



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI TRIESTE

piazzale Europa n. 1 - 34127 Trieste - Italia

> progetto

LAVORI DI RISTRUTTURAZIONE E RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE DEGLI EDIFICI "F1" ED "F2" PRESSO IL COMPENSORIO EX OPP DI S. GIOVANNI IN TRIESTE, AD USO DELLA FACOLTA' E DEL DIPARTIMENTO DI PSICOLOGIA

> Responsabile Unico del Procedimento

Arch. ILIO CAMPANI
Sez. Edilizia e Affari Tecnici
tel. +39-040.558.7709; fax +39-040.558.3467; e-mail: ilio.campani@amm.units.it;

> Componenti ATI:
> CAPOGRUPPO



CAIREPRO
cooperativa
architetti e ingegneri
progettazione
via Gandhi, 1/d - 42123 Reggio Emilia (RE)
tel.: +39(0522)1538501 - fax: +39(0522)322127
e-mail: segreteria@cairep.it-c.f.p.iva:01704960358

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA COORDINATA

Gruppo di lavoro:

- Arch. MAICHER BIAGINI
(responsabile progettazione architettonica)
- Ing. ARDILIO MAGOTTI
(coordinamento edile e attività specialistiche)
(responsabile progetto impianti elettrici)
- Arch. ANTONIO ARMAROLI
(progettazione architettonica)
- Ing. PAOLO GENTA
(responsabile progetto impianti idrici e macchinari)
- Arch. ANIELLO TAFURO
(coordinatore della sicurezza in fase di progettazione)
- Ing. ALBERTO CALZA
(responsabile progetto strutture)

collaboratori:

Ing. LETIZIA GILARDI
Ing. LUIGI CAVALLI
Arch. LORENZO VILLA
Ing. SIMONE FRATI

> MANDANTE

Arch. ENRICO FONTANILI
via Pavese n°14 - 42017 Novellara (RE)
tel.: +39 0522 661857

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA ARCHITETTONICA

> MANDANTE

ARCHIDOMUS
STUDIO TECNICO ASSOCIATO

via Lazzaretto Vecchio, 10 - 34123 Trieste
tel.040 313088 fax.040 3225283
email: info@studioarchidomus.it
c.f. e partita IVA: 00798790325

RILIEVO A SUPPORTO DELLA PROGETTAZIONE
Geom. ARMANDO GILARDI
Geom. DAVIDE MEZZINA

COORDINAMENTO DELLA SICUREZZA IN FASE DI ESECUZIONE
Arch. ROBERTO FLAMINIO



> fase

PROGETTO ESECUTIVO

REV.	DATA	DESCRIZIONE - MOTIVO DELLA REVISIONE	CMR	CMR	CLZ
00	22/12/2011	EMISSIONE			
			REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
TITOLO ELABORATO			AGGIORNAMENTO		
F1-F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' SOLAI			NUMERO ELABORATO		
			E.ST.01.03		
			DATA	PRATICA N°	
			22/12/2011	2929	
PERCORSO FILE: Pratiche\2929\DOC\Relazioni esecutivo					

INDICE

1. SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE.....	2
2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEI SOLAI	3
3. VERIFICA DI VULNERABILITÀ DEI SOLAI EDIFICIO F1	6
3.1 SOLAI MATRAI	6
3.1.1 Solaio Tipo1 Putrella H180 B90 Piano terra	10
3.1.2 Solaio Tipo 2 Putrella H280 B120 Piano terra	13
3.1.3 Solaio Tipo 3 Putrella H300 B125 Piano primo.....	16
3.1.4 Solaio Tipo 4 Putrella H120 B66 Piano primo.....	19
3.1.5 Verifica della ripartizione dei carichi tra putrella e Catenarie.....	22
3.1.6 Prove di carico.....	25
3.1.7 Considerazioni sui solai Matrai.....	27
3.2 SOLAI MONIER	29
3.2.1 Solaio Tipo1 Putrella H240 B135 Piano copertura.....	32
3.2.2 Solaio Tipo 2 Putrella H100 B61 Piano copertura.....	34
3.2.3 Solaio Tipo 3 Putrella H130 B70 Piano copertura.....	36
3.2.4 Considerazioni sui solai Monier	38
3.3 SCALA	39
3.3.1 Considerazioni sulle Scale.....	44
4. VERIFICA DI VULNERABILITA' DEI SOLAI EDIFICIO F2.....	45
4.1 SOLAIE TRAVI IN C.C.A.....	45
4.1.1 Solaio piano terra corpo nord-ovest.....	47
4.1.2 Travi e solaio piano primo corpo ovest	52
4.1.3 Travi e solaio piano primo corpo nord-ovest	62
4.1.4 Travi e solaio piano primo corpo nord.....	70
4.1.5 Travi piano primo corpo nord-est.....	85
4.1.6 Travi e solaio piano primo corpo est	91
4.1.7 Travi e solaio copertura corpo nord.....	99
4.1.8 Considerazioni sui solai in laterocemento e sulle travi in c.c.a.....	103
4.2 VERIFICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO	104
4.2.1 Travi solaio di sottotetto	105
4.2.2 Travi copertura	108
4.2.3 Trave di colmo	110
4.2.4 Trave di cantonale	113
4.2.5 Capriate	115
4.2.6 Considerazioni sulla copertura in legno.....	125
4.3 VERIFICA DELLA CAPRIATA METALLICA	127
4.3.1 Verifica catena.....	132
4.3.2 verifiche puntoni	134
4.3.3 Resistenza delle saldature.....	139
4.3.4 Resistenza del perno	141
4.3.5 Considerazioni sulla capriata metallica	143

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

1. SINTESI DEL PERCORSO PROGETTUALE

Nell'ambito della progettazione dei lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Ospedale Psichiatrico Provinciale di S. Giovanni, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia dell'Università di Trieste si è proceduto, in ottemperanza alle norme tecniche attualmente in vigore D.M.14 01 2008 (di seguito NTC2008) a mettere in atto una procedura di **valutazione della sicurezza** degli edifici oggetto di intervento e di **progettazione** degli interventi di consolidamento strutturale. La presente relazione, in particolare, **tratta la valutazione della sicurezza delle strutture nello stato di fatto**.

In fase di **progettazione esecutiva** si è approfondito l'aspetto conoscitivo degli edifici,, completando **l'analisi storico-critica**, il **rilievo strutturale** con i **rilievi di dettaglio delle strutture oggetto di valutazione** ed eseguendo sui materiali le **indagini** necessarie per l'individuazione delle proprietà meccaniche.

Tale lavoro è relazionato nei fascicoli

E.ST.01.1 F1-F2 stato di fatto: Relazione di indagine storico- critica e di Rilievo
E.ST.01.2 F1-F2 stato di fatto: Rilievo strutturale-materico

e nelle tavole

E.ST.02.1 F1 stato di fatto: rilievo fondazioni
E.ST.02.2 F1 stato di fatto: rilievo muri
E.ST.02.3 F1 Stato di fatto: rilievo solai piano terra
E.ST.02.4 F1 Stato di fatto: rilievo solai piano primo
E.ST.02.5 F1 Stato di fatto: rilievo solai piano copertura
E.ST.02.6 F1 Stato di fatto: localizzazione indagini specialistiche

E.ST.03.1 F2 Stato di fatto: rilievo fondazioni
E.ST.03.2 F2 Stato di fatto: rilievo muri
E.ST.03.3 F2 Stato di fatto: rilievo solai piano terra
E.ST.03.4 F2 Stato di fatto: rilievo solai piano primo
E.ST.03.5 F2 Stato di fatto: rilievo solai piano copertura
E.ST.03.6 F2 Stato di fatto: localizzazione indagini specialistiche

alle quali si rimanda per approfondimento e per recuperare le informazioni descrittive necessarie alle verifiche di seguito riportate.

La relazione seguente riporta invece le **verifiche di vulnerabilità eseguite sui solai esistenti** di entrambe gli edifici F1 ed F2

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

2. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DEI SOLAI

La normativa tecnica di Riferimento per stesura del progetto in esame è il Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni”, ad essa sono associate le “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008” Circolare 2 febbraio 2009, n°617.

In aggiunta a tali norme, essendo un edificio tutelato, si fa riferimento alla direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri 09 febbraio 2011

In particolare si fa riferimento al capitolo 8 riguardante i “criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l’esecuzione ed il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti”.

Sulla base di tale capitolo al paragrafo 8.3 è affermato che:

“le costruzioni esistenti devono essere sottoposte a valutazione della sicurezza quando ricorra anche una delle seguenti situazioni:

- Riduzione evidente della capacità resistente e/o deformativa della struttura o di alcune sue parti dovuta ad azioni ambientali (sisma, vento, neve e temperatura), significativo degrado e decadimento delle caratteristiche meccaniche dei materiali, azioni eccezionali (urti incendi esplosioni), situazioni di funzionamento ed uso anomalo, deformazioni significative imposte da cedimenti del terreno di fondazione;
- Provati gravi errori di progetto o di costruzione;
- Cambio della destinazione d’uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili e/o della classe d’uso della costruzione.
- Interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte con elementi aventi funzione strutturale.

L’intervento descritto dal progetto architettonico prevede il recupero dei due edifici risalenti agli inizi del secolo chiamati “F1” ed “F2” e quindi dei relativi solai. Gli edifici erano adibiti rispettivamente a padiglione per il ricovero di malati di mente definiti “Tranquilli” ed alla attività di Cucina per l’intero complesso psichiatrico. Tale destinazione d’uso originaria è rimasta inalterata

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici “F1” ed “F2” presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA’ DEI SOLAI.

per lungo tempo cambiando recentemente per il solo edificio F1 nel quale sono stati collocati prima sevizzi a supporto del Teatro di Trieste (quali la Sartoria Scenografia Produzione e stoccaggio materiale scene, sartoria) e poi attività di supporto alla Facoltà di Scienze.

Appare evidente che il recupero prevede un cambiamento della destinazione d'uso in entrambe gli edifici. Nonostante ciò, non era possibile dire a priori se cambiasse o meno l'entità dei carichi in gioco, essendo questi legati alla progettazione originaria di inizio secolo, avvenuta sulla base della prassi allora consolidata, o, nel caso degli ampliamenti e dei rifacimenti, sulla base delle tecniche in uso all'epoca degli interventi. Proprio per far luce sulla capacità portante dei solai all'epoca della loro progettazione è stato eseguito, nella fase di Rilievo ed Analisi Storica, il progetto simulato di tutte le tipologie di solaio presenti. Lo studio è stato accuratamente descritto nella Relazione di Indagine Storico-Critica ed è stato condotto secondo le regole dello stato dell'arte all'epoca della realizzazione degli interventi. Attraverso di esso, oltre ad aver avuto conferma circa la bontà dei dati ottenuti dai rilievi e dalla ricerca storica, si sono potuti stimare i carichi di progetto di ciascun solaio, permanenti e variabili, si è potuto comprendere se vi potessero essere stati evidenti gravi errori di progetto o realizzazione ed infine dare un giudizio circa le condizioni di conservazione. Si rimanda alla relazione specifica per i risultati dell'indagine.

Nel fascicolo seguente invece si riportano le Analisi di Vulnerabilità eseguite sui solai alla luce della loro configurazione geometrica e di carico attuale utilizzando per essa i carichi permanenti effettivamente presenti ed i carichi variabili previsti allo Stato di Fatto. La verifica delle strutture nello stato di fatto è condotta seguendo la normativa attualmente in vigore (NTC2008), in termini di metodi di analisi, caratterizzazione meccanica dei materiali, carichi di esercizio e coefficienti di sicurezza. Per compiere questa verifica si fa ovviamente riferimento alla campagna di indagini sui materiali eseguita in fase di indagine di rilievo, sulla scorta della quale è stato possibile risalire alle caratteristiche di resistenza di ciascun materiale.

Da tale studio è stato possibile comprendere l'effettiva convenienza di intraprendere, in fase progettuale, alternativamente interventi di consolidamento statico dei solai, sostituzione o rifacimento o di limitazione dei carichi.

La classe d'uso dell'edificio per l'utilizzo oggi previsto è definibile come $C_u = III$ ovvero relativa a costruzioni il cui uso sia rilevante ai fini della protezione delle persone in essa ospitate essendo

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITÀ DEI SOLAI.

suscettibile di affollamenti significativi quali possono essere Scuole, Ospedali o servizi ad essi dedicati.

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3. VERIFICA DI VULNERABILITÀ DEI SOLAI EDIFICIO F1

Come già anticipato, nella presente relazione si è proceduto alla verifica dei solai, utilizzando la normativa attualmente in vigore, in termini di metodi di analisi e proprietà dei materiali. I carichi permanenti oggi presenti sulle strutture differiscono, a volte in maniera evidente, da quelli d'origine, i carichi variabili adottati sono invece quelli normati per la destinazione d'uso prevista.

3.1 SOLAI MATRAI

I solai tipo Matrai verificati sono gli stessi sui quali è stato eseguito il progetto simulato ovvero i solai:

Tipo 1	piano terra	putrella H180B90,
Tipo 2	piano terra	putrella H280B120,
Tipo 3	piano primo	putrella H300B125 Inp
Tipo 4	piano primo	putrella H120 B66

Dal progetto simulato abbiamo visto che i carichi variabili utilizzati per il progetto all'epoca della loro realizzazione originale, non differiscono in maniera sostanziale da quelli attualmente previsti nel caso di edifici **destinati ad uffici non aperti al pubblico**. Carichi questi compatibili con l'attività effettivamente svolta su di essi quale quella relativa agli studi per i Docenti, ed i Ricercatori, e alle sale riunioni ad essi dedicati.

Per la loro verifica sono state assunte le seguenti ipotesi riguardanti: metodo di calcolo, geometria e carichi, caratteristiche dei materiali.

Metodo di calcolo

- Si trascura la collaborazione tra acciaio e calcestruzzo, il dimensionamento avviene quindi sulle sole sezioni metalliche, si tratta quindi di una struttura metallica nella quale il calcestruzzo è utilizzato come riempimento per la creazione di un piano di calpestio.
- Raggiungimento simultaneo, per di tutti i fili di sospensione, della tensione massima di lavoro, ovvero della tensione di snervamento. In pratica si fa l'ipotesi che la rigidità propria della soletta in calcestruzzo sia tale da permettere una ripartizione delle azioni tra i vari fili

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITÀ DEI SOLAI.

componenti la struttura tale per cui, al raggiungimento dell'azione limite di snervamento per i primi fili o trefoli di sospensione, avvenga una ripartizione delle azioni eccedenti ai fili meno impegnati sino alla completa plasticizzazione di tutta la rete.

- Ripartizione del carico tra putrella e catene laterali nel rapporto 70%, 30%. Tale fenomeno è stato indagato e verificato nel caso del solaio Tipo3 tramite modello ad elementi finiti.
- Migrazione dei carichi verso l'appoggio delle putrelle in virtù della particolare orditura dei fili e dei trefoli, e conseguente diminuzione dell'impegno flessionale della putrella.
- Dimensionamento dei trefoli di ancoraggio dei fili trasversali e diagonali ai muri laterali paralleli all'orditura delle travi per la sola componente verticale del tiro. I trefoli sono ancorati al muro tramite maniglioni ammarrati nella muratura.

Geometria e Carichi

- Per quanto riguarda la geometria dei solai e quindi di conseguenza la definizione dei carichi permanenti ad essa correlati si fa riferimento alle indagini descritte nel fascicolo E.ST.01.1 a questo dedicato, nelle pagine di verifica seguenti sono riassunte le analisi dei carichi condotte per ciascuna tipologia di solaio indagata.
- Per quanto riguarda la configurazione di dettaglio dei solai, in ordine alla quantità dei fili presenti ed alla loro disposizione, si fa riferimento alle tavole di stato di fatto E.ST.02.3 ed E.ST.02.4 nelle quali sono riassunti i dati ricavati dai sopralluoghi effettuati nelle varie fasi del lavoro svolto.
- Circa i carichi variabili, le verifiche di stato di fatto sono state condotte nella supposizione del mantenimento di quello che è stato rilevato essere il carico di progetto dei solai stessi, 200kg/m^2 . Tale valore può essere ritenuto compatibile sia con quello che è il reale impegno dei solai, uffici studio non aperti al pubblico, che con la necessità di rispetto del vincolo di tutela sull'edificio stesso nell'ipotesi reale di evitare l'esecuzione di opere strutturali per l'adeguamento dei carichi a quelli necessari per edifici destinati ad uffici aperti al pubblico.

Caratteristiche meccaniche dei materiali

- Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali si fa riferimento alle norme NTC2008 ed alla relativa circolare applicativa.

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

- Ci si è affidati quindi ai valori medi delle grandezze misurate ai quali vengono applicati gli opportuni valori dei coefficienti di sicurezza parziali sui materiali e di confidenza adottati (vedi relazione E.ST.01.1 “F1-F2 stato di fatto: Relazione di indagine storico- critica e di Rilievo”) riportati di seguito. Si fa presente che le caratteristiche di resistenza a compressione del calcestruzzo non sono state di fatto utilizzate in verifica non avendo considerato la collaborazione tra acciaio e calcestruzzo, è stato invece utilizzato il valore medio del peso del calcestruzzo a metro cubo nella determinazione del peso proprio strutturale.

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici “F1” ed “F2” presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

DM 2008				
Calcestruzzo			Resistenza a rottura dei provini daN/cm ²	peso dei provini daN/m ³
Provino n.	1PT-03		101,5	2204
Provino n.	1P1-08		194,2	2337
Provino n.	1P1-10		174,9	2313
Provino n.	1P1-11		152	2334
Provino n.	1P1-12		168,9	2347
	fcm=	daN/cm ²	158,3	$\gamma_m =$ 2307
	Fattore di confidenza=	(1,35/1,2/1)	1	
	fcm - corretta=	daN/cm ²	158,300	
	$\gamma_c =$		1,50	
	$\alpha_{cc} =$		0,85	
	fcd=	daN/cm ²	105,53	
Acciaio fili			Resistenza a snervamento daN/cm ²	Resistenza a rottura daN/cm ²
Provino n.	1p1-07		2900	3780
Provino n.	1p1-07		2880	3760
Provino n.	1p1-07		2900	3710
Provino n.	1p1-07		2910	3780
Provino n.	1p1-06 BIS		2330	3200
Provino n.	1p1-06 BIS		2480	3700
Provino n.	1p1-07 BIS		2340	3130
Provino n.	1p1-07 BIS		2430	3240
	fym=	daN/cm ²	2646,25	3537,5
	Fattore di confidenza=	(1,35/1,2/1)	1	1
	fym - corretta=	daN/cm ²	2646,25	3537,50
	$\gamma_s =$		1,05	1,05
	fyd=	daN/cm ²	2520,24	3369,05
Acciaio putrelle			Resistenza a snervamento daN/cm ²	Resistenza a rottura daN/cm ²
Provino n.	1P1-03		2240	3220
Provino n.	1P1-04		2090	3160
Provino n.	1P1-05		2130	3150
	fym=	daN/cm ²	2153,33	3176,67
	Fattore di confidenza=	(1,35/1,2/1)	1	1
	fym - corretta=	daN/cm ²	2153,33	3176,67
	$\gamma_{MO} =$		1,05	1,05
	fyd=	daN/cm ²	2050,79	3025,40
Acciaio catene maniglie			Resistenza a snervamento dei provini daN/cm ²	Resistenza a rottura daN/cm ²
Provino n.	P1-03		2340	2700
Provino n.	P1-04		2220	3070
Provino n.	P1-04 bis		2190	2480
	fym=	daN/cm ²	2250	2750
	Fattore di confidenza=	(1,35/1,2/1)	1	1
	fym - corretta=	daN/cm ²	2250,00	2750,00
	$\gamma_{MO} =$		1,05	1,05
	fyd=	daN/cm ²	2142,86	2619,05

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3.1.1 SOLAIO TIPO1 PUTRELLA H180 B90 PIANO TERRA

Tipologia:	Matrai con putrelle di altezza H 180								
Geometria									
	Luce	L	340	cm					
	Interasse	I	320	cm					
	altezza profilo	h	18	cm					
	base profilo	b	9	cm					
	copriferro	cc	3	cm					
	freccia	f	18	cm					
	altezza soletta appoggio	Ha	21	cm					
	altezza soletta mezzeria	Hm	11	cm					
	spessore maschefer variabile	Sm	10	cm					
	spessore maschefer sopra la soletta	Sm+	0	cm					
	spessore maschefer cementato	Smc	4	cm					
	spessore intonaco	Si	1	cm					
	Area Putrella	Ap	30,96	cm					
	momento resistente	W	183,6	cm ³					
	diametro dei fili	d	5	mm					
	Area cls	Acls	4616	cm ²					
	Area maschefer	Am	2073	cm ²					
	Area mschefer cementato	Amc	1280	cm ²					
Analisi dei carichi									
			spessore o spessore equivalente (cm)	Area m2	massa kN/m ³	qpi (kN/m)	Qpi (kN)	ppi (N/m ²)	
	pavimento		1,0	0,032	24	0,77	2,61	240	
	sottofondo		3,0	0,096	18,5	1,78	6,04	555	
	maschefer cementato		4,0	0,128	14	1,79	6,09	560	
	maschefer		6,5	0,207333	10	2,07	7,05	648	
	cls		14,4	0,461571	23,07	10,65	36,20	3328	
	putrella			0,003096	78,5	0,24	0,83	76	
	intonaco		1,0	0,032	18	0,58	1,96	180	
	carichi appesi direttamente alle travi					0,00	0,00	0	
						qp (kN/m)	Qp (kN)	pp (N/m ²)	
						tot sulla trave	18	61	5587
						tot sul solaio	18	60	5511
								pe (N/m ²)	
								2000	

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Tipologia:	Matrai con putrelle di altezza H 180		
<i>Geometria del campo di solaio</i>			
Interasse tra le putrelle=	320	cm	
luce della putrella=	340	cm	
Percentuale tratto laterale caricato=	33	%	
Ampiezza tratti portanti=	113	cm	Campo di profilo con i fili diagonali
Ampiezza tratto centrale=	113	cm	
<i>Tipologia del solaio</i> Matrai			
Luce fili trasversali=	311	cm	lt
Passo=		cm	
n. fili trasversali laterali=	16	ntl	8 su ogni campo laterale
n° fili trasversali intermedi=	9	nti	valore desunto dal rilievo del solaio sopra gattaolato
Luce fili diagonali=	385	cm	ld
n. fili diagonali=	16	nd	8 su ogni campo laterale
Luce trecce diagonali=	461	cm	ltd
n. fili trecce diagonali=	10	ntd	5 fili su ogni diagonale
freccia=	18	cm	f
SLU			
<i>Portata massima fili</i>			
Diametro fili=	0,5	cm	
Area=	0,196	cm ²	
Tiro limite del singolo filo=	495	daN	
Carico massimo portato dal singolo filo trasversale=	229	daN	qrt
Carico massimo portato dal singolo filo diagonale=	185	daN	qrd
Carico massimo portato dalla singola coppia=	414	daN	qrtot
Carico massimo portato da tutte le coppie=	6629	daN	Qrtot
Carico massimo portato da tutti fili trasversali intermedi=	2062	daN	Qritot
Carico massimo portato dalle trecce diagonali=	1546	daN	Qtd
Q _{R,d} =	10237	daN	
<i>Riassunto dei carichi</i>			
Carichi permanenti=	551	daN/m ²	
γ _G =	1,3		
Carichi di esercizio=	200	daN/m ²	
γ _Q =	1,5		
<i>Carico massimo sul solaio</i>			
Q _{E,d} =	11058	daN	
cs=	1,08	>	1

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Tipologia:	Matrai con putrelle di altezza H 180		
<i>Geometria del campo di solaio</i>			
Interasse tra le putrelle=	320 cm		
luce della putrella=	340 cm		
Percentuale tratto laterale caricato=	33 %		
Ampiezza tratti portanti=	113 cm		Campo di profilo con i fili diagonali
Ampiezza tratto centrale=	113 cm		
<i>Tipologia della putrella</i> H 180			
h=	180 mm		altezza
b=	90 mm		base
Area=	30,96 cm ²		
Peso=	24,30 daN/m		
W=	183,6 cm ³		da cmp
<i>Tipologia delle catene</i>			
Dimensione maniglia=	15,5 cm		
Luce=	309 cm		
n. catene trasversali=	0		
freccia=	0 cm		
SLU			
<i>Riassunto dei carichi</i>			
Carichi permanenti=	559 daN/m ²		
γ_G =	1,3		
Carichi di esercizio=	200 daN/m ²		
γ_G =	1,5		
Qtd=	1687 daN		Carico assorbito dai diagonali
Q=	9479 daN		Carico complessivo sulla putrella
<i>Verifica catene</i>			
Percentuale di carico sulle catene=	0 %		
Carico sulla singola catena=	0,0 daN		
Diametro catene=	0 cm		
Area=	0,00 cm ²		
Tiro limite della singola catena=	0 daN		
Tiro massimo portato dalle catene=	0,0 daN		
T_{Ed}/T_{Rd} =	0	<	1
<i>Sollecitazioni sulla putrella SLU</i>			
Percentuale di carico sulla trave=	100 %		
q1=	3190 daN/m		carico su tratti di estremità
q2=	1985 daN/m		carico del solaio sul tratto centrale
q3=	0 daN/m		controsoffitto ed impianti
M_{Ed} =	3642 daNm		
T_{Ed} =	4739 daN		
M_{Rd} =	3765 daNm		$W^*f_{ym}/\gamma_{s,Ed}$
M_{Ed}/M_{Rd} =	0,97	<	1

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3.1.2 SOLAIO TIPO 2 PUTRELLA H280 B120 PIANO TERRA

Tipologia:	Matrai con putrelle di altezza H 280								
Geometria									
	Luce	L	690	cm					
	Interasse	I	320	cm					
	altezza profilo	h	28	cm					
	base profilo	b	12	cm					
	copriferro	cc	2	cm					
	freccia	f	16,6	cm					
	altezza soletta appoggio	Ha	18,6	cm					
	altezza soletta mezzeria	Hm	6,8	cm					
	spessore maschefer variabile	Sm	11,8	cm					
	spessore maschefer sopra la soletta	Sm+	7	cm					
	spessore maschefer cementato	Smc	2	cm					
	spesore intonaco	Si	3	cm					
	Area Putrella	Ap	61,1	cm					
	momento resistente	W	541	cm ³					
	diametro dei fili	d	5	mm					
	Area cls	Acls	3468	cm ²					
	Area maschefer	Am	4663	cm ²					
	Area mschefer cementato	Amc	640	cm ²					
Analisi dei carichi									
			spessore o spessore equivalente (cm)	Area m ²	massa kN/m ³	qpi (kN/m)	Qpi (kN)	ppi (N/m ²)	
	equivalentepavimentazione in legno+correnti		3,0	0,096	5	0,48	3,31	150	
	mattonella		0,7	0,0224	24	0,54	3,71	168	
	sottofondo		2,8	0,0896	18,5	1,66	11,44	518	
	maschefer cementato		2,0	0,064	14	0,90	6,18	280	
	maschefer		14,6	0,466293	10	4,66	32,17	1457	
	cls		10,8	0,346797	23,07	8,00	55,20	2500	
	putrella			0,00611	78,5	0,48	3,31	150	
	intonaco intumescente		3,0	0,096	18	1,73	11,92	540	
	controsoffitto appeso al solaio		4,0	0,128	12	1,54	10,60	480	
						qp (kN/m)	Qp (kN)	pp (N/m ²)	
						tot su trave	20	138	6243
						tot su solaio	19	135	6093
								pe (N/m ²)	
								2000	

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Tipologia:	Matrai con putrelle di altezza H 280		
<i>Geometria del campo di solaio</i>			
Interasse tra le putrelle=	320	cm	
luce della putrella=	690	cm	
Percentuale tratto laterale caricato=	33	%	Campo di profilo con i fili diagonali
Ampiezza tratti portanti=	230	cm	
Ampiezza tratto centrale=	230	cm	
<i>Tipologia del solaio</i> Matrai			
Luce fili trasversali=	308	cm	lt
Passo=	10,5	cm	
n. fili trasversali laterali=	46	ntl	24 su ogni campo laterale
n° fili trasversali intermedi=	15	nti	in proporzione a quanto trovato nel solaio H300
Luce fili diagonali=	554	cm	9
n. fili diagonali=	46	nd	24 su ogni campo laterale
Luce trecce diagonali=	756	cm	ltd
n. fili trecce diagonali=	16	ntd	2 trecce da 7 fili
freccia=	16,6	cm	f
SLU			
<i>Portata massima fili</i>			
Diametro fili=	0,5	cm	
Area=	0,196	cm ²	
Tiro limite del singolo filo=	495	daN	
Carico massimo portato dal singolo filo trasversale=	213	daN	qrt
Carico massimo portato dal singolo filo diagonale=	119	daN	qrd
Carico massimo portato dalla singola coppia=	332	daN	qrtot
Carico massimo portato da tutte le coppie=	15275	daN	Qrtot
Carico massimo portato da tutti fili trasversali intermedi=	3200	daN	Qritot
Carico massimo portato dalle trecce diagonali=	1392	daN	Qtd
Q _{R,d} =	19867	daN	
<i>Riassunto dei carichi</i>			
Carichi permanenti=	609	daN/m ²	
γ _G =	1,3		
Carichi di esercizio=	200	daN/m ²	
γ _Q =	1,5		
<i>Carico massimo sul solaio</i>			
Q _{E,d} =	24114	daN	
cs=	1,21	>	1

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITÀ DEI SOLAI.

Tipologia:	Matrai con putrelle di altezza H 280		
<i>Geometria del campo di solaio</i>			
Interasse tra le putrelle=	320	cm	
luce della putrella=	690	cm	
Percentuale tratto laterale caricato=	33	%	
Ampiezza tratti portanti=	230	cm	Campo di profilo con i fili diagonali
Ampiezza tratto centrale=	230	cm	
<i>Tipologia della putrella H 280</i>			
h=	280	mm	altezza
b=	120	mm	base
Area=	61,10	cm ²	
Peso=	47,96	daN/m	
W=	541	cm ³	
<i>Tipologia delle catene</i>			
Dimensione maniglia=	13,5	cm	
Luce=	663	cm	
n. catene trasversali=	2		
freccia=	28	cm	
SLU			
<i>Riassunto dei carichi</i>			
Carichi permanenti=	624	daN/m ²	
γ_G =	1,3		
Carichi di esercizio=	200	daN/m ²	
γ_G =	1,5		
Qtd=	1719	daN	Carico assorbito dai diagonali
Q=	22825	daN	carico complessivo sulla putrella
<i>Verifica catene</i>			
Percentuale di carico sulle catene=	30	%	
Carico sulla singola catena=	3424	daN	
Diametro catene=	2,4	cm	
Area=	4,524	cm ²	
Tiro limite della singola catena=	9694	daN	
Tiro effettivo nella singola catena=	10134	daN	
T_{Ed}/T_{Rd} =	1,05	>	1
<i>Sollecitazioni sulla putrella SLU</i>			
Percentuale di carico sulla trave=	70	%	
q1=	2872	daN/m	carico del solaio su tratti di estremità
q2=	1203	daN/m	carico del solaio sul tratto centrale
q3=	0	daN/m	
M_{Ed} =	11574	daNm	
T_{Ed} =	7989	daN	
M_{Rd} =	11095	daNm	$W^*f_{ym}/\gamma_{s,10}$
M_{Ed}/M_{Rd} =	1,04	>	1

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3.1.3 SOLAIO TIPO 3 PUTRELLA H300 B125 PIANO PRIMO

Tipologia:		Matrai con putrelle di altezza H 300							
Geometria									
	Luce profili	L	700	cm					
	Interasse profili	l	325	cm					
	altezza profilo	h	30	cm					
	base profilo	b	12,5	cm					
	copriferro	cc	2	cm					
	freccia	f	30	cm					
	altezza soletta appoggio	Ha	32	cm					
	altezza soletta mezzeria	Hm	13	cm					
	spessore maschefer mezzeria	Sm	19	cm					
	spessore maschefer cementato	Smc	2	cm					
	spessore intonaco	Si	1	cm					
	Area profilo	Ap	69	cm ²					
	momento resistente	W	653	cm ³					
	diametro dei fili	d	5	mm					
	Area cls	Acls	6373	cm ²					
	Area maschefer	Am	3958,3	cm ³					
	Area maschefer cementato	Acm	650	cm ⁴					
Analisi dei carichi									
			spessore o spessore equivalente (cm)	Area m ²	massa kN/m ³	qpi (kN/m)	Qpi (kN)	ppi (N/m ²)	
	pavimentazione in legno		5,0	0,163	5	0,81	5,69	250	
	-		0,0	0,000	20	0,00	0,00	0	
	maschefer cementato		2,0	0,065	14	0,91	6,37	280	
	maschefer		12,2	0,396	10	3,96	27,71	1218	
	cls		19,6	0,637	23,07	14,70	102,91	4524	
	putrella			0,0069	78,5	0,54	3,79	167	
	intonaco		1,0	0,033	18	0,59	4,10	180	
	carichi appesi direttamente alle travi					0,00	0,00	0	
						qp (kN/m)	Qp (kN)	pp (N/m ²)	
						tot sula trave	22	151	6618
						tot sul solaio	21	147	6452
								pe (N/m ²)	
								2000	

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Tipologia:	Matrai con putrelle di altezza H 300			
	<i>Geometria del campo di solaio</i>			
	Interasse tra le putrelle=	325	cm	
	luce della putrella=	700	cm	
	Percentuale tratto laterale caricato=	33	%	
	Ampiezza tratti portanti=	233	cm	Campo di profilo con i fili diagonali
	Ampiezza tratto centrale=	233	cm	
	<i>Tipologia del solaio</i>	Matrai		
	Luce fili trasversali=	312,5	cm	lt
	Passo=		cm	
	n. fili trasversali=	36		nt 18 su ogni campo laterale
	n° fili trasversali intermedi=	11		nti
	Luce fili diagonali=	562	cm	ld
	n. fili diagonali=	36		nd 18 su ogni campo laterale
	Luce trecce diagonali=	767	cm	ltd
	n. fili trecce diagonali=	14		ntd 2 trecce da 7 fili
	freccia=	30	cm	f
	SLU			
	<i>Portata massima fili</i>			
	Diametro fili=	0,5	cm	
	Area=	0,196	cm ²	
	Tiro limite del singolo filo=	495	daN	
	Carico massimo portato dal singolo filo trasversale=	380	daN	qrt
	Carico massimo portato dal singolo filo diagonale=	211	daN	qrd
	Carico massimo portato dalla coppia=	592	daN	qrtot
	Carico massimo portato da tutte le coppie=	21294	daN	Qrtot
	Carico massimo portato da tutti fili trasversali intermedi=	4180	daN	Qritot
	Carico massimo portato dalle trecce diagonali=	2169	daN	Qtd
	$Q_{R,d}$ =	27644	daN	carico massimo portato dal solaio
	<i>Riassunto dei carichi</i>			
	Carichi permanenti=	645	daN/m ²	
	γ_G =	1,3		
	Carichi di esercizio=	200	daN/m ²	
	γ_Q =	1,5		
	<i>Carico massimo sul solaio</i>			
	$Q_{E,d}$ =	25905	daN	carico massimo sollecitante
	cs=	0,94	<	1

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Tipologia:	Matrai		
<i>Geometria del campo di solaio</i>			
Interasse tra le putrelle=	325	cm	
luce della putrella=	700	cm	
Percentuale tratto laterale caricato=	33	%	
Ampiezza tratti portanti=	233	cm	Campo di profilo con i fili diagonali
Ampiezza tratto centrale=	233	cm	
<i>Tipologia della putrella</i> H 300			
h=	300	cm	altezza
b=	125	cm	base
Area=	69,00	cm ²	
Peso=	54,17	daN/m	
W=	653	cm ³	
<i>Tipologia delle catene</i>			
<i>Dimensione maniglia=</i> 15,5 cm			
Luce=	669	cm	
n. catene trasversali=	2		
freccia=	30	cm	
SLU			
<i>Riassunto dei carichi</i>			
Carichi permanenti=	662	daN/m ²	
γ_G =	1,3		
Carichi di esercizio=	200	daN/m ²	
γ_G =	1,5		
Qtd=	2071	daN	Carico assorbito dai diagonali
Q=	24327	daN	Carico complessivo sulla putrella
<i>Verifica catene</i>			
Percentuale di carico sulle catene=	30	%	
Carico sulla singola catena=	3649	daN	
Diametro catene=	2,4	cm	
Area=	4,52	cm ²	
Tiro limite della singola catena=	9694	daN	
Tiro massimo portato dalle catene=	10172	daN	
T_{Ed}/T_{Rd} =	1,05	>	1
<i>Verifica profilo</i>			
Percentuale di carico sulla trave=	70	%	
q1=	3050	daN/m	carico del solaio su tratti di estremità
q2=	1198	daN/m	carico del solaio sul tratto centrale
q3=	0	daN/m	controsoffitto ed impianti
M_{Ed} =	12379	daNm	
T_{Ed} =	8514	daN	
M_{Rd} =	13392	daNm	$W^*f_{ym}/\gamma_{s,d0}$
M_{Ed}/M_{Rd} =	0,92	<	1

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3.1.4 SOLAIO TIPO 4 PUTRELLA H120 B66 PIANO PRIMO

Tipologia:	Matrai con putrelle di altezza H 120							
Geometria								
	Luce profili	L	240	cm				
	Interasse profili	I	325	cm				
	altezza profilo	h	12	cm				
	base profilo	b	6,6	cm				
	copriferro	c	3	cm				
	freccia	f	12	cm				
	altezza soletta appoggio	Ha	15	cm				
	altezza soletta mezzeria	Hm	15	cm				
	spessore maschefer mezzeria	Sm	0	cm				
	spessore maschefer cementato	Smc	0	cm				
	spessore intonaco	Si	2	cm				
	Area Putrella	Ap	16,55	cm ²				
	momento resistente	W	66	cm ³				
	diametro dei fili	d	5	mm				
	Area cls	Acls	4858	cm ²				
	Area maschefer	Am	0	cm ³				
	Area maschefer cementato	Amc	0	cm ²				
Analisi dei carichi								
		spessore o spessore equivalente (cm)	Area m2	massa kN/m ³	qpi (kN/m)	Qpi (kN)	ppi (N/m ²)	
	mattonella	0,7	0,02275	24	0,546	1,3104	168	
	sottofondo	2,8	0,091	18,5	1,6835	4,0404	518	
	maschefer cementato	0	0	14	0	0	0	
	maschefer	0,0	0	10	0,0000	0,0000	0,0	
	Cls	14,95	0,485845	23,07	11,20844	26,900	3448,8	
	putrella		0,001655	78,5	0,13	0,31	40	
	intonaco	2	0,065	18	1,17	2,808	360,0	
	carichi appesi direttamente alle travi				0,00	0,00	0	
					qp (kN/m)	Qp (kN)	pp (N/m ²)	
					tot sulla trave	15	35	4535
					tot sul solaio	15	35	4495
							pe (N/m ²)	
							2000	

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Tipologia:	Matrai con putrelle di altezza H 120			
<i>Geometria del campo di solaio</i>				
Interasse tra le putrelle=	325	cm		
luce della putrella=	240	cm		
Percentuale tratto laterale caricato=	33	%		
Ampiezza tratti portanti=	80	cm		Campo di profilo con i fili diagonali
Ampiezza tratto centrale=	80	cm		
<i>Tipologia del solaio</i>		Matrai		
Luce fili trasversali=	318,4	cm	lt	
Passo=		cm		
n. fili trasversali laterali=	18		nt	9 su ogni campo laterale
n° fili trasversali intermedi=	4		nti	
Luce fili diagonali=	356	cm	ld	
n. fili diagonali=	18		nd	9 su ogni campo laterale
Luce trecce diagonali=	399	cm	ltd	
n. fili trecce diagonali=	8		ntd	2 trecce da 4 fili
freccia=	12	cm	f	
SLU				
<i>Portata massima fili</i>				
Diametro fili=	0,5	cm		
Area=	0,196	cm ²		
Tiro limite del singolo filo=	495	daN		
Carico massimo portato dal singolo filo trasversale=	149	daN	qrt	
Carico massimo portato dal singolo filo diagonale=	133	daN	qrd	
Carico massimo portato dalla coppia=	283	daN	qrtot	
Carico massimo portato da tutte le coppie=	5085	daN	Qrtot	
Carico massimo portato da tutti fili trasversali intermedi=	597	daN	Qritot	
Carico massimo portato dalle trecce diagonali=	953	daN	Qtd	
$Q_{R,d}$ =	6635	daN		carico massimo portato dal solaio
<i>Riassunto dei carichi</i>				
Carichi permanenti=	449	daN/m ²		
γ_G =	1,3			
Carichi di esercizio=	200	daN/m ²		
γ_Q =	1,5			
<i>Verifica del solaio</i>				
$Q_{E,d}$ =	6898	daN		carico massimo sollecitante
cs=	1,04	>	1	

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Tipologia:	Matrai con putrelle di altezza H 120		
<i>Geometria del campo di solaio</i>			
Interasse tra le putrelle=	325	cm	
luce della putrella=	240	cm	
Percentuale tratto laterale caricato=	33,333	%	
Ampiezza tratti portanti=	80	cm	Campo di profilo con i fili diagonali
Ampiezza tratto centrale=	80	cm	
<i>Tipologia della putrella</i> H 120			
h=	120	mm	altezza
b=	66	mm	base
Area=	16,55	cm ²	
Peso=	12,99	daN/m	
W=	66	cm ³	
<i>Tipologia delle catene</i>			
Dimensione maniglia=	0	cm	
Luce=	240	cm	
n. catene trasversali=	0		
freccia=	0	cm	
SLU			
<i>Riassunto dei carichi</i>			
Carichi permanenti=	453	daN/m ²	
γ_G =	1,3		
Carichi di esercizio=	200	daN/m ²	
γ_Q =	1,5		
Qtd=	997	daN	Carico assorbito dai diagonali
Q=	5942	daN	Carico complessivo sulla putrella
<i>Verifica catene</i>			
Percentuale di carico sulle catene=	0	%	
Carico sulla singola catena=	0,0	daN	
Diametro catene=	0,0	cm	
Area=	0,00	cm ²	
Tiro limite della singola catena=	0	daN	
Tiro massimo portato dalle catene=	0,0	daN	
T_{Ed}/T_{Rd} =	0	<	1
<i>Verifica profilo</i>			
Percentuale di carico sulla trave=	100	%	
q1=	3323	daN/m	carico dal solaio su tratti di estremità
q2=	780	daN/m	carico del solaio sul tratto centrale
q3=	0	daN/m	controsoffitto ed impianti
M_{Ed} =	1376	daNm	
T_{Ed} =	2659	daN	
M_{Rd} =	1354	daNm	$W^*F_{ym}/\gamma_{s,10}$
M_{Ed}/M_{Rd} =	1,02	>	1

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3.1.5 VERIFICA DELLA RIPARTIZIONE DEI CARICHI TRA PUTRELLA E CATENARIE

Per verificare l'effettiva ripartizione dei carichi tra putrella e catenarie collaboranti laterali nella ragione rispettivamente del 70% e 30% è stato implementato un modello di calcolo ad elementi finiti risolto in ambito di non linearità geometrica. In esso sono stati modellati i fili trasversali e diagonali, i trefoli sulle diagonali principali e le catenarie a lato delle putrelle. L'ipotesi, alla base della modellazione, è che i fili ed i trefoli, ad andamento parabolico, interagiscano tra loro essendo mutuamente vincolati ad avere il medesimo spostamento nella sola componente verticale nei nodi di intersezione. Allo stesso modo i due cavi di sospensione ad andamento parabolico a lato della putrella, accompagnano la stessa nel suo spostamento verticale, avendo imposto la congruenza di tale spostamento in ciascun nodo di suddivisione.

Il modello creato riproduce due campi del solaio **tipo 3**, nella condizione con i carichi permanenti di stato di fatto ed i variabili previsti dal progetto originale.

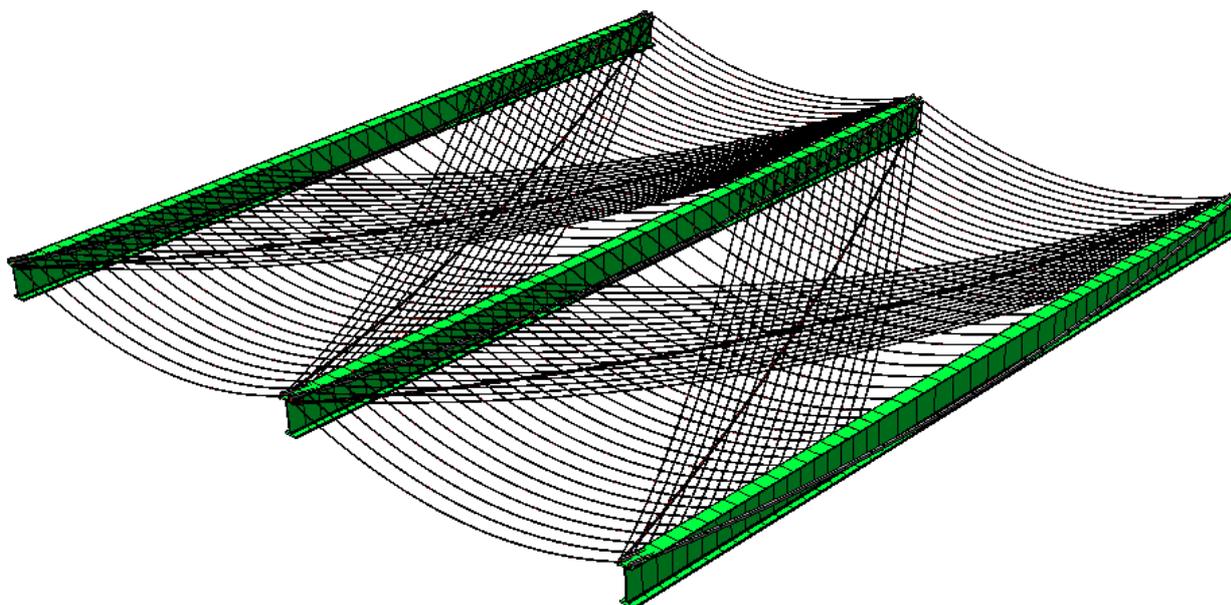


Figura 3-1 Vista generale del Modello

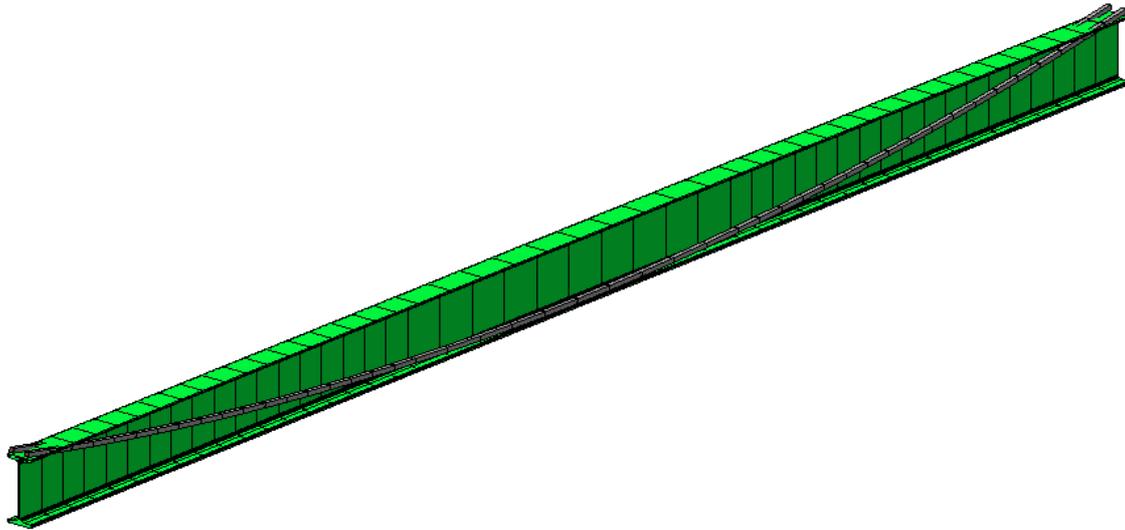


Figura 3-2 Vista delle catene appaiate alla putrella di sostegno

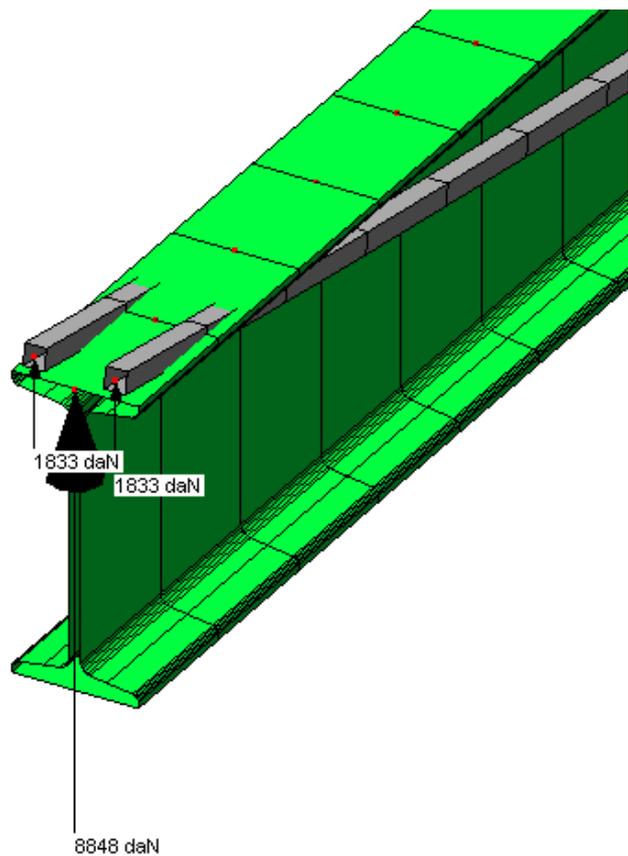
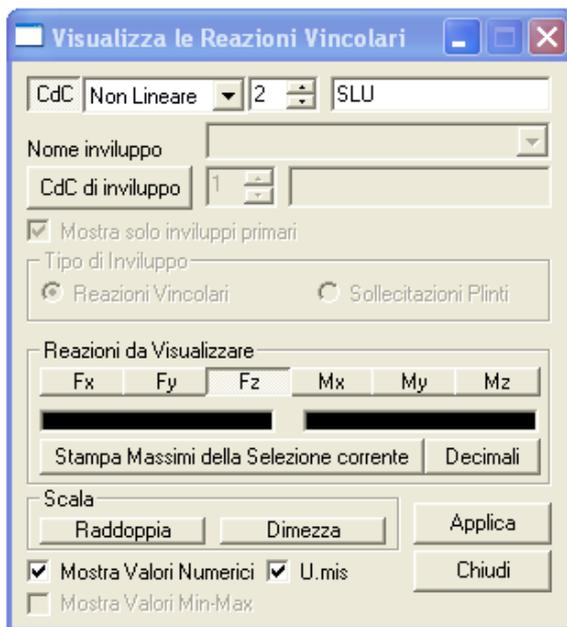


Figura 3-3 Reazioni vincolari Putrella e Catene (componente verticale)

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Le reazioni vincolari (componente verticale) calcolate alle estremità delle catene e della putrella hanno valori tali da mostrare una ripartizione del carico globale tra putrella e catena di circa il 70% 30% a favore della putrella così come previsto in fase di progetto simulato e di verifica di stato di fatto.

	Reazione vincolare trave SLU (daN)	Reazione vincolare catena SLU (daN)	Reazione vincolare tot SLU (daN)	Percentuale sulla trave (%)	Percentuale sulla catena (%)
Calcolo ripartizione	8848	1833	12514	70,7	29,3

Adottando tale ripartizione l'azione flessionale massima nella putrella ed il tiro in mezzeria nelle catene affiancate risultano essere molto prossimi a quelli stimati secondo la metodologia di verifica proposta desunta dalle ricerche storiche come mostra la tabella seguente.

	Modello elementi finiti	Foglio di calcolo con ripartizione 70% - 30%
Azione flessionale in mezzeria putrella campata	12554 daNm	12379 daNm
Azione di tiro in mezzeria delle catene	9973 daN	10172 daN

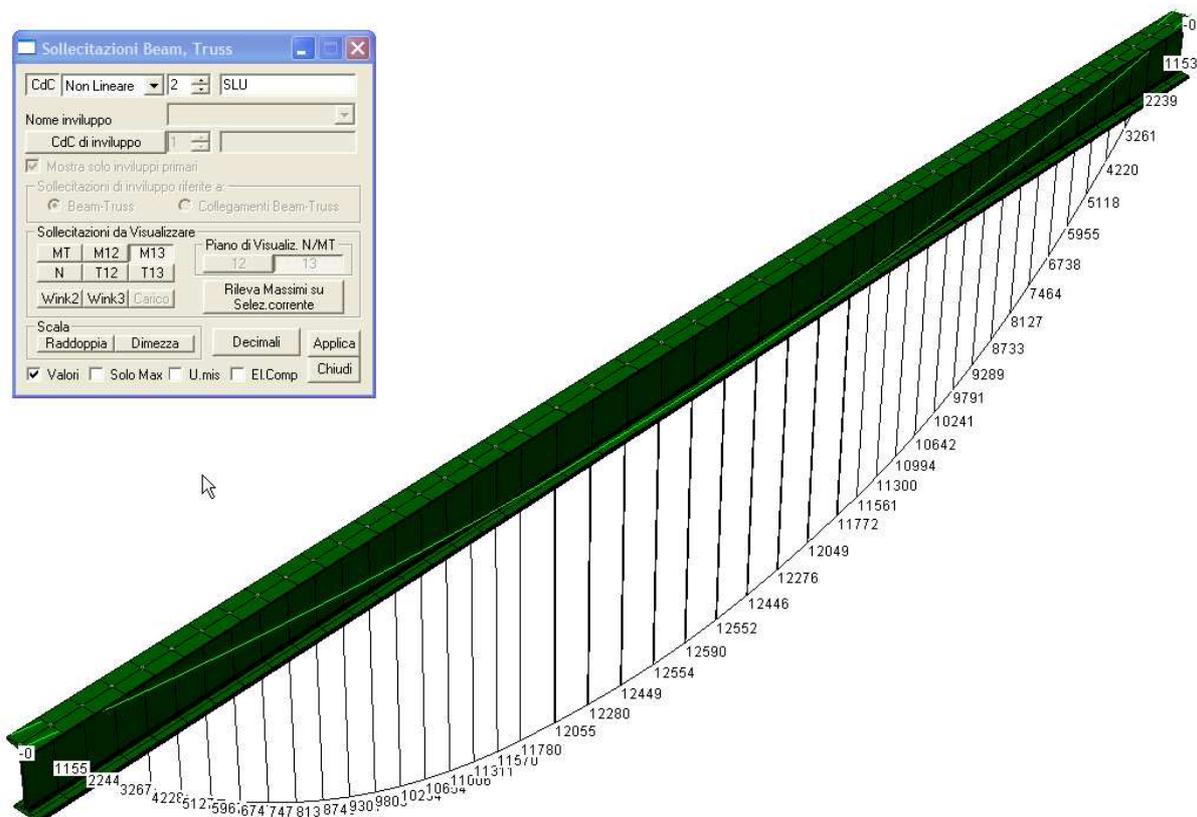


Figura 3-4 Diagramma azioni flessionali nella putrella allo SLU. (daNm)

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

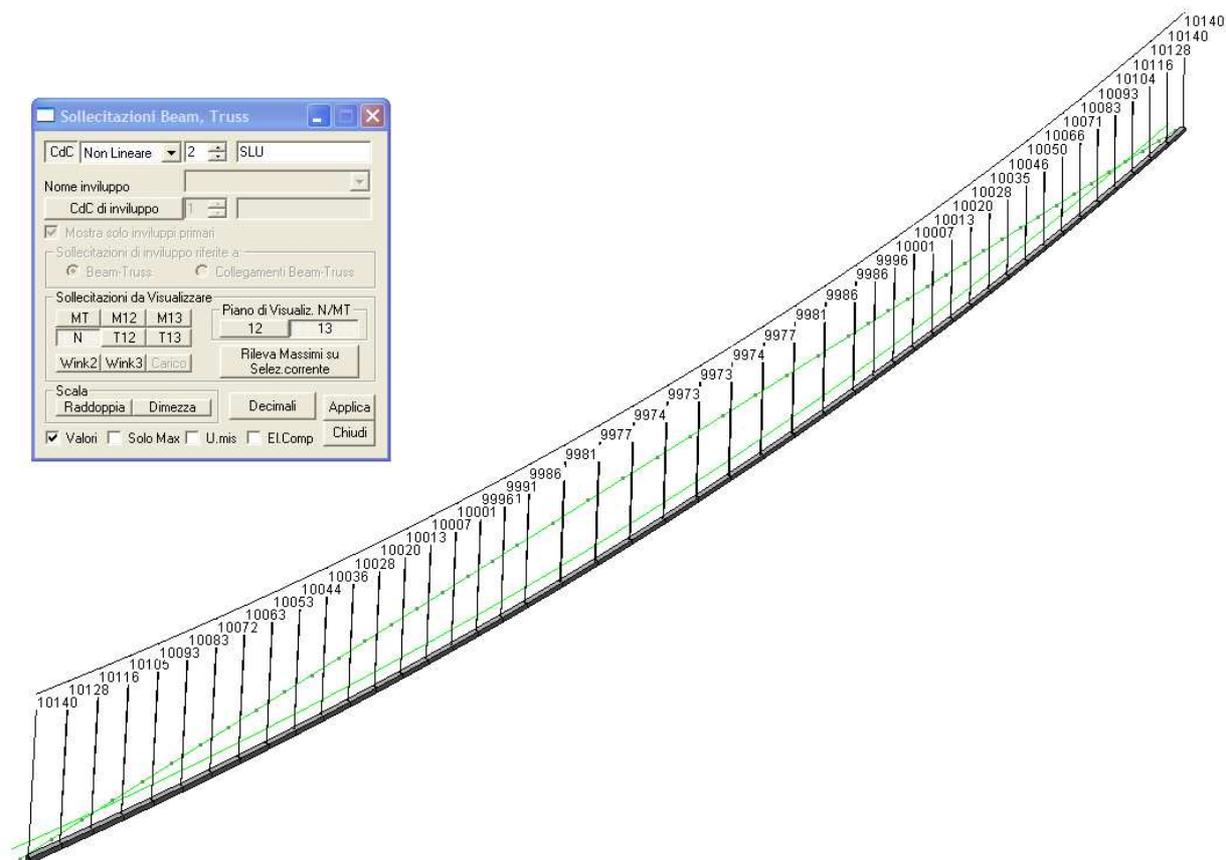


Figura 3-5 Azione di tiro nella catena allo SLU (daN)

3.1.6 PROVE DI CARICO

Per meglio saggiare l'effettivo funzionamento del solaio è stata eseguita una prova di carico. Questa, condotta dalla ditta LGT e da essa relazionata, è stata eseguita riproducendo il carico uniformemente distribuito tramite l'utilizzo di vasche riempite d'acqua. Il solaio scelto per la prova è quello che si trova più vicino alla configurazione geometrica iniziale, non avendo subito la demolizione e ricostruzione dei pavimenti che si trovano ancora nelle condizioni originali. Si tratta del solaio tipo3 a piano Primo nell'ala EST. In particolare sono stati caricati i primi due campi laterali a partire dal lato NORD della stanza.

Il solaio è stato caricato con un carico uniformemente distribuito maggiore a quello previsto di progetto opportunamente aumentato per il coefficiente di sicurezza parziale sui carichi oggi previsto

dalla normativa ovvero maggiore a $200 \cdot 1,5 = 300 \text{ kg/m}^2$, il carico di prova si è portato ad un valore massimo di circa 350 kg/m^2

Dai diagrammi degli spostamenti di seguito riportati è evidente il buon comportamento del solaio per i seguenti motivi:

- Allo scarico presenta un ritorno perfettamente elastico ripercorrendo quasi perfettamente il medesimo percorso seguito in fase di carico.
- Vi è perfetta proporzionalità tra le deformazioni al variare dei carichi, indice di comportamento elastico lineare.
- Tra un incremento di carico ed il seguente gli spostamenti si assestano nel tempo quasi istantaneamente.
- Lo spostamento è inferiore a quello atteso valutato per la putrella non collaborante col calcestruzzo e caricata come da modello utilizzato nelle verifiche precedenti. Essa ne mantiene esattamente la medesima conformazione di linea elastica seppure con spostamenti maggiori.



Figura 3-6 Posizione dei sensori per la misurazione degli abbassamenti e delle aree caricate

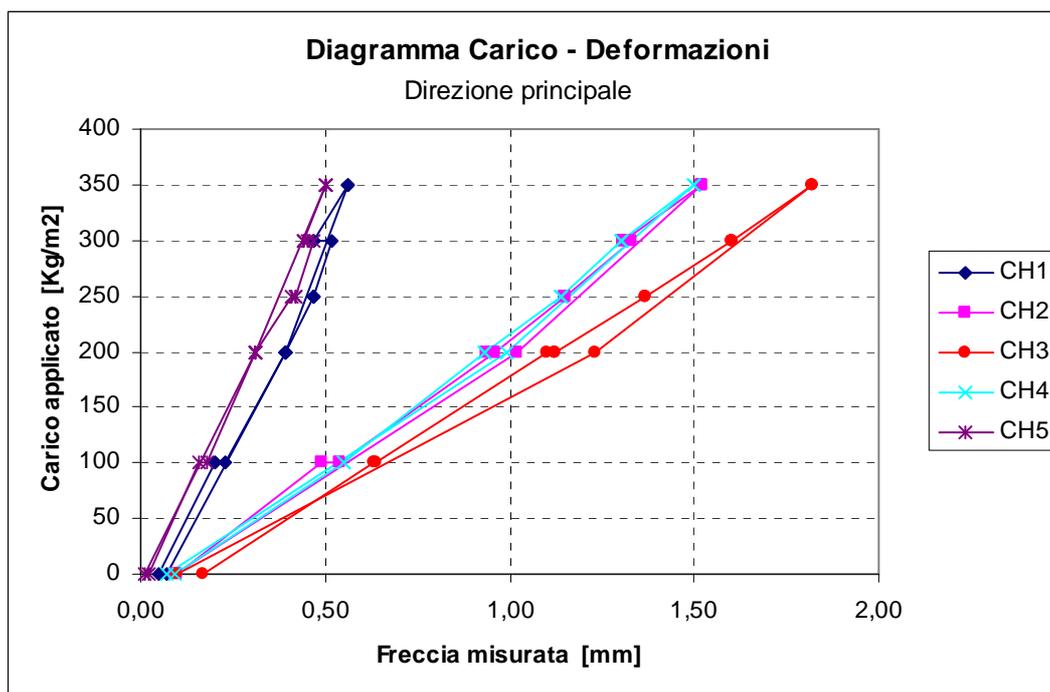


Figura 3-7 Spostamenti (mm) dei 5 sensori al di sotto della putrella

3.1.7 CONSIDERAZIONI SUI SOLAI MATRAI

Riassumo nella tabella seguente coefficienti di sicurezza ottenuti dalle verifiche precedentemente riportate sui solai Matrai

Solai Matrai Tabella riassuntiva verifiche di progetto			
	cs fili	cs profilo	cs catena
Solaio Matrai H180 tipo1	1,080	0,9671	
Solaio Matrai H280 tipo2	1,214	1,0432	1,0454
Solaio Matrai H300 tipo3	0,937	0,9244	1,0493
Solaio Matrai H120 tipo4	1,040	1,0163	

Da questa tabella è evidente come tutti i solai non risultino perfettamente verificati essendo spesso i coefficienti di sicurezza appena superiori all'unità. Questo perché i solai stessi sono stati soggetti nel tempo ad una variazione dei carichi permanenti loro destinati avendo subito la sostituzione dei pavimenti con conseguente aumento dei carichi. In particolare si trova in condizioni maggiormente critiche il solaio tipo 2, ove è stato eseguita la sostituzione del pavimento in legno con un pavimento

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

in ceramica al quale è stato sovrapposto in seguito un secondo assito ed appeso un controsoffitto in gesso inizialmente non previsto.

Appare però altrettanto evidente come sia possibile riportare i solai stessi in condizioni di soddisfacimento delle verifiche di norma riportando i carichi permanenti ai valori d'origine riproponendo cioè per essi la stessa tipologia di pavimentazione originale, pavimenti in legno o in terrazzo (o equivalenti in peso) ed eliminando i controsoffitti aggiunti in seguito specialmente quelli direttamente appesi alle solette.

Le stesse prove di carico, che hanno avuto un buon esito, in ordine al comportamento elastico lineare degli stessi ed al valore della deformazione massima, supportano tale scelta certamente poco invasiva e quindi rispettosa della necessità di conservazione dei solai, evidenziandone il buon funzionamento.

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3.2 SOLAI MONIER

I solai tipo Monier verificati sono gli stessi sui quali è stato eseguito il progetto simulato ovvero i solai:

Tipo 1	piano copertura	putrella H240B135,
Tipo 2	piano copertura	putrella H100B610,
Tipo 3	piano copertura	putrella H130B70,

Dal progetto simulato abbiamo visto che i carichi variabili utilizzati per il progetto all'epoca della loro realizzazione originale si aggirano attorno ai 78 daN/m^2 . Tali carichi sono in effetti compatibili con quelli previsti dalla normativa attualmente in vigore per la zona di Trieste, se non che un forte degrado delle strutture le rende inadatte al riutilizzo nelle attuali condizioni.

Ad ulteriore conferma di questa ipotesi, è stata appunto condotta la verifica delle strutture, per la quale sono state assunte le seguenti ipotesi, riguardanti metodo di calcolo, geometria, carichi e caratteristiche dei materiali.

Metodo di calcolo

- Le sollecitazioni nella soletta di calcestruzzo sono calcolate nell'ipotesi di una soletta in semplice appoggio sulle putrelle in acciaio. Si trascura quindi la continuità delle sollecitazioni flessionali in corrispondenza degli appoggi.
- Nella verifica della putrella, si trascura la collaborazione tra acciaio e calcestruzzo. Il dimensionamento avviene sulle sole sezioni metalliche.

Geometria e Carichi

- Per quanto riguarda la geometria dei solai e quindi di conseguenza la definizione dei carichi permanenti ad essa correlati si fa riferimento alle indagini descritte nel fascicolo E.ST.01.1 a questo dedicato. Nelle pagine di verifica seguenti sono riassunte le analisi dei carichi condotte per ciascuna tipologia di solaio indagata.
- Per quanto riguarda la configurazione di dettaglio dei solai, relativamente allo spessore della soletta e alla geometria dell'armatura, si fa riferimento alle tavole di stato di fatto E.ST.02.05,

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITÀ DEI SOLAI.

nelle quali sono riassunti i dati ricavati dai sopralluoghi effettuati nelle varie fasi del lavoro svolto.

- Circa i carichi variabili, le verifiche di stato di fatto sono state condotte ipotizzando il carico della neve prescritto dalla normativa attualmente in vigore, ovvero 80kg/m^2 .

Caratteristiche meccaniche dei materiali

- Per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali si fa riferimento alle norme NTC2008 ed alla relativa circolare applicativa.
- Ci si è affidati quindi ai valori medi delle grandezze misurate ai quali vengono applicati gli opportuni valori dei coefficienti di sicurezza parziali sui materiali e di confidenza adottati (vedi relazione E.ST.01.1 “F1-F2 stato di fatto: Relazione di indagine storico- critica e di Rilievo”) riportati di seguito.

DM 2008

Tipologia: **Calcestruzzo**

		Resistenza a rottura dei provini cubici daN/cm ²	Peso dei provini daN/cm ³
Provino n.	1COP-14	200,8	2301
Provino n.	1COP-15	184	2315
Provino n.	1COP-20	283,3	2301
Rcm=	daN/cm ²	222,7	$\gamma_m =$ 2306
Fattore di confidenza=	(1,35/1,2/1)	1,2	
Rcm - corretta=	daN/cm ²	185,583	
$\gamma_c =$		1,5	
$\alpha_{cc} =$		0,85	
Fattore fck/Rck=		0,83	
fcd=	daN/cm ²	87,29	

Tipologia: **Acciaio lamiera**

		Resistenza a snervamento dei provini daN/cm ²	Resistenza a rottura dei provini daN/cm ²
Provino n.	1COP-18	1860	3150
Provino n.	1COP-18	1270	2150
fym=	daN/cm ²	1565	2650
Fattore di confidenza=	(1,35/1,2/1)	1,2	1,2
fym - corretta=	daN/cm ²	1304,17	2208,33
$\gamma_s =$		1,15	1,15
fyd=	daN/cm ²	1134,06	1920,29

Tipologia: **Acciaio putrelle**

		Resistenza a snervamento dei provini daN/cm ²	Resistenza a rottura dei provini daN/cm ²
Provino n.	1P1-03	2240	3220
Provino n.	1P1-04	2090	3160
Provino n.	1P1-05	2130	3150
fym=	daN/cm ²	2153,33	3176,67
Fattore di confidenza=	(1,35/1,2/1)	1	1
fym - corretta=	daN/cm ²	2153,33	3176,67
$\gamma_{Mo} =$		1,05	1,05
fyd=	daN/cm ²	2050,79	3025,40

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

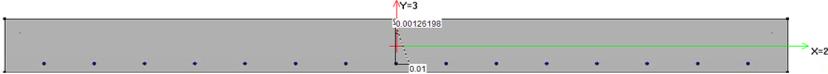
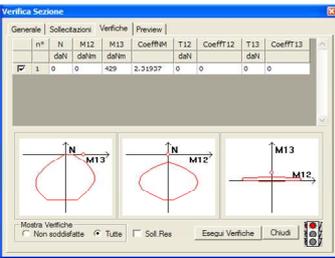
F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3.2.1 SOLAIO TIPO1 PUTRELLA H240 B135 PIANO COPERTURA

Tipologia	Monier con putrelledi altezza 240			
Geometria				
Dati solaio	L= 700 cm	Luce		
	I= 216,67 cm	Interasse		
Dati trave	h= 24 cm	altezza profilo		
	b= 13,5 cm	base profilo		
	Ap= 58,17 cmq	Area Putrella		
	W= 473 cmc			
Dati soletta	Ls= 2,16667 m	Luce		
	Lb= 100 cm	Lunghezza base		
	s= 75 mm	Spessore soletta	*dato da rilievo*	
	c= 12 mm	Copriferro	*dato da rilievo*	
	P= 12,56 daN	peso mq acciaio		
	lr= 75 mm	larghezza rombi		
	sm= 3 mm	spessore maglia		
	lm= 200 mm	larghezza maglia		
	A= 269,23 mm ² /m	Area armatura/m	*dato da tabelle dell'epoca*	
Analisi dei carichi				
	Spessore (cm)	massa daN/m ³	pp (daN/m ²)	
Madoni	4	2400	96	
Guaina	0,5		20	
Scoria	12,5	1000	125	
Soletta in cls	7,5	2500	187,5	
Controsoffitto	3,5	1200	42	
		tot sul solaio	470,5	
			pe (daN/m ²)	
Carico Neve			80	

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Tipologia	Monier con putrelle di altezza 240
	<p><i>Geometria del campo di solaio</i></p> <p>Ampiezza del campo di solaio= 2,167 m luce della putrella= 7 m Spessore soletta= 7,5 cm lato lamiera= 3 mm Copriferro= 1,2 cm Area armatura/m= 269,23 mm²/m</p> <p><i>Geometria della putrella H 240 B 135</i></p> <p>h= 240 mm b= 135 mm Area= 58,17 cm² Peso= 45,66 daN/m Wpl= 473 cm³</p>
	<p><i>Riassunto dei carichi</i></p> <p>Carichi permanenti= 470,5 daN/m² $\gamma_G = 1,3$ Carichi di esercizio= 80 daN/m² $\gamma_G = 1,5$</p>
	<p><i>Verifica slu del solaio</i></p> <p>$M_{(max)} = 429,34$ daNm $CS = 2,32$</p> <p>Sezione: Soletta [100x7,5 cm] - Armatura 1 <small>width: 0,1120268 m - height: 0,7026877 cm - da: 0,20000000 cm</small></p>  
	<p><i>Verifica SLU della putrella</i></p> <p>Q1 (carico del solaio)= 1585 daN/m Q2(peso proprio putrella)= 59 daN/m $M_{Ed} = 10073$ daNm $T_{Ed} = 5756$ daN $M_{Rd} = 9700$ daNm $CS = 1,038$</p>

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

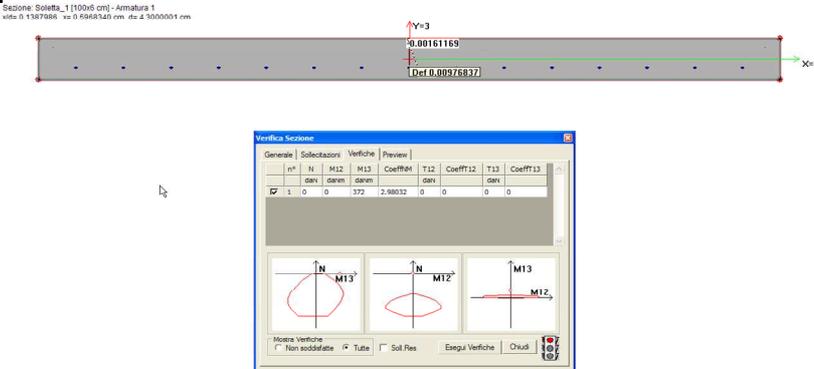
F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3.2.2 SOLAIO TIPO 2 PUTRELLA H100 B61 PIANO COPERTURA

Tipologia:	Monier con putrelle di altezza 100		
Geometria			
Dati solaio	L= 240 cm I= 216,67 cm	Luce Interasse	
Dati trave	h= 10 cm b= 5,8 cm Ap= 13,13 cmq W= 42,58 cmc	altezza profilo base profilo Area Putrella	
Dati soletta	Ls= 2,17 m Lb= 100 cm s= 60 mm c= 17 mm P= 12,56 daN lr= 75 mm sm= 3 mm lm= 200 mm A= 269,23 mm ² /m	Luce Lunghezza base Spessore soletta Copriferro peso mq acciaio larghezza rombi spessore maglia larghezza maglia Area armatura/m	 *dato da rilievo* *dato da rilievo* *dato da tabelle dell'epoca*
Analisi dei carichi	Spessore (cm)	massa daN/m ³	ppi (daN/m ²)
	Madoni 4	2400	96
	Guaina 0,5		20
	Scoria 7	1000	70
	Soletta in cls 6,0	2500	150
	Intonaco 1,0	1800	18
	Controsoffitto 3,5	1200	42
		tot sul solaio	396
	Carico Neve		pe (daN/m ²) 80

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Tipologia:	Monier con putrelle di altezza 100		
	<i>Geometria del campo di solaio</i>		
	Ampiezza del campo di solaio=	2,167 m	
	luce della putrella=	2,4 m	
	Spessore soletta=	6 cm	
	lato lamiera=	3 mm	
	Copriferro=	1,7 cm	
	Area armatura/m=	269,23 mm ² /m	
	<i>Tipologia della putrella H 100 B 58</i>		
	h=	100 mm	
	b=	58 mm	
	Area=	13,13 cm ²	
	Peso=	10,31 daN/m	
	Wpl=	42,58 cm ³	
	<i>Riassunto dei carichi</i>		
	Carichi permanenti=	396 daN/m ²	
	γ_G =	1,3	
	Carichi di esercizio=	80 daN/m ²	
	γ_G =	1,5	
	<i>Verifica slu del solaio</i>		
	$M_{(max)}$ =	372,50 daNm	
	CS=	2,98	
			
	<i>Verifica SLU della putrella</i>		
	Q1=	1375,40 daN/m	carico dal solaio
	Q2=	13,40 daN/m	peso proprio profilo
	M_{Ed} =	999,94 daNm	
	T_{Ed} =	1666,56 daN	
	M_{Rd} =	873,23 daNm	
	CS=	1,14510	

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

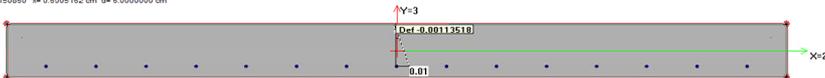
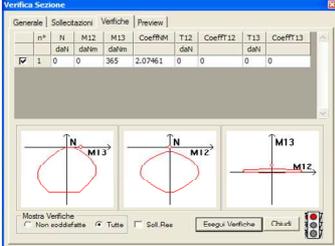
F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3.2.3 SOLAIO TIPO 3 PUTRELLA H130 B70 PIANO COPERTURA

Tipologia	Monier con putrelle di altezza 130		
Geometria			
Dati solaio	L= 310 cm l= 200,00 cm	Luce Interasse	
Dati trave	h= 13 cm b= 7 cm Ap= 18,55 cmq W= 80 cmc	altezza profilo base profilo Area Putrella	
Dati soletta	Ls= 2,00000 m Lb= 100 cm s= 75 mm c= 15 mm P= 12,56 daN lr= 75 mm sm= 3 mm lm= 2 mm A= 269,23 mm ² /m	Luce Lunghezza base Spessore soletta Copriferro peso mq acciaio larghezza rombi spessore maglia larghezza maglia Area armatura/m	 *dato da rilievo* *dato da rilievo* *dato da tabelle dell'epoca*
Analisi dei carichi			
	Spessore (cm)	massa daN/m ³	ppi (daN/m ²)
Madoni	4	2400	96
Guaina	0,5		20
Scoria	12,5	1000	125
Soletta in cls	7,5	2500	187,5
Controsoffitto	3,5	1200	42
		tot sul solaio	<u>470,5</u>
			pe (daN/m ²)
Carico Neve			80

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Tipologia	Monier con putrelle di altezza 130
	<p><i>Geometria del campo di solaio</i></p> <p>Ampiezza del campo di solaio= 2,000 m luce della putrella= 3,1 m Spessore soletta= 7,5 cm lato lamiera= 3 mm Copriferro= 1,5 cm Area armatura/m= 269,23 mm²/m</p>
	<p><i>Geometria della putrella H 130 B 70</i></p> <p>h= 130 mm b= 70 mm Area= 18,55 cm² Peso= 14,56 daN/m Wpl= 80 cm³</p>
	<p><i>Riassunto dei carichi</i></p> <p>Carichi permanenti= 470,5 daN/m² γ_G= 1,3 Carichi di esercizio= 80 daN/m² γ_G= 1,5</p>
	<p><i>Verifica sls del solaio</i></p> <p>$M_{(max)}$= 365,83 daNm CS= 2,07</p> <p><small>Sezione: Soletta_2 [100x7,5 cm] - Armatura 1 wlx= 0,1150000 m → 0,0005162 cm dl= 0,0000000 cm</small></p>  
	<p><i>Sollecitazioni sulla putrella</i></p> <p>Q1 (carico del solaio)= 1463 daN/m Q2(peso proprio putrella)= 19 daN/m M_{Ed}= 1781 daNm T_{Ed}= 2297 daN M_{Rd}= 1641 daNm CS= 1,09</p>

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

3.2.4 CONSIDERAZIONI SUI SOLAI MONIER

Riassumo nella tabella seguente coefficienti di sicurezza ottenuti dalle verifiche precedentemente riportate sui solai Monier.

Solai Monier Tabella riassuntiva verifiche di progetto		
	cs solette	cs profili
Solaio Monier H240 tipo1	2,32	1,04
Solaio Monier H100 tipo2	2,98	1,14
Solaio Monier H130 tipo3	2,07	1,09

Da questa tabella è evidente come tutti i solai indagati non risultino assolutamente verificati specialmente per quanto riguarda la resistenza delle solette, dove i coefficienti di sicurezza sono abbondantemente superiori all'unità. La causa prima di tale fenomeno è da imputare principalmente alle caratteristiche meccaniche effettivamente scadenti ricavate per l'acciaio della rete a lamiera stirata sommata alla metodologia di dimensionamento dei solai stessi che tendevano a sottostimare all'epoca le tensioni di compressione nel calcestruzzo. Oltre a questo, la scarsa resistenza unitaria determinata per la lamiera stirata è anche imputabile all'eccessivo deterioramento dell'armatura, essendo le sezioni componenti le reti non più quelle nominali.

Tutto questo porta a suggerire di porre in opera l'esecuzione di un consolidamento o di un rifacimento del solaio di copertura. Inutile incrementare il numero di indagini in sito circa le proprietà meccaniche dei materiali, per raggiungere coefficienti di confidenza più favorevoli certamente non sufficienti, (fatto questo già previsto in fase di rilievo e di progetto simulato). Meglio prevedere lo scarico della soletta di copertura esistente, (che potrà essere conservata solo come elemento secondario ai fini di tutela dell'edificio), e la sua sostituzione con una nuova soletta armata in calcestruzzo alleggerito. Allo stesso tempo dovranno essere incrementate le putrelle di sostegno delle solette per far fronte ai nuovi carichi di progetto, anche per il fatto che le stesse, a causa dell'attacco dell'ossidazione che ha raggiunto la fase esfoliante, vedono ridotta in alcuni casi la loro capacità portante originale.

3.3 SCALA

Sono state eseguite le verifiche alle travi metalliche che compongono rampe e pianerottoli della scala. Il rilievo geometrico è stato compiuto nel punto più facilmente accessibile in corrispondenza dell'ingresso sul lato nord. Si riassumono gli elementi misurati e verificati:



Cosciale H148 B80.6



Trave secondaria (traverso) pianerottolo H100 B60



Trave principale su cui appoggiano le rampe e le travi secondarie dei pianerottoli H148 B80.6

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Le verifiche sono state condotte con l'approccio agli stati limite previsto dalla normativa attuale in cui le resistenze sono state desunte dalle prove sui materiali. Il fattore di confidenza FC adottato è pari all'unità dato che il livello di conoscenza raggiunto per l'acciaio è LC3. Si è così adottata, nella verifica agli stati limite, la seguente resistenza di progetto

$$f_{yd}=205\text{N/mm}^2.$$

Nel calcolo sono state fatte inoltre le seguenti ipotesi:

- le aste vengono considerate semplicemente appoggiate alle estremità;
- i carichi sono quantificati in base all'area di influenza che compete ad ogni elemento.

Il carico variabile oggi previsto dalla normativa per scale comuni cat. C2 è pari a 400kg/m^2 , come visto in fase di progetto simulato, esso corrisponde a quello utilizzato all'epoca della progettazione (1903-07) come mostra la seguente tabella tratta da Hochbaues (manuale in uso all'epoca)

III. Nutzlasten (Verkehrslasten).

A. Decken.

1. Wohnräume	200—250 kg/qm	8. Werkstätten und Fabriken mit schweren Maschinen	600—800 kg/qm
2. Schulräume	250—300 >	9. Menschengedränge	400 >
3. Tanzsäle, Versammlungssäle	350—400 >	10. Treppen	400—500 >
4. Heuboden	400—500 >	11. Durchfahrten und befahrene Höfe	800—1000 >
5. Kaufmannspeicher und Lagerräume	500—850 >	12. Balkone, Altane und dergleichen	350 >
6. Walzspeicher	600 >		
7. Werkstätten und Fabriken mit leichten Maschinen	300—500 >		

dove per le scale (treppen) è consigliato un carico compreso tra i 400 kg/m^2 ed i 500 kg/m^2

Si riportano di seguito le analisi svolte:

Analisi dei carichi rampe nello stato di fatto:

Analisi dei carichi permanenti	Spessore/altezza media cm	Peso specifico daN/m ³	Carico distr. daN/m ²
Gradino in arenaria	9,5	2300	171
Carico permanente G2			pp (daN/m ²) 171
Sovraccarico variabile Q1			pe (daN/m ²) 400

Analisi dei carichi pianerottolo nello stato di fatto:

Analisi dei carichi permanenti	Spessore cm	Peso specifico daN/m ³	Carico distr. daN/m ²
Pavimento	0,7	2400	17
Sottofondo	3,8	1850	70
Calcestruzzo	10	2300	230
Carico permanente G2			pp (daN/m ²) 317
Sovraccarico variabile Q1			pe (daN/m ²) 400

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

COSCIALE

Verifica SL

Geometria della rampa		
Ampiezza del campo su un cosciale=	0,78 m	
luce reale della putrella=	4,35 m	
Tipologia della putrella H148 B 80.6		
h=	148 mm	
b=	80,6 mm	
Area=	27,8 cm ²	
Peso=	21,82 daN/m	
Wel=	142 cm ³	
f _{yd} =	205 N/mm ²	
E=	210000 N/mm ²	
Riassunto dei carichi		
Carichi permanenti=	134 daN/m ²	
γ _{G2} =	1,3	
Carichi di esercizio=	313 daN/m ²	
γ _{Q1} =	1,5	
Solicitazioni sulla putrella		
G1=	28,4 daN/m	peso proprio profilo
G2+Q1=	498,6 daN/m	carico portato
M _{Ed} =	1247,9 daNm	momento sollecitante
M _{Rd} =	2912,1 daNm	momento resistente
M _{Ed} /M _{Rd}	0,429	< 1 verificato

TRAVERSO PIANEROTTOLO

Verifica SL

Geometria del pianerottolo		
Ampiezza del campo di pianerottolo su un traverso=	1,10 m	
luce della putrella=	1,35 m	
Tipologia della putrella H100 B 60		
h=	100 mm	
b=	60 mm	
Area=	15,13 cm ²	
Peso=	11,88 daN/m	
Wel=	46 cm ³	
f _{yd} =	205 N/mm ²	
E=	210000 N/mm ²	
Riassunto dei carichi		
Carichi permanenti=	317 daN/m ²	
γ _{G2} =	1,3	
Carichi di esercizio=	400 daN/m ²	
γ _{Q1} =	1,5	
Solicitazioni sulla putrella		
G1=	15,4 daN/m	peso proprio profilo
G2+Q1=	1113,5 daN/m	carico portato
M _{Ed} =	257,2 daNm	momento sollecitante
M _{Rd} =	943,2 daNm	momento resistente
M _{Ed} /M _{Rd}	0,273	< 1 verificato

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITÀ DEI SOLAI.

TRAVE PRINCIPALE PIANEROTTOLO

Verifica SL

Tipologia della putrella H148 B 80.6	
Luce della putrella=	3,33 m
Carico dovuto ad un traverso del pianerottolo=	762 daN
Distanza, dalle estremità, dei traversi del pianerottolo=	1,11 m
Carico dovuto ad un cosciale=	1297 daN
Distanza, dalle estremità, dei cosciali=	1,52 m
h=	148 mm
b=	80,6 mm
Area=	27,8 cm ²
Peso=	21,82 daN/m
W _{el} =	142 cm ³
f _{yd} =	205 N/mm ²
E=	210000 N/mm ²
Solicitazioni sulla putrella	
M _{Ed} =	2840,3 daNm
M _{Rd} =	2912,1 daNm
M _{Ed} /M _{Rd}	0,975 < 1 verificato

È evidente anche in questo caso la capacità della struttura di sostegno di far fronte ai carichi di norma oggi previsti con gli opportuni coefficienti di sicurezza.

3.3.1 CONSIDERAZIONI SULLE SCALE

Le verifiche eseguite sulla struttura metallica di sostegno dei gradini in pietra e dei pianerottoli ha dato risultati positivi.

La stessa ha un sufficiente grado di conservazione e non presenta segni di sofferenza.

Per essa non sembra essere necessario mettere in gioco nessun tipo di opera di consolidamento.

Fa eccezione la resistenza del corrimano alle spinte orizzontali che rimane l'unico elemento di vulnerabilità poiché certamente non adeguato ai carichi oggi previsti in normativa.

4. VERIFICA DI VULNERABILITA' DEI SOLAI EDIFICIO F2

4.1 SOLAI E TRAVI IN C.C.A.

Tutte le analisi, oltre alle informazioni raccolte, sono illustrate nei paragrafi seguenti. Per l'ubicazione dei solai, si faccia riferimento alle piante a seguito riportate.

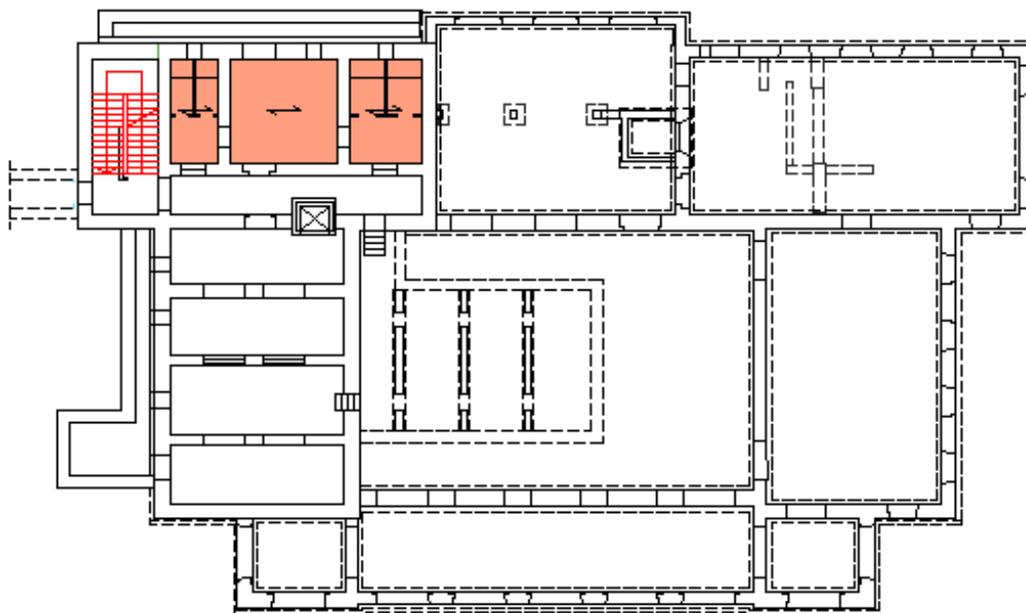


Figura 4-1 Pianta dei muri del piano seminterrato con individuazione del solaio in latero-cemento del piano terra

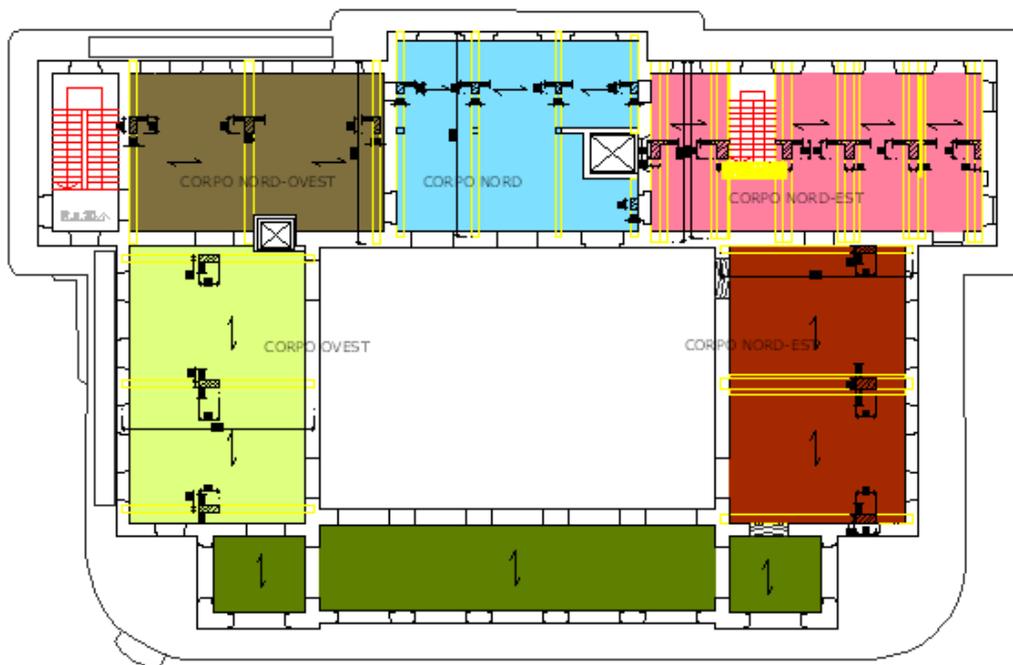


Figura 4-2 Pianta dei muri del piano terra con individuazione dei solai di piano primo

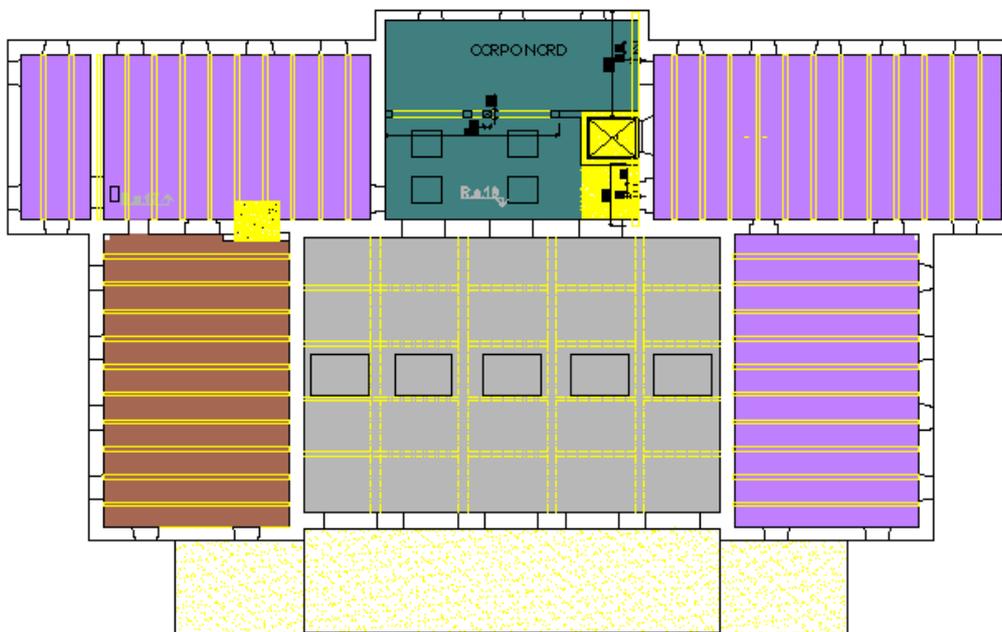


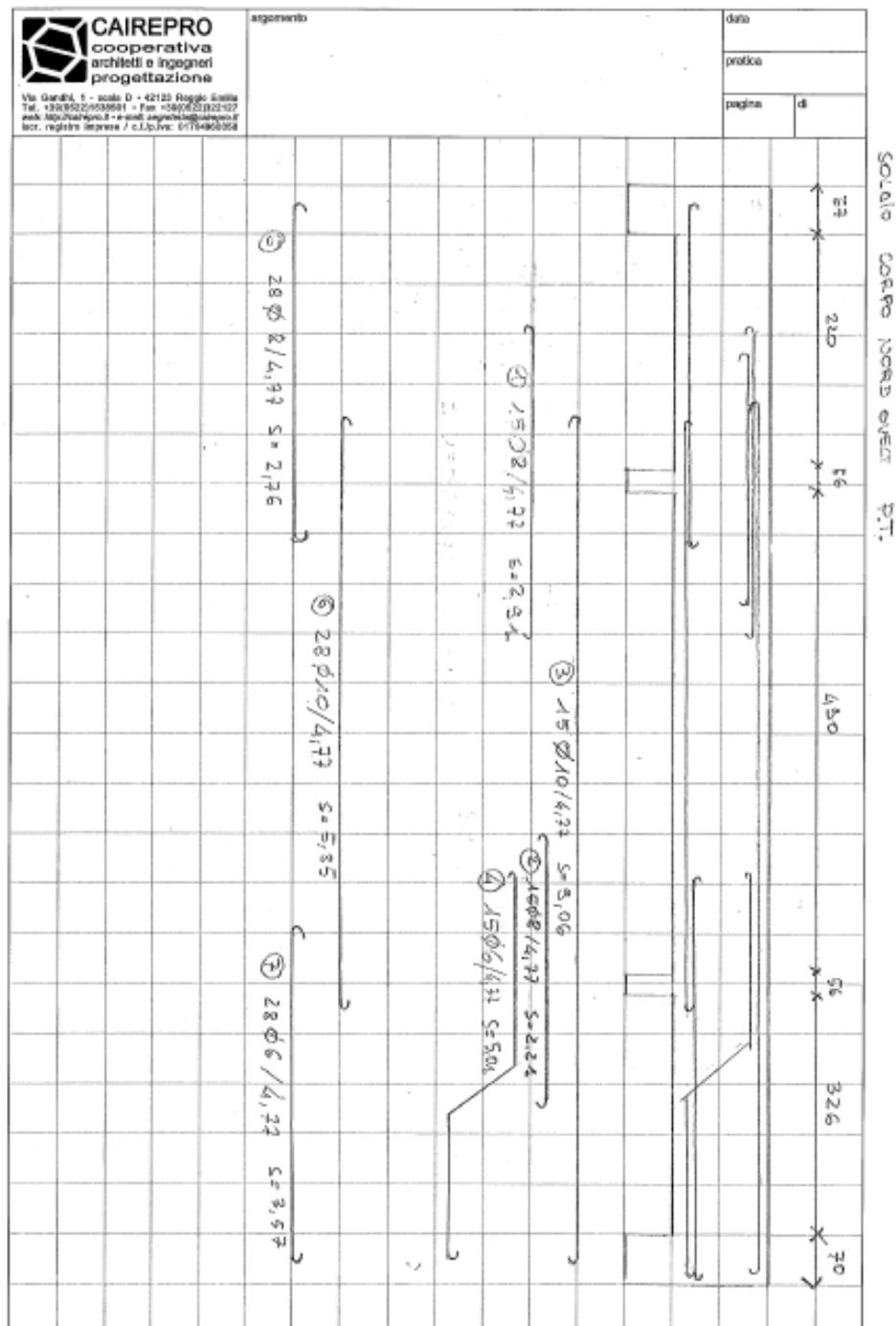
Figura 4-3 Pianta dei muri del piano primo con individuazione dei solai di sottotetto/copertura

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

4.1.1 SOLAIO PIANO TERRA CORPO NORD-OVEST

Il disegno schematico dell'armatura del solaio è riportato nella figura seguente:



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

La tabella seguente contiene la verifica dell'armatura del solaio.

Geometria del solaio

H=	19 cm	
c=	2 cm	copriferro armature da rilievo
d=	17 cm	
Lc-1=	2,45 m	luce del solaio
Lc-2=	5,46 m	
Lc-3=	3,54 m	

Carico sul solaio

pp (daN/m ²)	469 daN/m ²	carichi permanenti
gG=	1,3	
pe (daN/m ²)	300 daN/m ²	carichi di esercizio
gq=	1,5	
R=	1059 daN/m ²	Risultante dei carichi

TRAVETTO LATERALE SINISTRO

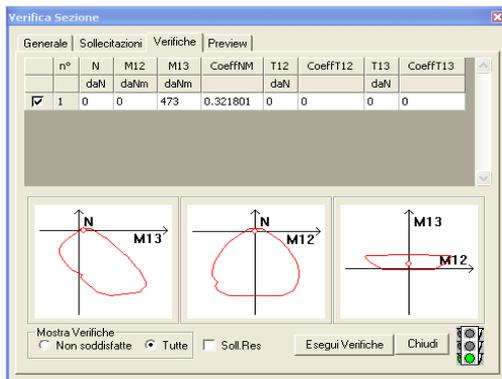
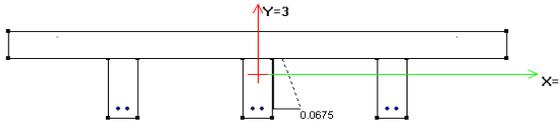
Sollecitazioni

M=-	-1934,16 daNm	Momento massimo appoggio dx
M+=	473,51 daNm	Momento massimo in campata
T=	2069,46 daN	Taglio massimo appoggio dx
T=	683,12 daN	Taglio appoggio sx

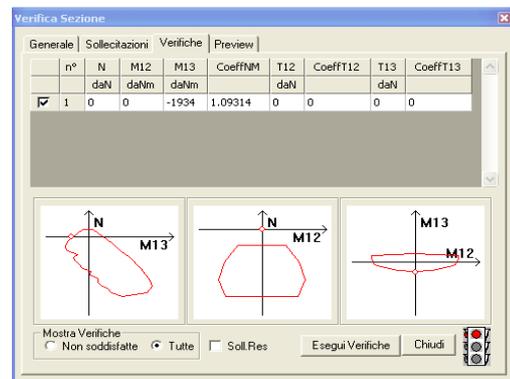
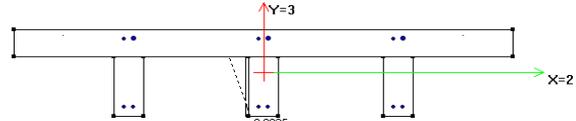
Verifiche a flessione

CS=	0,32	Coefficiente di sicurezza a momento positivo
CS=	1,09	Coefficiente di sicurezza a momento negativo

x/d= 0.0483152 x= 0.8213579 cm d= 17.000000 cm



Sezione: travetto-sx - Armatura 3
x/d= 0.1578164 x= 2.8068688 cm d= 17.785665 cm



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Verifiche a taglio

	Calcestruzzo				
		bw=	18,99 cm		
		f'cd=	68,20 daN/cm ²		
		αC=	1		
	Ferri piegati				
		Asw=	0,00 cmq		
		f _{yd} =	2922,1 daN/cmq		
		α=	45 °		inclinazione delle barre
		α=	0,7854 rad		
		θ=	45 °		inclinazione della biella di cls
		θ=	0,7854 rad		
		sen(α)=	0,70711		
		cotan(α)=	1,0000		
		cotan(θ)=	1,0000		
Resistenza a taglio travetto senza armatura		k=	2,085	<	2
		Asl=	2,94 cmq		
		ρ=	0,0090927		
		fck=	240,7 daN/cmq		
		γC=	1,50		
		vmin=	0,49		
	V _{Rdmin} =	1568	V _{Rd} =	2167 daN	> 1755 daN Taglio agente
			L*=	1,9285 m	
Verifica con le forze di scorrimento		Tmax=	2069 daN		taglio massimo in asse alla trave
		Tprg=	1755 daN		taglio massimo a filo solaio
		L"=	1,842 m		base diagramma del taglio del travetto dall'asse trave
		L'=	1,562 m		base diagramma del taglio del travetto
		L'-L"=	-36,66 cm		
		S _{Rsd} =	0 daN		scorrimento resistente delle barre
		S _{Esd} =	0 daN		scorrimento sollecitante sulle barre

TRAVETTO CENTRALE

Sollecitazioni

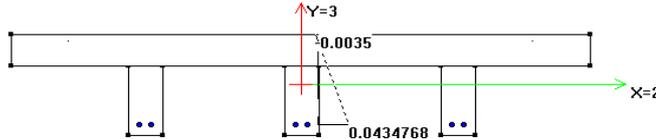
M=-	-1845,53 daNm	Momento massimo appoggio sx
M=-	-2153,8 daNm	Momento massimo appoggio dx
M+=	1803,22 daNm	Momento massimo in campata
T=	2785,82 daN	Taglio massimo appoggio dx
T=	2656,29 daN	Taglio massimo appoggio sx

Verifiche a flessione

cs= 0,7940

Coefficiente di sicurezza a momento positivo

sez:travetto - Armatura 4
c/d= 0.0745048 x= 1.2682603 cm d= 17.022528 cm



Verifica Sezione

Generale	Sollecitazioni	Verifiche	Preview					
n°	N daN	M12 daNm	M13 daNm	CoeffNM	T12 daN	CoeffT12	T13 daN	CoeffT13
1	0	0	1803	0,79468	0	0	0	0

Mostra Verifiche
 Non soddisfatte
 Tutte
 Soll Res
 Esegui Verifiche Chiudi

Verifiche a taglio

Calcestruzzo

bw=	18,99 cm
f'cd=	68,20 daN/cm ²
αc=	1

Ferri piegati

Asw=	0,00 cmq	
f _{yd} =	2922,1 daN/cmq	
α=	45 °	inclinazione delle barre
α=	0,7854 rad	
θ=	45 °	inclinazione della biella di cls
θ=	0,7854 rad	
sen(α)=	0,70711	
cotan(α)=	1,0000	
cotan(θ)=	1,0000	

tenza a taglio travetto senza armatura

k=	2,085	>	2
Asl=	4,64	cmq	
ρ=	0,0143665		
f _{ck} =	240,7 daN/cmq		
γ _c =	1,50		
v _{min} =	0,49		

V _{Rdmin} =	1568	V _{Rd} =	2524 daN	>	2507 daN	Taglio agente
		L* =	2,5319 m			

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

TRAVETTO LATERALE DESTRO

Sollecitazioni

M=- **-2111,06** daNm
M+= **1145,29** daNm
T= **1360,11** daN
T= **2506,1** daN

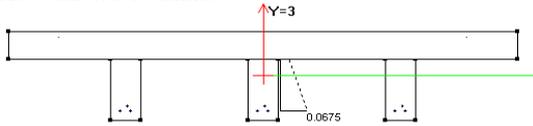
Momento massimo appoggio sx
Momento massimo in campata
Taglio appoggio dx
Taglio appoggio sx

Verifiche a flessione
campata dx

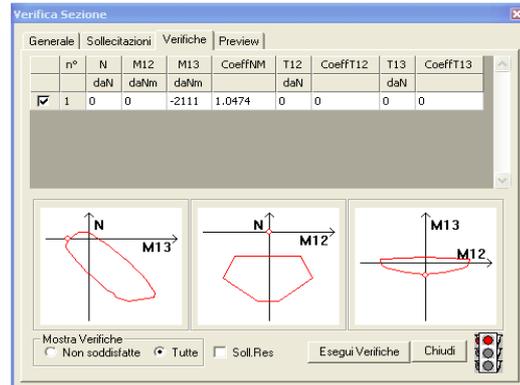
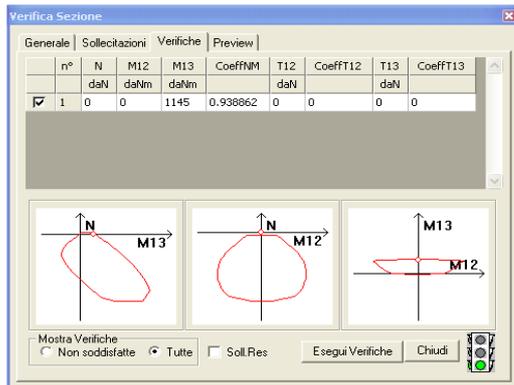
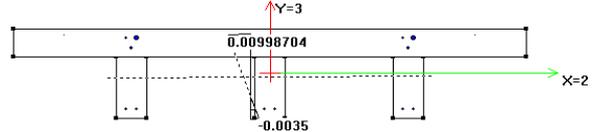
CS= 0,94
CS= 1,05

Coefficiente di sicurezza a momento positivo
Coefficiente di sicurezza a momento negativo

Sezione: travetto-dx - Armatura 2
x/d= 0.0427284 x= 0.7267479 cm d= 17.008553 cm



Sezione: travetto-dx - Armatura 3
x/d= 0.2595083 x= 4.6732013 cm d= 18.007907 cm



Verifiche a taglio

Calcestruzzo

bw= 18,99 cm
f'cd= 68,20 daN/cm²
αC= 1

Ferri piegati

Asw= 0,89 cmq
f_{yd}= 2922,1 daN/cm²
α= 45 °
α= 0,7854 rad
θ= 45 °
θ= 0,7854 rad

inclinazione delle barre

inclinazione della biella di cls

sen(α)= 0,70711
cotan(α)= 1,0000
cotan(θ)= 1,0000

Resistenza a taglio travetto senza armatura

k= 2,085 > 2
Asl= 1,64 cmq
ρ= 0,0050919
f_{ck}= 240,7 daN/cm²
γC= 1,50
v_{min}= 0,49

V_{Rdmin}= 1568

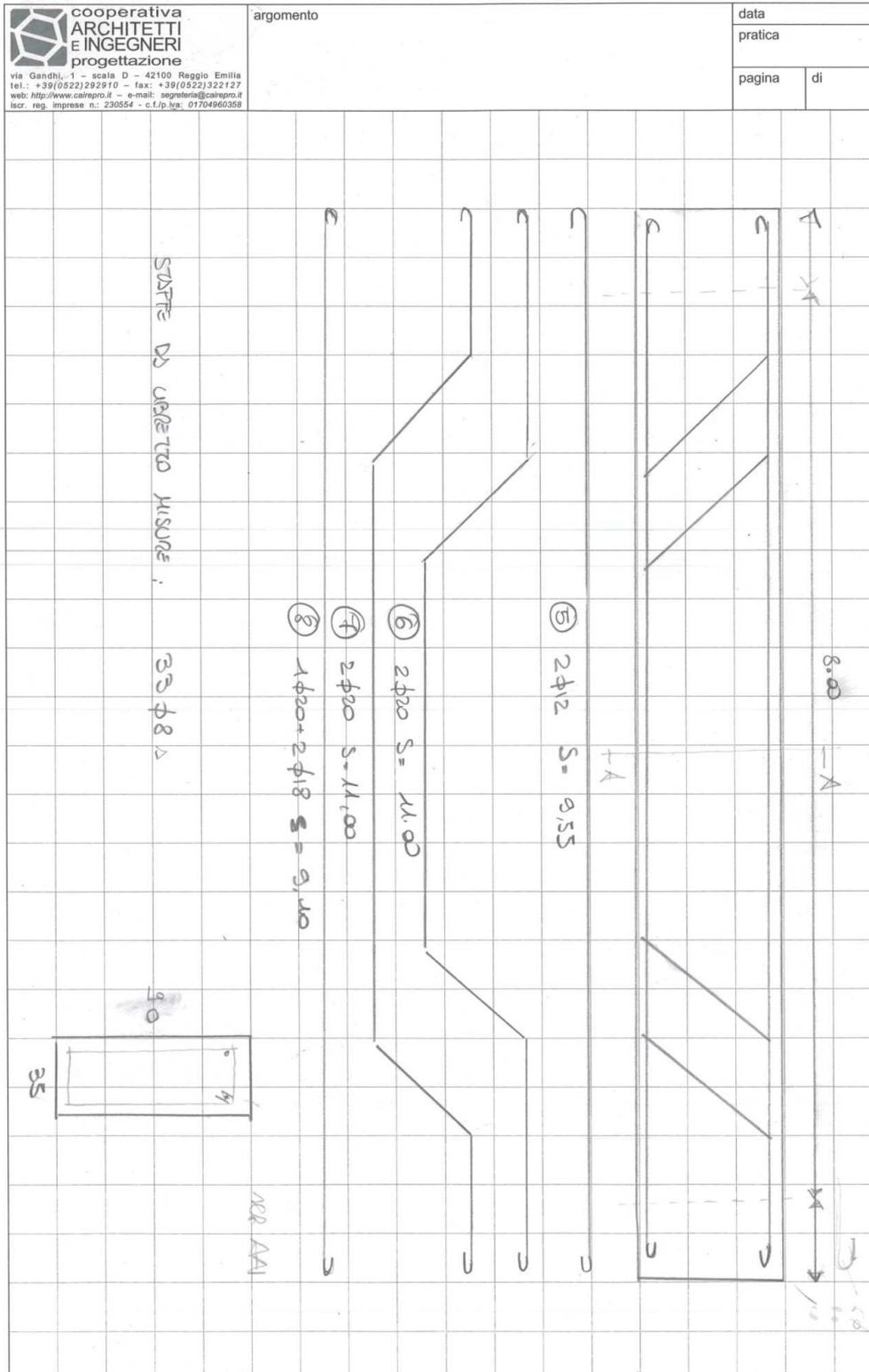
V_{Rd}= 1786 daN
L*= 1,6353 m

< 2200 daN Taglio agente

Verifica con le forze di scorrimento	T _{max} =	2506 daN	taglio massimo in asse alla trave
	T _{prg} =	2200 daN	taglio massimo a filo solaio
	L"=	2,295 m	base diagramma del taglio del travetto dall'asse trav
	L'=	2,015 m	base diagramma del taglio del travetto
	L'-L*='	37,94 cm	
	S _{Rsd} =	3698 daN	scorrimento resistente delle barre
S _{Esd} =	4942 daN	scorrimento sollecitante sulle barre	

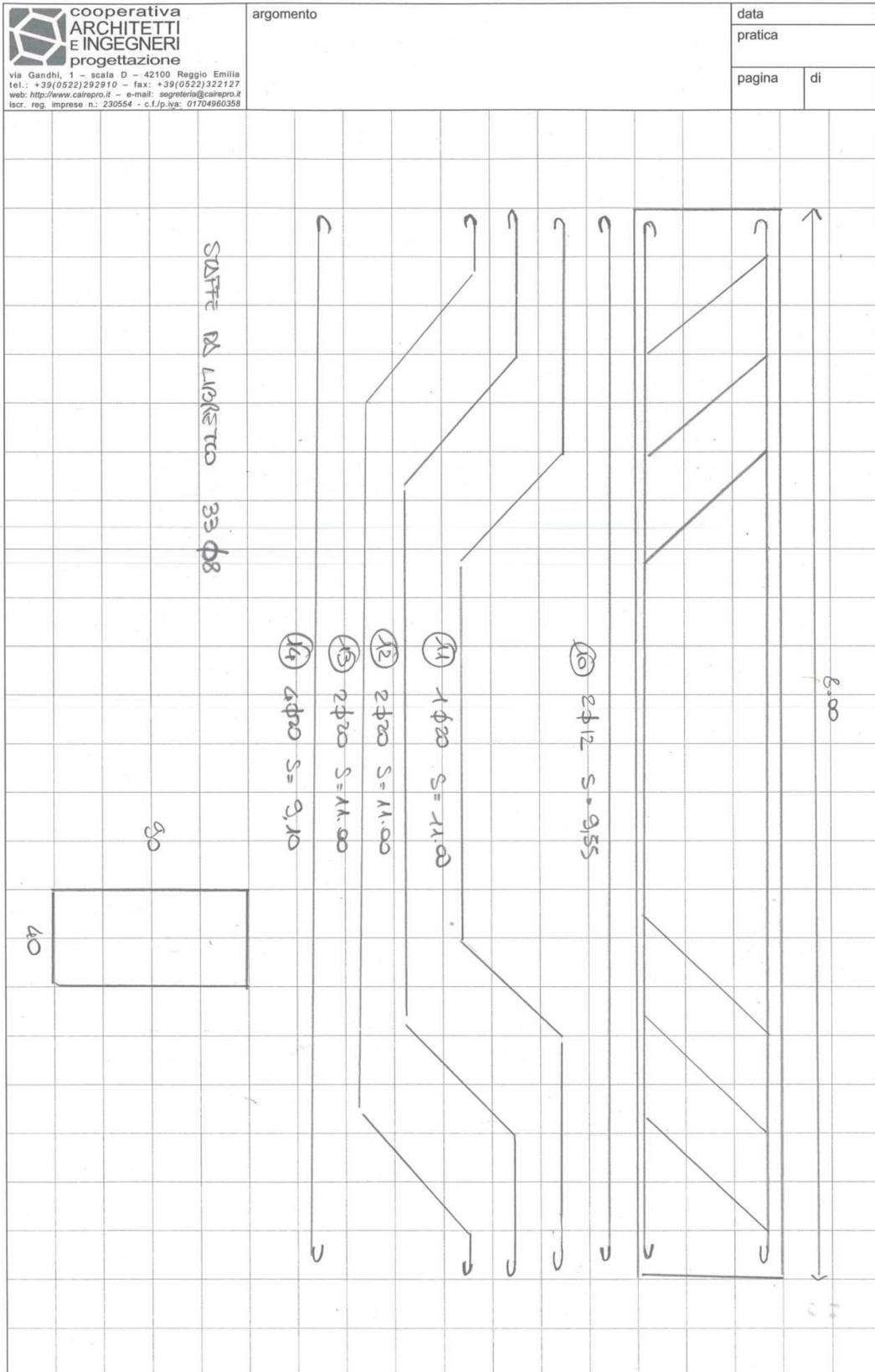
4.1.2 TRAVI E SOLAIO PIANO PRIMO CORPO OVEST

I disegni schematici dell'armatura del solaio e delle travi sono riportati nelle figure seguenti:



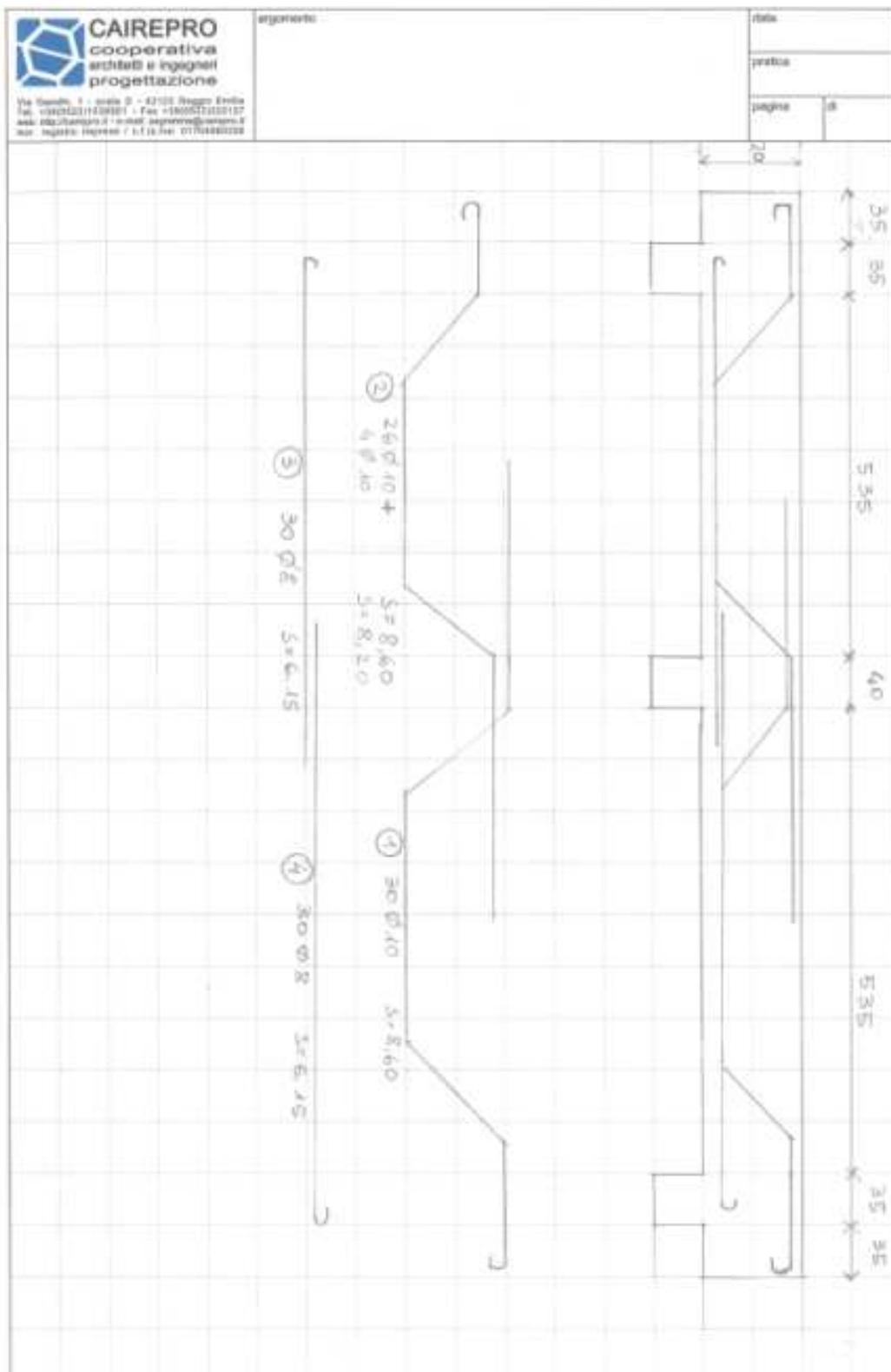
PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Le tabelle seguenti contengono la verifica dell'armatura del solaio e delle travi; per la descrizione dettagliata dei carichi permanenti agenti, si veda la relazione inerente all'indagine storico-critica.

TRAVE LATERALE

Geometria

B= 35 cm
H= 90 cm
c= 3 cm
d= 87 cm

copriferro armature da rilievo

Carico sulla trave

pp (daN/m²) 396 daN/mq
pe (daN/m²) 300,0 daN/mq

G2= 1106,1 daN/m carichi permanenti
 γ_G = 1,3
Q= 945 daN/m carichi di esercizio
 γ_Q = 1,5

G1= 787,5 daN/m
 γ_G = 1,3

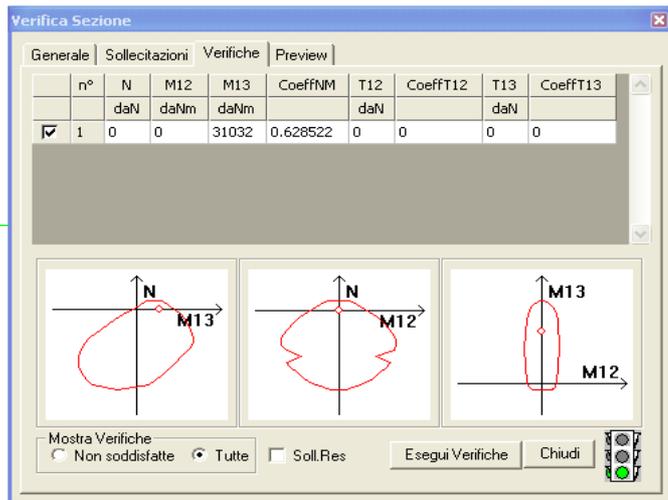
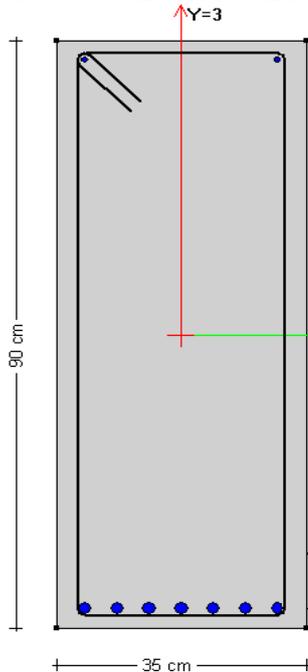
R= 3879,05 daN/m Risultante dei carichi

M_{Ed}= 31032,4 daNm Momento massimo in campata
V_{Ed}= 15516,18 daN Taglio massimo agli appoggi

Verifiche a flessione

cs= 0,623 da CMP

Sezione: 1 30x90 [30x90 cm] - Armatura 1
x/d= 0,1680574 x= 14,621473 cm d= 87,002857 cm



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

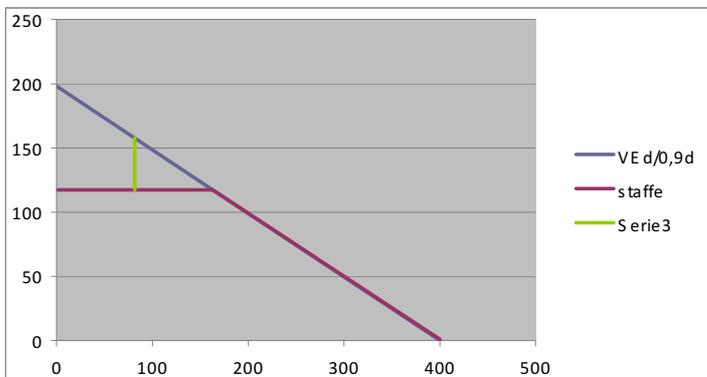
F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Verifiche a taglio

	$f_{yd} =$	2922,10 daN/cm ²	
Staffe	$A_{sw} =$	1,0048 cm ²	staffa ϕ 8 a due braccia
	$s =$	25 cm	passo da rilievo
	$\alpha =$	90 °	inclinazione delle staffe
	$\alpha =$	1,5708 rad	
	$\theta =$	45 °	inclinazione della biella di cls
	$\theta =$	0,7854 rad	
	$\cotan(\alpha) =$	0,0000	
	$\cotan(\theta) =$	1,0000	
Calcestruzzo	$V_{Rsd(1)} =$	9196,0 daN	
	$b_w =$	35 cm	
	$f'_{cd} =$	68,198 daN/cm ²	
	$\alpha_c =$	1	
	$V_{Rcd(1)} =$	93449 daN	
	$V_{Rd(1)} =$	9196 daN	
	$V_{Ed} =$	15516,18 daN	taglio sollecitante
	$\Delta V =$	6320,231 daN	aliquota di taglio non assorbita dalle staffe
	$L' =$	162,93263 cm	base del diagramma di taglio non assorbito dalle staffe
	$S_t =$	39633 daN	scorrimento totale
	$S_s =$	33057 daN	83% scorrimento assorbito da staffe
	$S_p =$	6576 daN	17% Scorrimento a carico dei ferri piegati

Ferri piegati

coppia di barre	1	2	
$A_s =$	6,28	6,28	cm ²
$\alpha =$	45	45	°
$\alpha =$	0,785398163	0,785398163	rad
$\theta =$	45,0000	45,0000	°
$\theta =$	0,785398163	0,785398163	rad
$\sin(\alpha) =$	0,7071	0,7071	
$\cotan(\alpha) =$	1,0000	1,0000	
$\cotan(\theta) =$	1,0000	1,0000	
$S_{Rsd(2)} =$	25965,1	25965,1	daN
	4932	1644	daN
			6576 daN
			scorrimento sollecitante totale
$V_{Rsd(2)} =$	12982,6	12982,6	daN



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

TRAVE CENTRALE

Geometria

B=	40 cm	
H=	90 cm	
c=	3 cm	copri ferro armature da rilievo
d=	87 cm	

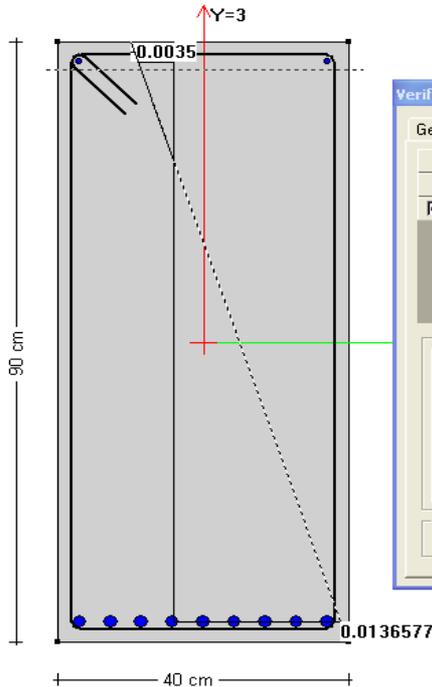
Carico sulla trave

pp (daN/m ²)	396 daN/mq	
pe (daN/m ²)	300,0 daN/mq	
G2=	2830 daN/m	carichi permanenti
γ_G =	1,3	
Q=	2145 daN/m	carichi di esercizio
γ_Q =	1,5	
G1=	900 daN/m	peso proprio trave
γ_G =	1,3	
R=	8066 daN/m	Totale dei carichi distribuiti
M _{Ed} =	64528 daNm	Momento massimo in campata
V _{Ed} =	32264 daN	Taglio massimo agli appoggi

Verifiche a flessione

cs= 0,977 da CMP

Sezione: T 40x90 [40x90 cm] - Armatura 1
x/d= 0.2039896 x= 17.750838 cm d= 87.018367 cm



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Verifiche a taglio

$f_{yd} = 2922 \text{ daN/cm}^2$

Staffe $A_{sw} = 1,0048 \text{ cm}^2$ staffa ϕ 8 a due braccia
 $s = 25 \text{ cm}$ passo da rilievo
 $\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle staffe
 $\alpha = 1,5708 \text{ rad}$
 $\theta = 45^\circ$ inclinazione della biella di cls
 $\theta = 0,7854 \text{ rad}$

$\cotan(\alpha) = 0,0000$
 $\cotan(\theta) = 1,0000$

Calcestruzzo $V_{Rsd(1)} = 9196 \text{ daN}$ taglio lato staffe

$b_w = 40 \text{ cm}$
 $f_{cd} = 68,198 \text{ daN/cm}^2$
 $\alpha_c = 1$

$V_{Rcd(1)} = 106799 \text{ daN}$

$V_{Rd(1)} = 9196 \text{ daN}$

$V_{Ed} = 32264 \text{ daN}$ taglio sollecitante

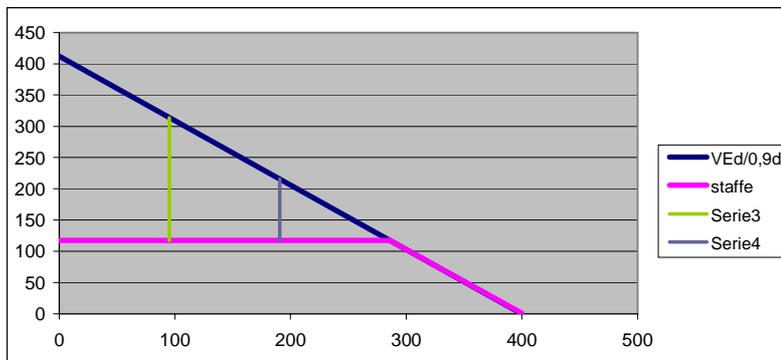
$\Delta V = 23068 \text{ daN}$ aliquota di taglio non assorbita dalle staffe

$L' = 285,991 \text{ cm}$ base del diagramma di taglio non assorbito dalle staffe

$St = 82411 \text{ daN}$ scorrimento totale
 $Ss = 40283 \text{ daN}$ 49% scorrimento assorbito da staffe
 $Sp = 42128 \text{ daN}$ 51% Scorrimento a carico dei ferri piegati

Ferri piegati

coppia di barre	1	2	3	
$A_s =$	6,28	6,28	3,14	cm ²
$\alpha =$	45	45	45	°
$\alpha =$	0,7854	0,7854	0,7854	rad
$\theta =$	45	45	45	°
$\theta =$	0,7854	0,7854	0,7854	rad
$\sin(\alpha) =$	0,7071	0,7071	0,7071	
$\cotan(\alpha) =$	1,0000	1,0000	1,0000	
$\cotan(\theta) =$	1,0000	1,0000	1,0000	
$S_{Rsd(2)} =$	25965	25965	12983	daN
	23404	14043	4681	daN
			42128	daN
				scorrimento sollecitante totale
$V_{Rsd(2)} =$	12983	12983	6491	daN



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

SOLAIO

Geometria del solaio

H=	22 cm	
c=	2 cm	copriferro armature da rilievo
d=	20 cm	
Ls=	5,73 m	luce del solaio

Carico sul solaio

pp (daN/m ²)	395,75 daN/m ²	carichi permanenti
$\gamma_G=$	1,3	
pe (daN/m ²)	300 daN/m ²	carichi di esercizio
$\gamma_Q=$	1,5	
R=	964 daN/m ²	Risultante dei carichi

M=-	3958 daNm/m	Momento massimo appoggio centrale
M-(ver)=	-3288 daNm/m	Momento massimo filo solaio
M+=	2586 daNm/m	Momento massimo in campata
T=	2072 daN/m	Taglio all'appoggio laterale
T=	3454 daN/m	Taglio massimo

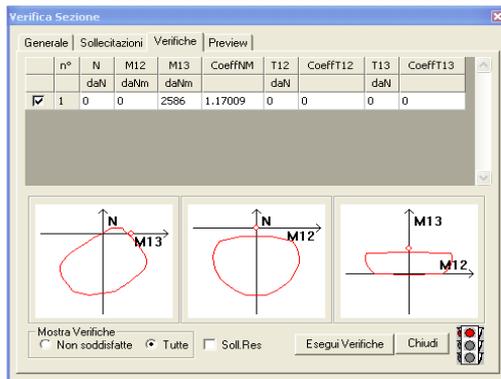
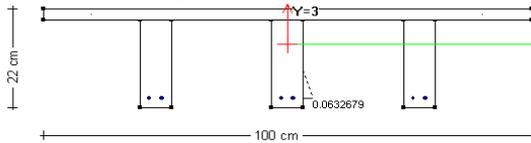
Verifiche a flessione

da CMP
da CMP

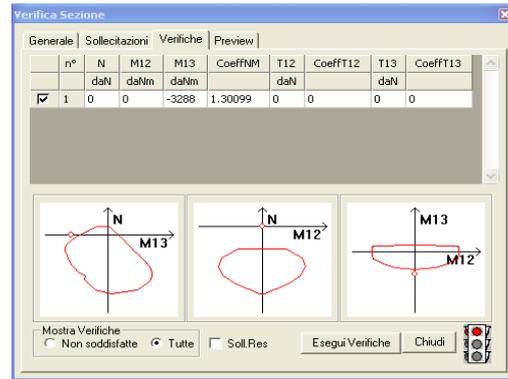
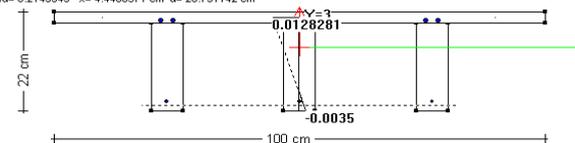
CS=	1,17
CS=	1,31

Coefficiente di sicurezza a momento positivo
Coefficiente di sicurezza a momento negativo

Sezione: travetto - Armatura 2
x/d= 0.0524204 x= 1.0494674 cm d= 20.020218 cm



Sezione: travetto - Armatura 3
x/d= 0.2143543 x= 4.4480971 cm d= 20.751142 cm



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Verifiche a taglio

Calcestruzzo

bw= 24,4 cm
f'cd= 68,20 daN/cm²
αc= 1

Ferri piegati

Asw= 2,95
f_{yd}= 2922,1 daN/cm²
α= 45 ° inclinazione delle barre
θ= 0,7854 rad inclinazione della biella di cls
θ= 45 °
θ= 0,7854 rad

sen(α)= 0,70711
cotan(α)= 1,0000
cotan(θ)= 1,0000

Resistenza a taglio travetto senza armatura

k= 2,000 < 2
Asl= 4,24 cm²
ρ= 0,0086923
fck= 240,7 daN/cm²
γc= 1,50
vmin= 0,49

V_{Rdmin}= 2368

V_{Rd}= 3224 daN < 3261 daN
L* = 3,3424 m

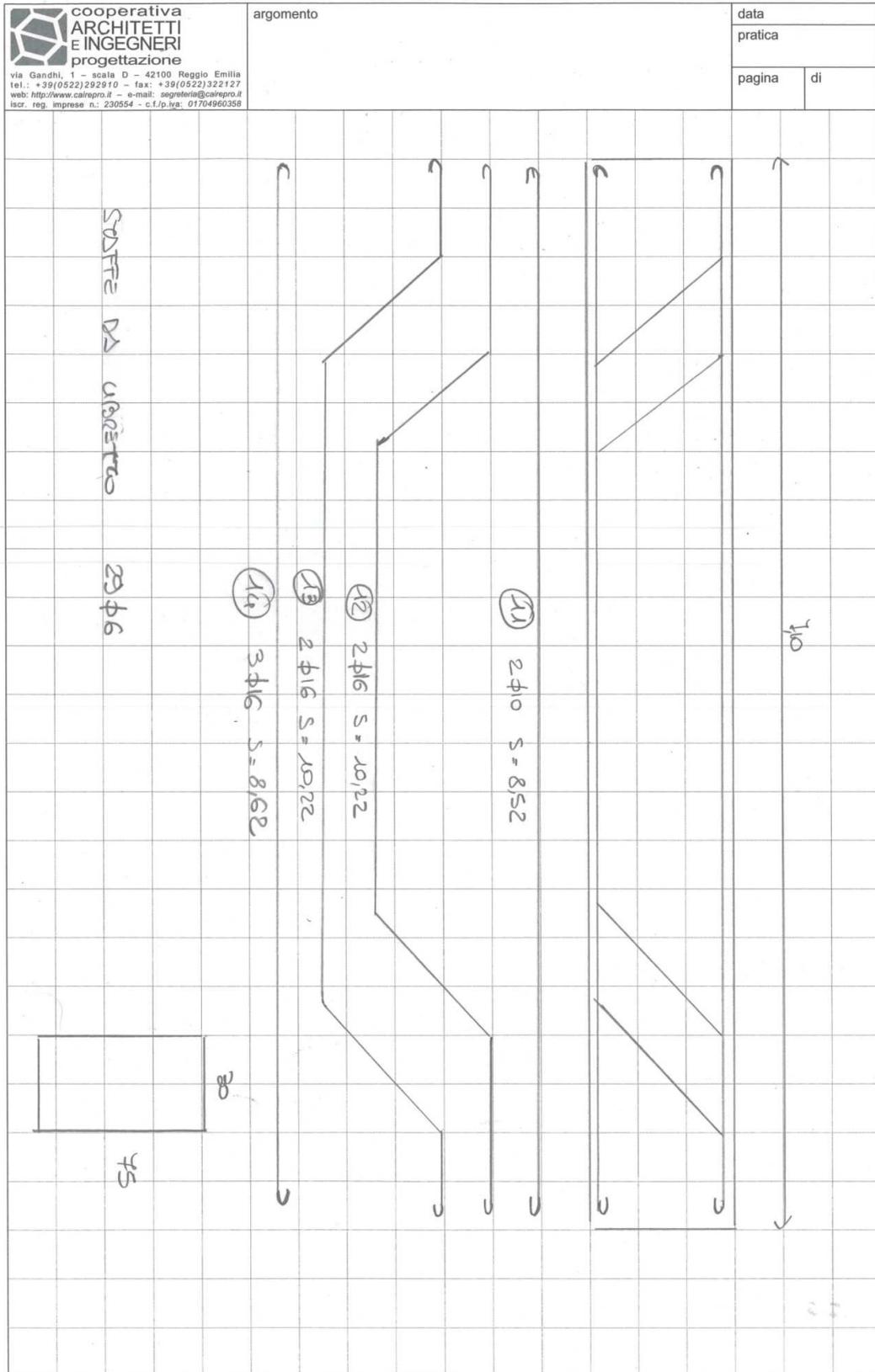
Verifica con le forze di scorrimento

Tmax= 3454 daN/m taglio massimo in asse alla trave
Tprg= 3261 daN/m taglio massimo a filo solaio

L"= 3,581 m base diagramma del taglio del travetto asse trave
L'= 3,381 m base diagramma del taglio del travetto filo trave
L'-L* = 3,89 cm

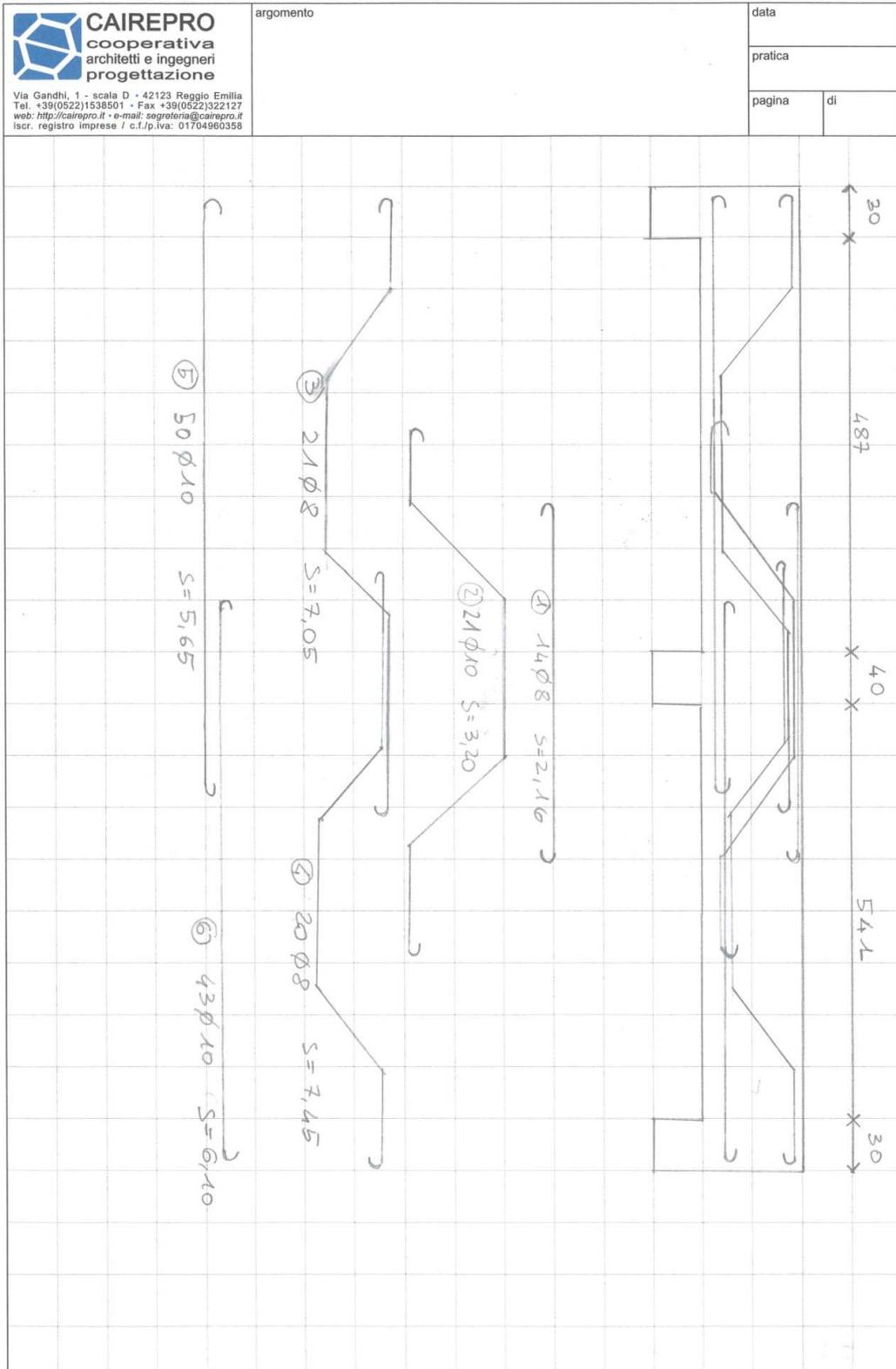
S_{Rsd}= 12171 daN scorrimento resistente delle barre

S_{Esd}= 700 daN scorrimento sollecitante sulle barre



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Le tabelle seguenti contengono il progetto dell'armatura del solaio e delle travi; per l'analisi dettagliata dei carichi permanenti, si veda la relazione contenente le indagini storico-critiche.

TRAVE LATERALE

Geometria

B= 30 cm
H= 75 cm
cf= 3 cm
d= 72 cm

Carico sulla trave

pp (daN/m²) 380 daN/mq
pe (daN/m²) **300 daN/mq**

G2= 984 daN/m carichi permanenti
 γ_c = **1,3**
Q= 884 daN/m carichi di esercizio
 γ_q = **1,5**

G1= 562,5 daN/m
 γ_c = **1,3**

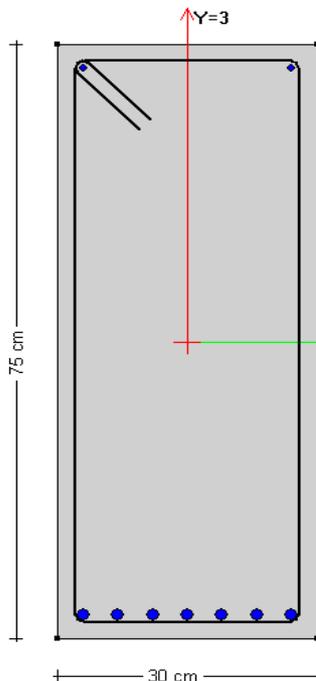
R= 3336,91 daN/m Risultante dei carichi

M_{Ed}= 21623,2 daNm Momento massimo in campata
V_{Ed}= 12012,89 daN Taglio massimo agli appoggi

Verifiche a flessione

cs= **0,777** < 1 **da CMP**

Sezione: T 30x75 [30x75 cm] - Armatura 1



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Verifiche a taglio

$f_{yd} = 2922,10 \text{ daN/cm}^2$

Staffe $A_{sw} = 0,5652 \text{ cm}^2$ staffa ϕ **6** a due braccia
 $s = 24 \text{ cm}$ passo da rilievo
 $\alpha = 90^\circ$ inclinazione delle staffe
 $\alpha = 1,5708 \text{ rad}$
 $\theta = 45^\circ$ inclinazione della biella di cls
 $\theta = 0,7854 \text{ rad}$

$\cotan(\alpha) = 0,0000$
 $\cotan(\theta) = 1,0000$

Calcestruzzo $V_{Rsd(1)} = 4459,2 \text{ daN}$
 $bw = 30 \text{ cm}$
 $f'_{cd} = 68,198 \text{ daN/cm}^2$
 $\alpha_c = 1$

$V_{Rcd(1)} = 66289 \text{ daN}$

$V_{Rd(1)} = 4459 \text{ daN}$

$V_{Ed} = 12013 \text{ daN}$ taglio sollecitante

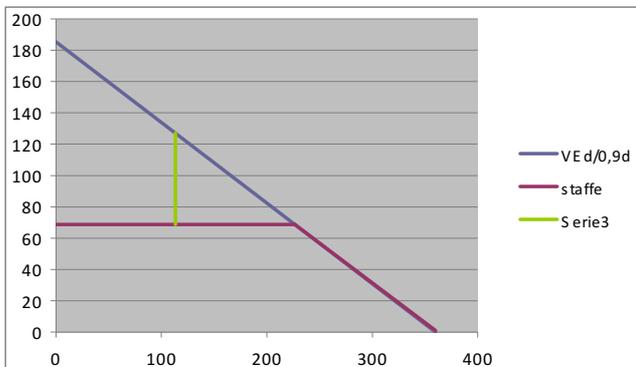
$\Delta V = 7554 \text{ daN}$ aliquota di taglio non assorbita dalle staffe

$L' = 226,366 \text{ cm}$ base del diagramma di taglio non assorbito dalle staffe

$S_t = 33369 \text{ daN}$ scorrimento totale
 $S_s = 20176 \text{ daN}$ 60% scorrimento assorbito da staffe
 $S_p = 13194 \text{ daN}$ 40% Scorrimento a carico dei ferri piegati

Ferri piegati

	1	2		
coppia di barre				
A_s	4,02	4,02	cm ²	
α	45	45	°	
α	0,7854	0,7854	rad	
θ	45	45	°	
θ	0,7854	0,7854	rad	
$\sin(\alpha)$	0,7071	0,7071		
$\cotan(\alpha)$	1,00	1,00		
$\cotan(\theta)$	1,00	1,00		
$S_{Rsd(2)}$	16613	16613	daN	scorrimento resistente delle barre
	9895	3298	daN	scorrimento sollecitante sulle barre
			13194 daN	scorrimento sollecitante totale
$V_{Rsd(2)}$	8306	8306	daN	



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

TRAVE CENTRALE

Geometria

B=	40 cm	
H=	75 cm	
c=	3 cm	copriferro armature da rilievo
d=	72 cm	

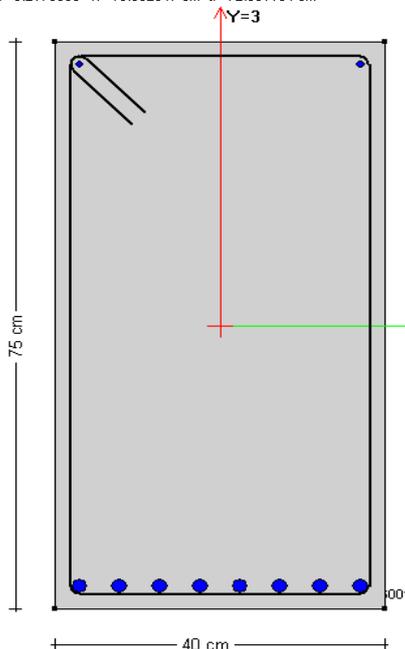
Carico sulla trave

pp (daN/m ²)	380	
pe (daN/m ²)	300	
G2=	2622 daN/m	carichi permanenti
γ_G =	1,3	
Q=	2070 daN/m	carichi di esercizio
γ_q =	1,5	
G1=	750 daN/m	
γ_G =	1,3	
R=	7489 daN/m	Risultante dei carichi
M _{Ed} =	48526 daNm	Momento massimo in campata
V _{Ed} =	26959 daN	Taglio massimo agli appoggi

Verifiche a flessione

cs= 1,005 > 1

Sezione: T 40x75 [40x75 cm] - Armatura 1
x/d= 0.2173903 x= 15.652347 cm d= 72.001134 cm

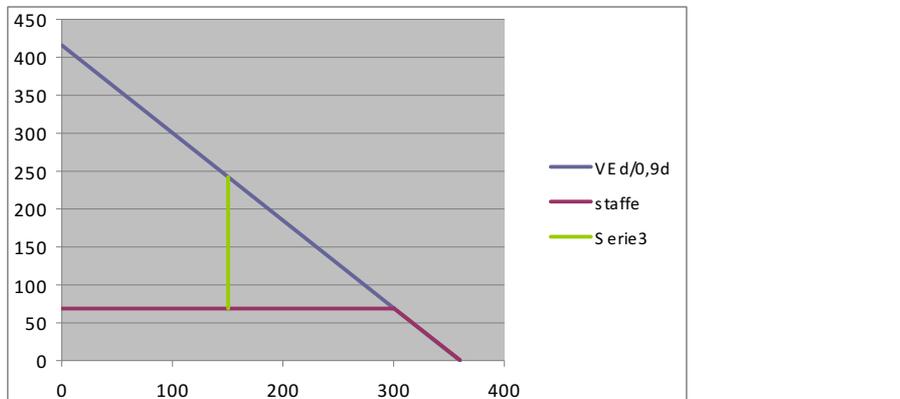


PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Verifiche a taglio

	$f_{yd} =$	2922,10 daN/cm ²		
Staffe	$A_{sw} =$	0,5652 cm ²	staffa ϕ 6 a due braccia	
	$s =$	24 cm	passo da rilievo	
	$\alpha =$	90 °	inclinazione delle staffe	
	$\alpha =$	1,5708 rad		
	$\theta =$	45 °	inclinazione della biella di cls	
	$\theta =$	0,7854 rad		
		$\cotan(\alpha) =$	0,0000	
	$\cotan(\theta) =$	1,0000		
Calcestruzzo	$V_{Rsd(1)} =$	4459,2 daN		
	$b_w =$	40 cm		
	$f'_{cd} =$	68,198 daN/cm ²		
	$\alpha_c =$	1		
	$V_{Rcd(1)} =$	88385 daN		
	$V_{Rd(1)} =$	4459 daN		
	$V_{Ed} =$	26959 daN		
	$\Delta V =$	22500 daN	aliquota di taglio non assorbita dalle staffe	
	$L' =$	300,453 cm	base del diagramma di taglio non assorbito dalle staffe	
	$S_t =$	74886 daN	scorrimento totale	
	$S_s =$	22725 daN	30% scorrimento assorbito da staffe	
	$S_p =$	52161 daN	70% Scorrimento a carico dei ferri piegati	
	Ferri piegati	coppia di barre	1	2
$A_s =$		6,28	6,28	cm ²
$\alpha =$		45	45	°
$\alpha =$		0,7854	0,7854	rad
$\theta =$		45	45	°
$\theta =$		0,7854	0,7854	rad
$\sin(\alpha) =$		0,7071	0,7071	
$\cotan(\alpha) =$		1,0000	1,0000	
$\cotan(\theta) =$		1,0000	1,0000	
$S_{Rsd(2)} =$		25952	25952	daN
		39121	13040	scorrimento resistente delle barre
				scorrimento sollecitante sulle barre
			52161 daN	scorrimento sollecitante gravante sui piegati
$V_{Rsd(2)} =$		12976	12976	daN



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

SOLAIO

Geometria del solaio

H=	19,5 cm	
c=	2 cm	copriferro armature da rilievo
d=	17,5 cm	
LS=	5,28 m	luce campata sx
Ld=	5,76 m	luce campata sx

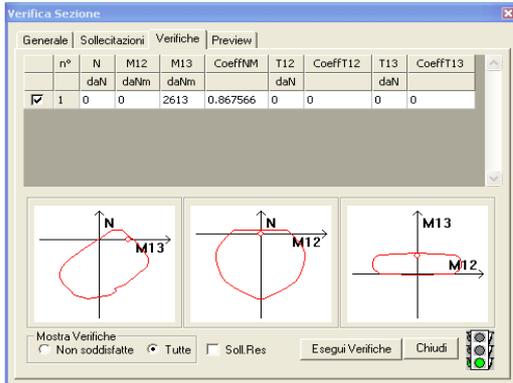
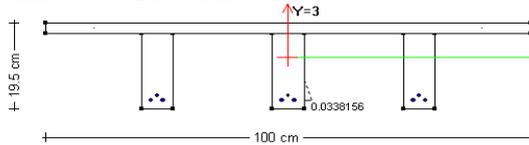
Carico sul solaio

pp (daN/m ²)	380 daN/m ²	carichi permanenti
γ_G =	1,3	
pe (daN/m ²)	300 daN/m ²	carichi di esercizio
γ_Q =	1,5	
R=	944 daN/m ²	Risultante dei carichi
M=-	-3616 daNm/m	Momento massimo appoggio centrale
M+=	2613 daNm/m	Momento massimo in campata
T=	2091 daN/m	taglio all'appoggio laterale
T=	3346 daN/m	Taglio massimo

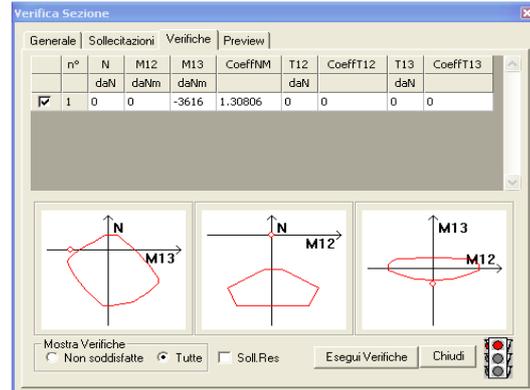
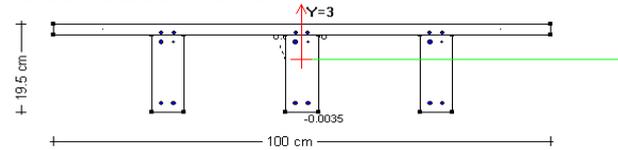
Verifiche a flessione

CS=	0,87	Coefficiente di sicurezza a momento positivo
CS=	1,31	Coefficiente di sicurezza a momento negativo

Sezione: travetto - Armatura 2
x/d= 0.0937945 x= 1.6414032 cm d= 17.500000 cm



Sezione: travetto - Armatura 3
x/d= 0.1739168 x= 3.1835439 cm d= 18.304979 cm



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

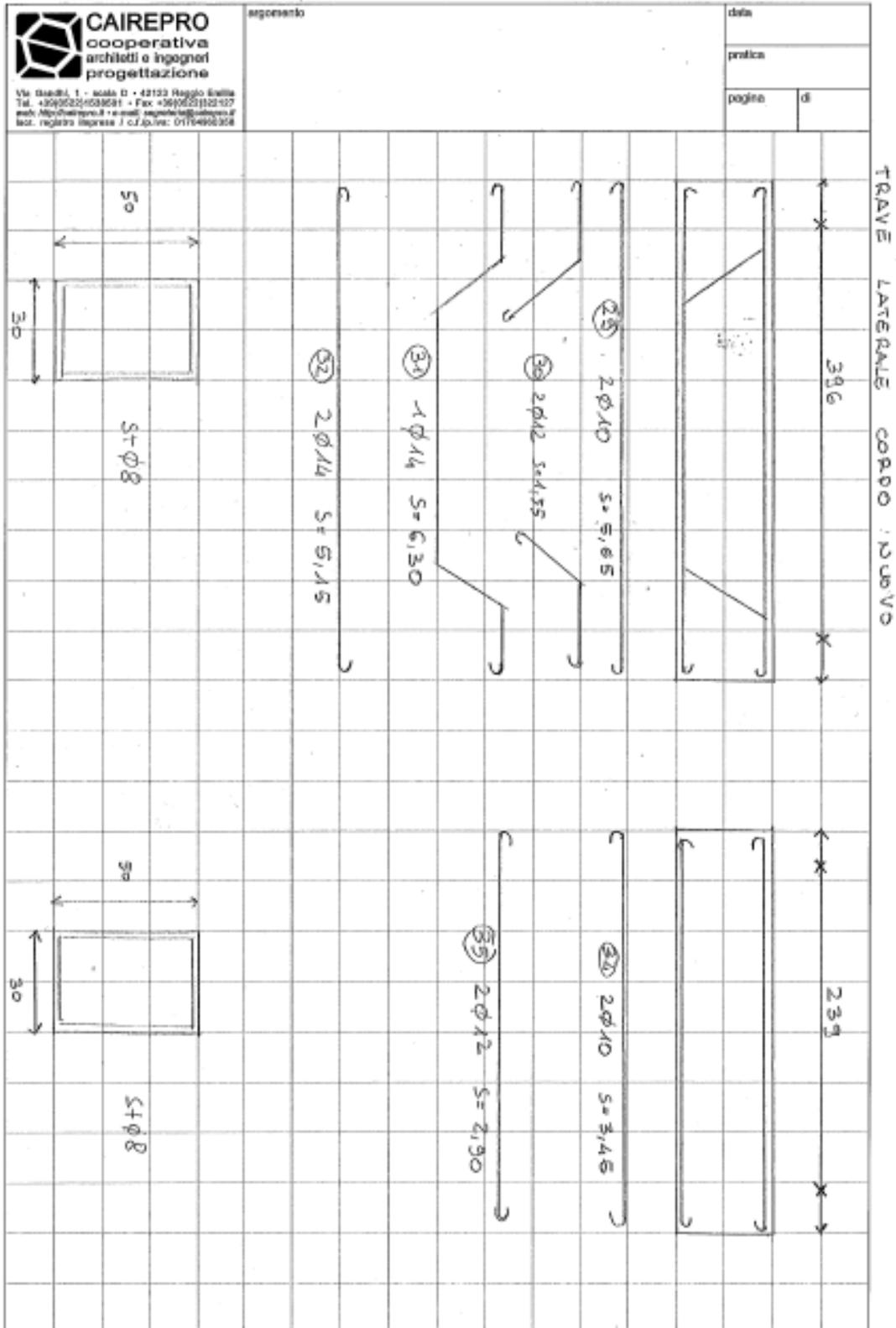
F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Verifiche a taglio

	Calcestruzzo	bw=	21,1 cm		
		f'cd=	68,20		
		α_c =	1		
	Ferri piegati	Asw=	1,59 cmq		
		f _{yd} =	2922,1 daN/cm ²		
		α =	45 °		inclinazione delle barre
		α =	0,7854 rad		
		θ =	45 °		inclinazione della biella di cls
		θ =	0,7854 rad		
		sen(α)=	0,70711		
		cotan(α)=	1,0000		
		cotan(θ)=	1,0000		
senza a taglio travetto senza armatura		k=	2,069	>	2
		Asl=	5,32	cm ²	
		ρ =	0,0143974		
		f _{ck} =	240,7 daN/cm ²		
		γ_c =	1,50		
		v _{min} =	0,51		
V _{rdmin} =	1890	V _{Rd} =	2893 daN	<	3158 daN Ved
		L* =	3,0648 m		
Verifica con le forze di scorrimento		T _{max} =	3346 daN/m		taglio massimo in asse alla trave
		T _{prg} =	3158 daN/m		taglio massimo a filo solaio
		L"=	3,545 m		base diagramma del taglio del travetto asse trave
		L'=	3,345 m		base diagramma del taglio del travetto filo trave
		L'-L* =	28,02 cm		
		S _{Rsd} =	6553 daN		scorrimento resistente delle barre
		S _{Ed} =	5382 daN		scorrimento sollecitante sulle barre

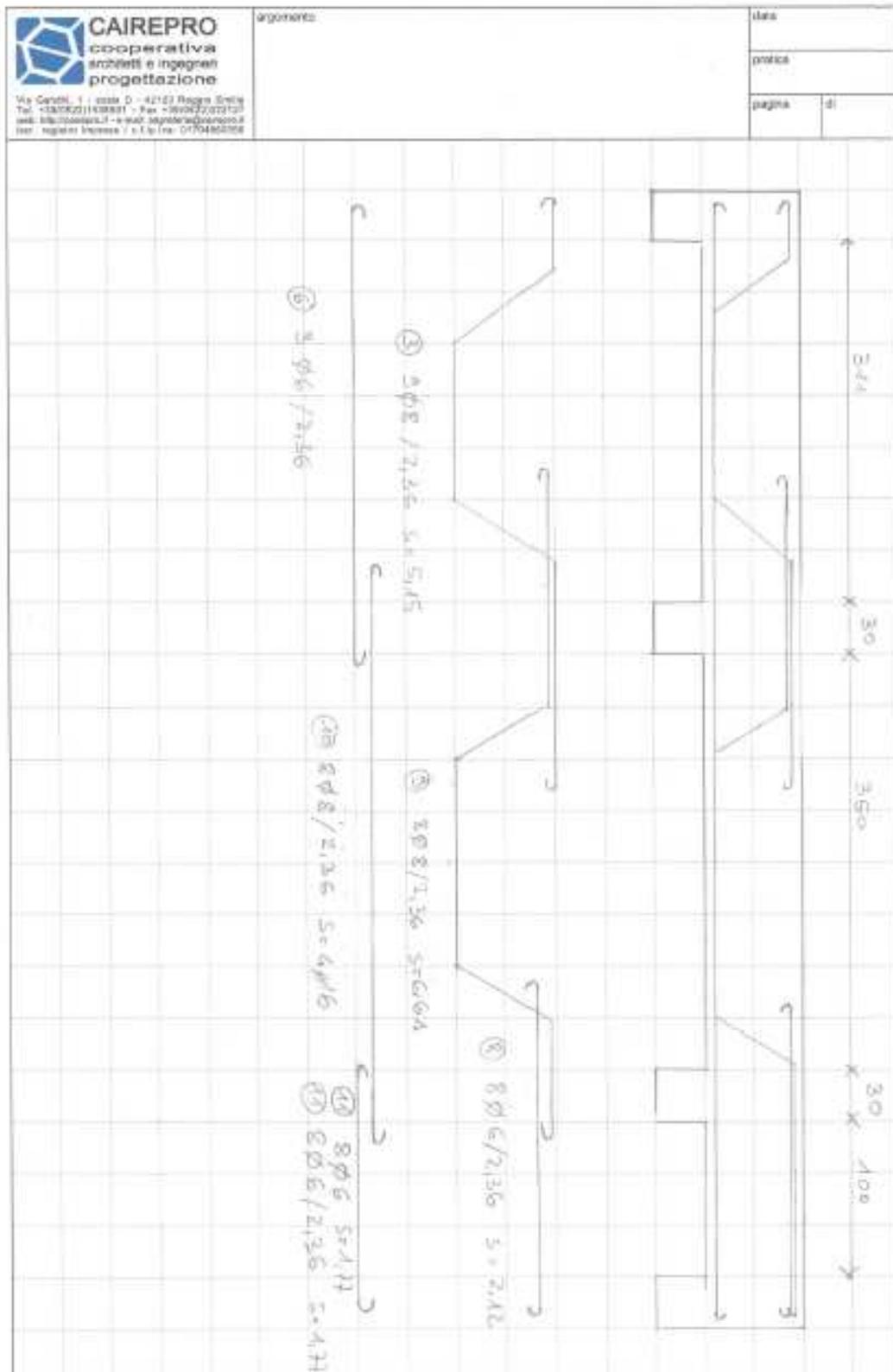
4.1.4 TRAVI E SOLAIO PIANO PRIMO CORPO NORD

I disegni schematici dell'armatura del solaio e delle travi sono riportati nelle figure seguenti:



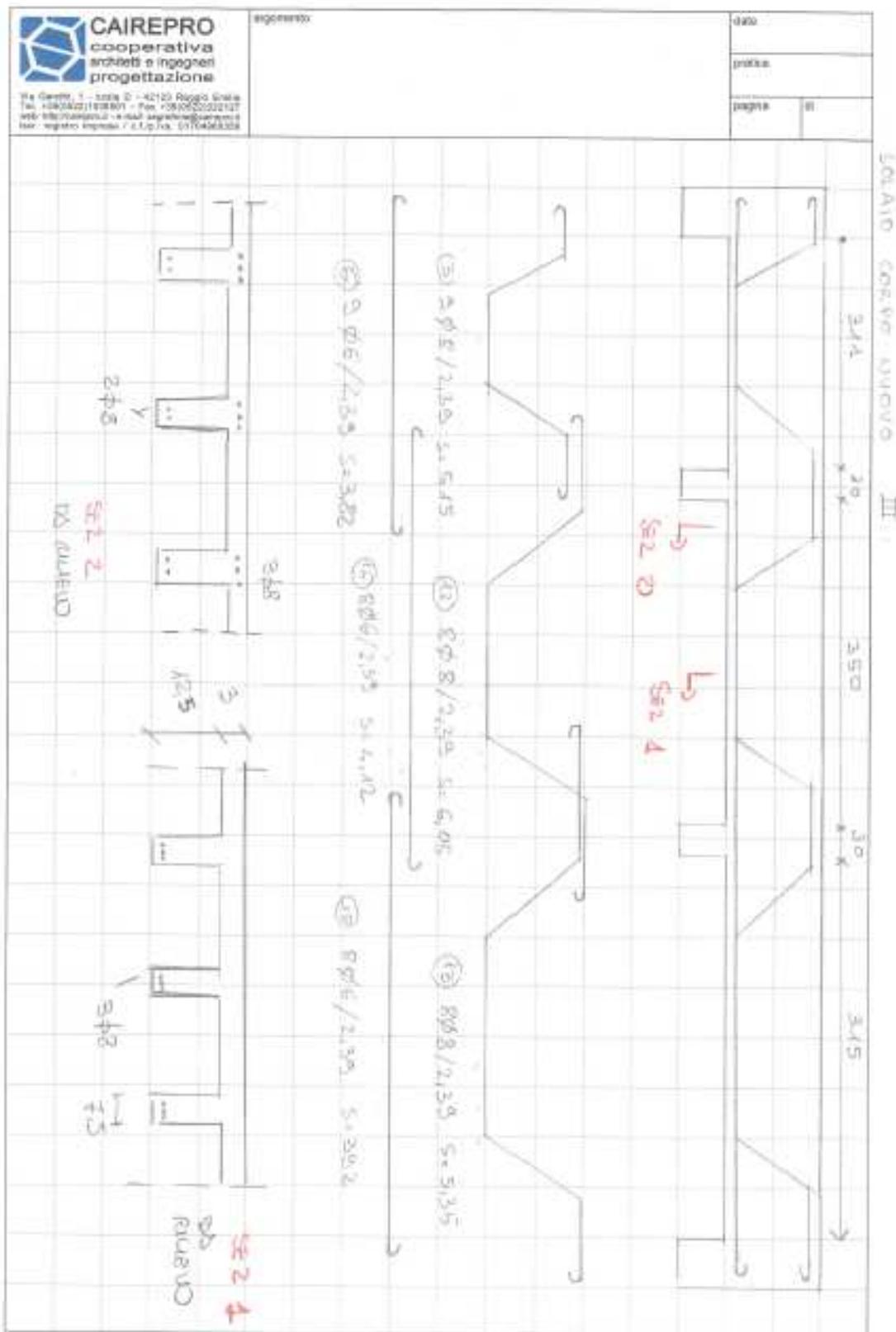
PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Le tabelle seguenti contengono il progetto dell'armatura del solaio e delle travi; per quanto riguarda l'analisi dettagliata dei carichi permanenti, si rimanda alla relazione contenente l'indagine storico-critica.

TRAVE LATERALE

Geometria

B=	30 cm
H=	50 cm
cf=	3 cm
d=	47 cm

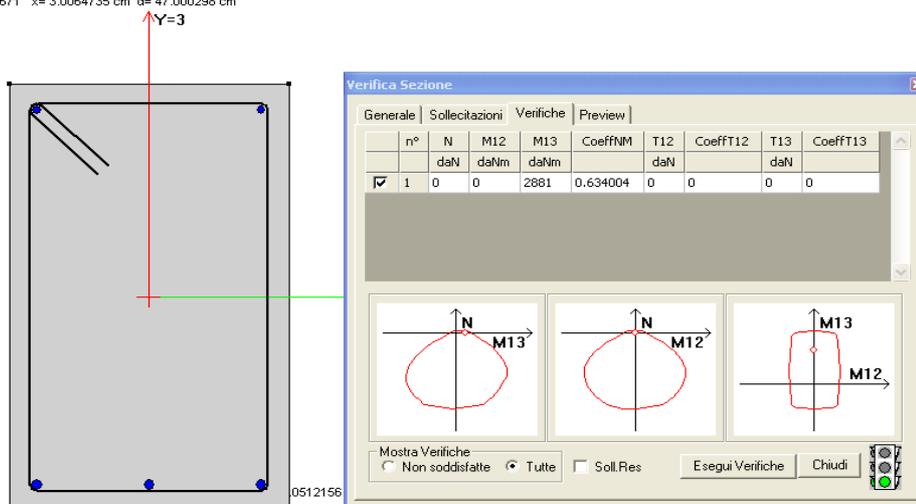
Carico sulla trave

pp (daN/m ²)	319,25	
pe (daN/m ²)	300,0	
G1=	435,46 daN/m	carichi permanenti
γ_G =	1,3	
Q=	409,2 daN/m	carichi di esercizio
γ_Q =	1,5	
G2=	375 daN/m	
γ_G =	1,3	
R=	1667,39 daN/m	Risultante dei carichi
M=-	-3998 daNm	Momento massimo all'appoggio
M+=	2881 daNm	Momento massimo in campata
T=	4570 daN	Taglio massimo all'appoggio
T=	3100 daN	Taglio massimo all'appoggio laterale
M=-	-3998 daNm	Momento massimo all'appoggio
M+=	2141 daNm	Momento massimo in campata
T=	-4197 daN	Taglio massimo all'appoggio centrale
T=	2672 daN	Taglio massimo all'appoggio laterale

Verifiche a flessione

cs=	0,709	<	1	Verifiche a momento negativo
cs=	0,634	<	1	Verifiche a momento positivo
cs=	0,474	<	1	Verifiche a momento positivo

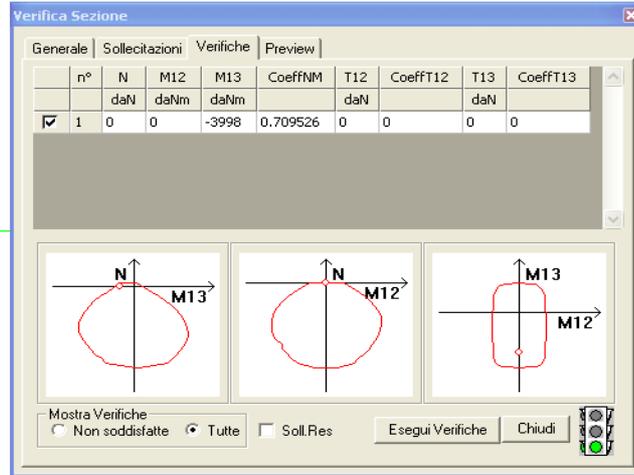
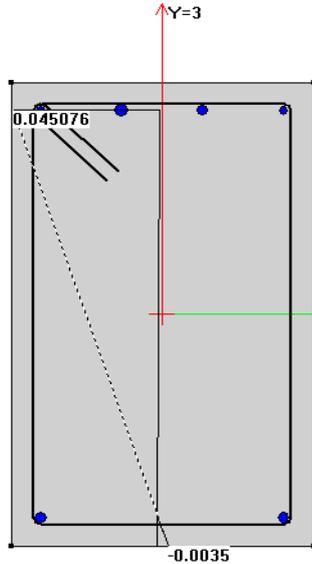
Sezione: T 30x50L-sx [30x50 cm] - Armatura 2
 $\kappa d = 0.0639671$ $x = 3.0064735$ cm $d = 47.000298$ cm



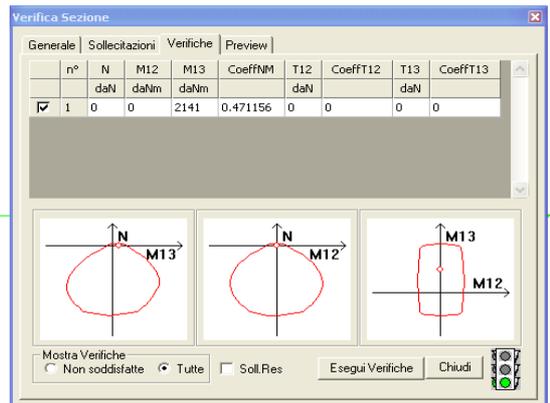
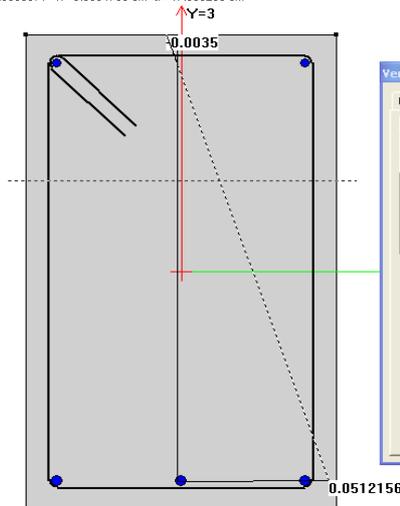
PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Sezione: T 30x50L-sx [30x50 cm] - Armatura 3
x/d= 0.0720520 x= 3.3960057 cm d= 47.132722 cm



Sezione: T 30x50L-sx [30x50 cm] - Armatura 2
x/d= 0.0639671 x= 3.0064735 cm d= 47.000298 cm



Verifiche a taglio

	$f_{yd} =$	2922,10 daN/cmq	
Staffe	$A_{sw} =$	1,0048 cmq	staffa ϕ 8 a due braccia
	$s =$	24 cm	passo da rilievo
	$\alpha =$	90 °	inclinazione delle staffe
	$\alpha =$	1,5708 rad	
	$\theta =$	45 °	inclinazione della biella di cls
	$\theta =$	0,7854 rad	
	$\cotan(\alpha) =$	0,0000	
	$\cotan(\theta) =$	1,0000	
	$V_{Rsd(1)} =$	5174,9 daN	

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

appoggio centrale
Calcestruzzo

bw=	30 cm	
f'cd=	68,198 daN/cm ²	
αc=	1	
V _{Rcd(1)} =	43272 daN	
V _{Rd(1)} =	5175 daN	
V _{Ed} =	4570,39 daN	taglio sollecitante
ΔV=	0,00 daN	aliquota di taglio non assorbita dalle staffe
L'=	0,000 cm	base del diagramma di taglio non assorbito dalle staffe
St =	14808,02 daN	scorrimento totale
Ss=	14808,02 daN	100% scorrimento assorbito da staffe
Sp=	0,00 daN	0% Scorrimento a carico dei ferri piegati

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

TRAVE CENTRALE

Geometria

B= 30 cm
H= 50 cm
cf= 3 cm
d= 47 cm

Carico sulla trave

pp (daN/m²) 319,25
pe (daN/m²) **300,0**

G1= 1264,23 daN/m carichi permanenti

γ_G = **1,3**

Q= 1188 daN/m carichi di esercizio

γ_Q = **1,5**

G2= 375 daN/m

γ_G = **1,3**

R= 3913,00 daN/m Risultante dei carichi

M=- -9383 daNm Momento massimo all'appoggio

M+= 6900 daNm Momento massimo in campata

T= 11040 daN Taglio massimo all'appoggio

T= 7349 daN Taglio massimo all'appoggio laterale

M=- -9383 daNm Momento massimo all'appoggio

M+= 5213 daNm Momento massimo in campata

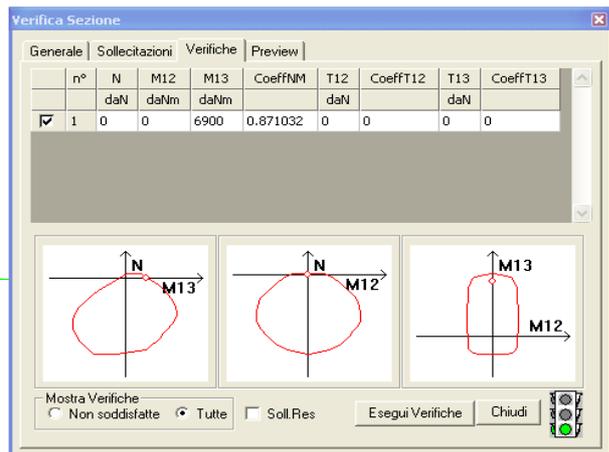
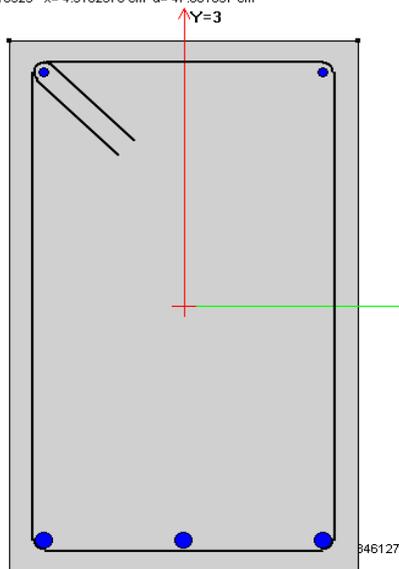
T= -10338 daN Taglio massimo all'appoggio centrale

T= 6387 daN Taglio massimo all'appoggio laterale

Verifiche a flessione

cs= **0,823** < 1 Verifica a momento negativo
cs= **0,871** < 1 Verifica a momento positivo 1°campata
cs= **0,775** < 1 Verifica a momento positivo 2°campata

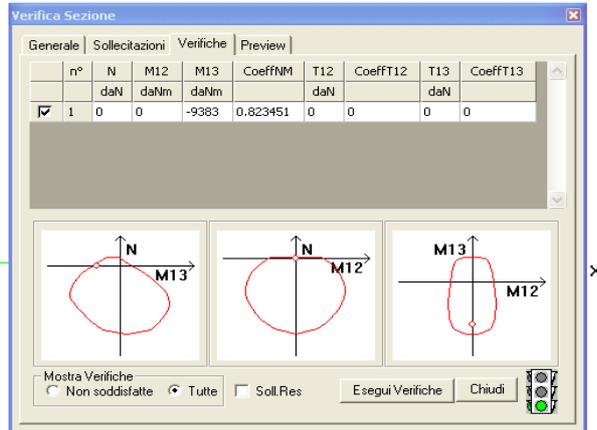
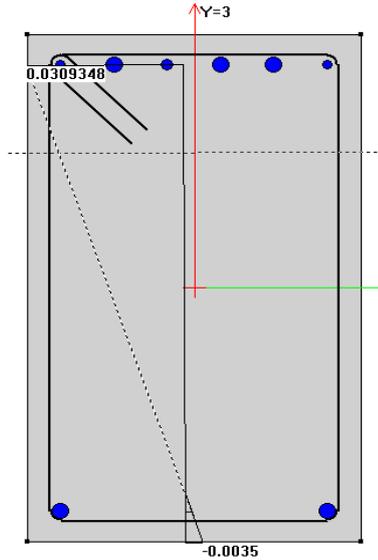
Sezione: T 30x50-CL [30x50 cm] - Armatura 2
x/d= 0.0918329 x= 4.3162978 cm d= 47.001637 cm



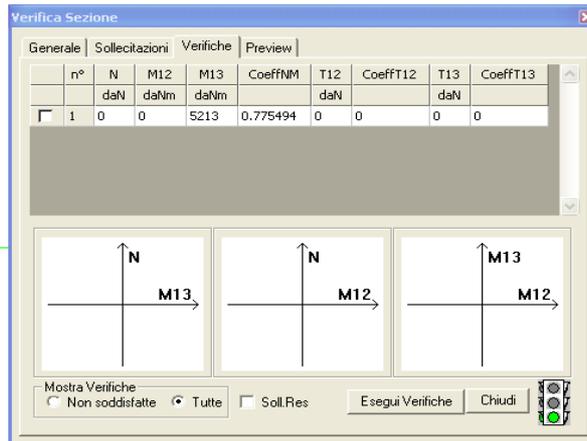
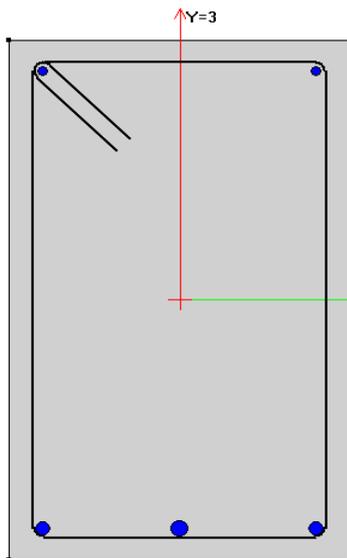
PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Sezione: T 30x50-CL [30x50 cm] - Armatura 3
x/N= 0.1016413 x= 4.7920402 cm d= 47.146565 cm



Sezione: T 30x50-CC [30x50 cm] - Armatura 2



Verifiche a taglio

$$f_{yd} = 2922,10 \text{ daN/cm}^2$$

Staffe
 $A_{sw} = 1,0048 \text{ cm}^2$
 $s = 27 \text{ cm}$
 $\alpha = 90^\circ$
 $\alpha = 1,5708 \text{ rad}$
 $\theta = 45^\circ$
 $\theta = 0,7854 \text{ rad}$

staffa ϕ 8 a due braccia
 passo da rilievo
 inclinazione delle staffe
 inclinazione della biella di cls

$$\cotan(\alpha) = 0,0000$$

$$\cotan(\theta) = 1,0000$$

$$V_{Rsd(1)} = 4599,9 \text{ daN}$$

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

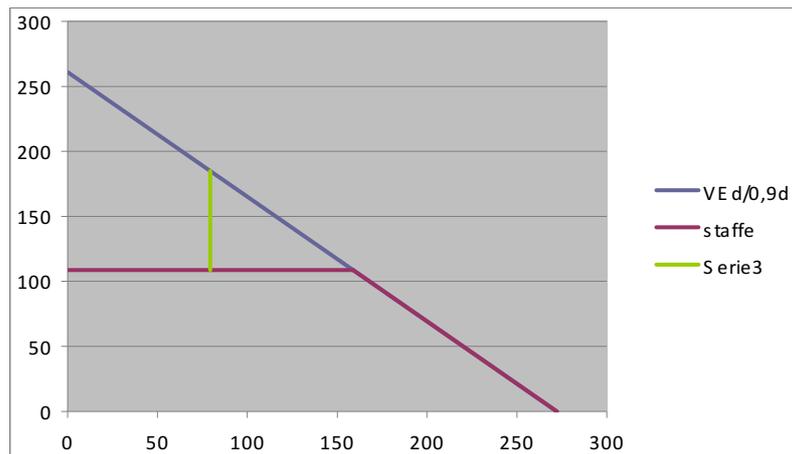
F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

appoggio centrale
Calcestruzzo

bw=	30 cm	
f'cd=	68,198 daN/cm ²	
αC=	1	
V _{Rcd(1)} =	43272 daN	
V _{Rd(1)} =	4600 daN	
V _{Ed} =	11039,59 daN	taglio sollecitante
ΔV=	6439,66 daN	aliquota di taglio non assorbita dalle staffe
L'=	158,781 cm	base del diagramma di taglio non assorbito dalle staffe
St =	35519,98 daN	scorrimento totale
Ss=	23433,71 daN	66% scorrimento assorbito da staffe
Sp=	12086,27 daN	34% Scorrimento a carico dei ferri piegati

Ferri piegati

coppia di barre	1	2		
As=	4,02	2,01	cm ²	
α=	45	45	°	inclinazione delle barre
α=	0,7854	0,7854	rad	
θ=	45	45	°	inclinazione della biella di cls
θ=	0,7854	0,7854	rad	
sen(α)=	0,7071	0,7071		
cotan(α)=	1,0000	1,0000		
cotan(θ)=	1,0000	1,0000		
S _{Rsd(2)} =	16618	8309	daN	scorrimento resistente delle barre
	9065	3022	daN	scorrimento sollecitante sulle barre
			12086 daN	scorrimento sollecitante totale
V _{Rsd(2)} =	8309	4154	daN	



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

SOLAIO

Geometria del solaio

H=	15,5 cm	
c=	2 cm	copriferro armature da rilievo
d=	13,5 cm	
Lc-1=	3,41 m	luce del solaio
Lc-2=	3,8 m	
Lc-3=	3,45 m	

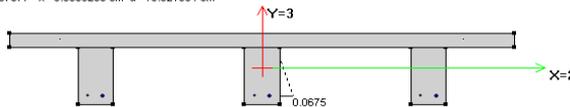
Carico sul solaio

pp (daN/m ²)	319 daN/m ²	carichi permanenti
$\gamma_g =$	1,3	
pe (daN/m ²)	300 daN/m ²	carichi di esercizio
$\gamma_q =$	1,5	
R=	865 daN/m ²	Risultante dei carichi
M=-	-1224 daNm/m	Momento massimo appoggio centrale
M+=	917 daNm/m	Momento massimo in campata
T=	1161 daN/m	taglio all'appoggio laterale
T=	1821 daN/m	Taglio massimo

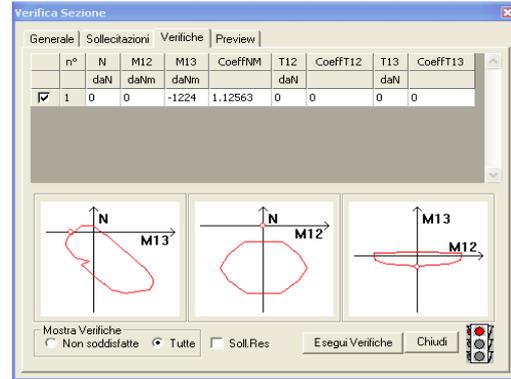
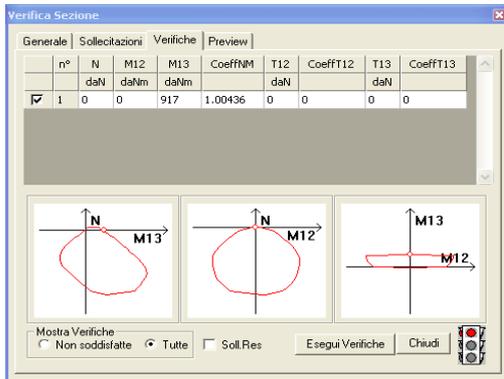
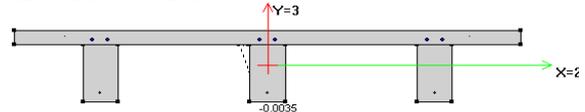
Verifiche a flessione

CS=	1,004	Coefficiente di sicurezza a momento positivo
CS=	1,1250	Coefficiente di sicurezza a momento negativo

Sezione: solaio - Armatura 2
x/d= 0.0487977 x= 0.6598259 cm d= 13.521664 cm



Sezione: solaio - Armatura 3
x/d= 0.2119562 x= 3.0203755 cm d= 14.250000 cm



Verifiche a taglio

Calcestruzzo

bw=	25,10 cm
f'cd=	68,20 daN/cm ²
$\alpha_c =$	1

Ferri piegati

Asw=	1,68 cmq	
f _{yd} =	2922,1 daN/cm ²	
$\alpha =$	45 °	inclinazione delle barre
$\alpha =$	0,7854 rad	
$\theta =$	45 °	inclinazione della biella di cls
$\theta =$	0,7854 rad	
sen(α)=	0,70711	
cotan(α)=	1,0000	

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

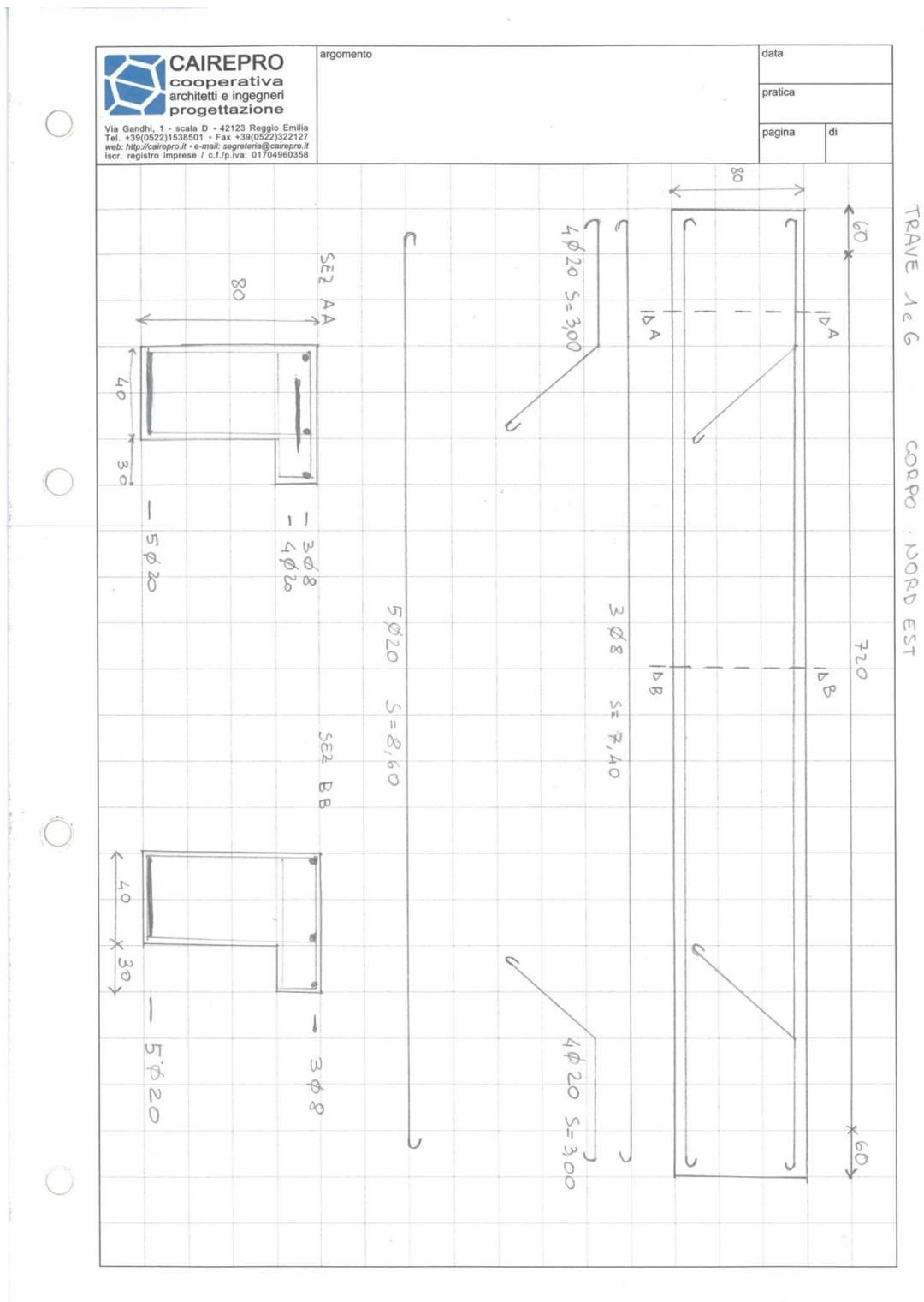
stenza a taglio travetto senza armatura	k=	2,217	<	2	
	Asl=	1,68	cmq		
	ρ =	0,0049423			
	fck=	240,7	daN/cm ²		
	γ_c =	1,50			
	vmin=	0,49			
V_{Rdmin} =	1646	V_{Rd} =	2058 daN	>	1691 daN Taglio agente
		L^* =	2,3807 m		
Verifica con le forze di scorrimento	T_{max} =	1821 daN			taglio massimo in asse alla trave
	T_{prg} =	1691 daN			taglio massimo a filo solaio
	L^* =	2,106 m			base diagramma del taglio del travetto dall'asse trave
	L' =	1,956 m			base diagramma del taglio del travetto
	$L'-L^*$ =	-42,44 cm			
	S_{Rsd} =	6953 daN			scorrimento resistente delle barre
	S_{Esd} =	0 daN			scorrimento sollecitante sulle barre

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

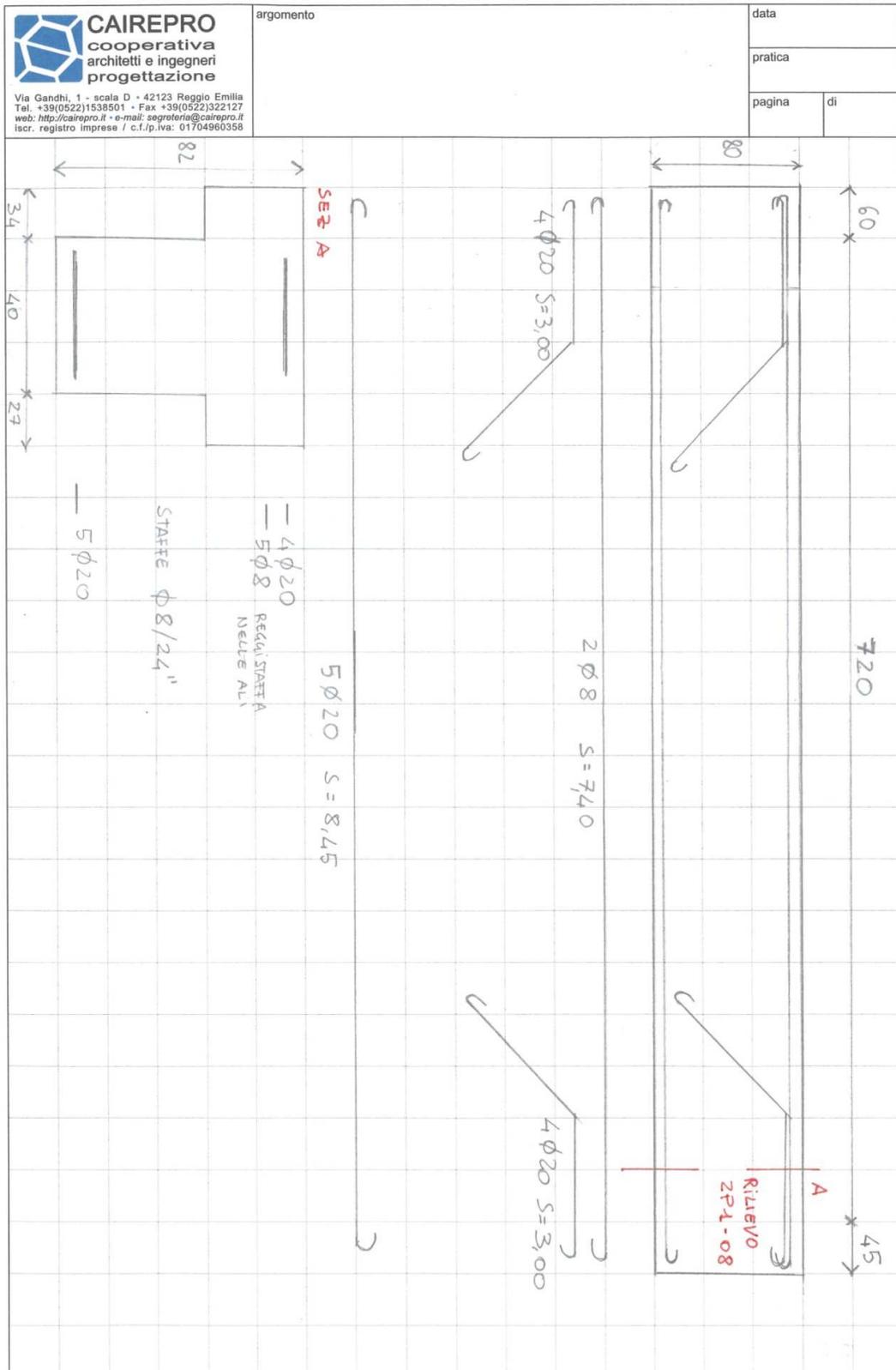
4.1.5 TRAVI PIANO PRIMO CORPO NORD-EST

I disegni schematici dell'armatura delle travi sono riportati nelle figure seguenti:



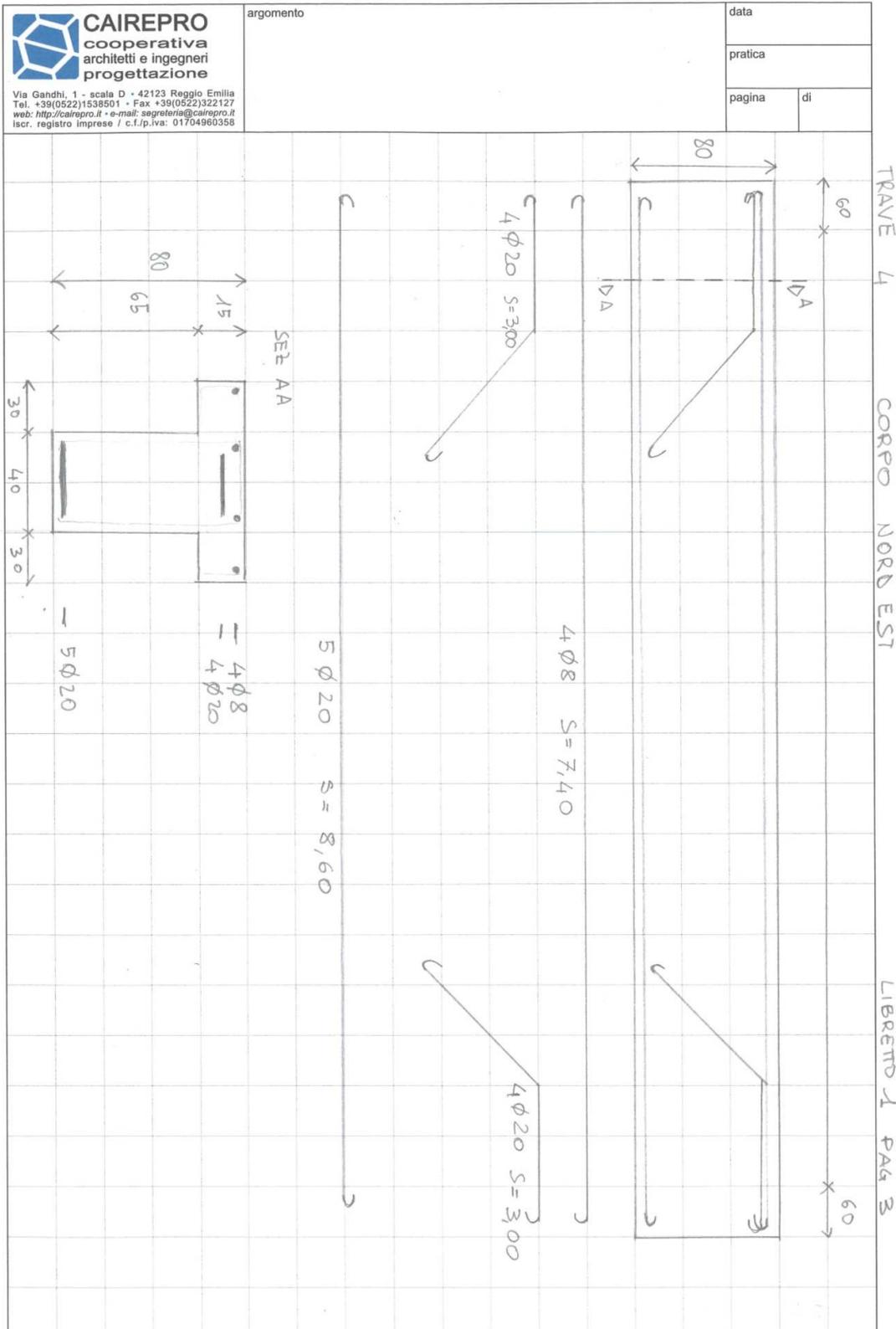
PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



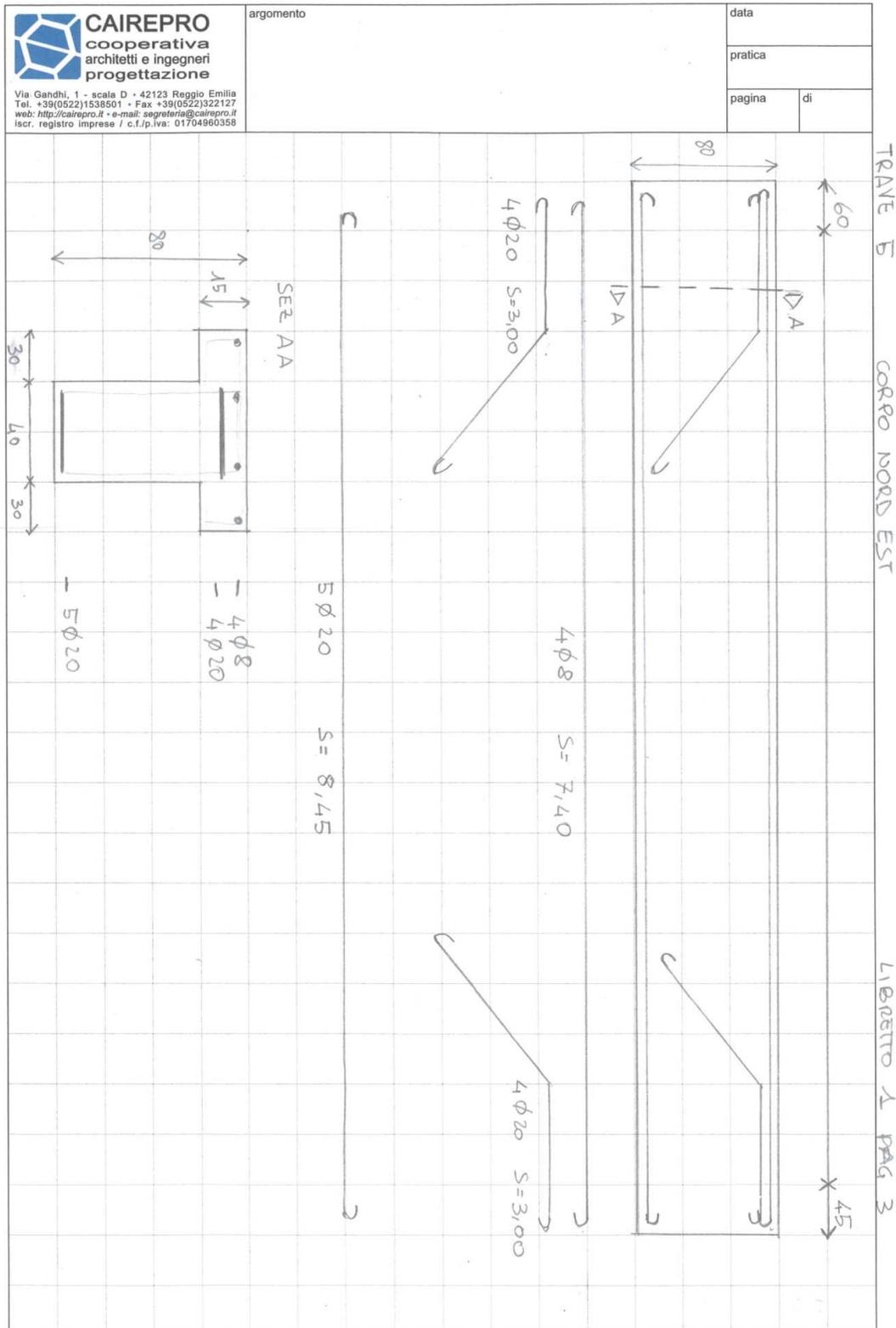
PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Le tabelle seguenti contengono il progetto dell'armatura delle travi centrali; per l'analisi dettagliata dei carichi permanenti, si rimanda alla relazione contenete l'indagine storico-critica.

TRAVE

Geometria

B= 40 cm
H= 80 cm
c= 3 cm coprifermo armature da rilievo
d= 77 cm

Carico sulla trave

pp (daN/m²) 403,25 daN/mq
pe (daN/m²) 300,0 daN/mq

G2= 1286 daN/m carichi permanenti
 $\gamma_G= 1,3$
Q= 957 daN/m carichi di esercizio
 $\gamma_Q= 1,5$

G1= 800 daN/m peso proprio trave
 $\gamma_G= 1,3$

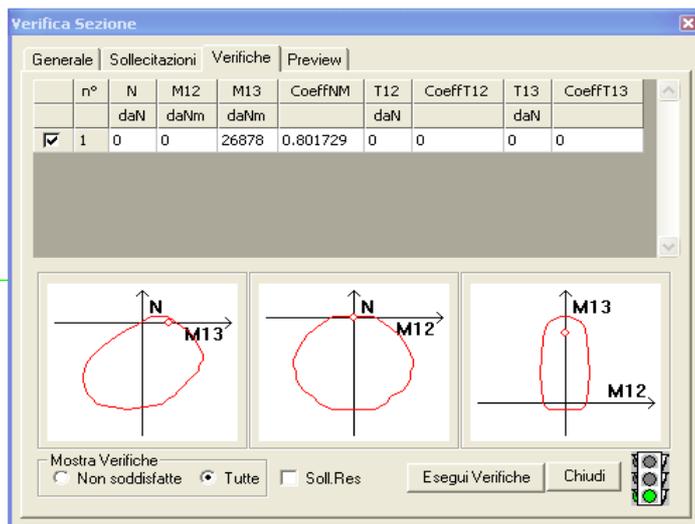
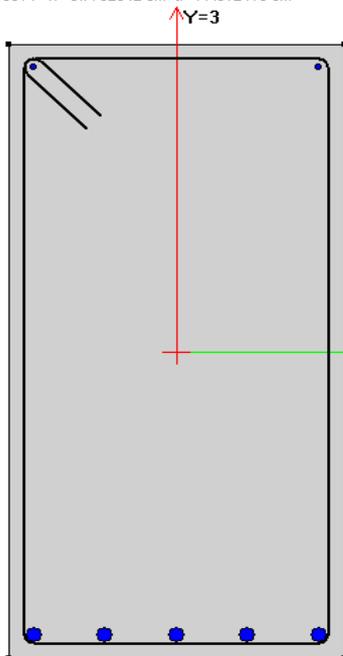
R= 4148 daN/m Risultante dei carichi

M= 26878 daNm Momento massimo in campata
T= 14932 daN Taglio massimo agli appoggi

Verifiche a flessione

cs= 0,801 < 1

Sezione: T 40x80 cent [40x80 cm] - Armatura 1
x/d= 0.1269314 x= 9.7752942 cm d= 77.012413 cm



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

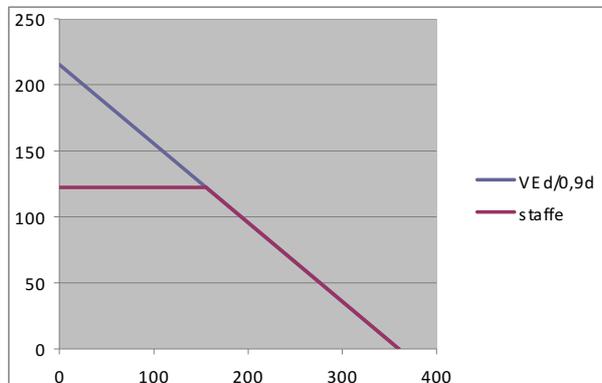
Verifiche a taglio

$f_{yd} = 2922,10 \text{ daN/cm}^2$

Staffe	Asw= 1,0048 cm ²	staffa ϕ 8 a due braccia
	s= 24 cm	passo da rilievo
	$\alpha = 90^\circ$	inclinazione delle staffe
	$\alpha = 1,5708 \text{ rad}$	
	$\theta = 45^\circ$	inclinazione della biella di cls
	$\theta = 0,7854 \text{ rad}$	
	cotan(α)= 0,0000	
	cotan(θ)= 1,0000	
Calcestruzzo	$V_{Rsd(1)} = 8478,1 \text{ daN}$	
	bw= 40 cm	
	$f'_{cd} = 68,198 \text{ daN/cm}^2$	
	$\alpha_c = 1$	
	$V_{Rcd(1)} = 94523 \text{ daN}$	
	$V_{Rd(1)} = 8478 \text{ daN}$	
	$V_{Ed} = 14932 \text{ daN}$	taglio sollecitante
	$\Delta V = 6454 \text{ daN}$	aliquota di taglio non assorbita dalle staffe
	$L' = 155,600 \text{ cm}$	base del diagramma di taglio non assorbito dalle staffe
	$S_t = 38784 \text{ daN}$	scorrimento totale
	$S_s = 31539 \text{ daN}$	81% scorrimento assorbito da staffe
	$S_p = 7246 \text{ daN}$	19% Scorrimento a carico dei ferri piegati

Ferri piegati

coppia di barre	1		
As=	12,57	cm ²	
$\alpha =$	45	°	inclinazione delle barre
$\alpha =$	0,7854	rad	
$\theta =$	45	°	inclinazione della biella di cls
$\theta =$	0,7854	rad	
sen(α)=	0,7071		
cotan(α)=	1,0000		
cotan(θ)=	1,0000		
$S_{Rsd(2)} =$	51930	daN	scorrimento resistente delle barre
	7246	daN	scorrimento sollecitante sulle barre
		7246 daN	scorrimento sollecitante totale
$V_{Rsd(2)} =$	25965,10935	daN	

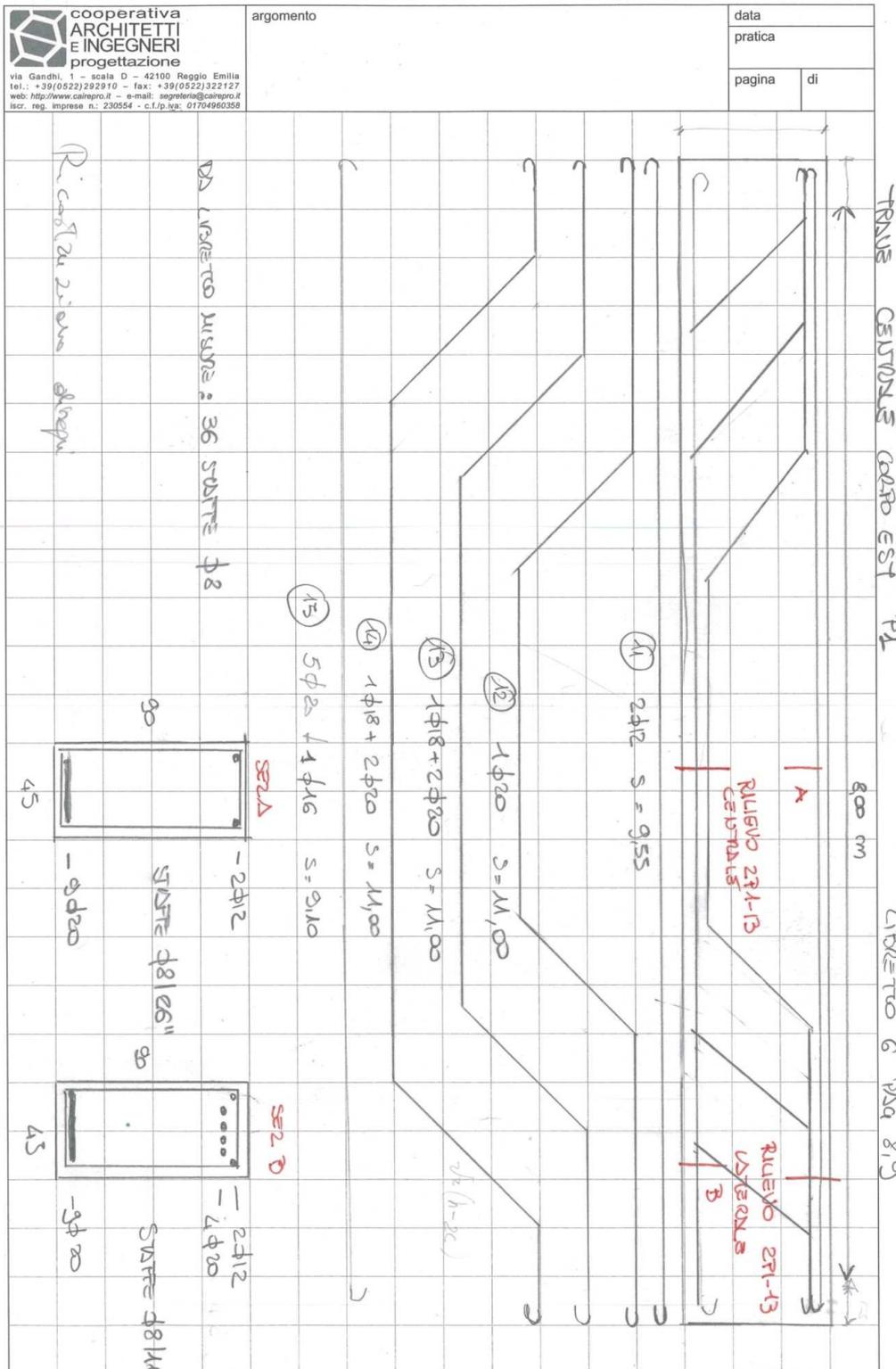


PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

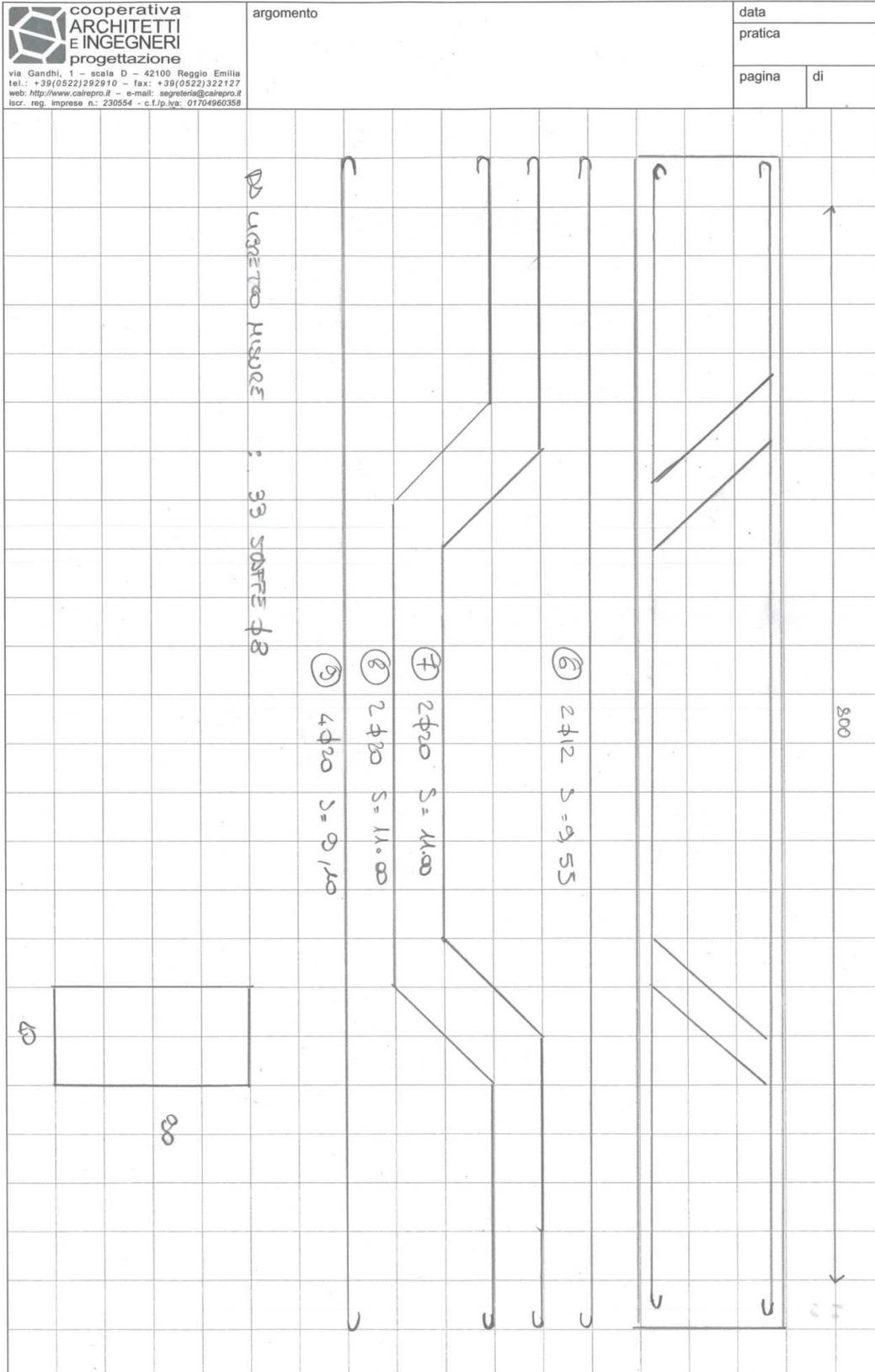
4.1.6 TRAVI E SOLAIO PIANO PRIMO CORPO EST

I disegni schematici dell'armatura delle travi e dei solai sono riportate nelle figure seguenti:



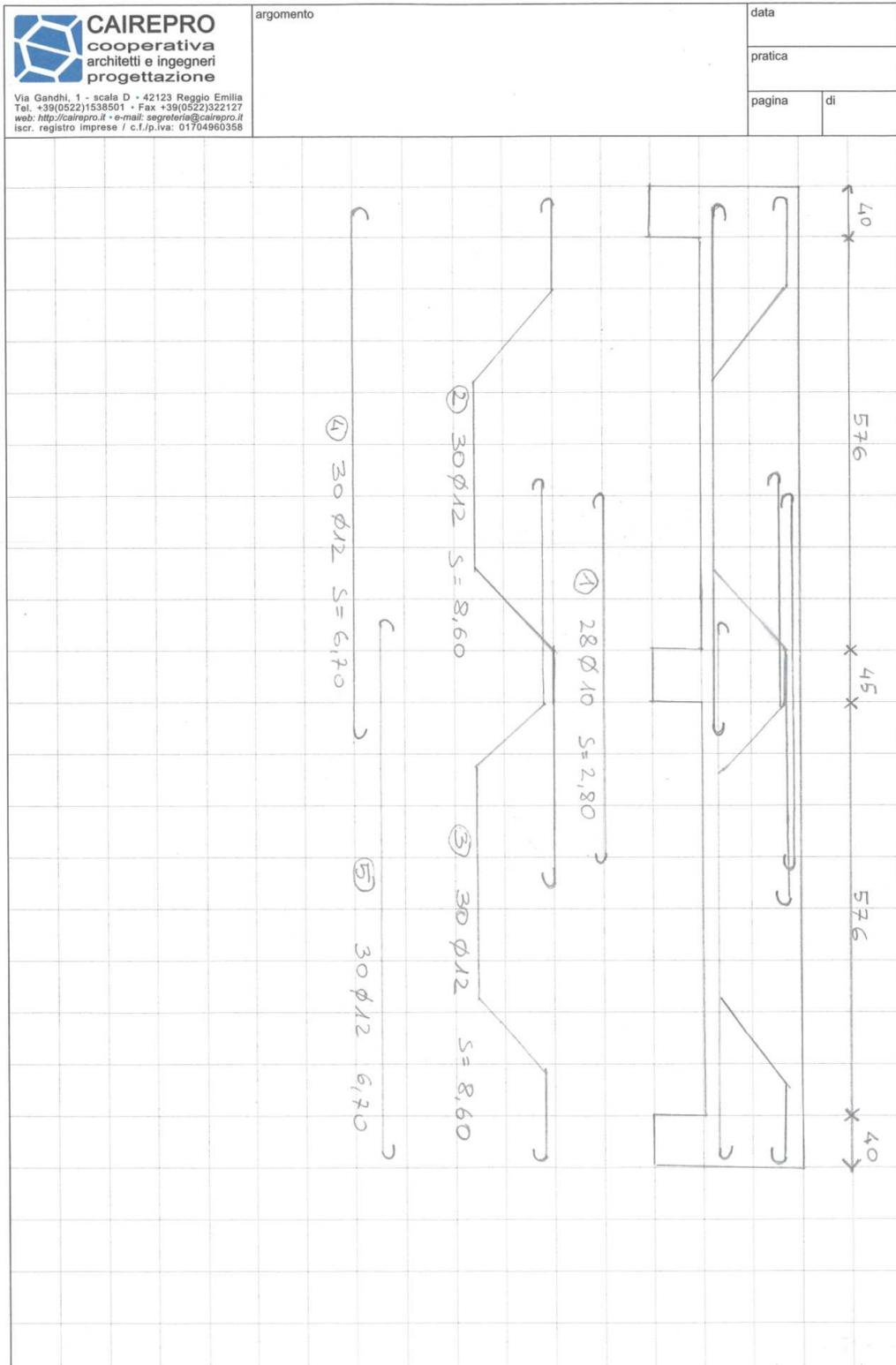
PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Le tabelle seguenti contengono il progetto dell'armatura delle travi centrali; per l'analisi dettagliata dei carichi permanenti, si rimanda alla relazione contenete l'indagine storico-critica.

TRAVE LATERALE 40x90

Geometria

B=	40 cm	
H=	90 cm	
c=	3 cm	copriferro armature da rilievo
d=	87 cm	

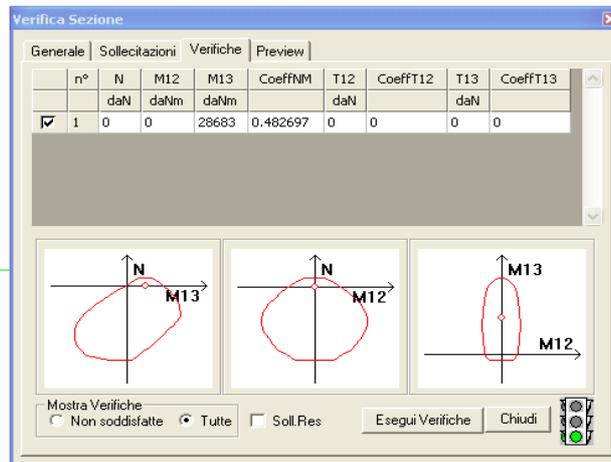
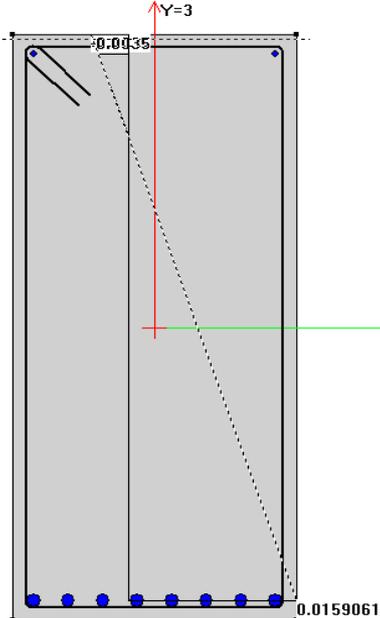
Carico sulla trave

pp (daN/m ²)	396 daN/mq	
pe (daN/m ²)	300 daN/mq	
G2=	920 daN/m	carichi permanenti
γ _G =	1,3	
Q=	813 daN/m	carichi di esercizio
γ _Q =	1,5	
G1=	900 daN/m	
γ _G =	1,3	
R=	3585,38 daN/m	Risultante dei carichi
M _{Ed} =	28683,1 daNm	Momento massimo in campata
V _{Ed} =	14341,54 daN	Taglio massimo agli appoggi

Verifiche a flessione

da CMP CS= 0,48

Sezione: T 40x90 [40x90 cm] - Armatura 2
x/d= 0.1803555 x= 15.693175 cm d= 87.012477 cm



Verifiche a taglio

$f_{yd} = 2922,10 \text{ daN/cm}^2$

Staffe Asw= 1,0048 cm²
s= 25 cm
 $\alpha = 90^\circ$
 $\alpha = 1,5708 \text{ rad}$
 $\theta = 45^\circ$
 $\theta = 0,7854 \text{ rad}$

staffa ϕ 8 a due braccia
passo da rilievo
inclinazione delle staffe
inclinazione della biella di cls

$\cotan(\alpha) = 0,0000$
 $\cotan(\theta) = 1,0000$

Calcestruzzo $V_{Rsd(1)} = 9196,0 \text{ daN}$
bw= 40 cm
 $f'_{cd} = 68,198 \text{ daN/cm}^2$
 $\alpha_c = 1$

$V_{Rcd(1)} = 106799 \text{ daN}$

$V_{Rd(1)} = 9196 \text{ daN}$

$V_{Ed} = 14342 \text{ daN}$ taglio sollecitante

$\Delta V = 5146 \text{ daN}$ aliquota di taglio non assorbita dalle staffe

L' = 143,516 cm base del diagramma di taglio non assorbito dalle staffe

St = 36632 daN scorrimento totale
Ss = 31917 daN 87% scorrimento assorbito da staffe
Sp = 4716 daN 13% Scorrimento a carico dei ferri piegati

Ferri piegati

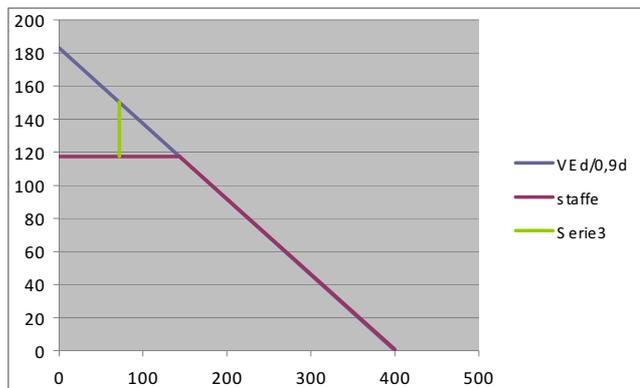
coppia di barre 1 2
As= 6,28 6,28 cm²
 $\alpha = 45^\circ$
 $\alpha = 0,7854$ 0,7854 rad
 $\theta = 45^\circ$
 $\theta = 0,7854$ 0,7854 rad
 $\sin(\alpha) = 0,7071$ 0,7071

$\cotan(\alpha) = 0,6174$ 0,6174
 $\cotan(\theta) = 1,0000$ 1,0000

$S_{Rsd(2)} = 20998$ 20998 daN scorrimento resistente delle barre
3537 **1179** daN scorrimento sollecitante sulle barre

4716 daN scorrimento sollecitante totale

$V_{Rsd(2)} = 12983$ 12983 daN



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

TRAVE CENTRALE 45x90

Geometria

B=	45 cm	
H=	90 cm	
c=	3 cm	copriferro armature da rilievo
d=	87 cm	

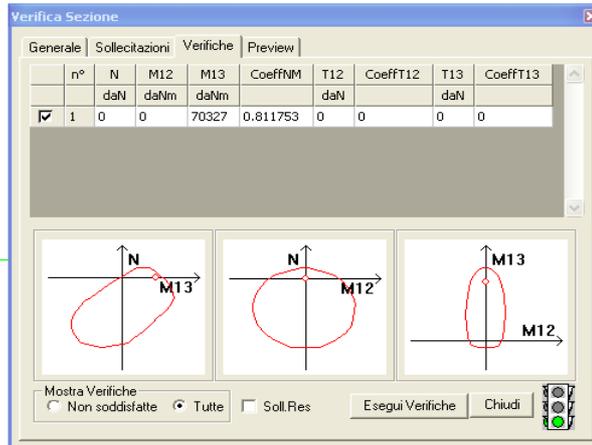
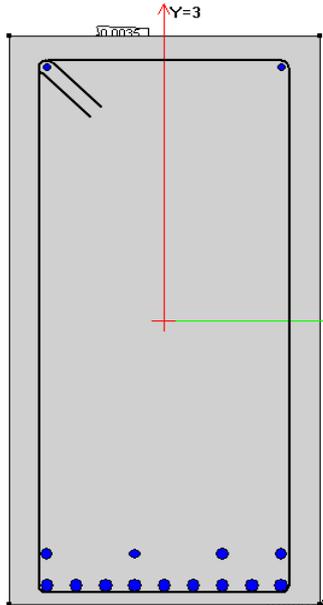
Carico sulla trave

pp (daN/m ²)	396	
pe (daN/m ²)	300,0	
G2=	3067 daN/m	carichi permanenti
γ_G =	1,3	
Q=	2325 daN/m	carichi di esercizio
γ_Q =	1,5	
G1=	1013 daN/m	peso proprio trave
γ_G =	1,3	
R=	8791 daN/m	Risultante dei carichi
M _{Ed} =	70327 daNm	Momento massimo in campata
V _{Ed} =	35164 daN	Taglio massimo agli appoggi

Verifiche a flessione

da CMP cs= 0,81

Sezione: T 45x90 - Armatura 2
x/d= 0.2554603 x= 22.712137 cm d= 88.906724 cm



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

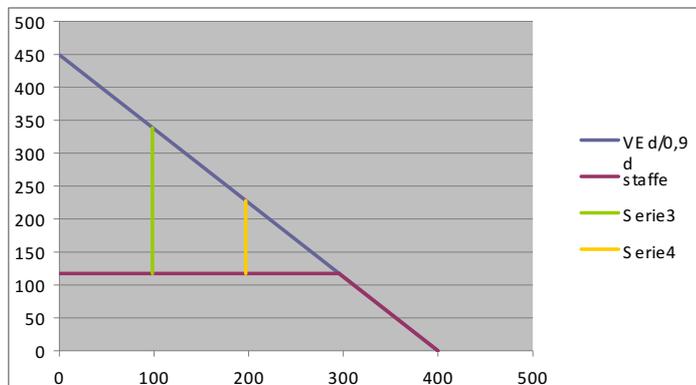
Verifiche a taglio

$f_{yd} = 2922,10 \text{ daN/cm}^2$

Staffe	$A_{sw} = 1,0048 \text{ cm}^2$		staffa $\phi 8$ a due braccia
	$s = 25 \text{ cm}$		passo da rilievo
	$\alpha = 90^\circ$		inclinazione delle staffe
	$\alpha = 1,5708 \text{ rad}$		
	$\theta = 45^\circ$		inclinazione della biella di cls
	$\theta = 0,7854 \text{ rad}$		
	$\cotan(\alpha) = 0,0000$		
	$\cotan(\theta) = 1,0000$		
Calcestruzzo	$V_{Rsd(1)} = 9196,0 \text{ daN}$		
	$bw = 45 \text{ cm}$		
	$f'_{cd} = 68,198 \text{ daN/cm}^2$		
	$\alpha_c = 1$		
	$V_{Rcd(1)} = 120148 \text{ daN}$		
	$V_{Rd(1)} = 9196 \text{ daN}$		taglio sollecitante
	$V_{Ed} = 35163,73 \text{ daN}$		aliquota di taglio non assorbita dalle staffe
	$\Delta V = 25967,77 \text{ daN}$		
	$L' = 295,3927498 \text{ cm}$		base del diagramma di taglio non assorbito dalle staffe
	$St = 89817,94381 \text{ daN}$		scorrimento totale
	$Ss = 40835,23603 \text{ daN}$		45% scorrimento assorbito da staffe
	$Sp = 48982,70778 \text{ daN}$		55% Scorrimento a carico dei ferri piegati

Ferri piegati

coppia di barre	1	2	3	
$A_s =$	8,83	8,83	3,14 cm^2	
$\alpha =$	45	45	45 $^\circ$	inclinazione delle barre
$\alpha =$	0,7854	0,7854	0,7854 rad	
$\theta =$	45	45	45 $^\circ$	inclinazione della biella di cls
$\theta =$	0,7854	0,7854	0,7854 rad	
$\sin(\alpha) =$	0,7071	0,7071	0,7071	
$\cotan(\alpha) =$	1,0000	1,0000	1,0000	
$\cotan(\theta) =$	1,0000	1,0000	1,0000	
$S_{Rsd(2)} =$	36481	36481	12983 daN	scorrimento resistente delle barre
	27213	16328	5443 daN	scorrimento sollecitante sulle barre
			48983 daN	scorrimento sollecitante totale
$V_{Rsd(2)} =$	18240	18240	6491 daN	



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

SOLAIO

Geometria del solaio

H=	22 cm	
c=	2 cm	copriferro armature da rilievo
d=	20 cm	
Ls=	6,2 m	luce del solaio

Carico sul solaio

pp (daN/m ²)	395,75 daN/m ²	carichi permanenti
γ_G =	1,3	
pe (daN/m ²)	300 daN/m ²	carichi di esercizio
γ_Q =	1,5	
R=	964 daN/m ²	Risultante dei carichi

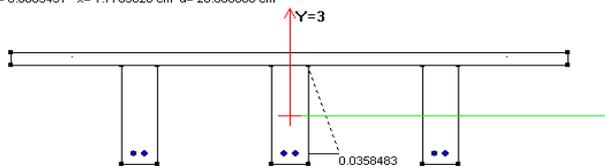
M=-	4634 daNm/m	Momento massimo appoggio centrale
M-(ver)=	-3018 daNm/m	Momento massimo filo solaio
M+=	3028 daNm/m	Momento massimo in campata
T=	2242 daN/m	taglio all'appoggio laterale
T=	3737 daN/m	Taglio massimo

Verifiche a flessione

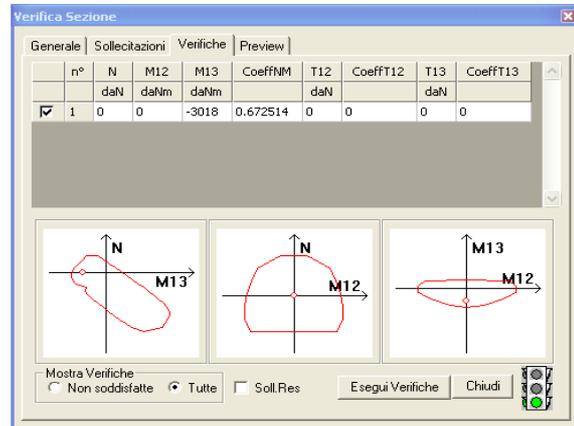
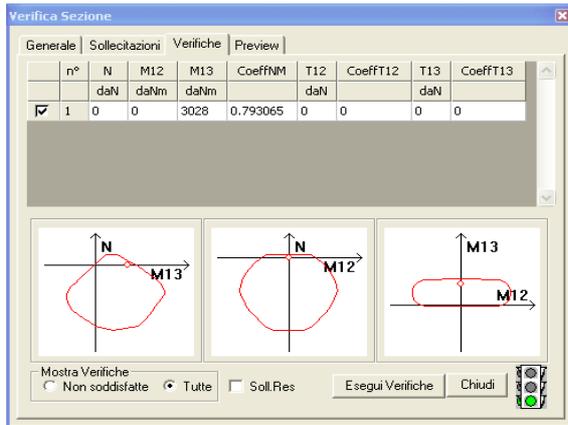
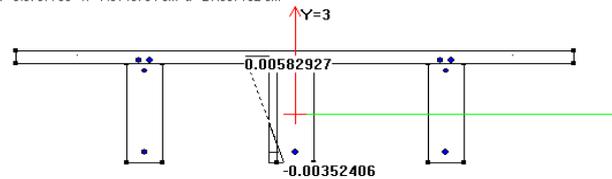
da CMP
da CMP

cs=	0,7930	Coefficiente di sicurezza a momento positivo
cs=	0,6720	Coefficiente di sicurezza a momento negativo

Sezione: Solaio - Armatura 3
c/d= 0.0889491 x= 1.7789826 cm d= 20.000000 cm



Sezione: Solaio - Armatura 2
c/d= 0.3767706 x= 7.9148704 cm d= 21.007132 cm



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Verifiche a taglio

Calcestruzzo

bw= 24,375 cm
f'cd= 68,20 daN/cm²
αc= 1

Ferri piegati

Asw= 4,24 cmq
f_{yd}= 2922,1 daN/cmq
α= 45 ° inclinazione delle barre
α= 0,7854 rad
θ= 45 ° inclinazione della biella di cls
θ= 0,7854 rad

sen(α)= 0,70711
cotan(α)= 1,0000
cotan(θ)= 1,0000

Resistenza a taglio travetto senza armatura

k= 2,000 < 2
Asl= 4,24 cmq
ρ= 0,0086923
fck= 240,7 daN/cmq
γc= 1,50
vmin= 0,49

V_{Rdmin}= 2368 V_{Rd}= 3224 daN < 3299 daN Taglio agente
L*= 3,3424 m

Verifica con le forze di scorrimento

T_{max}= 3737 daN taglio massimo in asse alla trave
T_{prg}= 3299 daN taglio massimo a filo solaio

L"= 3,875 m base diagramma del taglio del travetto dall'asse trave
L'= 3,420 m base diagramma del taglio del travetto
L'-L*= 7,76 cm

S_{Rsd}= 17526 daN scorrimento resistente delle barre

S_{Esd}= 1406 daN scorrimento sollecitante sulle barre

4.1.7 TRAVI E SOLAIO COPERTURA CORPO NORD

Il disegno schematico dell'armatura della trave è riportato nella figura seguente:

SOLAIO

Geometria del solaio

H=	15,5 cm	
c=	1,5 cm	copriferro armature da rilievo
d=	14 cm	
Ls=	4,6 m	luce del solaio

Carico sul solaio

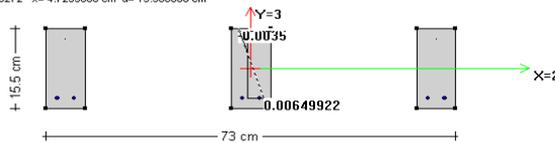
pp (daN/m ²)	373,39 daN/m ²	carichi permanenti
γ_G =	1,3	
pe (daN/m ²)	80 daN/m ²	carichi di esercizio
γ_Q =	1,5	
R=	605 daN/m ²	Risultante dei carichi

M=-	-1601 daNm/m	Momento massimo appoggio centrale
M+=	961 daNm/m	Momento massimo in campata
T=	1044 daN/m	taglio all'appoggio laterale
T=	1741 daN/m	Taglio massimo

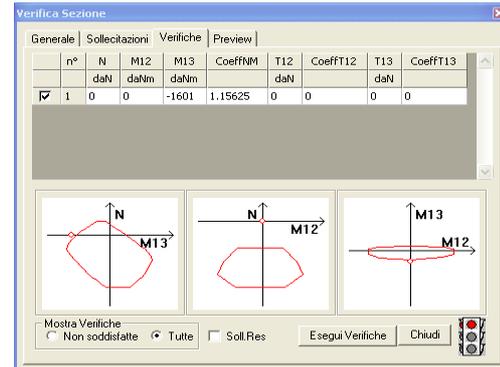
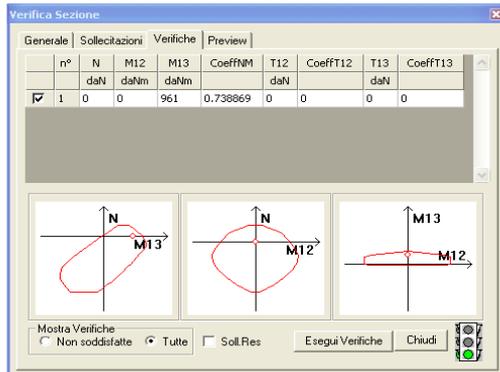
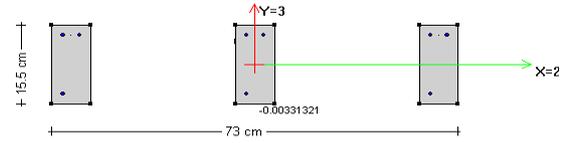
Verifiche a flessione

CS=	0,738	Coefficiente di sicurezza a momento positivo
CS=	1,1500	Coefficiente di sicurezza a momento negativo

Sezione: solaio - Armatura 2
x/d= 0.3500272 x= 4.7253668 cm d= 13.500000 cm



Sezione: solaio - Armatura 3
x/d= 0.2488663 x= 3.3846405 cm d= 13.600235 cm



PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Verifiche a taglio

	Calcestruzzo	bw= 20,90 cm		
		f'cd= 68,20 daN/cm ²		
		α _c = 1		
	Ferri piegati	Asw= 1,50 cmq		
		f _{yd} = 2922,1 daN/cmq		
		α= 45 °		inclinazione delle barre
		α= 0,7854 rad		
		θ= 45 °		inclinazione della biella di cls
		θ= 0,7854 rad		
		sen(α)= 0,70711		
		cotan(α)= 1,0000		
		cotan(θ)= 1,0000		
Resistenza a taglio travetto senza armatura		k= 2,195	<	2
		Asl= 1,50 cmq		
		ρ= 0,0051105		
		f _{ck} = 240,7 daN/cm ²		
		γ _c = 1,50		
		v _{min} = 0,56		
	V _{Rdmin} = 1634	V _{Rd} = 1779 daN	>	1650 daN Taglio agente
		L* = 2,9381 m		
Verifica con le forze di scorrimento		T _{max} = 1741 daN		taglio massimo in asse alla trave
		T _{prg} = 1650 daN		taglio massimo a filo solaio
		L" = 2,875 m		base diagramma del taglio del travetto dall'asse trav
		L' = 2,725 m		base diagramma del taglio del travetto
		L'-L* = -21,31 cm		
		S _{Rsd} = 6201 daN		scorrimento resistente delle barre
		S _{Esd} = 0 daN		scorrimento sollecitante sulle barre

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

4.1.8 CONSIDERAZIONI SUI SOLAI IN LATEROCEMENTO E SULLE TRAVI IN C.C.A.

Riassumo nella tabella seguente coefficienti di sicurezza ottenuti dalle verifiche precedentemente riportate.

	Verifica a momento (M_{Ed}/M_{Rd})		Verifica a taglio (V_{Ed}/V_{Rd})	
	mezzeria	appoggio	solo cls	staffe+ferri piegati
PT-corpo nord/ovest-solaio	0,79	1,09		1,34
P1-corpo ovest-solaio	1,17	1,31		0,06
P1-corpo ovest-trave centrale	0,98	-		0,65
P1-corpo ovest-trave laterale	0,62	-		0,13
P1-corpo nord/ovest-solaio	0,87	1,31		0,82
P1-corpo nord/ovest-trave centrale	1,01	-		1,005
P1-corpo nord/ovest-trave laterale	0,78	-		0,40
P1-corpo nord-solaio	1,00	1,13	0,82	
P1-corpo nord-trave centrale	0,87	0,82		0,4849
P1-corpo nord-trave laterale	0,63	0,71		0,88
P1-corpo nord/est-trave centrale	0,80	-		0,14
P1-corpo est-solaio	0,79	0,67		0,25
P1-corpo est-trave centrale	0,81	-		0,57
P1-corpo est-trave laterale	0,48	-		0,11
P1-corpo nord-solaio	0,74	1,15	0,93	
P1-corpo nord-trave centrale	0,70	0,69		0,996

Come emerge dalla tabella, gli orizzontamenti originariamente progettati per un sovraccarico complessivo (permanente + esercizio) pari a 500 daN/mq (cioè i solai dei corpi nord/est e est) restituiscono verifiche soddisfatte. Nel caso invece di orizzontamenti progettati per un sovraccarico di 300 daN/mq, le verifiche indicano la presenza di azioni sollecitanti maggiori rispetto alla capacità resistente degli elementi. Tale discorso è sostanzialmente vero per i solai; per quanto riguarda le travi, invece, le verifiche risultano ugualmente soddisfatte, oppure di pochissimo superiori all'unità, indice questo del fatto che, probabilmente, tali strutture sono state originariamente sovradimensionate. In vista del recupero degli ambienti, la strada percorribile appare quindi quella di eseguire locali rinforzi sui solai. In particolare, una delle soluzioni possibili potrebbe essere l'inserimento di una putrella di sostegno a metà della campata di ciascun solaio. Questi (o simili) interventi di recupero sono certamente necessari nel caso dei solai a piano terra del corpo nord/ovest, sui solai al piano primo dei corpi ovest, nord/ovest, nord e infine sui solai in copertura del corpo nord. Nel caso in cui i carichi permanenti di progetto non subissero variazioni consistenti, si può valutare la necessità o meno di tali interventi di rinforzo sui solai a piano primo dei corpi nod/est e est.

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

4.2 VERIFICHE SUGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO

Sono state eseguite le verifiche sugli elementi strutturali in legno presenti nell'edificio F2. Queste verifiche riguardano elementi tipo e hanno lo scopo di fornire un quadro rappresentativo del grado di sicurezza allo stato di fatto e evidenziare le possibili vulnerabilità.

Gli elementi strutturali che riguardano le due ali a est ed ovest dell'edificio sono i seguenti:

- 1) le travi del solaio di sottotetto;
- 2) i travetti di copertura;
- 3) le travi di colmo;
- 4) le travi di cantonale;
- 5) le capriate.

Si fa riferimento alla tavola di stato di fatto E.ST.03.5 per la determinazione delle dimensioni geometriche degli elementi verificati.

Non sono state condotte indagini specifiche per identificare il tipo di legname e la classe. Il legno viene identificato a vista come di tipo abete/nord: in riferimento alla norma UNI 11035-1:2003 si ipotizza una classe S2 per quanto oggi visibile.

Ovviamente dovendo il riconoscimento a vista e la relativa classificazione essere estesa su tutti gli elementi, si rimanda alla fase realizzativa del recupero l'obbligo di verificare la bontà delle ipotesi fatte cioè che tale classe sia estendibile a tutti gli elementi. Quindi si dovrà provvedere eventualmente alla sostituzione degli elementi non idonei perché non appartenenti a tale classe per difetti o deterioramento.

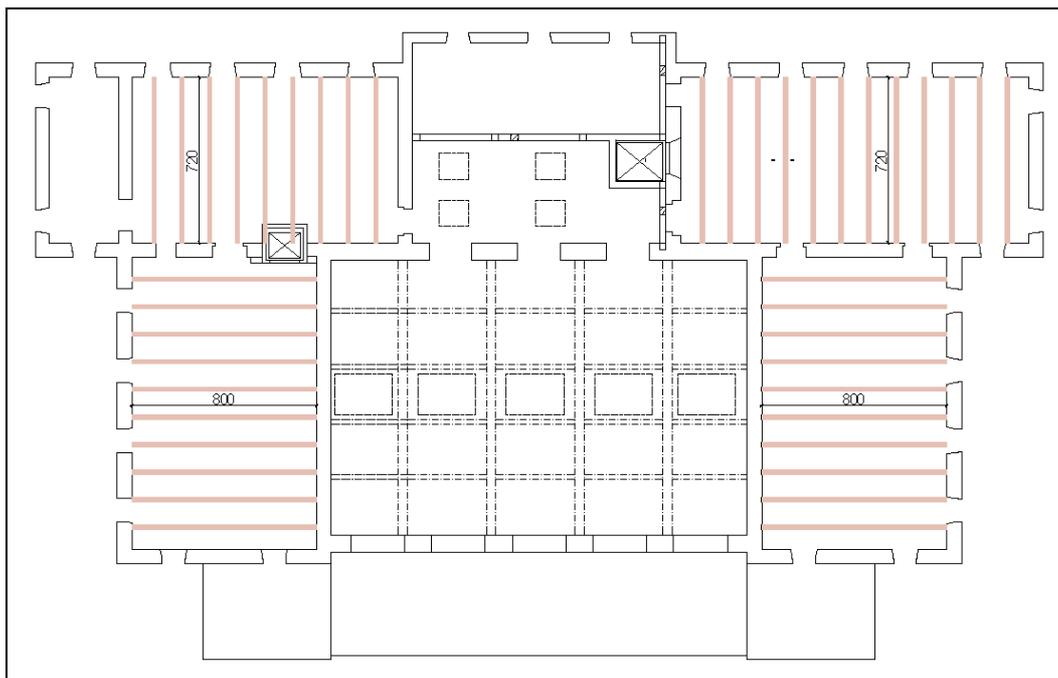
In alcuni casi le strutture sono palesemente degradate per motivi di scarsa manutenzione avvenuta nel tempo, tipo il parziale crollo del solaio di sottotetto dell'ala ovest causato da consistenti infiltrazioni d'acqua dalla copertura. Salvo questa situazione, in generale le varie membrature sembrano adeguatamente dimensionate per sopportare i carichi a cui sono destinate e non presentano fenomeni deformativi o fessurativi di particolare rilevanza. In fase di recupero dovranno essere opportunamente indagati gli appoggi ed i collegamenti delle varie membrature in relazione al loro stato di conservazione.

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

4.2.1 TRAVI SOLAIO DI SOTTOTETTO

Le due ali storiche dell'edificio F2 sono composte da due ambienti in cui le luci risultano essere leggermente differenti: 7.2 e 8m. Nel seguito vengono riportati i risultati per gli elementi più lunghi essendo, a parità di carico nell'ipotesi di trave semplicemente, certamente più sollecitati.



4.2.1.1 Analisi dei carichi

Descrizione strato	B [cm]	L [cm]	H/sp [cm]	interasse [cm]	peso specifico [daN/m ³]	carico [daN/m ²]
pianelle in laterizio	16	32	2		1800	36
malta			4		1800	72
tavolato in legno			3		450	14
controsoffitto			3		1200	36
Totale permanenti						158
Sovr. Variabile sottotetto*						50
* da NTC 2008						

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

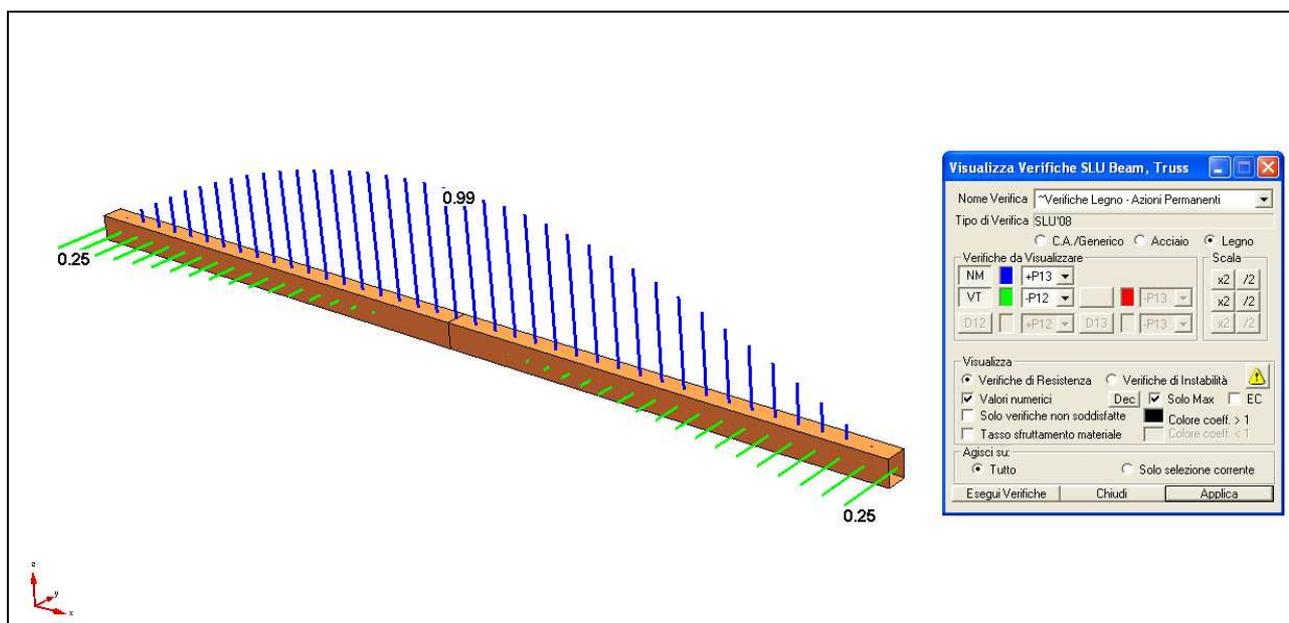
4.2.1.2 Verifiche di resistenza

Dalle indagini effettuate sull'ala ovest le travi hanno una sezione di 18x22cm, un interasse di circa 70cm e una luce netta di 8m. Le travi si ipotizzano semplicemente appoggiate alle pareti.

La classe di servizio viene ipotizzata come la I^o, mentre le combinazioni dei carichi vengono suddivise in due a seconda della durata degli stessi:

- presenza solo dei carichi permanenti → durata del carico permanente → $k_{mod}=0.6$
- presenza anche dei carichi variabili → durata del carico istantanea → $k_{mod}=1.0$

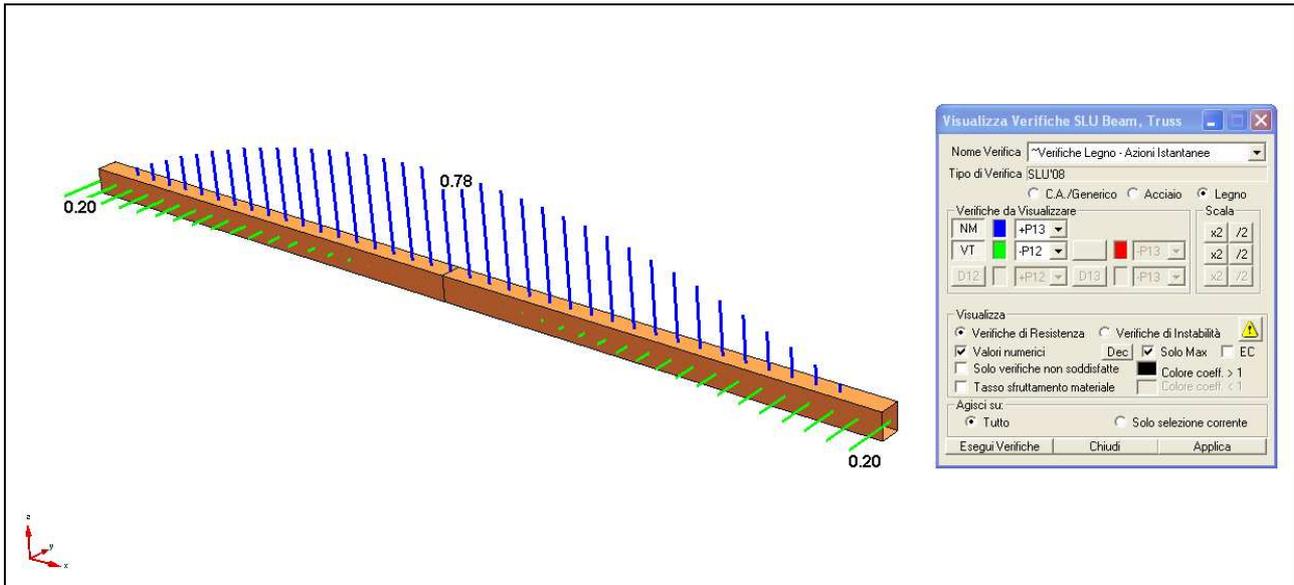
Seguono le verifiche: i coefficienti rappresentano il rapporto S_d/R_d fra sollecitazione e resistenza di progetto, pertanto i valori inferiori a 1 indicano che l'elemento strutturale è idoneo a sostenere il carico.



Verifiche a flessione (blu) e taglio (verde) con carichi di durata permanente

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



Verifiche a flessione (blu) e taglio (verde) con carichi di durata istantanea

4.2.1.3 Verifiche di deformabilità

Le verifiche di deformabilità vengono eseguite in ottemperanza all'eurocodice 5, si riportano i fattori calcolati a breve e lungo termine in funzione della luce "l" delle travi pari a 8m. Questi fattori, piuttosto bassi rispetto ai limiti previsti oggi (1/300÷1/500 per gli effetti a breve termine, 1/250÷1/350 per gli effetti a lungo termine), possono evidenziare problemi in quanto non sono compatibili con pareti divisorie o controsoffittature poste al piano sottostante.

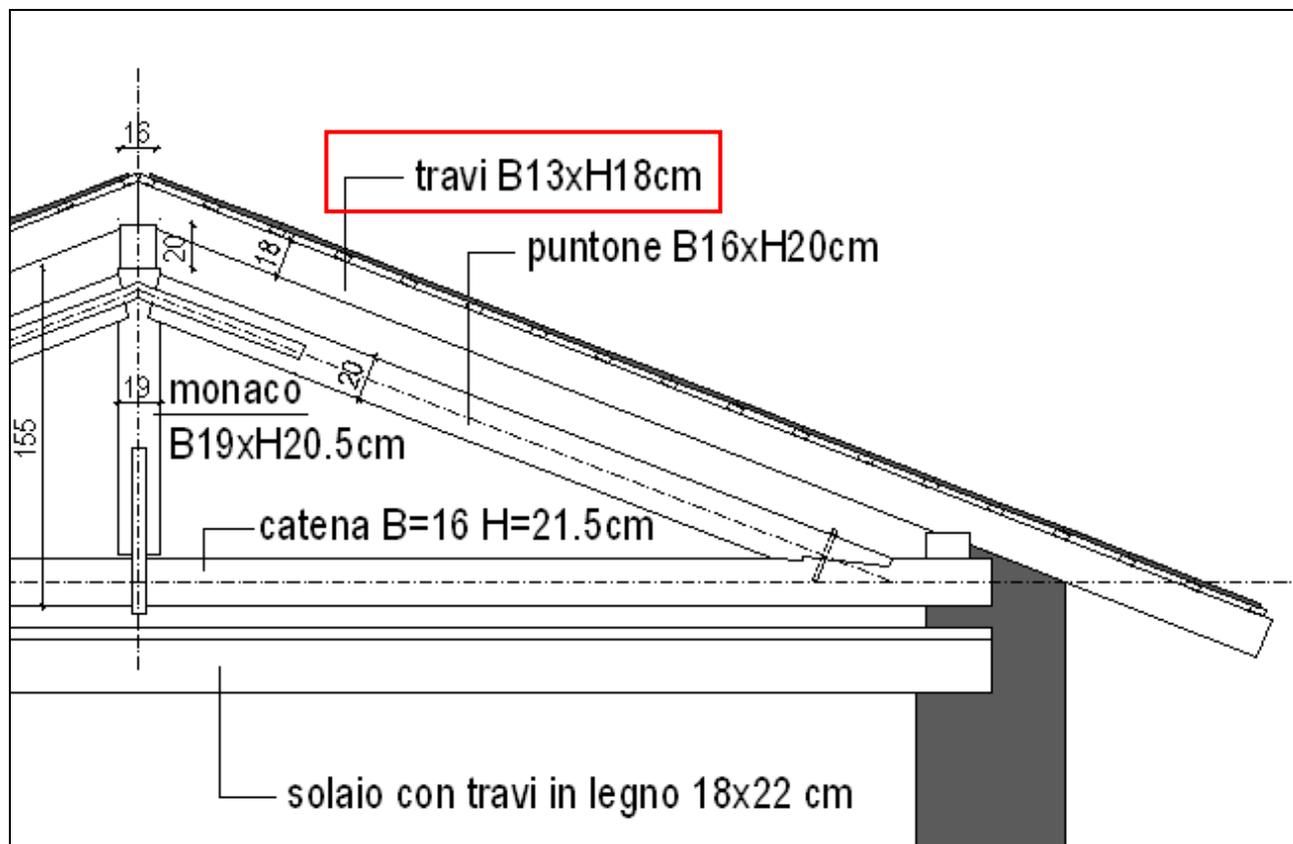
Con riferimento alle notazioni dell'eurocodice 5 si valuta:

$$w_{inst} = \frac{1}{155} l;$$

$$w_{net,fin} = \frac{1}{105} l.$$

4.2.2 TRAVI COPERTURA

4.2.2.1 Analisi dei carichi



Descrizione strato	B [cm]	L [cm]	H/sp [cm]	interasse [cm]	peso specifico [daN/m ³]	carico [daN/m ²]
cantinele	7		3,5	32	450	3
pianelle in laterizio	16	32	2,5		1800	45
malta			1		2400	24
manto di copertura in coppi						80
Totale permanenti						152
Sovr. Neve*						80
* da NTC 2008						

4.2.2.2 Verifiche di resistenza

Le travi rilevate hanno sezioni di lati 13x18cm, lunghezza dal colmo alla banchina di 4.2m circa e interasse di 77÷78cm. Dal rilievo si stima la lunghezza dello sporto in 1.3m. Anche questi elementi vengono ipotizzati semplicemente appoggiati.

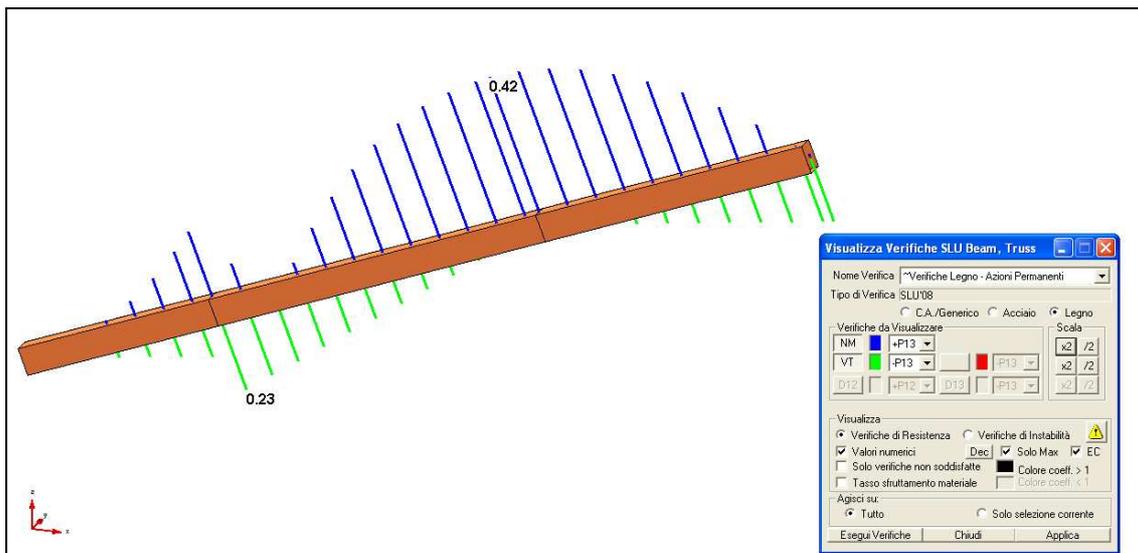
PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

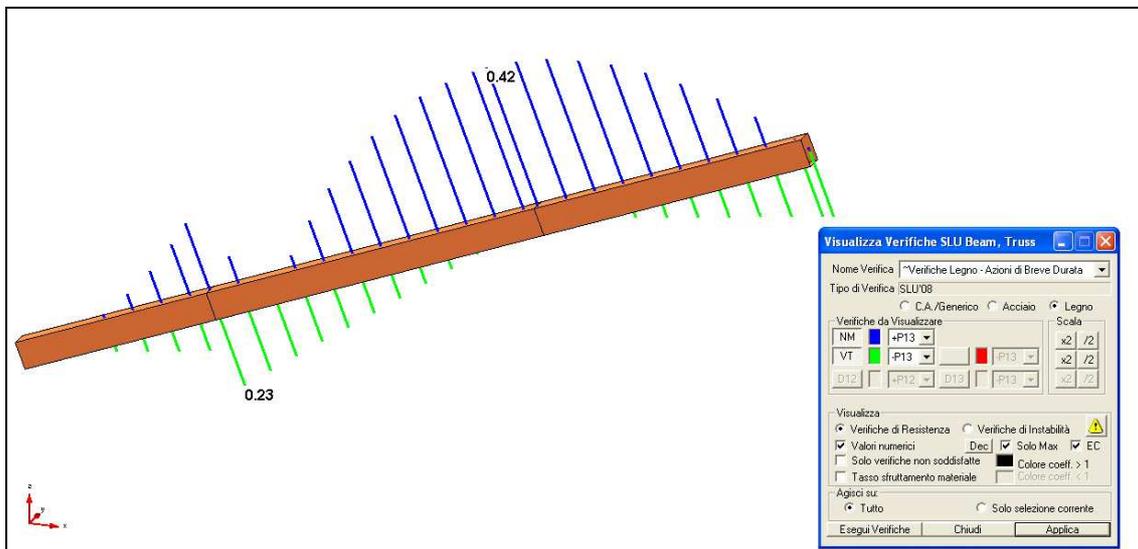
Le combinazioni dei carichi vengono suddivise in due a seconda della durata degli stessi:

- presenza solo dei carichi permanenti → durata del carico permanente → $k_{mod}=0.6$
- presenza anche della neve → durata del carico breve → $k_{mod}=0.9$

Seguono le verifiche: i coefficienti rappresentano il rapporto S_d/R_d fra sollecitazione e resistenza di progetto, pertanto i valori inferiori a 1 indicano che l'elemento strutturale è idoneo a sostenere il carico.



Verifiche a presso-flessione (blu) e taglio (verde) con carichi di durata permanente



Verifiche a presso-flessione (blu) e taglio (verde) con carichi di durata breve

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

4.2.2.3 Verifiche di deformabilità

Come per le travi del solaio di sottotetto si riportano i fattori in funzione della lunghezza che quantificano la freccia dell'elemento fra i due appoggi di colmo e banchina. Con $l=4.2\text{m}$ si valuta:

$$w_{\text{inst}} = \frac{1}{540} l;$$

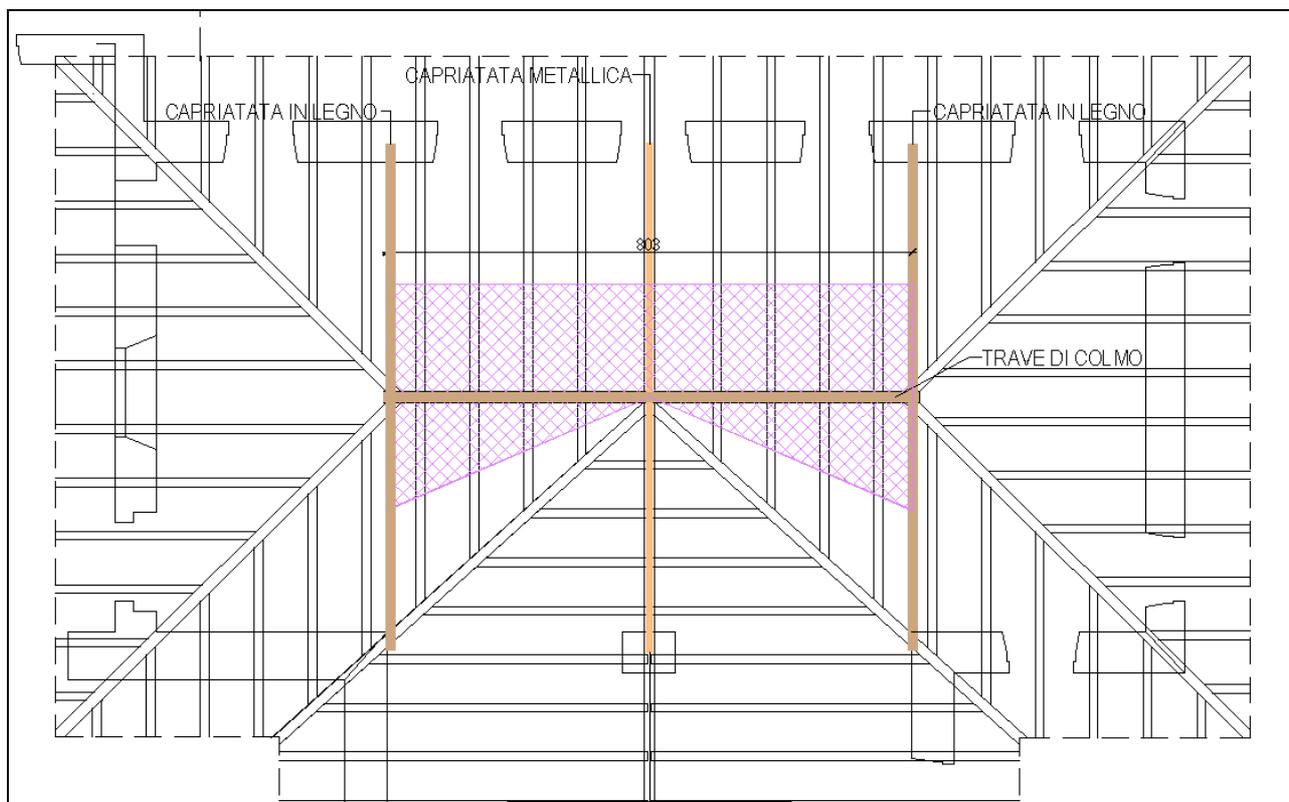
$$w_{\text{net,fin}} = \frac{1}{380} l.$$

In questo caso detti limiti risultano ammissibili per una struttura di copertura.

4.2.3 TRAVE DI COLMO

4.2.3.1 Analisi dei carichi

La trave di colmo analizzata è quella appoggiata sulla capriata in acciaio di più recente realizzazione nell'ala est dell'edificio.



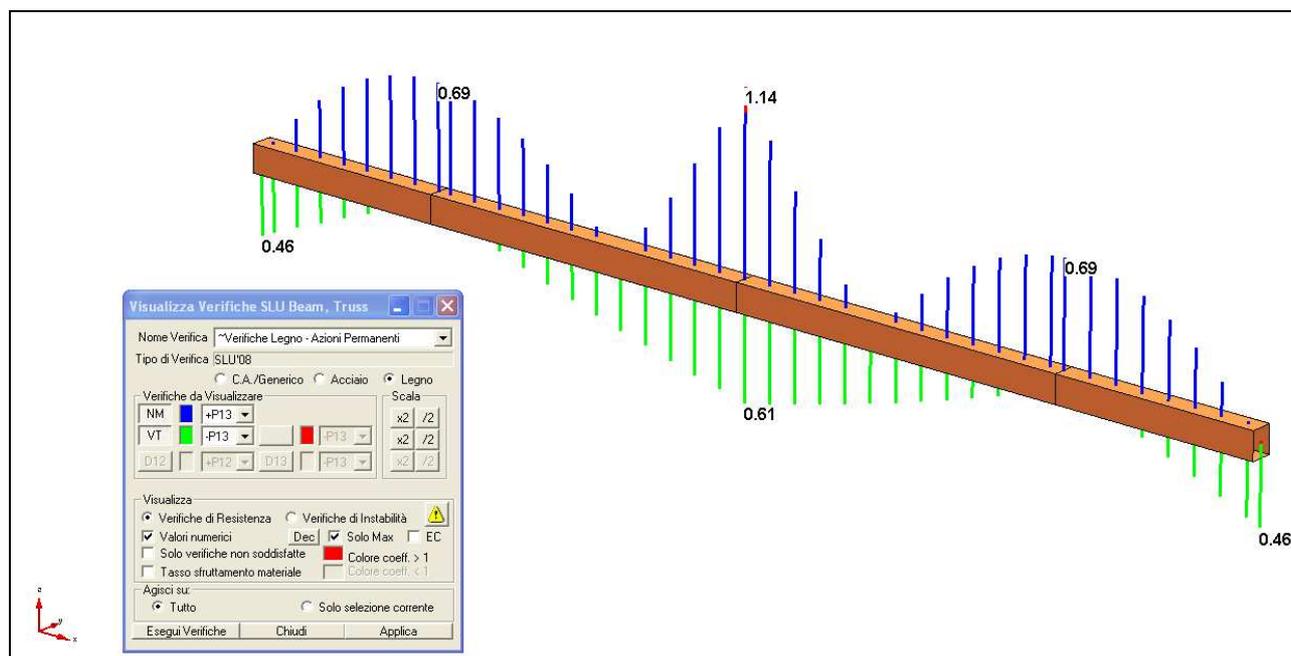
Questa trave si considera appoggiata in 3 punti corrispondenti a 2 capriate in legno alle estremità e a quella metallica al centro. La luce tra un appoggio e l'altro è di 4m, i carichi permanenti e variabili gravano sull'area di influenza evidenziata di circa 21m². I carichi sono gli stessi elencati per le travi di copertura al paragrafo precedente a cui si aggiunge l'incidenza delle travi portate, circa 14daN/m²:

Sovraccarichi permanenti: 166daN/m²

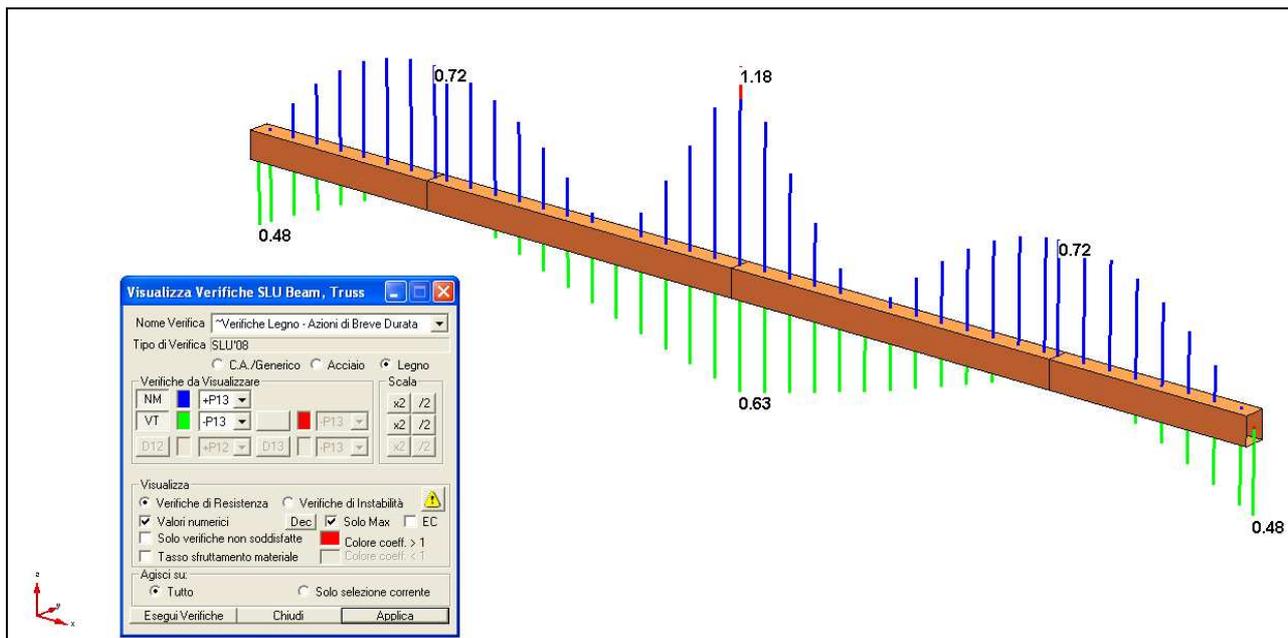
Sovraccarico variabile neve: 80daN/m²

4.2.3.2 Verifiche di resistenza

La sezione rilevata misura 16x20cm (BxH), ipotizzando una classe S2 per l'abete/nord il livello delle tensioni per flessione allo stato limite ultimo risulta superiore a quello resistente solo in corrispondenza dell'appoggio centrale, mentre in campata e ovunque a taglio le sollecitazioni risultano inferiori ai rispettivi valori di resistenza. Nelle figure seguenti si riportano i coefficienti S_d/R_d fra sollecitazione e resistenza.



Verifiche a flessione (blu) e taglio (verde) con carichi di durata permanente



Verifiche a flessione (blu) e taglio (verde) con carichi di durata breve

Dalle indagini visive effettuate, in ogni caso limitate, non sono emerse situazioni critiche che possano ricondursi a un sottodimensionamento di questo elemento strutturale. E' comunque d'obbligo in fase di progetto estendere le indagini conoscitive a tutti gli elementi di colmo valutandone, qualora lo stato della trave lo richieda, una valutazione della capacità portante e deformativa.

4.2.3.3 Verifiche di deformabilità

Le verifiche di deformabilità risultano accettabili sia a breve termine che a lungo termine, i limiti delle frecce che usualmente possono essere prese come riferimento per gli elementi che compongono le coperture sono di 1/200 della luce per gli effetti a breve termine e 1/250 per gli effetti a lungo termine. I risultati in proporzione alla luce "l" di 4m sono i seguenti:

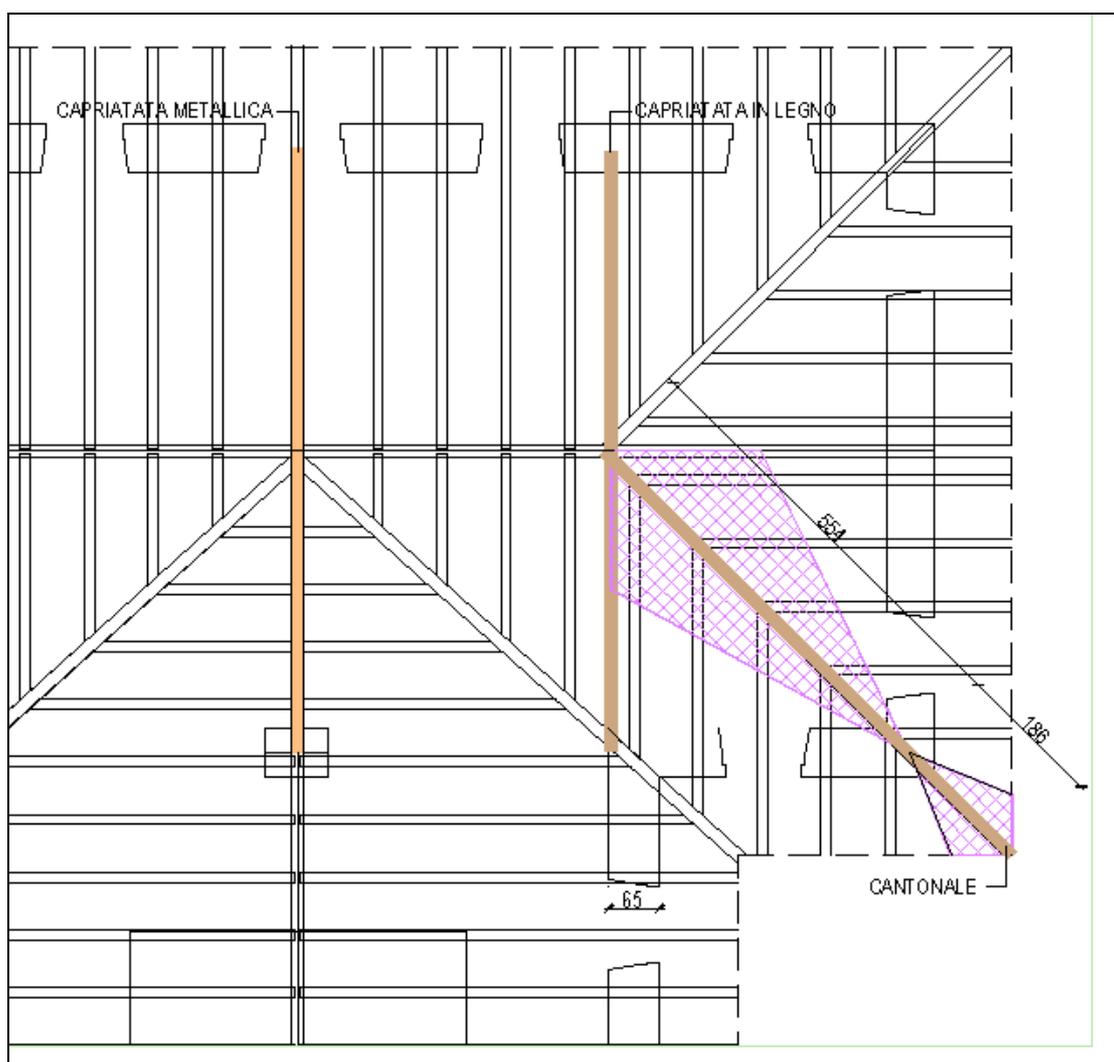
$$w_{inst} = \frac{1}{480} l;$$

$$w_{net,fin} = \frac{1}{340} l.$$

4.2.4 TRAVE DI CANTONALE

4.2.4.1 Analisi dei carichi

La trave di cantonale analizzata è quella che è stata rilevata durante le indagini, viene evidenziata nella figura seguente insieme alla propria area di influenza di carico portato.



Anche questa trave viene considerata in semplice appoggio dal colmo alla banchina. I due appoggi distano 5.7m, mentre i carichi insistono su di un'area pari a circa 8.5m^2 . I carichi sono gli stessi elencati per le travi di copertura al paragrafo precedente a cui si aggiunge l'incidenza delle travi portate, circa 14daN/m^2 :

Sovraccarichi permanenti: 166daN/m^2

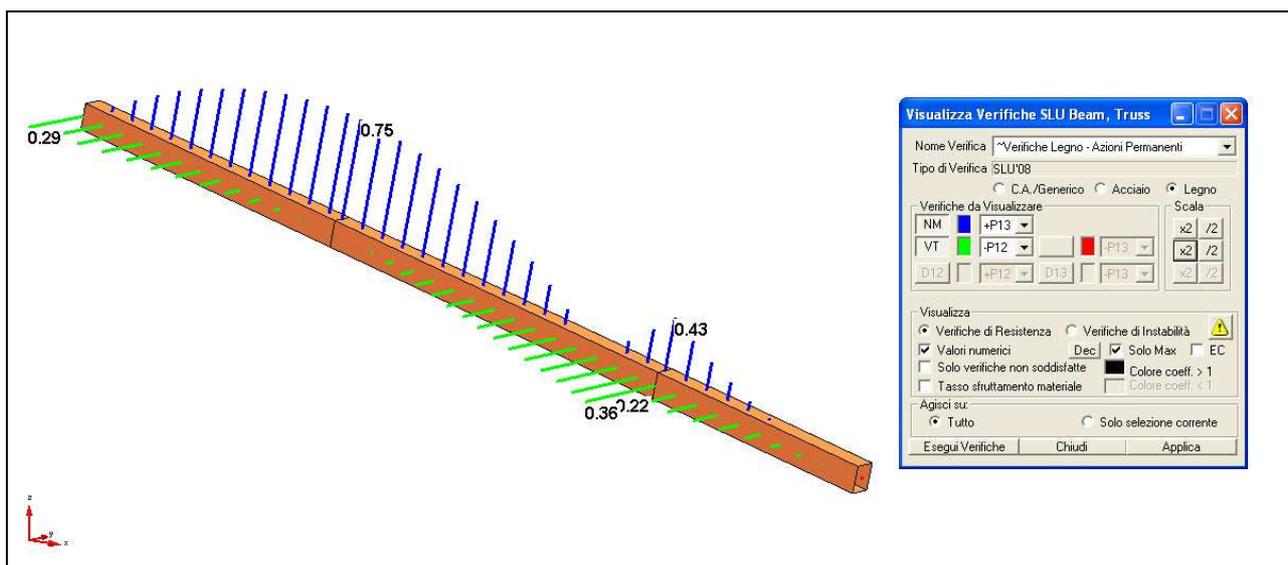
PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

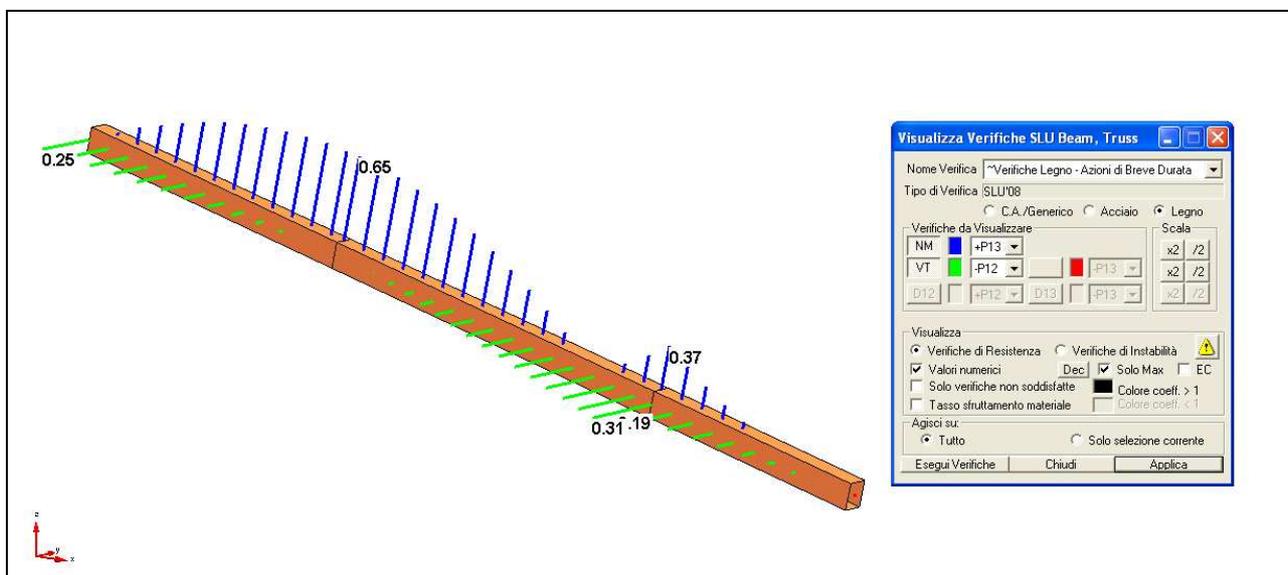
Sovraccarico variabile neve: 80daN/m^2

4.2.4.2 Verifiche di resistenza

La sezione rilevata misura $16 \times 21\text{cm}$ (BxH), ipotizzando anche in questo caso una classe S2 per l'abete/nord il livello delle tensioni per flessione e taglio allo stato limite ultimo risulta accettabile sia in condizioni di carico di durata permanente che di durata breve.



Verifiche a flessione (blu) e taglio (verde) con carichi di durata permanente



Verifiche a flessione (blu) e taglio (verde) con carichi di durata breve

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

4.2.4.3 Verifiche di deformabilità

Le verifiche di deformabilità risultano accettabili anche se a lungo termine la freccia tende ad essere superiore ai limiti consigliati per elementi di copertura. Il carico è stato cautelativamente schematizzato come uniformemente distribuito, mentre la percentuale più elevata si ha in prossimità dell'appoggio al colmo, schematizzazione che ridurrebbe la freccia calcolata. I risultati in proporzione alla luce "l" di 5.7m sono i seguenti:

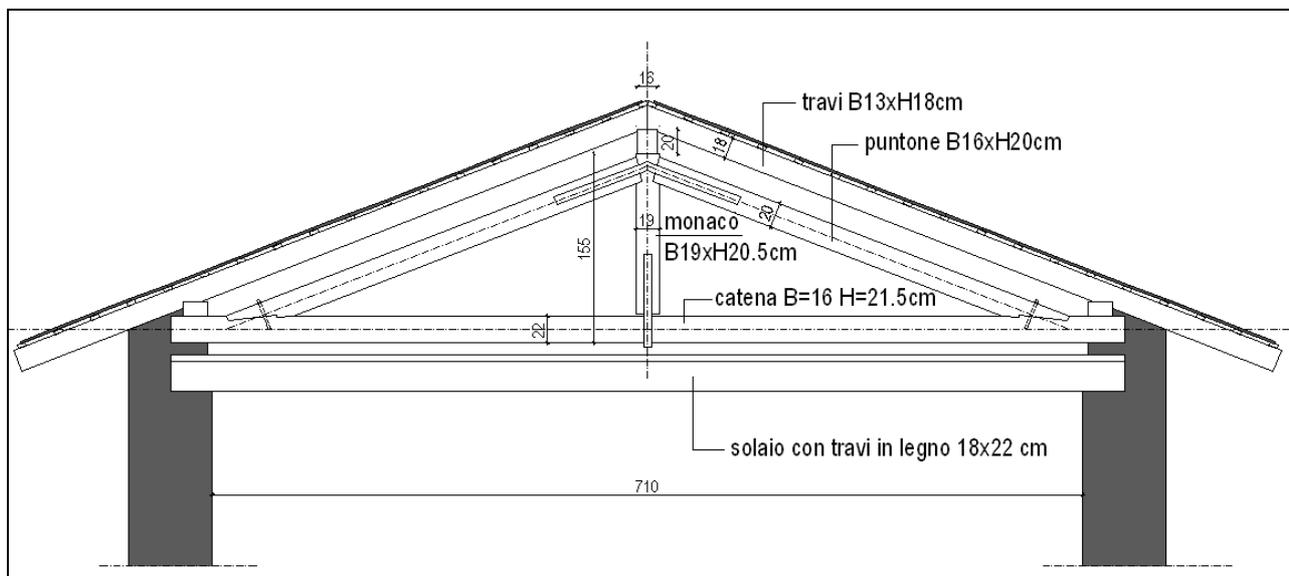
$$w_{inst} = \frac{1}{300} l;$$

$$w_{net,fin} = \frac{1}{200} l.$$

4.2.5 CAPRIATE

Per le capriate verranno illustrate le verifiche di resistenza, di instabilità e le verifiche sul giunto puntone catena realizzato in questo caso da un doppio dente.

L'analisi viene condotta per la capriata nell'area nord-est dell'edificio, di cui è stato eseguito il rilievo geometrico:



4.2.5.1 *Analisi dei carichi*

Il carico viene trasmesso in maniera concentrata dalla trave di colmo e dalle travi di cantonale su cui grava il carico proveniente dalle travi di copertura verificate precedentemente. Ai medesimi carichi distribuiti portati dovuti alla copertura si aggiunge quindi l'incidenza dei travetti pari a 14 daN/m^2 e il carico dovuto al peso proprio delle travi di colmo e di cantonale valutato sommariamente in 100 daN . L'area d'influenza che compete a questa capriata è di circa 20 m^2 , pertanto i carichi sono:

- Peso proprio copertura: 395 daN
- Sovraccarico permanente: 3260 daN
- Sovraccarico var. neve: 1600 daN

Nell'analisi della capriata viene presa in considerazione anche la forza orizzontale dovuta al sisma, proporzionale ai carichi permanenti mediante l'accelerazione adimensionalizzata S_a calcolata come suggerito dalle NTC 2008 per gli elementi strutturali "secondari" (§7.2.3):

$S_a =$	0,957	accelerazione massima adimensionalizzata rispetto a quella di gravità
$\alpha =$	0,145	rapporto tra accelerazione massima del terreno a_g su sottosuolo di tipo A nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità
$S =$	1,2	$S_g \times S_T$
$Z =$	9,12 m	quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata dal piano di fondazione
$H =$	9,12 m	altezza della costruzione dalle fondazioni
$T_g =$	0,248 s	periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale
$T_1 =$	0,248 s	periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata

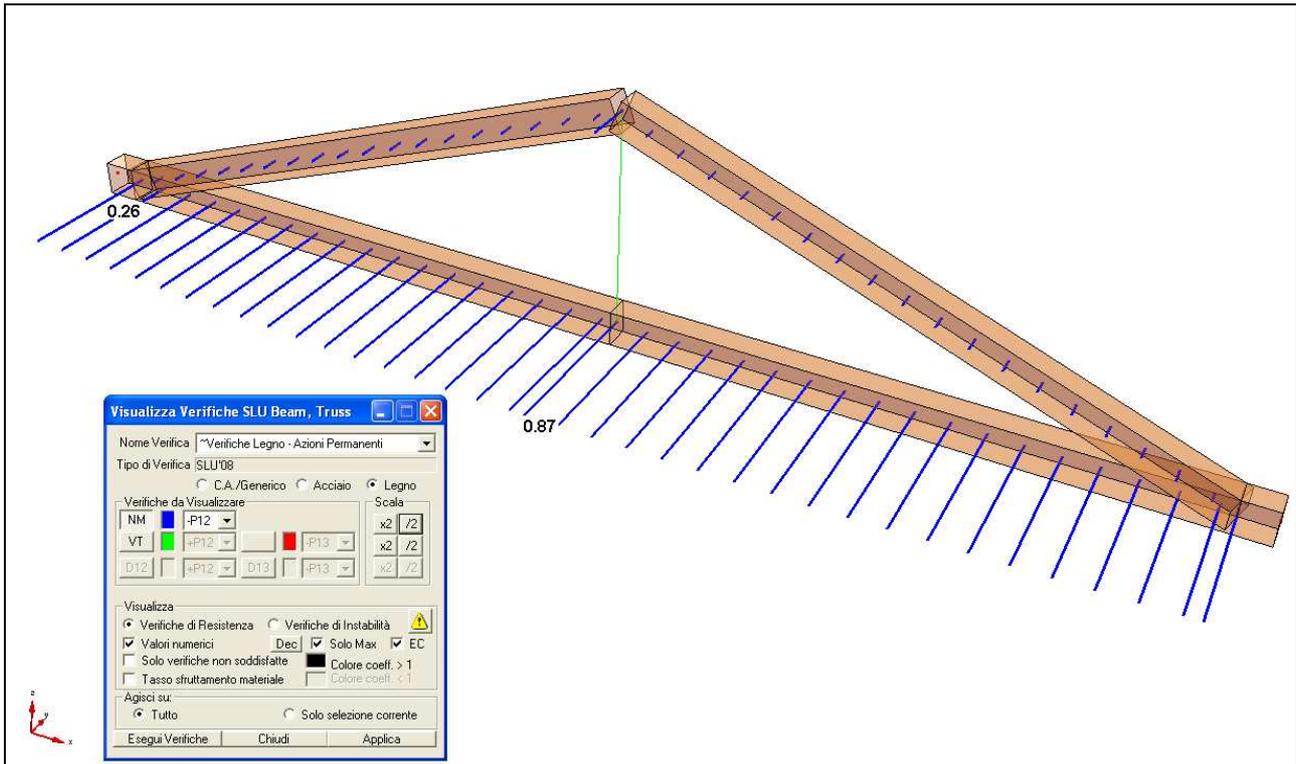
4.2.5.2 *Verifiche di resistenza*

Il calcolo viene effettuato ipotizzando le varie aste incernierate fra loro e la capriata appoggiata ai muri perimetrali. Il monaco è completamente svincolato dalla catena.

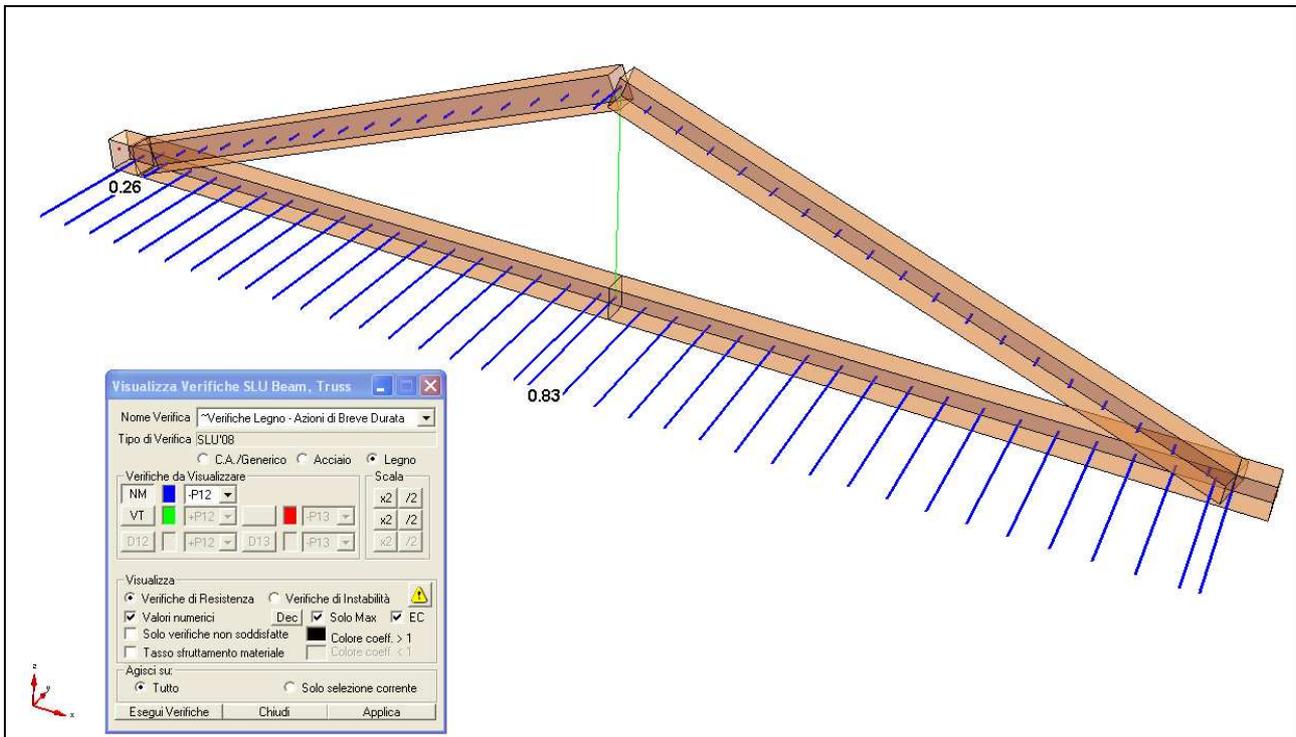
In questo caso le durate dei carichi sono di tre tipologie:

- permanente per i soli carichi permanenti → $k_{\text{mod}}=0.6$
- breve per carichi permanenti+neve → $k_{\text{mod}}=0.9$
- istantanei per carichi permanenti+sisma → $k_{\text{mod}}=1.0$

La classe del tipo di legname abete/nord è sempre la S2.



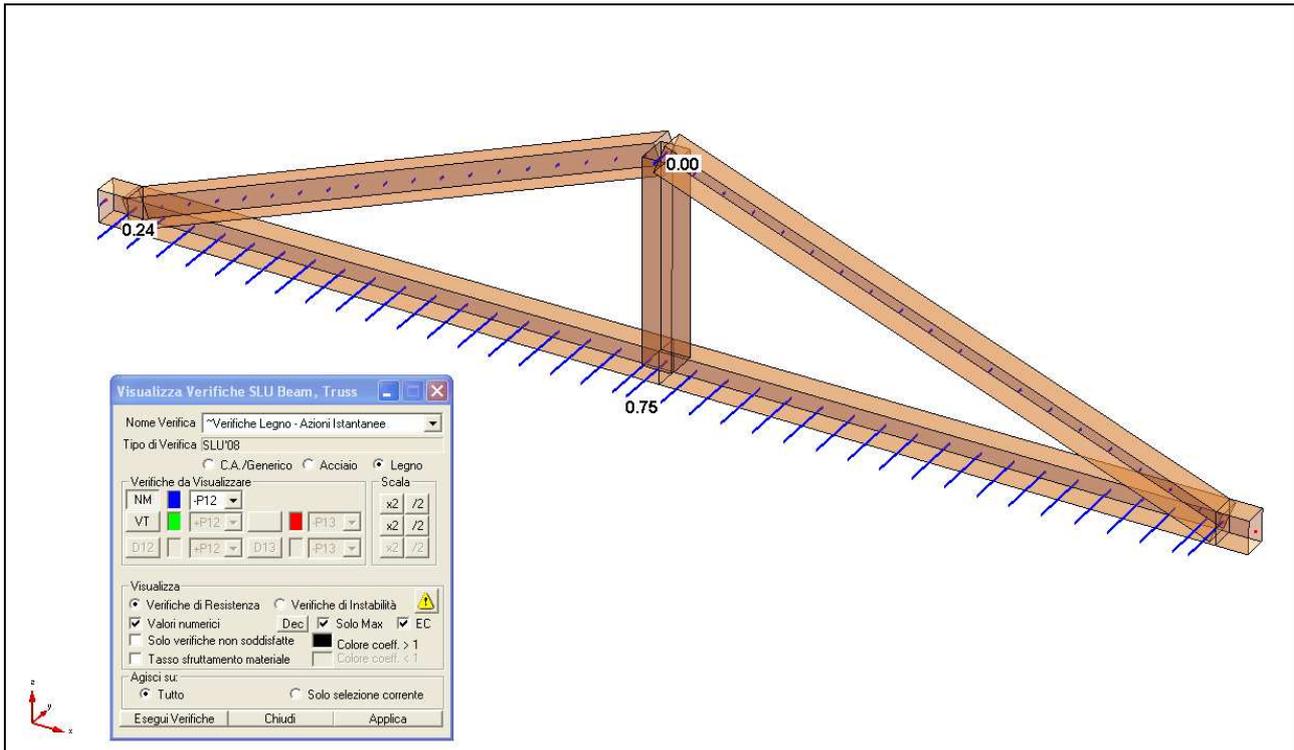
Verifiche a presso-tenso-flessione con carichi di durata permanente



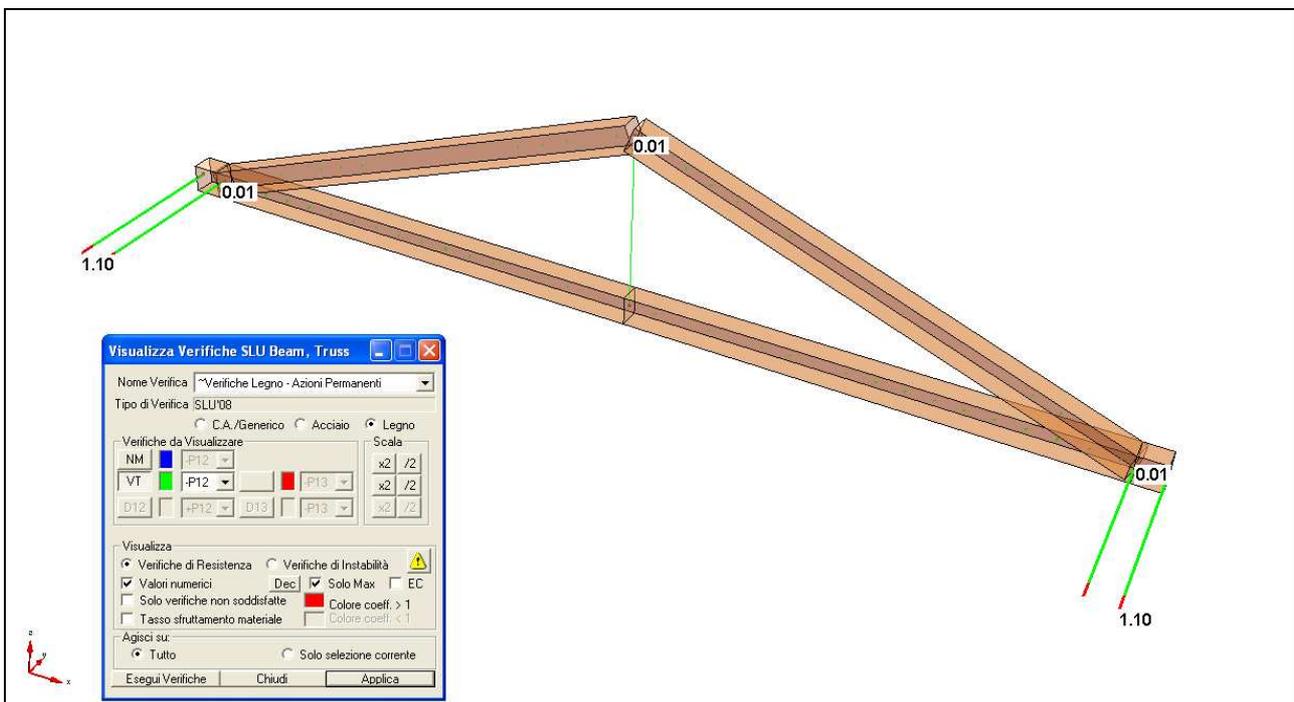
Verifiche a presso-tenso-flessione con carichi di durata breve

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



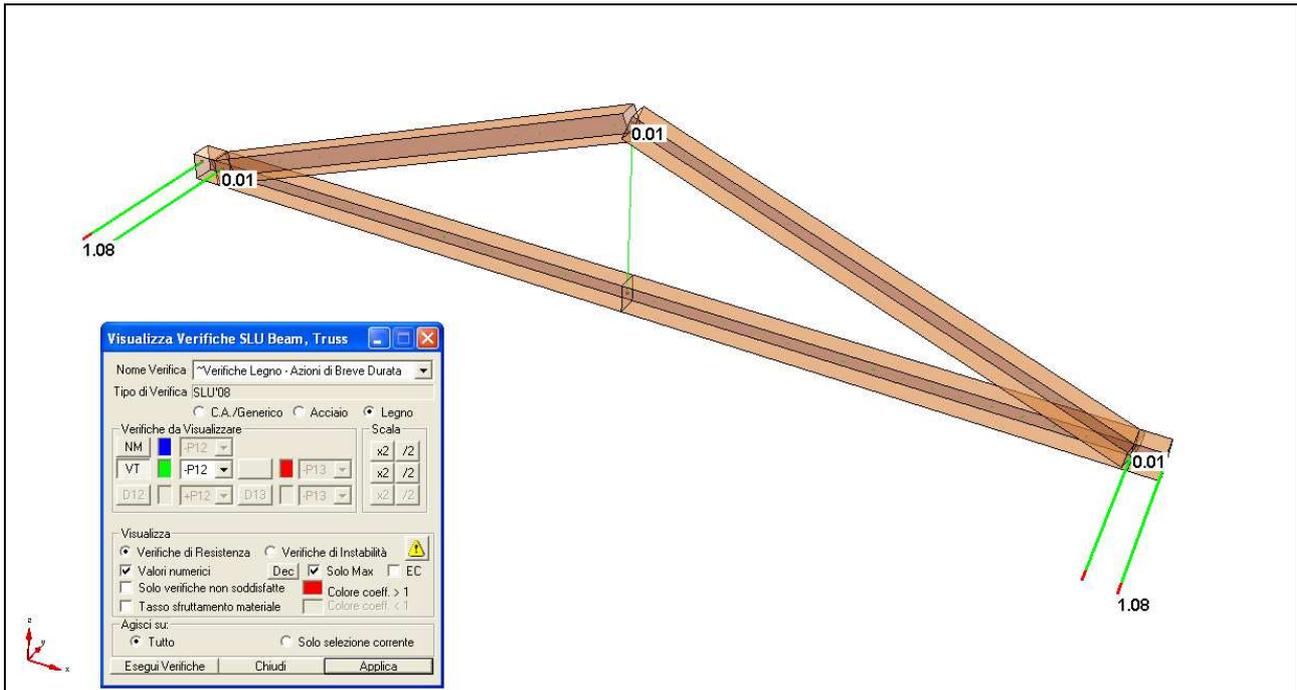
Verifiche a presso-tenso-flessione con carichi di durata istantanea



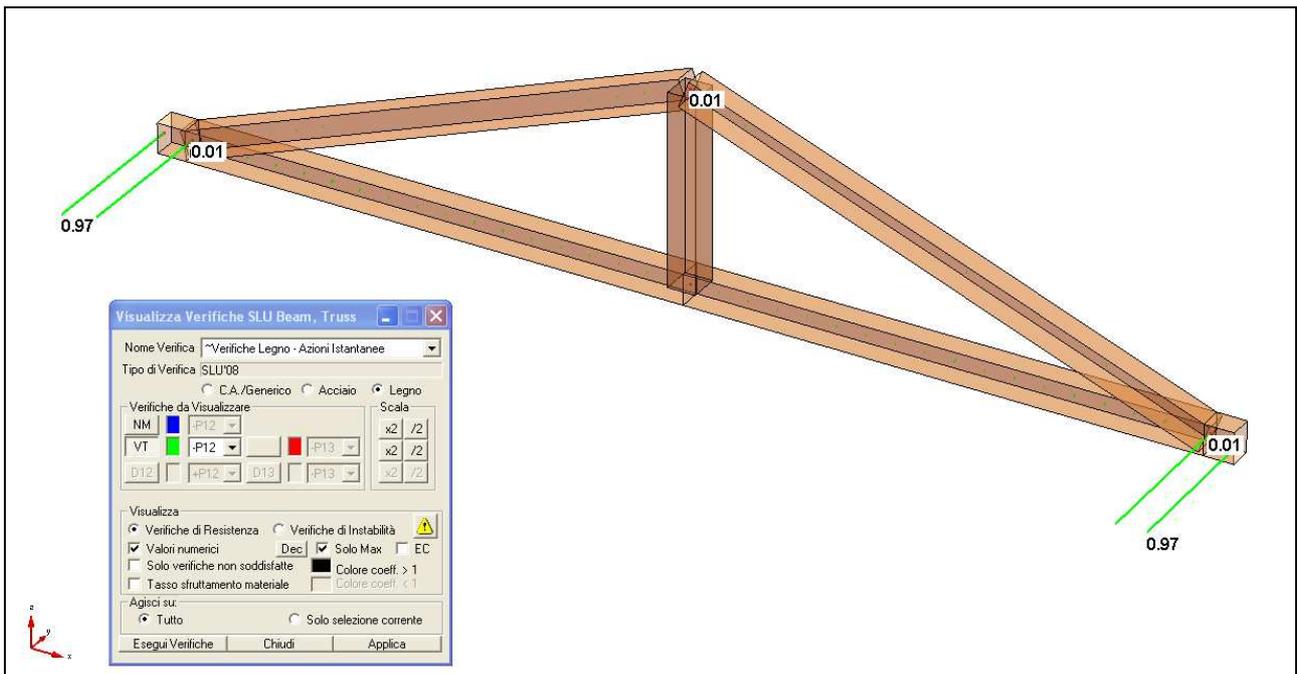
Verifiche a taglio con carichi di durata permanente

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



Verifiche a taglio con carichi di durata breve



Verifiche a taglio con carichi di durata istantanea

In generale agli appoggi una capriata di questo tipo non è sottoposta a forze concentrate di taglio perché gli appoggi della catena risultano essere sotto le ideali cerniere che vengono supposte all'incrocio dei vari assi di simmetria delle sezioni che la compongono. Il rilievo ha però

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

evidenziato una distanza tra il giunto dei puntoni con la catena e l'appoggio sul muro sufficientemente grande da schematizzare la cerniera più internamente dello spigolo della parete come si può meglio comprendere dalla seguente foto:



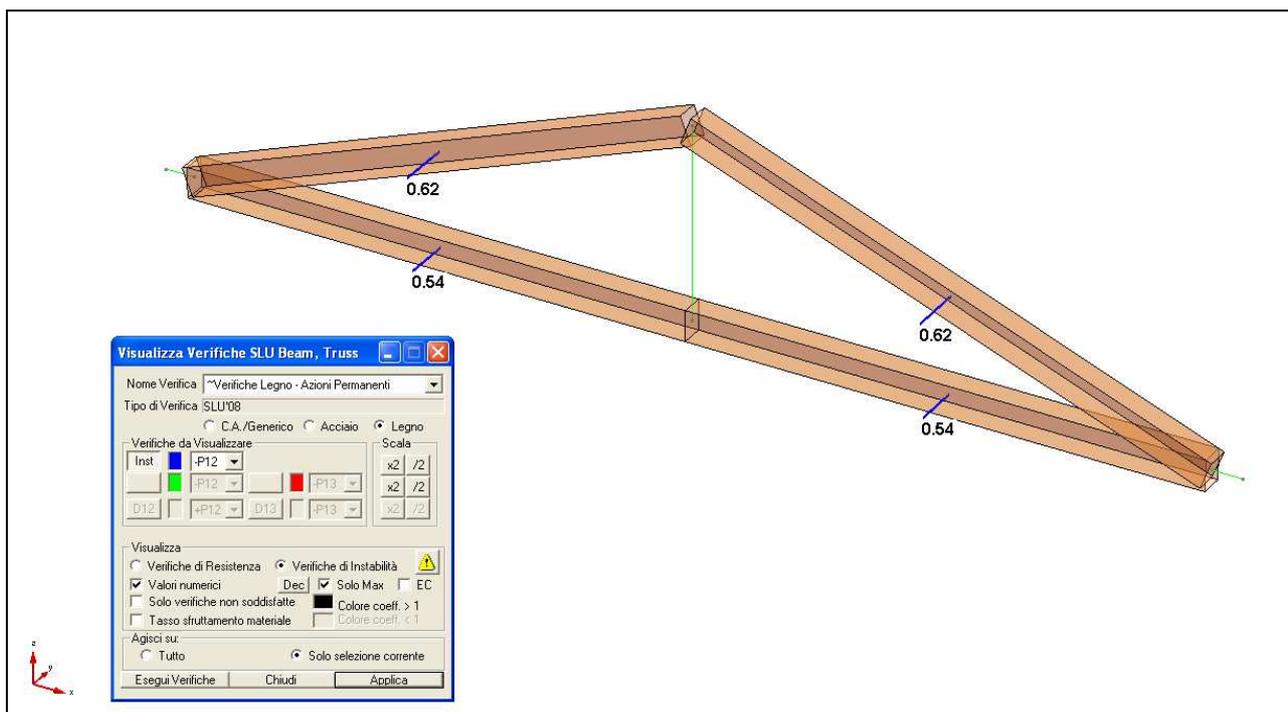
Particolare giunto puntone-catena e appoggio capriata

In questo modo il taglio si viene a scaricare esclusivamente sulla catena e non sulla muratura evidenziando una possibile vulnerabilità in quanto la sezione non è sufficiente per sopportare tale forza.

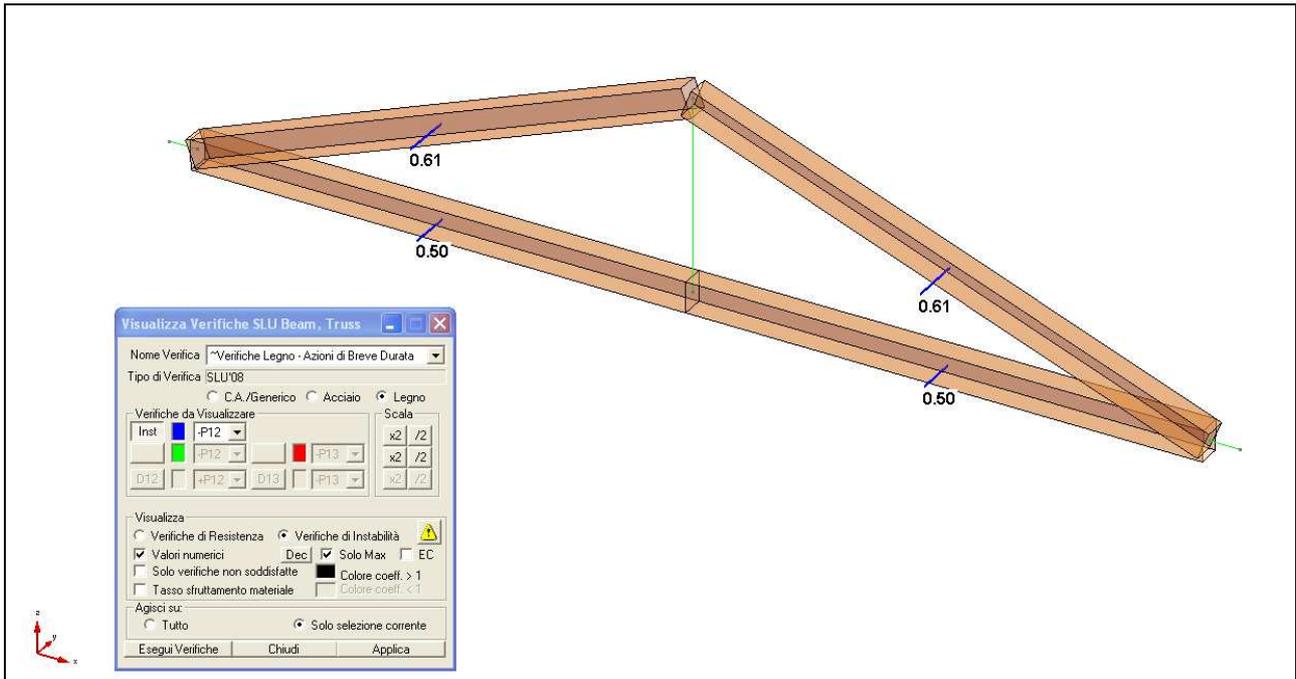
La posizione reale della cerniera è in ogni caso difficile da individuare, incerta è anche l'effettiva larghezza dell'appoggio, potenzialmente più grande dato che lo spessore della parete/cordolo del sottotetto in cui si innesta la catena è inferiore rispetto alla parete sottostante ed inoltre non si notano lesioni. Pertanto i risultati ottenuti si ritengono comunque non critici.

4.2.5.3 Verifiche di instabilità

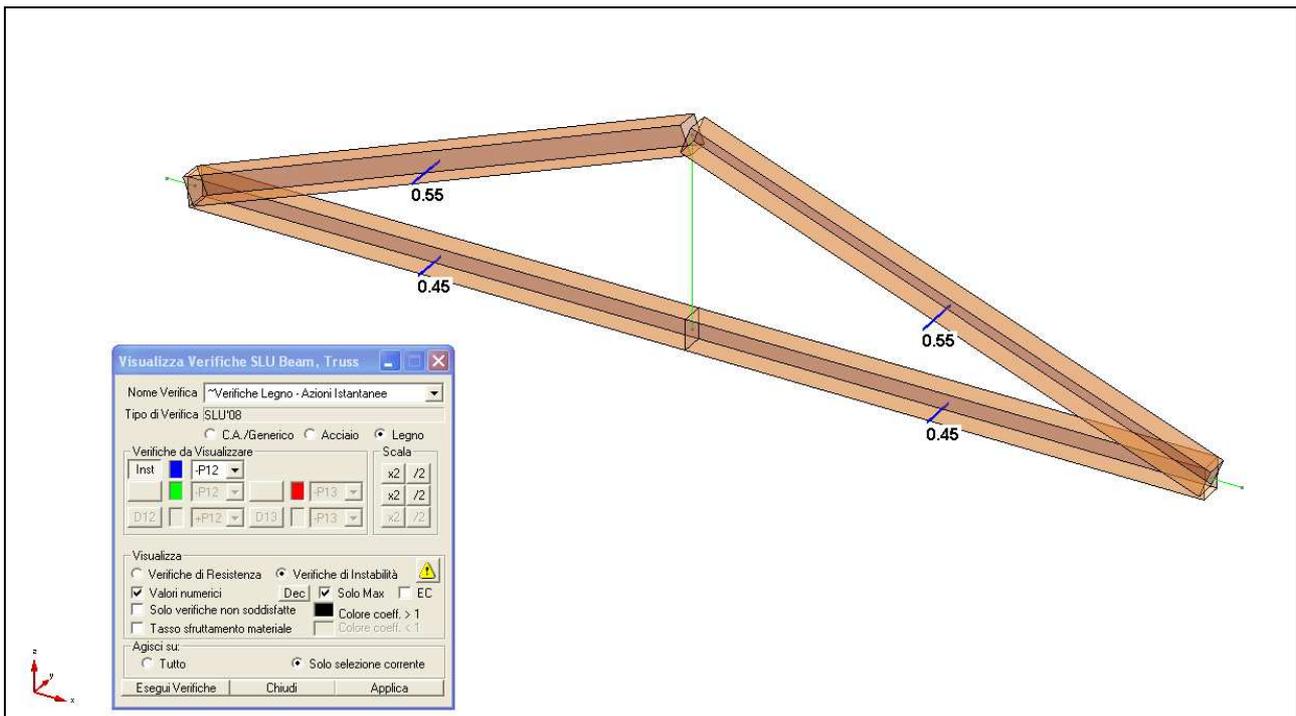
Vengono eseguite le verifiche di instabilità secondo l'eurocodice 5 a cui si rimanda per la formulazione del problema. I coefficienti rappresentati sono le tensioni adimensionalizzate calcolate con le formule (6.23) e (6.24) della sopra citata norma, i valori minori di 1 indicano che le verifiche di instabilità condotte con le ipotesi fatte su tipo di legname e geometria sono soddisfatte:



Verifica di instabilità con carichi di durata permanente



Verifica di instabilità con carichi di durata breve



Verifica di instabilità con carichi di durata istantanea

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

4.2.5.4 Verifiche di deformabilità

Per la capriata viene valutato lo spostamento nel nodo di colmo rispetto agli appoggi. I rapporti sono sempre espressi in funzione della distanza fra un appoggio e l'altro, $l=7.4\text{m}$:

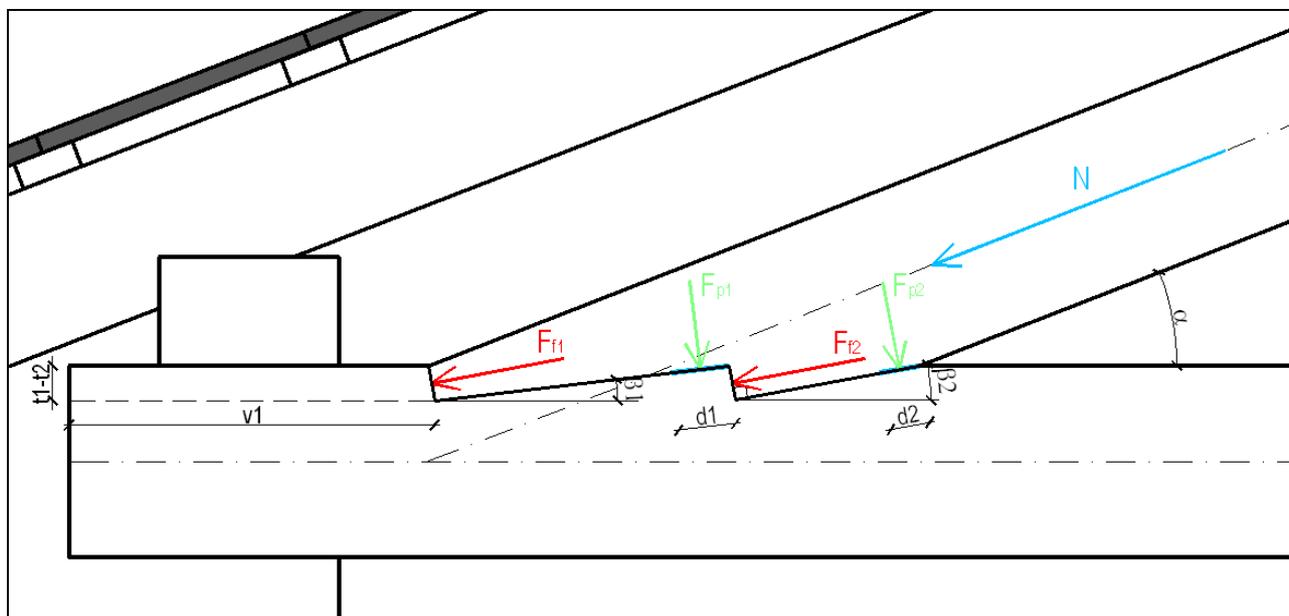
$$w_{\text{inst}} = \frac{1}{1050} l;$$

$$w_{\text{net,fin}} = \frac{1}{725} l.$$

Questi risultati confermano l'efficacia di questa tecnica costruttiva e del dimensionamento degli elementi che compongono la capriata.

4.2.5.5 Verifiche del giunto puntone-catena

Con riferimento alla seguente figura seguono le verifiche di compressione dei denti frontali e posteriori e a taglio del tallone ipotizzando per quest'ultima un unico piano di taglio e a favore di sicurezza con lunghezza pari a v_1 . La classe di legno tipo abete/nord utilizzata resta sempre la S2.



		durata carico		
		Permanente	Breve	Istantaneo
	k_{mod}	0,6	0,9	1,0
Resistenza a compressione dente frontale in Mpa	$\sigma_{c,\alpha 2,d}$	6,7	10,0	11,1
Resistenza a compressione dente 1 posteriore in Mpa	$\sigma_{c,90-\beta 1,d}$	7,3	11,0	12,2
Resistenza a compressione dente 2 posteriore in Mpa	$\sigma_{c,90-\beta 2,d}$	6,7	10,0	11,1
Resistenza a compressione parallela alla fibratura in Mpa	$f_{c,0,d}$	8,0	12,0	13,3
Resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura in Mpa	$f_{c,90,d}$	1,2	1,7	1,9
	$k_{c,90}$	1	1	1
	$f_{v,d}$	1,0	1,5	1,7
Inclinazione puntone in rad	α	0,367	0,367	0,367
inclinazione base 1 puntone in rad	$\beta 1$	0,124	0,124	0,124
inclinazione base 2 puntone in rad	$\beta 2$	0,183	0,183	0,183
altezza verticale dente 1 in mm	t1	40	40	40
altezza verticale dente 2 in mm	t2	40	40	40
larghezza catena/puntone in mm	b	160	160	160
base dente posteriore 1 in mm	d1	64	64	64
base dente posteriore 2 in mm	d2	44	44	44
lunghezza appoggio dente-fine catena in mm	v1	410	410	410
Inclinazione risultante forza resistente denti posteriori in rad	βR	0,15	0,15	0,15
Verifica taglio del tallone				
Resistenza a taglio del tallone in kN	R_{vd}	66	98	109
Azione tagliante sul tallone in kN	S_d	63	95	66
Verificato se < 1	coeff.	0,96	0,96	0,61
Verifica dei denti frontali				
Azione di compressione sul puntone frontale in kN	F_{fd}	66,2	98,9	69,4
Resistenza totale denti frontali in kN	ΣR_{fd}	92	138	153
Verificato se < 1	coeff.	0,72	0,72	0,45
Verifica dei denti posteriori				
Azione di compressione sul puntone posteriore in kN	F_{pd}	12,4	18,5	13,0
Resistenza totale denti posteriori in kN	ΣR_{pd}	123	184	204
Verificato se < 1	coeff.	0,10	0,10	0,06

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

4.2.6 CONSIDERAZIONI SULLA COPERTURA IN LEGNO.

Il sottotetto e la copertura, interamente realizzate in legno sin dall'epoca della nascita dell'edificio, si mantengono, fatto salvi alcuni interventi subiti negli anni, praticamente allo stato originario.

La loro realizzazione di buona fattura ha fatto sì che arrivassero ad oggi senza particolari problemi di sofferenza in relazione ai carichi permanenti e variabili a cui sono stati sottoposti. Eccezion fatta per quegli elementi che hanno subito, specie negli ultimi anni, un forte attacco da parte di funghi ed organismi di certo a causa delle copiose infiltrazioni d'acqua meteorica dalla copertura. Difficile stimarne l'entità specie per quegli elementi non direttamente visibili. In questo caso è evidente per il sottotetto del corpo Ovest una depressione generalizzata di tutto il solaio che suggerisce la completa sostituzione dello stesso, in altri casi occorre rimandare tale cernita alla fase realizzativa di cui si dirà meglio in fase di progetto degli interventi.

Dalle verifiche svoltesi su tutti gli elementi componenti sottotetto e copertura, si è visto come le sezioni presenti, associate ad una classificazione di tipologia Abete/Nord classe S2, ed ai carichi permanenti di stato di fatto e variabili di norma danno un quadro in generale rassicurante circa la vulnerabilità della struttura. Dalle indagini visive è stato possibile associare la classe S2 alla maggior parte degli elementi visibili, ovviamente, in fase di recupero della copertura occorrerà estendere puntualmente la classificazione a ciascun elemento, avendo cura di sostituire quelli non idonei a tale classificazione, per difetti presenti sin dall'origine o per eccessivo deterioramento.

In particolare è possibile fare per ciascun elemento le seguenti considerazioni:

solaio di sottotetto: le travi (se di classe S2), sono certamente idonee a sopportare i carichi permanenti presenti e variabili quali quelli di sottotetti accessibili per sola manutenzione catt. H1, ma sono certamente insufficienti a limitare le deformazioni a valori oggi compatibili. I carichi permanenti presenti, infatti, sono nettamente superiori ai variabili previsti, si da consigliare un alleggerimento in termini di pavimentazione e controsoffittatura. La deformazione può essere contenuta eventualmente tramite la realizzazione di una cappa in c.l.s. alleggerito collaborante in sostituzione della pavimentazione.

travetti di copertura: si ipotizza la sostituzione degli elementi più deteriorati non classificabili in S2, le deformazioni sono accettabili

travi di colmo: le verifiche di resistenza sono leggermente insoddisfacenti, accettabili quelle di deformabilità. Si ipotizza eventualmente la sostituzione delle travi di colmo di sezione insufficiente, eccessivamente deteriorata o comunque non classificabile come S2.

travi di cantonale: le verifiche di resistenza e deformabilità. sono accettabili. Anche in questo caso si prevede la sostituzione di quegli elementi non classificabili come classe S2.

Capriate: è evidente l'accettabilità delle verifiche di resistenza, stabilità e deformazione, fatto salvo per i taglio concentrato sulle catene quando non correttamente appoggiate alla muratura sottostante.

Oltre ovviamente alla eventuale sostituzione degli elementi non classificabili come S2 occorre prevedere la modifica degli appoggi con l'inserimento di appositi rinforzi a taglio degli appoggi.

Nulla è la resistenza al fuoco di tutti gli elementi lignei di copertura.

4.3 VERIFICA DELLA CAPRIATA METALLICA

Si procede alla verifica della capriata in acciaio presente in copertura nell'edificio F2.

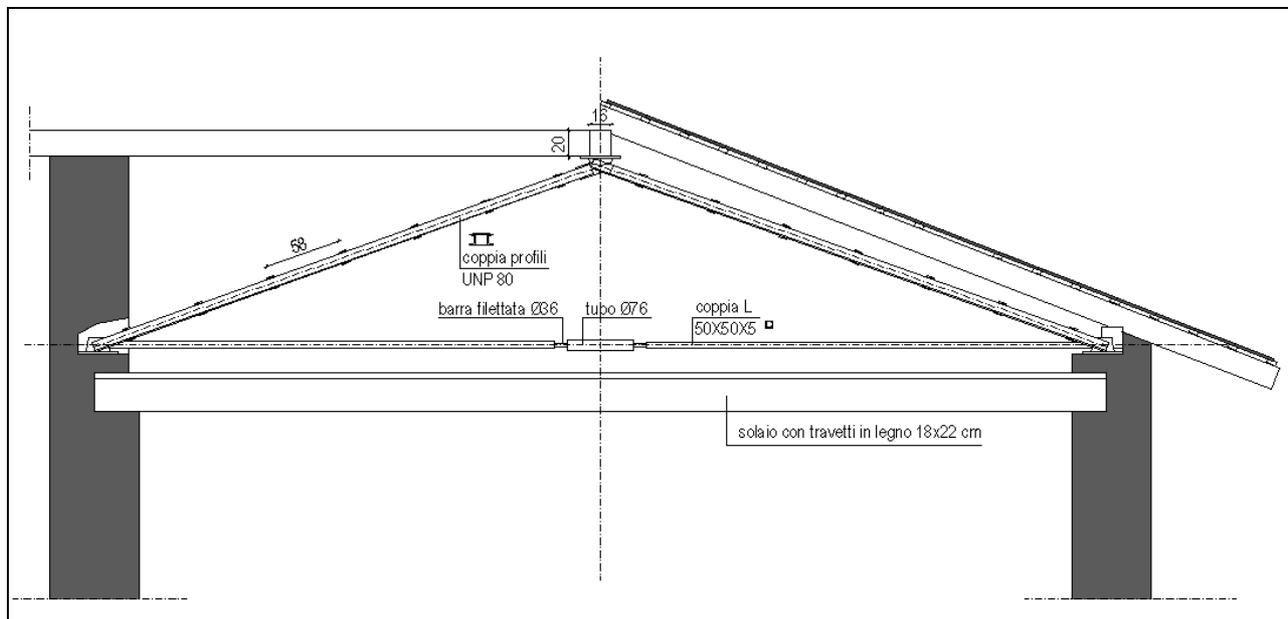


Figura 4-4 Disegno della capriata da verificare

Per prima cosa si effettua l'analisi dei carichi del manto di copertura. L'analisi è riportata nella tabella seguente.

Descrizione strato	B [cm]	L [cm]	H/sp [cm]	interasse [cm]	peso specifico [daN/m ³]	carico [daN/m ²]
travetti	13		18	77	450	14
cantinelle	7		3,5	32	450	3
pianelle in laterizio	16	32	2,5		1800	45
malta			1		2400	24
manto di copertura in coppi						80
Totale permanenti						166
Sovr. Neve*						80
* da NTC 2008						

Figura 4-5 Analisi dei carichi

Le verifiche verranno eseguite mediante il programma di calcolo agli elementi finiti CMP e mediante fogli di calcolo elettronico.

Nel modello ad elementi finiti compaiono sostanzialmente i 3 elementi che rappresentano la capriata. Questi ultimi verranno rappresentati come incernierati gli uni gli altri. I vincoli esterni consistono in una cerniera sul primo appoggio e a un carrello sul secondo.

Il carico gravante sulla capriata, relativo a un'area di influenza di circa 16 m², è applicato tutto sul colmo.

Per quanto riguarda le caratteristiche meccaniche dell'acciaio impiegato si sceglie di adottare, a favore di sicurezza, i parametri suggeriti dal Manuale "Costruzioni Metalliche" di V. Zignoli, vol.I, edizioni UTET, 1956, (che risale all'incirca al periodo di realizzazione della capriata) per acciaio destinato a "strutture comuni".

Si considera un acciaio comune per strutture comuni tipo A37 (UNI 743), caratterizzato da una tensione di rottura di 370 MPa. Per la tensione di snervamento, non riportata dalle UNI 743 per tale tipo di acciaio, si considera a favore di sicurezza, una tensione di snervamento pari a circa la metà, ovvero 185 MPa, in base alle considerazioni riportate nel Manuale citato. La stessa resistenza viene adottata, a favore di sicurezza, per la barra filettata che unisce la catena, per il piastrame di collegamento di appoggio e per i perni delle unioni a cerniera. Di fatto sarebbe stato impossibile eseguire ed antieconomico eseguire per tale struttura il prelievo e le prove a rottura di ciascun tipo di materiale presente. Si è preferito adottare dei valori usuali secondo la prassi costruttiva dell'epoca ed a questi fare affidamento con un adeguato fattore di confidenza.

A queste caratteristiche andranno applicati gli opportuni coefficienti sicurezza suggeriti dal DM 2008, che a seconda delle verifiche valgono $\gamma_{M0}=\gamma_{M1}=1.05$ e $\gamma_{M2}=1.25$. Il fattore di confidenza FC viene posto 1.35 definito in base ad un livello di conoscenza limitato LC1:

- geometria: rilievo ex-novo completo;
- dettagli strutturali: esaustive verifiche in situ e computo da libretto misure dell'epoca;

PAG. N. 40

No. d'ord.	Data della Misura	Art. dell'elenco	INDICAZIONE DEI LAVORI E DELLE PROVVISTE	FATTORI			PRODOTTI		
			colmo del tetto a padiglione ecc.						
			calcolo puntoni ferro I 80.45.0						
				2x	4.91	865	7.110	✓	
				2x	4.03	865	6.972	✓	
			forme di collegamento 60x3 (2+7)	2x	.14	377	14.28	✓	
			forme terminali p. corniere						
			65x12 e 100x12	3x2	.16	612	513	✓	
				1x2	.23	962	433	✓	
			catena in due pezzi fondini di						
			collegamento 2x12 coppie						
			ferro L 50x50x5	2x	3.60	377	27.14	✓	
				2x	3.55	377	26.77	✓	
			fondino φ12 (12+10)	2x	.05	.62	1.98	✓	
			terminali □ 50x50	4x	.10	1.60	7.84	✓	
			riti p. manico centrale φ35	2x	.10	7.55	1.52	✓	
			2 manico per catena tubo φ6 x 70		.29	508	2.06	✓	
			fondini madreviti φ35	2x	.03	7.49	.65	✓	
			1 piastra colmo						
			piastra spess. 20		.30	.30	.17	1.43	✓
			orecchie spess. 15	2x	.18	.11	.11	2.34	✓
			distanziatore a vite φ20		.08	2.67	.30	✓	
			ciadi e rondelle				.65	✓	
			stoffs di collegamento sulla trave						
			di legno - forme 50x4	2x	.17	3.14	1.06	✓	
			riti φ15	2x	.08	1.29	.11	✓	
			2 piastre appoggio						
			piastra spess. 20	2x	.30	.30	.17	1.25	✓
			orecchie spess. 15	4x	.18	.13	.11	5.52	✓
			3 perni φ20	3x	.17	2.67	1.26	✓	
			rondelle coppie				.15	✓	
			distanziatore				1.40	✓	
							✓ Kg. 27.10	✓	

Pagina del libretto delle misure relativa alla realizzazione della putrella in acciaio

- proprietà dei materiali: valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca.

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

Si riportano in seguito, per le 3 condizioni di carico statiche impiegate i carichi applicati.

Nome	CdC	mltX	mltY	mltZ	Tipo	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_{2s}	ϕ
Pp	1	0	0	-1	Permanente (St)	1	1	1	1	1
Sovr. Perm.	2	0	0	0	Permanente (St)	1	1	1	1	1
Neve	3	0	0	0	Tetti e coperture con neve (St)	0.5	0.2	0	0	1

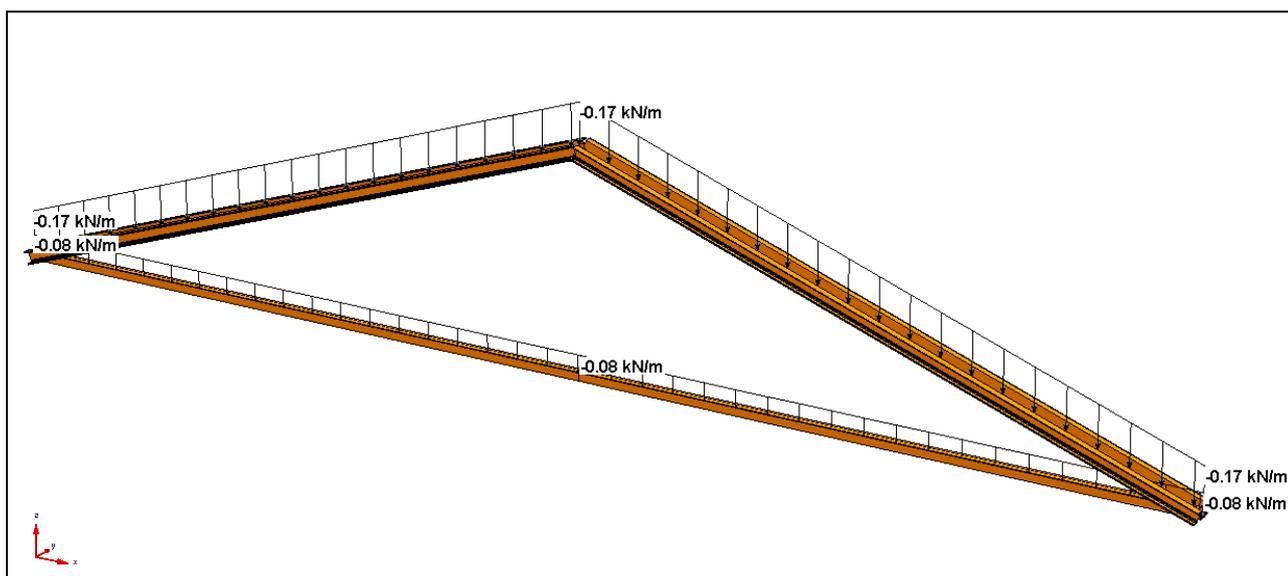


Figura 4-6 Carichi applicati in Cdc 1 Peso proprio della capriata

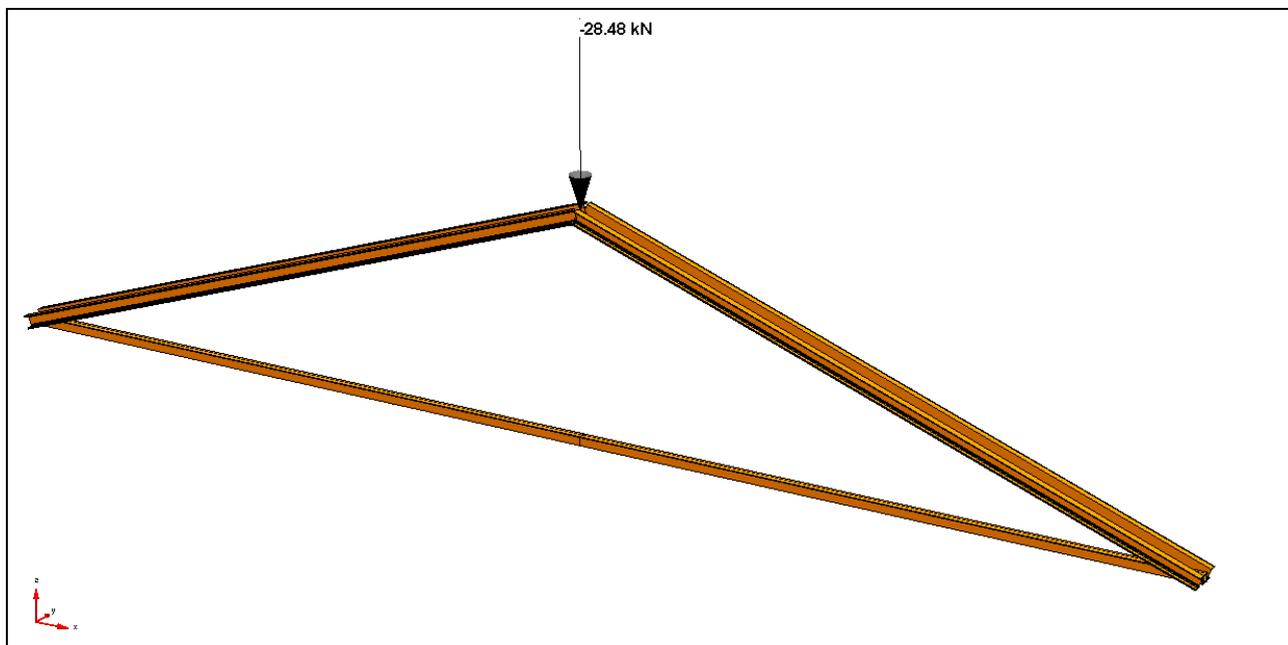


Figura 4-7 Carichi applicati in Cdc 2 Sovraccarichi permanenti

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

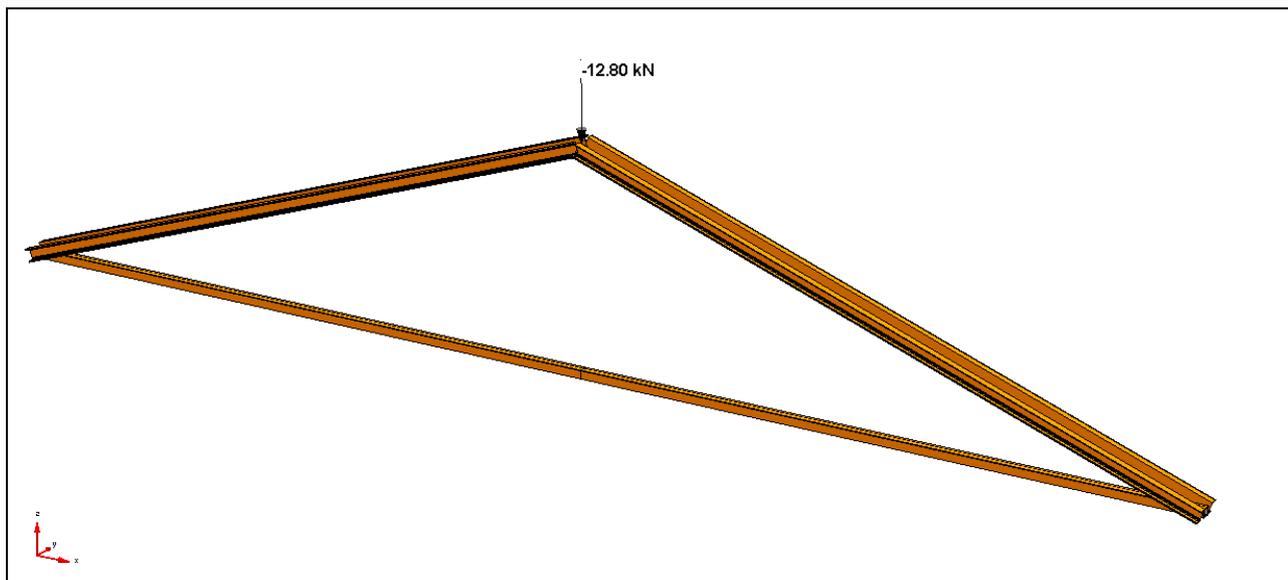


Figura 4-8 Carichi applicati in Cdc 3 Sovraccarico variabile neve

Si riportano in seguito le sollecitazioni di sforzo normale minime e massime all'SLV, impiegate per le verifiche:

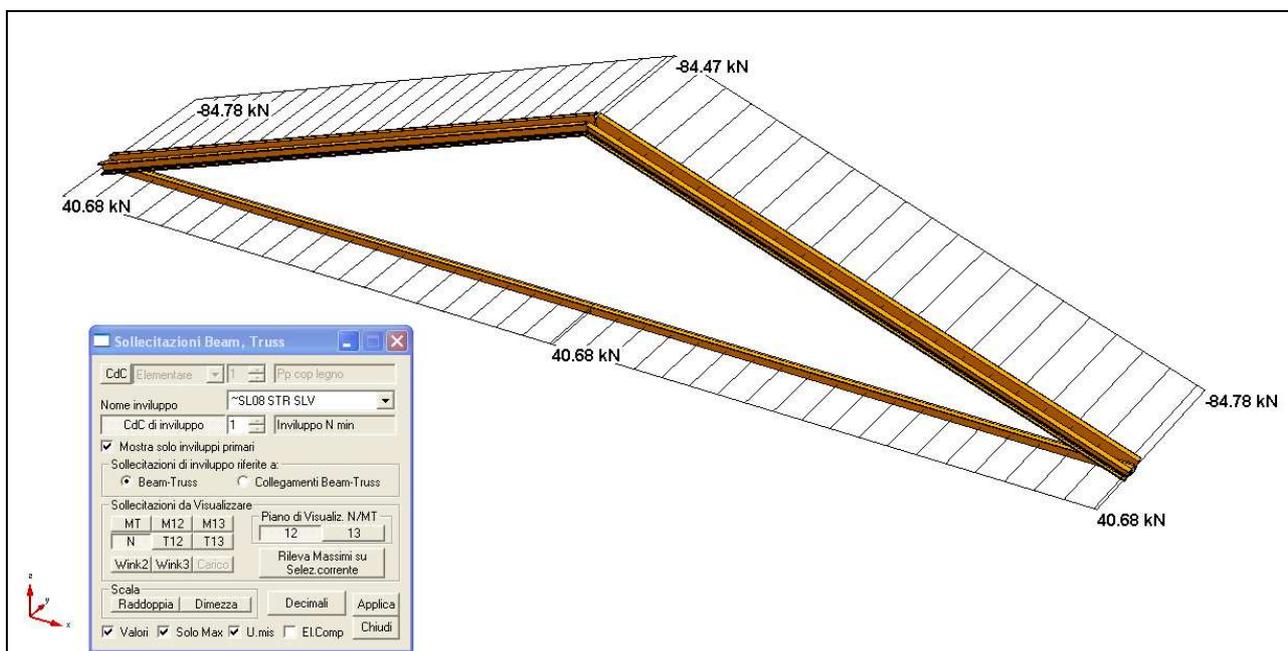


Figura 4-9 Sollecitazioni di sforzo normale minime allo SLV

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

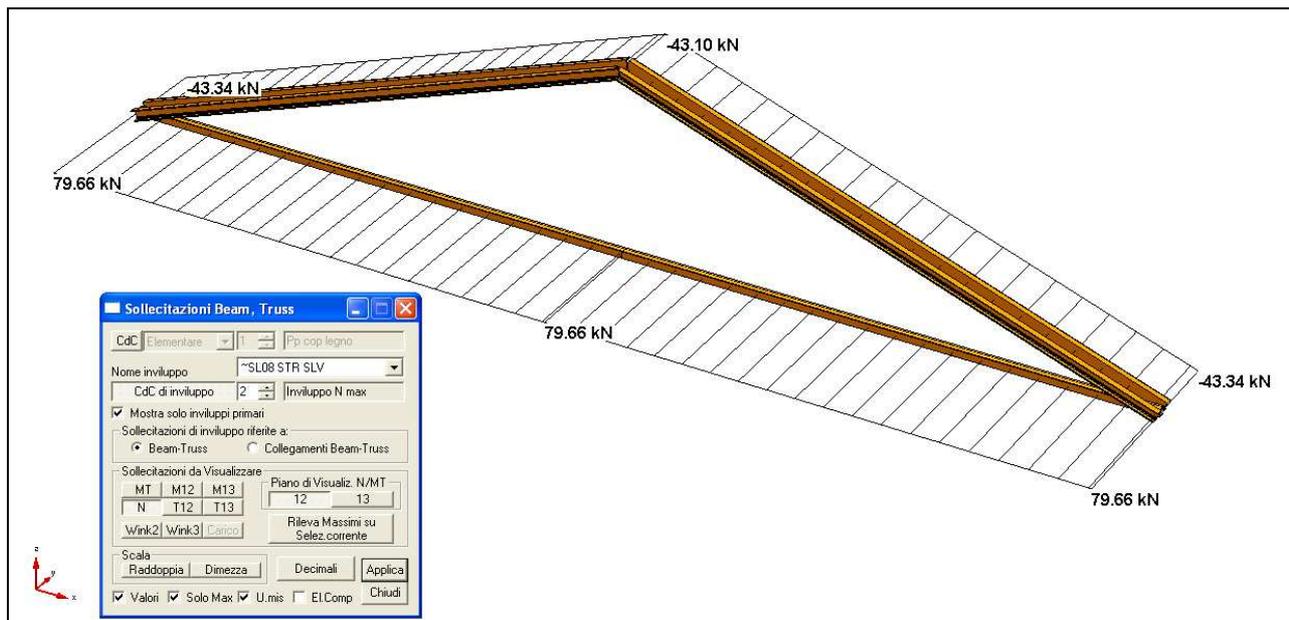


Figura 4-10 Sollecitazioni di sforzo normale massime allo SLV

Per semplicità si sceglie di trascurare il contributo di momento flettente dovuto al peso proprio delle aste. Questo contributo sarà comunque molto limitato.

Si riportano in seguito le seguenti verifiche:

- verifica di resistenza della catena;
- verifica di resistenza e di instabilità dei puntoni;
- verifica delle saldature calastrello-corrente;
- verifica a taglio e rifollamento della cerniera al colmo.

4.3.1 VERIFICA CATENA

La catena è formata da una coppia di profilati ad "L" 50x50x5, uniti nel tratto centrale da un tubolare e da due barre filettate.



Tratto centrale della catena

La verifica verrà eseguita nel tratto con area resistente minore trattando, a favore di sicurezza, anche la barra filettata come una membratura semplicemente tesa.

Area sezione con doppio L: $2 \times 4.8 = 9.6 \text{ cm}^2$

Area resistente M36: 8.17 cm^2

L'azione massima di trazione vale circa 80kN, la tensione maggiore di trazione risulta quindi:

$$f_{ys} = \frac{80000}{817} = 98 \frac{N}{\text{mm}^2} < f_{yd}$$

4.3.2 VERIFICHE PUNTONI

I puntoni vengono verificati con il metodo proposto dalla Circolare 2009 per la stabilità di aste compresse composte. Mediante un foglio di calcolo vengono calcolate le azioni agenti $N_{c,Ed}$, M_{Ed} e V_{Ed} applicate poi ad un modello agli elementi finiti che schematizza un tratto di puntone di lunghezza pari all'interasse fra i calastrelli, composto solamente da un corrente e da due tratti di calastrelli ed equivalente a quanto riportato nella circolare con lo schema di figura C.4.2.9:

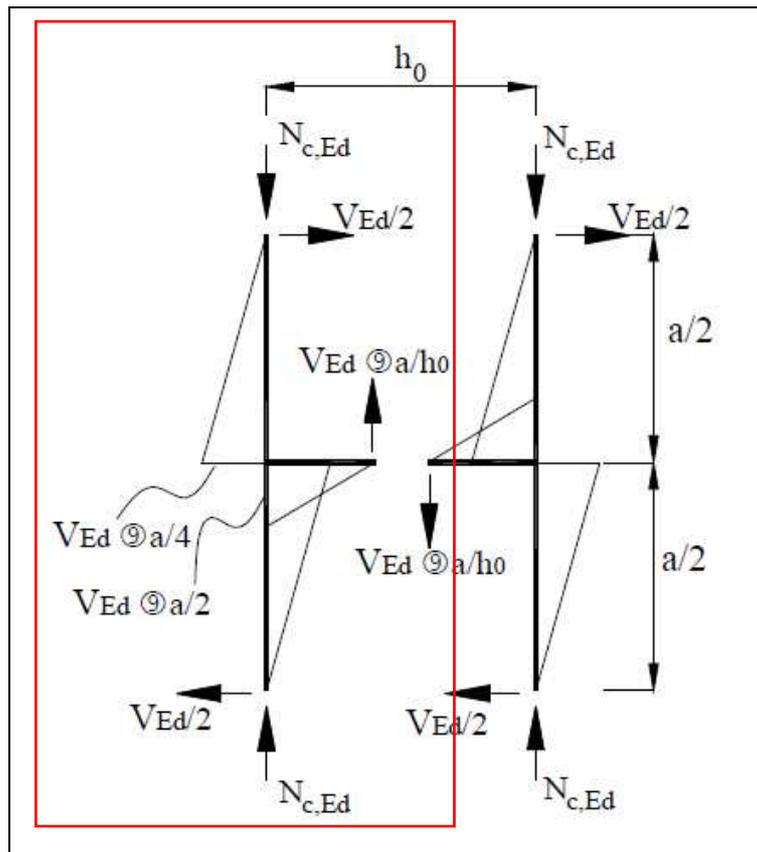
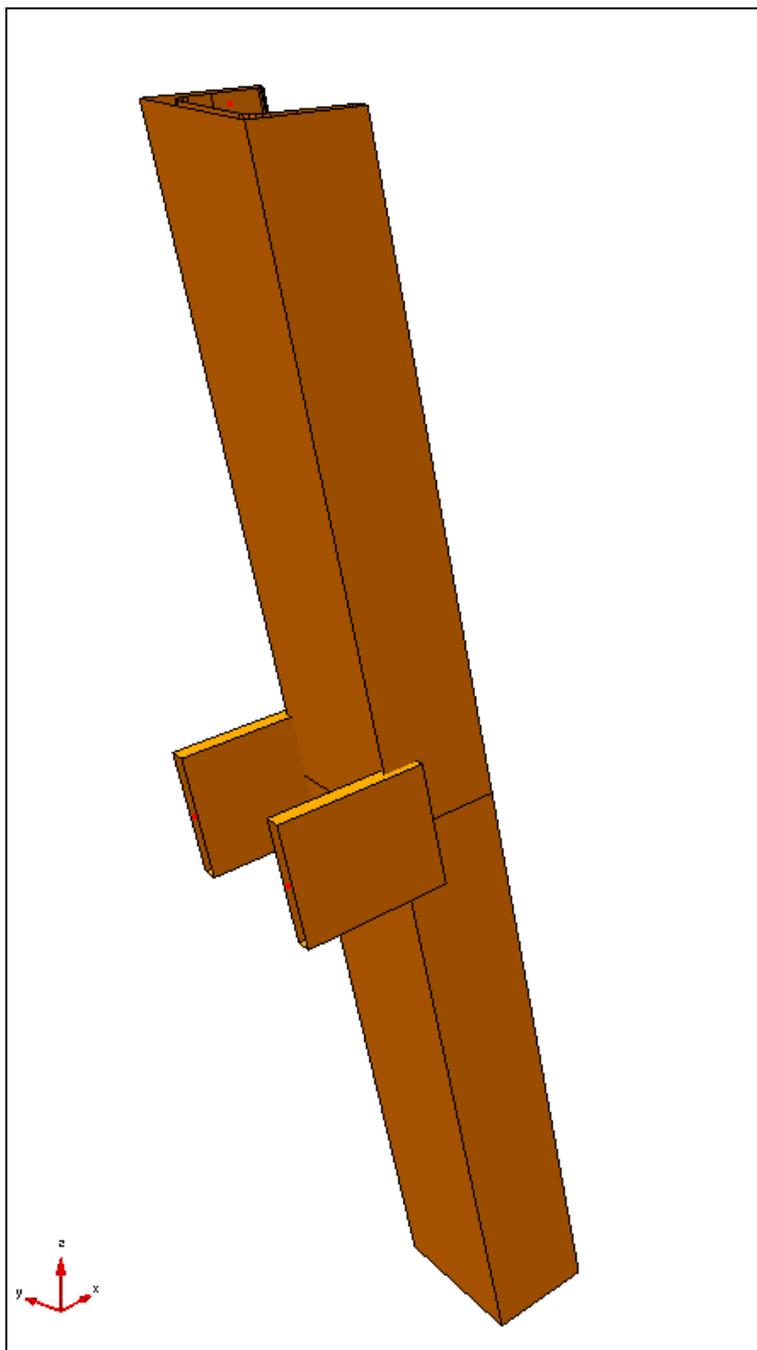


Figura C.4.2.9 della Circolare



Modello di calcolo

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

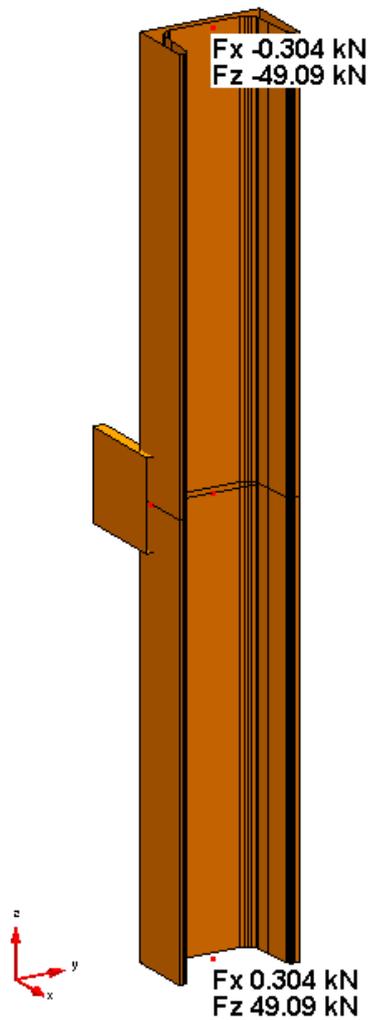
F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

CALCOLO DELLE FORZE DI PROGETTO AGENTI IN UN CORRENTE E NEI CALASTRELLI

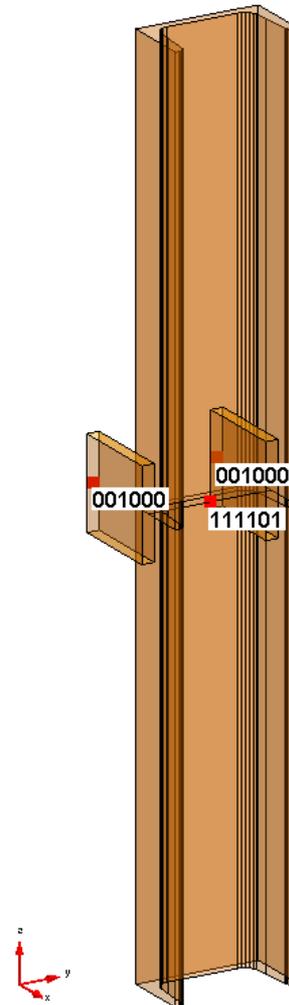
Ned	86 kN	azione di compressione massima all SLV
Med	0,789454558 kNm	momento di progetto
h0	0,124 m	distanza fra baricentri correnti
Ach	0,0011 m ²	area sez. trasversale di 1 corrente
Ich	0,000000194 m ⁴	momento d'inerzia nel piano della sezione di un corrente
Ieff	8,8448E-06 m ⁴	momento di inerzia effettivo della sezione composta
E	210000 N/mm ²	modulo di elasticità
e0	0,00812 m	eccentricità aggiuntiva per imperfezioni di montaggio
Med'	0 kNm	momento agente in mezzeria nell'asta composta
Ncr	1112,13 kN	carico critico efficace della membratura composta
Sv	2256,58 kN	rigidezza a taglio equivalente alla calastrellatura
L	4,06 m	lunghezza totale aste
n	2	numero di piani di calastrellatura
bb	0,008 m	spessore calastrello
hb	0,06 m	altezza calastrello
Ib	0,000000144 m ⁴	momento d'inerzia nel piano di un calastrello
a	0,58 m	distanza fra i calastrelli
μ	1	coefficiente di efficienza funzione della snellezza
I1	8,8448E-06 m ⁴	momento d'inerzia dell'asta composta
i0	0,0634 m	raggio d'inerzia minimo dell'asta composta
λ	64,0315	snellezza
Nch,Ed	49,087 kN	azione di compressione in un corrente
Ved	0,608 kN	forza di taglio negli elementi di collegamento
Ved a/4	0,088 kNm	azione flessionale estremità correnti
Ved/2	0,304 kN	azione tagliante all'estremità del tratto di corrente tra due calastrelli
Ved a/2	0,176 kNm	azione flessionale all'estremità dei calastrelli (tot)
Ved a/h0	2,844 kN	azione di taglio nei calastrelli (tot)

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.



Carichi nodali applicati



Vincoli fissi ($S_x, S_y, S_z, R_x, R_y, R_z$), 1 vincolato, 0 libero

Seguono le verifiche di resistenza per i correnti ed i calastrelli e di instabilità per i correnti, valori inferiori ad 1 indicano verifiche soddisfatte

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

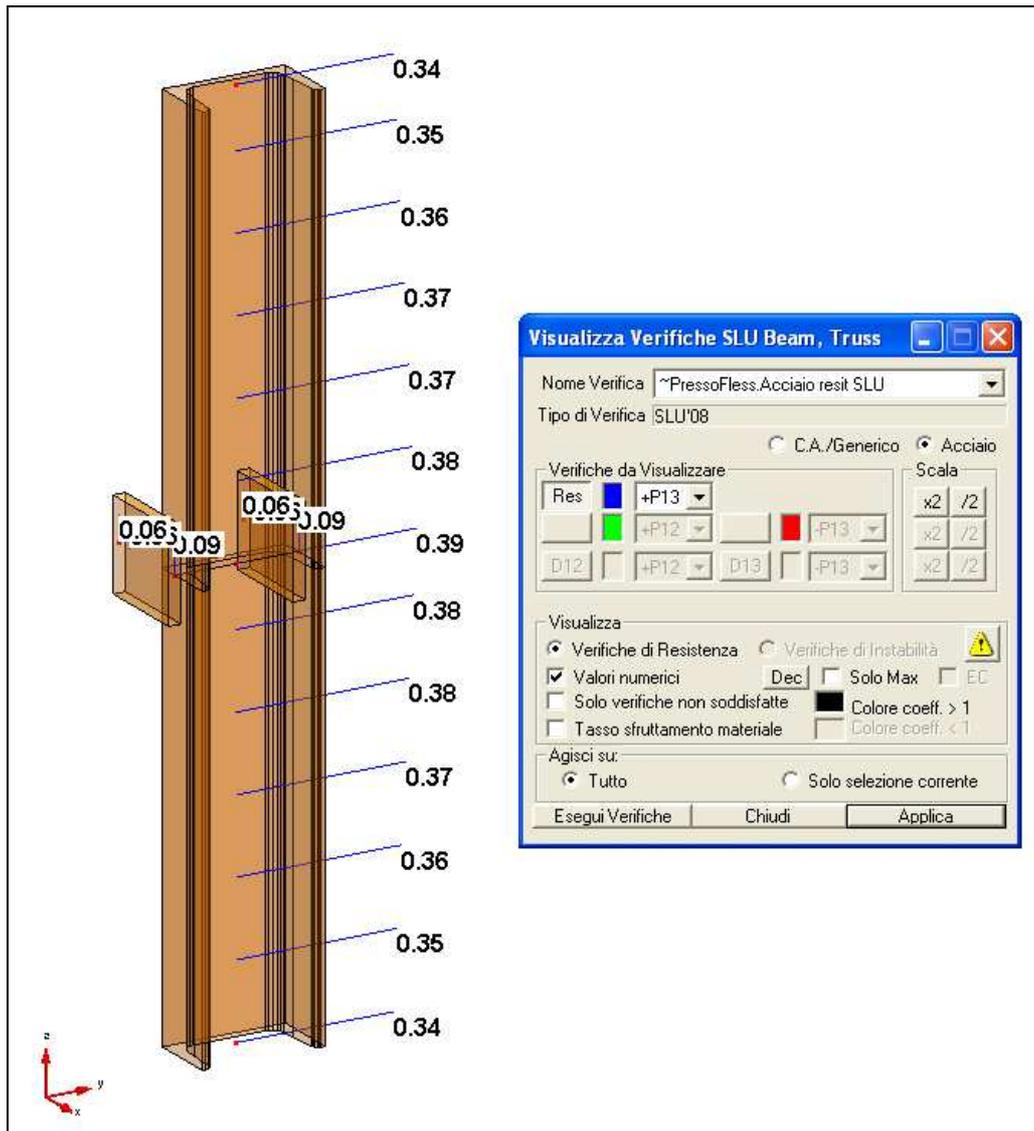


Figura 4-11 Verifica di resistenza tratto di un corrente e dei calastrelli

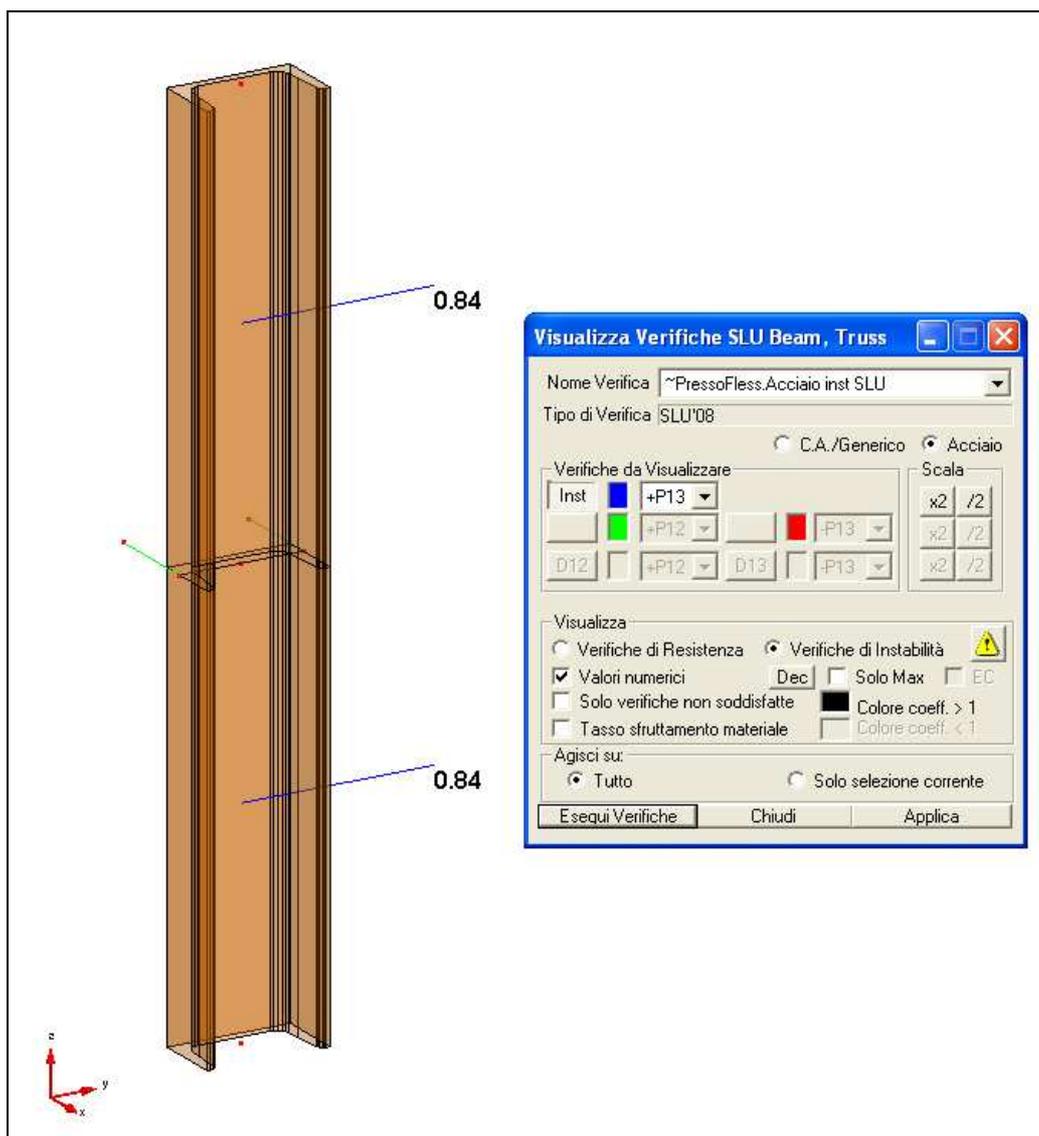
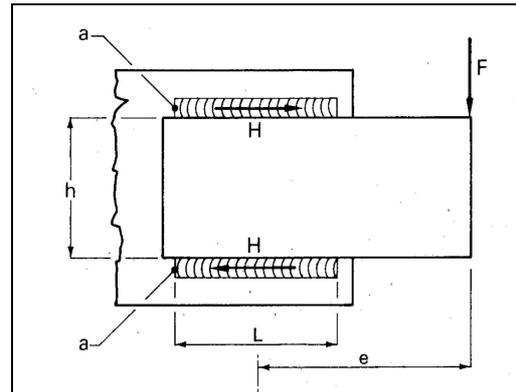


Figura 4-12 Verifica di instabilità tratto di un corrente

Ovviamente per quanto riguarda le verifiche di stabilità si considerano differenti lunghezze libere di inflessione per il corrente a seconda che si consideri il piano contenente i calastrelli o il piano perpendicolare. Nel primo caso la lunghezza libera di inflessione coincide di fatto con la distanza tra i calastrelli, nel secondo caso con la lunghezza intera dell'asta calastrellata.

4.3.3 RESISTENZA DELLE SALDATURE

Con riferimento allo schema riportato in figura si eseguono le verifiche delle saldature che uniscono i calastrelli ai correnti. Le dimensioni delle saldature sono state desunte in fase di rilievo



VERIFICA SALDATURE CORDONI D'ANGOLO

F	1422 N	azione di taglio su un calastrello
e	59 mm	braccio azione di taglio
h	60 mm	larghezza calastrello
H	1392 N	azione tangenziale parallela al cordone d'angolo
a _{reale}	4 mm	altezza sezione di gola
a	6 mm	altezza sezione di gola ribaltata sul corrente
L	23 mm	lunghezza cordone d'angolo
t _{paral}	10 N/mm ²	tensione tangenziale parallela al cordone d'angolo
t _{orto}	5 N/mm ²	tensione tangenziale perpendicolare al cordone d'angolo
β ₁ (f _{yk} /FC)	116 N/mm ²	resistenza prima verifica
β ₂ (f _{yk} /FC)	137 N/mm ²	resistenza seconda verifica

verifica (4,2,78 NTC2008) **0,099** < 1 verificato

verifica (4,2,79 NTC2008) **0,038** < 1 verificato

Con $\beta_1=0.85$ e $\beta_2=1$ relativi all'acciaio meno prestazionale indicato in normativa, $f_{yk}=185\text{N/mm}^2$ (resistenza acciaio comune tipo A37 secondo UNI 743) ed $FC=1.35$.

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

4.3.4 RESISTENZA DEL PERNO

Si eseguono le verifiche di resistenza del perno nelle due sezioni segnate in figura e a rifollamento dell'elemento più sottile connesso al perno.



VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PERNO SEZ.A		
F	43000 N	azione di taglio sul perno dovuta ai puntoni
f_{tk}	370 N/mm ²	tensione a rottura del perno
d	20 mm	diametro del perno
A	314 mm ²	area perno
γ_{M2}	1,25	coefficiente parziale sul materiale
FC	1,35	fattore di confidenza
$F_{v,Rd}$	41329 N	resistenza a taglio del perno
verifica (4,2,69 NTC2008)	1,040	> 1 non verificato
VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PERNO SEZ.A		
P	43000 N	carico totale fattorizzato sul colmo
b	6 mm	braccio della carico
M	258000 Nmm	azione flettente sul perno dovuta al carico verticale del tetto
d	20 mm	diametro perno
W_{el}	785 mm ³	modulo di resistenza elastico
f_{yk}	185 N/mm ²	tensione a rottura del perno
γ_{Mo}	1,05	coefficiente parziale sul materiale
FC	1,35	fattore di confidenza
$F_{v,Rd}$	153755 N	resistenza a flessione del perno
verifica (4,2,71 NTC2008)	1,678	> 1 non verificato
VERIFICA DI RESISTENZA DEL PERNO PER COMBINAZIONE DI TAGLIO E FLESSIONE SEZ.A		
(prospetto 3.10 EC3)	3,898	> 1 non verificato

PROGETTO DEFINITIVO - Lavori di ristrutturazione e riqualificazione funzionale degli edifici "F1" ed "F2" presso il comprensorio ex Opp di S. Giovanni - in Trieste, ad uso della Facoltà e del Dipartimento di Psicologia

F1 F2 STATO DI FATTO: RELAZIONE DI VULNERABILITA' DEI SOLAI.

VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO DEL PERNO SEZ.B

F	28112 N	azione di taglio sul perno dovuta ai puntoni
f_{tk}	370 N/mm ²	tensione a rottura del perno
d	20 mm	diametro del perno
A	314 mm ²	area perno
γ_{M2}	1,25	coefficiente parziale sul materiale
FC	1,35	fattore di confidenza
$F_{v,Rd}$	41329 N	resistenza a taglio del perno
verifica (4,2,69 NTC2008)	0,680	< 1 verificato

VERIFICA DI RESISTENZA A FLESSIONE DEL PERNO SEZ.B

P	28112 N	carico totale fattorizzato sul colmo
b	12 mm	braccio della carico
M	337344 Nmm	azione flettente sul perno dovuta al carico verticale del tetto
d	20 mm	diametro perno
W_{el}	785 mm ³	modulo di resistenza elastico
f_{yk}	185 N/mm ²	tensione a rottura del perno
γ_{Mo}	1,05	coefficiente parziale sul materiale
FC	1,35	fattore di confidenza
$F_{v,Rd}$	153755 N	resistenza a flessione del perno
verifica (4,2,71 NTC2008)	2,194	> 1 non verificato

VERIFICA DI RESISTENZA DEL PERNO PER COMBINAZIONE DI TAGLIO E FLESSIONE SEZ.B

(prospetto 3.10 EC3) **5,276** > 1 non verificato

Le verifiche a taglio sul perno sono infatti pressochè verificato, se non fosse per la componente flessionale che sia nella sezione A che nella sezione B risulta essere notevolmente superiore a quella consigliata sia dalle NTC2008 che dall'EC3 al quale le NTC fanno riferimento.

Le verifica in combinazione di taglio e flessione non sono in generale soddisfatte. Ovviamente tali verifiche sono appesantite dal fatto di non conoscere esattamente le caratteristiche meccaniche degli acciai utilizzati per i perni che ha spinto alla scelta del materiale più comune in commercio all'epoca, questo nonostante non siano visibili segni di cedimento o lesioni nei vari elementi che compongono l'unione. In fase di progetto , alla luce dei carichi effettivamente presenti si terrà in debito conto la necessità di sostituire i perni stessi con materiali idonei di qualità certa.

Segue le verifica a rifollamento eseguita sul piatto maggiormente sollecitato

VERIFICA DI RESISTENZA A RIFOLLAMENTO

F	43000	N	azione di taglio sul perno dovuta ai puntoni
t	12	mm	spessore piastra
d	20	mm	diametro perno
f_{yk}	185	N/mm ²	tensione a rottura del perno
γ_{Mo}	1,05		coefficiente parziale sul materiale
FC	1,35		fattore di confidenza
$F_{b,Rd}$	46984		
verifica (4,2,70 NTC2008)	0,915	< 1	verificato

4.3.5 CONSIDERAZIONI SULLA CAPRIATA METALLICA

Si è evidenziato quale unico elemento vulnerabile il perno delle cerniere agli appoggi ed in colmo, in relazione al fatto che, non conoscendone il materiale con cui è stato realizzato non risulta verificato se si utilizza per esso il materiale più comune allora disponibile. Ovviamente la sua eventuale sostituzione con un materiale certificato di alta qualità e diametro opportuno sarà considerata in fase di progetto.

Anche questa capriata non risulta verificata se sottoposta a carico di incendio.