò approvato il progetto di demolizione dell'ultimo ampliamento sopra la tribuna est e di quello sul lato nord. La volontà è di ridurre i posti a 5000, in modo anche da diminuire l'impatto ambientale dell'impianto riducendo le volumetrie. Il materiale della tribuna prefabbricata non è più riutilizzato in altri impianti, perché svantaggioso dal punto di vista economico e tecnico.

IL PROGETTO

7.1 IL PROGETTO ARCHITETTONICO

Lo Stadio Appiani di Padova sta vivendo uno dei momenti più tristi della sua storia. Le migliaia di voci che ad ogni partita risuonavano nell'impianto sono oramai un lontano ricordo. Le stesse voci si battono da anni per far sì che lo Stadio torni a far rivivere quelle emozioni.

L'abbandono da parte del Calcio Padova, trasferitosi nel nuovo Stadio Euganeo, ha sancito una specie di condanna per l'Appiani, che da allora ha iniziato una fase di declino ininterrotta.

Il mancato utilizzo dell'impianto è una delle cause principali del crescente degrado dell'opera.

Il progetto per la nuova copertura della Tribuna Est dello Stadio Appiani ha una valenza che va al di là del semplice recupero della tribuna o dell'impianto.

Lo Stadio rappresenta infatti, insieme al parcheggio di Piazza Rabin, un sorta di ostacolo verso ciò che c'è a Sud così come il Foro Boario, una sorta di limite, oltre il quale è considerato concluso il percorso di apprezzamento delle bellezze della città.

Attraversando questa sorta di limite, sembra davvero essere in un'altra dimensione. Di colpo si passa dal sano caos cittadino ad una zona praticamente deserta, luogo di passaggio solamente per coloro che parcheggiano in Piazza Rabin.

La città si è infatti dimenticata del Parco delle Mura posto a sud dello Stadio Appiani. Si tratta di un parco posto sopra alle vecchie mura della città di Padova, immerso nel verde e sopraelevato rispetto alla quota stradale. Per queste sue caratteristiche appare come un luogo estraniato dalla città, che presenta uno spazio utilizzabile per molti tipi di attività differenti (Figura 7.1.1 e Figura 7.1.2).

Lo stesso Bastione Alicorno, viene sfruttato solamente nel periodo estivo per organizzare dei piccoli concerti all'aperto. Negli ultimi due anni sono stati realizzati dei chioschi estivi nel Parco delle Mura che non si integrano però con le attività presenti nel centro cittadino o in Prato della Valle.

Le premesse progettuali portano alla volontà di realizzare un'opera in grado di conferire nuova linfa vitale allo Stadio e contemporaneamente restituire alla città di Padova un luogo trascurato.

IL PROGETTO



Figura 7.1.1: Il Parco delle Mura posto a Sud dello Stadio Appiani.
Fonte: Fotografia dell'autore.



Figura 7.1.2: Sentiero di accesso al Parco delle Mura.
Fonte: Fotografia dell'autore.

La scelta è perciò quella di realizzare la copertura della Tribuna Est, recuperando anche a livello strutturale la stessa tribuna. Contestualmente l'idea è quella di realizzare una passerella pedonale, che attraversi via Marghera e funga da collegamento diretto tra la zona a ridosso di Prato della Valle e il Parco delle Mura.

Il tutto nell'ottica di realizzare una sorta di percorso verde che vince sul limite imposto dal Foro Boario.

Ovviamente la possibilità di riutilizzare lo Stadio in modo completo, passa da un grande lavoro di adeguamento alle disposizioni in materia di sicurezza, che in questo lavoro di tesi non sono trattate.

L'intento è anche quello di configurare l'Appiani come un teatro per eventi anche al di fuori delle manifestazioni sportive, offrendo una moltitudine di posti al coperto (Figura 7.1.3).

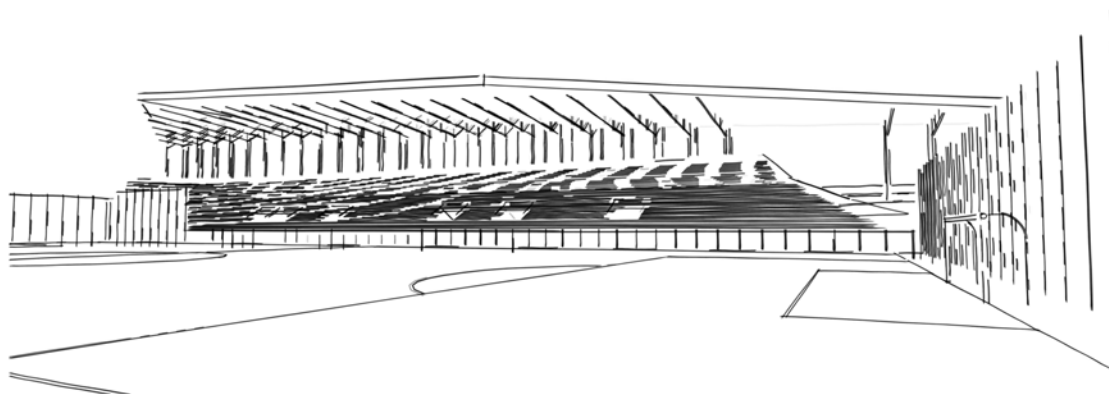


Figura 7.1.3: Vista del modello 3D per lo studio del concept architettonico

L'idea progettuale è quella di dare il maggior risalto possibile alla tribuna esistente, valorizzandola senza creare un manufatto che ne ostruisca la visibilità. Perciò la scelta ricade nell'utilizzare dei pilastri lineari il più snelli possibile a sostegno di una copertura sottile. In mezzo a questo insieme di pilastri si sviluppa la passerella che va a penetrare la struttura della copertura (Figura 7.1.5).

La forma scelta rientra nell'ordine di idee di esaltare il Parco delle Mura come punto di partenza verso la città. La copertura e la passerella sono quindi disegnate in modo da aprirsi verso la città e accompagnare la vista durante la discesa (Figura 7.1.5 e Figura 7.1.6).

La volontà è inoltre quella fondere la copertura e la passerella, sia creando una struttura unica per entrambe, sia facendo in modo che la copertura accompagni la passerella dal Parco delle Mura fino alla quota stradale. La copertura è quindi disegnata e progettata come un elemento unico sottile, che da un lato si adatta al profilo della Tribuna e dall'altro sembra non esserne condizionata confluendo nel punto di sbarco della passerella.

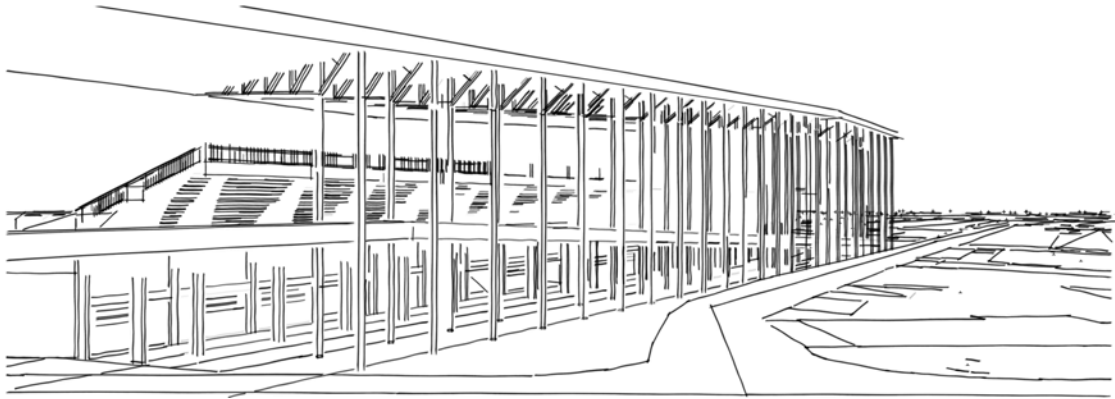


Figura 7.1.4: Vista del modello 3D semplificato per lo studio del concept architettonico.

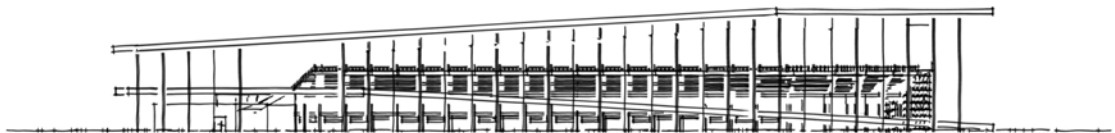


Figura 7.1.5: Vista del modello 3D semplificato per lo studio del concept architettonico.



Figura 7.1.6: Vista attuale dal Parco delle Mura verso Prato della Valle e la Basilica di Santa Giustina.
Fonte: Fotografia dell'autore.

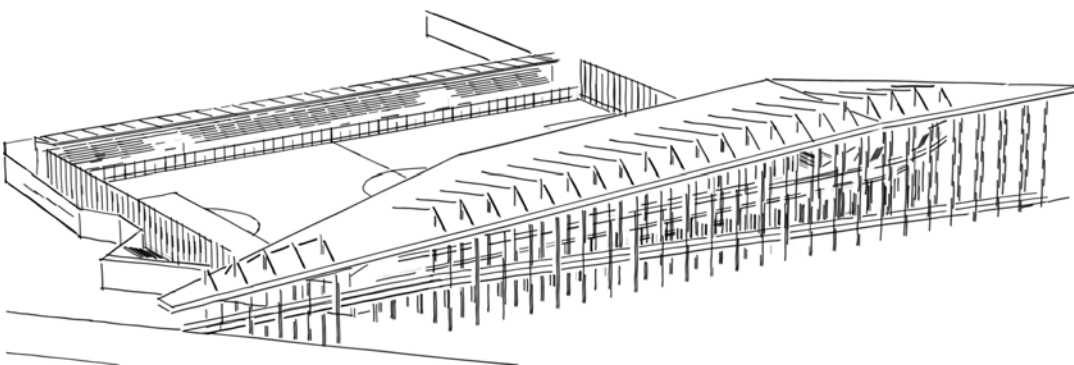


Figura 7.1.7: Vista del modello 3D semplificato per lo studio del concept architettonico.

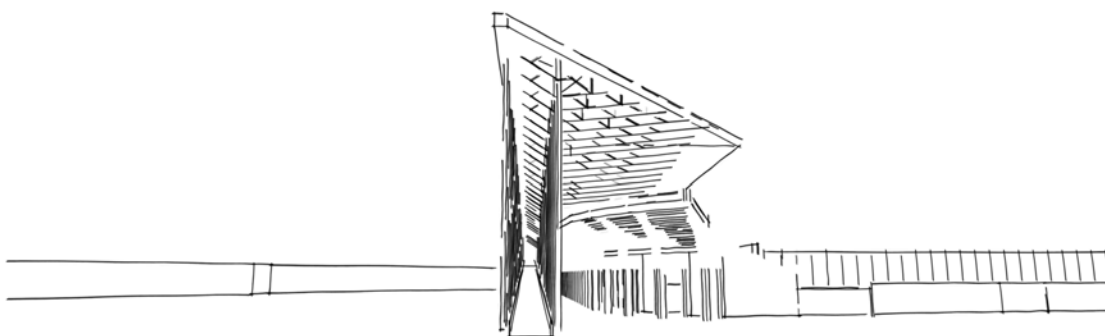


Figura 7.1.8: Vista del modello 3D semplificato per lo studio del concept architettonico.

Una volta definito il concept architettonico si è accettata la sfida di tradurlo attraverso l'utilizzo di due soluzioni strutturali differenti. La differenza tra le due soluzioni sta nella scelta dello schema statico che riguarda lo sbalzo sulla tribuna esistente. Nella prima soluzione si è scelto di utilizzare delle travi reticolari di forma triangolare, rastremate nella parte finale dello sbalzo. Nella seconda soluzione si è scelto di utilizzare uno schema a tiranti, senza l'utilizzo di reticolari.

La copertura vera e proprio è rivestita attraverso un rivestimento esterno, costituito da pannelli in lamiera Corten disposti su una sottostruttura metallica, posta sulla struttura principale.

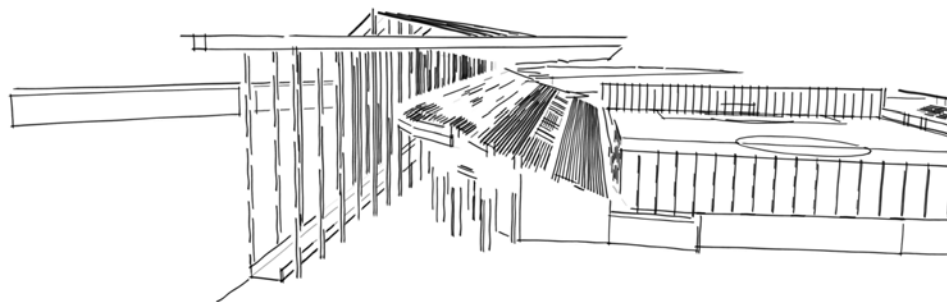


Figura 7.1.9: Vista del modello 3D semplificato per lo studio del concept architettonico.

7.2 IL MODELLO BIM

Definito il concept architettonico, si è passati alla realizzazione dei modelli architettonici in Revit.

Per simulare un reale flusso progettuale, i modelli sono stati realizzati solamente effettuando valutazioni strutturali di massima, rimandando la definizione puntuale dello schema statico in una fase successiva.

La modellazione è stata svolta tenendo in considerazione tutte le questioni legate all'interoperabilità, valutate nel precedente capitolo.

In particolare si è fatta molta attenzione alla convergenza nei nodi analitici degli elementi.

Inoltre sono stati effettuati numerosi controlli sul modello analitico prima dell'esportazione nei software strutturali.

7.2.1 Soluzione strutturale 1 - Trave reticolare

A partire dalla planimetria dell'area sono stati tracciati gli assi di riferimento progettuali, che come si vedrà in seguito sono molto importanti (Figura 7.2.1 e Figura 7.2.2).

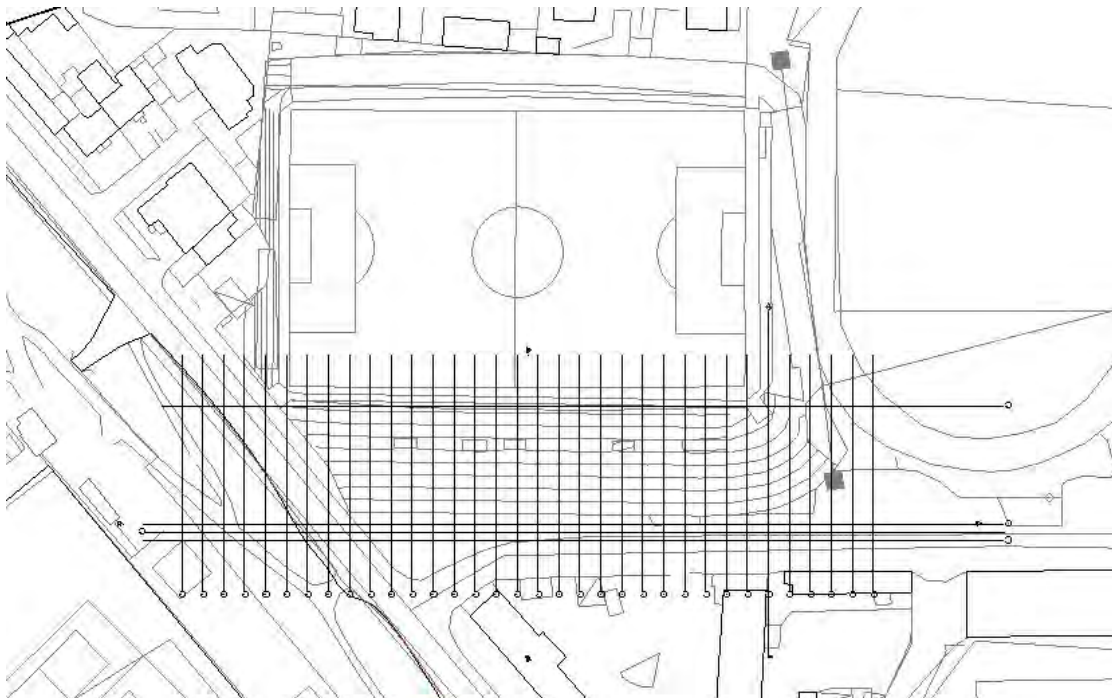


Figura 7.2.1: Planimetria del contesto e griglie di riferimento.

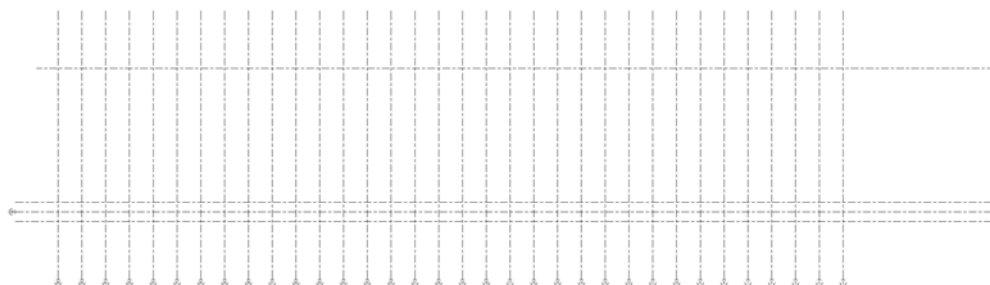


Figura 7.2.2: Griglie di riferimento iniziali.

Successivamente sono stati inseriti i pilastri all'incrocio degli assi corrispondenti, come *pilastri strutturali* di Revit, assegnando una sezione composta da un tubolare in acciaio riempito in calcestruzzo armato (Figura 7.2.3).

Per realizzare la particolare forma della copertura è stata creata una *massa concettuale* in Revit, a partire da un modello tridimensionale realizzato creato in Autocad (Figura 7.2.5).

La massa è importata nel modello e posizionata sulla sommità dei pilastri precedentemente creati (Figura 7.2.6).

A questo punto sono state create diverse *famiglie* di travi reticolari, differenti tra loro a seconda della posizione in pianta e di conseguenza della lunghezza considerata; il punto di lunghezza massima dello sbalzo è di 28 m. In Figura 7.2.7 e Figura 7.2.8 sono mostrati due esempi di *famiglie* create.

Le travi hanno una forma di triangolo rovesciato e sono rastremate verso la punta dello sbalzo. Gli elementi d'anima dividono i correnti in porzioni uguali per distribuire le tensioni nel modo più regolare possibile. Il passo scelto è di 2m misurati sul corrente superiore.

Dal momento che per la realizzazione del modello architettonico sono state fatte solo considerazioni strutturali di massima, sono stati determinati alcuni parametri geometrici di *tipo* delle travi reticolari in modo da rendere veloci eventuali modifiche.

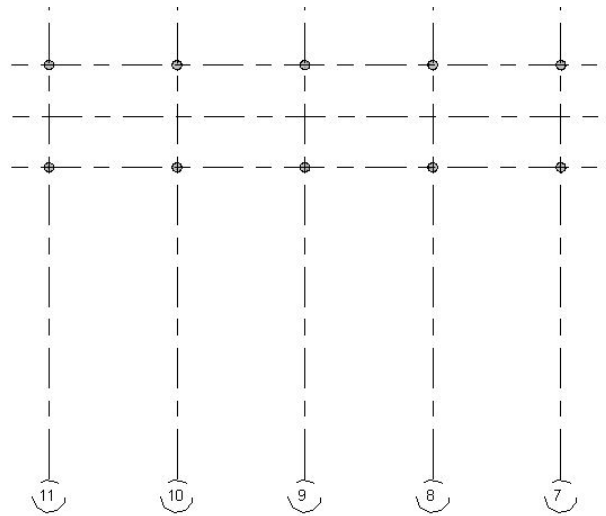


Figura 7.2.3: I *pilastrini strutturali* sono inseriti nei punti d'incontro della griglia di riferimento.

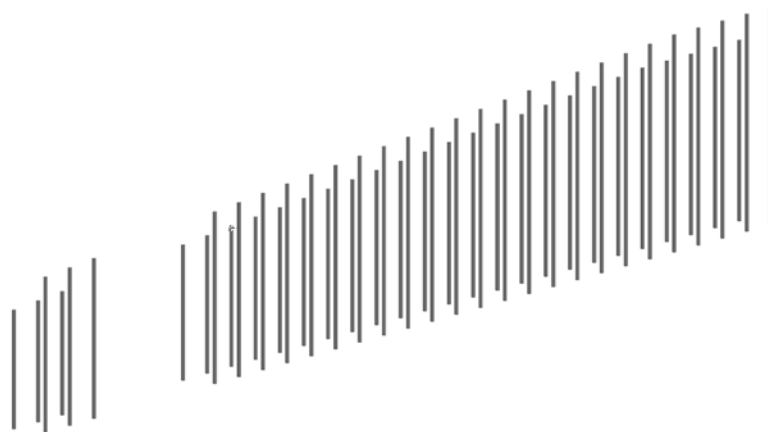


Figura 7.2.4: Vista tridimensionale dei pilastrini creati.

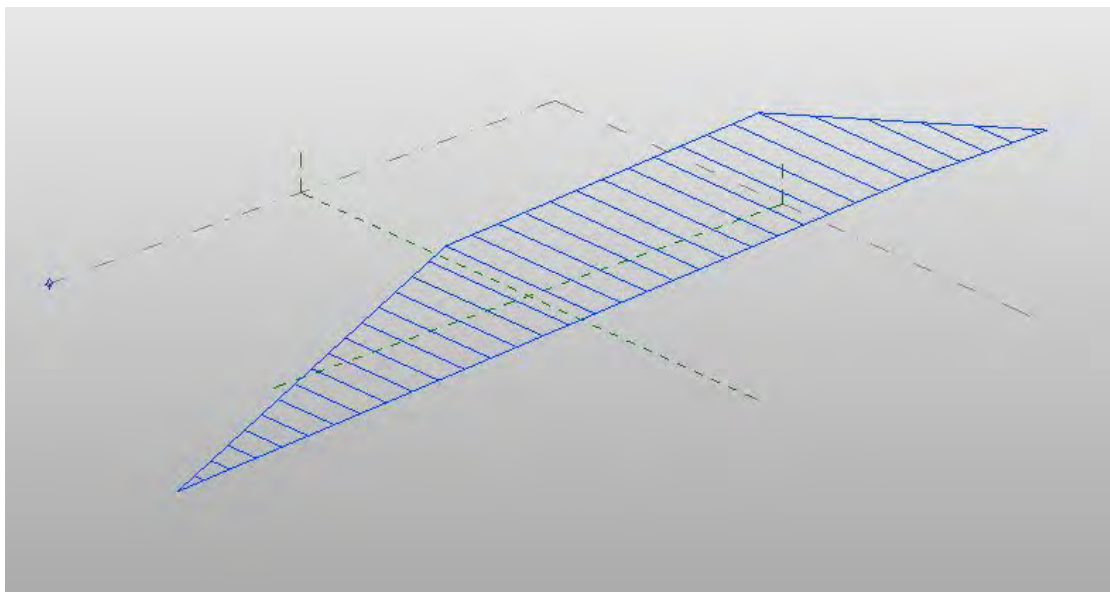


Figura 7.2.5: La *massa concettuale* della copertura.

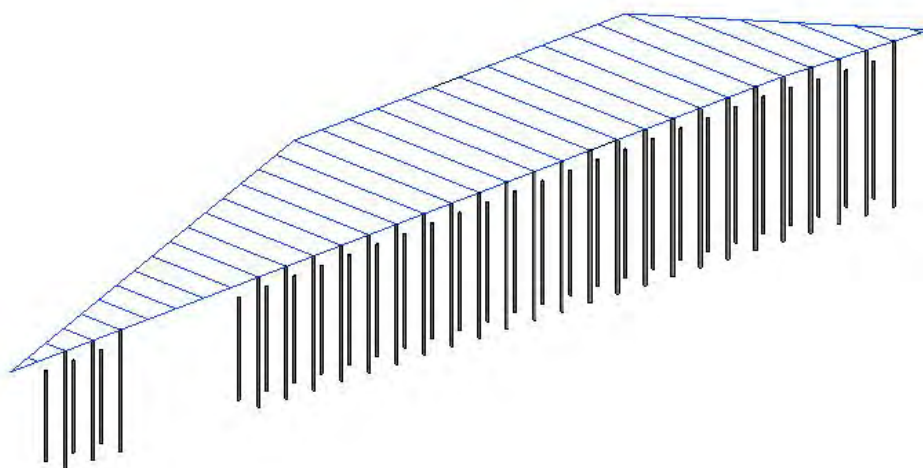


Figura 7.2.6: La *massa concettuale* della copertura posta sopra i pilastri.

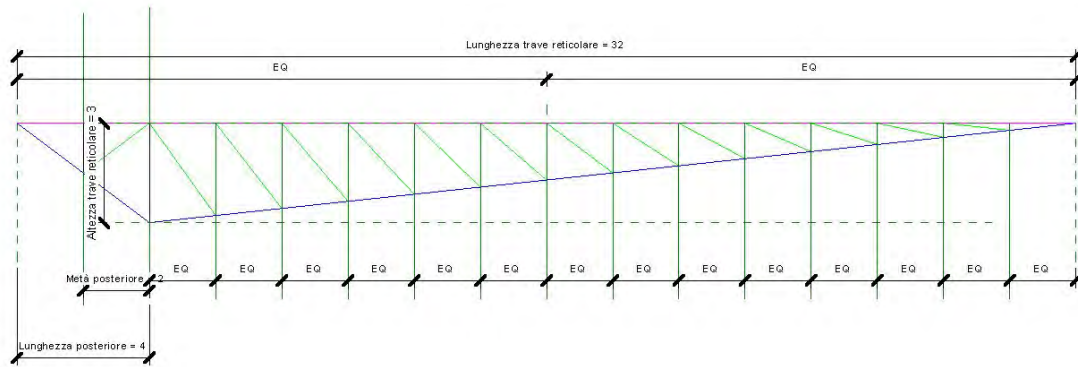


Figura 7.2.7: Famiglia della trave reticolare lunga 32m.

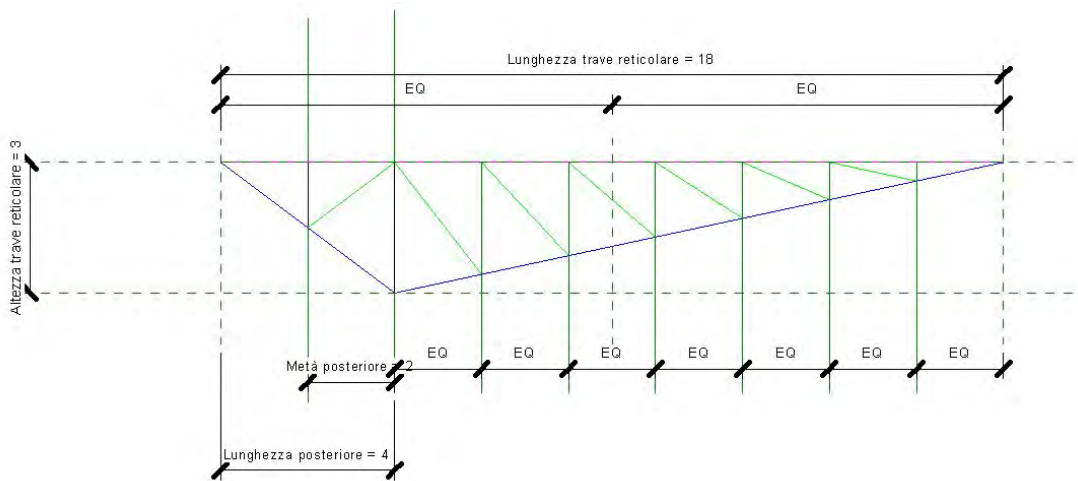


Figura 7.2.8: Famiglia della trave reticolare lunga 18m.

I parametri inseriti nelle *famiglie* sono:

- *lunghezza totale*;
- *lunghezza parte posteriore*;
- *altezza trave reticolare*.

Tutti gli elementi delle travi reticolari sono stati vincolati a piani di riferimento che si adattano a seconda dei parametri inseriti. In questo modo, ad esempio, per aumentare l'altezza delle travi reticolari è sufficiente cambiare il valore del parametro *altezza trave reticolare* e tutti gli elementi si adattano in modo corretto.

Questo passaggio è molto importante perché risulterà decisivo nella valutazione dell'interoperabilità.

La lunghezza della parte posteriore è stata fissata in 4 m per tutte le travi reticolari.

Una volta create le varie *famiglie*, sono state collocate le istanze nel progetto in modo molto semplice attraverso la massa concettuale precedentemente importata (Figura 7.2.9).

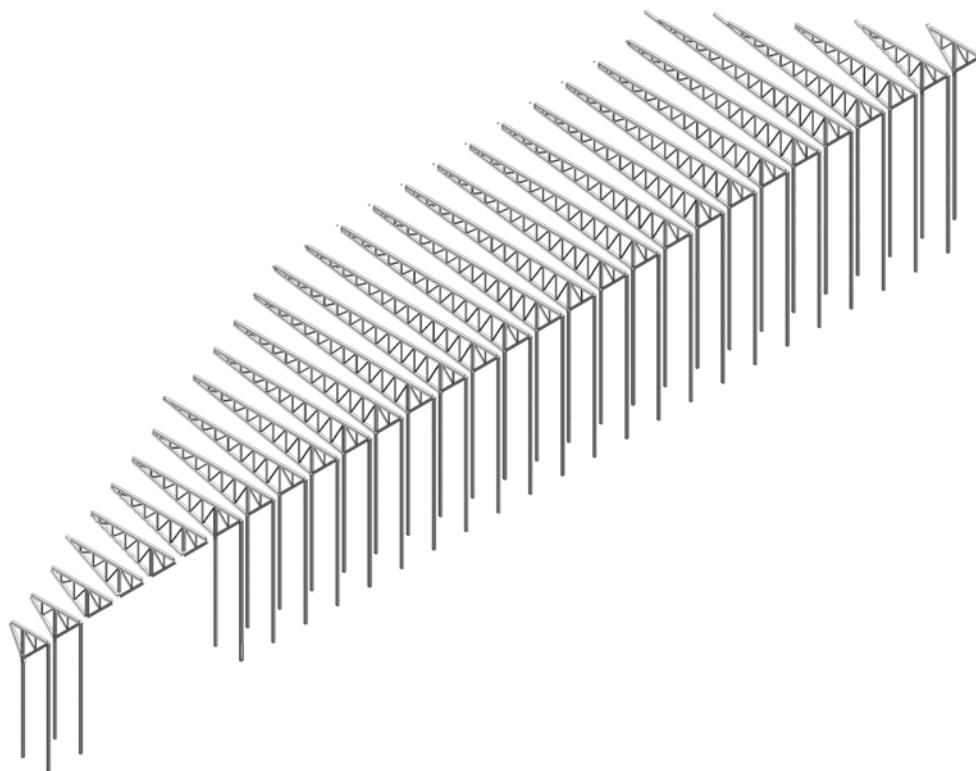


Figura 7.2.9: Le travi reticolari sono poste sopra i pilastri, in corrispondenza della *massa concettuale*.

Il successivo passaggio è stata la creazione degli arcarecci sul piano di falda dei correnti superiori attraverso *sistemi di travi strutturali* (Figura 7.2.10 e Figura 7.2.11).

Successivamente si prevede di realizzare la copertura mediante lamiera grecata poste tra gli arcarecci, con uno strato impermeabile soprastante, in modo da garantire isolamento completo.

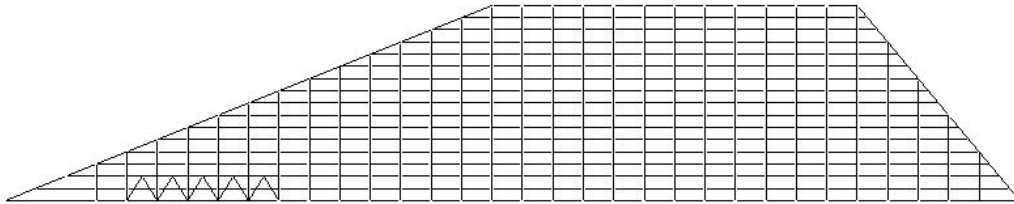


Figura 7.2.10: Pianta del progetto con gli arcarecci tra le travi reticolari.

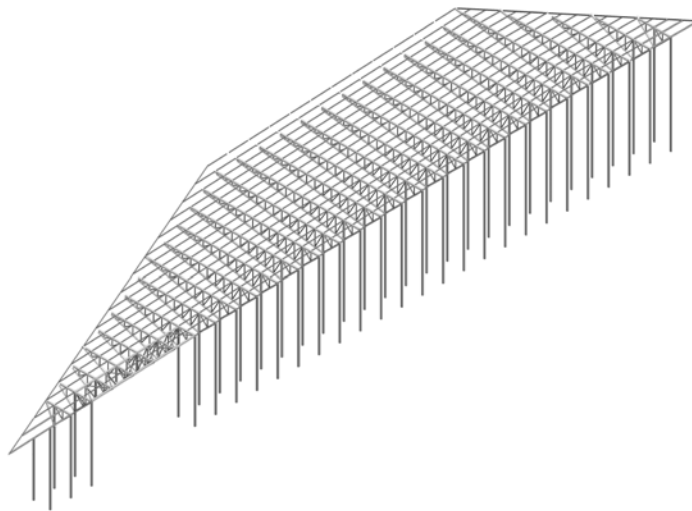


Figura 7.2.11: Vista 3D del progetto con gli arcarecci tra le travi reticolari.

Per realizzare lo sbalzo su Via Marghera è stata utilizzata una trave reticolare spaziale appoggiata ai pilastri strutturali di estremità. Per la descrizione della soluzione dal punto di vista strutturale, si rimanda al paragrafo 9.2.1.

Anche la passerella è stata realizzata a partire da una massa concettuale, grazie al quale sono state disposte le travi longitudinali inclinate e le travi trasversali di

appoggio tra un pilastro e l'altro (Figura 7.2.12 e Figura 7.2.13).

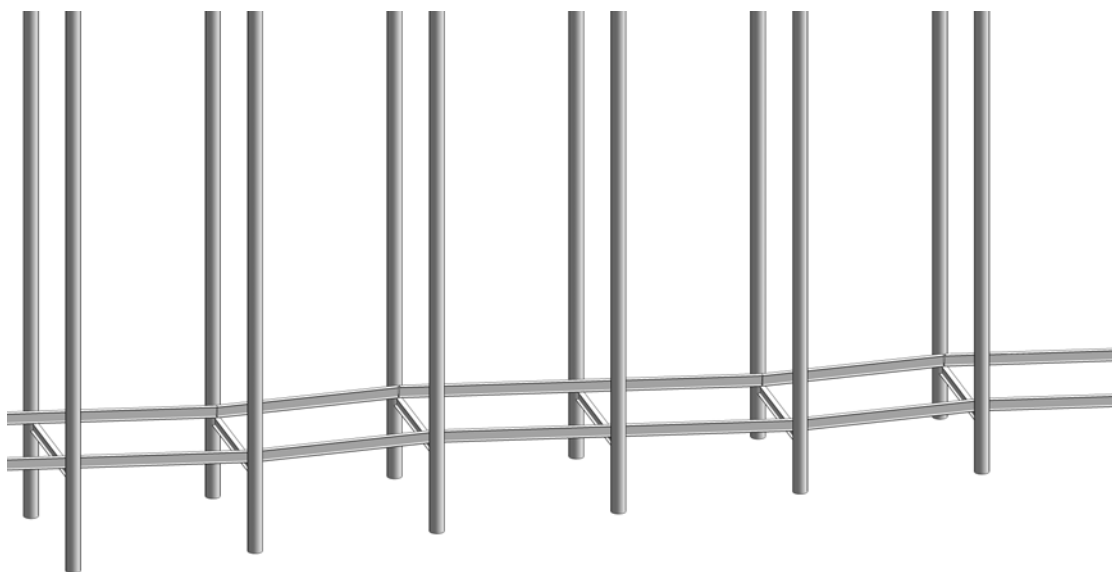


Figura 7.2.12: Vista 3D di una porzione di passerella.

Lo sbalzo della passerella è costituito da tre travi reticolari collegate tra loro da un piano controventato in corrispondenza del piano di calpestio.

Per irrigidire il piano di falda sono state inseriti dei controventi a croce di Sant'Andrea su due fasce trasversali ed una longitudinale (Figura 7.2.14).

Nel piano verticale longitudinale sono stati inseriti solo controventi a croce di Sant'Andrea tra una trave reticolare e l'altra, lasciando per il momento i pilastri liberi da controventi, come da concept architettonico (le successive valutazioni strutturali hanno imposto il posizionamento di controventi per il trasferimento delle forze orizzontali in fondazione).

Tutti gli elementi sono stati vincolati alle griglie e piani di riferimento create inizialmente in modo da rendere più veloci eventuali variazioni del modello.

Il modello così realizzato è stato successivamente importato in Midas per le analisi strutturali.

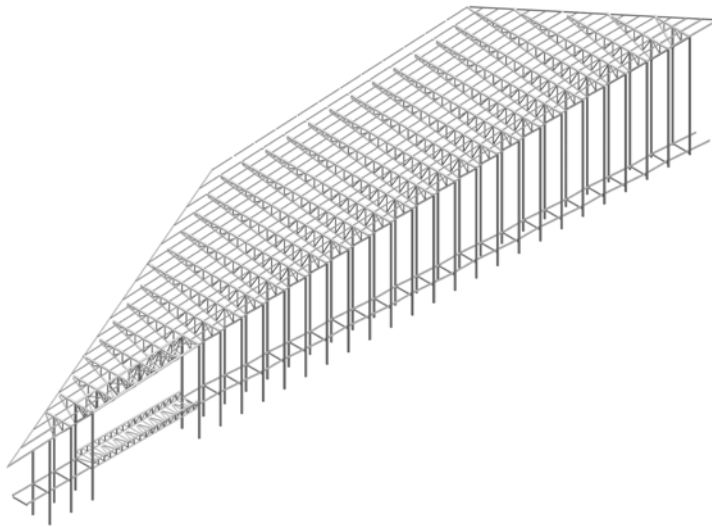


Figura 7.2.13: Vista 3D del progetto in seguito alla creazione della passerella.

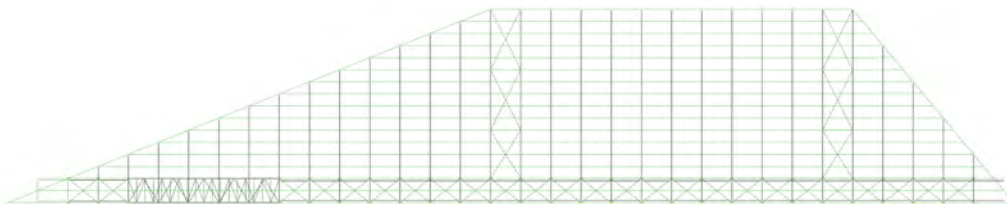


Figura 7.2.14: Schema dei controventi di falda in una vista di pianta.

7.2.2 Soluzione strutturale 2 - Tiranti

Il modello informativo della seconda soluzione strutturale con i tiranti è stato realizzato a partire da quello della prima soluzione. Entrambe infatti si avvalgono dello stesso schema in pianta e dello stesso tipo di pilastri strutturali. L'unica differenza riguarda la tipologia strutturale del modulo trasversale a sbalzo sulla Tribuna Est.

Anche in questo caso quindi sono state utilizzate griglie di riferimento e sono stati posizionati i pilastri strutturali.

Non è stato necessario creare delle particolari famiglie, dal momento che lo sbalzo è stato coperto attraverso semplici travi HEB.

Inizialmente sono stati posti un tirante nella parte anteriore e un tirante nella parte posteriore (il numero dei tiranti è poi aumentato nell'analisi strutturale a causa dell'eccessiva deformabilità della struttura)(Figura 7.2.15).

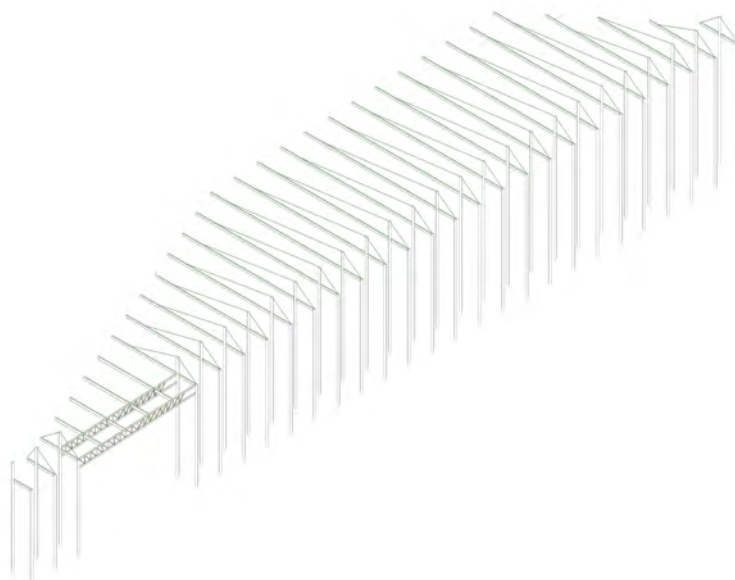


Figura 7.2.15: Schema trasversale della soluzione con i tiranti.

Gli arcarecci sono stati creati anche in questo caso come elementi di *sistemi di travi strutturali*. Lo sbalzo su Via Marghera è realizzato in questo caso con due travi reticolari, che si appoggiano alla coppia di pilastri, alle quali sono incastrate le travi principali a sbalzo. In fase di analisi strutturale sono stati aggiunti elementi che apportano rigidità torsionale alla struttura sullo sbalzo. Lo schema statico della passerella è lo stesso della precedente soluzione strutturale. Il piano di falda è stato irrigidito con due

fasce trasversali e una longitudinale di controventi, come per la soluzione strutturale precedente.

VALUTAZIONE DELL'INTEROPERABILITÀ IN UN PROGETTO COMPLESSO

Dopo la valutazione dell'interoperabilità in un caso semplice con il telaio del Capitolo 4 e 5 l'intento è quello di valutare se nel passaggio di scala verso un progetto complesso ci sono delle variazioni nello scambio di informazioni. Nella pratica tradizionale i modelli strutturali sono realizzati per parti. Sono infatti definiti geometria, rilasci degli elementi e vincoli esterni per singole porzioni, alle quali viene attribuito inizialmente solo il peso proprio. Questa piccola parte è poi sottoposta a verifica in modo da valutare se ci sono errori nel modello. Mano a mano si aggiungono porzioni e si eseguono questi passaggi, in modo da riuscire a determinare in ogni momento gli eventuali errori che precludono l'avanzamento dell'analisi. In questo lavoro di tesi si tenta l'importazione dell'intero modello, per valutare i problemi relativi a questo tipo di procedura.

8.1 ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2015

La prova di interoperabilità in ambito complesso tra Revit e Robot è stata svolta per la soluzione strutturale con i tiranti.

Il modello realizzato in Revit è stato importato per intero in Robot attraverso le procedure viste in precedenza, inserendo il peso proprio della struttura nella condizione di carico appositamente creata (Figura 8.1.1).

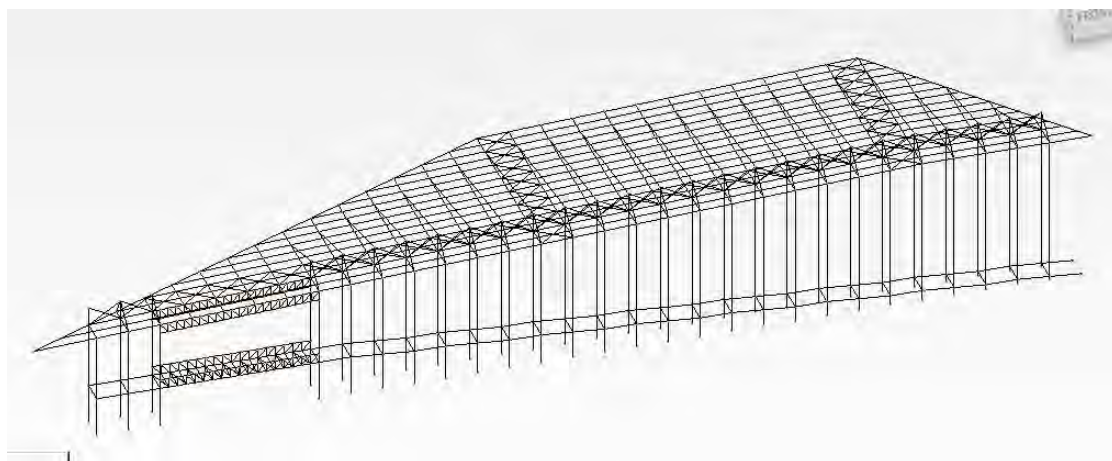


Figura 8.1.1: Il modello correttamente inviato a Robot.

L'invio del modello a Robot è avvenuto coerentemente con l'analisi effettuata per il telaio semplice.

L'unico problema nell'invio è il non riconoscimento della sezione composta dei pilastri. Robot infatti non prevede la creazione di sezioni tubolari in acciaio riempite in calcestruzzo, perciò si sceglie di associare la sezione in questione ad una con le stesse dimensioni interamente in calcestruzzo.

Tutti gli elementi geometrici sono stati importati correttamente.

Successivamente sono stati aggiunti tiranti nella parte posteriore e nel piano verticale longitudinale.

Nella porzione con le travi reticolari a sbalzo su via Marghera è stata aggiunta una trave reticolare spaziale per aumentare la rigidezza torsionale e diminuire la deformabilità (Figura 8.1.2).

I pilastri strutturali sono stati alzati, data l'eccessiva deformabilità della copertura, anche solo considerando il peso proprio. Sono state inoltre modificate alcune delle sezioni degli elementi che erano state determinate nel predimensionamento come:

- tiranti principali;
- controventi di falda;
- travi reticolari a sbalzo.

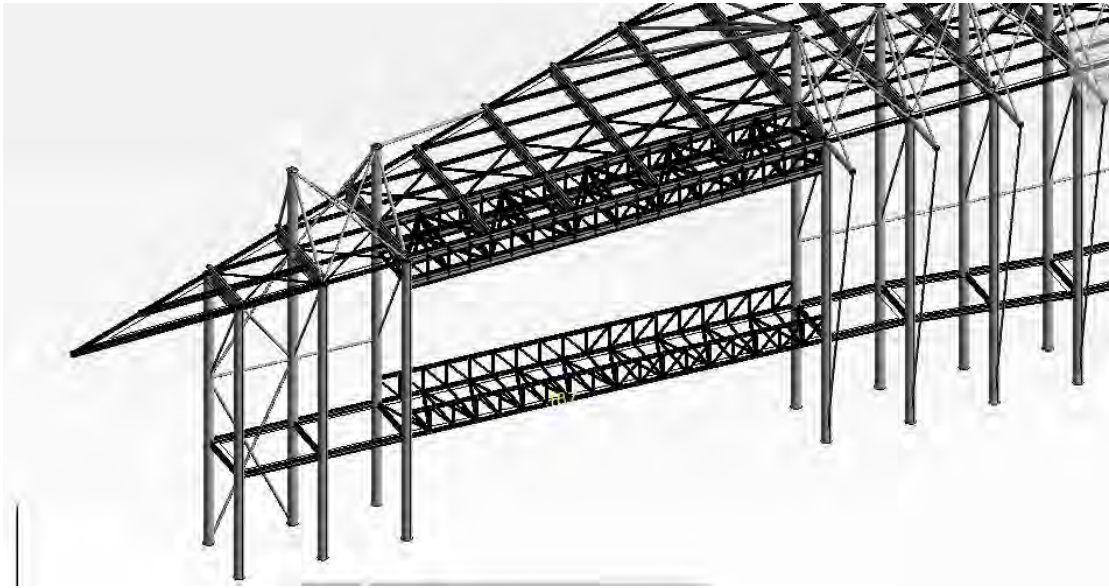


Figura 8.1.2: Trave reticolare spaziale.

L'applicazione dei carichi è stata effettuata direttamente in Robot, attraverso carichi superficiali uniformi applicati a rivestimenti appositamente creati in modo da coprire l'intera copertura. Per fare in modo di scaricare il peso sugli arcarecci è stata impostata un'unica direzione di ripartizione del carico, escludendo dalla ripartizione i controventi del piano di falda. Questa metodologia di applicazione viene ritenuta la più veloce e pratica per il caso in esame. Purtroppo però come già visto per il telaio semplice, questo tipo di carico non viene trasferito nell'aggiornamento del modello a Revit. Se si ha l'esigenza di conservare i carichi applicati alla struttura anche in Revit è bene perciò crearli in Robot come carico trapezoidale (2p). Questa prassi risulta però più dispendiosa della precedente, in quanto l'utente deve calcolare manualmente le aree di influenza del carico.

Ogni tipologia di carico è stata assegnata alle condizioni di carico create precedentemente in Revit.

I vincoli esterni, costituiti da incastri alla base dei 54 pilastri, sono stati esportati correttamente nel trasferimento del modello.

I rilasci degli elementi invece sono stati cambiati in Robot in modo da riflettere lo schema statico voluto, dato che in Revit erano stati lasciati nella condizione di default.

Una volta impostate tutte le condizioni del modello è stata effettuata un'analisi statica lineare, senza considerare gli effetti dell'azione sismica. L'analisi ha in questo caso il solo scopo di rendere il modello coerente con le ipotesi iniziali e fare un tentativo di aggiornamento in Revit.

Il modello è quindi stato aggiornato successivamente in Revit attraverso la funzione update model.

Viene di seguito riportata una serie di errori accorsi una volta che il modello è stato aggiornato in Revit.

Gli elementi che erano stati cancellati in Robot, sono ancora presenti in seguito all'aggiornamento. Ad esempio si riportano il modulo trasversale così come è stato modificato in Robot (Figura 8.1.3) e come è stato importato in Revit (Figura 8.1.4).

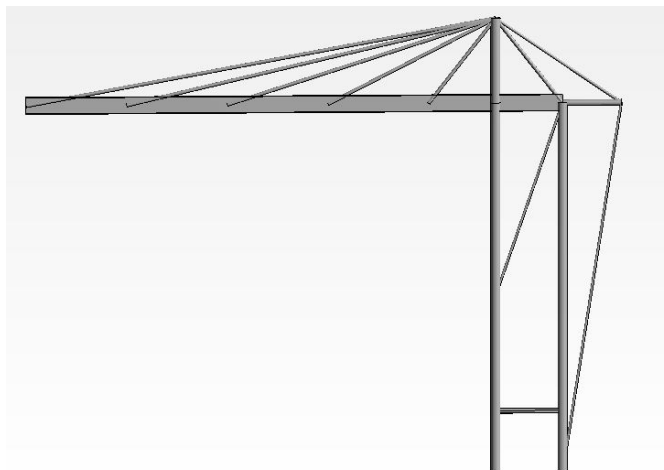


Figura 8.1.3: Il modulo trasversale del modello successivamente ai cambiamenti effettuati in Robot.

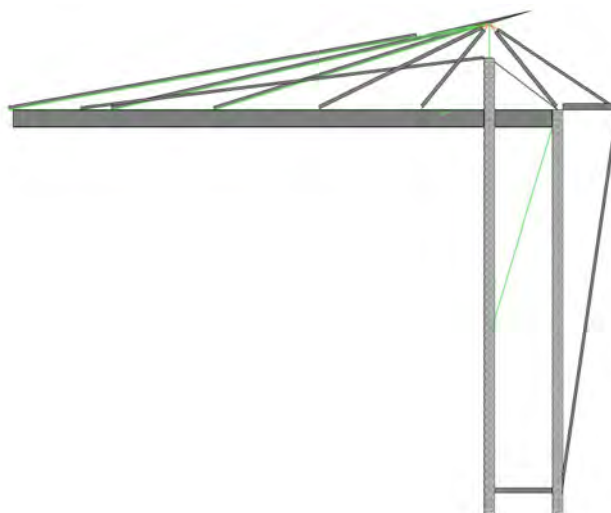


Figura 8.1.4: Il modulo trasversale aggiornato in Revit.

Alcuni elementi presentano dei parametri di giustificazione e offset non presenti né nel modello iniziale BIM, né nel modello strutturale modificato in Robot (Figura 8.1.2).

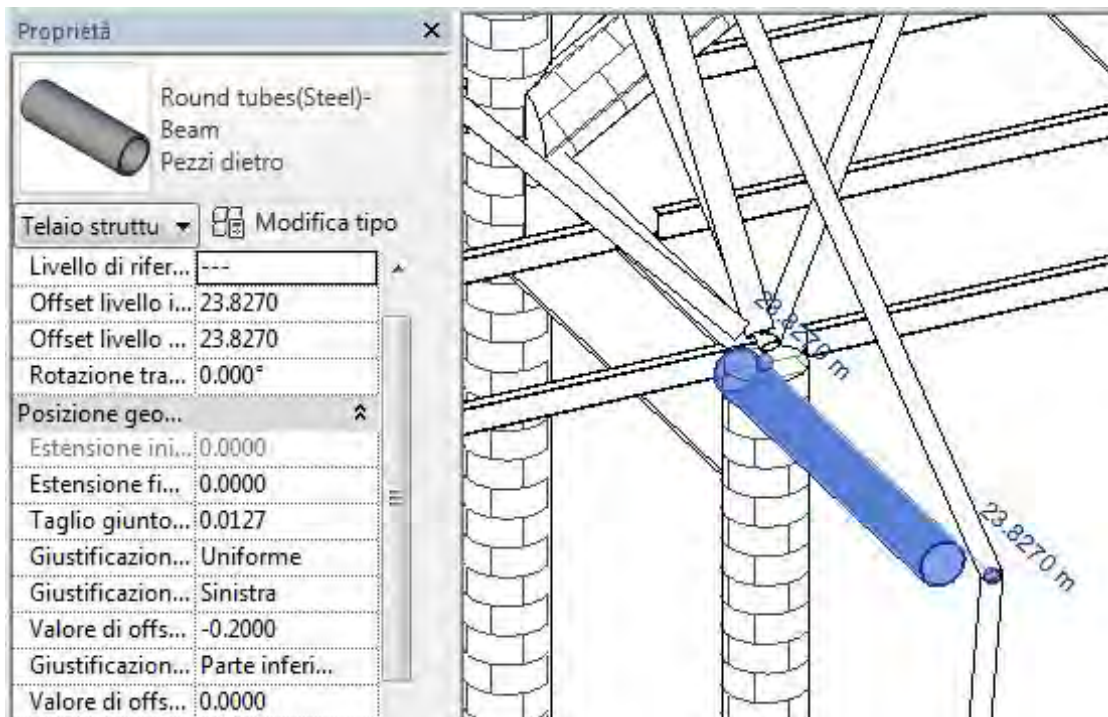


Figura 8.1.5: Errore nel trasferimento dei parametri di giustificazione e offset.

Un errore che si è presentato in grande quantità è l'aggiornamento del solo modello analitico di alcuni elementi, con omissione del modello fisico; questo è accaduto per elementi che erano stati aggiunti in Robot, come i controventi verticali longitudinali.

Il grande problema è che sono stati introdotti moltissimi elementi lineari analitici come travi analitiche e controventi analitici in più, non aggiunti in Robot. Si deve perciò procedere alla cancellazione di tutti questi elementi (Figura 8.1.6).

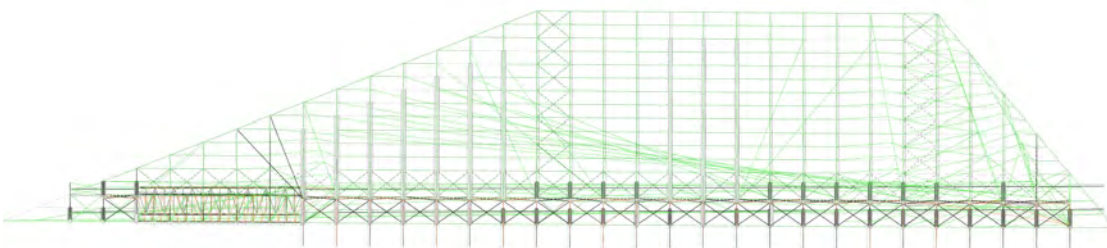


Figura 8.1.6: In verde i numerosi elementi analitici comparsi in seguito al trasferimento del modello

Nella definizione dei rilasci delle estremità è stata ritrovata una criticità in Robot, riguardo le travi reticolari a sbalzo. In Robot i correnti delle travi reticolari sono infatti

importati come elemento unico, nel quale si attaccano le travi d'anima. Questo crea però un problema dal momento che non è possibile assegnare il rilascio ai singoli pezzi che compongono i correnti, per rappresentare il giusto schema statico. Perciò in Robot i correnti sono stati divisi in più pezzi e sono stati assegnati i rilasci alle estremità. Aggiornando il modello in Revit però, ci si ritrova i correnti unici iniziali con sovrapposti vari pezzi di corrente. Anche in questo caso bisogna eliminare gli elementi in eccesso (Figura 8.1.7).

I pilastri strutturali che erano stati alzati in Robot non sono importati correttamente. Della porzione aggiunta in Robot viene aggiornato solo il modello analitico e non quello fisico (Figura 8.1.8).

Moltissime sezioni di elementi non sono state aggiornate o sono cambiate senza un particolare motivo. Sempre in Figura 8.1.8 si nota come ad alcuni controventi sia associata la sezione in calcestruzzo dei pilastri.

Molte delle travi analitiche si sono dissociate dal proprio modello fisico.

Le combinazioni di carico utilizzate nell'analisi statica non sono aggiornate in Revit.

Per concludere, il modello aggiornato necessita di una pulizia approfondita che, visti i numerosi problemi, risulta dispendiosa. Il vantaggio di non dover ricreare il modello da zero permane comunque e permette di risparmiare tempo. Da queste prove si deduce che non si riesce attualmente ad aggiornare il modello conservando le istanze create all'inizio in Revit; sono necessarie infatti operazioni di eliminazione aggiunta di elementi che vanno a rimpiazzare quelli iniziali.

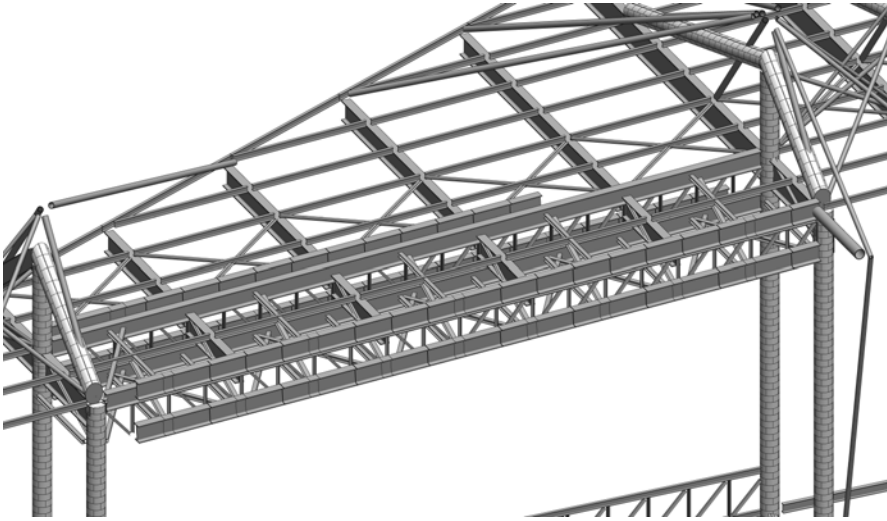


Figura 8.1.7: La trave reticolare a sbalzo aggiornata in Revit.

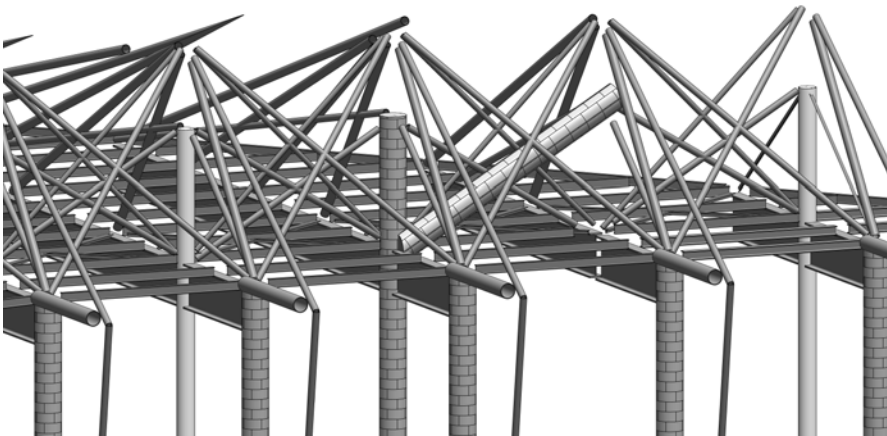


Figura 8.1.8: Errore nel trasferimento della porzione finale dei pilastri aggiunta in Robot.

8.2 MIDAS GEN 2015

Parlare di interoperabilità e velocizzazione dei processi vuol dire conoscere le possibilità degli strumenti di cui si dispone e adeguare il proprio operato per ottenerne il meglio.

In questa ottica si sceglie di trasferire da Revit solamente la geometria del progetto. La scelta è giustificata dal fatto che in Midas risulta molto più veloce e semplice l'applicazione dei carichi e dei vincoli. Lo stesso discorso vale a maggior ragione per il rilascio delle estremità degli elementi. In Revit questa proprietà deve essere inserita all'interno delle proprietà delle singole istanze e non è presente una specifica tipologia di vista che permette di visualizzare i rilasci di tutti gli elementi contemporaneamente. L'unico motivo che potrebbe spingere ad inserire questo tipo di informazioni, potrebbe essere quello di averle immagazzinate in Revit in un momento successivo. Ma come già visto nel Capitolo 5 tutte le modifiche effettuate in Midas, a parte la geometria, non sono poi aggiornate.

Come prima cosa sono eseguite delle operazioni di controllo e messa a punto del modello, verificando la coerenza delle informazioni trasferite da Revit.

Le operazioni di controllo e di preparazione del modello svolte in questa fase hanno come oggetto:

- presenza di tutti gli elementi costituenti la struttura;
- sezioni degli elementi;
- materiali;
- rilasci delle estremità;
- vincoli esterni;
- assi locali degli elementi.

Si riscontra un problema nel trasferimento dei controventi a Croce di Sant'Andrea. Come già visto gli elementi lineari esportati in Midas che hanno un punto di contatto sono divisi e viene creato un nodo nel punto di incontro (Figura 8.2.1).

Nel caso dei controventi questa caratteristica non permette una corretta schematizzazione della struttura, poiché i controventi anche se appartenenti allo stesso piano degli arcarecci, sono indipendenti tra loro e soprattutto rispetto a questi ultimi. Il modello è quindi corretto cancellando i controventi importati, unendo gli arcarecci che erano stati divisi e ricreando da zero i controventi (Figura 8.2.2).

Nei casi in cui ci sia un elevato numero di controventi, o comunque elementi che possono presentare questo comportamento, ci si trova davanti ad un rallentamento nel processo di pulizia del modello.

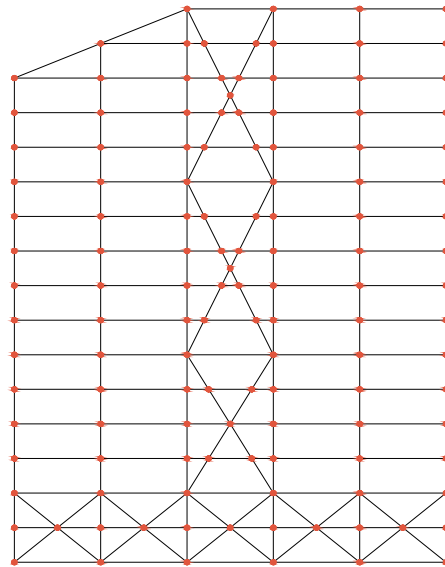


Figura 8.2.1: Divisione in più parti dei controventi e degli arcarecci sullo stesso piano.

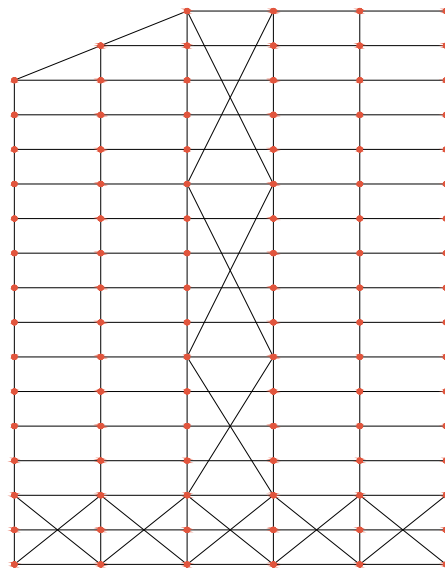


Figura 8.2.2: Correzione del modello strutturale.

Alcune sezioni non sono importate correttamente, come quella composta dei pilastri strutturali. La particolare sezione SRC è creata in Midas ed è assegnato uno specifico tipo di materiale per le sezioni composte.

Particolare attenzione richiede l'attribuzione dei beam end release agli elementi lineari, dal momento che almeno un'estremità di una trave convergente in un nodo non deve essere rilasciata.

Non tutti gli assi locali degli elementi sono importati correttamente; nonostante le varie prove effettuate non sono note le cause di questo malfunzionamento. L'orientamento è quindi corretto manualmente.

Dopo la sistemazione del modello si esegue un tentativo di analisi con il solo peso proprio della struttura. Attraverso questa procedura sono messi in luce eventuali problemi del modello.

Alcuni elementi non convergono perfettamente nei nodi, nonostante la cura nella creazione di travi e controventi in Revit. L'effettiva convergenza nei nodi degli elementi può essere valutata attraverso lo strumento *shrink* di Midas, grazie al quale è stato fatto un ulteriore controllo sull'intero modello.

Una volta sistemato il modello, le prime analisi hanno mostrato una deformabilità eccessiva della copertura così come era stata predimensionata in Revit, per entrambe le soluzioni strutturali.

Nella prima soluzione, per limitare la deformazione della struttura, si è così pensato di aumentare l'altezza delle travi reticolari. Dato che da Midas a Revit viene praticamente aggiornata solamente la geometria, le strade possibili erano due:

- cancellare e ridisegnare interamente le travi reticolari in Midas, eliminando e ricreando tutti gli elementi connessi;
- ripartire da Revit, correggendo le *famiglie* di travi reticolari e reimportare il modello in Midas, effettuando nuovamente tutte le operazioni di controllo fatte in precedenza.

Si è scelto di ripartire da Revit per sfruttare le capacità parametriche del BIM.

Infatti come spiegato nel Capitolo 7.2 le travi reticolari sono state create come oggetto parametrico. In Revit è stato quindi sufficiente modificare all'interno delle *proprietà* del *tipo* delle travi il parametro *altezza*. In questo modo i correnti e le travi di anima si sono adattati automaticamente variando le proprie dimensioni. Inoltre un altro aspetto fondamentale è che anche tutti gli elementi connessi con la trave reticolare, come arcarecci e controventi, si sono adattati senza richiedere l'intervento manuale dell'utente. Il modello è stato quindi reimportato in poco tempo in Midas ed è stato sottoposto di nuovo alle operazioni di controllo. Sono state sfruttate in questa occasione le potenzialità offerte dal BIM.

Nella seconda soluzione con i tiranti invece è stata scelta la strada della correzione del modello in Midas, piuttosto che ritornare a modificare il modello in Revit. La

scelta è dettata dal fatto che in quel caso le modifiche erano facilmente realizzabili in Midas, evitando quindi una nuova importazione e nuovi controlli sul modello. I pilastri strutturali sono stati alzati e sono stati aggiunti tiranti per il sostegno delle travi principali.

Un'altra operazione di variazione in entrambi i modelli è stata l'aggiunta di controventi, che non erano stati inseriti nel predimensionamento. La creazione è avvenuta direttamente nel software strutturale definendo sezione, materiali e rilasci delle estremità.

Maggiori problematiche sono sorte nell'aggiornamento dei modelli complessi da Midas a Revit. I passaggi descritti di seguito sono schematizzati in Figura 8.2.3.

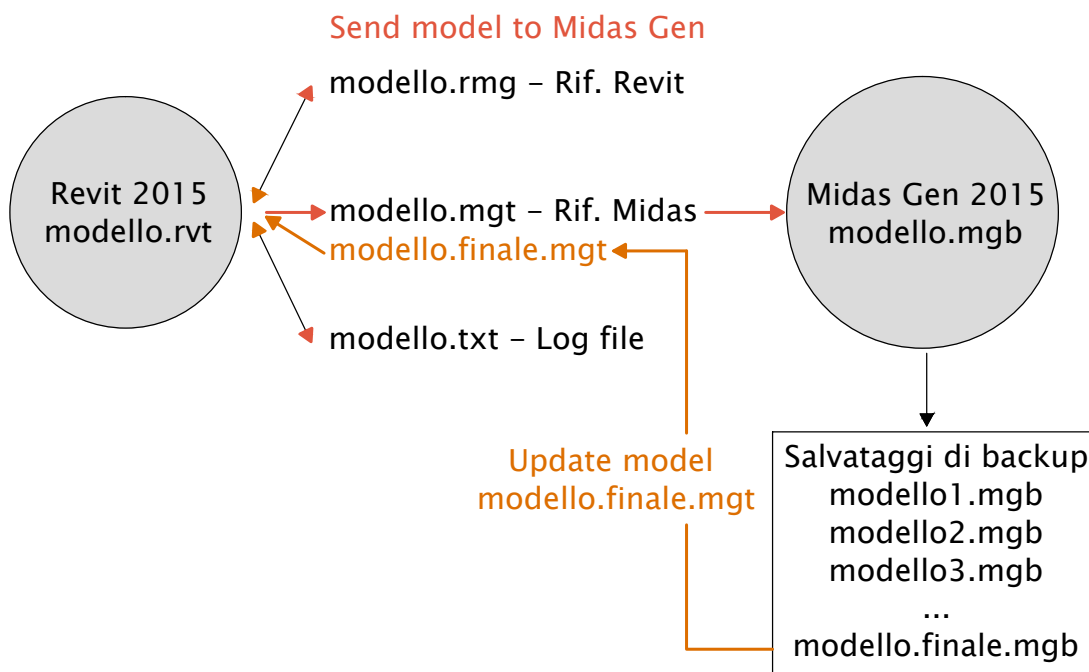


Figura 8.2.3: Schema che descrive l'invio e l'aggiornamento del modello da Revit a Midas.

Nel lavoro di analisi si è partiti da un file Revit dal quale come visto nel Capitolo 5 sono generati tre tipologie di file.

In particolare il file di tipo .mgt è importato successivamente in Midas dall'utente.

Per conservare delle copie di backup del progetto sono state salvate delle copie del progetto e si è giunti quindi alla fine dell'analisi con un file diverso rispetto a quello iniziale.

Nelle prime prove di aggiornamento è stato fatto il tentativo di esportazione del file .mgt dal file più aggiornato di Midas, quello nel quale erano presenti tutti i risultati delle analisi. L'update è stato fatto da Revit indicando i tre file .rmg, .mgt, e .txt. Di fatto il trasferimento non è avvenuto, in quanto al termine del caricamento erano state cancellate tutte le istanze dal modello. Dopo un serie di tentativi andati a vuoto, si è provato a cambiare il file di Midas, provando ad esportare file meno recenti di backup. Anche in questo caso il trasferimento presentava le stesse problematiche. Andando a ritroso nei file di backup finalmente è riuscito il trasferimento di un file.

La conclusione alla quale si è giunti è che si tratta di un errore dovuto al cambiamento di scala e dalla molteplicità delle informazioni contenute nei modelli più recenti, che immagazzinano anche tutti i risultati delle analisi. Questa tesi è avvalorata dal fatto che i cambiamenti di nomi e l'utilizzo di diversi salvataggi per il telaio semplice non avevano causato nessun tipo di malfunzionamento.

Ora si passa alla descrizione del contenuto dell'aggiornamento dei modelli delle due soluzioni strutturali.

Progetto trave reticolare

Dal momento che nel file più recente in grado di essere trasferito non erano presenti tutte le variazioni geometriche effettuate in Midas, queste sono state rimodellate prima dell'aggiornamento in Revit.

Il fatto che nel modello non ci siano i risultati delle analisi, non condiziona molto scambio, dato che queste informazioni non sono trasferite. Più che altro sono state cambiate in Midas le sezioni degli elementi in modo da essere coerenti con quelle determinate in fase di dimensionamento.

Prima che l'aggiornamento sia completato sono richieste indicazioni per il riconoscimento delle sezioni introdotte in Midas, e nel caso in esame si è scelto di far creare in automatico nuove *famiglie* in Revit. Una volta che il modello è importato compare un *Update Summary* corrispondente ad un resoconto dell'operazione di aggiornamento.

Si riporta un elenco della molteplicità degli avvisi che compaiono:

- la trave e il controvento sono leggermente fuori asse. Ciò può causare imprecisioni;
- possibile instabilità del modello;
- l'elemento verrà dissociato dal relativo piano associato;
- è stata rilevata una catena di supporti circolare;
- istanze identiche nella stessa posizione.

Per ogni errore è possibile visualizzare gli elementi coinvolti e tentare la risoluzione eliminando gli elementi o togliendo dei vincoli al modello.

Non sono esportati alcuni elementi della trave reticolare spaziale e la trave unica che si ancora ai due pilastri di estremità posteriori risulta divisa in diversi pezzi con sezione diversa tra loro (Figura 8.2.4). Si rende perciò necessaria la modellazione da zero di questi elementi.

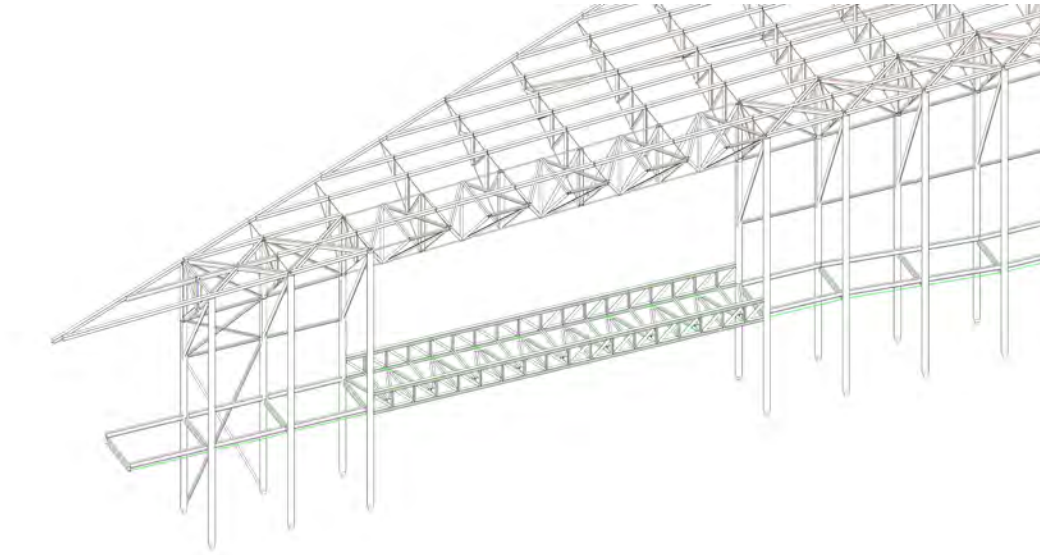


Figura 8.2.4: Errori nel trasferimento della trave reticolare spaziale.

Si riscontra la necessità di ricontrollare la sezione degli elementi, dal momento che non tutti i cambiamenti di sezione effettuati in Midas risultano aggiornati (Figura 8.2.5).

Nella parte superiore dei pilastri si ritrova una porzione compenetrante che viene creata nel momento del trasferimento. Si procede perciò alla cancellazione di questi elementi. Anche la sezione dei pilastri strutturali non è stata aggiornata a partire dalla sezione composta SRC di Midas; deve quindi essere aggiornata manualmente.

Un altro errore di cui non si capisce la causa sono l'offset e la giustificazione che si ritrovano in alcune sezioni, nonostante la rispettiva sezione in Midas non presenti queste caratteristiche. Si deve quindi operare all'interno delle proprietà delle singole istanze per ristabilire l'offset corretto.

Progetto tiranti

Anche per il caso della soluzione strutturale con i tiranti la versione più recente di cui risulta possibile l'aggiornamento non contiene tutte le variazioni geometriche effettuate in Midas. Il primo passo è stato quindi quello di adattare questo modello a quello dimensionato.

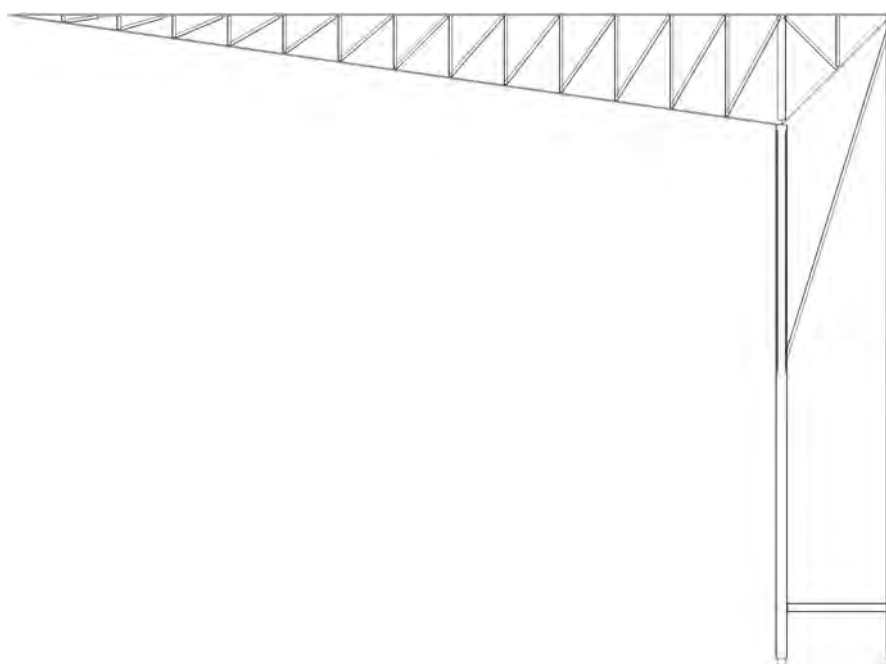


Figura 8.2.5: Errori nel trasferimento della sezione dei correnti e degli elementi d'anima delle travi reticolari.

L'errore più importante riguarda i pilastri strutturali. Come già detto in fase di analisi strutturale è stata aumentata l'altezza dei pilastri. Questa operazione non è stata effettuata sostituendo interamente gli elementi beam costituenti i pilastri, ma utilizzando la funzione *extrude element* di Midas. La nuova porzione di pilastro è stata creata quindi a partire dal nodo di sommità che è stato estruso di una lunghezza pari a 2 m. Dato che non erano presenti *beam end release* nel nodo in questione, il nuovo pezzo risulta incastrato al resto del pilastro.

In Revit si ritrovano i pilastri strutturali della lunghezza iniziale, con la porzione superiore aggiunta in Midas costituita da un pilastro strutturale a parte. Oltre a questo è sempre presente un'altra porzione compenetrante il pilastro iniziale che viene cancellata manualmente (Figura 8.2.6).

In conclusione non si può parlare di completa interoperabilità tra Revit e Midas. L'aggiornamento della sola geometria limita il processo iterativo di scambio dei modelli. Per evitare di ricontrollare e sistemare ogni volta il modello, l'unica strada è quella di importare nel software strutturale un modello nel quale lo schema statico sia definitivo, dove quindi il dimensionamento riguarda solamente la dimensione delle sezioni. In questo modo si riducono al minimo le variazioni effettuate, che possono causare in seguito problemi di interoperabilità. Nel caso in esame non sono stati presi questi accorgimenti per valutare l'efficacia dello scambio, riscontrando problemi comunque risolvibili attraverso un'analisi dettagliata ed una rimodellazione di alcuni

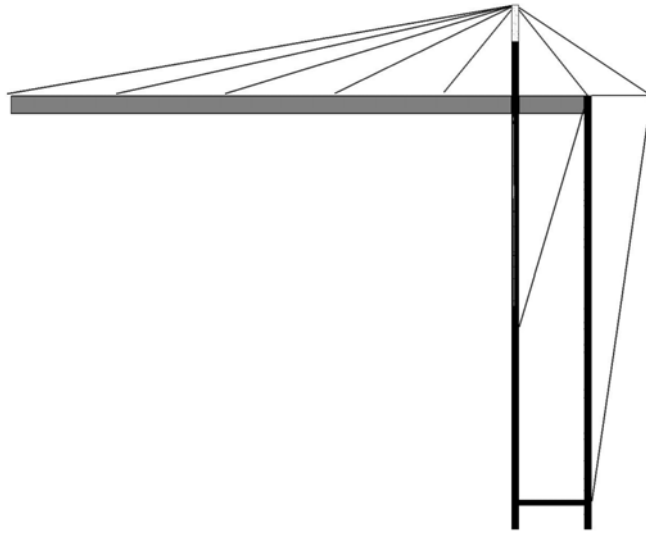


Figura 8.2.6: Modulo trasversale aggiornato con errori nei pilastri anteriore e nella sezione dei tiranti.

elementi. L'esperienza ha comunque portato alla soluzione strutturale del modello e il suo aggiornamento nel modello BIM, senza quindi perdite di informazioni tali da arrestare il processo progettuale.

ANALISI STRUTTURALE

Il progetto strutturale è composto in pianta dalla ripetizione di un modulo costituito da una coppia di pilastri incastrati alla base, distanziati 4 m tra loro. Sopra questi due pilastri si sviluppa lo schema statico trasversale che è differente in base alle due soluzioni strutturali. Il modulo si ripete ogni 5 m, per una lunghezza totale in pianta di 165m.

I pilastri presentano una sezione composta da un tubolare in acciaio con diametro $d = 600$ mm e spessore $t = 10$ mm riempito in calcestruzzo e armato in modo doppiamente simmetrico con 8 ferri di armatura longitudinale $\Phi 20$. L'altezza dei pilastri varia per adattarsi alla forma scelta per la copertura e va da un massimo di 24 m ad un minimo di 13 m.

9.1 SOLUZIONE STRUTTURALE 1 - TRAVE RETICOLARE

9.1.1 Descrizione della soluzione

In questa soluzione la struttura si sviluppa a sbalzo sulla Tribuna Est attraverso una serie di travi reticolari di forma triangolare che si appoggiano alla coppia di pilastri strutturali (vedi Figura 9.1.1). La forma delle travi si adatta all'andamento del momento flettente generato a causa dei carichi agenti sulla copertura. Anche le travi reticolari non sono tutte della stessa lunghezza, per realizzare la forma in pianta vista nel Capitolo 7; lo sbalzo maggiore è rappresentato da una lunghezza di 28 m.

Le sezioni degli elementi delle travi reticolari sono così composte:

- Corrente superiore: tubolare in acciaio di diametro $d = 350$ mm e spessore $t = 12$ mm;
- Corrente inferiore: tubolare in acciaio di diametro $d = 420$ mm e spessore $t = 12$ mm;
- Montanti e diagonali dell'anima: tubolare in acciaio di diametro $d = 200$ mm e spessore $t = 15$ mm;

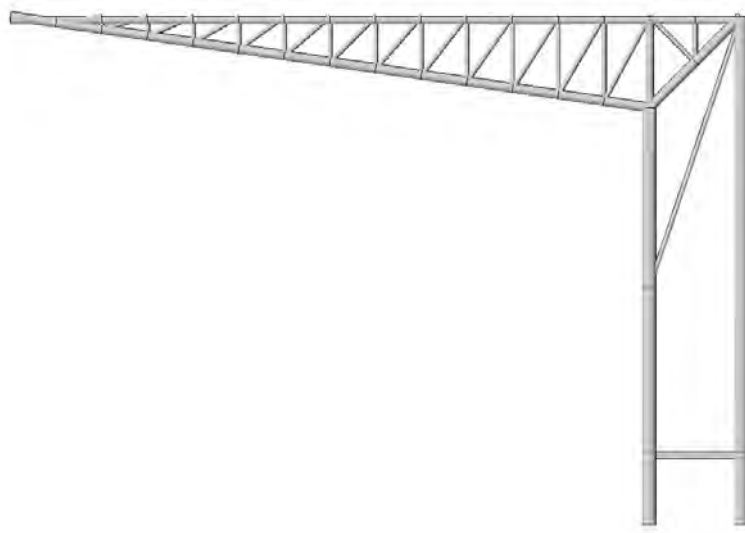


Figura 9.1.1: Modulo trasversale con la trave reticolare a sbalzo

- Montante principale: tubolare in acciaio di diametro $d = 350 \text{ mm}$ e spessore $t = 12 \text{ mm}$.

Il vincolo presente tra la travatura reticolare e i pilastri è quello di semplice appoggio, schematizzabile come una cerniera. La scelta è giustificata dall'intento di non trasmettere il momento flettente ma tradurlo in compressione e trazione nella coppia di pilastri.

La ripetizione del modulo si interrompe in corrispondenza di Via Marghera che taglia l'opera in pianta. Non potendo realizzare pilastri, la struttura si sviluppa a sbalzo sopra la strada mediante una trave reticolare spaziale che impedisce la deformazione torsionale della copertura in quel punto (vedi Figura 9.1.2 e Figura 9.1.3).

Le travi reticolari sono collegate tra loro per mezzo di arcarecci disposti ad un passo di 2 m in corrispondenza dei nodi nel piano del corrente superiore.

L'irrigidimento del piano di falda della copertura è realizzato mediante controventi disposti a Croce di Sant'Andrea in due fasce trasversali e una longitudinale (vedi Figura 9.1.4). La rigidità generata è poi trasmessa al piano dei correnti inferiori delle travi reticolari mediante dei controventi e travi disposte nel piano ortogonale alla falda, in modo anche da ridurre la lunghezza libera d'inflessione dei correnti inferiori, soggetti ad elevata compressione. La scelta di realizzare solamente queste fasce di controventamento deriva dalla considerazione che si crea un irrigidimento intrinseco grazie alla forma della copertura stessa, per mezzo delle triangolazioni che si creano lungo il bordo della copertura.

Nel piano verticale longitudinale è presente un sistema di controventi a Croce di Sant'Andrea che permette di scaricare le forze orizzontali nelle fondazioni. Sono presenti

9.1 SOLUZIONE STRUTTURALE 1 - TRAVE RETICOLARE

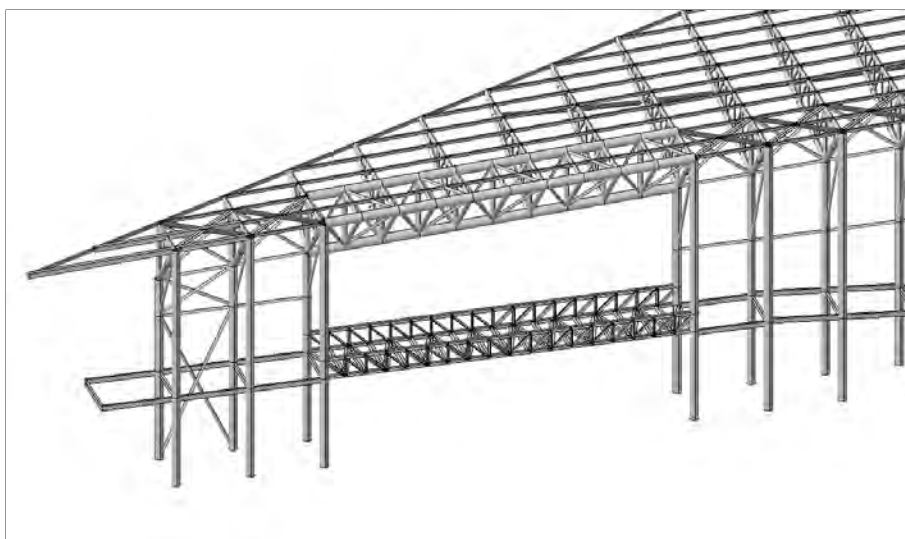


Figura 9.1.2: Trave reticolare spaziale e passerella a sbalzo su Via Marghera.

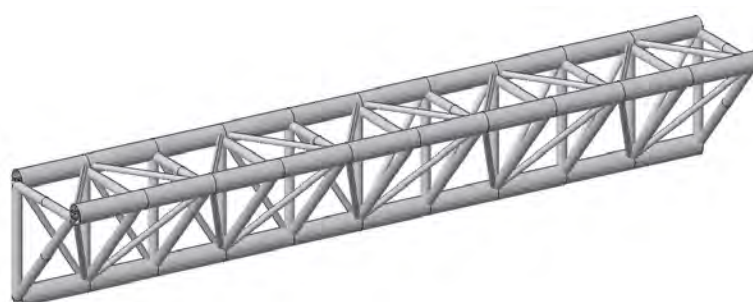


Figura 9.1.3: La trave reticolare spaziale isolata dal resto del modello.

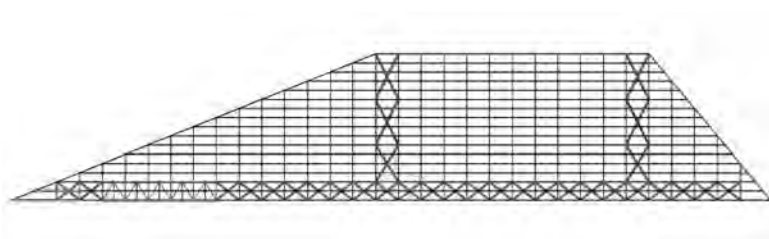


Figura 9.1.4: Schema dei controventi nel piano di falda.

tre fasce, una ad un'estremità e le altre due in corrispondenza delle fasce di controventi presenti in copertura. Il sistema permette inoltre di dimezzare la lunghezza libera dei pilastri strutturali (vedi Figura 9.1.5).



Figura 9.1.5: Schema dei controventi nel piano verticale longitudinale.

La passerella è costituita da una coppia di travi lineari che si incastrano ad una trave presente tra i due pilastri in direzione trasversale. La variazione in altezza della posizione delle travi trasversali permette di realizzare il profilo ascendente della passerella pedonale (vedi Figura 9.1.6). Per irrigidire alla base la struttura si è scelto di realizzare giunti ad incastro per gli elementi che costituiscono la passerella. Come per la copertura, anche la passerella si sviluppa sopra Via Marghera a sbalzo ed è costituita da due travi reticolari collegate tra loro da un piano controventato in corrispondenza del piano di calpestio (Figura 9.1.2).

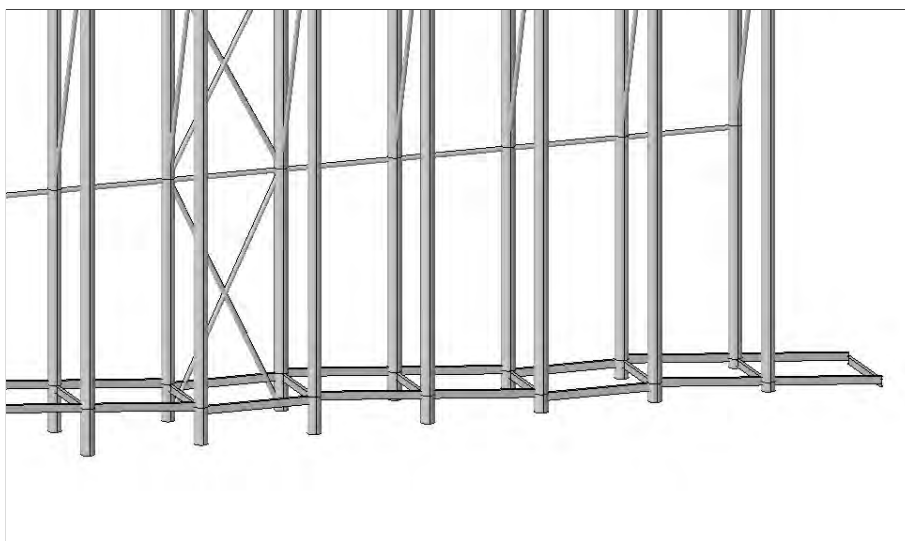


Figura 9.1.6: Dettaglio della passerella.

9.1.2 *Normativa di riferimento*

Nella progettazione della struttura descritta, si sono osservate le seguenti disposizioni normative:

- D.M. 14/01/2008 - "Norme tecniche per le costruzioni";
- C.M. 02/02/2009 n.617 - "Istruzioni per l'applicazione nuove Norme Tecniche Costruzioni".

Si è fatto riferimento inoltre alle seguenti normative:

- Eurocodice 1: UNI EN 1991 – 1 – 4 : 2005 Parte 1 – 4: Azioni in generale - Azioni del vento;
- Eurocodice 3: UNI EN 1993 – 1 – 1 : 2005 Parte 1 – 1: Regole generali e regole per gli edifici;
- Eurocodice 4: UNI EN 1994 – 1 – 1 : 2005 Parte 1 – 1: Regole generali e regole per gli edifici.

9.1.3 *Analisi dei carichi***Analisi dei carichi - Copertura****G₁ - Peso proprio elementi strutturali**

Calcolato in automatico dal software

G₂ - Peso proprio elementi non strutturaliLamiera grecata + membrana impermeabilizzante 0,07 kN/m²Sistema di rivestimento x 2 0,40 kN/m²

(sottostruttura metallica + pannelli in lamiera in acciaio Corten)

 Totale 0,47 kN/m²
Q₁ - Carichi di esercizioCategoria H₁ 0,50 kN/m²

(Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione)

Q₂ - Vento 1,30 kN/m²Q₃ - Neve 0,8 kN/m²**Analisi dei carichi - Passerella****G₁ - Peso proprio elementi strutturali**

Calcolato in automatico dal software

G₂ - Peso proprio elementi non strutturaliLamiera grecata + soletta in calcestruzzo (3 cm) 1,50 kN/m²Finitura in WPC (Wood Polymer Composit) 0,20 kN/m²Sistema di rivestimento parte inferiore 0,20 kN/m²

(sottostruttura metallica + pannelli in lamiera in acciaio Corten)

 Totale 1,90 kN/m²
Q₁ - Carichi di esercizioFolla compatta (Schema di carico 5 - NTC 5.1.3.3.3) 5 kN/m²Q₂ - Vento 0,94 kN/m²Q₃ - Neve 0,8 kN/m²

9.1.3.1 *Calcolo dell'azione del vento*

Per la valutazione dell'azione del vento sono state utilizzate le indicazioni incluse nel Capitolo 3.3 delle NTC 2008 e facendo riferimento all'Eurocodice 1-Parte 2-4.

Come primo passo è determinata la velocità di riferimento che dipende dal sito di costruzione e dall'altitudine sul livello del mare. Il sito in esame ricade in Zona 1 (Veneto). Si deve perciò fare riferimento ai seguenti valori:

$$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

$$a_0 = 1000 \text{ m}$$

$$k_d = 0,010 \text{ 1/s}$$

La **velocità di riferimento** v_b per il sito di costruzione è:

$$a_s \leq a_0 \longrightarrow v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$$

dove $a_s = 12 \text{ m}$ è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione.

Successivamente viene determinata la **pressione cinetica di riferimento** q_b come:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 25^2 = 390,625 \text{ N/m}^2$$

dove $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'aria.

Per il calcolo della pressione del vento p è necessario determinare i coefficienti c_e , c_p , c_d . I coefficienti sono prima determinati per la copertura e poi per la passerella.

Coefficiente di esposizione c_e (copertura)

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] =$$

$$= 0,20^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{24}{0,1}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{24}{0,1}\right)\right] = 2,74$$

Classe di rugosità B

Categoria di esposizione III

 $k_r = 0,20$ $z_0 = 0,1 \text{ m}$ $z_{min} = 5 \text{ m}$ $c_t = 1$ $z = 24 \text{ m}$ (punto più alto della copertura)**Coefficiente di forma c_p (copertura)**

Per la determinazione del coefficiente di forma si è fatto riferimento al Capitolo 10.3 relativo alle tettoie dell'Eurocodice 1: UNI EN 1991 – 1 – 4 : 2005 Parte 1 – 4: Azioni in generale - Azioni del vento.

Il grado di chiusura sotto la copertura è rappresentato in Figura 9.1.7 e dipende dal rapporto di solidità φ , che è il rapporto tra l'area delle possibili ostruzioni sotto la copertura e l'area trasversale sotto la copertura, entrambe ortogonali alla direzione del vento.

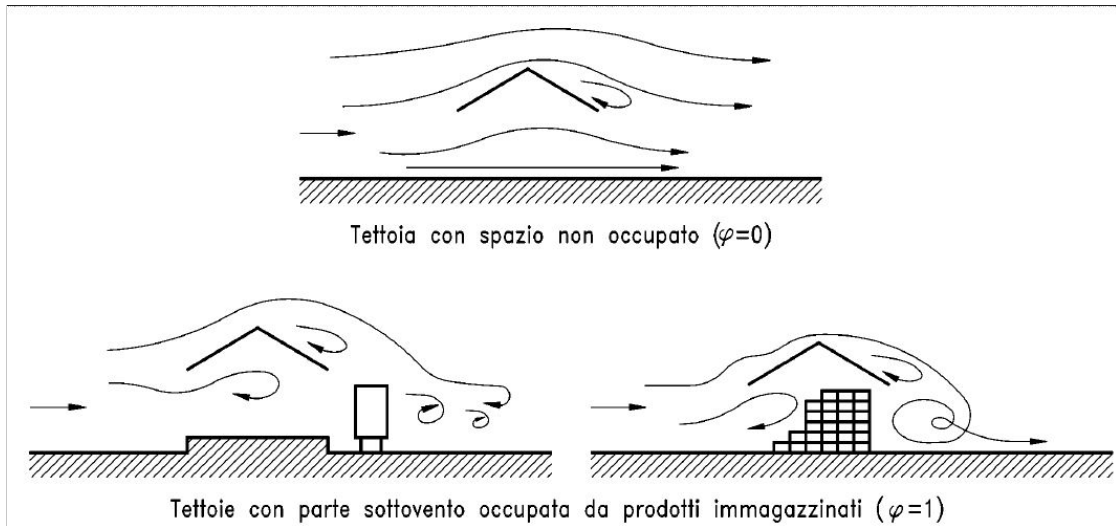


Figura 9.1.7: Figura 10.3.1 - Eurocodice 1: UNI EN 1991 – 1 – 4 : 2005

Per la copertura è stato scelto $\varphi = 0,8$ considerando a favore di sicurezza il rapporto tra le aree maggiore, nel punto più basso della copertura (Figura 9.1.8). Il valore di

c_p è stato determinato interpolando i valori di $c_{p,net}$ contenuti nel prospetto 10.3.1, considerando un'inclinazione della copertura $\alpha = 3^\circ$.

$$c_p = 1,212$$

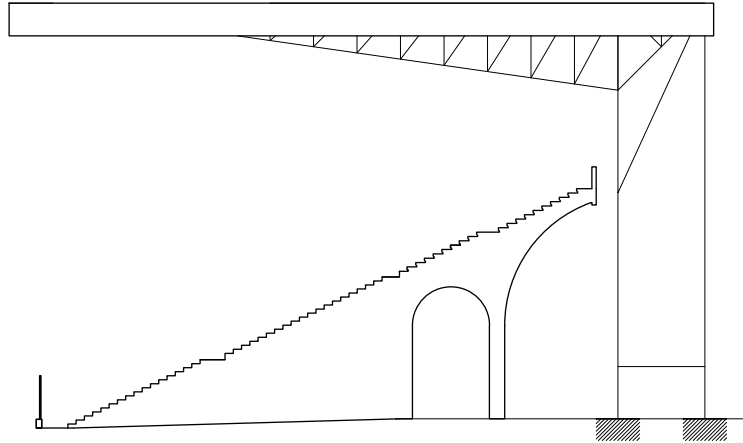


Figura 9.1.8: Valutazione del coefficiente di solidità φ nel punto in cui la copertura è più bassa

Coefficiente dinamico c_d (copertura)

Il coefficiente dinamico tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso è stato posto cautelativamente pari a 1.

$$c_d = 1$$

Pressione del vento p_{cop} (copertura)

$$p_{cop} = q_b c_e c_p c_d = 390.65 \cdot 2.74 \cdot 1.212 \cdot 1 = 1.30 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di esposizione c_e (passerella)

$$\begin{aligned}
 c_e(z) &= k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)\right] = \\
 &= 0,20^2 \cdot 1 \cdot \ln\left(\frac{6,5}{0,1}\right) \cdot \left[7 + 1 \cdot \ln\left(\frac{6,5}{0,1}\right)\right] = 1,87
 \end{aligned}$$

Classe di rugosità B

Categoria di esposizione III

$$k_r = 0,20$$

$$z_0 = 0,1 \text{ m}$$

$$z_{min} = 5 \text{ m}$$

$$c_t = 1$$

$$z = 6,5 \text{ m} \quad (\text{punto pi\`u alto della passerelle})$$

Coefficiente di forma c_p (passerella)

$$\varphi = 1$$

$$\alpha = 5^\circ$$

$$c_p = 1,36$$

Coefficiente dinamico c_d (passerella) Il coefficiente dinamico della passerella \u00e8 stato determinato in riferimento alla figuraaaaaa 9.4 presente nel capitolo 9.3 dell'Eurocodice 1, assumendo $z_e = 6,5 \text{ m}$ e $L = 25 \text{ m}$.

$$c_d = 0,95$$

Pressione del vento p_{pas} (passerella)

$$p_{cop} = q_b c_e c_p c_d = 390,65 \cdot 1,87 \cdot 1,36 \cdot 0,95 = 0,94 \text{ kN/m}^2$$

9.1.3.2 *Calcolo dell'azione della neve*

Per la valutazione dell'azione della neve sono state utilizzate le indicazioni incluse nel Capitolo 3.4 delle NTC 2008. Il valore del carico neve è il medesimo per la passerella e per la copertura.

Padova (Zona II)

$$a_s = 12 \text{ m} \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2$$

Coefficiente di esposizione $C_e = 1$ (Topografia normale)

Coefficiente termico $C_t = 1$

Coefficiente di forma $\mu_i = 0,8$ ($0 \leq \alpha \leq 30^\circ$)

$$q_s = \mu_i q_{sk} C_e C_t = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 = 0,8 \text{ kN/m}^2$$

9.1.4 *Tipo di analisi e verifiche svolte*

La sicurezza e le prestazioni dell'opera sono stati valutati in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale.

Per le verifiche è stato adottato il metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza. Nel metodo semiprobabilistico agli stati limite, la sicurezza strutturale deve essere verificata tramite il confronto tra la resistenza e l'effetto delle azioni. Per la sicurezza strutturale, la resistenza dei materiali e le azioni sono rappresentate dai valori caratteristici, R_{ki} e F_{kj} definiti, rispettivamente, come il frattile inferiore delle resistenze e il frattile (superiore o inferiore) delle azioni che minimizzano la sicurezza. I frattili sono assunti pari al 5%.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi di resistenza si effettua con il metodo dei coefficienti parziali di sicurezza espresso dalla equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

dove:

- R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate
- E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \gamma_{Fj}$ delle azioni.

I coefficienti parziali di sicurezza γ_{Mi} e γ_{Fj} , associati rispettivamente al materiale i -esimo e all'azione j -esima, tengono in conto la variabilità delle rispettive grandezze e le incertezze relative alle tolleranze geometriche e alla affidabilità del modello di calcolo.

La struttura è sottoposta a verifica per Stato Limite di Esercizio e Stato Limite Ultimo.

Per la valutazione degli effetti della forza sismica sulla struttura è stata inoltre effettuata un'analisi lineare dinamica, determinando gli effetti dell'azione sismica per ogni modo di vibrare della struttura e combinando i risultati.

9.1.4.1 *Combinazioni delle azioni*

Le azioni di progetto sono state combinate in accordo alle disposizioni delle NTC 2008 al capitolo 2. Di seguito sono elencate le combinazioni utilizzate in fase di analisi.

Combinazione fondamentale (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\psi_{03}Q_{k3}$$

Combinazione caratteristica (rara) (SLE):

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02}Q_{k2} + \psi_{03}Q_{k3}$$

Combinazione sismica (SLU e SLE):

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3}$$

I carichi permanenti G corrispondono ad azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo. Come già visto nel paragrafo 9.1.3 i carichi G_1 corrispondono al peso proprio degli elementi strutturali mentre i carichi G_2 corrispondono al peso proprio di tutti gli elementi non strutturali.

In Tabella 12 sono presenti i valori utilizzati per i coefficienti di sicurezza γ_{Fi} .

Tabella 12: Coefficienti di combinazione per i carichi variabili di progetto

Categoria	γ_F	A1-STR
G_1 -Carichi permanenti	γ_{G1}	favorevoli 1
		sfavorevoli 1,3
G_2 -Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	favorevoli 1
		sfavorevoli 1,5
Q-Carichi variabili	γ_{Qi}	favorevoli 1
		sfavorevoli 1,5

Si definisce valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni dei carichi variabili di volta in volta ogni azione è considerata dominante (Q_{k1}) rispetto alle altre (Q_{k2} e Q_{k3}).

Per considerare la poca probabilità che tutte le azioni agiscano contemporaneamente alla massima intensità le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono riportati nella Tabella 13.

Con riferimento alla durata percentuale relativa ai livelli di intensità dell'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$: la media della distribuzione temporale dell'intensità;

- valore frequente $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$: il valore corrispondente al frattile 95 dell'intensità e cioè che è superato per una limitata frazione del periodo di riferimento;
- valore raro (o di combinazione) $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$: il valore di durata breve ma ancora significativa nei riguardi della possibile concomitanza con altre azioni variabili.

Tabella 13: Coefficienti di combinazione per i carichi variabili di progetto

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Esercizio copertura (cat. H1)	0	0	0
Vento	0.6	0.2	0
Neve	0.5	0.2	0
Esercizio Passerella	0.5	0.75	0

9.1.4.2 Caratteristiche dei materiali

Calcestruzzo C28/35

Resistenza caratteristica cubica a compressione	$R_{ck} = 35 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza parziale	$\gamma_c = 1.50$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,2$

Resistenza di calcolo a compressione f_{cd}

$$f_{cd} = \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0.85 \cdot 28}{1.5} = 15.87 \text{ MPa}$$

Modulo elastico E_{cm}

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{ck} + 8}{10} \right)^{0.3} = 32308,25 \text{ MPa}$$

Armatura in acciaio B450C

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1.15$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,2$

Tensione di calcolo di snervamento f_{yd}

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1,15} = 391,30 \text{ MPa}$$

Acciaio S275

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 275 \text{ MPa}$
Fattore di sicurezza parziale	$\gamma_s = 1,05$

Tensione di calcolo di snervamento f_{yd}

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{275}{1,05} = 261,90 \text{ MPa}$$

9.1.5 Modellazione strutturale

In seguito all'importazione da Revit, il modello è stato modificato all'interno del software strutturale, in modo da essere sottoposto alle analisi.

I vincoli esterni applicati alla struttura sono costituiti da incastri alla base dei 54 pilastri strutturali, come è possibile vedere in Figura 9.1.9. L'opera è progettata per essere strutturalmente indipendente dalla Tribuna Est.

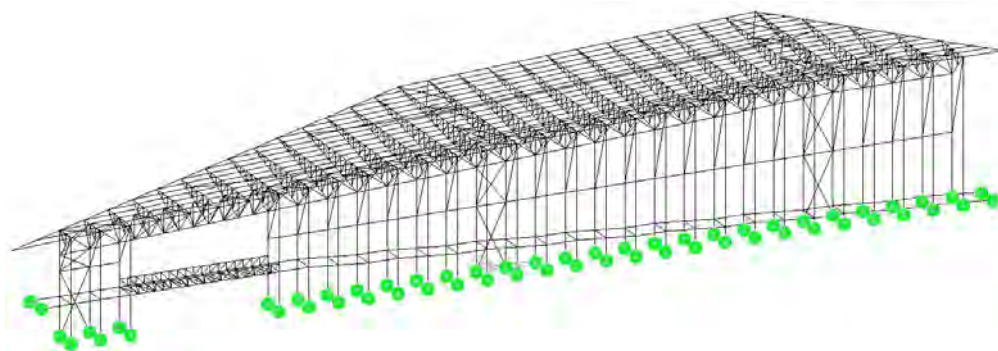


Figura 9.1.9: Vincoli esterni ad incastro applicati alla base dei pilastri.

Successivamente sono stati rilasciate le estremità degli elementi strutturali, in modo da riflettere lo schema statico definito in fase di progettazione (Figura 9.1.10). In Midas questo si traduce nel parametro *beam end release* che permette di specificare le componenti di forza rilasciate. In Figura 9.1.11 sono mostrati ad esempio i *beam end release* di una delle travi reticolari.

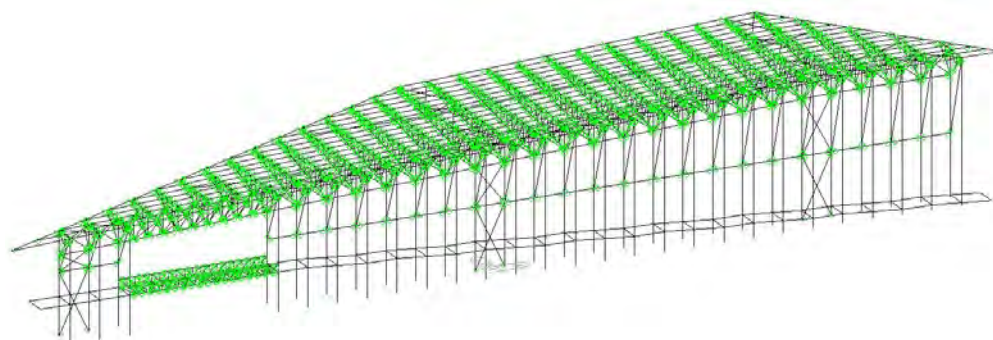


Figura 9.1.10: Modello tridimensionale con evidenziati i *beam end release* di ogni elemento.

Il peso proprio della struttura viene calcolato ed assegnato in automatico dal software strutturale.

Le altre tipologie di carico sono state dapprima definite attraverso il parametro *Define floor Load type* e successivamente applicate sul piano di falda con il comando *Assign*

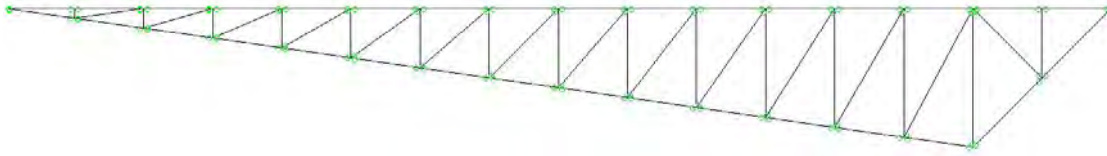


Figura 9.1.11: *Beam end release* degli elementi di una trave reticolare.

Floor Load. In questa fase sono differenziati i carichi con direzione verticale nel sistema di riferimento globale (peso proprio degli elementi non strutturali, carichi di esercizio, neve) e quelli in direzione ortogonale alla superficie della copertura (vento). I carichi sono superficiali e la direzione di distribuzione è definita nel momento in cui sono applicati sulla struttura. Per fare in modo che il peso venga scaricato sugli arcarecci, è scelta una sola direzione di distribuzione del carico. In Figura 9.1.12 e Figura 9.1.13 sono mostrati ad esempio i carichi gravanti rispettivamente sulla copertura e sulla passerella appartenenti alla condizione di carico G_2 .

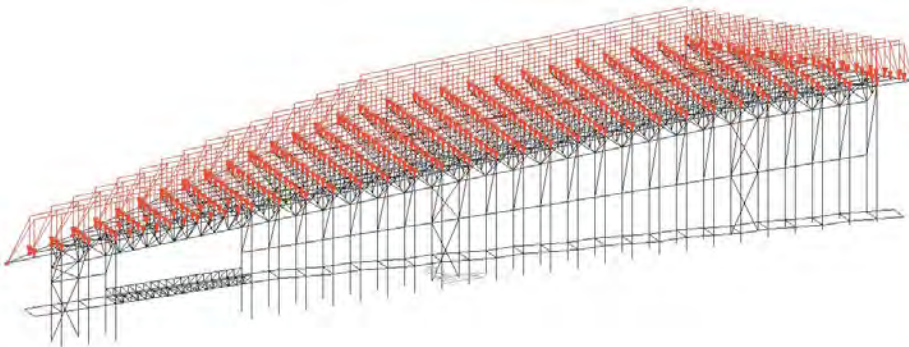


Figura 9.1.12: Pesì propri non strutturali G_2 gravanti sulla copertura.

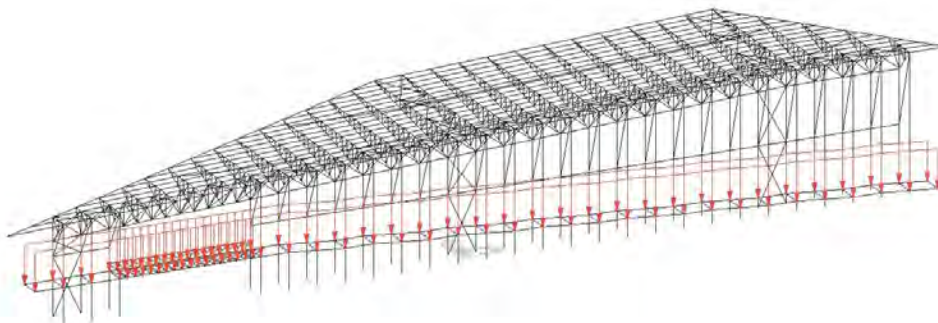


Figura 9.1.13: Pesì propri non strutturali G_2 gravanti sulla passerella.

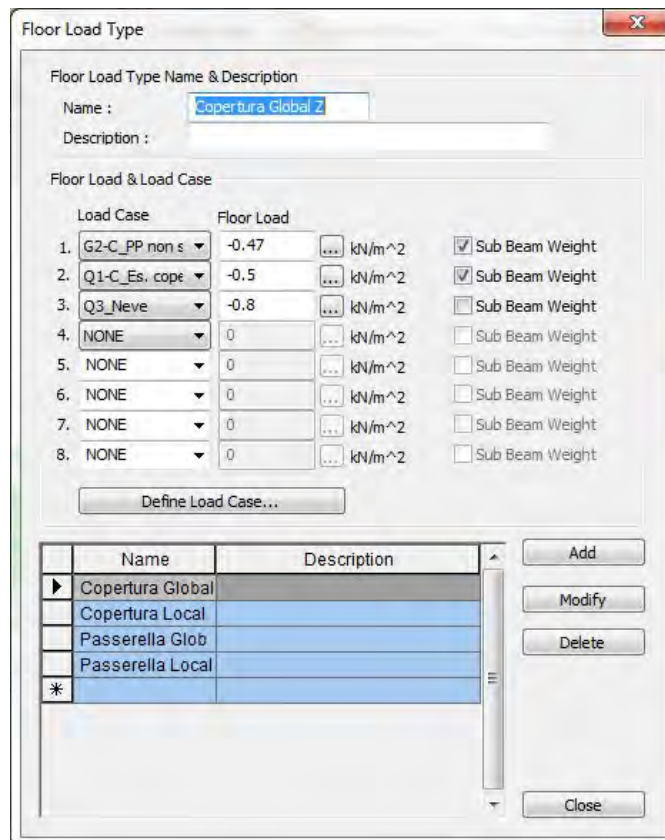


Figura 9.1.14: Esempio di creazione del *Floor Load Type* per i carichi della copertura in direzione z nel sistema di riferimento globale.

9.1.6 *Analisi statica lineare*

In seguito sono state create le combinazioni di carico in modo automatico inserendo i fattori ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} esposti in precedenza in Tabella 13. Midas restituisce anche l'involuppo di tutte le combinazioni create.

A questo punto è stata effettuata l'analisi statica della struttura e sono stati valutati i risultati delle varie combinazioni di carico. In Figura 9.1.15 e seguenti sono rappresentati i diagrammi di momento e sforzo normale agenti sulla struttura. Sono stati eseguiti dei controlli per verificare la coerenza dei diagrammi con le ipotesi iniziali riguardanti lo schema statico.

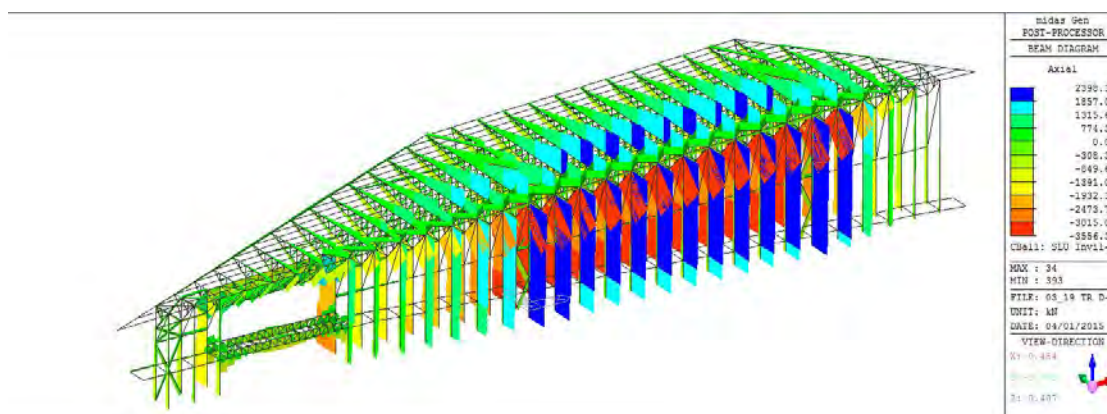


Figura 9.1.15: Diagramma dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU dell'intero modello.

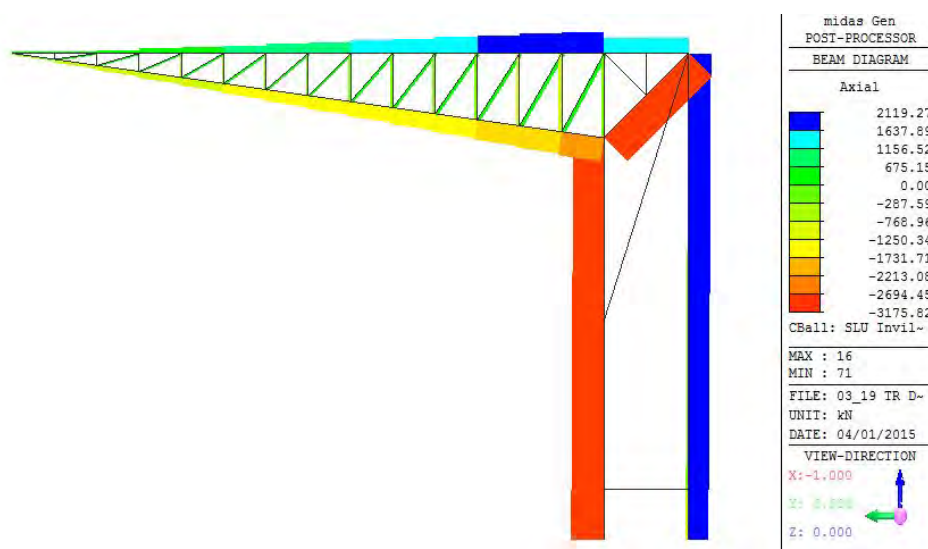


Figura 9.1.16: Diagramma dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU del modulo trasversale.

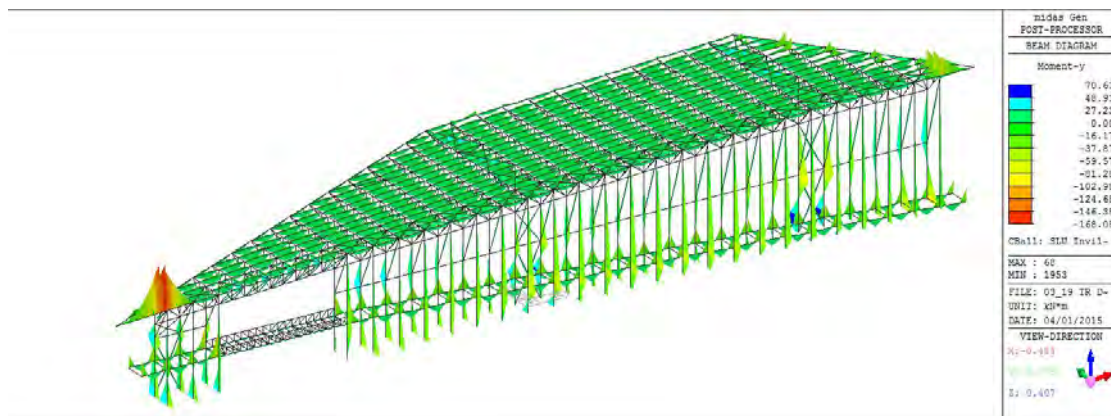


Figura 9.1.17: Diagramma del Momento agente M_y allo SLU.

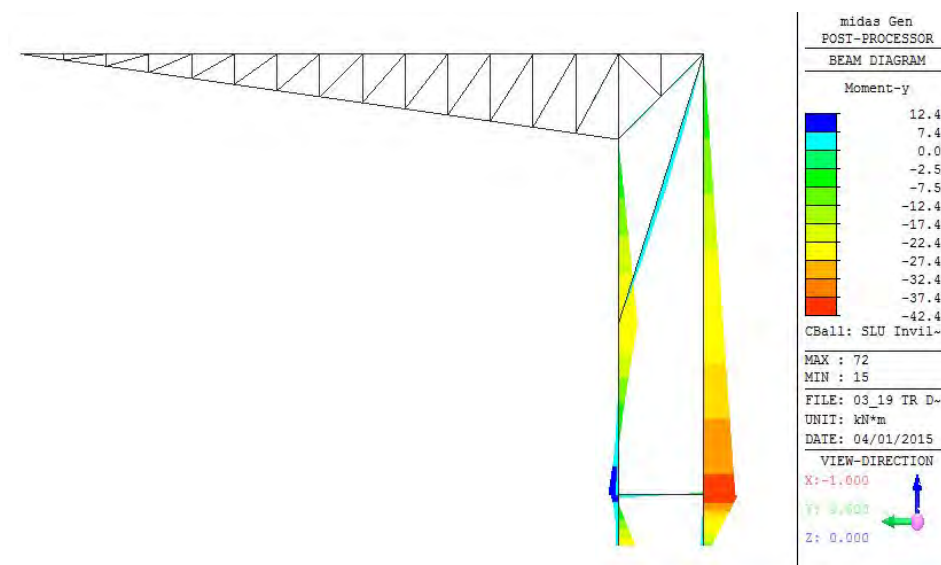


Figura 9.1.18: Diagramma del Momento agente M_y allo SLU del modulo trasversale.

9.1.7 *Analisi dinamica lineare*

Successivamente si è passati alla valutazione degli effetti dell'azione sismica sulla struttura, attraverso un'analisi dinamica lineare.

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

I carichi agenti appartenenti alle condizioni di carico G_1 e G_2 sono convertiti in masse in direzione x , y e z con coefficiente di scala pari a 1. Gli altri carichi non sono considerati nella combinazione sismica poiché il coefficiente di combinazione è nullo per ognuno di essi (vedi Tabella 13).

L'analisi modale permette di individuare le frequenze proprie della struttura e le forme modali corrispondenti, con il fine di determinare la risposta della struttura sottoposta ad azioni di tipo dinamico. Il tipo di analisi utilizzata per la determinazione dei modi di vibrare sfrutta l'algoritmo di Lanczos. La ricerca è stata impostata in modo da valutare un numero di frequenze pari a 50 ed andare poi a valutare i modi con massa partecipante significativa. In Figura 9.1.19 e seguenti sono raffigurate le deformazioni dei modi principali della struttura, mentre in Figura 9.1.24 sono presenti i valori relativi alla frequenza e al periodo.

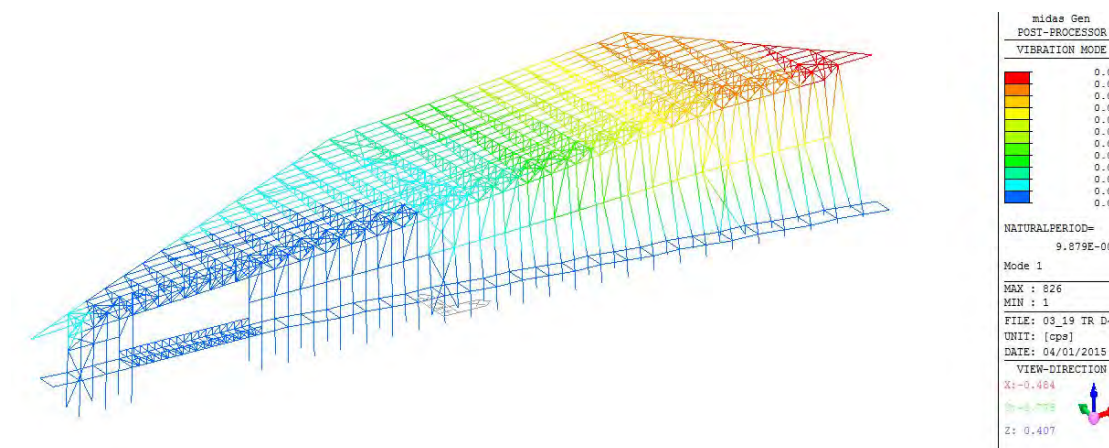


Figura 9.1.19: Deformazione modo di vibrare 1.

Si nota in Figura 9.1.25 come con i modi descritti non si arrivi all'85% di massa partecipante. La massa traslazionale massima coinvolta nella traslazione lungo x è 70,21% del totale, quella in direzione y è 76,97%. Non sono stati trovati modi di

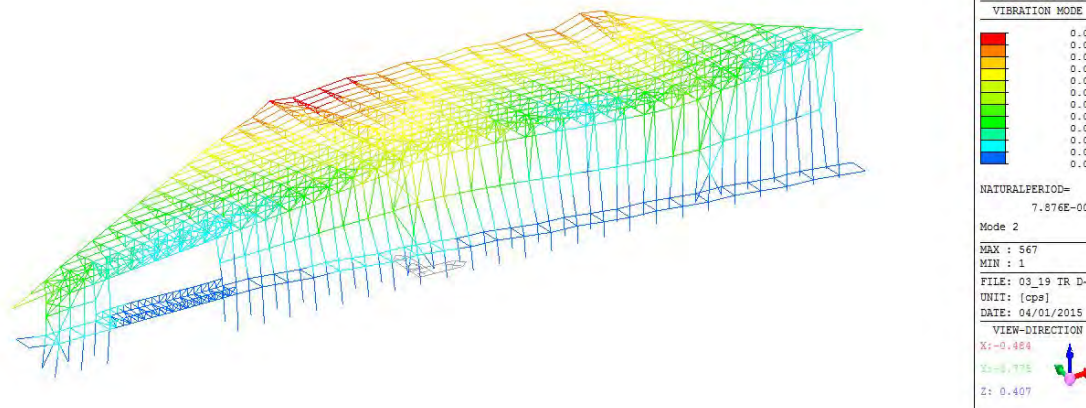


Figura 9.1.20: Deformazione modo di vibrare 2.

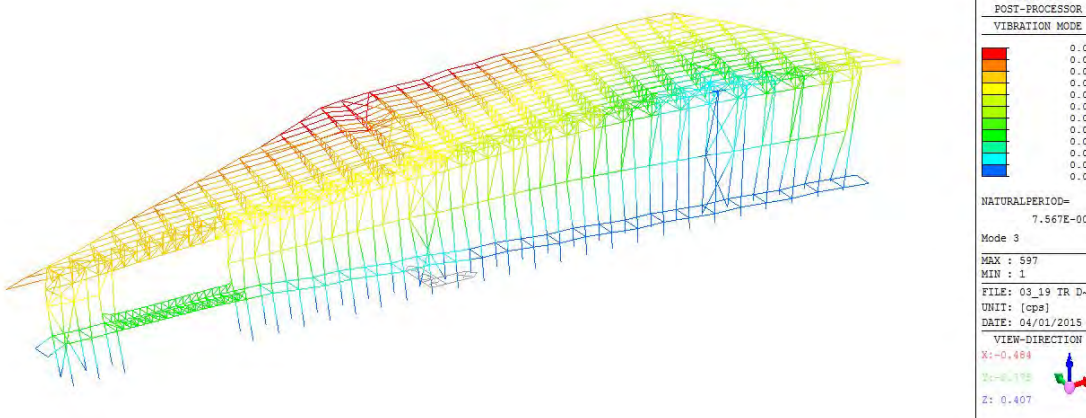


Figura 9.1.21: Deformazione modo di vibrare 3.

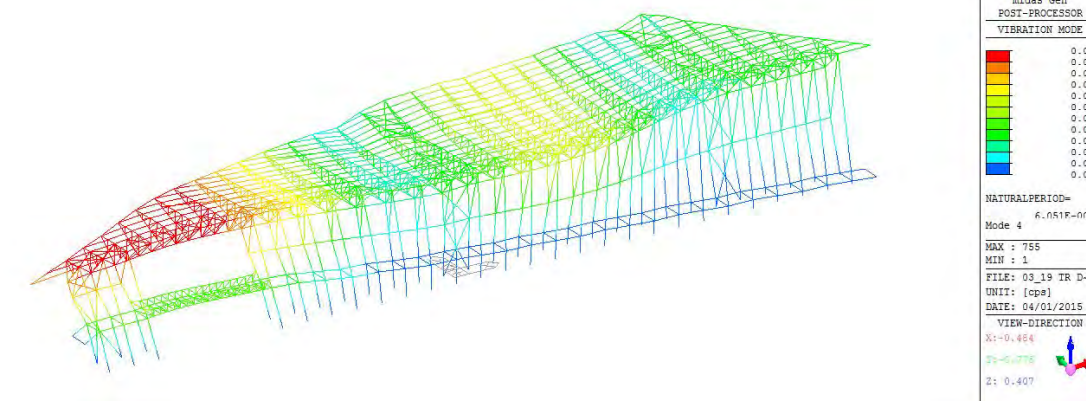


Figura 9.1.22: Deformazione modo di vibrare 4.

9.1 SOLUZIONE STRUTTURALE 1 - TRAVE RETICOLARE

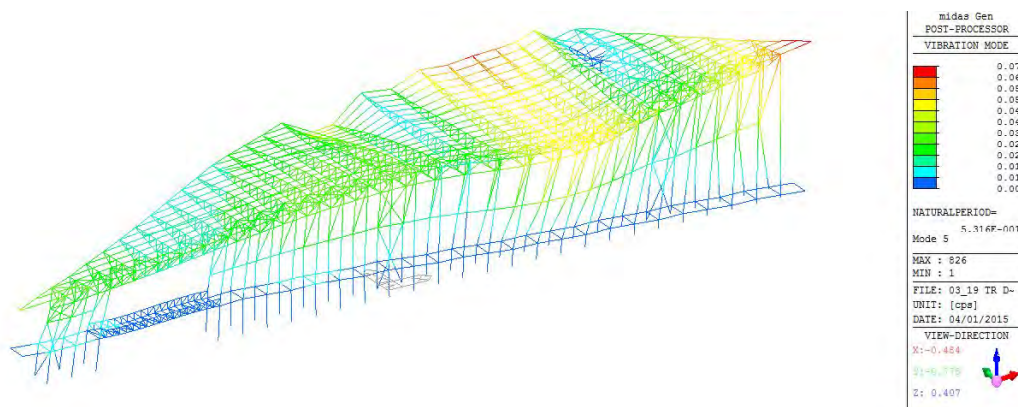


Figura 9.1.23: Deformazione modo di vibrare 5.

EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency		Period	Tolerance	
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)		
1	6.3598	1.0122	0.9879	0.0000e+000	
2	7.9772	1.2696	0.7876	0.0000e+000	
3	8.3036	1.3216	0.7567	0.0000e+000	
4	10.3830	1.6525	0.6051	0.0000e+000	
5	11.8200	1.8812	0.5316	0.0000e+000	

Figura 9.1.24: Frequenze e periodo dei primi cinque modi di vibrare della struttura.

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)
1	0.4595	0.4595	37.7353	37.7353	0.0208	0.0208	12.7645	12.7645	0.0000	0.0000	31.2648	31.2648
2	22.7098	23.1693	3.5530	41.2883	0.0009	0.0217	0.2489	13.0134	0.6095	0.6095	0.2725	31.5374
3	10.9797	34.1490	32.7081	73.9964	0.0529	0.0746	2.2236	15.2370	0.1946	0.8041	28.7305	60.2678
4	10.8786	45.0276	4.4144	78.4109	0.0420	0.1166	0.4633	15.7003	0.1379	0.9421	17.6727	77.9406
5	18.3214	63.3489	0.0359	78.4468	0.1140	0.2306	0.3345	16.0348	0.0072	0.9493	0.4509	78.3914

Figura 9.1.25: Massa partecipante dei primi cinque modi di vibrare della struttura.

vibrare con massa partecipante significativa in direzione z. I successivi modi di vibrare trovati fanno riferimento solamente a modi di vibrare locali, che non coinvolgono almeno il 5% di massa partecipante.

Per la determinazione degli spettri di risposta rappresentativi delle componenti orizzontali e verticale delle azioni sismiche di progetto è stato utilizzato il foglio di calcolo *Spettri*, disponibile presso il sito del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.¹

Come primo passo è stata individuata la pericolosità sismica della città di Padova (Figura 9.1.26).

Figura 9.1.26: Individuazione della pericolosità del sito.

Successivamente sono stati impostati i valori relativi alla vita nominale V_n dell'opera e al coefficiente d'uso C_u così da calcolare in modo automatico il periodo di riferimento V_r per la costruzione e il periodo di ritorno per i vari stati limite. L'opera rientra nella Classe d'uso III (Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi) e quindi viene considerato un coefficiente d'uso C_u pari a 1,5 (Figura 9.1.27).

Sono stati considerati sia gli spettri di progetto allo stato limite di danno (SLD) che allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) in modo da essere poi involuppati con i risultati provenienti dall'analisi statica rispettivamente allo SLE e allo SLU. In assenza di dati specifici sono state scelta la categoria di sottosuolo B e la categoria topografica T1.

¹ Il foglio di calcolo è reperibile al link http://www.cslp.it/cslp/index.php?option=com_content&task=view&id=75&Itemid=20



Figura 9.1.27: Scelta della strategia di progettazione.

Non essendo la struttura regolare in pianta e in altezza, si sceglie un valore minimo $q = 1,5$ in favore di sicurezza, anche se si prevede che la struttura abbia capacità dissipative.

Il foglio di calcolo restituisce i parametri e i punti dello spettro di risposta specifico (Figura 9.1.28).

Sono stati determinati quindi gli spettri orizzontali e verticale allo SLD e SLV, poi inseriti in Midas attraverso il comando *Add Response Spectrum Functions* (Figura 9.1.29).

A questo punto sono state create le condizioni di carico relative all'azione sismica determinando di volta in volta lo spettro (orizzontale o verticale, SLD o SLV) e la modalità di combinazione degli effetti dei vari modi di vibrare.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa (superiore al 5%) e comunque un numero di modi la cui somma di massa partecipante raggiunga l'85% del totale.

Per valutare le sollecitazioni di progetto sul generico piano, la sovrapposizione in somma degli effetti dei vari modi di vibrare sarebbe troppo cautelativa, in quanto questi durante un evento sismico non agiranno tutti contemporaneamente, quindi la somma semplice porterebbe ad un sovradimensionamento degli elementi strutturali. L'Eurocodice 8 prevede due metodi per la combinazione dei modi di vibrare:

- SRSS (*Square Root Sum Square*)

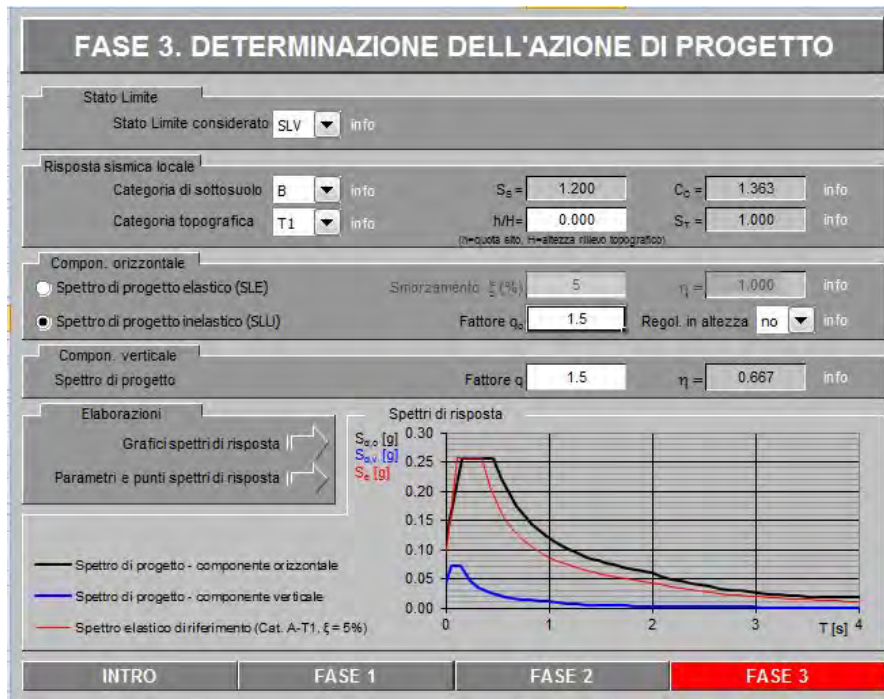


Figura 9.1.28: Spettro di risposta di progetto determinato attraverso il foglio di calcolo *Spettri*.

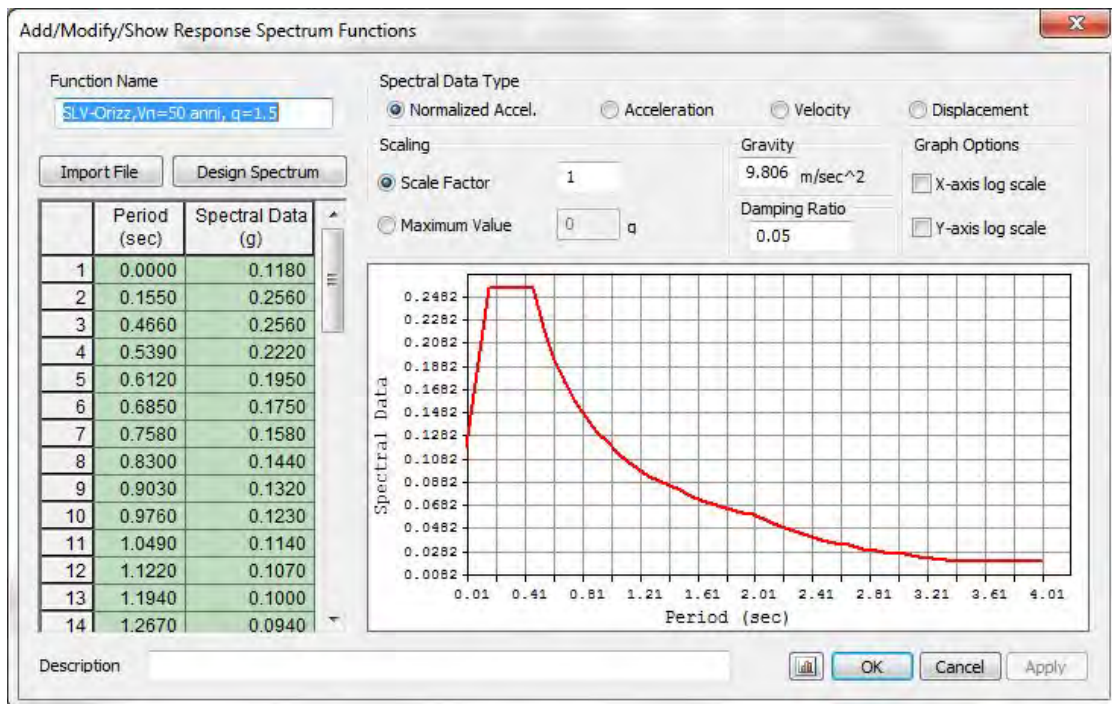


Figura 9.1.29: Esempio di spettro di risposta orizzontale allo SLV inserito in Midas.

Applicabile solamente quando i modi di vibrare sono sufficientemente disaccoppiati, ovvero quando il periodo di un modo differisce di almeno il 9% rispetto agli altri.

- CQC (*Complete Quadratic Combination*)

Da applicare quando i modi non sono sufficientemente disaccoppiati.

Nel caso in esame i modi principali della struttura non sono sufficientemente disaccoppiati, perciò è stato utilizzato il metodo CQC per la combinazione dei modi di vibrare della struttura.

Le condizioni appena descritte rientrano nella condizione di carico E della combinazione sismica indicata nel paragrafo 9.1.4.1. Si avrà una componente per ogni direzione principale x , y e z . La componente verticale dell'azione sismica deve essere considerata, in quanto ci sono elementi a mensola con luce maggiore di $4 m^2$.

Gli effetti sulla struttura per ogni direzione principale x,y,z (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando la seguente espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad (\text{NTC 7.3.15})$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi.

In seguito sono stati creati gli involucri finali allo SLE e allo SLU per la verifica degli elementi caratteristici del progetto (Figura 9.1.30 e Figura 9.1.31).

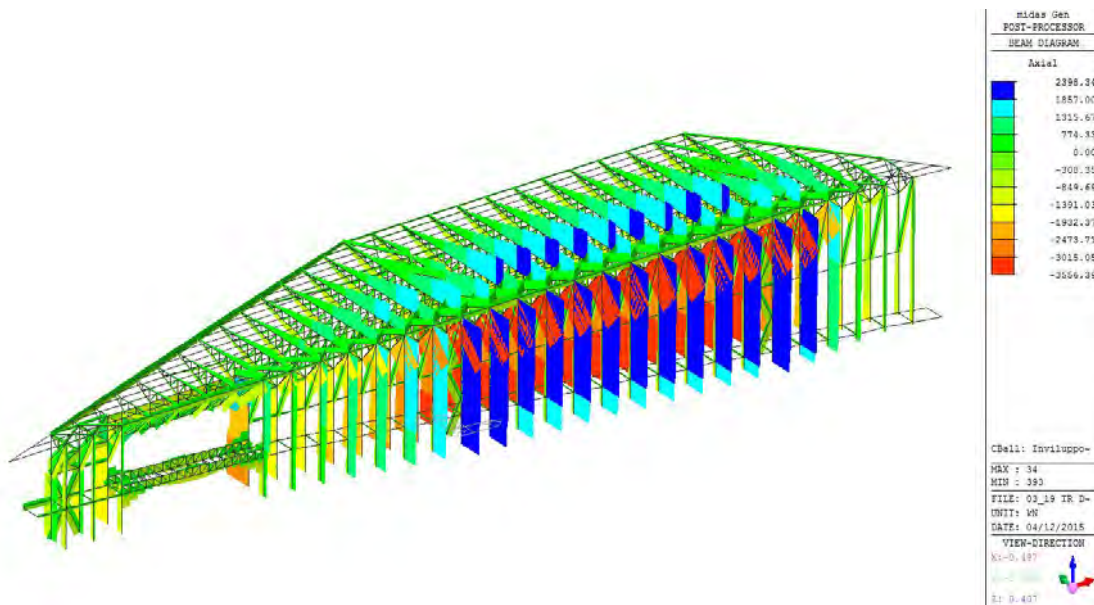


Figura 9.1.30: Involuppo dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU.

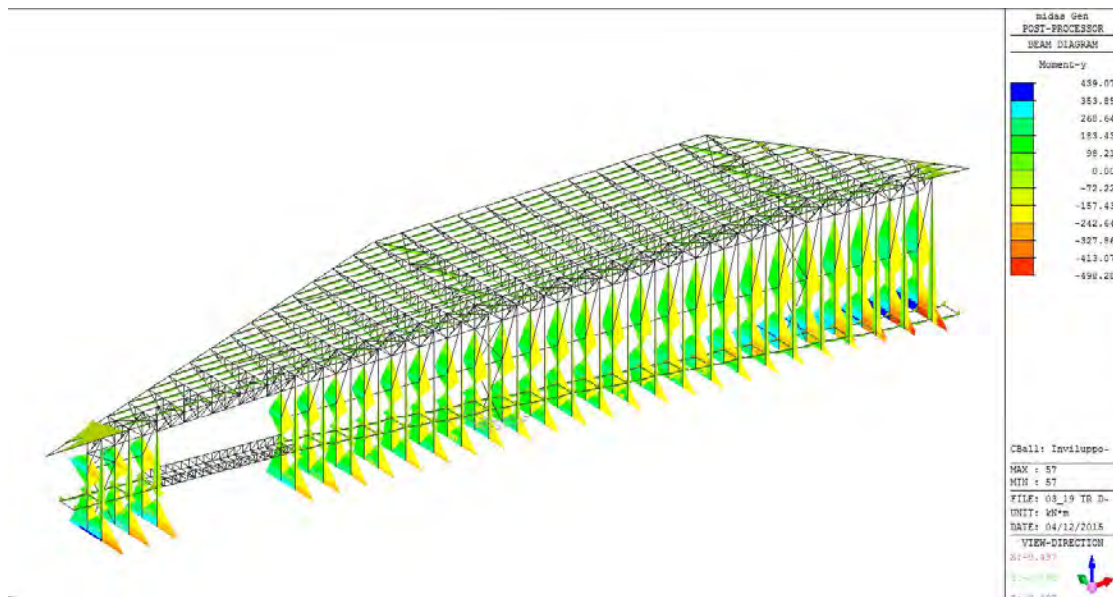


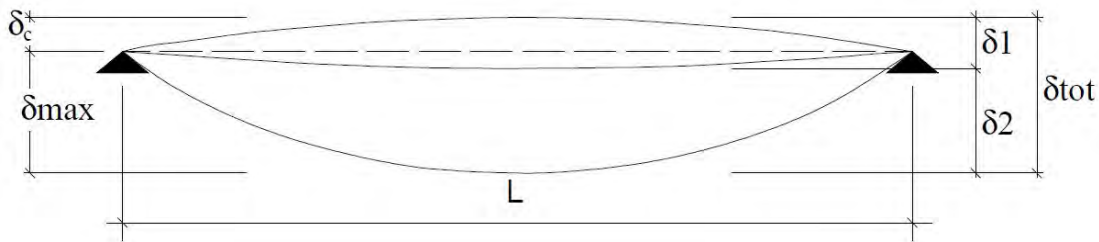
Figura 9.1.31: Involuppo del Momento agente M_y allo SLU.

9.1.8 Verifiche allo SLE

9.1.8.1 Deformabilità - Spostamenti verticali

Per la verifica degli spostamenti verticali si è fatto riferimento al paragrafo 4.2.4.2.1. delle NTC 2008. Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento δ_{tot} è definito come:

$$\delta_{tot} = \delta_1 + \delta_2$$



dove:

δ_c = monta iniziale della trave

δ_1 = spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti

δ_2 = spostamento elastico dovuto ai carichi variabili

$\delta_{max} = \delta_{tot} - \delta_c$ = spostamento nello stato finale

Nel caso di coperture, i valori limite di δ_{max} e δ_2 , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce L dell'elemento. In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 4.2.X delle NTC, dove L è il doppio dello sbalzo nel caso di mensole.

In Figura 9.1.32 e 9.1.33 è mostrata la deformazione verticale dell'intero modello allo SLE, considerando i risultati dell'analisi statica e dell'analisi dinamica.

La luce massima L dello sbalzo di una trave reticolare è:

$$L = 2 \cdot 28 = 56 \text{ m}$$

La deformazione massima consentita dalla normativa è perciò:

$$\delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{56}{200} = 0,28 \text{ m} = 28 \text{ cm}$$

La deformazione massima della copertura nel punto di massima luce è:

$$\delta_{cop} = 0,20 \text{ m} \leq \delta_{max} = 0,28 \text{ m}$$

come è possibile vedere in Figura 9.1.34.

È analizzata anche la deformazione delle travi di estremità a sbalzo della copertura indicate con il numero 1 e 2 in Figura 9.1.35.

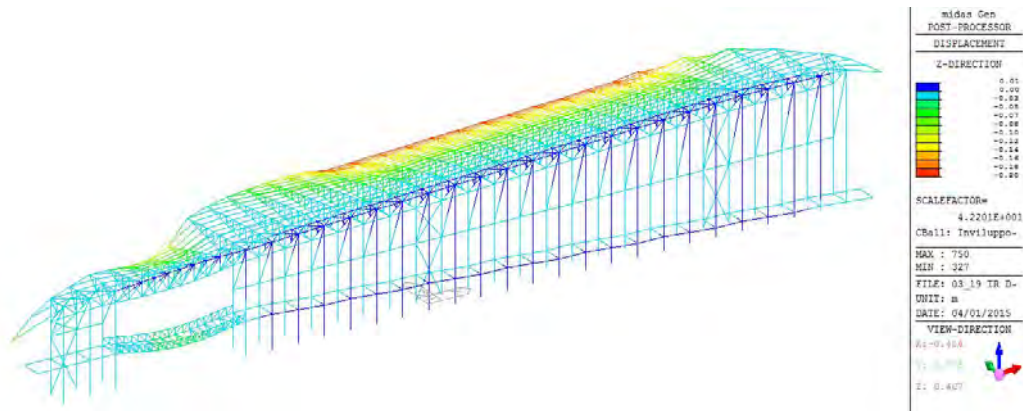


Figura 9.1.32: Deformazione verticale allo SLE dell'intero modello - Vista 1.

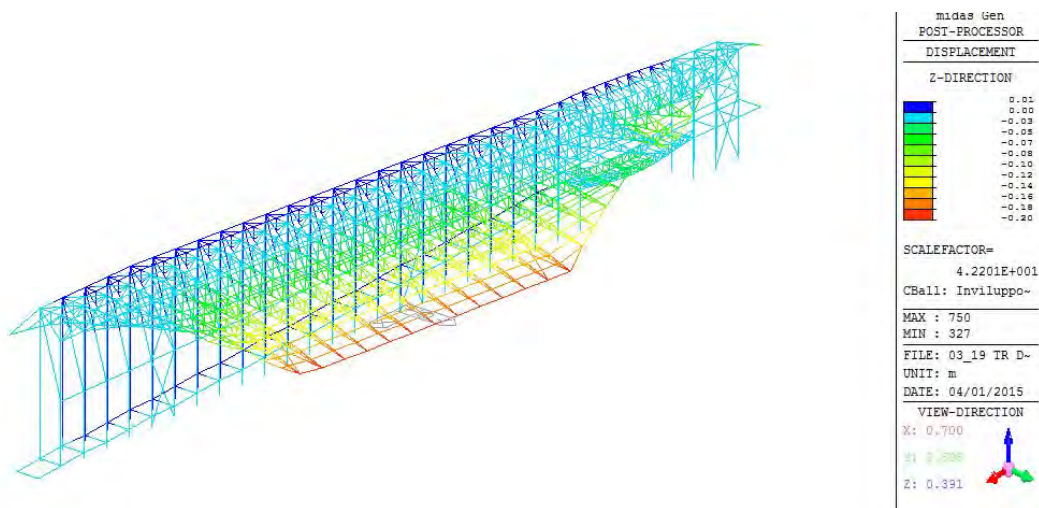


Figura 9.1.33: Deformazione verticale allo SLE dell'intero modello - Vista 2.

9.1 SOLUZIONE STRUTTURALE 1 - TRAVE RETICOLARE

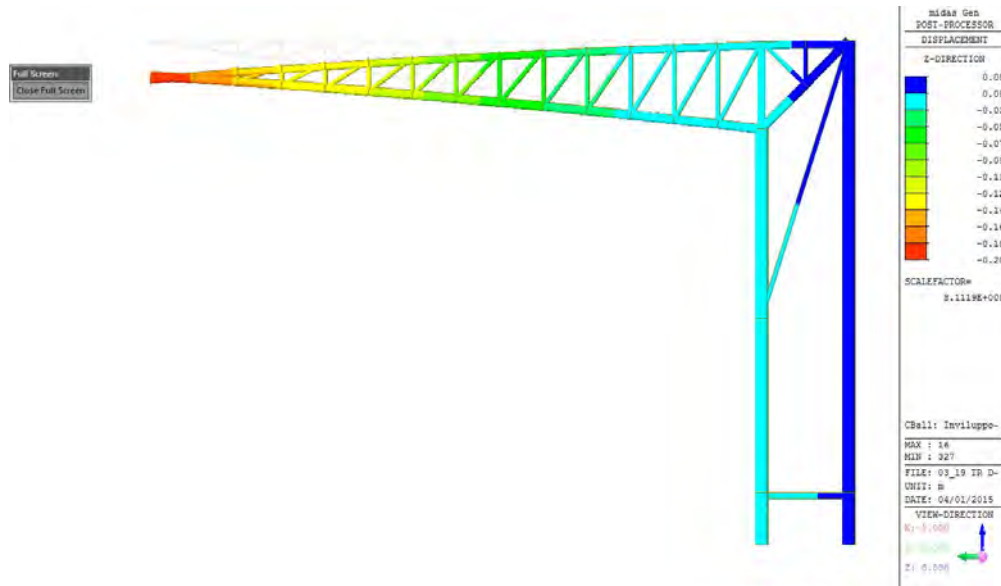


Figura 9.1.34: Deformazione verticale massima allo SLE della copertura.

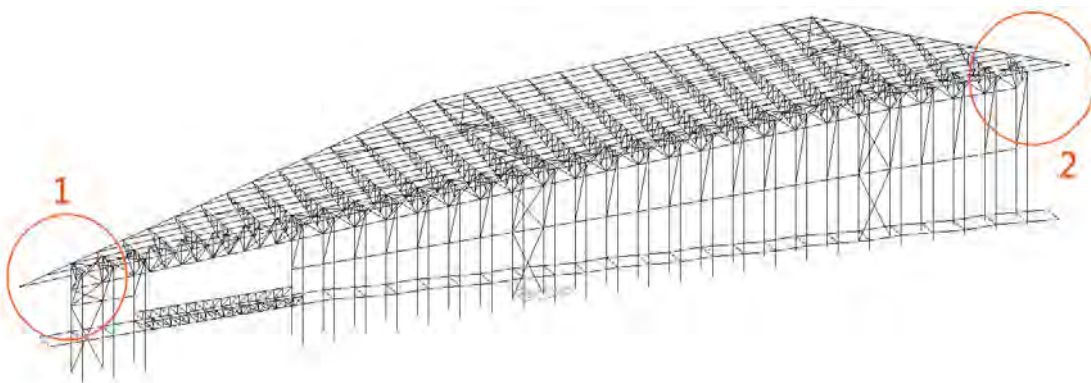


Figura 9.1.35: Il modello 3D con evidenziate le travi a sbalzo oggetto di verifica.

Verifica a deformabilità trave 1 (Figura 9.1.36)

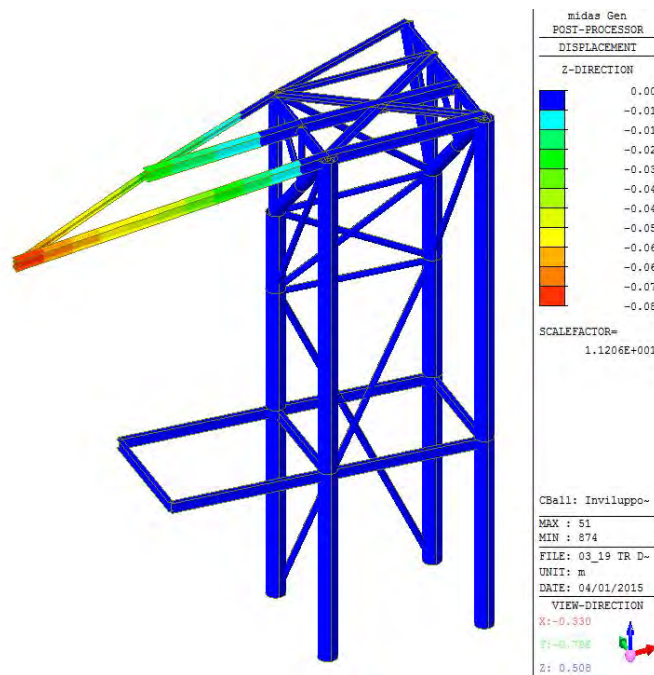


Figura 9.1.36: Porzione isolata contenente la trave 1.

$$L = 2 \cdot 10 = 20 \text{ m}$$

$$\delta_{max,tr1} = \frac{L}{200} = \frac{20}{200} = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

$$\delta_{tr1} = 0,08 \text{ m} = 8 \text{ cm} \leq \delta_{max,tr1}$$

Verifica a deformabilità trave 2 (Figura 9.1.37)

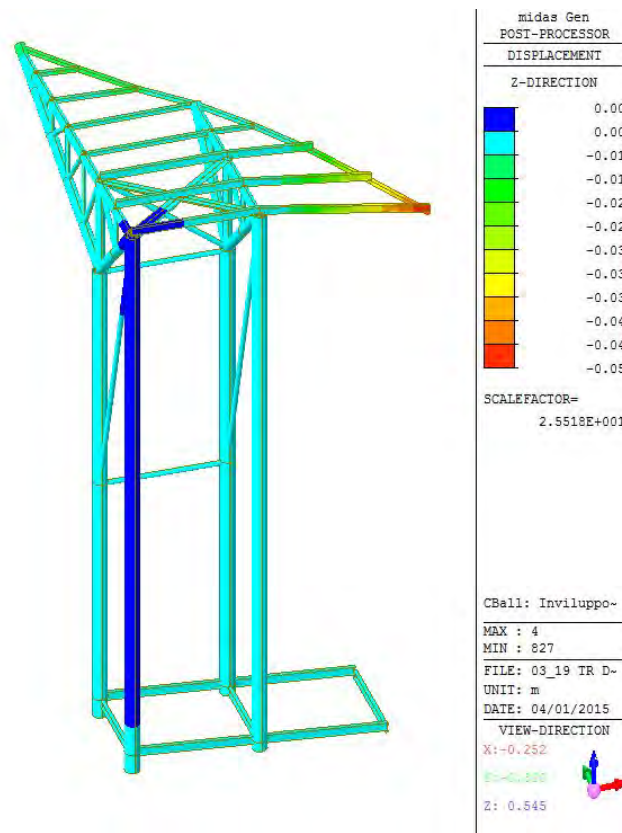


Figura 9.1.37: Porzione isolata contenente la trave 2.

$$L = 6,67 \cdot 2 = 13,34 \text{ m}$$

$$\delta_{max,tr2} = \frac{L}{200} = \frac{13,34}{200} = 0,066 \text{ m} = 6,6 \text{ cm}$$

$$\delta_{tr2} = 0,05 \text{ m} = 5 \text{ cm} \leq \delta_{max,tr2}$$

Verifica a deformabilità passerella (Figura 9.1.38)

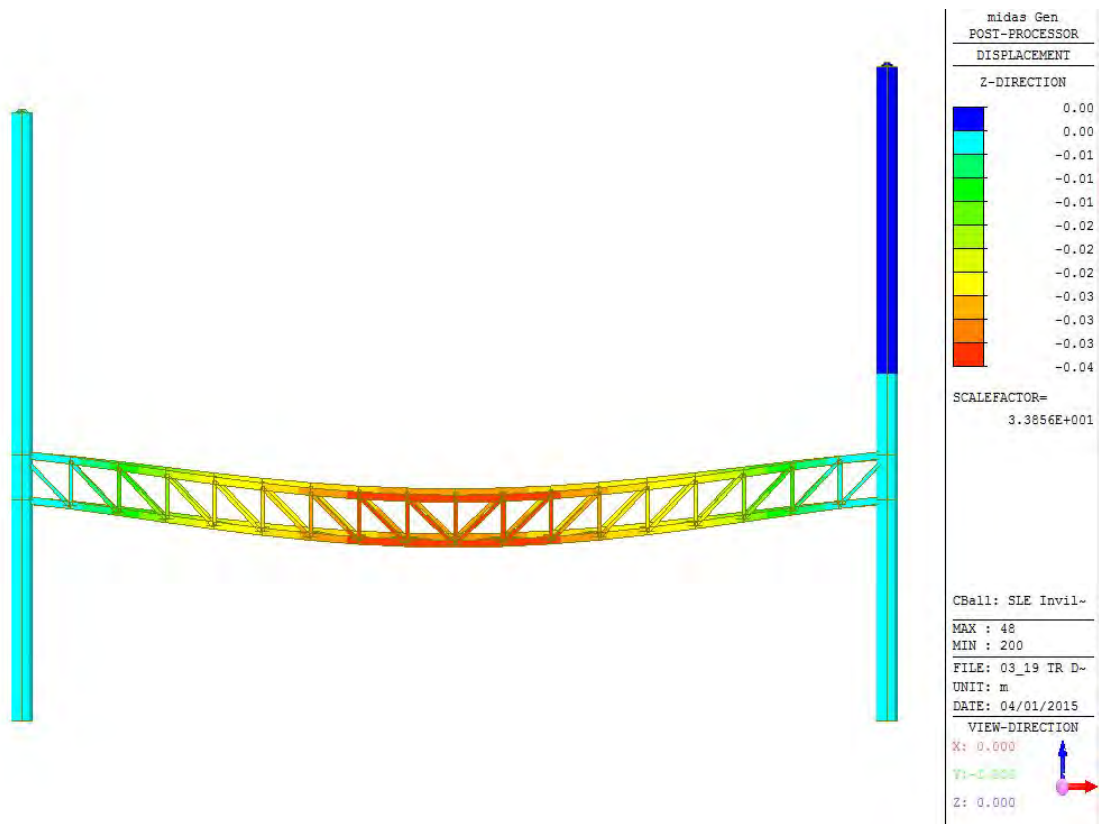


Figura 9.1.38: Deformazione della passerella allo SLE.

$$L = 25 \text{ m}$$

$$\delta_{max,pass} = \frac{L}{200} = \frac{25}{200} = 0,125 \text{ m} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\delta_{pass} = 0,04 \text{ m} = 4 \text{ cm} \leq \delta_{max,pass}$$

Verifica a deformabilità trave reticolare spaziale (Figura 9.1.39)

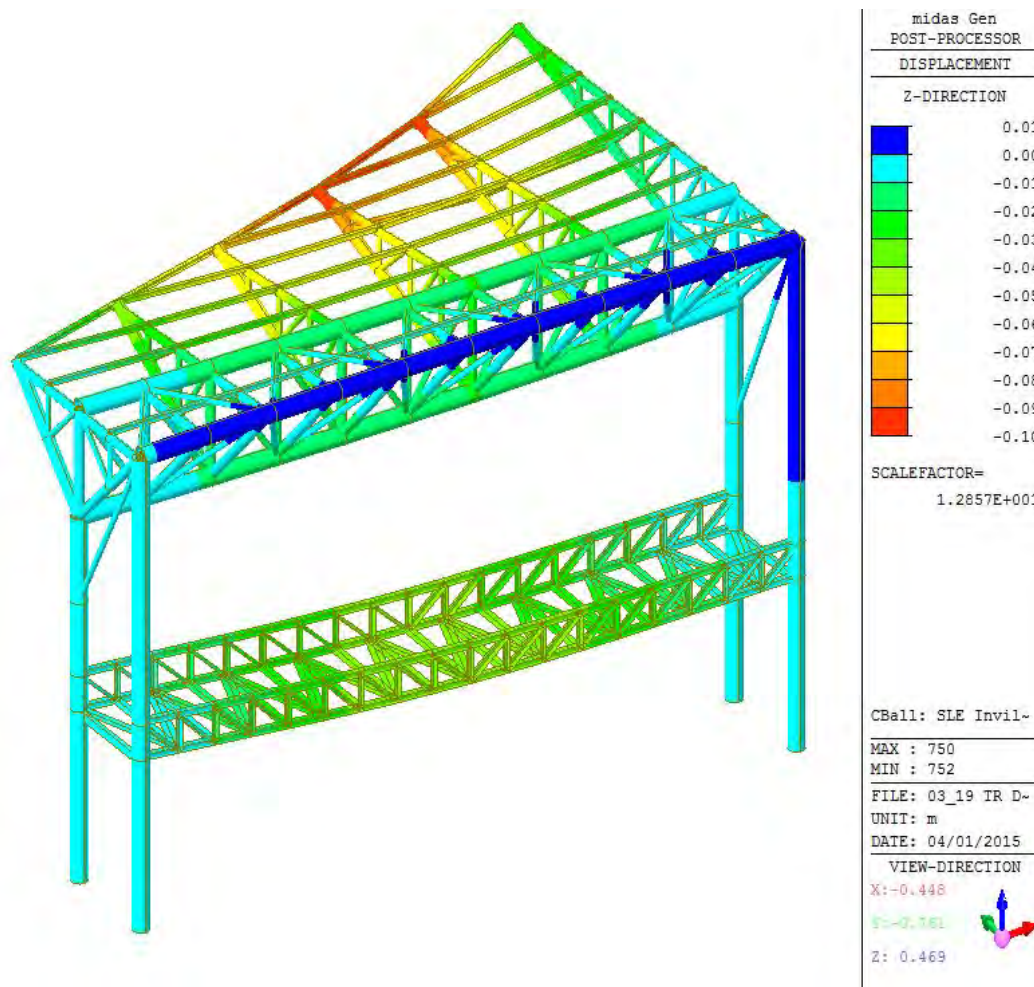


Figura 9.1.39: Deformazione della trave reticolare spaziale allo SLE.

$$L = 25 \text{ m}$$

$$\delta_{max,cass} = \frac{L}{200} = \frac{25}{200} = 0,125 \text{ m} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\delta_{cass} = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm} \leq \delta_{max,cass}$$

9.1.9 Verifiche allo SLU

Di seguito sono riportate le verifiche allo Stato Limite Ultimo effettuate sulla struttura. In particolare sono stati verificati gli elementi più sollecitati appartenenti alle travi reticolari e i pilastri strutturali con sezione composta. In Figura 9.1.40 è individuata la posizione degli elementi verificati all'interno di una trave reticolare tipo che sono:

- Element 1064 - Corrente inferiore posteriore;
- Element 1065 - Corrente inferiore anteriore;
- Element 532 - Corrente superiore;
- Element 1097 - Anima;
- Element 1111 - Anima.

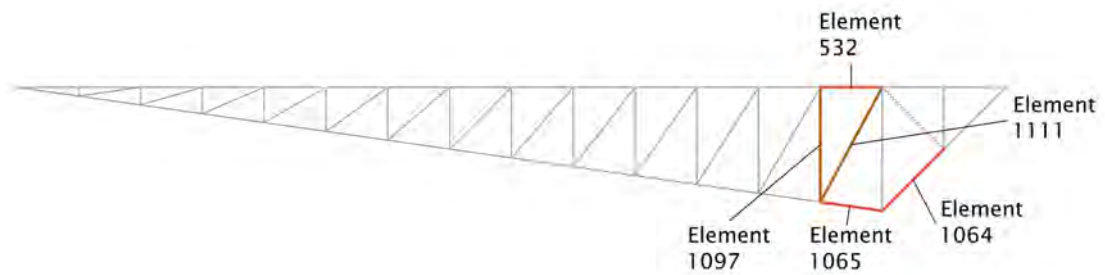
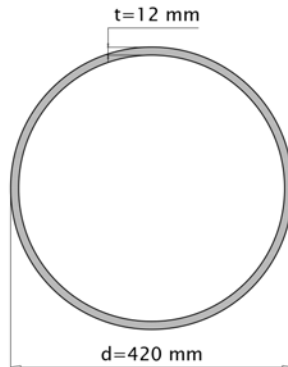


Figura 9.1.40: Posizione degli elementi della trave reticolare verificati.

9.1.9.1 Verifica di resistenza e instabilità a compressione – Element 1064



Tubolare in acciaio S275

Diametro	$d = 420 \text{ mm}$
Spessore	$t = 12 \text{ mm}$
Area	$A = 1,54 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$
Momento di inerzia	$J_y = J_z = 3,20 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Lunghezza elemento	$L = 2828,42 \text{ mm}$
Lunghezza libera d'inflessione	$L_{0y} = L = 2828,42 \text{ mm}$
	$L_{0z} = 2 \cdot L = 5656,84 \text{ mm}$
Modulo di elasticità materiale	$E = 210000 \text{ MPa}$

Verifica di resistenza

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,rd}} \leq 1 \quad |N_{Ed,max}| = 3556,39 \text{ kN} \leq N_{c,rd} = 4033,33 \text{ kN}$$

$$N_{c,rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,54 \cdot 10^4 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 4033,33 \text{ kN}$$

Verifica di instabilità

Affinchè l'elemento risulti verificato deve essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,rd}} \leq 1 \quad |N_{Ed,max}| = 3556,39 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = 3751 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,93 \cdot 1,54 \cdot 10^4 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 3751 \text{ kN}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0,63 + \sqrt{0,63^2 - 0,45^2}} = 0,93$$

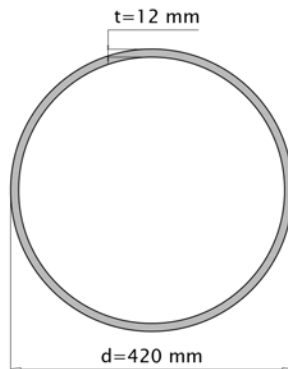
$$\begin{aligned}\Phi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = \\ &= 0,5[1 + 0,21(0,45 - 0,2) + 0,45^2] = 0,63\end{aligned}$$

$\alpha = 0,21$ (sezione laminata a caldo)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,54 \cdot 10^4 \cdot 275}{20726,27 \cdot 10^3}} = 0,45$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3,20 \cdot 10^8 \cdot 10^{-3}}{5656,84^2} = 20726,27 \text{ kN}$$

9.1.9.2 Verifica di resistenza e instabilità a compressione – Element 1065



Tubolare in acciaio S275	
Diametro	$d = 420 \text{ mm}$
Spessore	$t = 12 \text{ mm}$
Area	$A = 1,54 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$
Momento di inerzia	$J_y = J_z = 3,20 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Lunghezza elemento	$L = 2020,31 \text{ mm}$
Lunghezza libera d'inflessione	$L_{0y} = L = 2020,31 \text{ mm}$ $L_{0z} = 4 \cdot L = 8081,24 \text{ mm}$
Modulo di elasticità materiale	$E = 210000 \text{ MPa}$

Verifica di resistenza

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,rd}} \leq 1 \quad |N_{Ed,max}| = 2533,34 \leq N_{c,rd} = 4033,33 \text{ kN}$$

$$N_{c,rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,54 \cdot 10^4 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 4033,33 \text{ kN}$$

Verifica di instabilità

Affinchè l'elemento risulti verificato deve essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,rd}} \leq 1 \quad |N_{Ed,max}| = 2533,34 \text{ kN} \leq N_{b,rd} = 3509 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,87 \cdot 1,54 \cdot 10^4 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 3509 \text{ kN}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0,76 + \sqrt{0,76^2 - 0,65^2}} = 0,87$$

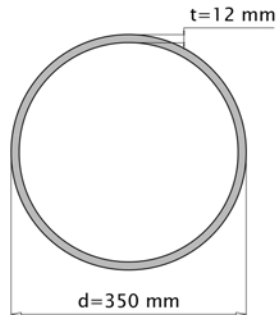
$$\begin{aligned}\Phi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = \\ &= 0,5[1 + 0,21(0,65 - 0,2) + 0,65^2] = 0,76\end{aligned}$$

$\alpha = 0,21$ (sezione laminata a caldo)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,54 \cdot 10^4 \cdot 275}{10155,77 \cdot 10^3}} = 0,65$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EJ}{L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 3,20 \cdot 10^8 \cdot 10^{-3}}{8081,24^2} = 10155,77 \text{ kN}$$

9.1.9.3 Verifica di resistenza a trazione – Element 532



Tubolare in acciaio S275

Diametro	$d = 350 \text{ mm}$
Spessore	$t = 12 \text{ mm}$
Area	$A = 1,27 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$
Momento di inerzia	$J_y = J_z = 1,82 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Modulo di elasticità materiale	$E = 210000 \text{ MPa}$

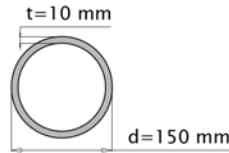
$$N_{ed,max} = 2036,74 \text{ kN}$$

Affinchè l'elemento risulti verificato deve essere:

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,rd}} \leq 1 \quad N_{ed,max} = 2036,74 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 3326,19 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,27 \cdot 10^4 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 3326,19 \text{ kN}$$

9.1.9.4 Verifica di resistenza e instabilità a compressione – Element 1097



Tubolare in acciaio S275	
Diametro	$d = 150 \text{ mm}$
Spessore	$t = 10 \text{ mm}$
Area	$A = 4,39 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Momento di inerzia	$J_y = J_z = 1,08 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Lunghezza elemento	$L = 3714,29 \text{ mm}$
Lunghezza libera d'inflessione	$L_{0y} = L = 3714,29 \text{ mm}$ $L_{0z} = L = 3714,29 \text{ mm}$
Modulo di elasticità materiale	$E = 210000 \text{ MPa}$

Verifica di resistenza

La forza di compressione di calcolo N_{Ed} deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,rd}} \leq 1 \quad |N_{Ed,max}| = 395,27 \text{ kN} \leq N_{c,rd} = 1149,76 \text{ kN}$$

$$N_{c,rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{4,39 \cdot 10^3 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 1149,76 \text{ kN}$$

Verifica di instabilità

Affinchè l'elemento risulti verificato deve essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{pl,rd}} \leq 1 \quad |N_{Ed,max}| = 395,27 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 873,82 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd} = \frac{\chi A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,76 \cdot 4,39 \cdot 10^3 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 873,82 \text{ kN}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0,94 + \sqrt{0,94^2 - 0,86^2}} = 0,76$$

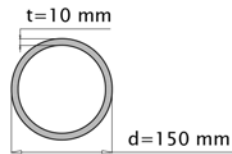
$$\begin{aligned}\Phi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = \\ &= 0,5[1 + 0,21(0,86 - 0,2) + 0,86^2] = 0,94\end{aligned}$$

$\alpha = 0,21$ (sezione laminata a caldo)

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{4,39 \cdot 10^3 \cdot 275}{1622,52 \cdot 10^3}} = 0,86$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 E J}{L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1,08 \cdot 10^7 \cdot 10^{-3^2}}{3714,29} = 1622,52 \text{ kN}$$

9.1.9.5 Verifica di resistenza a trazione – Element 1111



Tubolare in acciaio S275	
Diametro	$d = 150 \text{ mm}$
Spessore	$t = 10 \text{ mm}$
Area	$A = 4,39 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Momento di inerzia	$J_y = J_z = 1,08 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Modulo di elasticità materiale	$E = 210000 \text{ MPa}$

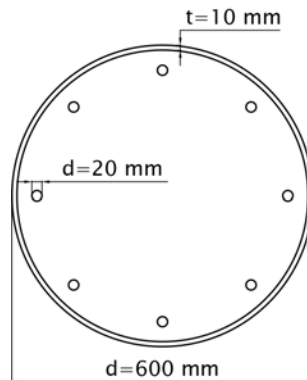
$$N_{ed,max} = 423,71 \text{ kN}$$

Affinchè l'elemento risulti verificato deve essere:

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,rd}} \leq 1 \quad N_{ed,max} = 423,71 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 1149,76 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{4,39 \cdot 10^3 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 1149,76 \text{ kN}$$

9.1.9.6 Verifica dei pilastri



Caratteristiche della sezione:

Tubolare in acciaio S275, riempito in calcestruzzo C28/35 e armato in modo doppiamente simmetrico con 8 Φ 20.

Tubolare in acciaio 275:

Diametro	$d = 600 \text{ mm}$
Spessore	$t = 10 \text{ mm}$
Area	$A_a = 1,85 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$
Resistenza di snervamento caratteristica	$f_{ak} = 275 \text{ MPa}$
Resistenza di snervamento di calcolo	$f_{ad} = 261,9 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità acciaio tubolare	$E_a = 210000 \text{ MPa}$
Momento di inerzia	$J_y = J_z = 8,07 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$

Calcestruzzo C28/35:

Area	$A_c = 2,62 \cdot 10^5 \text{ mm}^2$
Resistenza a compressione caratteristica	$f_{ck} = 28 \text{ MPa}$
Resistenza di snervamento di calcolo	$f_{cd} = 15,87 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità acciaio tubolare	$E_c = 3,23 \cdot 10^4 \text{ MPa}$
Momento di inerzia	$J_y = J_z = 8,07 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$

Acciaio armatura B450C:

Area	$A_s = 2513,28 \text{ mm}^2$
Resistenza a compressione caratteristica	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Resistenza di snervamento di calcolo	$f_{yd} = 391,30 \text{ MPa}$
Modulo di elasticità acciaio tubolare	$E_s = 210000 \text{ MPa}$
Momento di inerzia	$J_y = J_z = 7,85 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$

Per prima cosa si controlla che la sezione rispetti i requisiti per le sezioni composte, dettati dalla normativa (NTC - 4.3.5.1).

Contributo meccanico del profilato d'acciaio δ :

$$\delta = \frac{A_a f_{yk}}{\gamma_a} \cdot \frac{1}{N_{pl,Rd}} = \frac{1,85 \cdot 275}{1,05} \cdot \frac{1}{9985,76} = 0,48$$

La condizione $0,2 \leq \delta \leq 0,9$ risulta soddisfatta.

$$\begin{aligned} N_{pl,Rd} &= \frac{A_a f_{ak}}{\gamma_a} + \frac{A_c 0,85 f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_s f_{yk}}{\gamma_s} = \\ &= \frac{1,85 \cdot 10^4 \cdot 275}{1,05} + \frac{2,62 \cdot 10^5 \cdot 0,85 \cdot 28}{1,5} + \frac{2513,28 \cdot 450}{1,15} = 9985,76 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{12454,08}{34507,09}} = 0,60 < 2$$

$$\begin{aligned} N_{pl,Rk} &= A_s \cdot f_{yk} + 0,85 \cdot A_c \cdot f_{ck} + A_a \cdot f_{yk} = \\ &= 2513,28 \cdot 450 + 0,85 \cdot 2,62 \cdot 10^5 \cdot 28 + 1,85 \cdot 10^4 \cdot 275 = \\ &= 12454,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EJ)_{eff}}{L_0^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2,94 \cdot 10^{14} \cdot 10^{-3}}{9170^2} = 34507,09 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} (EJ)_{eff} &= E_s J_s + E_a J_a + k_e E_c J_c = \\ &= 210000 \cdot (8,07 \cdot 10^8 + 7,85 \cdot 10^7) + 0,6 \cdot 3,23 \cdot 10^4 \cdot 5,55 \cdot 10^9 \\ &= 2,94 \cdot 10^{14} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$J_s = 2 \cdot 314,16 \cdot 250^2 + 4 \cdot 314,16 \cdot 176,78^2 = 7,85 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$J_a = 8,07 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$$

$$J_c = 5,55 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

La lunghezza libera d'inflessione L_0 è stata valutata considerando le condizioni di vincolo del pilastro tipo in entrambe le direzioni principali x e y. In Figura 9.1.41 sono mostrate le deformate e le lunghezze libere d'inflessione dei pilastri.

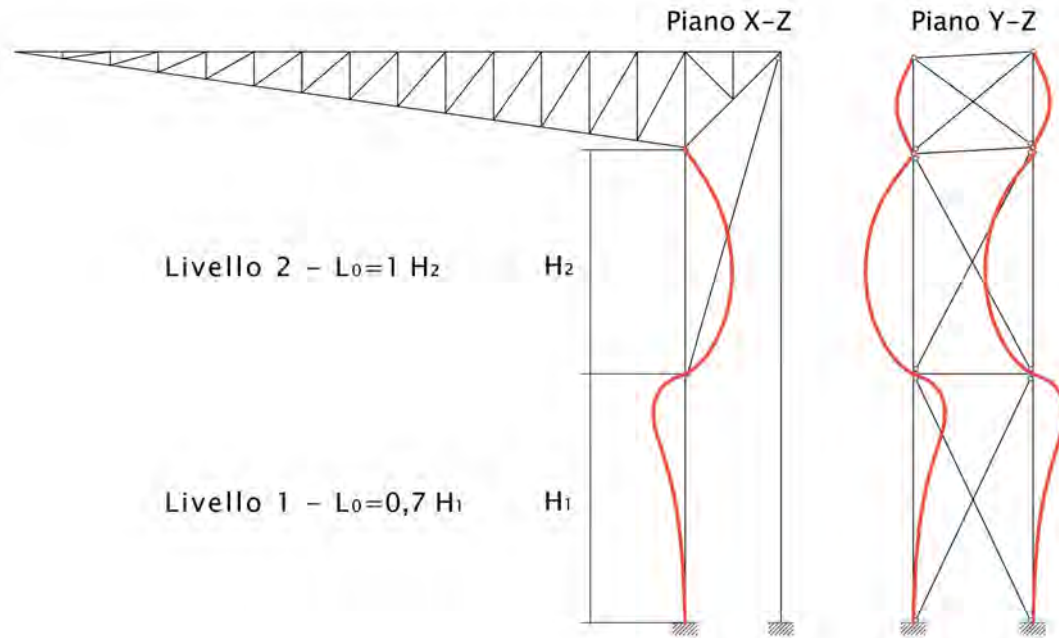


Figura 9.1.41: Modello tridimensionale con evidenziati i *beam end release* di ogni elemento.

$$H_1 = 10,39 \text{ m}$$

$$L_0 (\text{Livello 1}) = 0,7 \cdot 10,39 = 7,27 \text{ m}$$

$$H_2 = 9,17 \text{ m}$$

$$L_0 (\text{Livello 2}) = 1 \cdot 9,17 = 9,17 \text{ m}$$

Si sceglie la lunghezza libera maggiore, cioè L_0 (Livello 2).

9.1.9.7 *Verifica a taglio dei pilastri*

Come indicato all'interno del paragrafo 4.3.5.3.2 delle NTC tutta l'azione di taglio è stata assegnata al tubolare in acciaio per semplicità. $V_{ed,max} = 733,96 \text{ kN}$

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v f_y k}{\sqrt{3} \gamma_{M0}} = \frac{11777,47 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{\sqrt{3} \cdot 1,05} = 1780,88 \text{ kN} \geq V_{ed,max}$$

$$A_v = \frac{2A}{\pi} = 11777,47 \text{ mm}^2$$

9.1.9.8 *Verifica stabilità delle membrature*

La resistenza all'instabilità della colonna composta è data dalla formula

$$N_{b,Rd} = \chi N_{pl,Rd} = 0,76 \cdot 9985,76 = 7988,61 \text{ kN} \geq |N_{ed,max}| = 3556,39 \text{ kN}$$

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0,72 + \sqrt{0,72^2 - 0,42^2}} = 0,76$$

$$\begin{aligned} \Phi &= 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] = \\ &= 0,5[1 + 0,21(0,60 - 0,2) + 0,60^2] = 0,72 \end{aligned}$$

$\alpha = 0,21$ (curva di stabilità a)

I fenomeni di instabilità locale possono essere ignorati nel calcolo delle colonne se è rispettata la seguente disuguaglianza:

$$\frac{d}{t} = 60 \leq 90 \frac{235}{f_y} = 76,61$$

$$\frac{d}{t} = \frac{600}{10} = 60$$

$$90 \frac{235}{f_y} = 90 \frac{235}{275} = 76,61$$

9.1.9.9 Verifica a pressoflessione della colonna composta

Per la verifica a pressoflessione deviata si è fatto riferimento al paragrafo C4.3.5.4.3 della Circolare delle NTC 2008.

Il calcolo del momento resistente della colonna composta M_{Ed} in funzione dello sforzo normale N_{Ed} agente si ricava dal dominio di interazione M-N, che definisce la resistenza della sezione trasversale.

Per la definizione del dominio di interazione M-N è possibile utilizzare il metodo semplificato esposto nella Figura 9.1.42.

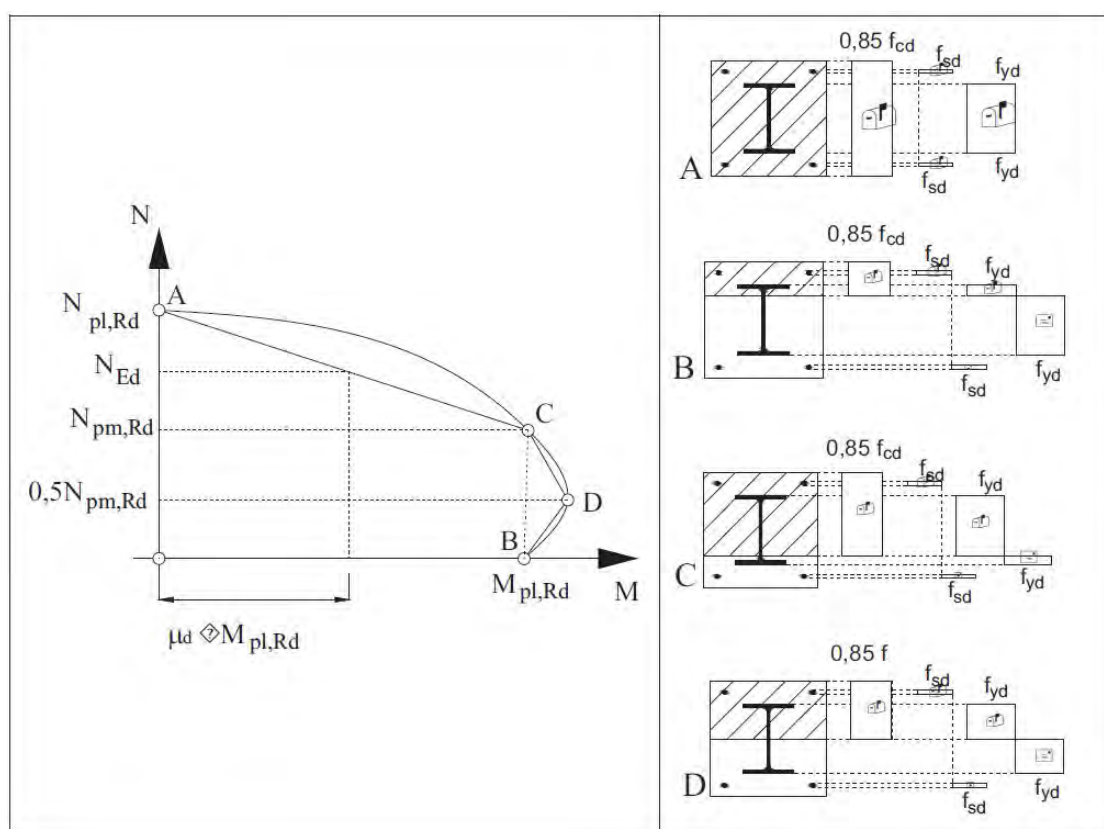


Figura 9.1.42: Metodo semplificato per la valutazione del dominio di interazione N-M per le colonne composte.

Fonte: Circolare 2 febbraio 2009, n. 617- Figura C.4.3.9

In tale metodo si assume il modello dello stress-block per il calcestruzzo, si trascura la resistenza a trazione del conglomerato e si adotta un metodo di calcolo plastico in cui le barre d'armatura sono assunte completamente snervate, così come il profilo in acciaio. Il dominio non è rappresentato completamente, ma approssimato secondo una poligonale passante per quattro punti: A, B, C e D. I punti A e B corrispondono, rispettivamente, alle sollecitazioni di forza normale centrata e flessione pura.

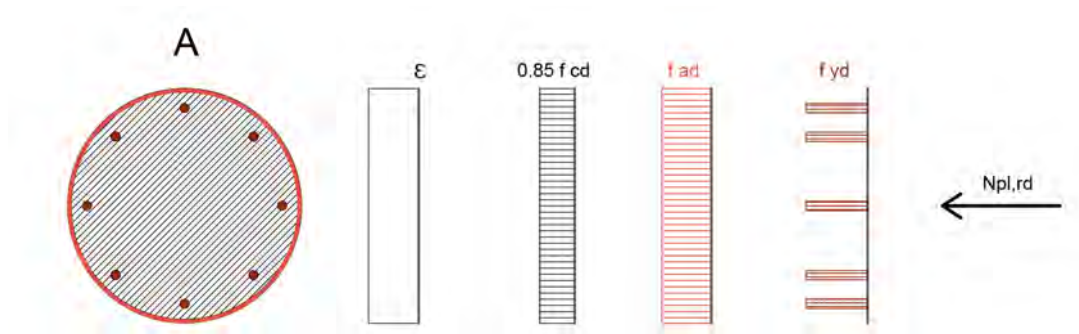
I punti C e D sono ottenuti fissando lo sforzo normale al valore $N_{pm,Rd}$ e $0,5 N_{pm,Rd}$, rispettivamente, essendo $N_{pm,Rd}$ lo sforzo normale resistente della sola porzione di calcestruzzo della sezione composta, ovvero:

$$N_{pm,Rd} = 0,85 \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \cdot A_c$$

dove A_c è l'area complessiva di calcestruzzo della sezione composta.

Si passa ora al calcolo dello sforzo normale resistente e del momento resistente per ogni caso, in modo da determinare il dominio di resistenza M-N semplificato.

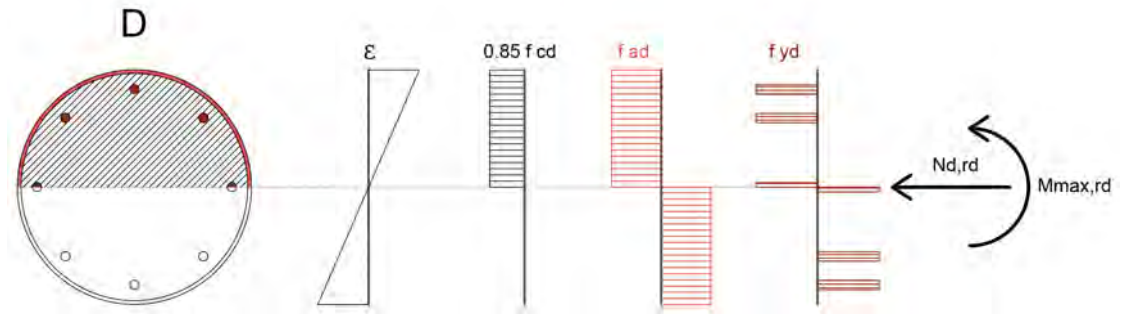
Caso A



$$\begin{aligned}
 N_{Rd} &= A_c f_{cd} + A_a f_a + A_s f_{yd} = \\
 &= 2,62 \cdot 10^5 \cdot 15,87 + 1,85 \cdot 10^4 \cdot 261,90 + 2513,28 \cdot 391,30 = \\
 &= 9985,76 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$M_{Rd} = 0$$

Caso D



$$N_{D,Rd} = 0,5 N_{plc,Rd} = 0,5 A_c f_{cd} 0,85 = 2078,97 \cdot 0,85 = 1767,12 \text{ kN}$$

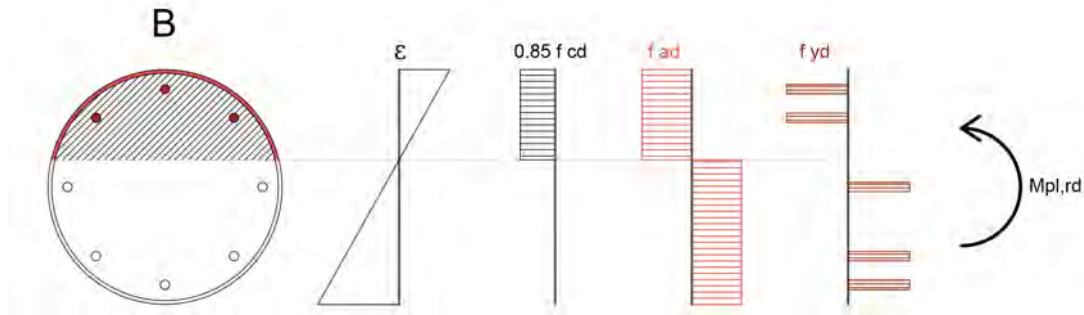
$$\begin{aligned} M_{D,Rd} &= M_{max,Rd} = W_{pl,a} f_{ad} + \frac{1}{2} W_{pl,c} 0,85 f_{cd} + W_{pl,s} f_{sd} = \\ &= 3481333,33 \cdot 261,90 + \frac{1}{2} \cdot 32139451,3 \cdot 0,85 \cdot 15,87 + 379215,37 \cdot 391,30 = \\ &= 1276,92 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$W_{pl,c} = \frac{(d - 2t)^3}{6} - W_{pl,s} = \frac{(600 - 2 \cdot 10)^3}{6} - 379215,37 = 32139451,3 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,s} = \sum_{i=1}^8 A_{si} y_i = 314,16 \cdot (2 \cdot 250 + 4 \cdot 176,77) = 379215,37 \text{ mm}^3$$

$$W_{pl,a} = \frac{(d)^3}{6} - W_{pl,c} - W_{pl,s} = 3481333,33 \text{ mm}^3$$

Caso B



In Figura 9.1.43 è raffigurato il passaggio tra il Caso D e il caso B. L'asse neutro si sposta di una quantità Δ_y .

$$\begin{aligned} \Delta_y &= \frac{N_{pm,Rd} - A_{sn}(2 f_{sd} - f_{cd})}{2 d f_{cd} + 4 t (2 f_{yd} - f_{cd})} = \\ &= \frac{3534,25 \cdot 10^3 - 314 (2 \cdot 391,30 - 15,87)}{2 \cdot 600 \cdot 15,87 + 4 \cdot 10 \cdot (2 \cdot 391,30 - 15,87)} = 66,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$N_{pm,Rd} = A_c 0,85 f_{cd} = 3534,25 \text{ kN}$$

$$N_{B,Rd} = 0 \text{ kN}$$

$$M_{B,Rd} = M_{pl,Rd} = M_{max,Rd} - M_{n,Rd} = 1276,92 - 41,25 = 1235,67 \text{ kNm}$$

$$M_{n,Rd} = W_{pl,an} f_{ad} + W_{pl,cn} 0,85 f_{cd} + W_{pl,sn} f_{yd} = 41,25 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} W_{pl,an} f_{ad} &= 2 f_{ad} A_{an} y_{G,a} = \\ &= 2 \cdot 261,90 \cdot 2 \cdot 668,20 \cdot 33,27 = 23289210,27 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{pl,cn} f_{cd} &= A_{cn} 0,85 f_{cd} y_{G,a} = \\ &= 37773,95 \cdot 0,85 \cdot 15,87 \cdot 33,21 = 16922211,91 \text{ Nm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{pl,sn} f_{sd} &= 2 \cdot 2 f_{yd} A_{yn} y_{G,s} = \\ &= 2 \cdot 2 \cdot 391,30 \cdot 157,08 \cdot 4,24 = 1042453,25 \text{ Nm} \end{aligned}$$

A_{an} , A_{cn} e A_{yn} sono le aree delle porzioni rispettivamente del tubolare, del calcestruzzo e dei ferri di armatura. Il valore $y_{G,i}$ rappresenta la distanza del baricentro delle aree dall'asse baricentrico della sezione composta.

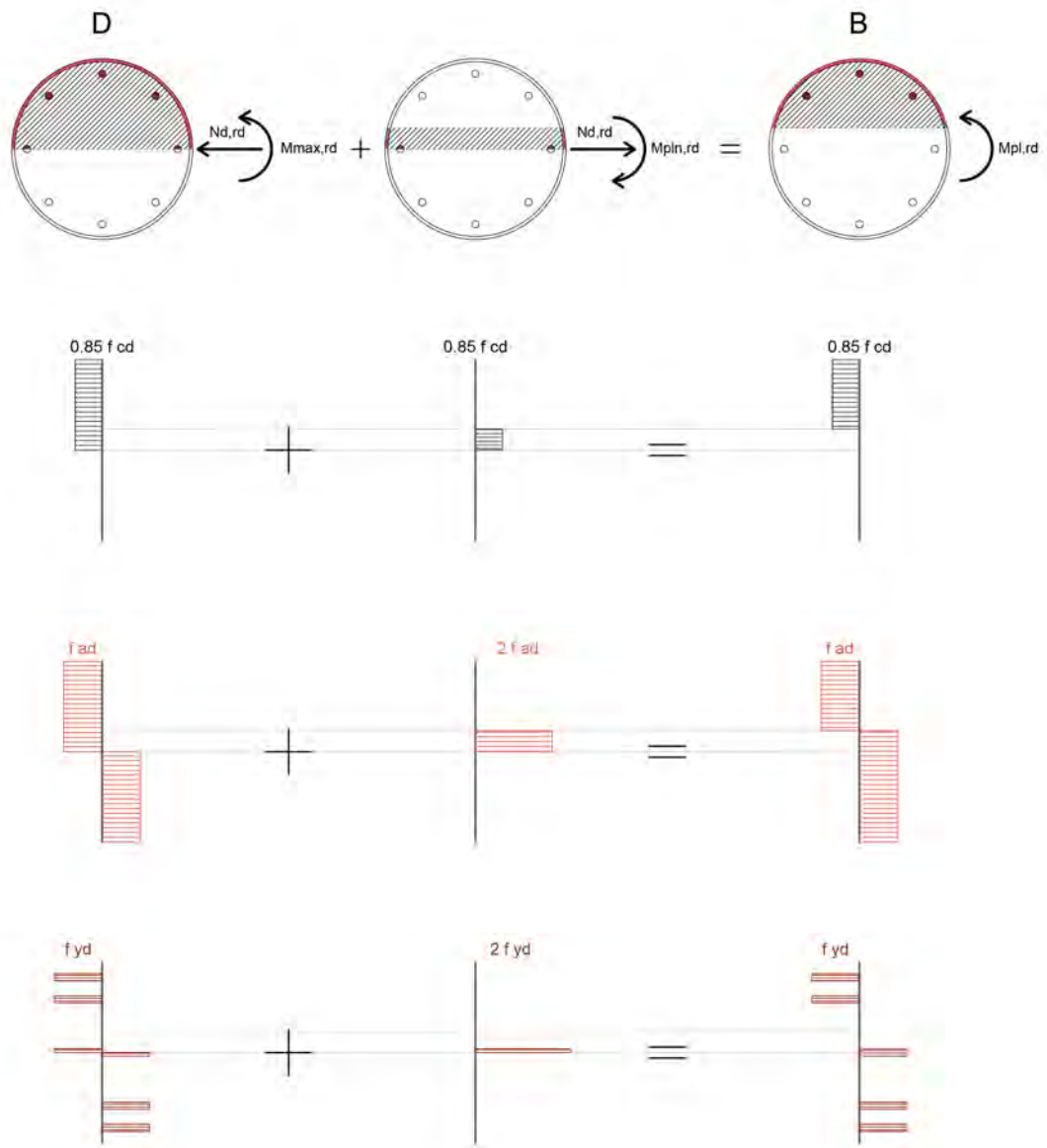
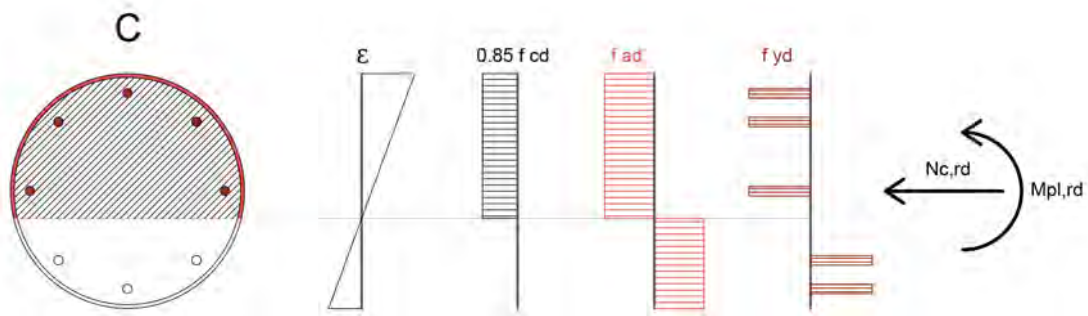


Figura 9.1.43: Passaggio tra il Caso D e il caso B.

Caso C



In Figura 9.1.44 è raffigurato il passaggio tra il Caso B e il caso C. L'asse neutro si sposta di una quantità $2 \Delta_y$.

$$M_{C,Rd} = M_{pl,Rd} = 1235,67 \text{ kNm}$$

$$N_{C,Rd} = 2 N_{D,Rd} = 3534,24 \text{ kN}$$

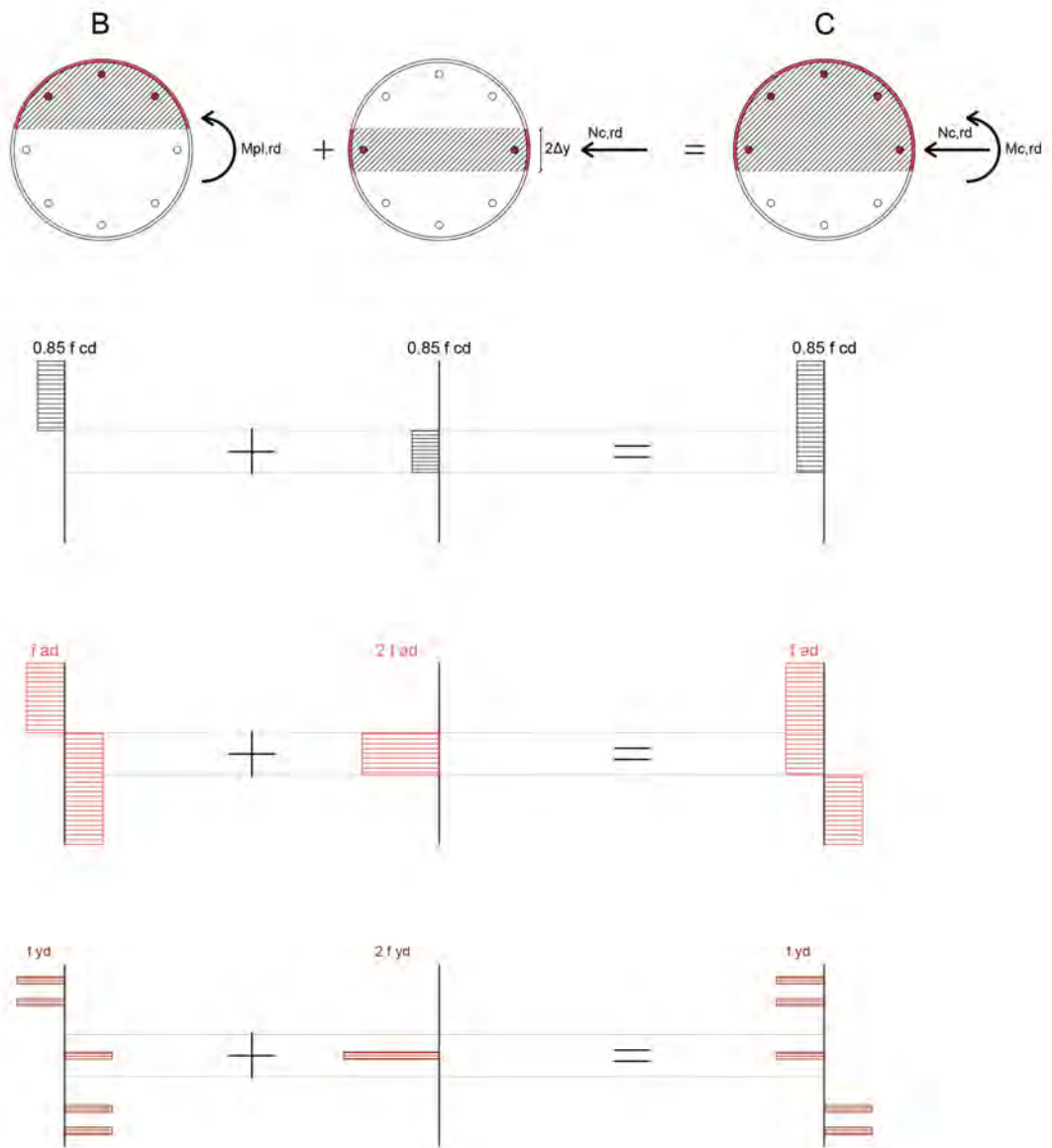


Figura 9.1.44: Passaggio tra il Caso B e il caso C.

Dal dominio resistente si ricava il momento resistente plastico associato allo sforzo normale N_{Ed} (vedi Figura 9.1.42) della combinazione di calcolo come:

$$M_{pl,Rd}(N_{Ed}) = \mu_d \cdot M_{pl,Rd}$$

Affinchè la colonna sia verificata per le sollecitazioni di pressoflessione deviata, devono essere verificate le tre seguenti espressioni:

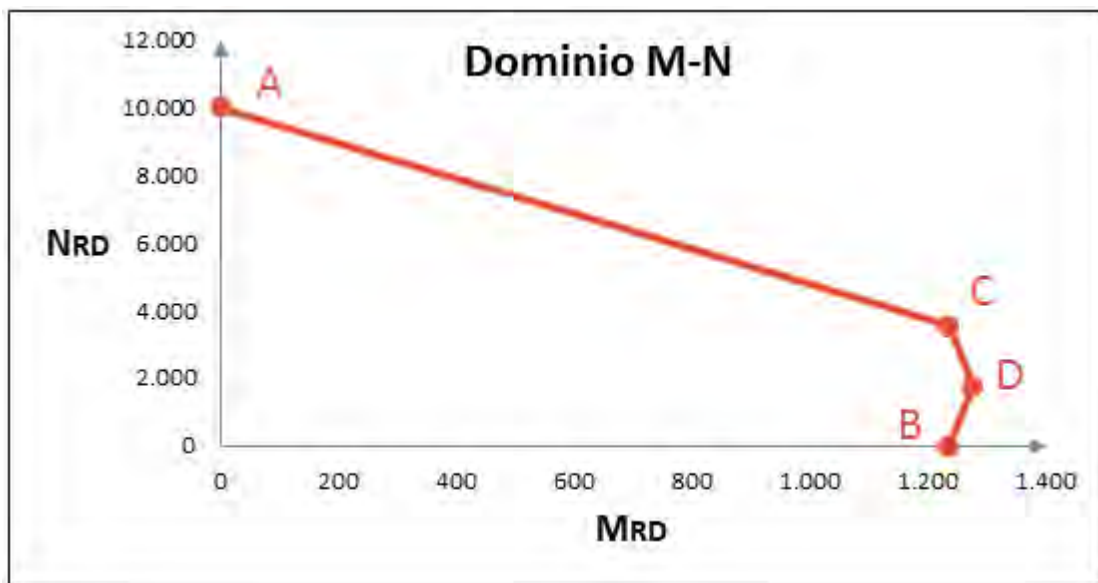
$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} \leq 1$$

dove $\alpha_{M,y} = \alpha_{M,z} = 0,9$ per gli acciai compresi tra le classi S235 ed S355.

La verifica esposta è stata implementata in un foglio di calcolo Excel, che restituisce in forma grafica il dominio di resistenza M-N per la sezione composta. Dato che la sezione è doppiamente simmetrica il diagramma di resistenza è il medesimo per entrambe le direzioni y e z .



In seguito sono state verificate le espressioni sopracitate per i tre pilastri più sollecitati:

- Pilastro 1 (max N_{Ed});

ANALISI STRUTTURALE

- Pilastro 2 ($\max M_{y,Ed}$);
- Pilastro 3 ($\max M_{z,Ed}$).

Pilastro 1 (max N_{Ed})

Il pilastro strutturale in questione è composto dagli elementi beam 87, 88 e 2386 (Figura 9.1.45).

La sezione da verificare con il momento N_{Ed} massimo è quella di base.

$$N_{Ed} = 3469,61 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 180,57 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 66,20 \text{ kNm}$$

Gli effetti dei fenomeni del secondo ordine sono stati tenuti in conto incrementando i momenti ottenuti dall'analisi tramite il coefficiente amplificativo:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = \frac{1,1}{1 - \frac{3469,61}{34507,09}} = 1,22$$

I valori del Momento agente diventano:

$$M_{y,Ed} = 220,30 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 80,76 \text{ kNm}$$

$$\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd} = \mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd} = 1238,52 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} = \frac{208,92}{1237,08} = 0,18 \leq 0,9$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} = \frac{80,76}{1237,08} = 0,07 \leq 0,9$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} = 0,18 + 0,07 = 0,25 \leq 1$$

Pilastro 2 (max $M_{y,Ed}$)

Il pilastro strutturale in questione è composto dagli elementi beam 57, 58 e 2401 (Figura 9.1.46).

La sezione da verificare con il momento $M_{y,Ed}$ massimo è quella di base.

$$N_{Ed} = -525,97 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 498,28 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 60,51 \text{ kNm}$$

Gli effetti dei fenomeni del secondo ordine sono stati tenuti in conto incrementando i momenti ottenuti dall'analisi tramite il coefficiente amplificativo:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = \frac{1,1}{1 - \frac{525,97}{34507,09}} = 1,12$$

I valori del Momento agente diventano:

$$M_{y,Ed} = 558,07 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 67,77 \text{ kNm}$$

$$\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd} = \mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd} = 1247,96 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} = \frac{558,07}{1247,96} = 0,45 \leq 0,9$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} = \frac{67,77}{1247,96} = 0,05 \leq 0,9$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} = 0,45 + 0,05 = 0,50 \leq 1$$

Pilastro 3 (max $M_{z,Ed}$)

Il pilastro strutturale in questione è composto dagli elementi beam 103, 104, 105 e 2379 (Figura 9.1.47).

La sezione da verificare con il momento $M_{y,Ed}$ massimo è la sezione C.

$$N_{Ed} = -2191,50 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 35,50 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 598,30 \text{ kNm}$$

Gli effetti dei fenomeni del secondo ordine sono stati tenuti in conto incrementando i momenti ottenuti dall'analisi tramite il coefficiente amplificativo:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr}}} = \frac{1,1}{1 - \frac{2191,50}{34507,09}} = 1,17$$

I valori del Momento agente diventano:

$$M_{y,Ed} = 41,53 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 700,01 \text{ kNm}$$

$$\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd} = \mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd} = 1266,95 \text{ kNm}$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} = \frac{41,53}{1266,95} = 0,03 \leq 0,9$$

$$\frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} = \frac{700,01}{1266,95} = 0,55 \leq 0,9$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} \cdot M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} \cdot M_{pl,z,Rd}} = 0,03 + 0,55 = 0,58 \leq 1$$

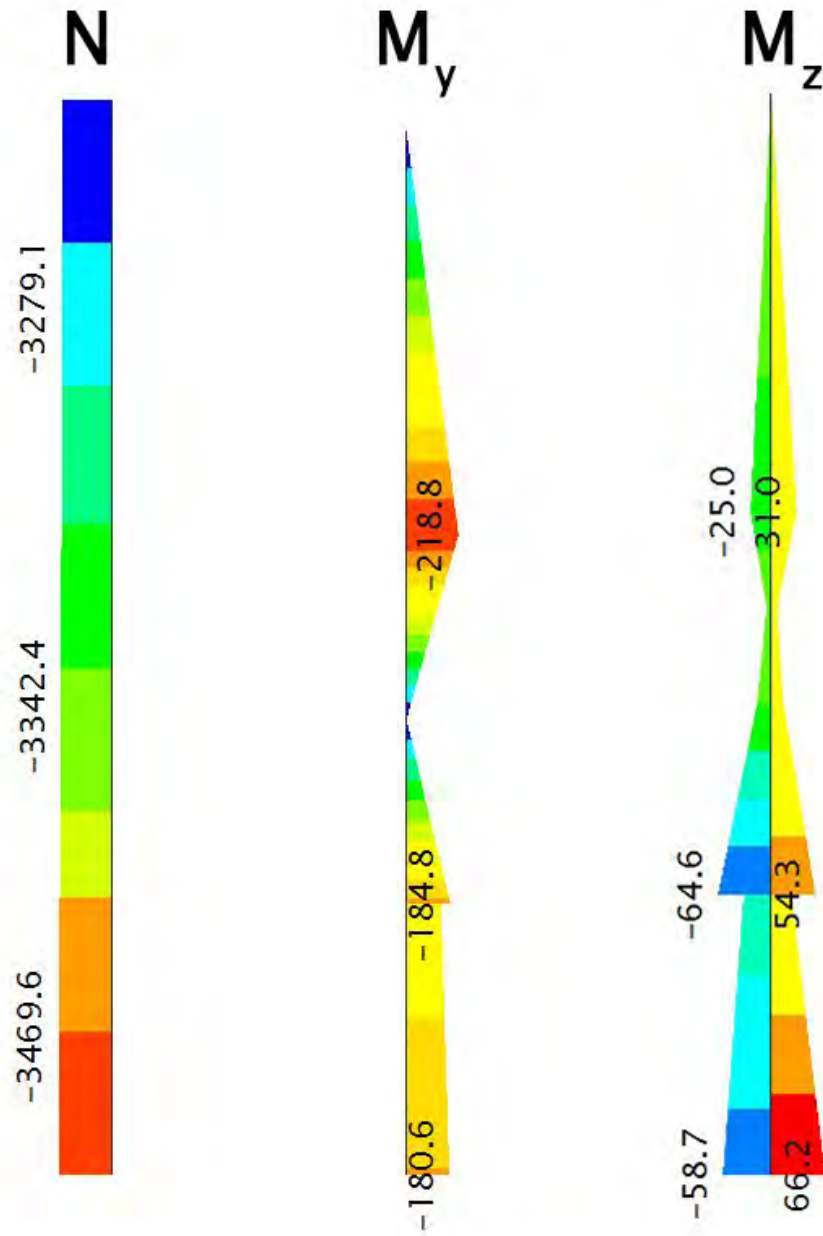


Figura 9.1.45: Parametri della sollecitazione Pilastro 1.

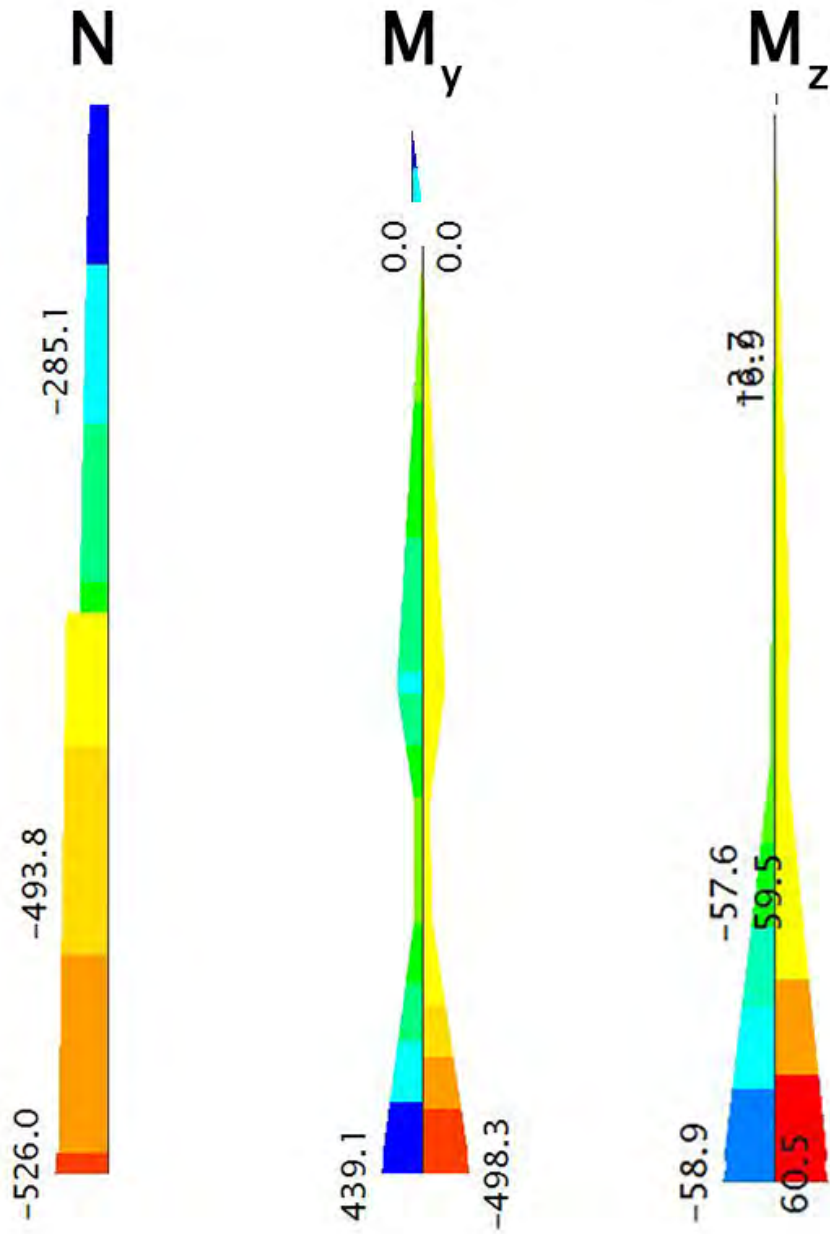


Figura 9.1.46: Parametri della sollecitazione Pilastro 2.

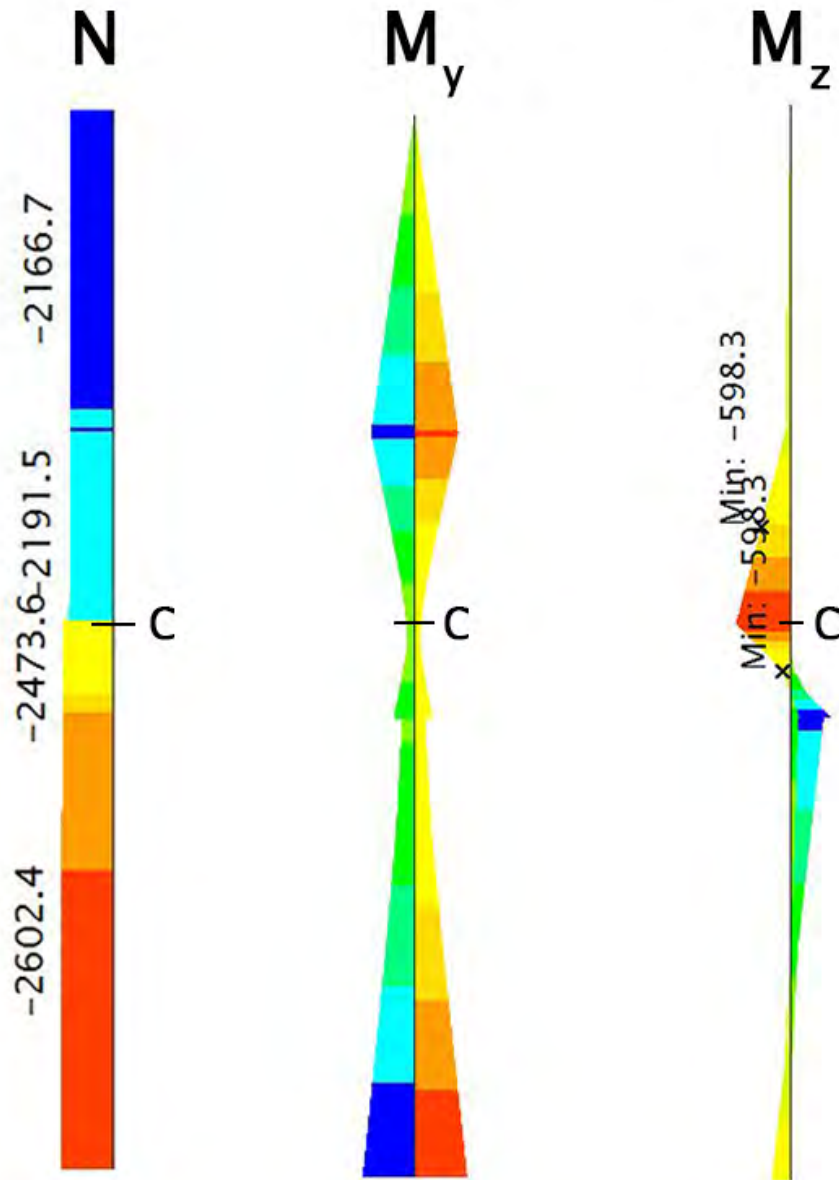


Figura 9.1.47: Parametri della sollecitazione Pilastro 3.

9.2 SOLUZIONE STRUTTURALE 2 - TIRANTI

9.2.1 *Descrizione della soluzione*

Nella seconda soluzione la parte superiore a sbalzo è realizzata mediante un sistema a tiranti.

Il modulo trasversale che si ripete è costituito nella parte anteriore da una trave, che costituisce lo sbalzo sulla Tribuna, incernierata al pilastro e sorretta grazie a 5 tiranti con sezione tubolare in acciaio.

Nella parte posteriore è presente un'altra trave collegata ad entrambi i pilastri, un tirante che dalla sommità del pilastro centrale si collega al pilastro posteriore e tre ulteriori tiranti che si collegano in fondazione (Figura 9.2.1).

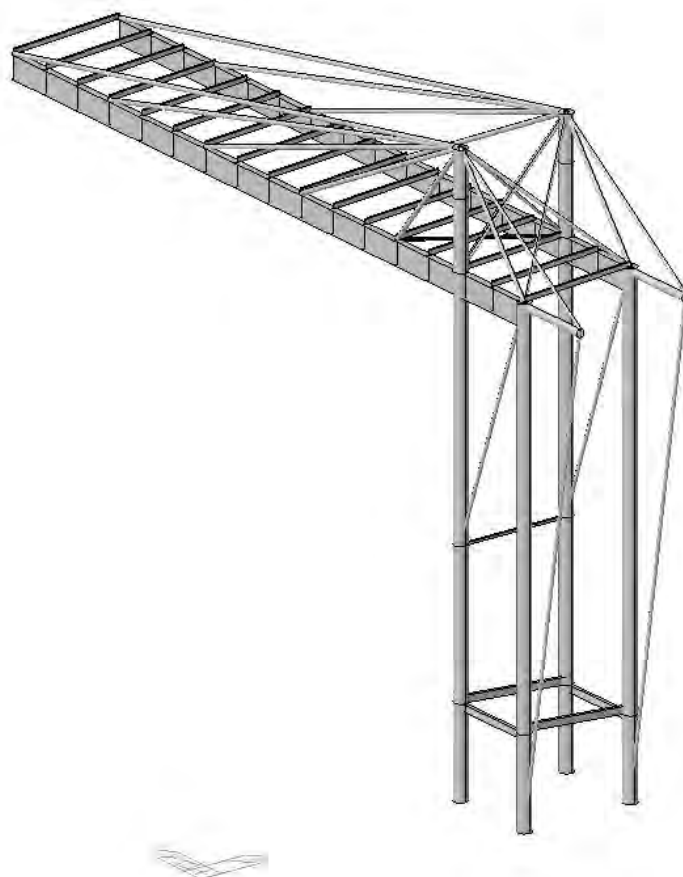


Figura 9.2.1: Modulo trasversale tipo.

I tiranti della parte posteriore sono inoltre disposti ad incrocio, per distribuire la forza di trazione agente.

Anche in questo caso il piano di falda è stato irrigidito con controventi a Croce di Sant'Andrea, disposti su due fasce trasversali ed una longitudinale (Figura 9.2.2).

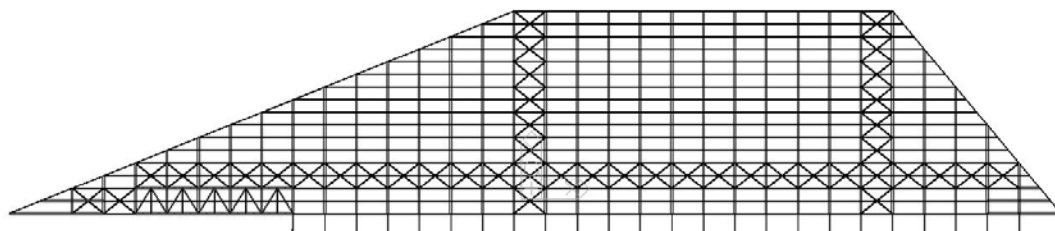


Figura 9.2.2: Schema dei controventi nel piano di falda.

Lo sbalzo su Via Marghera è realizzato in questo caso con due travi reticolari, collegate tra loro mediante travi secondarie, sulle quali sono incastrate le travi principali che costituiscono la copertura vera e propria. Queste travi sono inoltre collegate ai pilastri di estremità tramite tiranti, che ne limitano la deformazione. Sul piano verticale longitudinale sono presenti due fasce di controventi a Croce di Sant'Andrea che scaricano nelle fondazioni le forze orizzontali agenti (Figura 9.2.3).

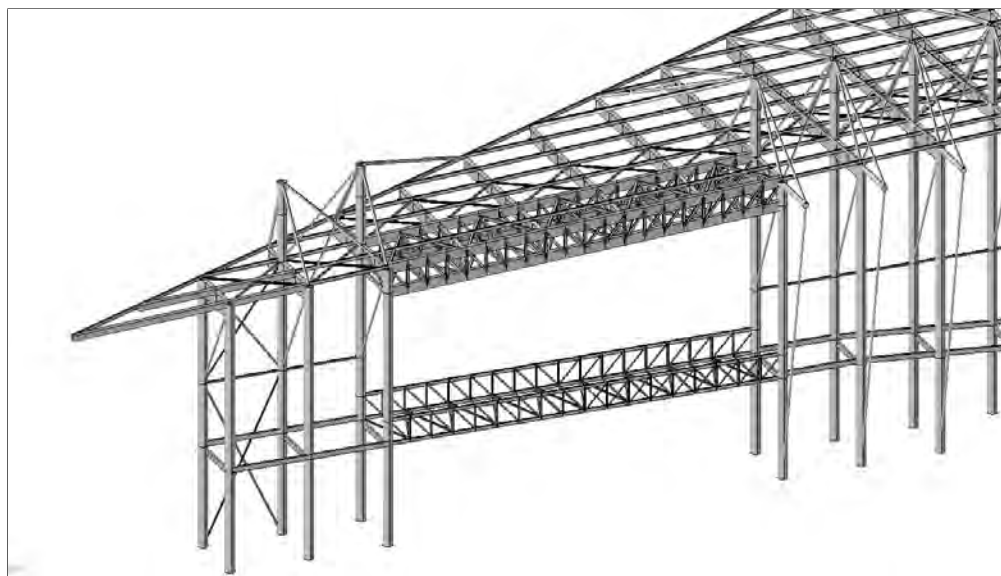


Figura 9.2.3: Trave reticolari a sbalzo su Via Marghera.

9.2.2 *Normativa di riferimento*

Vedi il paragrafo 9.1.2.

9.2.3 *Analisi dei carichi*

Vedi il paragrafo 9.1.3.

9.2.4 *Tipo di analisi e verifiche svolte*

Vedi il paragrafo 9.1.4

9.2.4.1 *Combinazioni delle azioni*

Vedi il paragrafo 9.1.4.1

9.2.4.2 *Caratteristiche dei materiali*

Vedi il paragrafo 9.1.4.2

9.2.5 *Modellazione strutturale*

In seguito all'importazione da Revit, il modello è stato modificato all'interno del software strutturale, in modo da essere sottoposto alle analisi. I vincoli esterni applicati alla struttura sono costituiti da incastri alla base dei 54 pilastri strutturali, come è possibile vedere in Figura 9.2.4.

Successivamente sono stati rilasciate le estremità di tutti gli elementi strutturali, in modo da riflettere lo schema statico definito in fase di progettazione (Figura 9.2.5).

La Figura 9.2.6 mostra i *beam end release* degli elementi di un modulo trasversale tipo.

I carichi sono stati applicati sulla struttura nello stesso modo della precedente soluzione strutturale, facendo in modo di scaricare il peso sugli arcarecci.

In Figura 9.2.7 e Figura 9.2.8 sono mostrati ad esempio i carichi gravanti rispettivamente sulla copertura e sulla passerella appartenenti alla condizione di carico G₂.

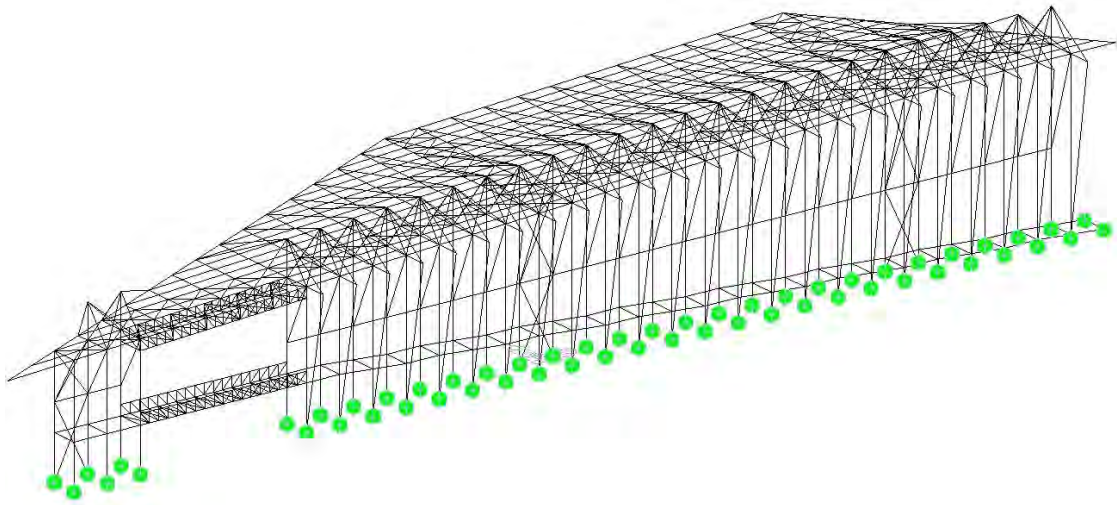


Figura 9.2.4: Vincoli esterni ad incastro applicati alla base dei pilastri.

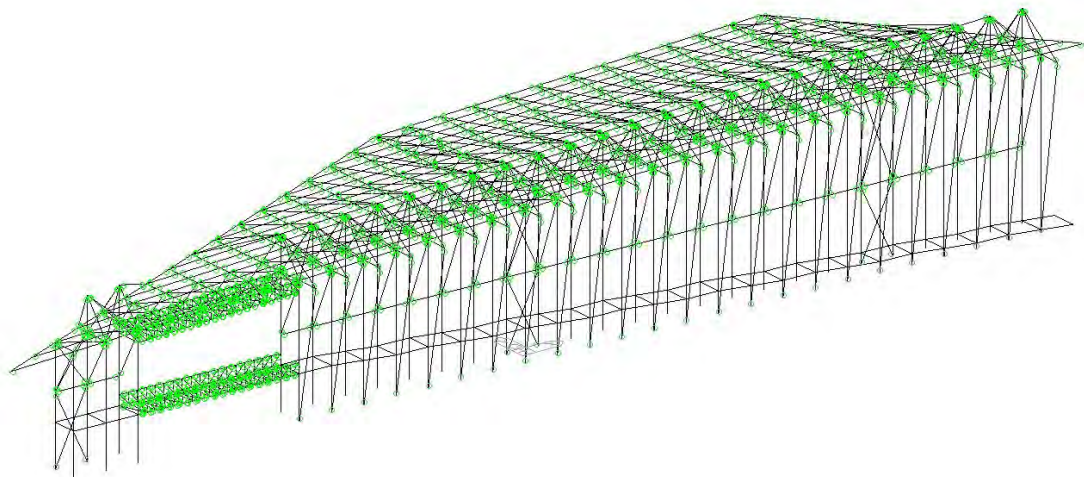


Figura 9.2.5: Modello tridimensionale con evidenziati i *beam end release* di ogni elemento.

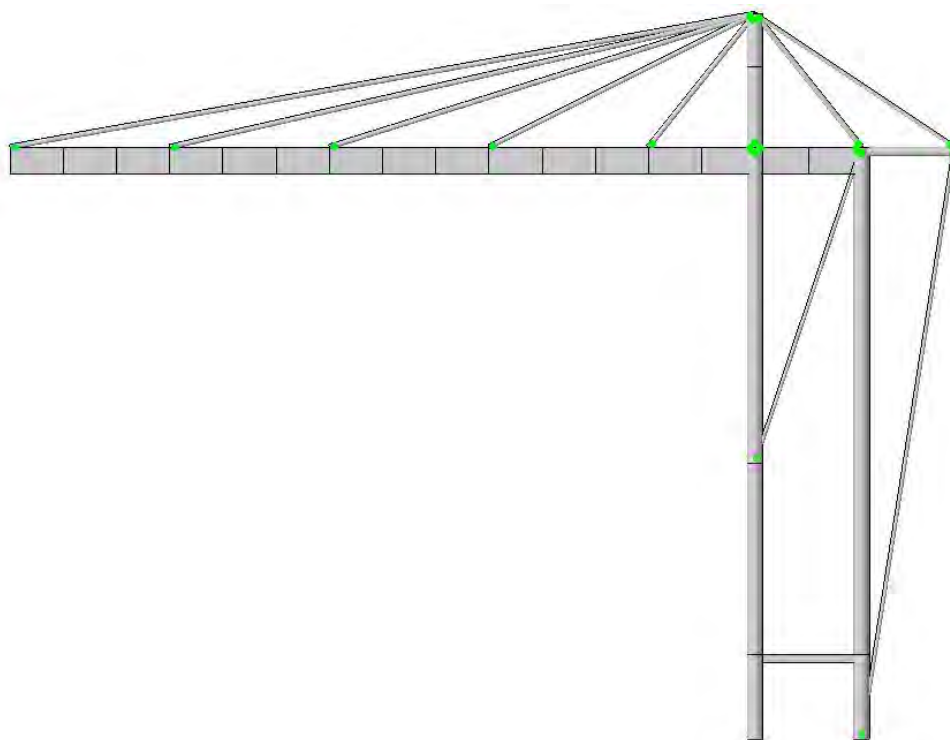


Figura 9.2.6: *Beam end release* degli elementi di un modulo trasversale.

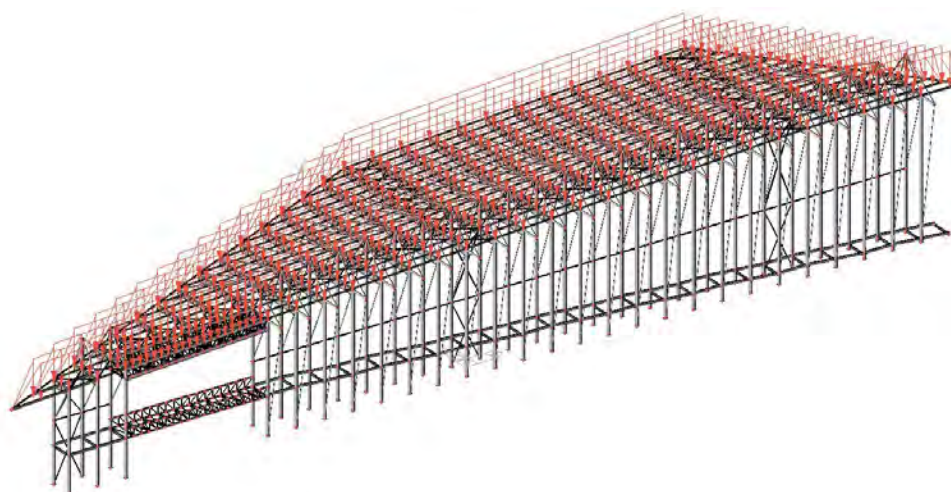


Figura 9.2.7: Pesi propri non strutturali G_2 gravanti sulla copertura.

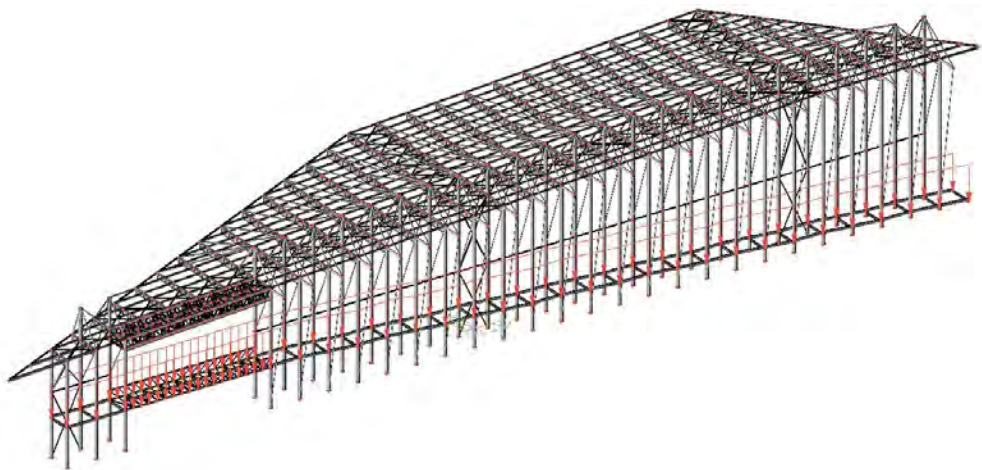


Figura 9.2.8: Pesì propri non strutturali G_2 gravanti sulla passerella.

9.2.6 *Analisi statica lineare*

In seguito sono state create le combinazioni di carico in modo automatico inserendo i fattori ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} esposti in precedenza in Tabella 13. Midas restituisce anche l'involuppo di tutte le combinazioni create.

A questo punto è stata effettuata l'analisi statica della struttura e sono stati valutati i risultati delle varie combinazioni di carico. In Figura 9.1.15 e seguenti sono rappresentati i diagrammi di momento e sforzo normale agenti sulla struttura. Sono stati eseguiti dei controlli per verificare la coerenza dei diagrammi con le ipotesi iniziali riguardanti lo schema statico.

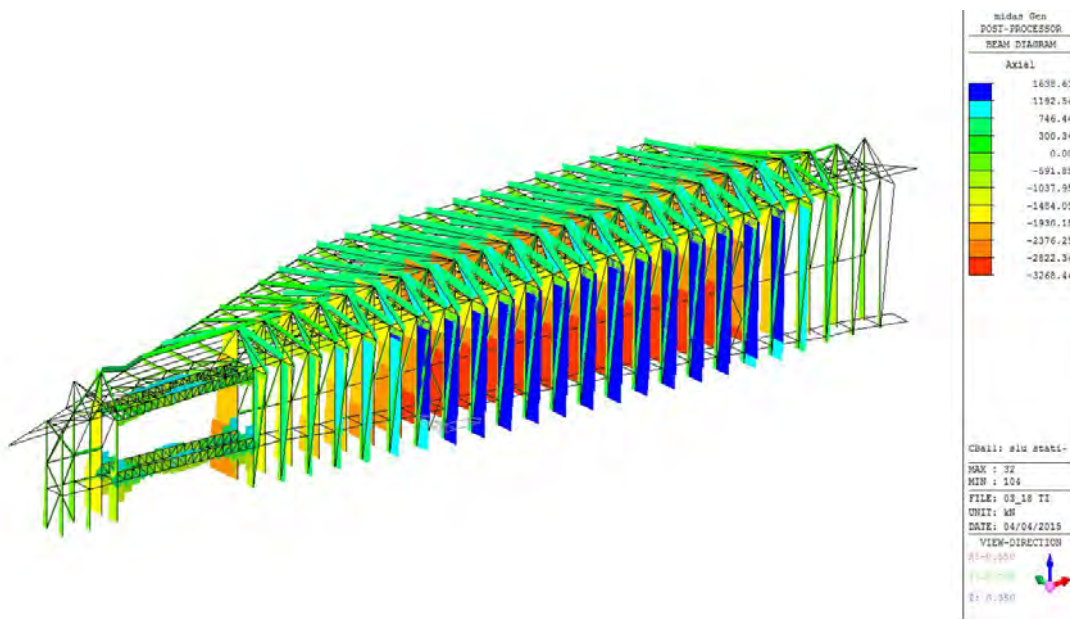


Figura 9.2.9: Diagramma dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU dell'intero modello.

9.2.7 *Analisi dinamica lineare*

Anche per questa soluzione strutturale è stata svolta un'analisi modale al fine di determinare i modi di vibrare della struttura.

In Figura 9.2.14 e seguenti sono raffigurate le deformazioni dei modi principali della struttura, mentre in Figura 9.1.24 sono presenti i valori relativi alla frequenza e al periodo.

Si nota in Figura 9.2.18 come con i modi descritti non si arrivi all'85% di massa partecipante. La massa traslazionale massima coinvolta nella traslazione lungo x è 63,34% del totale, quella in direzione y è 78,44%. Non sono stati trovati modi di vibrare con massa partecipante significativa in direzione z. I successivi modi di vibrare

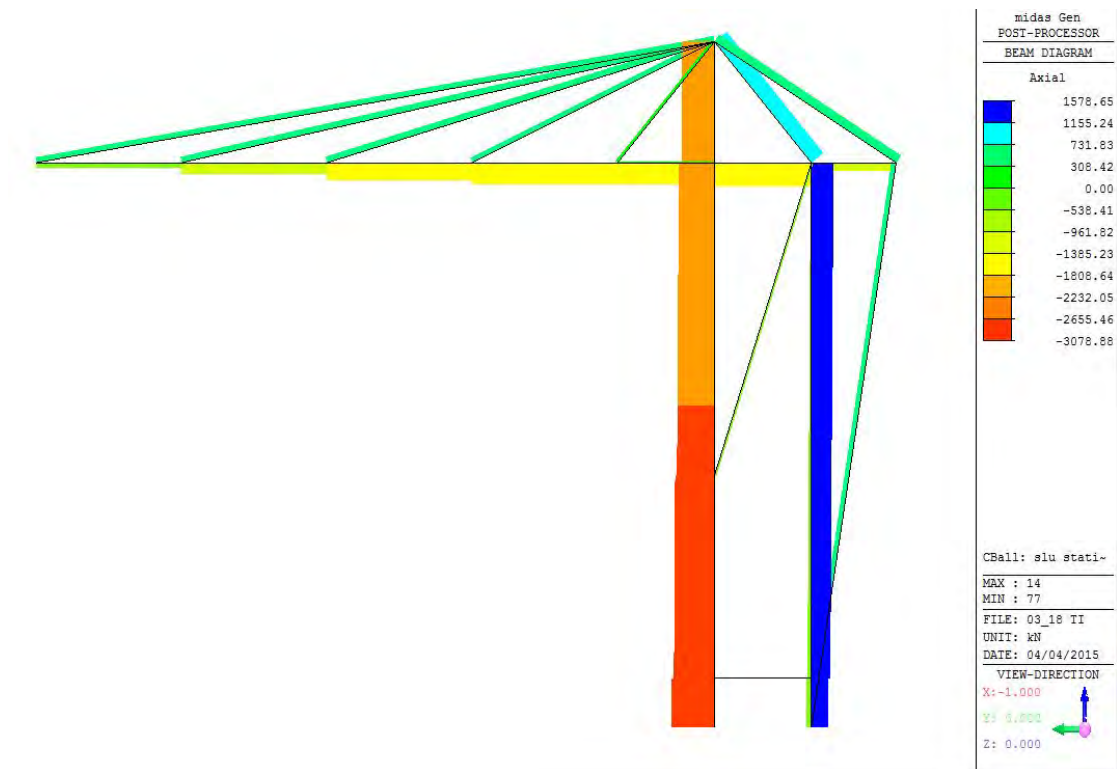


Figura 9.2.10: Diagramma dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU del modulo trasversale.

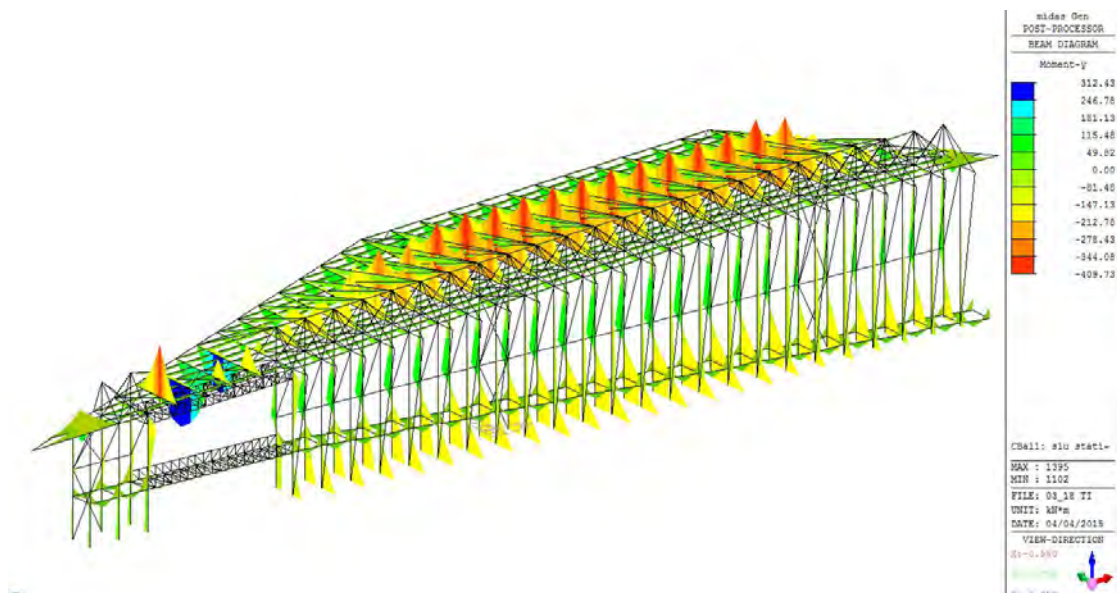


Figura 9.2.11: Diagramma del Momento agente M_y allo SLU.

9.2 SOLUZIONE STRUTTURALE 2 - TIRANTI

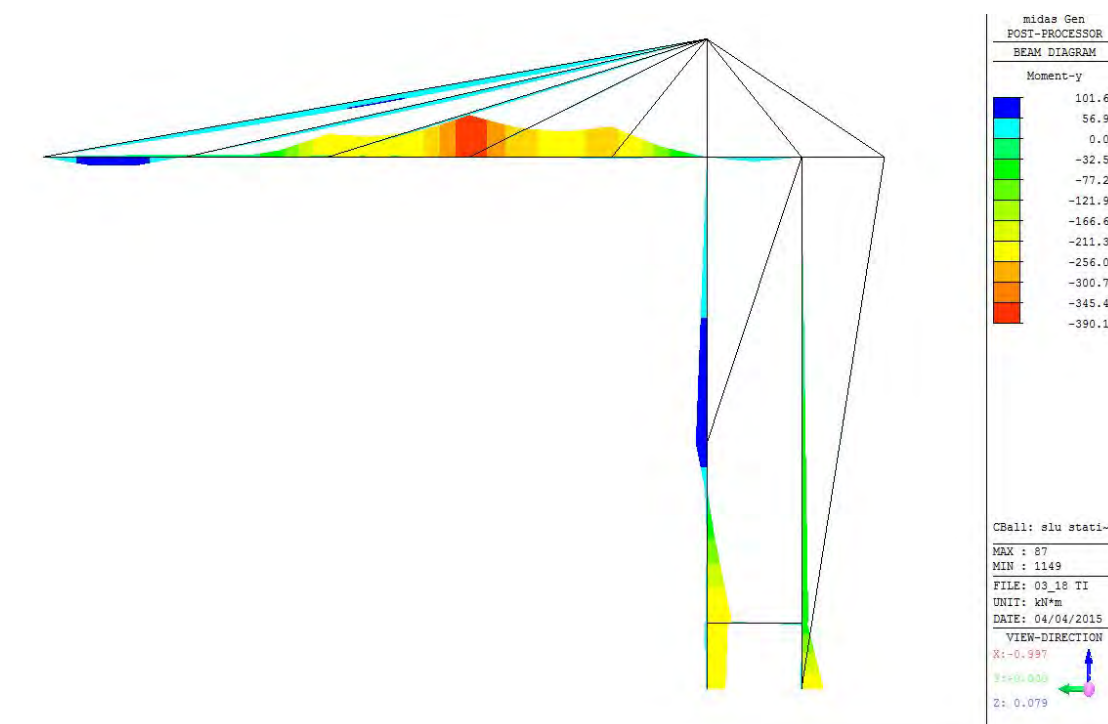


Figura 9.2.12: Diagramma del Momento agente M_y allo SLU del modulo trasversale.

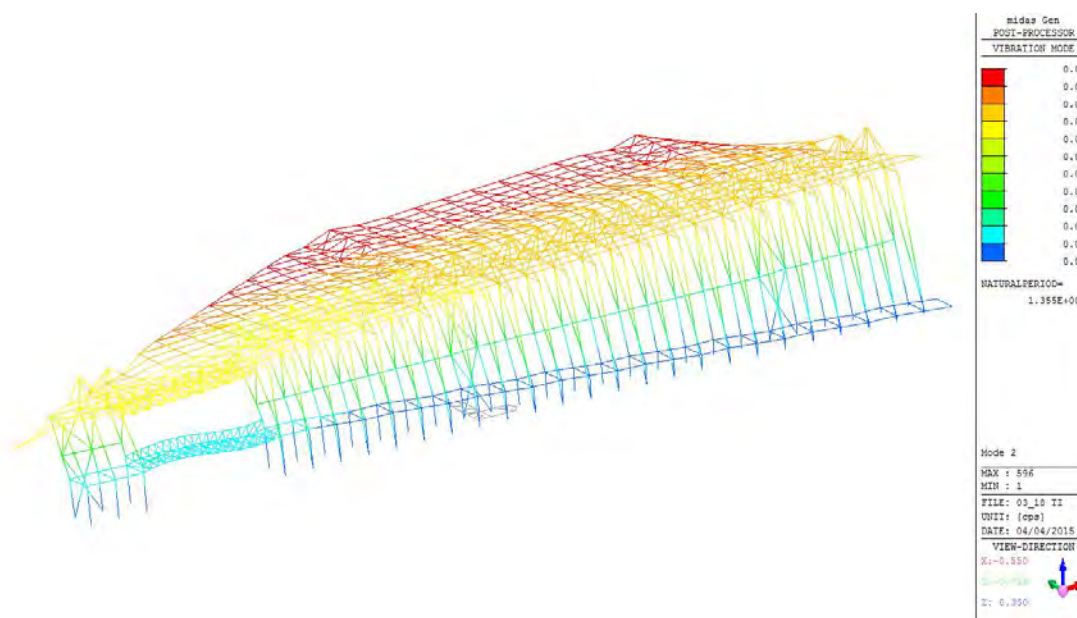


Figura 9.2.13: Deformazione modo di vibrare 2.

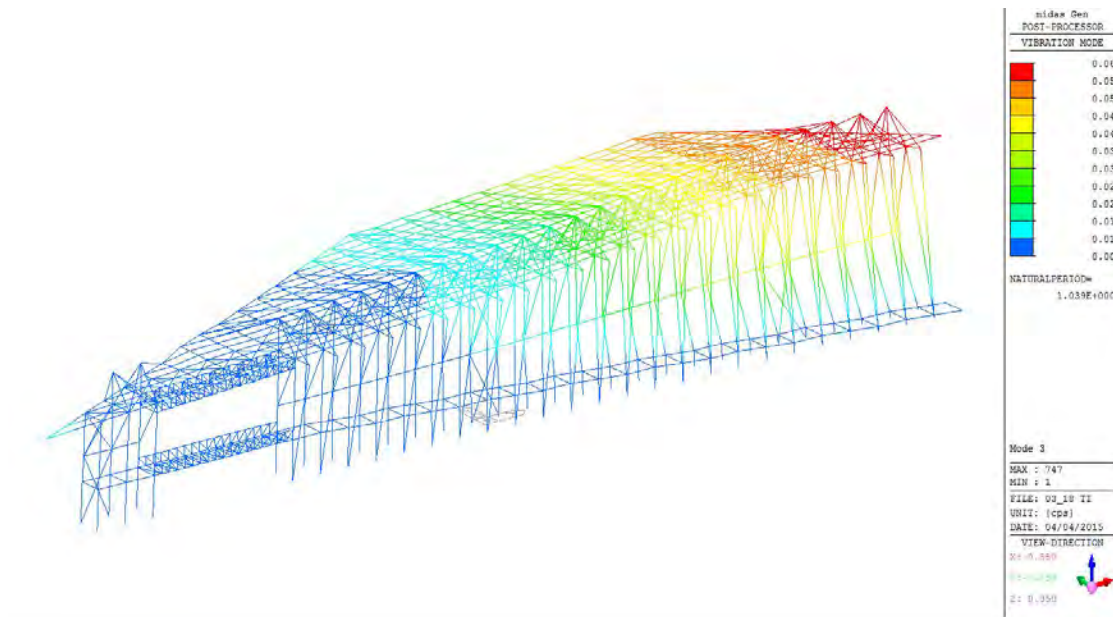


Figura 9.2.14: Deformazione modo di vibrare 3.

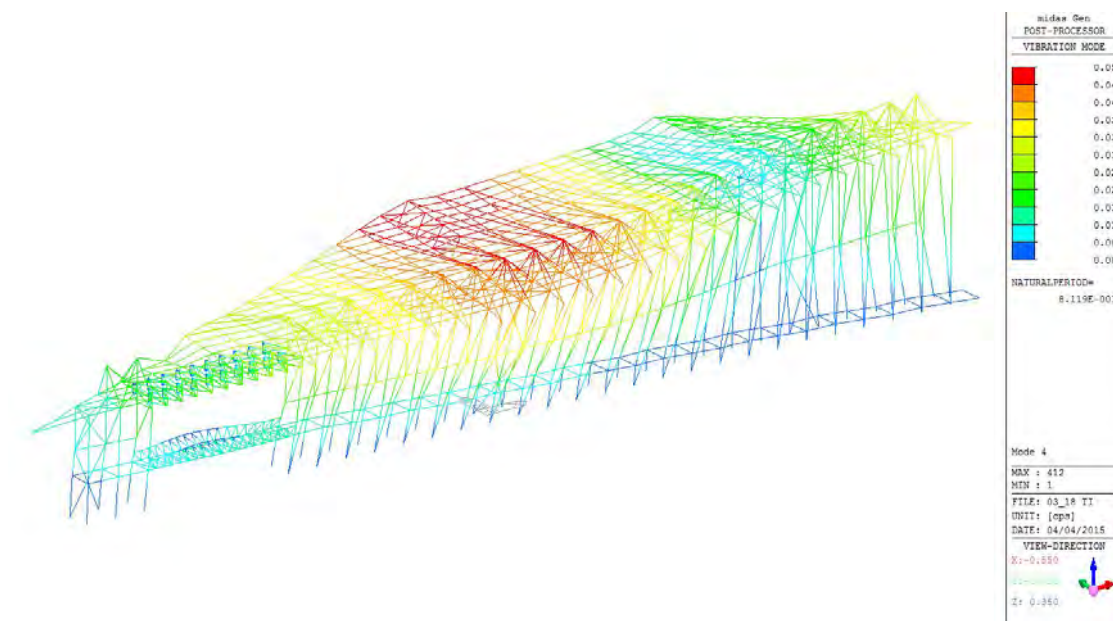


Figura 9.2.15: Deformazione modo di vibrare 4.

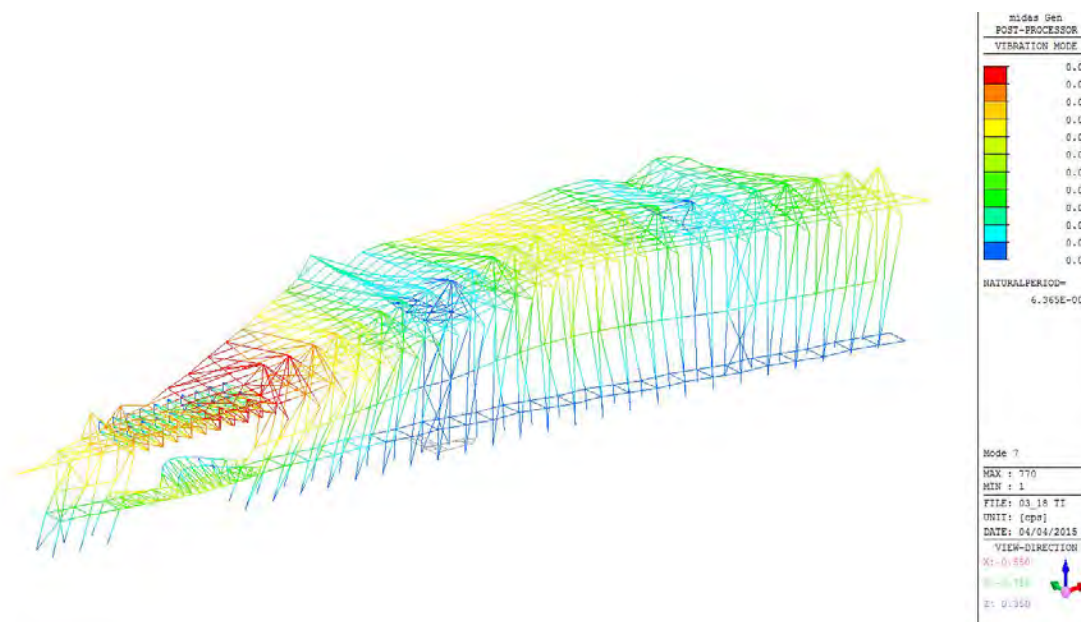


Figura 9.2.16: Deformazione modo di vibrare 7.

EIGENVALUE ANALYSIS					
Mode No	Frequency		Period	Tolerance	
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)		
1	3.7997	0.6047	1.6536	0.0000e+000	
2	4.6354	0.7378	1.3555	0.0000e+000	
3	6.0475	0.9625	1.0390	0.0000e+000	
4	7.7385	1.2316	0.8119	0.0000e+000	
5	9.3667	1.4908	0.6708	0.0000e+000	
6	9.8073	1.5609	0.6407	0.0000e+000	
7	9.8716	1.5711	0.6365	0.0000e+000	

Figura 9.2.17: Frequenze e periodo dei primi sette modi di vibrare della struttura.

ANALISI STRUTTURALE

trovati fanno riferimento solamente a modi di vibrare locali, che non coinvolgono almeno il 5% di massa partecipante.

MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)	MASS(%)	Sum(%)
1	0.0003	0.0003	0.0173	0.0173	0.0000	0.0000	0.0035	0.0035	0.0000	0.0000	0.0435	0.0435
2	68.6912	68.6915	0.1200	0.1374	0.0009	0.0009	0.0703	0.0737	1.2165	1.2165	1.0990	1.1425
3	0.3655	69.0570	39.2590	39.3964	0.0886	0.0895	15.0768	15.1505	0.0774	1.2939	30.0396	31.1821
4	0.0014	69.0584	28.7986	68.1950	0.1862	0.2757	3.7843	18.9348	0.0260	1.3199	19.7637	50.9458
5	1.1563	70.2147	0.8216	69.0166	0.0216	0.2973	0.0293	18.9642	0.0068	1.3267	7.4616	58.4074
6	0.0003	70.2150	0.0045	69.0211	0.0000	0.2973	0.0001	18.9643	0.0000	1.3267	0.0151	58.4225
7	0.0012	70.2161	7.9533	76.9744	0.0244	0.3217	0.2019	19.1661	0.0313	1.3580	15.9450	74.3675

Figura 9.2.18: Massa partecipante dei primi sette modi di vibrare della struttura.

Gli spettri di risposta di progetto, per la valutazione degli effetti dell'azione sismica per ogni modo di vibrare, sono gli stessi utilizzati nel paragrafo 9.1.7.

In questo caso è possibile utilizzare il metodo SRSS per la combinazione degli effetti dei modi di vibrare, in quanto sono sufficientemente disaccoppiati.

In seguito sono stati creati gli involuppi finali allo SLE e allo SLU per la verifica degli elementi caratteristici del progetto (Figura 9.2.19 e Figura 9.2.20).

9.2 SOLUZIONE STRUTTURALE 2 - TIRANTI

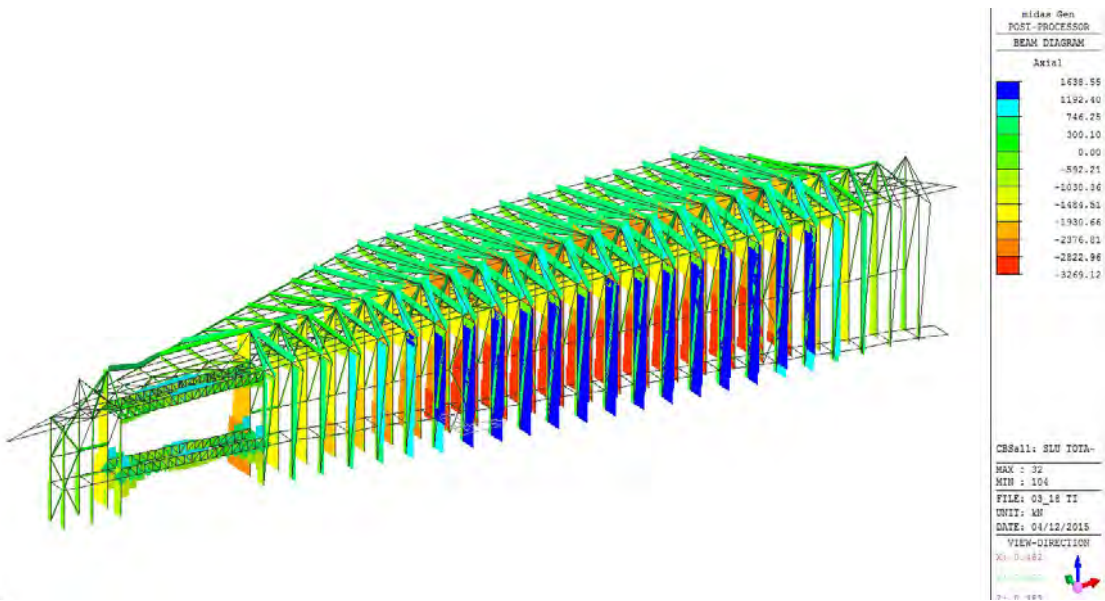


Figura 9.2.19: Involuppo dello Sforzo Normale agente F_x allo SLU.

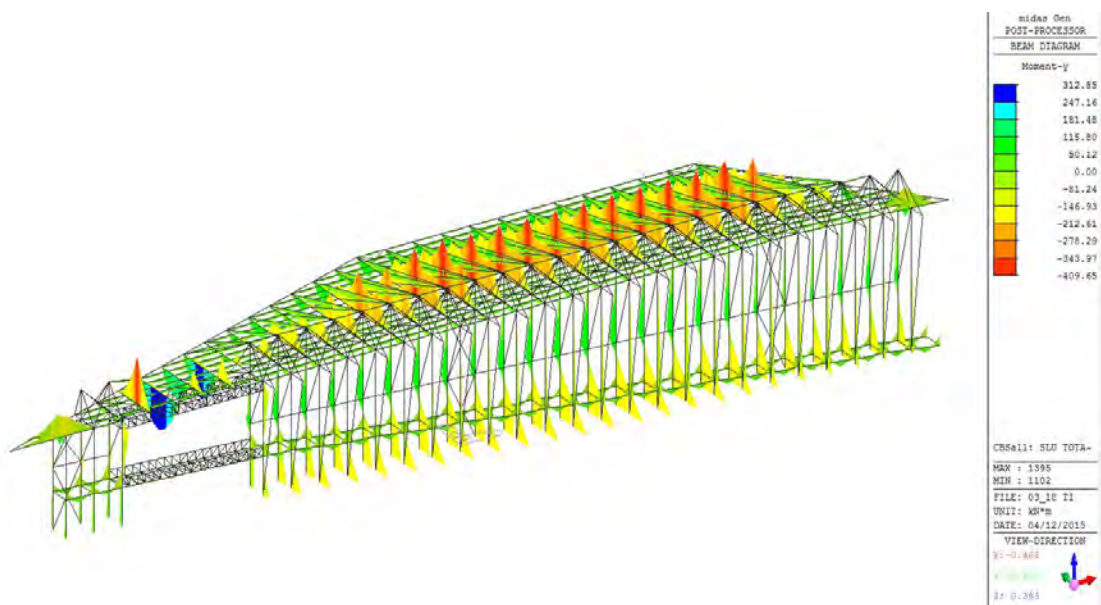


Figura 9.2.20: Involuppo del Momento agente M_y allo SLU.

9.2.8 Verifiche allo SLE

In Figura 9.2.21 e 9.2.22 è mostrata la deformazione verticale dell'intero modello allo SLE, considerando i risultati dell'analisi statica e dell'analisi dinamica.

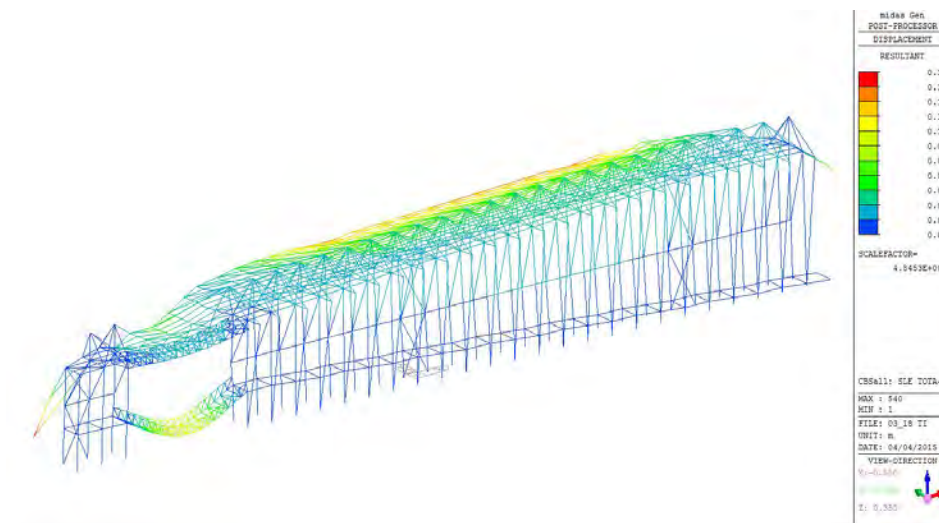


Figura 9.2.21: Deformazione verticale allo SLE dell'intero modello - Vista 1.

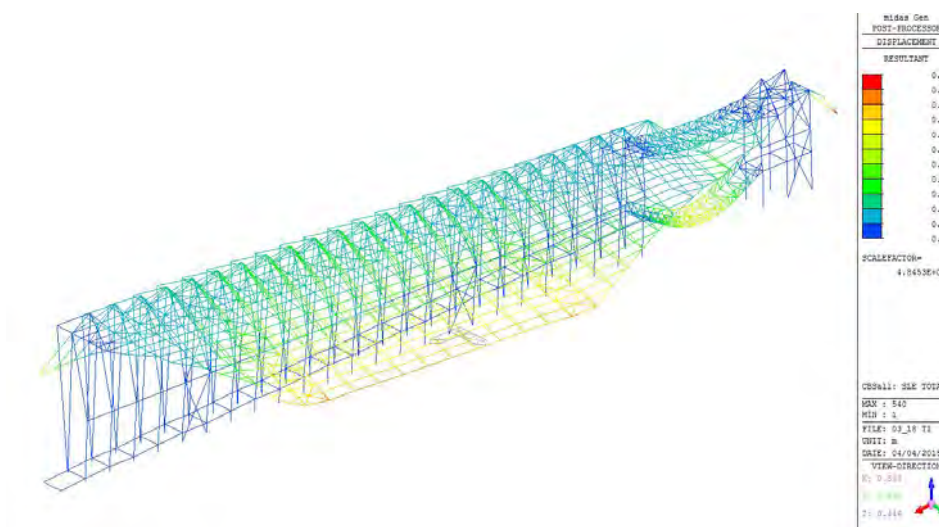


Figura 9.2.22: Deformazione verticale allo SLE dell'intero modello - Vista 2.

La luce massima L dello sbalzo di una trave principale è:

$$L = 2 \cdot 28 = 56 \text{ m}$$

La deformazione massima consentita dalla normativa è perciò:

$$\delta_{max} = \frac{L}{200} = \frac{56}{200} = 0,28 \text{ m} = 28 \text{ cm}$$

La deformazione massima della copertura nel punto di massima luce è:

$$\delta_{cop} = 0,14 \text{ m} \leq \delta_{max} = 0,28 \text{ m}$$

come è possibile vedere in Figura 9.2.23.

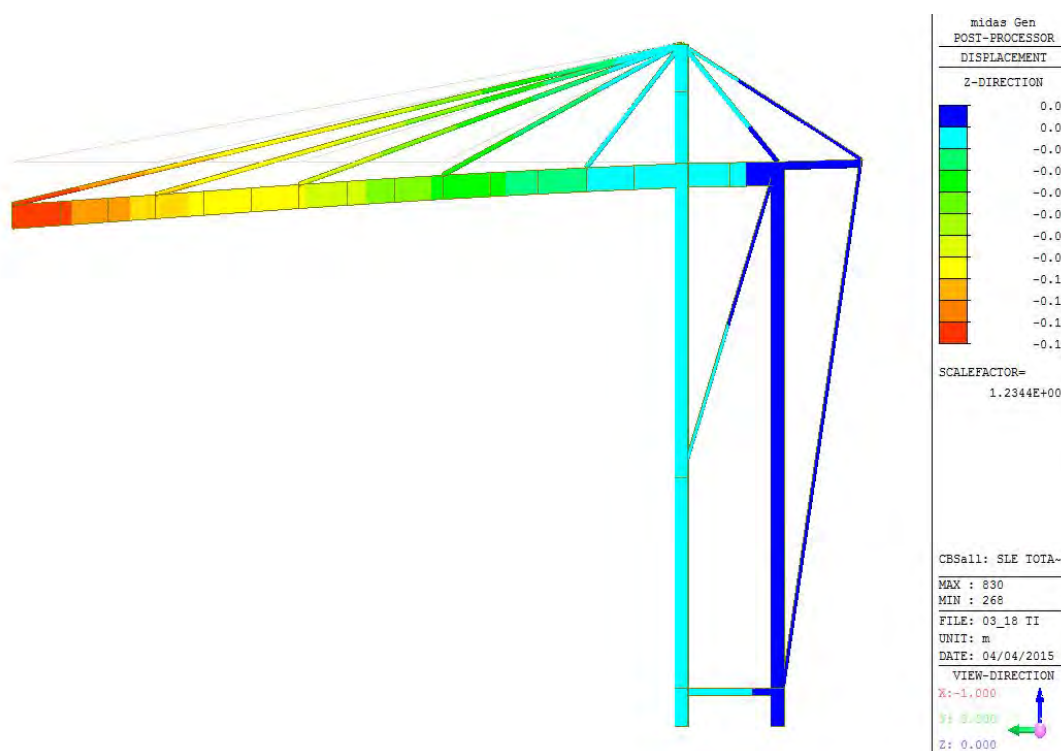


Figura 9.2.23: Deformazione verticale massima allo SLE della copertura.

È analizzata anche la deformazione delle travi di estremità a sbalzo della copertura indicate con il numero 1 e 2 in Figura 9.2.24.

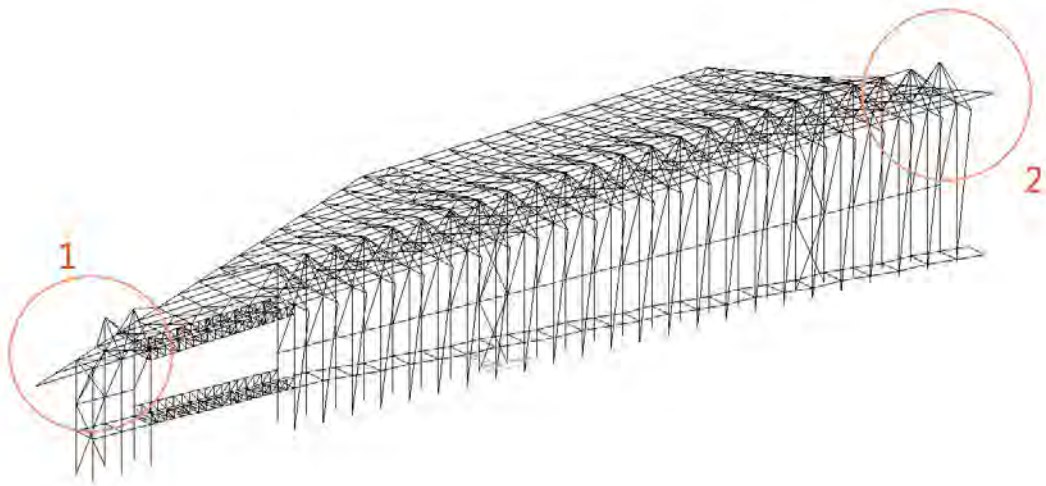


Figura 9.2.24: Il modello 3D con evidenziate le travi a sbalzo oggetto di verifica.

Verifica a deformabilità trave 1 (Figura 9.2.25)

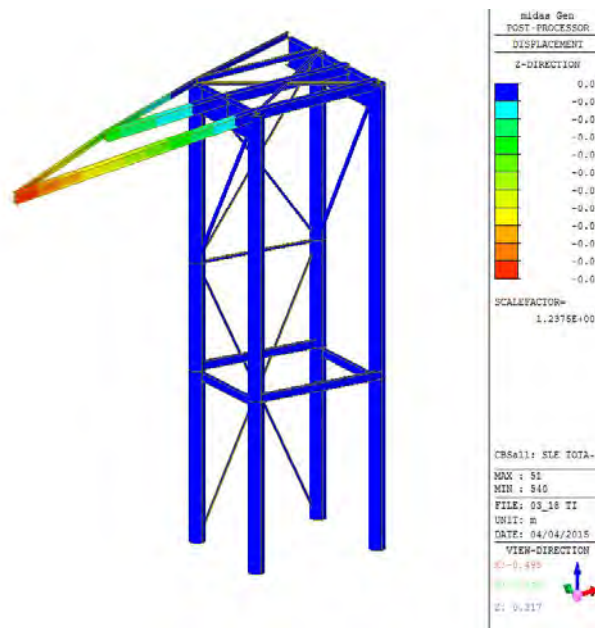


Figura 9.2.25: Porzione isolata contenente la trave 1.

$$L = 2 \cdot 10 = 20 \text{ m}$$

$$\delta_{max,tr1} = \frac{L}{200} = \frac{20}{200} = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm}$$

$$\delta_{tr1} = 0,07 \text{ m} = 7 \text{ cm} \leq \delta_{max,tr1}$$

Verifica a deformabilità trave 2 (Figura 9.2.26)

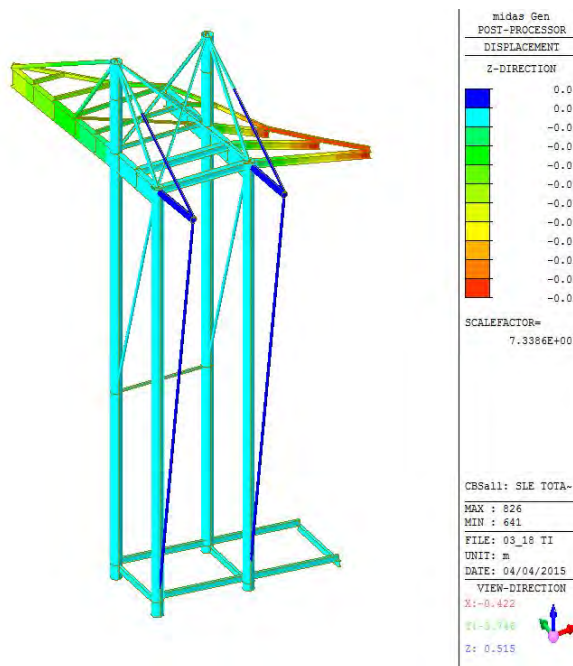


Figura 9.2.26: Porzione isolata contenente la trave 2.

$$L = 6,67 \cdot 2 = 13,34 \text{ m}$$

$$\delta_{max,tr2} = \frac{L}{200} = \frac{13,34}{200} = 0,066 \text{ m} = 6,6 \text{ cm}$$

$$\delta_{tr2} = 0,02 \text{ m} = 2 \text{ cm} \leq \delta_{max,tr2}$$

Verifica a deformabilità passerella (Figura 9.2.27)

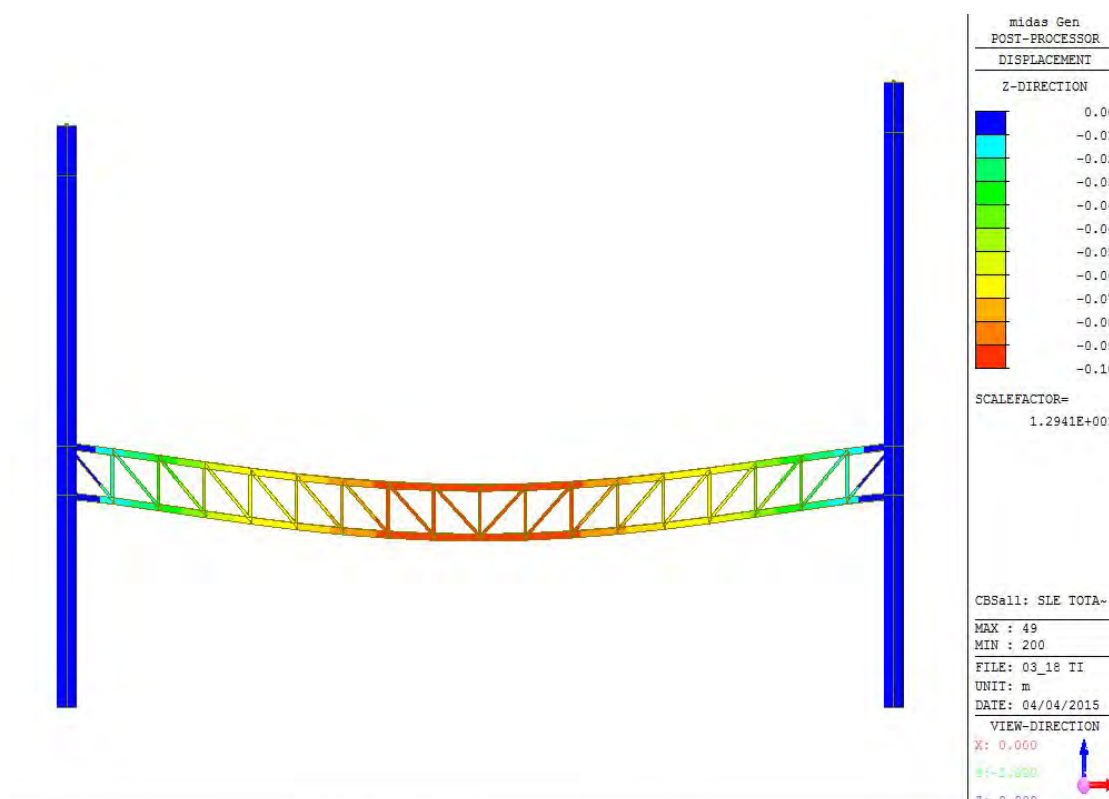


Figura 9.2.27: Deformazione della passerella allo SLE.

$$L = 25 \text{ m}$$

$$\delta_{max,pass} = \frac{L}{200} = \frac{25}{200} = 0,125 \text{ m} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\delta_{pass} = 0,10 \text{ m} = 10 \text{ cm} \leq \delta_{max,pass}$$

Verifica a deformabilità trave reticolare spaziale (Figura 9.2.28)

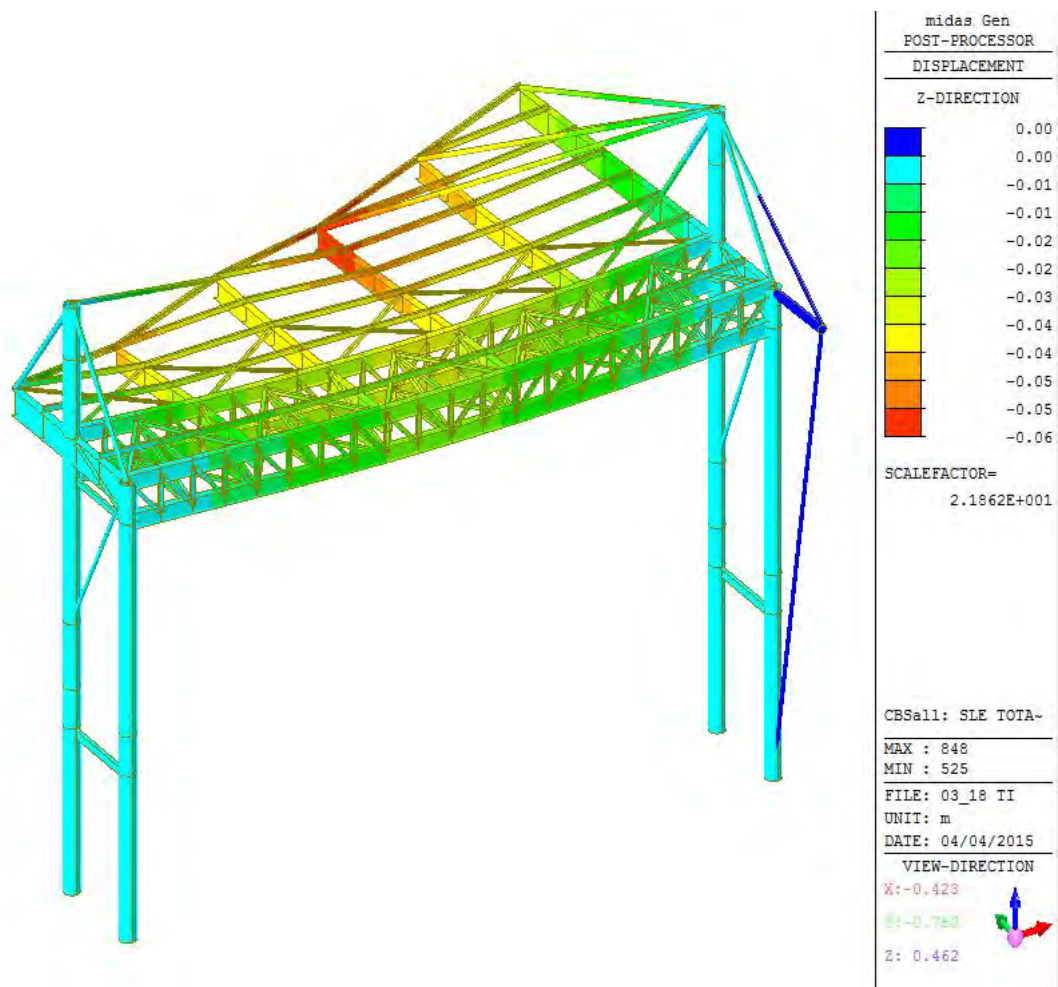


Figura 9.2.28: Deformazione della trave reticolare spaziale allo SLE.

$$L = 25 \text{ m}$$

$$\delta_{max,cass} = \frac{L}{200} = \frac{25}{200} = 0,125 \text{ m} = 12,5 \text{ cm}$$

$$\delta_{cass} = 0,06 \text{ m} = 6 \text{ cm} \leq \delta_{max,cass}$$

9.2.9 Verifiche allo SLU

Di seguito sono riportate le verifiche allo Stato Limite Ultimo effettuate sulla struttura. In particolare sono stati verificati gli elementi più sollecitati. In Figura 9.2.29 è individuata la posizione degli elementi verificati all'interno di un modulo trasversale tipo che sono:

- Element 1256 – 1269 - Trave principale
- Element 1979 - Tirante anteriore
- Element 2104 - Tirante posteriore

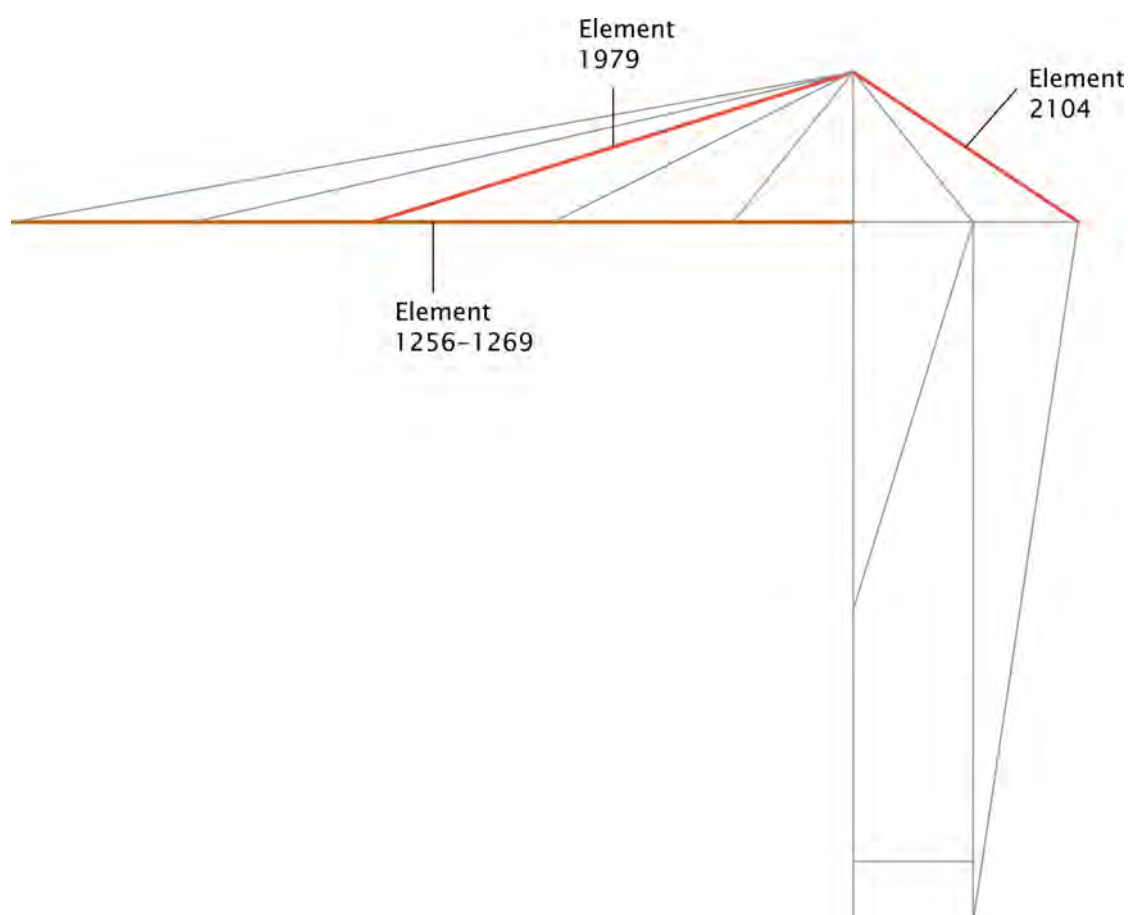
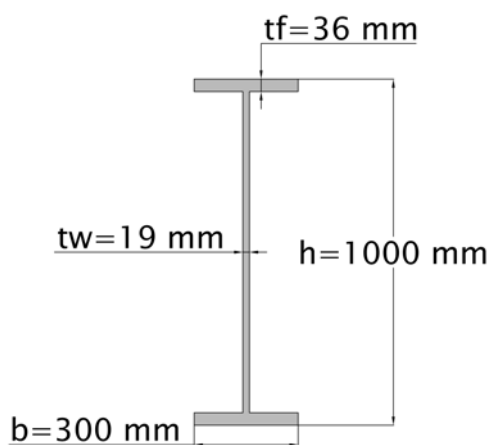


Figura 9.2.29: Posizione degli elementi del modulo trasversale verificati.

9.2.9.1 Verifica di resistenza e stabilità - Element 1256 – 1269



Trave HEB1000	
Base	$b = 300 \text{ mm}$
Altezza	$h = 1000 \text{ mm}$
Spessore ali	$t_f = 36 \text{ mm}$
Spessore anima	$t_w = 19 \text{ mm}$
Area	$A = 4 \cdot 10^4 \text{ mm}^2$
Momento di inerzia J_y	$J_y = 6,44 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$
Momento di inerzia J_z	$J_z = 1,63 \cdot 10^8 \text{ mm}^4$
Rigidezza torsionale J_t	$J_t = 1,15 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$
Lunghezza elemento	$L = 28000 \text{ mm}$
Lunghezza libera d'inflessione	$L_{0y} = 6000 \text{ mm}$
	$L_{0z} = 4000 \text{ mm}$
Modulo di elasticità materiale	$E = 210000 \text{ MPa}$
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$

Alla pagina seguente sono riportati i diagrammi di sollecitazione della trave principale composta dagli elementi 1256-1269.

9.2 SOLUZIONE STRUTTURALE 2 - TIRANTI

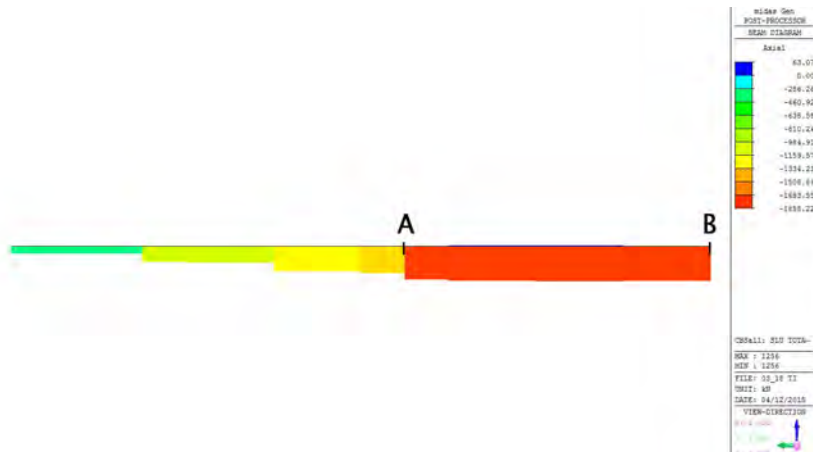


Figura 9.2.30: Diagramma dello Sforzo Normale agente sulla trave oggetto di verifica.

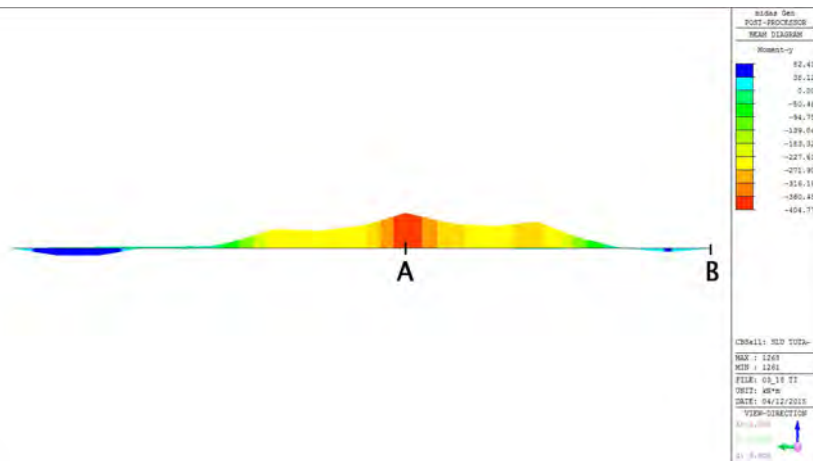


Figura 9.2.31: Diagramma dello Sforzo Normale agente sulla trave oggetto di verifica.

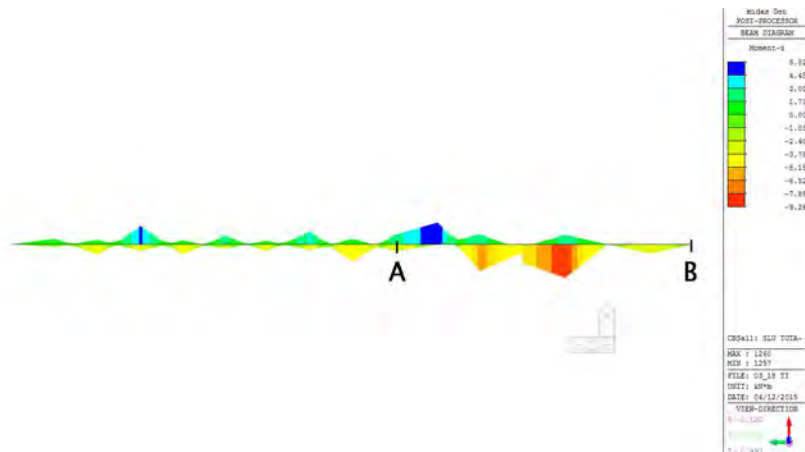


Figura 9.2.32: Diagramma dello Sforzo Normale agente sulla trave oggetto di verifica.

Verifica di resistenza a presso flessione biassiale - Sezione A

La sezione A è soggetta a presso flessione biassiale. I parametri della sollecitazione in corrispondenza della sezione sono:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= -1768,61 \text{ kN} \\ M_{y,Ed} &= -404,77 \text{ kNm} \\ M_{z,Ed} &= 2,40 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{pl,Rd}} = \frac{1768,61}{10476,19} = 0,17$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{4 \cdot 10^4 \cdot 275 \cdot 10^3}{1,05} = 10476,19 \text{ kN}$$

Dato che $n \leq 0,2$ deve essere verificata la seguente espressione:

$$\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) \leq 1$$

$$\begin{aligned} M_{N,y,Rd} &= M_{pl,y,Rd} \frac{(1-n)}{(1-0,5a)} = \\ &= 3373,33 \frac{(1-0,17)}{(1-0,5 \cdot 0,46)} = 3636,19 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1,29 \cdot 10^7 \cdot 275 \cdot 10^{-6}}{1,05} = 3373,33 \text{ kNm}$$

$$W_{pl,y} = \frac{J_y}{\frac{h}{2}} = \frac{6,44 \cdot 10^9}{500} = 1,29 \cdot 10^7 \text{ mm}^3$$

$$a = \frac{(A - 2 b t_f)}{A} = \frac{(4 \cdot 10^4 - 2 \cdot 300 \cdot 36)}{4 \cdot 10^4} = 0,46$$

Per $n \leq a$, $M_{N,z,Rd}$ si calcola con la seguente espressione:

$$\begin{aligned} M_{N,z,Rd} &= M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \\ &= \frac{1,09 \cdot 10^6 \cdot 275 \cdot 10^{-6}}{1,05} = 284,60 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$W_{pl,z} = \frac{J_z}{\frac{b}{2}} = \frac{1,63 \cdot 10^8}{150} = 1,09 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\begin{aligned} & \left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right) + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right) = \\ & = \left(\frac{404,77}{3636,19} \right) + \left(\frac{2,40}{284,60} \right) = 0,12 \leq 1 \end{aligned}$$

Verifica di stabilità a presso flessione biassiale - Sezione A

Per la verifica di stabilità a presso flessione biassiale si è fatto riferimento al metodo A contenuto all'interno della sezione C4.2.4.1.3.3.1 della Circolare esplicativa delle NTC 2008. Deve risultare:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{yeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{pl,y} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}} \right)} + \frac{M_{zeq,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{pl,z} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}} \right)} \leq 1$$

$$\chi_{min} = \min\{\chi_y; \chi_z\} = \chi_z = 0,76$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E J_z}{L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1,63 \cdot 10^8 \cdot 10^{-3}}{4000^2} = 21114,78 \text{ kN}$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 E J_y}{L_{0y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 6,44 \cdot 10^9 \cdot 10^{-3}}{6000^2} = 370768,14 \text{ kN}$$

$$0,75 M_{max,Ed} \leq M_{eq,Ed} \leq M_{max,Ed}$$

$$M_{yeq,Ed} = 1,3 M_{ym,Ed} = 1,3 \cdot 161,18 = 209,53 \text{ kNm} \geq 0,75 M_{y,max,Ed}$$

$$M_{yeq,Ed} = 0,75 M_{y,max,Ed} = 0,75 \cdot 404,77 = 303,58 \text{ kNm}$$

$$M_{ym,Ed} = 161,18 \text{ kNm}$$

$$M_{zeq,Ed} = 1,3 M_{zm,Ed} = 1,3 \cdot 1,72 = 2,24 \text{ kNm} \geq 0,75 M_{z,max,Ed}$$

$$M_{zeq,Ed} = 0,75 M_{z,max,Ed} = 0,75 \cdot 9,26 = 6,95 \text{ kNm}$$

$$M_{zm,Ed} = -1,72 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} & \frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{min} \cdot f_{yk} \cdot A} + \frac{M_{y_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{pl,y} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,y}}\right)} + \frac{M_{z_{eq,Ed}} \cdot \gamma_{M1}}{f_{yk} \cdot W_{pl,z} \left(1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,z}}\right)} = \\ & = \frac{1768,61 \cdot 1,05 \cdot 10^3}{0,76 \cdot 275 \cdot 4 \cdot 10^4} + \frac{303,58 \cdot 1,05 \cdot 10^6}{275 \cdot 1,29 \cdot 10^7 \cdot \left(1 - \frac{1768,61}{370768,14}\right)} + \\ & + \frac{6,95 \cdot 1,05 \cdot 10^6}{275 \cdot 1,09 \cdot 10^6 \cdot \left(1 - \frac{1768,61}{21114,78}\right)} = 0,34 \leq 1 \end{aligned}$$

Verifica di stabilità flessione-torsionale - Sezione A

$$\lambda_{LT}^- = \sqrt{\frac{W_y \cdot f_{yk}}{M_{cr}}} = \sqrt{\frac{1,29 \cdot 10^7 \cdot 275}{129091,34 \cdot 10^6}} = 0,23$$

$$\begin{aligned} M_{cr} &= \psi \cdot \frac{\pi}{L_{cr}} \sqrt{E J_y G J_t} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{\pi}{L_{cr}}\right)^2 \cdot \frac{E J_w}{G J_t}} = \\ &= 129091,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Ipotizzo ritegni torsionali ogni 4 m, perciò $L_{cr} = 4 \text{ m}$.

$$\psi = 1$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{210000}{2(1+0,3)} = 80769,23 \text{ N/mm}^2$$

$$J_w = \frac{J_z \cdot h_s^2}{4} = 3,79 \cdot 10^{14} \text{ mm}^6 \quad \text{dove } h_s = h - t_f = 964 \text{ mm}$$

Dal momento che $\lambda_{LT}^- \leq 0,4$ non è necessario tenere in considerazione gli effetti dell'instabilità flessione torsionale.

Verifica di resistenza a compressione - Sezione B

La sezione B è soggetta a compressione. I parametri della sollecitazione in corrispondenza della sezione sono:

$$N_{Ed} = -1858,22 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ kNm}$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}} = 10476,19 \text{ kN} \geq 1858,22 \text{ kN}$$

Verifica di stabilità asta compressa - Sezione B

La trave può andare in instabilità rispetto agli assi locali y e z della sezione.

Nella rotazione attorno all'asse z, la trave risulta vincolata dai controventi, perciò presenta una lunghezza libera d'inflessione pari alla distanza dei nodi controventati.

Per quanto riguarda la rotazione attorno all'asse y, la trave risulta vincolata dai tiranti anteriori, distanti tra loro 6m, che quindi rappresenta lunghezza libera d'inflessione attorno a y.

Si esegue la verifica per entrambi i casi.

Rotazione attorno a z locale

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,rd,z}} \leq 1 \quad |N_{ed,max}| = 1858,22 \text{ kN} \leq N_{b,rd,z} = 8047,62 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd,z} = \frac{\chi_z A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{0,76 \cdot 4 \cdot 10^4 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 8047,62 \text{ kN}$$

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \lambda_z^2}} = \frac{1}{0,85 + \sqrt{0,85^2 - 0,72^2}} = 0,76$$

$$\begin{aligned} \Phi_z &= 0,5[1 + \alpha_z(\bar{\lambda}_z - 0,2) + \bar{\lambda}_z^2] = \\ &= 0,5[1 + 0,34(0,72 - 0,2) + 0,72^2] = 0,85 \end{aligned}$$

$\alpha_z = 0,34$ (curva di stabilità b, Tab.4.2.VI NTC 2008)

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr,z}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10^4 \cdot 275}{21114,78 \cdot 10^3}} = 0,72$$

$$N_{cr,z} = \frac{\pi^2 E J_z}{L_{0z}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 1,63 \cdot 10^8 \cdot 10^{-3}}{4000^2} = 21114,78 \text{ kN}$$

Rotazione attorno a y locale

$$\frac{N_{ed}}{N_{b,rd,y}} \leq 1 \quad |N_{ed,max}| = 1858,22 \text{ kN} \leq N_{b,rd,y} = 10476,19 \text{ kN}$$

$$N_{b,rd,y} = \frac{\chi_y A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{1 \cdot 4 \cdot 10^4 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 10476,19 \text{ kN}$$

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \lambda_y^2}} = \frac{1}{0,51 + \sqrt{0,51^2 - 0,17^2}} = 1$$

$$\begin{aligned}\Phi_y &= 0,5[1 + \alpha_y(\bar{\lambda}_y - 0,2) + \bar{\lambda}_y^2] = \\ &= 0,5[1 + 0,21(0,17 - 0,2) + 0,17^2] = 0,51\end{aligned}$$

$\alpha_y = 0,21$ (curva di stabilità a, Tab.4.2.VI NTC 2008)

$$\bar{\lambda}_y = \sqrt{\frac{Af_{yk}}{N_{cr,y}}} = \sqrt{\frac{4 \cdot 10^4 \cdot 275}{370768,14 \cdot 10^3}} = 0,17$$

$$N_{cr,y} = \frac{\pi^2 EJ_y}{L_{0y}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \cdot 6,44 \cdot 10^9 \cdot 10^{-3}}{6000^2} = 370768,14 \text{ kN}$$

9.2.9.2 Verifica di resistenza a trazione – Element 1979



Tubolare in acciaio S275

Diametro	$d = 200 \text{ mm}$
Spessore	$t = 10 \text{ mm}$
Area	$A = 5,97 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Modulo di elasticità materiale	$E = 210000 \text{ MPa}$

$$N_{ed,max} = 460,73 \text{ kN}$$

Affinchè l'elemento risulti verificato deve essere:

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,rd}} \leq 1 \quad N_{ed,max} = 460,73 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 1563,57 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{5,97 \cdot 10^3 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 1563,57 \text{ kN}$$

9.2.9.3 Verifica di resistenza a trazione – Element 2104



Tubolare in acciaio S275	
Diametro	$d = 200 \text{ mm}$
Spessore	$t = 10 \text{ mm}$
Area	$A = 5,97 \cdot 10^3 \text{ mm}^2$
Modulo di elasticità materiale	$E = 210000 \text{ MPa}$

$$N_{ed,max} = 1142,15 \text{ kN}$$

Affinchè l'elemento risulti verificato deve essere:

$$\frac{N_{ed}}{N_{t,rd}} \leq 1 \quad N_{ed,max} 1142,15 \text{ kN} \leq N_{pl,rd} = 1563,57 \text{ kN}$$

$$N_{pl,rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} = \frac{5,97 \cdot 10^3 \cdot 275 \cdot 10^{-3}}{1,05} = 1563,57 \text{ kN}$$

CONFRONTO TRA LE IPOTESI PROGETTUALI

10.1 STIMA DEI COSTI SOMMARI

Dopo l'aggiornamento dei modelli in Revit e la successiva pulizia, è stata eseguita un'analisi dei costi per sottoporli a un altro tipo di analisi, valutando se lo scambio in ambito strutturale abbia creato delle incongruenze o errori.

La stima sommaria comparativa ha in questo lavoro di tesi lo scopo di confrontare le due soluzioni strutturali proposte considerando l'incidenza della quantità di materiale utilizzato.

Operazione preliminare è stata quindi l'assegnazione dei materiali corretti a ogni istanza e la definizione di un costo in relazione ad uno specifico valore quantitativo.

Per la determinazione dei costi si è fatto riferimento al Prezziario delle opere edili n.1 dell'anno 2013, redatto dalla Camera di Commercio di Padova¹. In questo documento le quotazioni sono state elaborate utilizzando prezzi medi unitari praticati da operatori dei vari settori sulla Piazza di Padova, applicati ad analisi di costo, tenendo conto delle più progredite tecnologie utilizzate.

I prezzi comprendono:

- spese generali ed utili dell'impresa titolare del contratto di appalto;
- costi ordinari della sicurezza.

Non sono inclusi nei prezzi invece:

- onere per I.V.A., altre imposte e tasse;
- costi speciali della sicurezza;
- oneri aggiuntivi per sub-forniture, contrattualmente non previste;
- operazione di messa in opera e realizzazione.

¹ Il Prezziario è reperibile al seguente link: <http://www.pd.camcom.it/uffici/prezzi/poe/archivio-poe.html>

All'interno delle spese generali sono comprese tutte le spese che riguardano il cantiere e il trasporto dei materiali. Nei prezzi s'intendono pertanto comprese tutte le prestazioni e somministrazioni occorrenti dallo scarico dei materiali in cantiere fino alla loro completa e perfetta posa.

In Tabella 14 sono elencati i prezzi utilizzati per i materiali di progetto.

Tabella 14: Costi considerati per i materiali di progetto.

Elemento	Costo unitario ($\text{€}/\text{m}^3$)
Pilastro strutturale	
Tubolare in acciaio S275 ($d = 600 \text{ mm}$, $t = 10 \text{ mm}$)	7115
Calcestruzzo C28/35	83,50
Travi e controventi in acciaio S275	7065

L'armatura dei pilastri strutturali è stata computata come voce all'interno del costo dei tubolari, facendo il rapporto tra il volume del tubolare e il volume di armatura e considerando un costo di $0,66\text{€}/\text{kg}$ per l'armatura. Nel costo del tubolare sono già inseriti quindi $50 \text{ €}/\text{m}^3$ relativi all'armatura.

Il costo dei giunti strutturali è stato stimato come percentuale sul costo dell'acciaio pari al 10%.

Si è tenuto conto anche del costo del rivestimento della copertura con i pannelli in lamiera Corten su una sottostruttura metallica, pari a $150 \text{ €}/\text{m}^2$.

In seguito sono stati utilizzati gli abachi delle quantità di Revit, in modo da avere un resoconto delle quantità dei vari materiali presenti nell'intero progetto.

Gli abachi estrapolati dal modello BIM sono:

- abaco delle quantità telaio strutturale: quantità di elementi in acciaio come travi e controventi.
- computo dei materiali dei pilastri strutturali: quantità relative esclusivamente ai pilastri strutturali.
- abaco delle quantità rivestimento copertura: quantità relative al rivestimento della copertura.

Si riportano le tabelle utilizzate per il computo in fondo al paragrafo.

Il confronto mostra come la soluzione strutturale con lo sbalzo costituito dalle travi reticolari sia più economica dal punto di vista del costo per gli elementi strutturali.

Nella soluzione con i tiranti, infatti, c'è un costo maggiore sia per quanto riguarda gli elementi del telaio, sia per i pilastri strutturali. La voce che all'interno degli elementi del telaio ha una grande incidenza sono le travi HEB1000 che hanno un costo totale di circa 178000€ .

Tabella 15: Confronto dei costi tra le due soluzioni strutturali.

	Soluzione Trave Reticolare	Soluzione Tiranti
Costo telaio strutturale	267.732 €	407.877 €
Costo pilastri strutturali	160.091 €	196.728 €
Costo struttura (+10% giunti strutturali)	470.606 €	665.067 €
Costo rivestimento copertura	1.381.200 €	1.141.050 €
Costo totale	1.851.807 €	1.806.117 €

In Tabella 15 è mostrato il confronto tra le due soluzioni.

La maggiore altezza dei pilastri strutturali anteriori nella soluzione con i tiranti costituisce la principale ragione della differenza di costo.

Dall'altro lato però si nota come il costo delle due soluzioni alla fine sia molto confrontabile valutando anche la superficie di rivestimento con i pannelli in lamiera corten. Nella soluzione con i tiranti la superficie rivestita è di 7607 m^2 contro i 9208 m^2 della soluzione con la trave reticolare.

La soluzione con le travi reticolari risulta quindi più costosa considerando il sistema di rivestimento, ma più economica considerando solamente il costo del materiale che costituisce la struttura.

Attraverso gli strumenti del BIM si è giunti quindi a un confronto a livello economico sommario delle due soluzioni semplicemente estrapolando le quantità di materiale presente e associando un costo unitario. Quest'applicazione può essere molto utile in fase di determinazione dello schema strutturale, poiché fornisce indicazioni preziose anche solo di livello qualitativo.

CONFRONTO TRA LE IPOTESI PROGETTUALI

Tabella 16: Stima dei costi telaio strutturale della soluzione con le travi reticolari.

Progetto TRAVI RETICOLARI					
Telaio Strutturale					
Tipo	Quant.	Lunghezza (m)	Volume (m ³)	Costo (€/m ³)	Costo effettivo (€)
2L Anima TR Passerella	35	144	0,52	7065	3682.73
DCED120x8 An, Passerella	70	113	0,48	7065	3372.05
DCED120x8 Controventi di falda	62	447	2,15	7065	15212.27
HEA 220 Correnti Passerella	4	100	0,6	7065	4234.45
HEA 260 Punte	16	122	0,94	7065	6615.86
HEB 160 Arcarecci	371	1883	9,11	7065	64327.59
IPE 300 Passerella Longitudinali	38	270	1,28	7065	9055.97
IPE 300 Passerella trasversali	28	112	0,49	7065	3459.69
Tubolare 200x15 mm	641	1706	5,96	7065	42138.07
Tubolare 220x12 mm	183	1218	4,37	7065	30859.26
Tubolare 350x12	10	50	0,29	7065	2018.48
Tubolare 350x12 mm	58	830	4,84	7065	34167.92
Tubolare 420x12 mm	55	757	5,29	7065	37359.9
Tubolare 700x20 mm	3	75	1,59	7065	11228.54
Totale generale: 1574	1574	7827	37,9		267732.78

Tabella 17: Stima dei costi telaio strutturale della soluzione con i tiranti.

Progetto TIRANTI					
Telaio Strutturale					
Tipo	Quant.	Lunghezza (m)	Volume (m ³)	Costo (€/m ³)	Costo effettivo (€)
DCED 80x7 Anima TR	81	140	0,19	7065	1368,84
DCED 80x7 Contr. falda	84	538	1,21	7065	8556,95
DCED 80x7 Pass.	105	269	0,53	7065	3759,34
HEA 260 Punte sx	2	25	0,19	7065	1354,21
HEA 600 Corr. Ret.	4	100	2,14	7065	15150,73
HEB 200 Punte dx	5	25	0,16	7065	1134,55
HEB 700 Princ. sbalzo	8	52	1,49	7065	10492,14
HEB 1000 Travi princ.	53	670	25,22	7065	178206,81
IPE140 Anima TR .	35	157	0,22	7065	1585,53
IPE300 Pass. Long.	36	260	1,24	7065	8733,39
IPE300 Pass. Trasv.	28	112	0,49	7065	3470,99
IPE 200 Arcarecci	390	1954	5,05	7065	35708,66
IPE 200 Correnti TR Pass.	4	100	0,27	7065	1874,28
Tubolare 120x10 Long.	52	355	0,11	7065	809,03
Tubolare 150x12 Contr.	64	576	2,5	7065	17693,34
Tubolare 150x12 Tir. Post.	48	745	3,45	7065	24363,5
Tubolare 200x10 Princ.	179	2192	12,43	7065	87844,59
Tubolare 350x15	24	84	0,82	7065	5770,78
Totale generale:	1202	8355	57,73		407877,66

Tabella 18: Stima dei costi dei pilastri della soluzione con le travi reticolari.

Progetto TRAVI RETICOLARI					
Pilastri strutturali					
Tipo	Lunghezza (m)	Materiale	Volume (m ³)	Costo (€/m ³)	Costo effettivo (€)
Pilastro 1	23.83	Calcestruzzo - C28/35	6.3	83,5	525.65
	23.83	S 275 - Pilastri	0.44	7115	3142.25
Pilastro 2	23.83	Calcestruzzo - C28/35	6.3	83,5	525.65
	23.83	S 275 - Pilastri	0.44	7115	3142.25
Pilastro 3	23.83	Calcestruzzo - C28/35	6.3	83,5	525.65
	23.83	S 275 - Pilastri	0.44	7115	3142.25
Pilastro 4	23.83	Calcestruzzo - C28/35	6.3	83,5	525.65
	23.83	S 275 - Pilastri	0.44	7115	3142.25
Pilastro 5	23.83	Calcestruzzo - C28/35	6.3	83,5	525.65
	23.83	S 275 - Pilastri	0.44	7115	3142.25
Pilastro 6	23.57	Calcestruzzo - C28/35	6.23	83,5	519.87
	23.57	S 275 - Pilastri	0.44	7115	3107.74
Pilastro 7	23.3	Calcestruzzo - C28/35	6.16	83,5	514.1
	23.3	S 275 - Pilastri	0.43	7115	3073.23
Pilastro 8	23.04	Calcestruzzo - C28/35	6.09	83,5	508.33
	23.04	S 275 - Pilastri	0.43	7115	3038.72
Pilastro 9	22.78	Calcestruzzo - C28/35	6.02	83,5	502.55
	22.78	S 275 - Pilastri	0.42	7115	3004.21
Pilastro 10	22.52	Calcestruzzo - C28/35	5.95	83,5	496.78
	22.52	S 275 - Pilastri	0.42	7115	2969.7
Pilastro 11	22.26	Calcestruzzo - C28/35	5.88	83,5	491.01
	22.26	S 275 - Pilastri	0.41	7115	2935.19
Pilastro 12	22	Calcestruzzo - C28/35	5.81	83,5	485.24
	22	S 275 - Pilastri	0.41	7115	2900.69
Pilastro 13	21.73	Calcestruzzo - C28/35	5.74	83,5	479.46
	21.73	S 275 - Pilastri	0.4	7115	2866.18
Pilastro 14	21.47	Calcestruzzo - C28/35	5.67	83,5	473.69
	21.47	S 275 - Pilastri	0.4	7115	2831.67
Pilastro 15	21.21	Calcestruzzo - C28/35	5.6	83,5	467.92
	21.21	S 275 - Pilastri	0.39	7115	2797.16
Pilastro 16	20.95	Calcestruzzo - C28/35	5.53	83,5	462.14
	20.95	S 275 - Pilastri	0.39	7115	2762.65
Pilastro 17	20.69	Calcestruzzo - C28/35	5.47	83,5	456.37
	20.69	S 275 - Pilastri	0.38	7115	2728.14
Pilastro 18	20.43	Calcestruzzo - C28/35	5.4	83,5	450.6
	20.43	S 275 - Pilastri	0.38	7115	2693.63
Pilastro 19	20.16	Calcestruzzo - C28/35	5.33	83,5	444.83
	20.16	S 275 - Pilastri	0.37	7115	2659.12
Pilastro 20	19.9	Calcestruzzo - C28/35	5.26	83,5	439.05
	19.9	S 275 - Pilastri	0.37	7115	2624.61
Pilastro 21	19.83	Calcestruzzo - C28/35	5.24	83,5	437.4
	19.83	S 275 - Pilastri	0.37	7115	2614.74
Pilastro 22	19.83	Calcestruzzo - C28/35	5.24	83,5	437.4
	19.83	S 275 - Pilastri	0.37	7115	2614.74
Pilastro 23	19.83	Calcestruzzo - C28/35	5.24	83,5	437.4
	19.83	S 275 - Pilastri	0.37	7115	2614.74

10.1 STIMA DEI COSTI SOMMARI

Progetto TRAVI RETICOLARI					
Pilastrini strutturali					
Tipo	Lunghezza (m)	Materiale	Volume (m ³)	Costo (€/m ³)	Costo effettivo (€)
Pilastro 24	19.83	Calcestruzzo - C28/35	5.24	83,5	437.4
	19.83	S 275 - Pilastrini	0.37	7115	2614.74
Pilastro 25	19.83	Calcestruzzo - C28/35	5.24	83,5	437.4
	19.83	S 275 - Pilastrini	0.37	7115	2614.74
Pilastro 26	19.64	Calcestruzzo - C28/35	5.19	83,5	433.28
	19.64	S 275 - Pilastrini	0.36	7115	2590.1
Pilastro 27	19.57	Calcestruzzo - C28/35	5.17	83,5	431.63
	19.57	S 275 - Pilastrini	0.36	7115	2580.23
Pilastro 28	19.38	Calcestruzzo - C28/35	5.12	83,5	427.51
	19.38	S 275 - Pilastrini	0.36	7115	2555.59
Pilastro 29	19.3	Calcestruzzo - C28/35	5.1	83,5	425.86
	19.3	S 275 - Pilastrini	0.36	7115	2545.72
Pilastro 30	19.12	Calcestruzzo - C28/35	5.05	83,5	421.73
	19.12	S 275 - Pilastrini	0.35	7115	2521.08
Pilastro 31	19.04	Calcestruzzo - C28/35	5.03	83,5	420.08
	19.04	S 275 - Pilastrini	0.35	7115	2511.21
Pilastro 32	18.86	Calcestruzzo - C28/35	4.98	83,5	415.96
	18.86	S 275 - Pilastrini	0.35	7115	2486.57
Pilastro 33	18.78	Calcestruzzo - C28/35	4.96	83,5	414.31
	18.78	S 275 - Pilastrini	0.35	7115	2476.7
Pilastro 34	18.52	Calcestruzzo - C28/35	4.89	83,5	408.54
	18.52	S 275 - Pilastrini	0.34	7115	2442.19
Pilastro 35	18.26	Calcestruzzo - C28/35	4.82	83,5	402.77
	18.26	S 275 - Pilastrini	0.34	7115	2407.68
Pilastro 36	18	Calcestruzzo - C28/35	4.75	83,5	396.99
	18	S 275 - Pilastrini	0.33	7115	2373.17
Pilastro 37	17.73	Calcestruzzo - C28/35	4.69	83,5	391.22
	17.73	S 275 - Pilastrini	0.33	7115	2338.66
Pilastro 38	17.55	Calcestruzzo - C28/35	4.64	83,5	387.1
	17.55	S 275 - Pilastrini	0.33	7115	2314.02
Pilastro 39	17.47	Calcestruzzo - C28/35	4.62	83,5	385.45
	17.47	S 275 - Pilastrini	0.32	7115	2304.16
Pilastro 40	17.29	Calcestruzzo - C28/35	4.57	83,5	381.32
	17.29	S 275 - Pilastrini	0.32	7115	2279.51
Pilastro 41	17.21	Calcestruzzo - C28/35	4.55	83,5	379.67
	17.21	S 275 - Pilastrini	0.32	7115	2269.65
Pilastro 42	17.02	Calcestruzzo - C28/35	4.5	83,5	375.55
	17.02	S 275 - Pilastrini	0.32	7115	2245
Pilastro 43	16.95	Calcestruzzo - C28/35	4.48	83,5	373.9
	16.95	S 275 - Pilastrini	0.31	7115	2235.14
Pilastro 44	16.69	Calcestruzzo - C28/35	4.41	83,5	368.13
	16.69	S 275 - Pilastrini	0.31	7115	2200.63
Pilastro 45	16.43	Calcestruzzo - C28/35	4.34	83,5	362.36
	16.43	S 275 - Pilastrini	0.3	7115	2166.12

CONFRONTO TRA LE IPOTESI PROGETTUALI

Progetto TRAVI RETICOLARI					
Pilastrini strutturali					
Tipo	Lunghezza (m)	Materiale	Volume (m ³)	Costo (€/m ³)	Costo effettivo (€)
Pilastro 46	16.16	Calcestruzzo - C28/35	4.27	83,5	356.58
	16.16	S 275 - Pilastrini	0.3	7115	2131.61
Pilastro 47	15.9	Calcestruzzo - C28/35	4.2	83,5	350.81
	15.9	S 275 - Pilastrini	0.29	7115	2097.1
Pilastro 48	15.64	Calcestruzzo - C28/35	4.13	83,5	345.04
	15.64	S 275 - Pilastrini	0.29	7115	2062.59
Pilastro 49	15.38	Calcestruzzo - C28/35	4.06	83,5	339.26
	15.38	S 275 - Pilastrini	0.29	7115	2028.08
Pilastro 50	15.12	Calcestruzzo - C28/35	3.99	83,5	333.49
	15.12	S 275 - Pilastrini	0.28	7115	1993.57
Pilastro 51	14.86	Calcestruzzo - C28/35	3.92	83,5	327.72
	14.86	S 275 - Pilastrini	0.28	7115	1959.06
Pilastro 52	13.55	Calcestruzzo - C28/35	3.58	83,5	298.85
	13.55	S 275 - Pilastrini	0.25	7115	1786.51
Pilastro 53	13.29	Calcestruzzo - C28/35	3.51	83,5	293.08
	13.29	S 275 - Pilastrini	0.25	7115	1752
Pilastro 54	13.02	Calcestruzzo - C28/35	3.44	83,5	287.31
	13.02	S 275 - Pilastrini	0.24	7115	1717.49
Totale generale			294.04		160091.43

Tabella 19: Stima dei costi dei pilastri della soluzione con i tiranti.

Progetto TIRANTI					
Pilastri strutturali					
Tipo	Lunghezza (m)	Materiale	Volume (m ³)	Costo (€/m ³)	Costo effettivo (€)
Pilastro 1	28,83	Calcestruzzo - C28/35	7,62	83,5	635,95
	28,83	S 275 - Pilastri	0,53	7115	3801,64
Pilastro 2	28,83	Calcestruzzo - C28/35	7,62	83,5	635,95
	28,83	S 275 - Pilastri	0,53	7115	3801,64
Pilastro 3	28,83	Calcestruzzo - C28/35	7,62	83,5	635,95
	28,83	S 275 - Pilastri	0,53	7115	3801,64
Pilastro 4	28,83	Calcestruzzo - C28/35	7,62	83,5	635,95
	28,83	S 275 - Pilastri	0,53	7115	3801,64
Pilastro 5	28,83	Calcestruzzo - C28/35	7,62	83,5	635,95
	28,83	S 275 - Pilastri	0,53	7115	3801,64
Pilastro 6	28,57	Calcestruzzo - C28/35	7,55	83,5	630,18
	28,57	S 275 - Pilastri	0,53	7115	3767,13
Pilastro 7	28,3	Calcestruzzo - C28/35	7,48	83,5	624,41
	28,3	S 275 - Pilastri	0,52	7115	3732,62
Pilastro 8	28,04	Calcestruzzo - C28/35	7,41	83,5	618,63
	28,04	S 275 - Pilastri	0,52	7115	3698,11
Pilastro 9	27,78	Calcestruzzo - C28/35	7,34	83,5	612,86
	27,78	S 275 - Pilastri	0,51	7115	3663,6
Pilastro 10	27,52	Calcestruzzo - C28/35	7,27	83,5	607,09
	27,52	S 275 - Pilastri	0,51	7115	3629,09
Pilastro 11	27,26	Calcestruzzo - C28/35	7,2	83,5	601,31
	27,26	S 275 - Pilastri	0,51	7115	3594,58
Pilastro 12	27	Calcestruzzo - C28/35	7,13	83,5	595,54
	27	S 275 - Pilastri	0,5	7115	3560,07
Pilastro 13	26,73	Calcestruzzo - C28/35	7,06	83,5	589,77
	26,73	S 275 - Pilastri	0,5	7115	3525,56
Pilastro 14	26,47	Calcestruzzo - C28/35	6,99	83,5	584
	26,47	S 275 - Pilastri	0,49	7115	3491,05
Pilastro 15	26,21	Calcestruzzo - C28/35	6,92	83,5	578,22
	26,21	S 275 - Pilastri	0,49	7115	3456,54
Pilastro 16	25,95	Calcestruzzo - C28/35	6,86	83,5	572,45
	25,95	S 275 - Pilastri	0,48	7115	3422,03
Pilastro 17	25,69	Calcestruzzo - C28/35	6,79	83,5	566,68
	25,69	S 275 - Pilastri	0,48	7115	3387,52
Pilastro 18	25,43	Calcestruzzo - C28/35	6,72	83,5	560,9
	25,43	S 275 - Pilastri	0,47	7115	3353,02
Pilastro 19	25,16	Calcestruzzo - C28/35	6,65	83,5	555,13
	25,16	S 275 - Pilastri	0,47	7115	3318,51
Pilastro 20	24,9	Calcestruzzo - C28/35	6,58	83,5	549,36
	24,9	S 275 - Pilastri	0,46	7115	3284
Pilastro 21	24,64	Calcestruzzo - C28/35	6,51	83,5	543,58
	24,64	S 275 - Pilastri	0,46	7115	3249,49
Pilastro 22	24,38	Calcestruzzo - C28/35	6,44	83,5	537,81
	24,38	S 275 - Pilastri	0,45	7115	3214,98
Pilastro 23	24,12	Calcestruzzo - C28/35	6,37	83,5	532,04
	24,12	S 275 - Pilastri	0,45	7115	3180,47

CONFRONTO TRA LE IPOTESI PROGETTUALI

Progetto TIRANTI					
Pilastrini strutturali					
Tipo	Lunghezza (m)	Materiale	Volume (m ³)	Costo (€/m ³)	Costo effettivo (€)
Pilastro 24	23,86	Calcestruzzo - C28/35	6,3	83,5	526,27
	23,86	S 275 - Pilastrini	0,44	7115	3145,96
Pilastro 25	23,83	Calcestruzzo - C28/35	6,3	83,5	525,65
	23,83	S 275 - Pilastrini	0,44	7115	3142,25
Pilastro 26	23,83	Calcestruzzo - C28/35	6,3	83,5	525,65
	23,83	S 275 - Pilastrini	0,44	7115	3142,25
Pilastro 27	23,83	Calcestruzzo - C28/35	6,3	83,5	525,65
	23,83	S 275 - Pilastrini	0,44	7115	3142,25
Pilastro 28	23,83	Calcestruzzo - C28/35	6,3	83,5	525,65
	23,83	S 275 - Pilastrini	0,44	7115	3142,25
Pilastro 29	23,83	Calcestruzzo - C28/35	6,3	83,5	525,65
	23,83	S 275 - Pilastrini	0,44	7115	3142,25
Pilastro 30	23,57	Calcestruzzo - C28/35	6,23	83,5	519,87
	23,57	S 275 - Pilastrini	0,44	7115	3107,74
Pilastro 31	23,3	Calcestruzzo - C28/35	6,16	83,5	514,1
	23,3	S 275 - Pilastrini	0,43	7115	3073,23
Pilastro 32	23,04	Calcestruzzo - C28/35	6,09	83,5	508,33
	23,04	S 275 - Pilastrini	0,43	7115	3038,72
Pilastro 33	22,78	Calcestruzzo - C28/35	6,02	83,5	502,55
	22,78	S 275 - Pilastrini	0,42	7115	3004,21
Pilastro 34	22,55	Calcestruzzo - C28/35	5,96	83,5	497,4
	22,55	S 275 - Pilastrini	0,42	7115	2973,41
Pilastro 35	22,52	Calcestruzzo - C28/35	5,95	83,5	496,78
	22,52	S 275 - Pilastrini	0,42	7115	2969,7
Pilastro 36	22,29	Calcestruzzo - C28/35	5,89	83,5	491,63
	22,29	S 275 - Pilastrini	0,41	7115	2938,9
Pilastro 37	22,26	Calcestruzzo - C28/35	5,88	83,5	491,01
	22,26	S 275 - Pilastrini	0,41	7115	2935,19
Pilastro 38	22	Calcestruzzo - C28/35	5,81	83,5	485,24
	22	S 275 - Pilastrini	0,41	7115	2900,69
Pilastro 39	21,73	Calcestruzzo - C28/35	5,74	83,5	479,46
	21,73	S 275 - Pilastrini	0,4	7115	2866,18
Pilastro 40	21,47	Calcestruzzo - C28/35	5,67	83,5	473,69
	21,47	S 275 - Pilastrini	0,4	7115	2831,67
Pilastro 41	21,21	Calcestruzzo - C28/35	5,6	83,5	467,92
	21,21	S 275 - Pilastrini	0,39	7115	2797,16
Pilastro 42	20,95	Calcestruzzo - C28/35	5,53	83,5	462,14
	20,95	S 275 - Pilastrini	0,39	7115	2762,65
Pilastro 43	20,69	Calcestruzzo - C28/35	5,47	83,5	456,37
	20,69	S 275 - Pilastrini	0,38	7115	2728,14
Pilastro 44	20,43	Calcestruzzo - C28/35	5,4	83,5	450,6
	20,43	S 275 - Pilastrini	0,38	7115	2693,63
Pilastro 45	20,16	Calcestruzzo - C28/35	5,33	83,5	444,83
	20,16	S 275 - Pilastrini	0,37	7115	2659,12

10.1 STIMA DEI COSTI SOMMARIA

Progetto TIRANTI					
Pilastrini strutturali					
Tipo	Lunghezza (m)	Materiale	Volume (m ³)	Costo (€/m ³)	Costo effettivo (€)
Pilastro 46	19,9	Calcestruzzo - C28/35	5,26	83,5	439,05
	19,9	S 275 - Pilastrini	0,37	7115	2624,61
Pilastro 47	19,64	Calcestruzzo - C28/35	5,19	83,5	433,28
	19,64	S 275 - Pilastrini	0,36	7115	2590,1
Pilastro 48	19,38	Calcestruzzo - C28/35	5,12	83,5	427,51
	19,38	S 275 - Pilastrini	0,36	7115	2555,59
Pilastro 49	19,12	Calcestruzzo - C28/35	5,05	83,5	421,73
	19,12	S 275 - Pilastrini	0,35	7115	2521,08
Pilastro 50	18,86	Calcestruzzo - C28/35	4,98	83,5	415,96
	18,86	S 275 - Pilastrini	0,35	7115	2486,57
Pilastro 51	17,55	Calcestruzzo - C28/35	4,64	83,5	387,1
	17,55	S 275 - Pilastrini	0,33	7115	2314,02
Pilastro 52	17,29	Calcestruzzo - C28/35	4,57	83,5	381,32
	17,29	S 275 - Pilastrini	0,32	7115	2279,51
Pilastro 53	17,02	Calcestruzzo - C28/35	4,5	83,5	375,55
	17,02	S 275 - Pilastrini	0,32	7115	2245
Pilastro 54	17,02	Calcestruzzo - C28/35	4,5	83,5	375,55
	17,02	S 275 - Pilastrini	0,32	7115	2245
Totale generale			361,33		196728,82

Tabella 20: Stima dei costi del rivestimento esterno della copertura.

Rivestimento esterno copertura			
Soluzione strutturale	Area (m^2)	Costo ($\text{€}/m^2$)	Costo effettivo (€)
Soluzione Travi Reticolari	9208	150	1381200
Soluzione Tiranti	7607	150	1141050

10.2 RENDER

Soluzione strutturale 1 - Trave reticolare

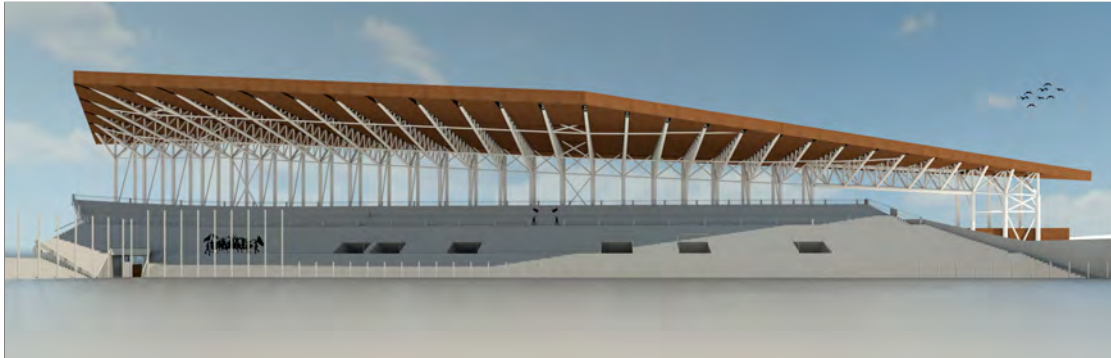


Figura 10.2.1: Soluzione strutturale 1 - Trave reticolare.
Vista dall'interno dello Stadio.



Figura 10.2.2: Soluzione strutturale 1 - Trave reticolare.
Vista dall'esterno dello Stadio, lato est.



Figura 10.2.3: Soluzione strutturale 1 - Trave reticolare.
Vista da Nord.

Soluzione strutturale 2 - Tiranti



Figura 10.2.4: Soluzione strutturale 2 - Tiranti.
Vista da Nord.

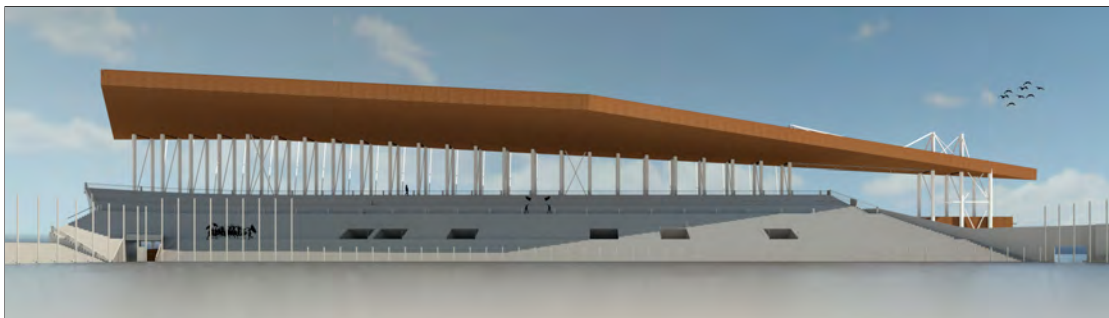


Figura 10.2.5: Soluzione strutturale 2 - Tiranti.
Vista dall'interno dello Stadio.



Figura 10.2.6: Soluzione strutturale 2 - Tiranti.
Vista dal Parco delle Mura.

CONCLUSIONI

In questa tesi è stata valutata l'interoperabilità all'interno del processo di interscambio tra il Building Information Modeling e la disciplina strutturale allo stato attuale.

Il concetto di interoperabilità presuppone che in questo processo non ci sia alcuna perdita di informazioni.

Dalle analisi sul caso semplice emerge come ci sia un maggior numero di informazioni che vengono trasferite considerando l'interoperabilità di tipo verticale (Revit-Robot) piuttosto che l'interoperabilità di tipo orizzontale (Revit-Midas).

Se nell'importazione nei software strutturali il comportamento è confrontabile, nell'aggiornamento del modello in Revit ci sono delle differenze sostanziali.

L'aggiornamento da Midas a Revit prevede solamente il trasferimento delle informazioni che riguardano la geometria del progetto. In questo modo non è possibile quindi tenere traccia nel modello BIM dell'entità dei carichi applicati e delle ipotesi di vincolo prese in considerazione in fase di analisi strutturale.

Robot permette invece di aggiornare anche questo tipo di informazioni oltre che i risultati dell'analisi stessa.

L'applicazione della metodologia esposta in un caso studio complesso, ha permesso di valutare se nel passaggio di scala le considerazioni fatte rimangono valide.

I modelli informativi sono stati importati in modo relativamente semplice nei software strutturali e sottoposti ad analisi in seguito a correzioni di carattere geometrico di lieve entità.

Le analisi strutturali svolte non hanno risentito in alcun modo della provenienza del file in ingresso e sono state eseguite senza particolari complicazioni.

Le maggiori problematiche sono sorte nell'aggiornamento dei modelli complessi in Revit; si sono presentate infatti numerose incongruenze che non erano state registrate nella valutazione su un caso semplice in entrambi i casi. Queste incongruenze sono tali da presupporre una modellazione da zero di alcuni elementi nonostante un'attenta e consapevole creazione iniziale del modello.

Nonostante questo però, in seguito ad una correzione sistematica di tutti gli errori emersi, i modelli sono stati sistemati e è stata svolta una stima sommaria dei costi.

Si può quindi affermare che la metodologia di lavoro esposta snellisce comunque il tradizionale flusso di lavoro, nonostante non risulti fluida ed esente da problematiche;

CONCLUSIONI

essa permette comunque di evitare una rimodellazione totale del progetto nel software strutturale e la modellazione dei cambiamenti effettuati in ambito BIM.

Per ottimizzare al meglio il lavoro è necessaria una modellazione consapevole adottando tutta una serie di accorgimenti, che orientano il file all'esportazione verso un software strutturale.

In seguito ad ogni trasferimento è necessario fare molta attenzione agli errori e avvisi che si presentano e porre rimedio dove possibile.

Successivamente si deve effettuare un controllo sistematico delle informazioni effettivamente trasferite considerando geometria, vincoli, carichi ecc.

La metodologia al quale si aspira in futuro è quella di uno scambio continuo iterativo tra le varie figure progettuali senza perdita di informazioni. Ciò può essere raggiunto attraverso l'implementazione sistematica e completa di un formato di scambio unico e condiviso come IFC, in modo da coordinare tutte le varie software house presenti nel mercato.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Autodesk. *Integrating Revit Structure and Robot Structural Analysis Professional*, 2014.
- [2] Salman Azhar. Building information modeling (BIM): Trends, benefits, risks, and challenges for the AEC industry. *Leadership and Management in Engineering*, 11(3):241 – 252, 2011.
- [3] Arpit A. Bhusar and Ashish R. Akhare. Application of BIM in Structural Engineering. *SSRG International Journal of Civil Engineering (SSRG-IJCE)*, 1(5), 2014.
- [4] Massimo Candotti and Carlo Della Mea. *Biancoscudo: cent'anni di Calcio Padova*. Edit Vallardi, 2009.
- [5] Hung-Lin Chi, Xiangyu Wang, and Yi Jiao. BIM-Enabled Structural Design: Impacts and Future Developments in Structural Modelling, Analysis and Optimisation Processes. *Archives of Computational Methods in Engineering*, 22(1):135 – 151, 2014.
- [6] Archivio Generale del Comune di Padova. Costruzione dello Stadium o campo dei giuochi a nord del nuovo Foro Boario, Categoria IV, fasc.529. 1914.
- [7] Archivio Generale del Comune di Padova. Cat. 9 Clas. 22 Tit. 2 Capo Num.29954 Nuovo campo sportivo, busta 803 fasc.21. 1928.
- [8] Archivio Generale del Comune di Padova. Progetto di massima per l'ampliamento delle gradinate e nuove tribune in c.a. a due piani sovrapposti con relativi servizi da costruirsi al Campo Sportivo S. Appiani, Ex polcastro, busta 257 fasc.2. 1958.
- [9] Archivio Generale del Comune di Padova. Comune di Padova. Ufficio civico dei Lavori Pubblici. Opere: campo sportivo Silvio Appiani, Ex Mazzonetto - Manutenzione, busta 41 fasc.19. 1959-1961.
- [10] Archivio Generale del Comune di Padova. Comune di Padova. Ufficio civico dei Lavori Pubblici. Opere: campo sportivo Silvio Appiani, Ex Mazzonetto - Manutenzione, busta 41 fasc.28. 1959-1961.
- [11] Archivio Generale del Comune di Padova. Comune di Padova. Ufficio civico dei Lavori Pubblici. Opere: campo sportivo Silvio Appiani, Ex Mazzonetto - Manutenzione, busta 41 fasc.30. 1959-1961.

BIBLIOGRAFIA

- [12] Archivio Generale del Comune di Padova. Progetto dei lavori di ampliamento e miglioia del Campo Sportivo Silvio Appiani di proprietà del Comune di Padova, Ex polcastro, busta 98 fasc.8. 1960.
- [13] Archivio Generale del Comune di Padova. Campo Appiani. Contabilità, Ex Mazzonetto - Impianti sportivi, busta 34. 1975-1989.
- [14] Archivio Generale del Comune di Padova. Campo Appiani, Ex Mazzonetto - Impianti sportivi, busta 50. 1978-1990.
- [15] Archivio Generale del Comune di Padova. Progetto di massima per interventi di ripristino delle strutture in calcestruzzo armato delle gradinate dello Stadio S.Appiani, Ex Mazzonetto - Manutenzione, busta 39 fasc.10. 1979.
- [16] Archivio Generale del Comune di Padova. Ripristino delle strutture in calcestruzzo armato delle gradinate dello Stadio comunale S. Appiani e velodromo G. Monti, Ex Mazzonetto - Manutenzione, busta 52 fasc.48. 1980.
- [17] Archivio Generale del Comune di Padova. Campo Appiani. Contabilità, Ex Mazzonetto - Impianti sportivi, busta 42. 1980-1983.
- [18] Archivio Generale del Comune di Padova. Campo Appiani. Contabilità, Ex Mazzonetto - Impianti sportivi, busta 25. 1981-1982.
- [19] Archivio Generale del Comune di Padova. Campo Appiani. Contabilità, Ex Mazzonetto - Impianti sportivi, busta 38. 1981-1985.
- [20] Archivio Generale del Comune di Padova. Campo Appiani, Ex Mazzonetto - Impianti sportivi, busta 70. 1982-1984.
- [21] Archivio Generale del Comune di Padova. Ripristino delle strutture in calcestruzzo armato delle gradinate dello Stadio comunale S. Appiani e velodromo G. Monti, Ex Mazzonetto - Manutenzione, busta 132 fasc.38. 1983.
- [22] Archivio Generale del Comune di Padova. Originale dell'atto pubblico rep. n. 76223 in data 22 marzo 1985 relativo ampliamento S. Appiani, busta 73. 1985.
- [23] Chuck Eastman, Paul Teicholz, Rafael Sacks, and Kathleen Liston. *BIM Handbook: A Guide to Building Information Modeling for Owners, Managers, Designers, Engineers and Contractors*. Wiley Publishing, 2008.
- [24] Lachmi Khemlani. *The IFC Building Model: A Look Under the Hood*. AECbytes, 2004.
- [25] Monica Lavagna. Copertura delle tribune dello Stadio Euganeo a Padova. *Costruzioni metalliche*, (6), LII 2011.

- [26] Kevin Lea. Are structural engineers capitalising on structural BIM? *Structural Engineer*, 90(4):47 –, 2012.
- [27] Kevin Lea. Internal BIM – a quick win for forward thinking SMEs. *Structural Engineer*, 91(11):108–109, 2013.
- [28] Gregory P. Luth, Alyssa Schorer, and Yelda Turkan. Lessons from using BIM to increase design-construction integration. *Practice Periodical on Structural Design and Construction*, 19(1):103 – 110, 2014.
- [29] Midas. *Midas Link for Revit Structure*, 2014.
- [30] Giuseppe Muscolino. *Dinamica delle strutture*. McGraw Hill, 2002.
- [31] Ling Qin, Xue-Yuan Deng, and Xi-La Liu. Industry Foundation Classes based integration of architectural design and structural analysis. *Journal of Shanghai Jiaotong University (Science)*, 16(1):83 – 90, 2011.
- [32] Rafael Sacks and Ronen Barak. Impact of three-dimensional parametric modeling of buildings on productivity in structural engineering practice. *Automation in Construction*, 17(4):439 – 449, 2008.
- [33] Dan Schinler and Erick Nelson. BIM and the Structural Engineering Community. *STRUCTURE magazine*, 2008.
- [34] Jim Steel, Robin Drogemuller, and Bianca Toth. Model interoperability in Building Information Modelling. *Software and Systems Modeling*, 11(1):99 – 109, 2012.

RINGRAZIAMENTI

In questo spazio ci tengo a ringraziare tutti coloro che anche in minima parte mi hanno aiutato nell'intero percorso di studi.

In primis ringrazio il Prof. Andrea Giordano per la passione e umanità con il quale sostiene il Corso di Laurea; egli rappresenta una guida per tutti noi studenti.

Ringrazio il Prof. Carlo Pellegrino, relatore della tesi, e l'Ing. Riccardo Morbin, che con il loro prezioso aiuto e disponibilità mi hanno permesso di sviluppare un progetto che mai avrei pensato di poter gestire. Un ringraziamento particolare va all'Ing. Carlo Zanchetta, che mi ha fatto conoscere i temi trattati e con pazienza e dedizione mi ha guidato nell'intero percorso di tesi.

Grazie alla mia famiglia che mi è stata sempre vicina e mi ha sostenuto incondizionatamente, non facendomi mancare mai nulla e lasciandomi piena libertà di scegliere il mio percorso. Non avrei mai potuto raggiungere questo traguardo senza di loro.

Grazie a tutti i compagni di corso, che hanno arricchito e reso meno duro il tortuoso percorso durante questi anni.

Grazie ai coinquilini con i quali sono partito all'avventura in questa nuova esperienza, di vita oltre che di studio, e a quelli che nell'ultimo periodo mi hanno sempre sostenuto; li ringrazio per aver reso piacevole e mai pesante la quotidianità.

Grazie ancora a tutti gli amici, il cui sostegno ho sempre sentito nonostante la lontananza.

Ringrazio infine CSPFea per la gentile concessione della licenza temporanea del software Midas Gen, l'Archivio Generale e il Settore