

CITTA' DI SARONNO

provincia di Varese

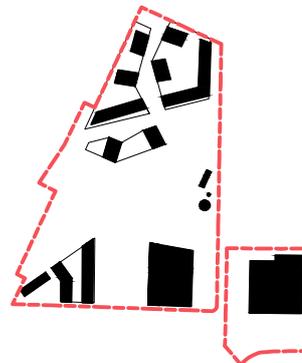
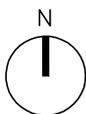


PROGRAMMA INTEGRATO DI INTERVENTO "AREA CANTONI"

COMMITTENTE PROMOTORE

SARIN s.r.l.

via Sassoferato 1
20135 Milano



onsitestudio

Via C. Cesariano, 14
20121 Milano
T: +39 02 36 75 48 05 - F: +39 02 36 75 48 04

PROGETTO ARCHITETTONICO E URBANO

Arch. Giancarlo Floridi
giancarlo.floridi@onsitestudio.it

Arch. Angelo Lunati
angelo.lunati@onsitestudio.it

STUDIO GIORGETTA
Architetti Paesaggisti

Via Fiori Chiari, 8
20121 Milano
T: +39 02 86 32 88 - F: +39 02 99 98 78 53

PROGETTO DEL PARCO

Arch. Franco Giorgetta
fgarch@fastwebnet.it

TRM ENGINEERING

SERVIZI INTEGRATI DI INGEGNERIA PER LA MOBILITA'

Via della Birona, 30
20900 Monza (MB)
T: +39 039 39 00 237 - F: +39 039 23 14 017

STUDIO DEL TRAFFICO E VIABILITA'

Ing. Giovanni Vescia
ufficio.tecnico@trmengineering.it

DEERNS ITALIA SpA

via Guglielmo Silva, 36
20149 - Milano
T/F: +39 02 36 16 78.88

PROGETTAZIONE DELLE OPERE DI URBANIZZAZIONE

Ing. Giovanni Consonni
giovanni.consonni@deerns.it

MILAN INGEGNERIA Srl

via Thaon di Revel 21, 20159 - Milano
T: +39 02 36 79 88.90 - F: +39 02 36 79 88.92

PROGETTAZIONE STRUTTURALE

Ing. Maurizio Milan
info@buromilan.com

CONSULENZE AMBIENTALI

Via Aldo Moro 1
24020 Scanzorosciate (BG)
T: +39 035 65 94 411 - F: +39 035 65 94 450

VERIFICA IDRO-GEOLOGICA

Dott. Giuseppe Orsini
giuseppe.orsini@consamb.it

ELABORATO :

Sdr001

NOME ELABORATO :

**VILLA FRUA
RELAZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE**

FILE :

A142_Sdr001_00.docx

SCALA :	DATA :	AGG. N. :	OGGETTO :	DATA :
-	2.12.2014	00	PRIMA EMISSIONE	2.12.2014
QUOTA RIFERIMENTO :	FORMATO:			
	A4			
REDATTO :	CONTROLLATO :	APPROVATO :		
LM	ML	MM		

CITTÀ DI SARONNO - P.I.I. "AREA CANTONI"

PROGETTO DEFINITIVO
RELAZIONE TECNICA DELLE STRUTTURE

- PALAZZINA VILLA FRUA -

Indice

1. PREMESSA	2
2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO	3
2.1. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI	3
2.2. STATO DI FATTO DELLA STRUTTURA ESISTENTE.....	3
2.3. INDICAZIONI PER PROGETTAZIONE ESECUTIVA	5
3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
3.1. LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI	6
3.2. NORMATIVA TECNICA ITALIANA.....	6
3.3. NORMATIVA TECNICA EUROPEA ED INTERNAZIONALE.....	6
4. MATERIALI	7
4.1. CALCESTRUZZI.....	7
4.1.1. <i>Fondazioni superficiali</i>	7
4.1.2. <i>Muri scala/ascensore in c.a., solette, scale</i>	7
4.2. ACCIAIO.....	7
4.2.1. <i>Acciaio per c.a. ad armatura lenta</i>	7
4.2.2. <i>Acciaio per strutture in carpenteria metallica</i>	7
4.2.3. <i>Collegamenti bullonati</i>	8
5. TERRENO	8
6. ANALISI DEI CARICHI	9
6.1. CASI ELEMENTARI DI CARICO.....	9
6.1.1. <i>Peso proprio</i>	9
6.1.2. <i>Carichi permanenti</i>	9
6.1.3. <i>Sovraccarichi variabili di esercizio</i>	10
6.1.4. <i>Azione del vento</i>	11
6.1.5. <i>Azione della neve</i>	13
6.2. COMBINAZIONI DI CARICO	14
6.2.1. <i>SLU - Stati Limite Ultimi</i>	14
6.2.2. <i>SLE - Stati Limite di Esercizio</i>	14
7. VERIFICHE STRUTTURALI	17
7.1. SOLAI DI NUOVA REALIZZAZIONE	17
7.2. SCALA	18
7.3. SETTO IN CALCESTRUZZO E FONDAZIONE	18
7.4. CAPRIATE METALLICHE IN COPERTURA.....	19
7.4.1. <i>Verifiche agli S.L.U.</i>	19
7.4.2. <i>Verifiche agli S.L.E.</i>	23

1. PREMESSA

Si riportano nel seguito i criteri e le scelte progettuali a livello di progetto definitivo dell'intervento sull'edificio esistente denominato Villa Frua, all'interno del Piano Integrato di Intervento "Area Cantoni di Saronno".



Figura 1 - Planimetria generale dell'intervento e individuazione dell'edificio Villa Frua.

L'intervento di riqualificazione urbana in progetto si estende su una superficie di 95.000 m² e prevede la realizzazione di residenze e opere di urbanizzazione.

Committente promotore dell'intervento è SARIN Srl; il progetto di Architettura è di OnsiteStudio Srl, in collaborazione con Studio Giorgetta per il progetto del parco e TRM Engineering Srl per il progetto di viabilità. Il progetto impiantistico delle opere di urbanizzazione è di Deerns Italia Spa. Le verifiche idrogeologiche sono state eseguite da Consulenze Ambientali Spa.

Milan ingegneria Srl si occupa della progettazione strutturale delle opere di urbanizzazione.

2. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

Villa Frua è un edificio esistente collocato ai margini dell'area oggetto di Piano Integrato di Intervento, per cui è prevista una ristrutturazione finalizzata al riutilizzo come centro di aggregazione sociale.

L'edificio risale agli anni 1930 ed è realizzato in muratura. Si sviluppa con pianta regolare a doppio corpo di fabbrica, su tre livelli fuori terra. La destinazione d'uso originaria è quella di magazzino.

L'intervento in progetto consiste nelle seguenti attività:

- demolizione della soletta al piano terra dell'ala Sud, e successiva ricostruzione di nuovo vespaio aerato;
- demolizione vano ascensore esistente e ricostruzione di nuovo vano in calcestruzzo armato, con pareti di spessore 300 mm;
- demolizione dei solai dell'ala Nord, a tutti i piani, attualmente in cattivo stato di conservazione, e successiva ricostruzione con struttura a soletta piena, sp. 200 mm;
- realizzazione di nuove scale, in calcestruzzo armato, sostenute dal vano ascensore di nuova realizzazione e da un setto in c.a., sp. 300 mm, di nuova realizzazione;
- parziale demolizione del solaio del secondo piano dell'ala Sud, e successiva ricostruzione con soletta piena;
- rimozione della copertura metallica esistente, e successiva ricostruzione di nuova copertura, a struttura metallica di forma simile a quella esistente;
- limitati interventi di chiusura di aperture esistenti nella muratura, mediante nuova muratura collegata a quella esistente con tecnica scuci-cuci;
- realizzazione di rampa di accesso esterna, realizzata con struttura a muricci e tavelloni.

Tutti gli elementi di nuova realizzazione come solai e pareti in c.a. saranno opportunamente collegati alle strutture esistenti in modo da conferire un adeguato grado di ammassamento, secondo dettagli costruttivi che verranno sviluppati in fase di progettazione esecutiva.

2.1. CLASSIFICAZIONE DEGLI INTERVENTI

Gli interventi di progetto si configurano, ai sensi delle NTC2008, come interventi locali, che non coinvolgono il comportamento globale dell'edificio.

Inoltre, ai sensi della citata normativa tecnica, non ricorrono le condizioni per cui è prevista l'obbligatorietà di sottoporre l'edificio a Valutazione della sicurezza globale.

Si rimanda alla fase esecutiva la verifica puntuale degli elementi strutturali per i quali è prevista la conservazione, solai e murature, secondo le modalità previste dalla Normativa: indagini strutturali mirate ad individuare dimensioni e armature di elementi in calcestruzzo, prove non distruttive sulla muratura.

Si prescrive anche l'esecuzione di prove di carico sui solai.

2.2. STATO DI FATTO DELLA STRUTTURA ESISTENTE

In data 13.11.2014 è stato eseguito un sopralluogo finalizzato alla presa visione dello stato di fatto,

durante il quale sono stati effettuati saggi strutturali per l'individuazione delle tipologie costruttive.

L'edificio si presenta in buono stato di conservazione generale. In particolare le murature sono solide e non presentano danneggiamenti o segni di deterioramento.



Figura 2 - Vista esterna, lato Sud, dell'edificio Villa Frua.

I solai dell'ala Nord, a tutti i piani, presentano evidente stato di degrado dovuto principalmente alla presenza di acqua stagnante infiltratasi dalla copertura. La tipologia strutturale è quello di solaio in laterocemento realizzato con travetti prefabbricati e blocchi di alleggerimento in laterizio.



Figura 3 - Intradosso del solaio di copertura della zona Nord.

I solai dell'ala Sud, invece, appaiono in buono stato di conservazione. Solo una limitata porzione del solaio del secondo piano presenta degrado dovuto ad infiltrazioni.

Il solaio del primo piano è una soletta piena, sp. 100 mm con nervature ordite trasversalmente alle murature portanti sottostanti. Il solaio del secondo piano è invece in latero-cemento, con travetti prefabbricati e travi in c.a. ribassate.



Figura 4 - Solaio del piano secondo, lato Sud.



Figura 5 - Indagine strutturale sul solaio del piano primo, lato Sud.

La copertura, con travature reticolari metalliche e manto in tavelloni posati all'estradosso, si presenta in cattivo stato di conservazione. Inoltre, i profili rilevati non risultano staticamente idonei a sopportare i carichi previsti dalla Normativa.



Figura 6 - Stato di conservazione della copertura metallica esistente.

2.3. INDICAZIONI PER PROGETTAZIONE ESECUTIVA

Si rimanda alla fase di progettazione di livello esecutivo l'esecuzione delle seguenti attività:

- esecuzione di indagini geotecniche di caratterizzazione del terreno;
- completamento delle indagini strutturali sui solai esistenti mantenuti, e relativa verifica strutturale.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1. LEGGI, DECRETI E CIRCOLARI

- [1] Legge 5.11.1971 n. 1086 - *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica*;
- [2] D.P.R. 6.6.2001 n. 380 - *Testo Unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia*
- [3] D.M. 14.1.2008 - *Norme tecniche per le costruzioni (NTC2008)*;
- [4] Circolare n.617, 2.2.2009 - *Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008*;

3.2. NORMATIVA TECNICA ITALIANA

- [5] UNI 11104:2004 - *Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1*

3.3. NORMATIVA TECNICA EUROPEA ED INTERNAZIONALE

- [6] UNI EN 1991-1-1:2004 - *Eurocodice 1: Azioni sulle strutture - Parte 1-1: Azioni in generale - Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici* (aggiornamento Errata Corrige 2010);
- [7] UNI EN 1992-1-1:2005 - *Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici* (aggiornamento Errata Corrige 2012);
- [8] UNI EN 1993-1-1:2005 - *Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici* (aggiornamento Errata Corrige EC-2010);
- [9] UNI EN 1993-1-4:2007 - *Eurocodice 3: Progettazione delle strutture in acciaio – Parte 1-4: Regole generali – Regole supplementari per acciai inossidabili*
- [10] UNI EN 1994-1-1:2005 - *Eurocodice 4 - Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici* (aggiornamento Errata Corrige EC-1-2010)
- [11] UNI EN 1998-1:2005 - *Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici*;
- [12] UNI EN 206-1:2006 - *Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità*
- [13] ANSI/AISC 360-10 – *Specification for Structural Steel Buildings*;

4. MATERIALI

4.1. CALCESTRUZZI

Tutti i calcestruzzi devono essere confezionati a prestazione garantita secondo **UNI EN 206-1**.

4.1.1. Fondazioni superficiali

Classe di esposizione				XC2
Classe di resistenza del calcestruzzo				C25/30
Dimensione massima dell'inerte	D_{max}	=	31,5	mm
Contenuto minimo di cemento			280	kg/m ³
Rapporto massimo a/c			0,6	
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck}	≥	30	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}	≥	25	MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd}	=	14,2	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f_{ctd}	=	1,20	MPa
Modulo di elasticità normale	E	=	31,5	GPa

4.1.2. Muri scala/ascensore in c.a., solette, scale

Classe di esposizione				XC3
Classe di resistenza del calcestruzzo				C30/37
Dimensione massima dell'inerte	D_{max}	=	20	mm
Contenuto minimo di cemento			300	kg/m ³
Rapporto massimo a/c			0,5	
Resistenza cubica caratteristica a 28 gg	R_{ck}	≥	37	MPa
Resistenza cilindrica caratteristica a 28 gg	f_{ck}	≥	30	MPa
Resistenza di calcolo allo S.L.U.	f_{cd}	=	17	MPa
Resistenza di calcolo a trazione semplice	f_{ctd}	=	1,35	MPa
Modulo di elasticità normale	E	=	32,8	GPa

4.2. ACCIAIO

4.2.1. Acciaio per c.a. ad armatura lenta

Il progetto prevede l'uso di acciaio per calcestruzzo armato ordinario tipo **B450C**.

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥	450	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥	540	N/mm ²
Allungamento minimo a rottura	$A_{gt,k}$	≥	7,5%	

4.2.2. Acciaio per strutture in carpenteria metallica

Acciaio per strutture in carpenteria metallica classe **S355**.

Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥	355	N/mm ²
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥	510	N/mm ²

4.2.3. Collegamenti bullonati

Bulloni per giunzioni ad attrito, conformi alle norme UNI EN ISO 4016:2011, UNI EN ISO 898-1:2013, UNI EN 14399-1:2005.

Bulloni - viti	classe 8.8		
Tensione di snervamento	$f_{yb} \geq$	649	N/mm ²
Tensione di rottura	$f_{tb} \geq$	800	N/mm ²
Bulloni - dadi	classe 8		
Rosette	Acciaio C50 - UNI EN 10083-2:2006		

5. TERRENO

Per la progettazione definitiva è stato fatto riferimento alla Relazione geologica-idrogeologica redatta da Consulenze Ambientali Spa di Scanzorosciate, avente oggetto "Riconversione dell'area industriale dismessa di Via Marzorati 22 Comune di Saronno", emessa in data 18.11.2014, cod. elaborato "0788A14 SARIN relazione geologica e idrogeologica".

Si prescrive l'esecuzione di indagini geognostiche più approfondite in fase di progettazione esecutiva, finalizzate alla caratterizzazione meccanica e sismica del terreno.

6. ANALISI DEI CARICHI

6.1. CASI ELEMENTARI DI CARICO

La progettazione e la verifica degli elementi strutturali seguono il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite.

Le condizioni elementari di carico sono cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare le più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, determinando quindi le azioni di calcolo da utilizzare per le verifiche allo Stato Limite Ultimo (SLU), Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), Stato Limite di Danno (SLD) e Stato Limite di Esercizio (SLE) per ciascun elemento.

I casi di carico elementari sono peso proprio, carichi permanenti, carichi accidentali, vento, neve, temperatura, spinte del terreno e dell'acqua, sisma nelle due direzioni.

Nei paragrafi seguenti è determinata l'entità di ciascuno dei carichi elementari.

6.1.1. Peso proprio

I pesi propri degli elementi strutturali inseriti nei modelli di calcolo sono autodeterminati dal programma, in funzione delle dimensioni e del peso specifico del materiale:

$$\gamma_{\text{acciaio}} = 78,5 \text{ kN/m}^3 ; \quad \gamma_{\text{calcestruzzo}} = 25,0 \text{ kN/m}^3$$

6.1.2. Carichi permanenti

I carichi permanenti sono computati come masse afferenti gli elementi strutturali ai quali sono applicati.

Solaio piano terra

Carichi permanenti	G ₂ =	6,10	kN/m ²
Finitura in linoleum	g _{2,1} =	0,05	kN/m ²
Massetto pannelli radianti sp. 50 mm	g _{2,2} =	0,65	kN/m ²
Strato isolante sp. 100 mm	g _{2,3} =	0,15	kN/m ²
Massetto impianti sp. 100 mm	g _{2,4} =	2,00	kN/m ²
Vespaio ad "iglù" H = 500 + 50 mm	g _{2,5} =	3,25	kN/m ²

Solaio piano primo e piano secondo

Carichi permanenti	G ₂ =	1,30	kN/m ²
Finitura in linoleum	g _{2,1} =	0,05	kN/m ²
Massetto pannelli radianti sp. 50 mm	g _{2,2} =	0,65	kN/m ²
Massetto impianti alleggerito sp. 50 mm	g _{2,3} =	0,60	kN/m ²

Scala

Carichi permanenti	G ₂ =	0,80	kN/m ²
Finitura	g _{2,1} =	0,80	kN/m ²

Copertura piana

Carichi permanenti	G ₂ =	2,00	kN/m ²
Strato di isolamento e impermeabilizzazione	g _{2,1} =	0,35	kN/m ²
Massetto di pendenza	g _{2,2} =	1,40	kN/m ²
Pavimentazione	g _{2,3} =	0,25	kN/m ²

Copertura a falde

Carichi permanenti	G ₂ =	1,60	kN/m ²
Manto di copertura in coppi laterizi	g _{2,1} =	0,60	kN/m ²
Sottostruttura in listelli di legno	g _{2,2} =	0,05	kN/m ²
OSB sp. 22 mm	g _{2,3} =	0,10	kN/m ²
Strato isolante sp. 100 mm	g _{2,4} =	0,15	kN/m ²
Pannello Eraclit sp. 25 mm	g _{2,5} =	0,12	kN/m ²
Controsoffitto in lastre cartongesso, sp. 25 mm	g _{2,6} =	0,23	kN/m ²

6.1.3. Sovraccarichi variabili di esercizio

I sovraccarichi d'esercizio sono prescritti dalla Normativa vigente e sono correlati alla destinazione d'uso dei locali. I valori dei carichi verticali e orizzontali uniformemente distribuiti sono indicati in tabella 3.1.II del DM 14.01.2008, di seguito riportata:

Tabella 3.1.II – Valori dei carichi d'esercizio per le diverse categorie di edifici

Cat.	Ambienti	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]	H _k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale. Sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi. (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	2,00	2,00	1,00
B	Uffici.			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	2,00 3,00	2,00 2,00	1,00 1,00
C	Ambienti suscettibili di affollamento			
	Cat. C1 Ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	3,00 4,00	2,00 4,00	1,00 2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli per il libero movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, stazioni ferroviarie, sale da ballo, palestre, tribune libere, edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune	5,00	5,00	3,00
D	Ambienti ad uso commerciale.			
	Cat. D1 Negozi Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie...	4,00 5,00	4,00 5,00	2,00 2,00
E	Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	≥ 6,00 —	6,00 —	1,00* —
F-G	Rimesse e parcheggi			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	2,50 —	2 x 10,00 —	1,00** —
H	Coperture e sottotetti			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione Cat. H2 Coperture praticabili Cat. H3 Coperture speciali (impianti, eliporti, altri) da valutarsi caso per caso	0,50 — —	1,20 — —	1,00 — —
	* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso			

Per i vari ambienti sono pertanto previsti i seguenti sovraccarichi variabili:

Solai piano terra, primo e secondo:	cat. C1	q _k = 3,00	kN/m ²
Solaio di copertura piana	cat. C1	q _k = 3,00	kN/m ²
Scala	cat. C2	q _k = 4,00	kN/m ²
Coperture non praticabili	cat. H1	q _k = 0,50	kN/m ²

Si segnala la presenza in copertura di impianti meccanici di peso rilevante:

- n. 2 bollitori da 15 kN cad

6.1.4. Azione del vento

3.3 AZIONI DEL VENTO - NTC 2008

3.3.2 - Velocità di riferimento

Zona: **1**
 $a_s = 212$ m altitudine sul livello del mare del sito
 $T_R = 50$ anni
 $\alpha_R = 1,000$
 $a_0 = 1000$ m
 $v_{b0} = 25$ m/s
 $k_a = 0,010$ 1/s

$v_b = 25,00$ m/s



Figura 3.3.1 - Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

3.3.4 - Pressione del vento

per n intervalli costanti

specifica quote manualmente

numero di punti

ampiezza dell'intervallo m

$q_b = 390,63$ N/m²

pressione cinetica di riferimento

$c_p = +0,60$ (sopravento)

coefficiente di forma (o aerodinamico)

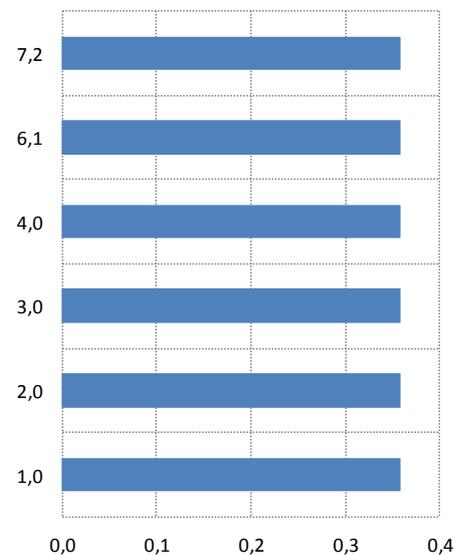
$c_p = +0,04$ (sottovento)

$c_d = 1$

coefficiente dinamico

Tabella - Pressione del vento in funzione della quota di applicazione

z [m]	$c_e(z)$ Cat. IV	+p(z) [N/m ²]	-p(z) [N/m ²]	$P_{tot}(z)$ [N/m ²]	$P_{tot}(z)$ [kN/m ²]
1,00	1,63	383,02	23,94	359,08	0,359
2,00	1,63	383,02	23,94	359,08	0,359
3,00	1,63	383,02	23,94	359,08	0,359
4,00	1,63	383,02	23,94	359,08	0,359
6,10	1,63	383,02	23,94	359,08	0,359
7,20	1,63	383,02	23,94	359,08	0,359



3.3.7 - Coefficiente di esposizione

Zona: 1
 $a_s = 212$ m
 $z = 11$ m (altezza dell'edificio considerato)
 Distanza dalla costa: **140** km Struttura Off-shore
 Classe di rugosità: B:aree suburbane

Categoria di esposizione: **IV**
 $k_r = 0,22$
 $z_0 = 0,30$ m
 $z_{min} = 8,00$ m
 $C_t = 1$

C 3.3.10.1 - Edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate, curve

$\alpha = 63^\circ$

$C_p = + 0,80$
 $C_p = - 0,40$

Pressione esterna:

elementi sopravento: $C_{pe} = + 0,80$
 elementi sottovento: $C_{pe} = - 0,40$

Pressione interna:

Considera perfettamente sigillato

- Aperture di superficie minore di 1/3 di quella totale
- Una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale
- Due pareti opposte con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale

$C_{pi} = + 0,00$
 $C'_{pi} = + 0,00$

6.1.5. Azione della neve

3.4 AZIONI DELLA NEVE - NTC 2008

3.4.1 - Carico neve

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante l'espressione (3.3.7):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 1.56 \cdot 1.52 \cdot 1 \cdot 1 = 2,37 \text{ kN/m}^2 \quad (3.3.7)$$

$$\begin{aligned} \mu_i &= 1,56 && \text{(valore massimo)} \\ q_{sk} &= 1,52 \text{ kN/m}^2 \\ C_E &= 1 \\ C_t &= \mathbf{1} && \text{(par. 3.4.4)} \end{aligned}$$

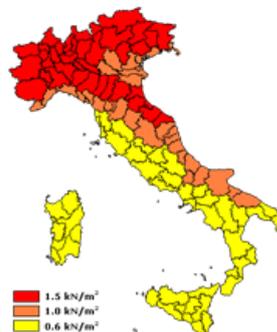
3.4.2 - Valore caratteristico

Provincia:

Zona I - Mediterranea

$a_s = \mathbf{212}$ m altitudine sul livello del mare del sito

$q_{sk} = 1,52 \text{ kN/m}^2$



3.4.3 - Coefficiente di esposizione

Tabella 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di topografia

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti.	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

3.4.5.1 - Coefficiente di forma per le coperture

3.4.5.2 - Copertura ad una falda

$$\alpha = \mathbf{0}^\circ$$

$$\mu_1 = \mathbf{0,80}$$

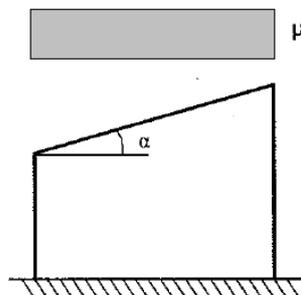


Figura 3.4.2 -- Condizioni di carico per coperture ad una falda

6.2. COMBINAZIONI DI CARICO

6.2.1. SLU - Stati Limite Ultimi

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_p \cdot P_k + \gamma_q \cdot \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} (\psi_{0i} \cdot Q_{ik}) \right] \quad \text{per le azioni statiche}$$

con il seguente significato dei simboli:

- G_k valore caratteristico delle azioni permanenti
- P_k valore caratteristico della forza di precompressione
- Q_{ik} valore caratteristico dell'azione variabile i-esima
- $\gamma_{G1} = 1,3$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
- $\gamma_{G2} = 1,3$ (0,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
- $\gamma_q = 1,5$ per sovraccarichi di esercizio, neve, vento, temperatura

- $\psi_{0i} = 0.0$ per coperture accessibili per sola manutenzione
- $\psi_{0i} = 0,5$ per neve ($q < 1000$ m slm)
- $\psi_{0i} = 0,6$ per vento e variazioni termiche

	SLU1	SLU2	SLU3	SLU4	SLU5	SLU6	SLU7	SLU8
Peso proprio	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Permanenti	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Accidentali (cat. H)	1,50	1,50	1,50	1,50	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	1,50	0,00
Vento Y	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	1,50	0,00	1,50
Neve	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
ΔT - Estate	0,90	0,90	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00	0,00	0,90	0,90
Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabella 1 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni agli stati limite ultimi SLU - 1

	SLU9	SLU10	SLU11	SLU12	SLU13	SLU14	SLU15	SLU16
Peso proprio	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Permanenti	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30	1,30
Accidentali (cat. H)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00
Vento Y	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90	0,00	0,90
Neve	1,50	1,50	1,50	1,50	0,75	0,75	0,75	0,75
ΔT - Estate	0,90	0,90	0,00	0,00	1,50	1,50	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,90	0,90	0,00	0,00	1,50	1,50
Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabella 2 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni agli stati limite ultimi SLU - 2

6.2.2. SLE - Stati Limite di Esercizio

Si adottano le combinazioni prescritte dalla normativa vigente ed espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = G_k + P_k + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione rara}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots \quad \text{combinazione frequente}$$

$$F_d = G_k + P_k + \psi_{21} \cdot Q_{21} + \psi_{22} \cdot Q_{22} \dots \quad \text{combinazione quasi permanente}$$

con il seguente significato dei simboli:

G_k valore caratteristico delle azioni permanenti
 P_k valore caratteristico della forza di precompressione
 Q_{ik} valore caratteristico dell'azione variabile i-esima

$\gamma_{0i} = 0,0$ per coperture accessibili per sola manutenzione
 $\gamma_{0i} = 0,5$ per neve ($q < 1000 \text{ m slm}$)
 $\gamma_{0i} = 0,6$ per vento e variazioni termiche

$\gamma_{1i} = 0,0$ per coperture accessibili per sola manutenzione
 $\gamma_{1i} = 0,2$ per neve ($q < 1000 \text{ m slm}$), vento
 $\gamma_{1i} = 0,5$ per variazioni termiche

$\gamma_{2i} = 0,0$ per coperture, neve, vento e variazioni termiche

	RARA1	RARA2	RARA3	RARA4	RARA5	RARA6	RARA7	RARA8
Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Accidentali (cat. H)	1,00	1,00	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,60	0,00	0,60	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
Vento Y	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	1,00	0,00	1,00
Neve	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
ΔT - Estate	0,50	0,50	0,00	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,50	0,50	0,00	0,00	0,60	0,60
Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabella 3 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni agli S.L.E. - Rara 1.

	RARA9	RARA10	RARA11	RARA12	RARA13	RARA14	RARA15	RARA16
Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Permanenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Accidentali (cat. H)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00
Vento Y	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60	0,00	0,60
Neve	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,50	0,50	0,50
ΔT - Estate	0,60	0,60	0,00	0,00	1,00	1,00	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,60	0,60	0,00	0,00	1,00	1,00
Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabella 4 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni agli S.L.E. - Rara 2.

	FREQ1	FREQ2	FREQ3	FREQ4	FREQ5	QP	QP _{oo}
Peso proprio	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,30
Permanenti	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	3,30
Accidentali (cat. H)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento X	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Vento Y	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Neve	0,00	0,00	0,20	0,00	0,00	0,00	0,00
ΔT - Estate	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00	0,00
ΔT - Inverno	0,00	0,00	0,00	0,00	0,50	0,00	0,00
Sisma X	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Sisma Y	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabella 5 - Coefficienti impiegati per la definizione delle combinazioni agli S.L.E. - Frequente e QP.

7. VERIFICHE STRUTTURALI

Come riportato in premessa, l'edificio esistente non rientra nelle condizioni per cui la Normativa prevede l'obbligatorietà della Valutazione della sicurezza con conseguente verifica del comportamento globale dell'edificio.

Infatti:

- non vi sono segni evidenti della riduzione della capacità portante della struttura, né vi sono segni di cedimenti significativi a livello delle fondazioni;
- non si evidenziano provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- non vi è aumento dei carichi.

La tipologia degli interventi previsti a progetto è classificabile in interventi di riparazione, con carattere prettamente locale.

Alla luce di ciò, vengono riportate le verifiche locali degli elementi di nuova realizzazione.

Si rimanda alla fase di progettazione esecutiva il rilievo accurato dei dettagli costruttivi e la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali per poter effettuare le verifiche locali degli elementi per cui è prevista la conservazione, secondo le modalità previste dalle NTC2008 e dalla relativa Circolare Esplicativa.

7.1. SOLAI DI NUOVA REALIZZAZIONE

Si sottopone a verifica il solaio di nuova realizzazione, al primo piano dell'ala sud, con luce:

$$L = 3,90 \text{ m}$$

Si considera una fascia di larghezza unitaria, soggetta ai seguenti carichi permanenti e variabili:

$$g_k = 0,20 \cdot 25 + 1,30 = 6,30 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 3,00 \text{ kN/m}$$

Considerando a favore di sicurezza uno schema statico di trave in semplice appoggio, le sollecitazioni di calcolo nelle sezioni più sollecitate risultano:

$$M_{Ed} = 1/8 \cdot (8,19 + 4,50) \cdot 3,90^2 = 24,1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1/2 \cdot (8,19 + 4,50) \cdot 3,90 = 24,7 \text{ kN}$$

Disponendo la seguente armatura longitudinale:

sup. 1Ø8/200

inf. 1Ø12/200

il momento flettente resistente di progetto vale:

$$M_{Rd} = 35,0 \text{ kNm} \quad \text{verificata!} \quad \text{I.R.} = 0,69$$

Considerando la sola armatura longitudinale, il taglio resistente di progetto senza armatura trasversale vale:

$$V_{Rd} = 81,3 \text{ kN} \quad \text{verificata!} \quad \text{I.R.} = 0,30$$

7.2. SCALA

Si sottopone a verifica la scala in c.a. di nuova realizzazione, realizzata tramite soletta rampante, con luce $L = 5,70$ m e soggetta ai seguenti carichi permanenti e variabili:

$$g_k = (0,20 \cdot 25 + 0,80) \cdot 1,20 = 6,96 \text{ kN/m}$$

$$q_k = 4,00 \text{ kN/m}$$

Considerando a favore di sicurezza uno schema statico di trave in semplice appoggio, le sollecitazioni di calcolo nelle sezioni più sollecitate risultano:

$$M_{Ed} = 1/8 \cdot (9,05 + 6,00) \cdot 5,70^2 = 61,1 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 1/2 \cdot (9,05 + 6,00) \cdot 5,70 = 42,9 \text{ kN}$$

Disponendo la seguente armatura longitudinale:

sup. $1\phi 10/100$

inf. $1\phi 10/100$

il momento flettente resistente di progetto vale:

$$M_{Rd} = 67,0 \text{ kNm} \quad \text{verificata!} \quad \text{I.R.} = 0,91$$

Considerando la sola armatura longitudinale, il taglio resistente di progetto senza armatura trasversale vale:

$$V_{Rd} = 111 \text{ kN} \quad \text{verificata!} \quad \text{I.R.} = 0,39$$

7.3. SETTO IN CALCESTRUZZO E FONDAZIONE

L'azione assiale alla base del setto in calcestruzzo di nuova realizzazione, di sezione 2750 mm x 300 mm, vale:

$$N_{Ed} = 520 \text{ kN}$$

La resistenza assiale della sezione, considerando gli effetti dell'instabilità, vale:

$$N_{Rd} = 13.515 \text{ kN}$$

ed è quindi ampiamente verificata

La pressione alla base della fondazione, di larghezza 800 mm, vale in combinazione allo S.L.U:

$$p_d = 135 \text{ kPa}$$

ritenuta compatibile con le caratteristiche del terreno.

7.4. CAPRIATE METALLICHE IN COPERTURA

Le capriate reticolari metalliche sono state calcolate mediante modellazione strutturale agli elementi finiti. La geometria è stata riprodotta mediante elementi *beam* e *truss* con caratteristiche sezionali e meccaniche pari a quelle di progetto.

Le simulazioni numeriche dimostrano il soddisfacimento delle verifiche previste dalla Normativa tecnica vigente. Seguono alcuni diagrammi esplicativi e le verifiche dei principali componenti.

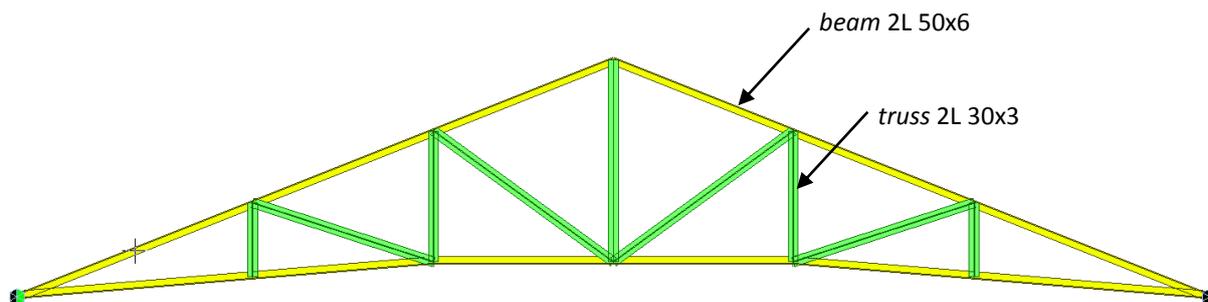


Figura 7 – Modello agli elementi finiti.

7.4.1. Verifiche agli S.L.U.

Nelle figure seguenti si riportano i diagrammi delle sollecitazioni N, V e M allo Stato Limite Ultimo.

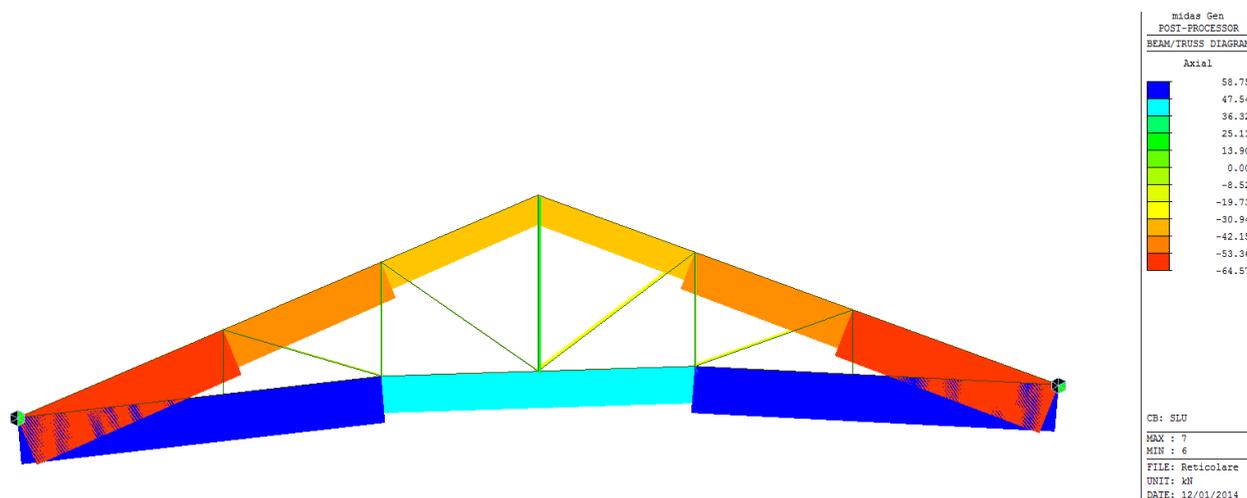


Figura 8 – Diagrammi dello sforzo assiale N.

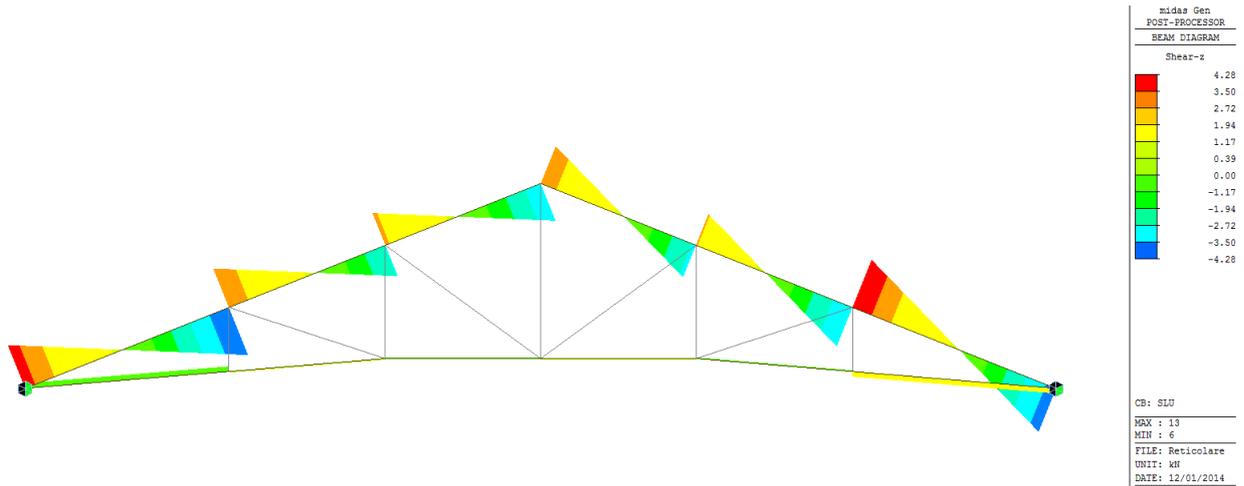


Figura 9 – Diagrammi dello taglio V.

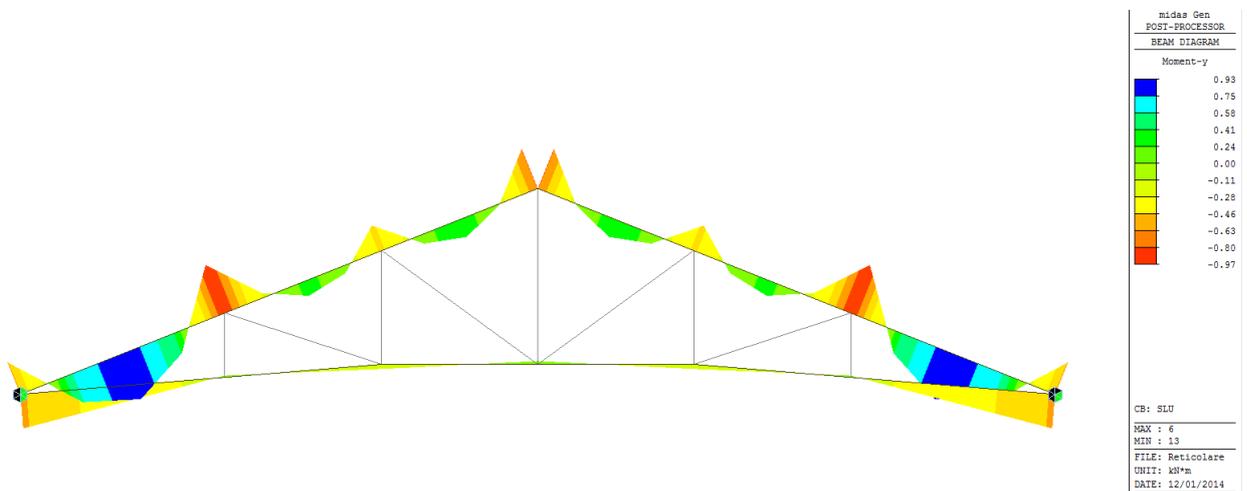


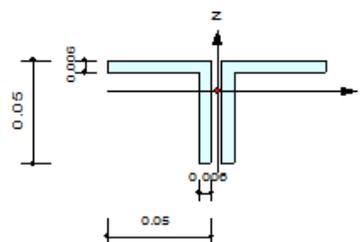
Figura 10 – Diagrammi del momento M.

Come mostrato nelle tabelle successive, i profili utilizzati risultano correttamente verificati.

Verifica doppie L 50x6

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 6
 Material : S235 (No:1)
 (Fy = 235000, Es = 210000000)
 Section Name : 2L50x6 (No:2)
 (Built-up Section).
 Member Length : 1.69966



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -61.302 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = -0.9728, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = -0.9728, Myj = -0.6484 (for Lb)
 Myi = -0.9728, Myj = -0.6484 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 3, POS:I)
 Fzz = -4.2781 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.05000	Web Thick	0.00600
Flg Width	0.05000	Flg Thick	0.00600
BTB Spacing	0.00500		
Area	0.00113	Asz	0.00050
Qyb	0.00062	Qzb	0.00125
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.05250	Zbar	0.03530
Wely	0.00001	Welz	0.00001
ry	0.01526	rz	0.02209

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.69966, Lz = 1.69966, Lb = 1.69966
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cnz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 111.4 < 200.0$ (Memb:6, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 61.302/128.720 = 0.476 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.97281/3.14971 = 0.309 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00000/4.55994 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (K_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (K_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.925 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

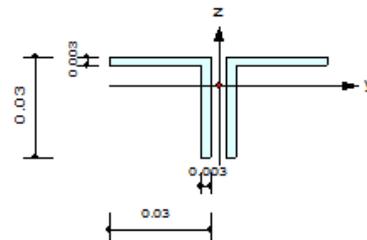
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.053 < 1.000$ O.K

Verifica doppie L 30x3

1. Design Information

Design Code : Eurocode3:05
 Unit System : kN, m
 Member No : 20
 Material : S235 (No:1)
 (Fy = 235000, Es = 210000000)
 Section Name : 2L30x3 (No:1)
 (Built-up Section).
 Member Length : 1.49341



2. Member Forces

Axial Force Fxx = -16.171 (LCB: 1, POS:I)
 Bending Moments My = 0.00000, Mz = 0.00000
 End Moments Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Lb)
 Myi = 0.00000, Myj = 0.00000 (for Ly)
 Mzi = 0.00000, Mzj = 0.00000 (for Lz)
 Shear Forces Fyy = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)
 Fzz = 0.00000 (LCB: 1, POS:I)

Depth	0.03000	Web Thick	0.00300
Flg Width	0.03000	Flg Thick	0.00300
BTB Spacing	0.00500		
Area	0.00034	Asz	0.00015
Qyb	0.00023	Qzb	0.00045
Iyy	0.00000	Izz	0.00000
Ybar	0.03250	Zbar	0.02139
Wely	0.00000	Welz	0.00000
ry	0.00923	rz	0.01444

3. Design Parameters

Unbraced Lengths Ly = 1.49341, Lz = 1.49341, Lb = 1.49341
 Effective Length Factors Ky = 1.00, Kz = 1.00
 Equivalent Uniform Moment Factors Cmy = 1.00, Cmz = 1.00, CmLT = 1.00

4. Checking Results

Slenderness Ratio

$KL/r = 161.7 < 200.0$ (Memb:20, LCB: 1)..... O.K

Axial Resistance

$N_{Ed}/MIN[N_{c,Rd}, N_{b,Rd}] = 16.1706/21.8597 = 0.740 < 1.000$ O.K

Bending Resistance

$M_{Edy}/M_{Rdy} = 0.00000/0.57708 = 0.000 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 0.00000/0.89253 = 0.000 < 1.000$ O.K

Combined Resistance

$RNRd = MAX[M_{Edy}/M_{ny,Rd}, M_{Edz}/M_{nz,Rd}]$

$R_{oom} = N_{Ed}/(A \cdot f_y / \Gamma_{M0}), R_{bend} = M_{Edy}/M_{y,Rd} + M_{Edz}/M_{z,Rd}$

$R_{c_LT1} = N_{Ed}/(X_{iy} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT1} = (k_{yy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{yz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{c_LT2} = N_{Ed}/(X_{iz} \cdot A \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{b_LT2} = (k_{zy} \cdot M_{Edy}) / (X_{i_LT} \cdot W_{ply} \cdot f_y / \Gamma_{M1}) + (k_{zz} \cdot M_{sdz}) / (W_{plz} \cdot f_y / \Gamma_{M1})$

$R_{max} = MAX[RNRd, (R_{oom} + R_{bend}), MAX(R_{c_LT1} + R_{b_LT1}, R_{c_LT2} + R_{b_LT2})] = 0.740 < 1.000$.. O.K

Shear Resistance

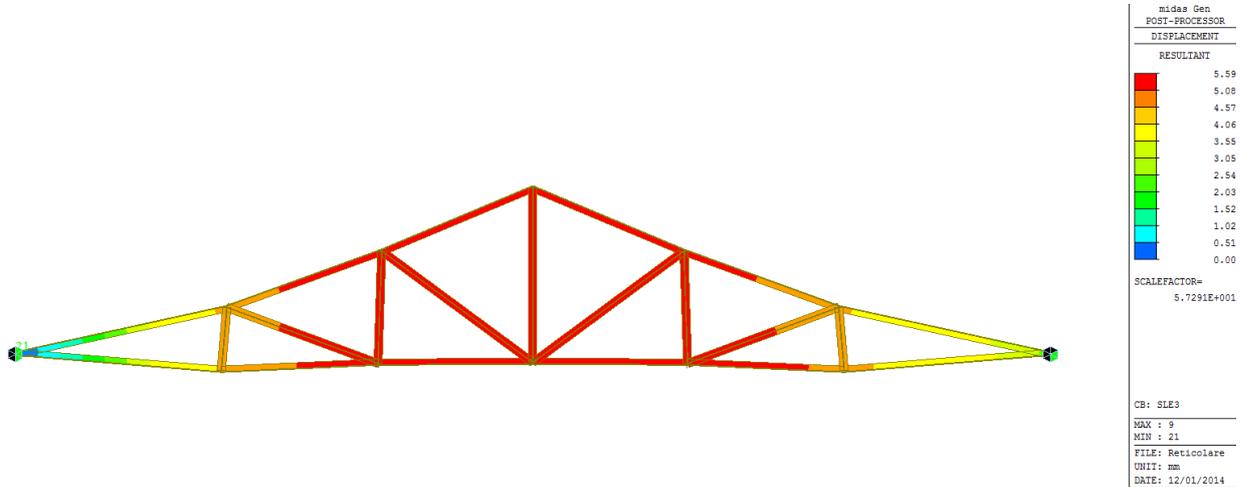
$V_{Edy}/V_{y,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

$V_{Edz}/V_{z,Rd} = 0.000 < 1.000$ O.K

7.4.2. Verifiche agli S.L.E.

La deformata allo Stato Limite di Esercizio risulta contenuta entro i limiti previsti da normativa.
Come mostrato nella figura sottostante la freccia massima è:

$$f_{\max} = 5,59 \text{ mm} = L/1500$$



La verifica è dunque soddisfatta