



POLITECNICO DI TORINO

AREA EDILIZIA E LOGISTICA

C.SO DUCA DEGLI ABRUZZI, 24 - 10129 TORINO

ID_Intervento

000037_06MS_TO_CIT12X_MAN_STRA_FACCIAATE_NRC

Sub_Intervento

002_RIPRISTINO_FACCIATA_GM

Rifunzionalizzazione delle pareti ventilate dell'edificio Nuovo Centro di Ricerca presso la Cittadella Politecnica

C.so Castelfidardo n. 36, 10129 Torino

PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO E DEI LAVORI

AREA EDILIZIA E LOGISTICA

Arch. G.Biscant

PIANO DI SICUREZZA E COORDINAMENTO

STUDIO TECNICO

Arch. G. Amore

VIA MASSENA, 14 - 10128 TORINO

PROGETTO ARCHITETTONICO

SERVIZIO GESTIONE PATRIMONIO IMMOBILIARE - SERVIZIO MESSA A NORMA E AMBIENTE

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI

SERVIZIO ADEGUAMENTO STRUTTURE E IMPIANTI

Arch. D. Cametti

PROGETTO STRUTTURALE

STUDIO TECNICO

Ing. F. Manzone

VIA F.LII CARLE, 57 - 10129 TORINO

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI E SPECIALI

SERVIZIO ADEGUAMENTO STRUTTURE E IMPIANTI

PROGETTO IMPIANTI ANTINCENDIO

SERVIZIO ADEGUAMENTO STRUTTURE E IMPIANTI

REVISIONI

N°	Descrizione	Data
1		
2		
3		
4		
5		

Data
Redazione

04/05/2015

Verifica
Redazione

Data
Emissione

11/05/2015

Verifica
Emissione

Nome file

083_Testalini relazioni.dwg

File stile di
stampa (ctb)

CTB MODEL.ctb

Modello

/

N° Revisione

00

Data Revisione

11/05/2015

Codice Documento

000037_002_ESE_STR_RDC_001

/

Titolo Documento

Relazione di calcolo Opere Strutturali
Rifunzionalizzazione Facciata Ventilata

INDICE

1	PREMESSA	4
2	DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE STRUTTURALI	5
3	INQUADRAMENTO NORMATIVO E CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO	13
3.1	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	13
4	ANALISI DEI MATERIALI	14
4.1	LASTRE DI RIVESTIMENTO IN PIETRA	14
4.2	RETRO-STRUTTURA DI SOSTEGNO	15
4.2.1	SOTTOSTRUTTURA IN ACCIAIO INOSSIDABILE	15
4.2.2	BULLONI, DADI E VITI	15
4.2.3	INSERTI SU LASTRE IN PIETRA	16
4.2.4	TASSELLI PER ANCORAGGIO SU STRUTTURA IN C.A.	16
5	ANALISI DEI CARICHI	17
5.1	PESI PROPRI	17
5.2	AZIONE DEL VENTO	17
5.3	AZIONE SISMICA	18
5.4	NEVE	18
5.5	AZIONE DELLA TEMPERATURA	19
6	SCENARI E COMBINAZIONI DI CARICO	20
6.1	SCENARI DI CARICO	20
6.1.1	SCENARIO 1_ ESERCIZIO	20
6.1.2	SCENARIO 2_ ESERCIZIO + PESO II LASTRA_ ATTIVAZIONE ANCORAGGI LATERALI	20
6.1.3	SCENARIO 3_ ATTIVAZIONE SISTEMA DI SICUREZZA	21
6.1.4	SCENARIO 4_ ATTIVAZIONE SISTEMA DI SICUREZZA CON PESO II LASTRA	22
6.2	COMBINAZIONI DI CARICO	23
6.2.1	SCENARIO 1_ ESERCIZIO	24
6.2.2	SCENARIO 2_ ESERCIZIO + PESO II LASTRA_ ATTIVAZIONE ANCORAGGI LATERALI	24
6.2.3	SCENARIO 3_ ATTIVAZIONE SISTEMA DI SICUREZZA	24
6.2.4	SCENARIO 4_ ATTIVAZIONE SISTEMA DI SICUREZZA CON PESO II LASTRA	25
7	VERIFICA RIVESTIMENTO LAPIDEO	26
7.1	LASTRA IN GRANITO	26
7.1.1	LASTRA 100x100 (LASTRA TIPO)	26
7.1.2	LASTRA 75x100 (LASTRA ORIZZONTALE DI COPERTURA)	29
7.1.3	LASTRA 50x100 (LASTRA D'ANGOLO)	31
7.1.4	LASTRA 50x100 (IMBOTTI SUPERIORI)	33
7.2	INSERTI SU LASTRA	36
8	VERIFICA SOTTOSTRUTTURA TIPO	37
8.1	LAME DI ANCORAGGIO LASTRE	37
8.1.1	LAMA PRINCIPALE ANCORATA SU LASTRA- ELEMENTO 8	37

8.1.2	LAMA SECONDARIA ANCORATA SU LASTRA- ELEMENTO 7	41
8.1.3	MENSOLA DI APPOGGIO SU MONTANTE - ELEMENTO 5	47
8.2	TRAVERSO SOTTOSTRUTTURA (MODULO TIPO)	50
8.3	MONTANTE SOTTOSTRUTTURA (MODULO TIPO)	53
8.4	STAFFE DI ANCORAGGIO SU C.A. (MODULO TIPO)	58
8.4.1	STAFFA PRINCIPALE	58
8.4.2	STAFFA SECONDARIA	61
9	VERIFICA NODI TIPOLOGICI NON STANDARD	65
9.1	NODO 1_ COPERTINA DI CHIUSURA SUPERIORE	65
9.1.1	LAMIERA PIEGATA APPOGGIO INTERNO LASTRA	65
9.2	NODO 2A_ IMBOTTE SUPERIORE FINESTRE PIANO PRIMO	66
9.2.1	LAMA ANCORATA SU LASTRA	66
9.2.2	ANCORAGGIO SU STRUTTURA IN C.A.	68
9.3	NODO 3_ PILASTRI FINESTRONI SU FRONTE A	70
9.3.1	TRAVERSO ATIPICO	70
9.4	NODO 4_ IMBOTTE SUPERIORE FINESTRONI P. TERRA FRONTE A	72
9.4.1	LAMA DI ANCORAGGIO	72
10	VERIFICA STRUTTURA ESISTENTE	74
11	ALLEGATI	75

1 PREMESSA

La presente relazione riporta l'analisi strutturale e le verifiche di sicurezza riguardanti la facciata ventilata e la relativa struttura di sostegno del Fabbricato GMPT-E (manica da 24m) sito in Corso Castelfidardo n.36 e facente parte della Cittadella Politecnica di Torino.

2 DESCRIZIONE GENERALE DELLE OPERE STRUTTURALI

La nuova facciata ventilata sarà costituita dal medesimo rivestimento lapideo esistente, fatta eccezione per gli elementi danneggiati o non più idonei a svolgere la propria funzione, e da una nuova sottostruttura in acciaio inox AISI 304 (1.4301 secondo UNI EN 10088) a montanti e traversi come meglio descritto nel seguito del documento e negli elaborati progettuali a base di gara.

La nuova facciata ventilata, nel suo modulo tipo, presenta i seguenti componenti strutturali (a partire dall'esterno verso l'interno dell'edificio):

1. Rivestimento lapideo realizzato con le lastre esistenti (*granito rosso balmora*) ancorate alla sottostruttura per mezzo di num. 8 inserti a scomparsa collocati sul retro della lastra (inserti tipo GSE con filetto esterno). Le lastre hanno una dimensione pari a circa 98.4x99.2x3cm (i primi due corsi di lastre partendo dalla quota ± 0.00 m e lo zoccolino di base h=35cm presentano spessore 4cm). I fori per gli inserti sulle lastre saranno realizzati ex-novo. Gli inserti sono collegati alla sottostruttura (montanti e traversi) attraverso lame e mensole in acciaio inox AISI 304 di spessore variabile 4-5mm (unioni bullonate).
2. Traversi in acciaio inox AISI 304 (profilo aperto a C, dim. 35x50x3mm) aventi lunghezza pari a ca. 98cm ed interasse 100cm. I traversi risultano collegati ai montanti per mezzo di unioni bullonate ad attrito.
3. Montanti in acciaio inox AISI 304 (profilo aperto a C, dim. 30x60x3mm) aventi lunghezza pari a ca. 300cm ed interasse circa 50cm. I montanti sono collegati alla struttura in c.a. attraverso staffe e tasselli meccanici.
4. Staffe per ancoraggio della sottostruttura ai pannelli di tamponamento esistenti in c.a.. Il collegamento sarà realizzato mediante tasselli meccanici ad espansione. Sono presenti due tipologie di staffe a muro:
_Staffa principale: lamiera piegata acciaio inox AISI 304 sp. 5mm avente funzione di *portare* il peso di num.3 lastre consecutive (collegata alla struttura in c.a. da num. 3+3 tasselli M10).
_Staffa secondaria: lamiera piegata acciaio inox AISI 304 sp. 3mm avente funzione di bloccare gli spostamenti orizzontali fuori dal piano e nel piano (collegata alla struttura in c.a. da num. 1+1 tasselli M8).
5. Strato di isolante (pannelli in polistirene espanso estruso XPS con pelle) fissato con tasselli sui pannelli in c.a.. Si prevede di riutilizzare i pannelli di isolamento termico attualmente presenti nella facciata ventilata da smontare.

Si riporta di seguito l'elenco dei componenti costituenti la facciata ventilata:

1. staffa principale per ancoraggio sottostruttura su pannelli in cls esistenti
2. staffa secondaria per ancoraggio sottostruttura su pannelli in cls esistenti
3. montante verticale. profilo aperto a c, dim. 60x30x3mm (piego 16mm su lato aperto)
4. traverso orizzontale. profilo aperto a c, dim. 35x50x3mm (piego 15mm su lato aperto)
5. mensola per ancoraggio lastre in pietra. Lamiera piegata spessore 4mm
6. piatti per fissaggio lastre in pietra su traversi spessore 4mm
7. lama per fissaggio lastre in pietra su traversi. lamiera piegata spessore 5mm
8. lama per fissaggio lastre in pietra su traversi e montanti. lamiera piegata spessore 5mm
9. lastre in pietra (granito rosso balmoral) spessore 30/40mm (rivestimento facciata ventilata)

10. inserti tipo GSE M8x15 per ancoraggio lastre su sottostruttura (num. 8 inserti/lastra)
11. strato di materiale coibente, spessore 80mm.
12. piatti per ancoraggio trasversi su montante spessore 4mm

Il nuovo sistema strutturale presenta medesimi ingombri del precedente (spessore facciata pari a 22 cm) e prevede l'appoggio delle singole lastre direttamente su num. 2 montanti (per mezzo di apposite mensole di ancoraggio) che sono quindi direttamente soggetti al carico gravitazionale trasmesso dalla stessa (peso proprio lastra). La singola lastra è bloccata agli spostamenti orizzontali nel piano e fuori dal piano (azione del vento e sisma) dai 2+2 collegamenti bullonati presenti nei traversi inferiore e superiore disposti ad interasse 100cm.

In corrispondenza delle situazioni particolari quali ad esempio imbotti su finestre presenti nei fronti, davanzali, aperture su portali piano terra (fronte A), chiusura orizzontale superiore (copertura), angoli dei fabbricati (spigoli tra fronti B/C e fronti B/D), la sottostruttura presenta modifiche al *Sistema costruttivo tipo* come meglio descritto negli elaborati a base di gara.

Si riportano nel seguito alcuni stralci di nodi tipologici indicativi per meglio comprendere la tipologia costruttiva.

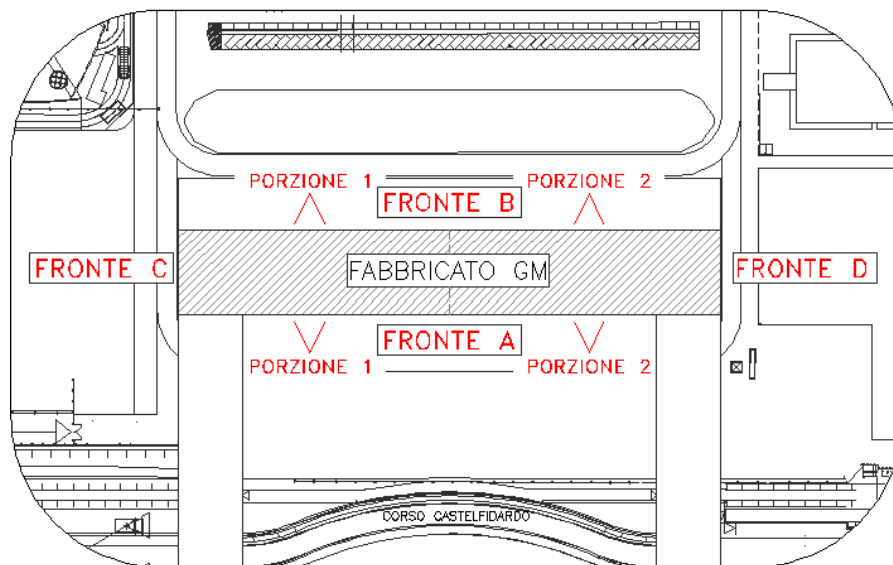


Figura 1. Individuazione dei fronti oggetto di intervento.

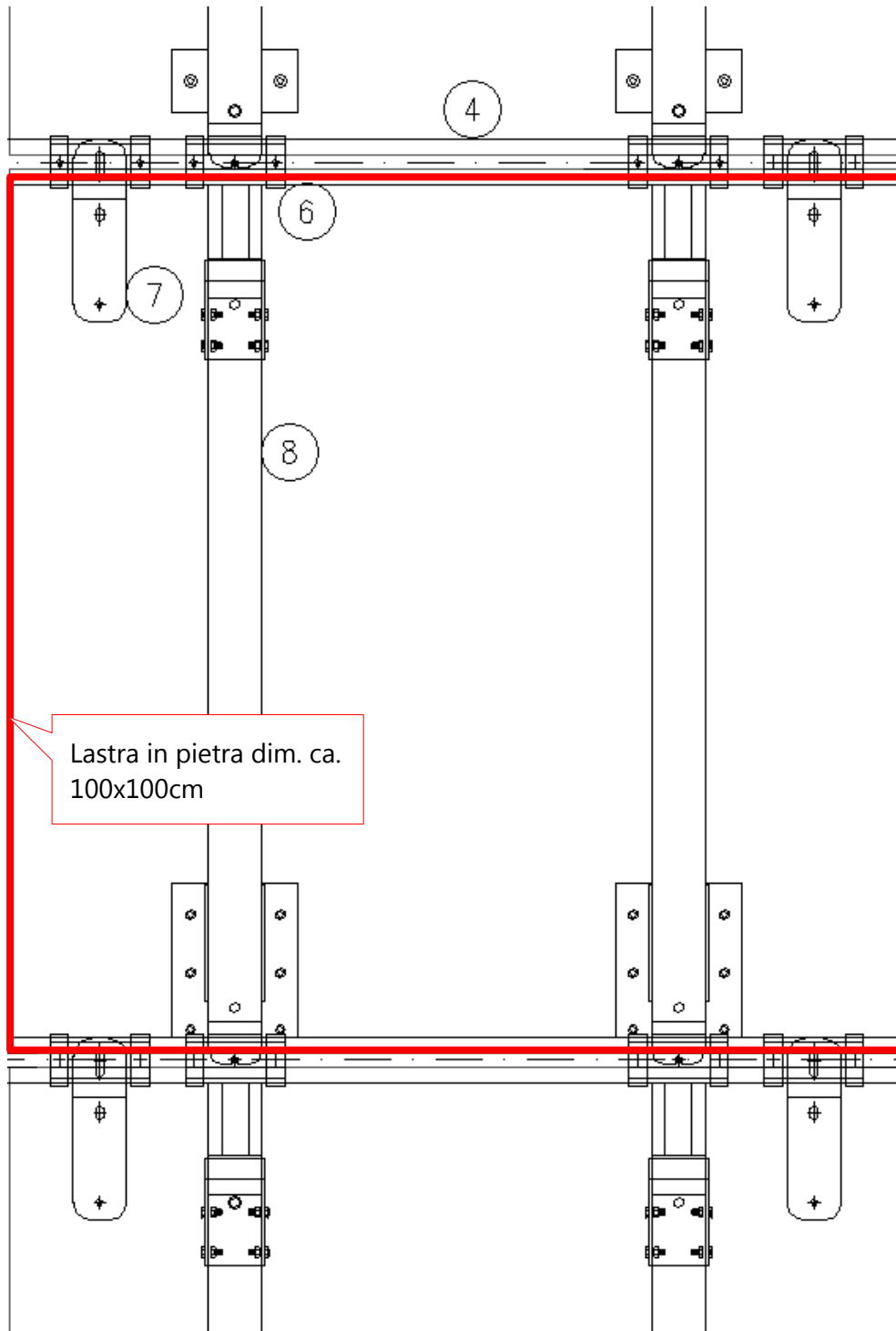


Figura 2. Modulo tipo sottostruttura. Vista in prospettiva

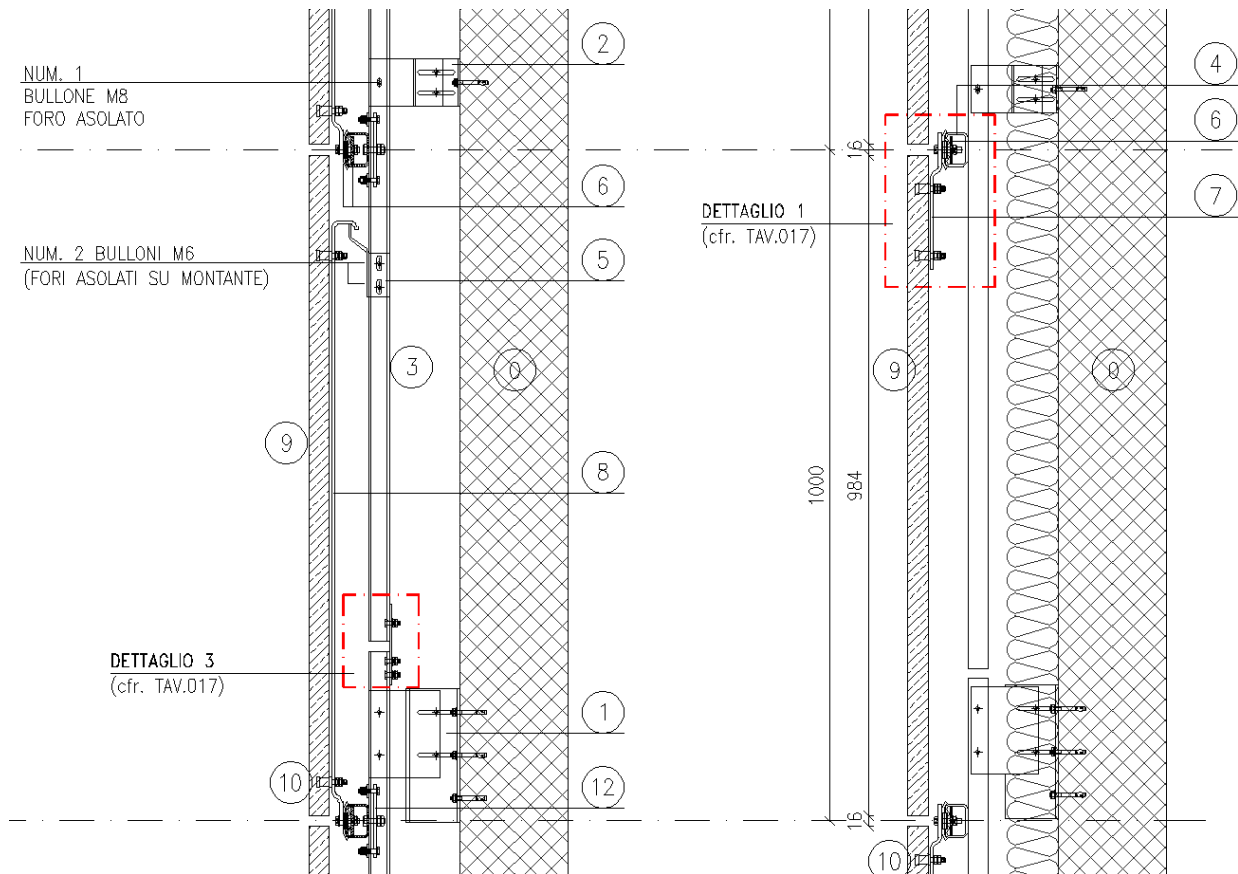


Figura 3. Modulo tipo sottostruttura. Vista in sezione rispettivamente su montanti (sx) e su elemento 7 (dx).

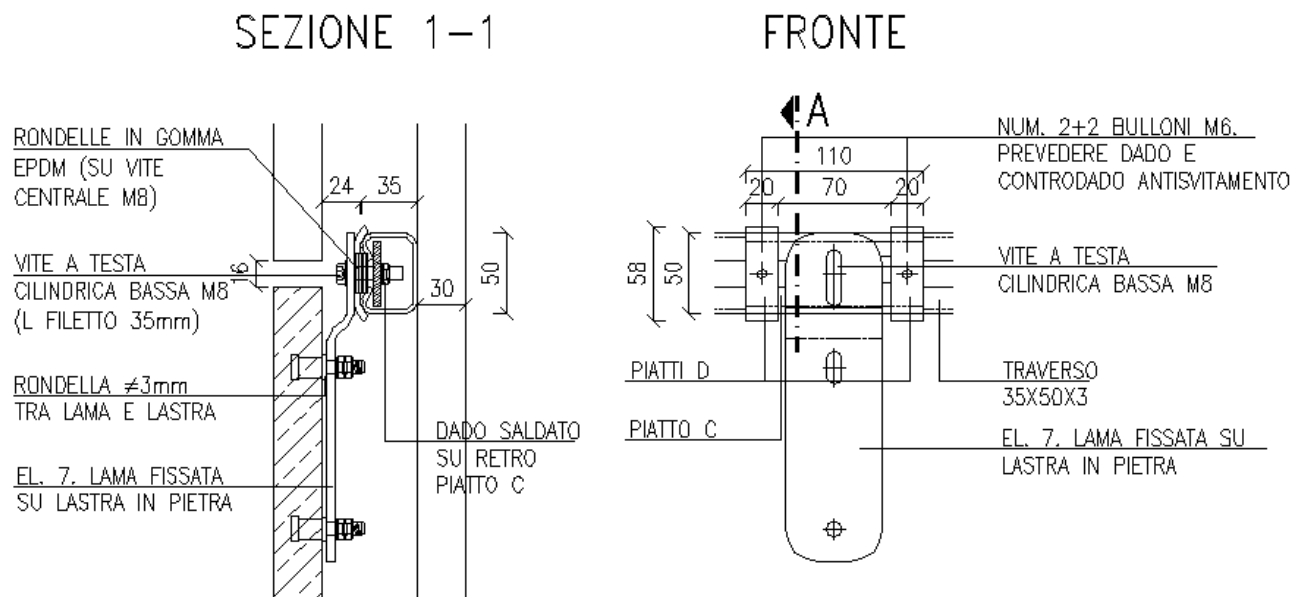
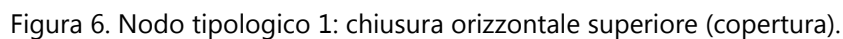
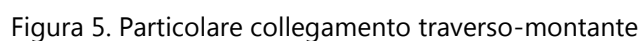


Figura 4. Particolare ancoraggio lastra su traverso superiore



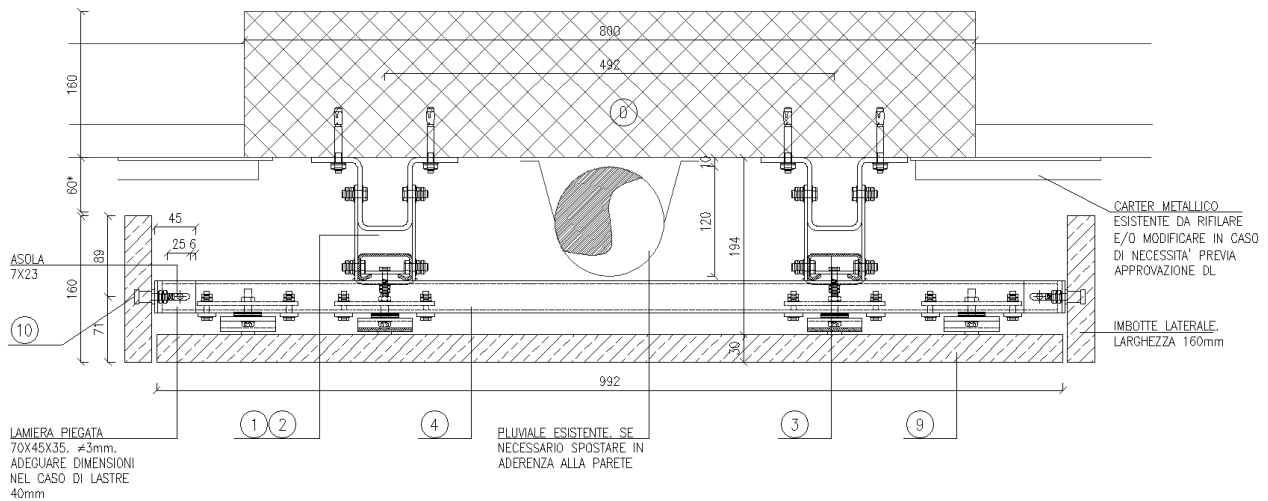


Figura 7. Nodo tipologico 3. Pilastri su finestrone p.t. Fronte A.

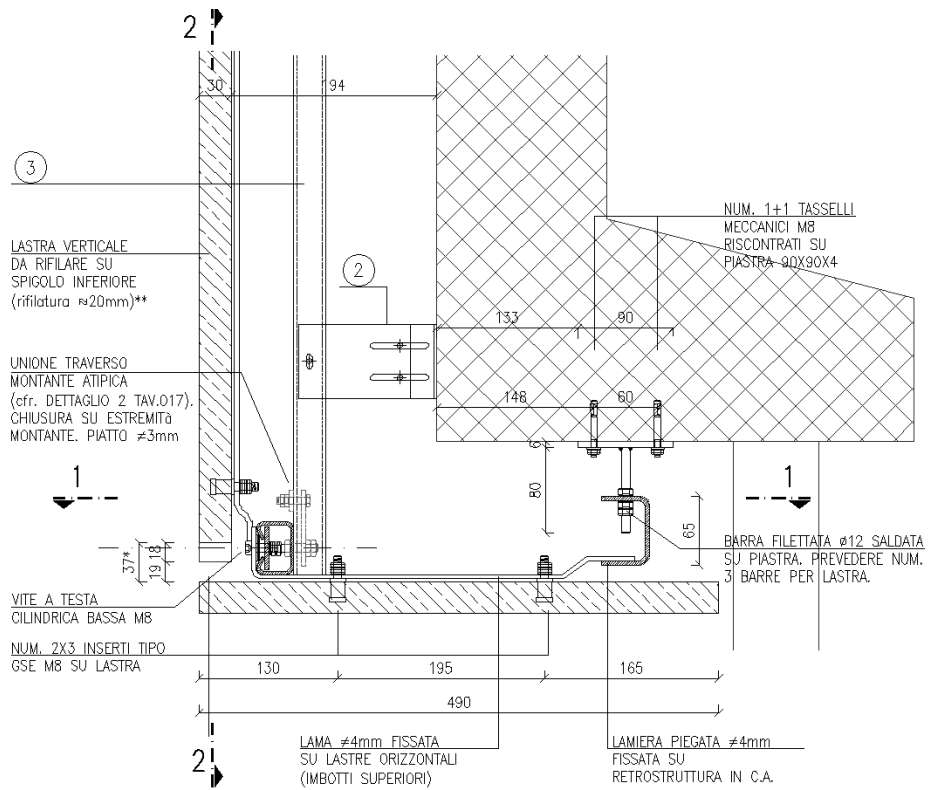


Figura 8. Nodo tipologico 2A. Imbotte superiore su finestrone

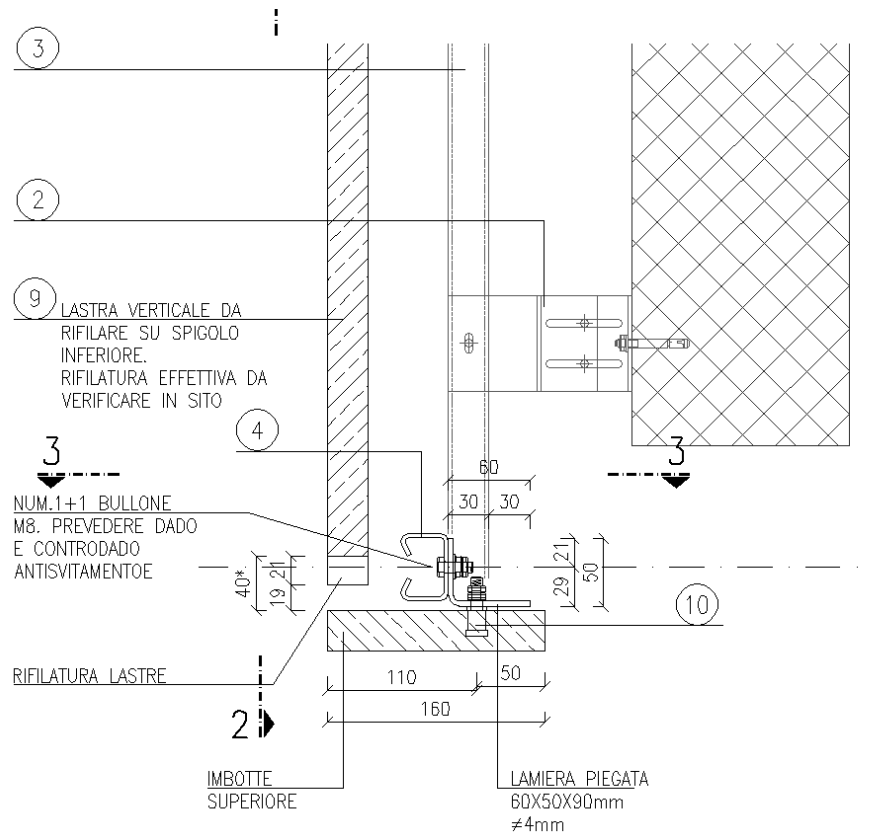


Figura 9. Nodo tipologico 4. Imbotte superiore su finestre a nastro

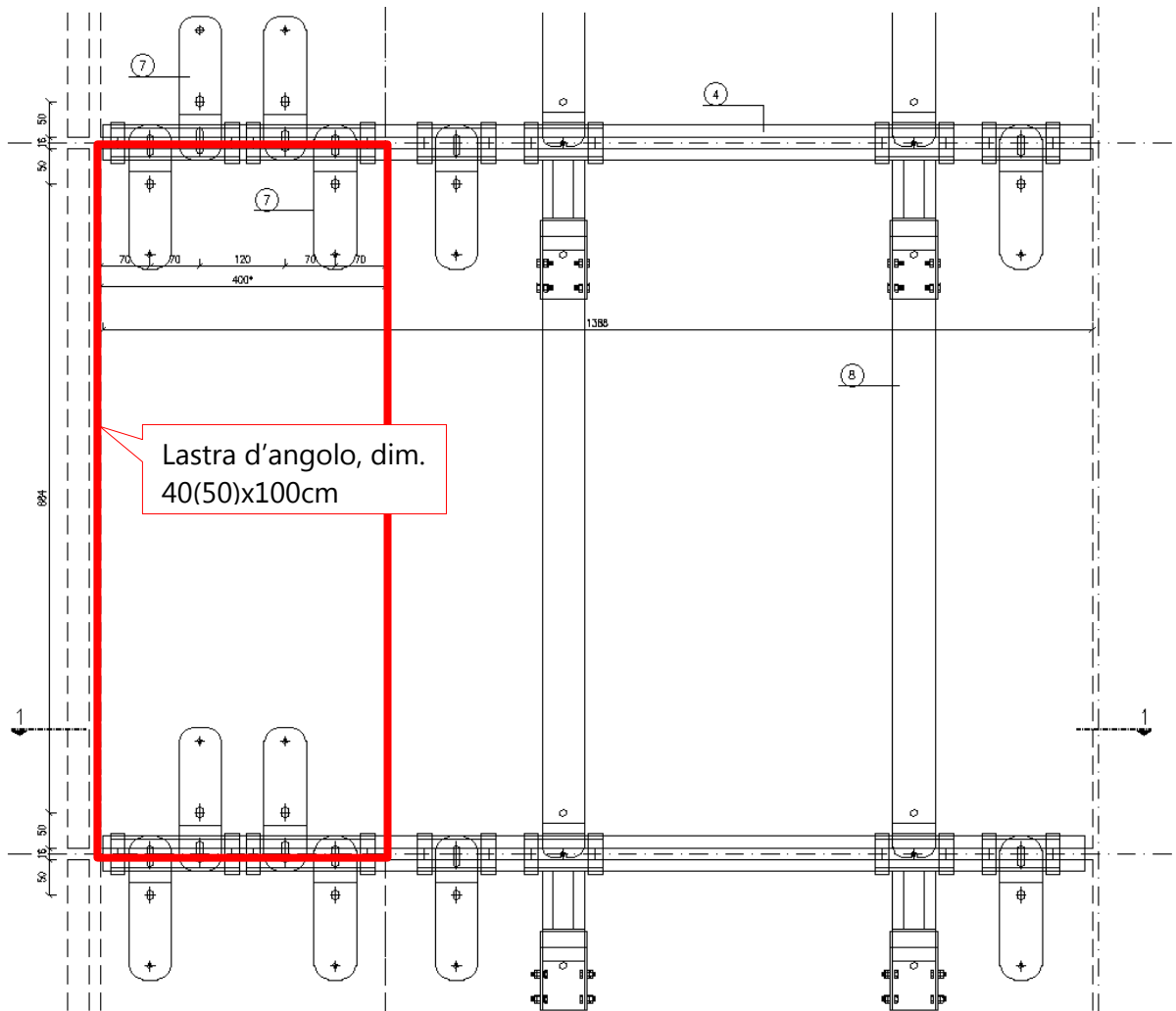


Figura 10. Nodo tipologico 6. Lastra d'angolo ancorata su traversi. Vista in prospettiva

Per maggiori informazioni si faccia riferimento agli elaborati grafici allegati al Progetto Esecutivo (nel seguito anche definito anche PE).

3 INQUADRAMENTO NORMATIVO E CLASSIFICAZIONE DELL'INTERVENTO

L'intervento viene progettato in ottemperanza alle Norme tecniche per le costruzioni D.M. 14.01.2008 e s.m.i e ad EuroCodice 3-Progettazione delle strutture di acciaio.

Il comune di Torino è classificato in **zona 4** ai sensi della classificazione della Giunta Regionale (Deliberazione della Giunta Regionale 21 maggio 2014, n. 65-7656).

3.1 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- **Legge 5 novembre 1971, n. 1086** - *Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e a struttura metallica;*
- **D.M. 14 gennaio 2008** - *Approvazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni;*
- **D.M. 6 maggio 2008** - *Integrazione al decreto 14 gennaio 2008 di approvazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni.*
- **Circolare 2 febbraio 2009** *Circolare contenente le Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al DM 14 gennaio 2008*
- **CNR-DT 207/2008** *Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni*
- **UNI EN 1991-1-4:2010** *Eurocodice 1 - Azioni sulle strutture - Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento*
- **UNI EN 1993-1-1:2014** *Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici*
- **UNI EN 1993-1-4:2007** *Eurocodice 3 - Progettazione delle strutture di acciaio - Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili*
- **UNI EN ISO 3506-1:2010** *Caratteristiche meccaniche degli elementi di collegamento di acciaio inossidabile resistente alla corrosione - Parte 1: Viti e viti prigioniere*
- **UNI 11018:2003** *Rivestimenti e sistemi di ancoraggio per facciate ventilate a montaggio meccanico - Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e la manutenzione - Rivestimenti lapidei e ceramici*

4 ANALISI DEI MATERIALI

4.1 LASTRE DI RIVESTIMENTO IN PIETRA

Si utilizzano le lastre di rivestimento in pietra esistenti aventi le seguenti caratteristiche fisiche-meccaniche:

– Denominazione materiale	ROSSO BALMORAL
– Peso specifico	2624 ÷ 2629 kg/m ³
– Resistenza alla flessione (valore medio)	10.9 MPa
– Modulo di elasticità E del materiale	78.000 MPa
– Resistenza a flessione	13,5 MPa
– Carico massimo trazione su ancoraggi	9,67 kN (ancoraggi tipo DOCIPA GSD M8x15)
– Carico massimo su perno	12,75 kN
– Coefficiente dilatazione termica	6*10 ⁻⁶ /°C
– Spessore Lastre	30 / 40 mm

Per quanto riguarda i valori minimi di Resistenza a flessione, carico di estrazione e del Carico su perno, sono stati presi in considerazione i valori riportati nel Rapporto di Prova Politecnico di Torino (Prot n. 13628, Certificato n° 17/08/2010) realizzato per gli inserti attualmente presenti nelle lastre in granito ed allegato al presente Progetto Esecutivo (trattasi di inserti tipo GSD DOCIPA M8x15 equiparabili, in termini di caratteristiche meccaniche, agli inserti previsti a progetto).

Si riporta di seguito Certificato CE del materiale lapideo costituente il rivestimento esterno della facciata ventilata in oggetto.

		DENOMINAZIONE MATERIALE (In conformità alla EN 12440)	
		Nome Commerciale: ROSSO BALMORAL	
		Esame Petrografico (EN 12407): GRANITO	
		Paese di Provenienza: Finlandia	
ANNO: 889/05 - 1179/07 - 1368/08			
NORMA DI RIFERIMENTO E PRODOTTO:			
☒ EN 12057 - Marmette modulari di pietra naturale per pavimentazioni e scale Impiego finale: <u>Pavimentazioni interne</u> Marmetta modulare: Elemento piano di pietra naturale, quadrato o rettangolare, di dimensioni normalizzate, generalmente ≤ 610 mm, ottenuto mediante taglio o spaccatura a uno spessore nominale ≤ 12 mm			
☒ EN 12057 - Marmette modulari di pietra naturale per rivestimenti Impiego finale: <u>Rivestimenti di pareti e soffitti interni</u> Marmetta modulare: Elemento piano di pietra naturale, quadrato o rettangolare, di dimensioni normalizzate, generalmente ≤ 610 mm, ottenuto mediante taglio o spaccatura a uno spessore nominale ≤ 12 mm			
☒ EN 12058 - Lastre di pietra naturale per pavimentazioni e scale Impiego finale: <u>Pavimentazioni interne</u> Lastra per pavimentazioni: Elemento piano di pietra naturale ottenuto mediante taglio o spaccatura a uno spessore nominale > 12 mm. Si posa su una struttura mediante malta, adesivi o altri elementi di supporto Lastra per scale: Elemento piano di pietra naturale ottenuto mediante taglio o spaccatura a uno spessore nominale > 12 mm (eccetto le alzate) in modo da formare la parte orizzontale di un gradino (pedata) o la parte verticale di un gradino (alzata)			
☒ EN 1469 - Lastre di pietra naturale per rivestimenti Impiego finale: <u>Rivestimenti di pareti e soffitti interni</u> Lastra per rivestimenti: Lastra tagliata alle dimensioni adatte a formare rivestimenti di pareti e finiture di soffitti per uso interno o esterno, fissata a una struttura con sistemi meccanici oppure mediante malta o adesivi.			
NOME E INDIRIZZO DEL PRODUTTORE:			
BAGNARA NIKOLAUS S.p.A. - Via Madonna del Riposo, 34 - 39057 APPIANO (BZ) - P. IVA: 00211420211			
Caratteristiche	Valori dichiarati		Metodo di prova
Reazione al fuoco	Classe A1		Senza prove (vedere Decisione 96/603/CE e successive modifiche)
Resistenza alla flessione	Valore minimo atteso:	8,9 MPa	EN 12372 o EN 13161
	Valore medio:	10,9 MPa	
	Deviazione standard:	1,2 MPa	
Resistenza allo scivolamento*	SRV asciutto:	lucida = 56	EN 14231
	SRV bagnato:	lucida = 6	
Tattilità	Caratteristica da dichiarare se soggetta a regolamenti nazionali o su richiesta. Viene espressa come descrizione del corrugamento superficiale ottenuto mediante finiture meccaniche.		Visivo
Massa volumica apparente	Da 2624 a 2629 kg/m³		EN 1936
	Porosità aperta (valore medio)	0,34%	
Resistenza al fissaggio	Distanza foro - faccia	11 mm	EN 13364
	Distanza massima centro foro - bordo	45 mm	
	Valore medio:	2300 N	
Permeabilità al vapore acqueo	NPD		EN ISO 12573 o EN 12524

* Specificare la finitura a cui si riferiscono i valori dichiarati

4.2 RETRO-STRUTTURA DI SOSTEGNO

4.2.1 SOTTOSTRUTTURA IN ACCIAIO INOSSIDABILE

- Tipo di acciaio 1.4301 (EN 10088) – AISI 304
- Classe nominale di Resistenza S220
- Carico unitario di snervamento f_{yk} 210 MPa
- Carico unitario di rottura a trazione f_{tk} 520 MPa
- Modulo di elasticità E del materiale 200.000 MPa
- Peso Specifico 8.000 Kg/m³
- Coefficiente dilatazione termica $16 \cdot 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

4.2.2 BULLONI, DADI E VITI

- Tipo di acciaio 1.4301 (EN 10088) – AISI 304 - A2-80
- Classe nominale di Resistenza 80 (ISO 3506)

- Carico unitario di snervamento f_u 600 MPa
- Carico unitario di rottura a trazione f_u 800 MPa

Bulloni e dadi di acciaio inossidabile devono essere conformi alla ISO 3506. Le rondelle devono essere di acciaio inossidabile austenitico e devono essere conformi alla ISO 7089 o alla ISO 7090, con riferimento a quello maggiormente pertinente.

4.2.3 INSERTI SU LASTRE IN PIETRA

- Tipologia inserto Ancorante sottosquadro a deformazione tipo GSE M8x15
- Tipo di acciaio 1.4301 (EN 10088) – AISI 304 – A2
- Carico minimo di estrazione (ancorante) 9.67 kN (valore medio)
- Carico minimo di taglio 11.28 kN (valore medio)

Per quanto riguarda i valori minimi del carico di estrazione e del Carico di Taglio, sono stati presi in considerazione i valori riportati nel Rapporto di Prova Politecnico di Torino (Prot n. 13628, Certificato n° 17/08/2010) realizzato per gli inserti attualmente presenti nelle lastre in granito ed allegato al presente Progetto Esecutivo (trattasi di inserti tipo GSD DOCIPA M8x15 equiparabili, in termini di caratteristiche meccaniche, agli inserti previsti a progetto).

Sarà onere dell'impresa realizzare delle prove di carico sulle lastre secondo la norma UNI EN 12372:2007 per valutare la resistenza caratteristica (trazione e taglio) degli inserti previsti a progetto secondo quanto meglio descritto nel fascicolo Specifiche e Prescrizioni Tecniche allegato al Progetto Esecutivo.

4.2.4 TASSELLI PER ANCORAGGIO SU STRUTTURA IN C.A.

- Tipologia di tassello Ancorante meccanico ad espansione
- Tipo di acciaio bulloni A2 – 80 (ISO 3506-1:2010)
- Diametro tasselli M8 – M10
- Carico minimo di estrazione (ancorante) 9/16 kN (rispettivamente M8/M10, valori caratteristici per cls non fessurato)
- Carico minimo di taglio (ancorante) 13/20 kN (rispettivamente M8/M10, valori caratteristici per cls non fessurato)

5 ANALISI DEI CARICHI

Si sono considerati i seguenti carichi agenti sulla facciata ventilata e su relativa sottostruttura:

- Pesì propri
- Azione del vento
- Azione sismica
- Neve
- Azione della temperatura

5.1 PESI PROPRI

- Lastre lapidee di rivestimento in granito Balmoral Red 26,30 kN/m³
(Lastre aventi spessori da 30 / 40 mm)
- Acciaio inossidabile AISI 304 80,00 kN/m³

5.2 AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento sulla struttura è data dalla formula:

$$P = c_e \times c_d \times q_b \times c_{pe}$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento
- c_e è il coefficiente di esposizione
- c_d è il coefficiente dinamico assunto pari a 1
- c_{pe} è il coefficiente di pressione esterna

Pressione cinetica di riferimento q_b :

$$\frac{1}{2} \times \rho \times v_p(z)^2$$

dove:

- ρ densità dell'aria pari a 1,25 kg/m³
- v_p 25 m/s velocità di riferimento del vento (Tr=50 anni)
- q_b **391,20 N/m²**

Coefficiente di esposizione

Localizzazione: ENTROTERRA > 750 (m)

Classe di rugosità: **B**

Categoria di esposizione del sito: **IV**

$K_r = 0.22$ $Z_0 = 0,3$ $Z_{min} = 8 \text{ m}$ $c_t = 1$
- c_e **2,4**

Coefficiente di pressione esterna

- c_{pe} **1.6** facciata ventilata
- c_{pe} **1** strutture esistenti

Il carico del vento è pertanto assunto pari a:

- | | | |
|-----------------------|----------------------------------|-------------------------------------|
| - facciata ventilata | P = 1,5 kN/m² | (agente in pressione e depressione) |
| - strutture esistenti | P = 0,94 kN/m² | (agente in pressione) |

si considera inoltre l'azione tangente del vento parallela alla direzione del vento e pari a:

$$P_f = c_e \times q_b \times c_f = \mathbf{0,019 \text{ kN/m}^2}$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento
- c_e è il coefficiente di esposizione
- c_f è il coefficiente di attrito pari a 0.02
- c_{pe} è il coefficiente di pressione esterna

5.3 AZIONE SISMICA

Gli effetti dell'azione sismica sono determinati applicando una forza orizzontale F_a agente nel piano della lastra ed in direzione perpendicolare ad esso.

Si avrà pertanto:

$$F_a = S_a \cdot W_a / q_a$$

Dove:

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] = 0.154$$

W_a è il peso dell'elemento, variabile massimo pari a ca. 100 kg

q_a è il fattore di struttura dell'elemento assunto pari a 1

$F_a = 0.154 \text{ kN}$ Forza Sismica agente

5.4 NEVE

Si considera il carico neve agente sulle lastre presenti nella parte sommitale dell'edificio e in corrispondenza dei davanzali (lastre orizzontali presenti in copertura).

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato dalla seguente formula:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

dove:

- q_s = è il carico neve sulla copertura
- μ_i = è il coefficiente di forma
- q_{sk} = è il valore caratteristico di neve al suolo per un periodo di ritorno di 200 anni da modificare in funzione della classe degli edifici
- C_E = è il coefficiente di esposizione
- C_t = è il coefficiente termico

Valore caratteristico del carico neve al suolo

Zona: **I**

Regione: **PIEMONTE**

Località: **TORINO (TO)**

L'altezza sul livello del mare è pari a **240 m**

$$q_{sk} = 1.54 \text{ KN/m}^2 \quad (200 \leq a_s)$$

Coefficiente d'esposizione

$C_E = 1$ (classe di topografia normale)

Coefficiente termico

$C_t = 1$

Coefficienti di forma

Essendo la copertura a due falde con inclinazione di 0° risulta:

$\mu_i (\alpha=16^\circ) = 0,8$

si avrà pertanto il seguente carico:

$$q_s = 1.54 \text{ kN/m}^2 \times 0.8 = \quad \mathbf{1.23 \text{ kN/m}^2}$$

5.5 AZIONE DELLA TEMPERATURA

Si considera la diversa dilatazione termica del materiale lapideo e del materiale acciaio inossidabile.

- Coefficiente dilatazione termica materiale lapideo $6 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- Coefficiente dilatazione termica acciaio inossidabile $16 \cdot 10^{-6} / ^\circ\text{C}$
- $\Delta T \pm 30^\circ$

6 SCENARI E COMBINAZIONI DI CARICO

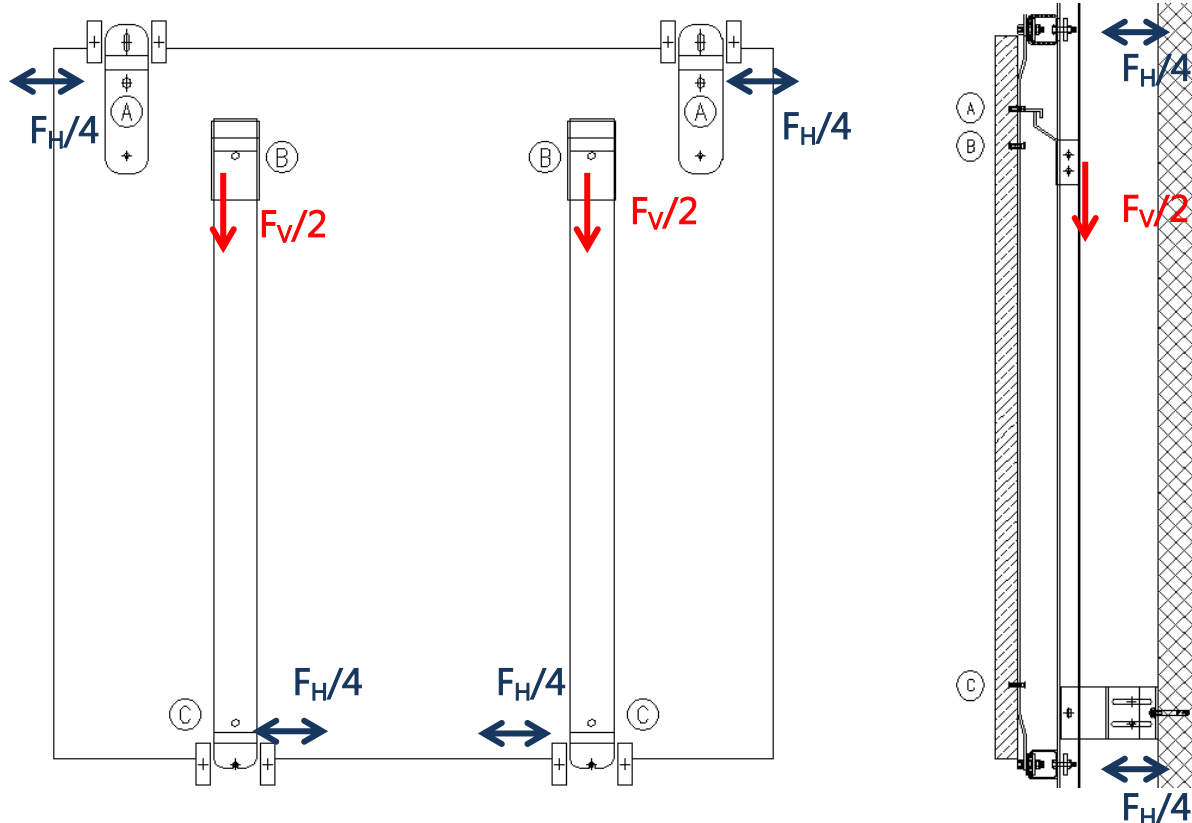
6.1 SCENARI DI CARICO

Le verifiche sulle lastre e sulla sottostruttura in acciaio retrostante sono state effettuate facendo riferimento ai seguenti scenari di carico agenti sulla singola lastra.

6.1.1 SCENARIO 1_ ESERCIZIO

Singola lastra soggetta ai seguenti carichi:

- Peso proprio (si considera una lastra dimensioni 100x100x4cm, peso unitario ca. 100 kg)
- Vento
- Sisma
- Dilatazione termica



Il carico verticale F_V agisce sui due inserti centrali (B) e quindi sui montanti verticali della sottostruttura.

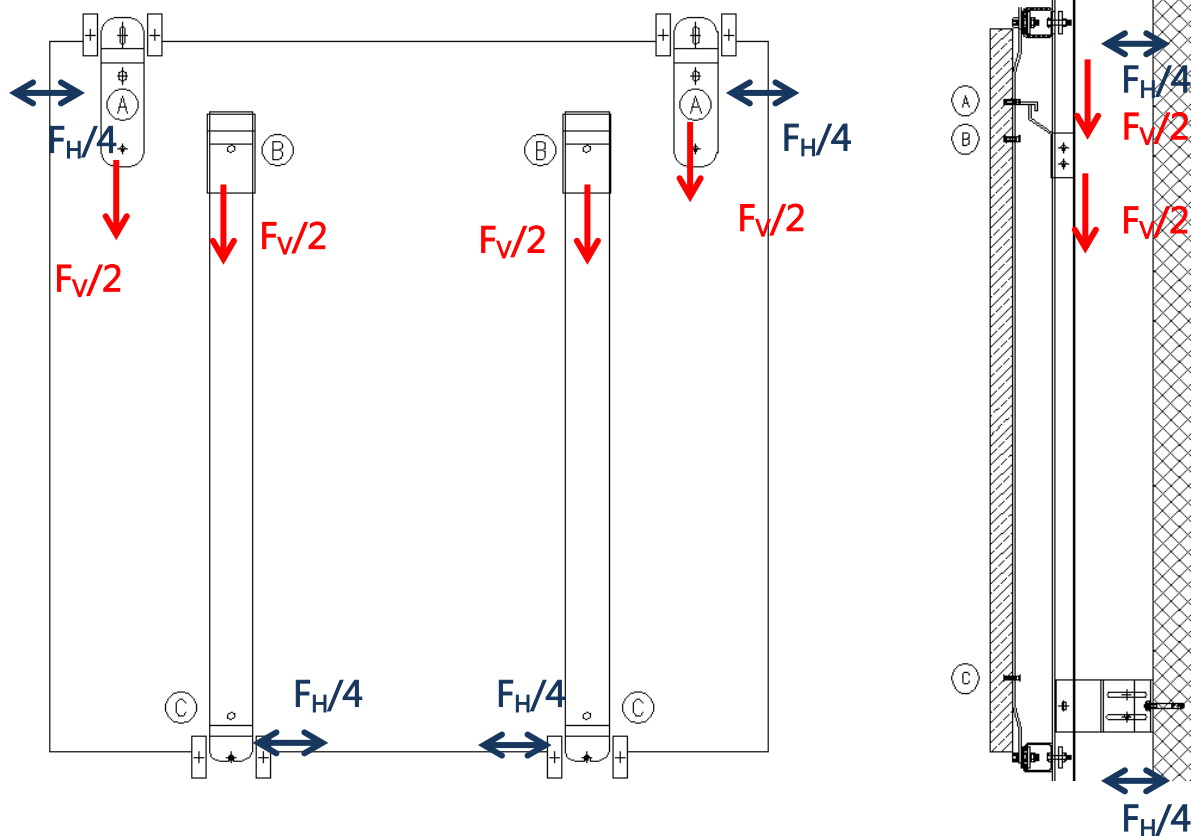
Il carico orizzontale F_H (nel piano e fuori dal piano della lastra) agisce sui 6 inserti laterali inferiori e superiori (A),(C) e quindi sui traversi orizzontali della sottostruttura.

6.1.2 SCENARIO 2_ ESERCIZIO + PESO II LASTRA_ ATTIVAZIONE ANCORAGGI LATERALI

Singola lastra soggetta ai seguenti carichi:

- Peso proprio (si considera una lastra dimensioni 100x100x4cm, peso unitario ca. 100 kg)
- Peso lastra soprastante (peso unitario ca. 100 kg) in caso accidentale
- Vento
- Sisma

- Dilatazione termica



Si ipotizza il cedimento degli ancoraggi ((A), (B) e (C)) della lastra collocata subito sopra, che andrà a gravare direttamente sulla lastra sotto (vedi immagine sopra).

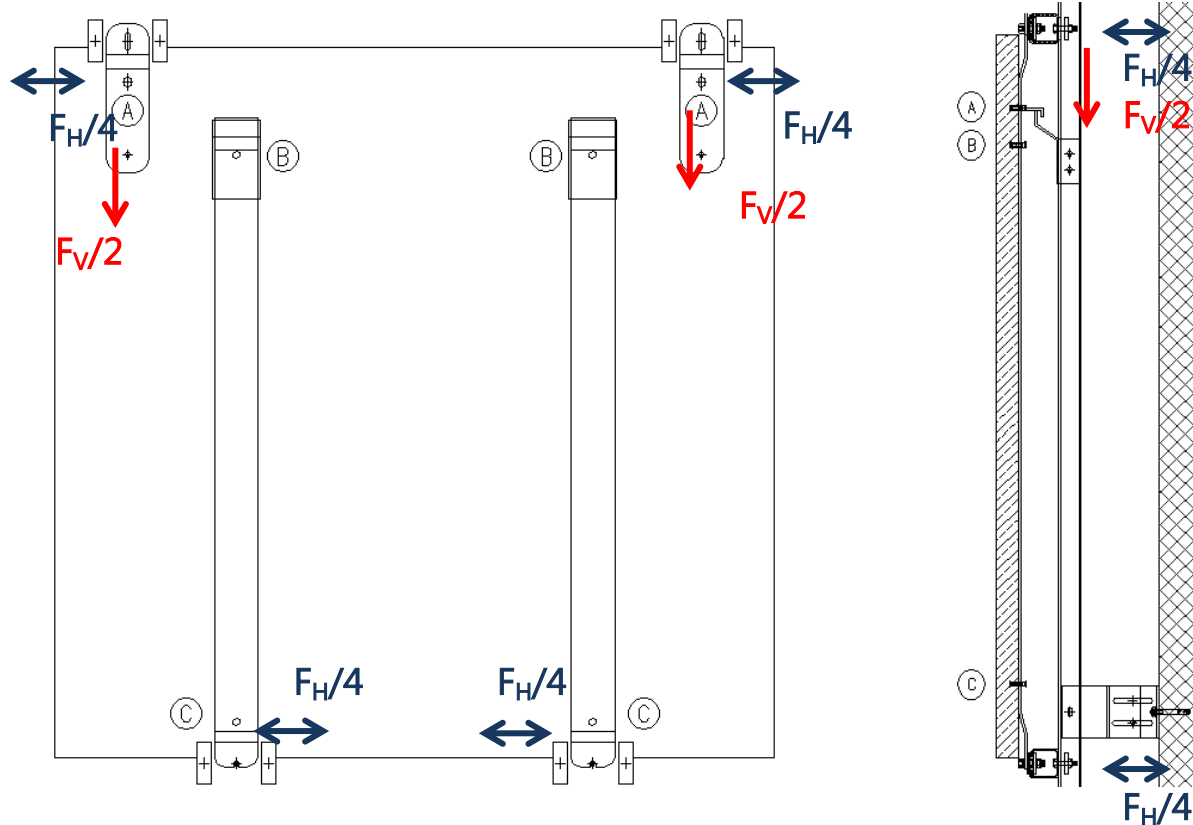
Il carico verticale, pari a $2 \times F_V$, agisce sui due inserti centrali (B) e due dei 4 inserti laterali superiori (A).

Il carico orizzontale F_H (nel piano e fuori dal piano della lastra) agisce sui 6 inserti laterali inferiori e superiori (A),(C).

6.1.3 SCENARIO 3_ ATTIVAZIONE SISTEMA DI SICUREZZA

Singola lastra soggetta ai seguenti carichi:

- Peso proprio (si considera una lastra dimensioni 100x100x4cm, peso unitario ca. 100 kg)
- Azione del vento (fattorizzato 0.2 agli SLU)
- Sisma
- Dilatazione termica



Si ipotizza il cedimento degli appoggi centrali (B).

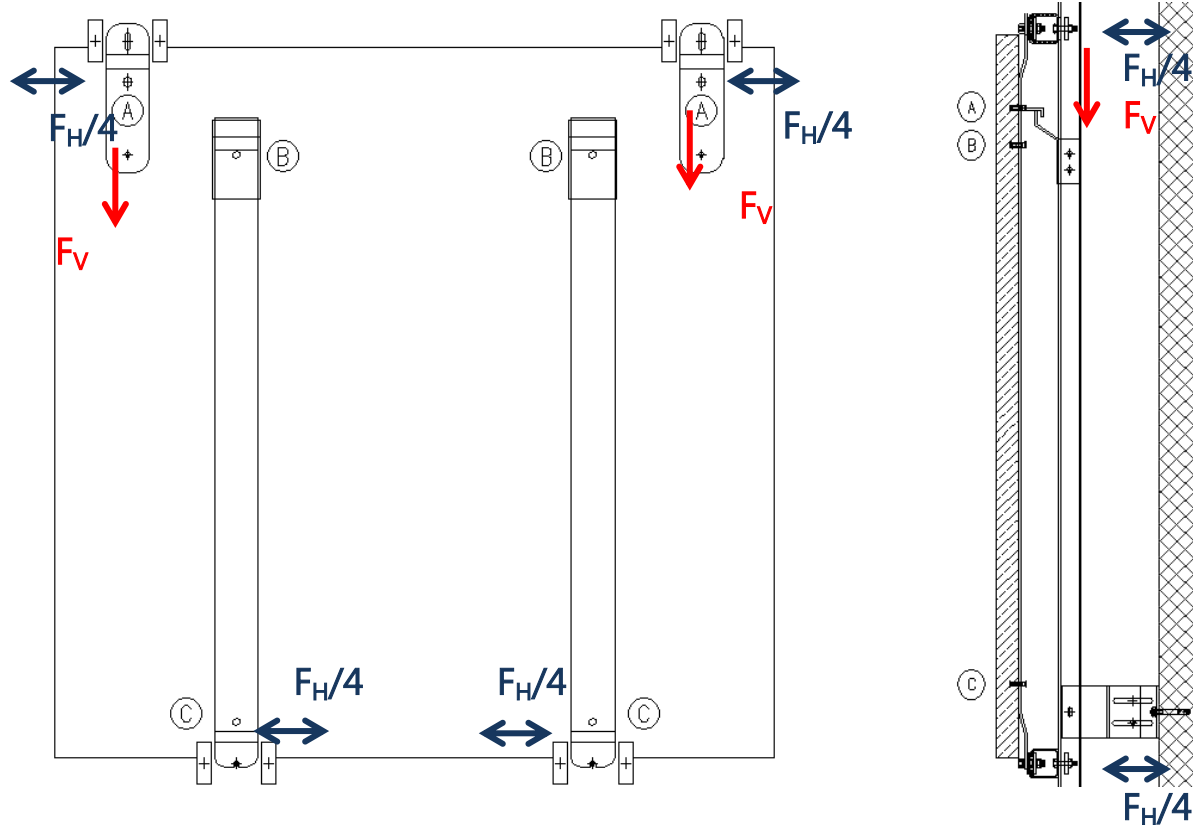
Il carico verticale F_V agisce solo su 2 dei 4 inserti laterali superiori (A).

Il carico orizzontale F_H (nel piano e fuori dal piano della lastra) agisce sui 6 inserti laterali inferiori e superiori (A),(C).

6.1.4 SCENARIO 4_ ATTIVAZIONE SISTEMA DI SICUREZZA CON PESO II LASTRA

Singola lastra soggetta ai seguenti carichi:

- Peso proprio (si considera una lastra dimensioni 100x100x4cm, peso unitario ca. 100 kg)
- Peso lastra soprastante (peso unitario ca. 100 kg)
- Azione del vento (fattorizzato 0.2 agli SLU)
- Sisma
- Dilatazione termica



Si ipotizza il cedimento degli ancoraggi della lastra superiore, unitamente al cedimento degli appoggi centrali (B) della lastra in oggetto.

Il carico verticale, pari a $2 \times F_V$, agisce solo su 2 dei 4 inserti laterali superiori (A).

Il carico orizzontale F_H (nel piano e fuori dal piano della lastra) agisce sui 6 inserti laterali inferiori e superiori (A),(C).

6.2 COMBINAZIONI DI CARICO

Sono state prese in considerazione le seguenti combinazioni di carico:

- Combinazione Fondamentale (SLU)

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_2$$

dove:

- G_1 = pesi propri
- $\gamma_{G1} = 1.3$
- G_2 = carichi permanenti
- $\gamma_{G2} = 1.3$
- Q_1 = carichi accidentali
- $\gamma_{Q1} = 1.5$
- $\psi_{02} = 0.6$ (vento) 0.5 (neve)

- Combinazione rara (SLE)

$$\gamma_{G1} + G_2 + Q_1 + \psi_{01} Q_2$$

dove:

- $\psi_{02} = 0.6$ (vento) 0.5 (neve)

- Combinazione frequente (SLE)

$$G_1 + G_2 + \psi_{11}Q_1$$

dove:

- $\psi_{11} = 0.2$ (vento e neve)

- Combinazione quasi permanente (SLE)

$$G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_1$$

dove:

- $\psi_{21} = 0$ (vento e neve)

- Combinazione Sismica

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21}Q_1$$

dove:

- $\psi_{21} = 0$ (vento e neve)

Si avranno quindi le seguenti combinazioni di carico agenti sulla lastra tipo.

6.2.1 SCENARIO 1_ ESERCIZIO

No	Name	Active	Type	pp(ST)	vento +(ST)	vento -(ST)	sisma x(ST)	sisma y(ST)
1	SLU_vento +	Active	Add	1.3000	1.5000			
2	SLU_vento -	Active	Add	1.3000		1.5000		
3	SLU_sisma x	Active	Add	1.0000			1.0000	
4	SLU_sisma y	Active	Add	1.0000				1.0000
5	SLE_rara_vento +	Active	Add	1.0000	0.6000			
6	SLE_rara_vento -	Active	Add	1.0000		0.6000		
7	SLE_fr_vento +	Active	Add	1.0000	0.2000			
8	SLE_fr_vento -	Active	Add	1.0000		0.2000		
9	SLE_qp	Active	Add	1.0000				

6.2.2 SCENARIO 2_ ESERCIZIO + PESO II LASTRA_ ATTIVAZIONE ANCORAGGI LATERALI

No	Name	Active	Type	pp(ST)	vento +(ST)	vento -(ST)	sisma x(ST)	sisma y(ST)	seconda lastra(ST)
1	SLU_vento +	Active	Add	1.3000	1.5000				
2	SLU_vento -	Active	Add	1.3000		1.5000			
3	SLU_sisma x	Active	Add	1.0000			1.0000		
4	SLU_sisma y	Active	Add	1.0000				1.0000	
5	SLE_rara_vento +	Active	Add	1.0000	0.6000				
6	SLE_rara_vento -	Active	Add	1.0000		0.6000			
7	SLE_fr_vento +	Active	Add	1.0000	0.2000				
8	SLE_fr_vento -	Active	Add	1.0000		0.2000			
9	SLE_qp	Active	Add	1.0000					
10	SLU_I + II lastra	Active	Add	1.3000					1.3000
11	SLU_vento+_II lastra	Active	Add	1.3000	1.5000				1.3000
12	SLU_vento-_II lastra	Active	Add	1.3000		1.5000			1.3000
13	SLE_I+II lastra	Active	Add	1.0000	0.6000				1.0000

6.2.3 SCENARIO 3_ ATTIVAZIONE SISTEMA DI SICUREZZA

No	Name	Active	Type	pp(ST)	vento +(ST)	vento -(ST)	sisma x(ST)	sisma y(ST)
1	SLU_vento +	Active	Add	1.3000	0.3000			
2	SLU_vento -	Active	Add	1.3000		0.3000		
3	SLU_sisma x	Active	Add	1.0000			1.0000	
4	SLU_sisma y	Active	Add	1.0000				1.0000

6.2.4 SCENARIO 4_ ATTIVAZIONE SISTEMA DI SICUREZZA CON PESO II LASTRA

No	Name	Active	Type	pp(ST)	vento +(ST)	vento -(ST)	sisma x(ST)	sisma y(ST)	sisma z(ST)	seconda lastra(ST)
1	SLU_vento +	Active	Add	1.3000	0.3000					
2	SLU_vento -	Active	Add	1.3000		0.3000				
3	SLU_sisma x	Active	Add	1.0000			1.0000			
4	SLU_sisma y	Active	Add	1.0000				1.0000		
5	SLU_I + II lastra	Active	Add	1.3000						1.3000
6	SLU_vento+_II lastra	Active	Add	1.3000	0.3000					1.3000
7	SLU_vento-_II lastra	Active	Add	1.3000		0.3000				1.3000

7 VERIFICA RIVESTIMENTO LAPIDEO

7.1 LASTRA IN GRANITO

L'analisi delle sollecitazioni agenti sulla singola lastra è stata effettuata mediante Software ad Elementi Finiti Midas Gen.

- La lastra in pietra è stata modellata con elementi mesh a 4 nodi di dimensioni unitarie pari a circa 50x50mm.
- Le lame spessore 5mm di ancoraggio tra lastra e sottostruttura sono state modellate come elementi beam e sono collegate sulla lastra per mezzo di elementi beam (inserti GSE) capaci di trasferire sollecitazioni di trazione, taglio e momento.
- I vincoli esterni, collocati sugli estremi liberi delle lame, sono in grado di bloccare la lastra nelle tre direzioni U_x , U_y ed U_z a seconda del tipo di inserto e dello scenario di carico adottato (si veda a tal proposito il paragrafo 6.1 del presente documento).

Le verifiche di resistenza a flessione della lastra sono state condotte secondo la norma UNI 11018:2003.

I valori di resistenza caratteristica del materiale lapideo sono stati estrapolati dal rapporto di prova emesso dal Politecnico di Torino (Prot. N. 13628, Certificato n° 17/08/2010).

Sarà onere dell'impresa realizzare delle prove di carico sulle lastre secondo la norma UNI EN 12372:2007 per valutare la resistenza caratteristica (trazione e taglio) degli inserti previsti a progetto secondo quanto meglio descritto nel fascicolo Specifiche e Prescrizioni Tecniche allegato al Progetto Esecutivo.

Si riportano nel seguito le verifiche sulle principali tipologie di lastre/ancoraggi oggetto di intervento.

Si considerano gli involuppi di sollecitazione a sfavore di sicurezza sulla base degli scenari di carico meglio descritti in capitolo 6.

7.1.1 LASTRA 100x100 (LASTRA TIPO)

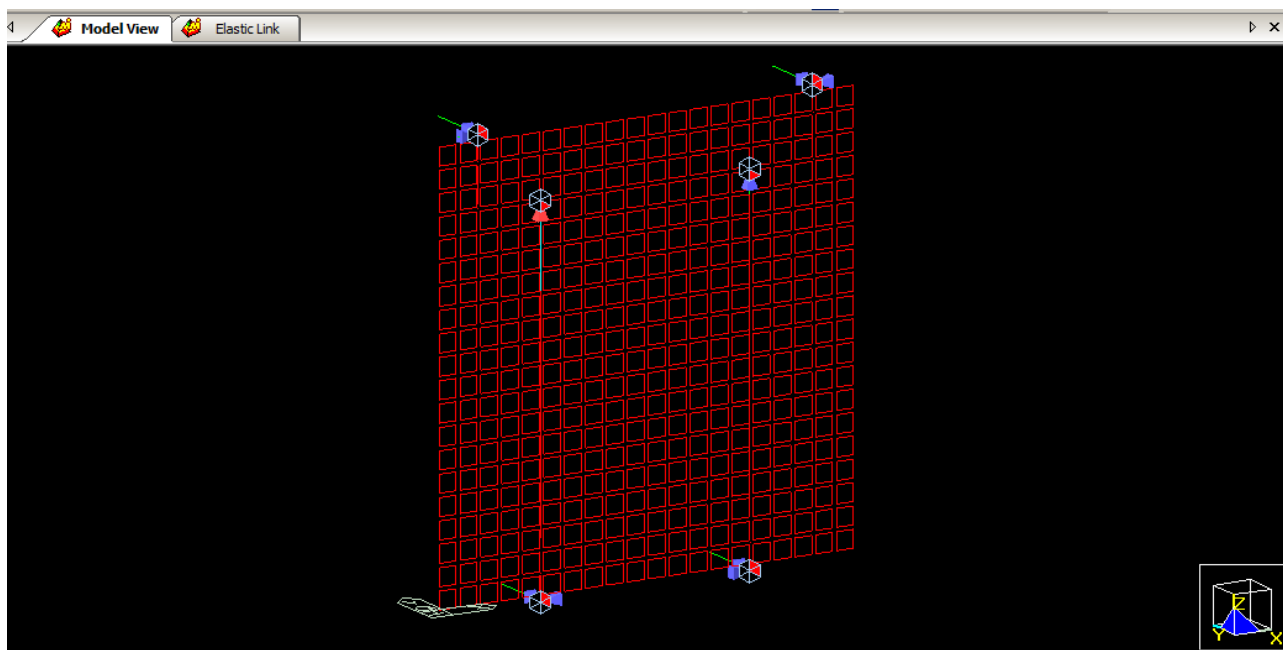


Figura 11. Vincoli esterni su lastra. Scenario 1_Esercizio

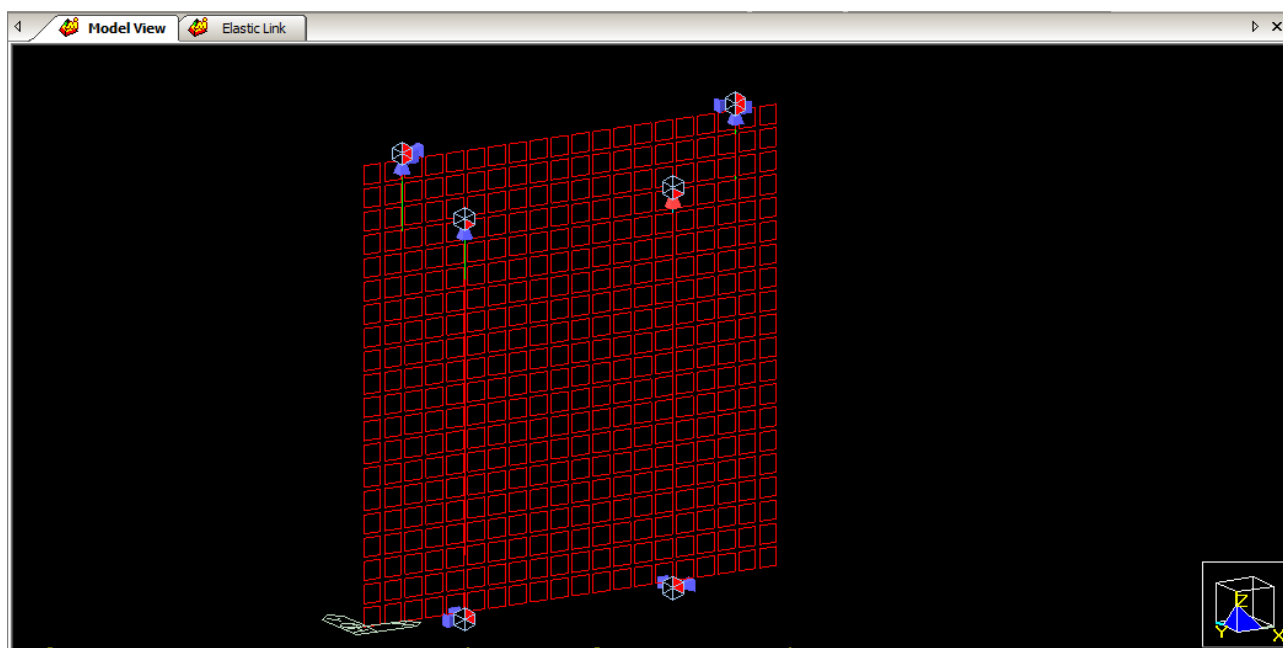


Figura 12. Vincoli esterni su lastra. Scenario 2

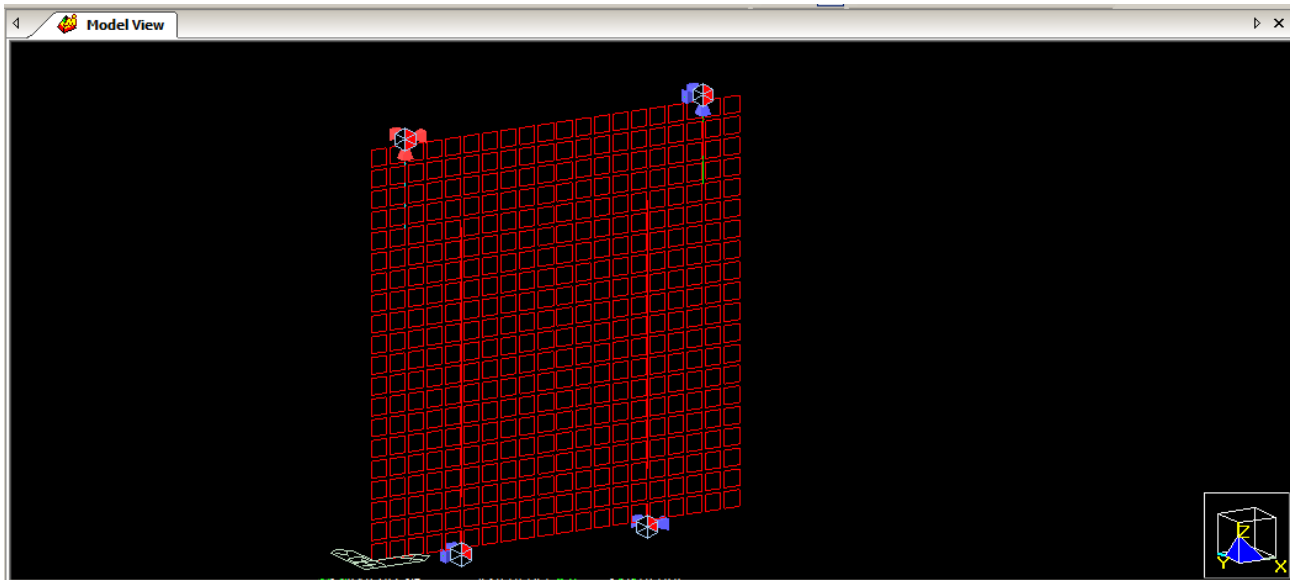


Figura 13. Vincoli esterni su lastra. Scenari 3-4

Si riportano nel seguito le tensioni massime presenti nella lastra.

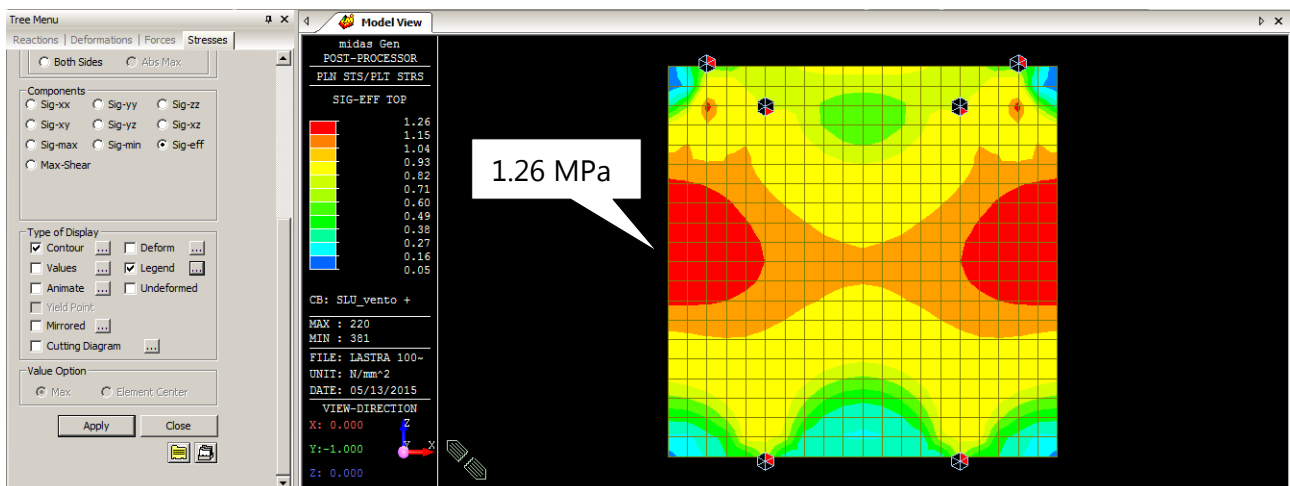


Figura 14. Tensione efficace agente su lastra spessore 40mm. Scenario 1_Esercizio_combinazione 1

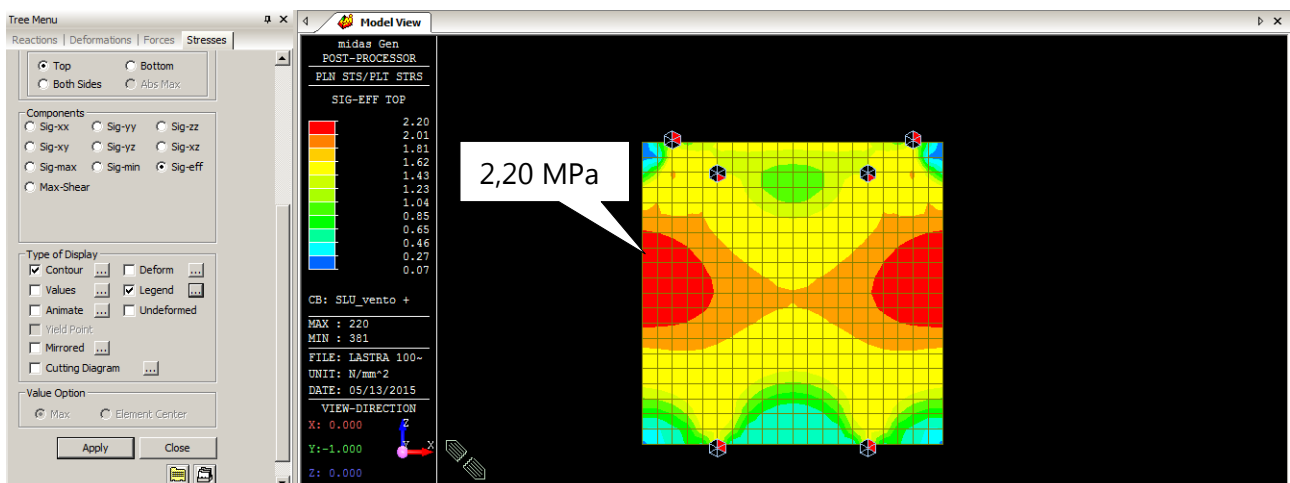


Figura 15. Tensione efficace agente su lastra spessore 30mm (valori espressi in MPa). Scenario 1_Esercizio_combinazione 1

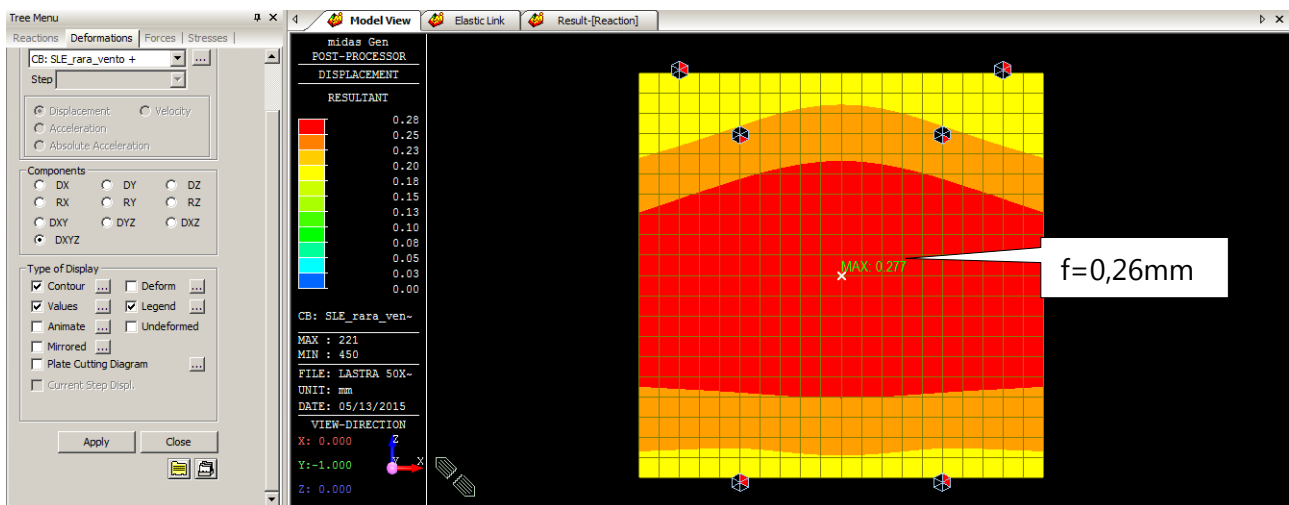


Figura 16. Freccia massima in direzione perpendicolare alla lastra (valori espressi in mm). Scenario 1_Esercizio_combinazione 5

Si considera la massima tensione presente nella lastra

$$\sigma_{am} = \sigma_k / \gamma_s = 12,9 / 2,4 = 5,37 \text{ MPa} > \sigma_{agente} = 2,20 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

dove:

- σ_k = 12,9 MPa Resistenza caratteristica a flessione lastra in granito (valore di resistenza caratteristica minimo estrapolato dal rapporto di prova emesso dal Politecnico di Torino (Prot. N. 13628, Certificato n° 17/08/2010)
- γ_s = 2,4 coefficiente di sicurezza in sezione corrente per materiali lapideo igneo (par. 4.6.1 UNI 11018:2003)

7.1.2 LASTRA 75x100 (LASTRA ORIZZONTALE DI COPERTURA)

La lastra avente dimensioni in pianta pari a 75x100 risulta ancorata alla struttura retrostante attraverso 4 inserti collocati come nella posizione riportata nella figura sottostante (cfr. elaborati grafici del Progetto Esecutivo_Dettagli Costruttivi_Nodo 1).

La singola lastra risulta essere soggetta alle seguenti azioni esterne:

- azione del vento (agente in depressione)
- azione della neve
- sisma

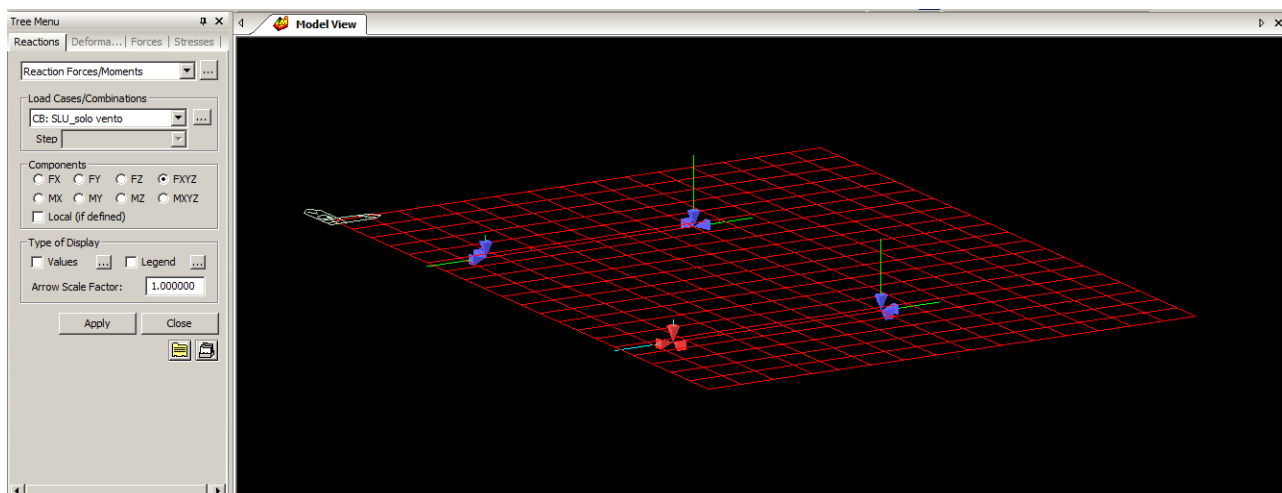


Figura 17. Vincoli esterni su lastra.

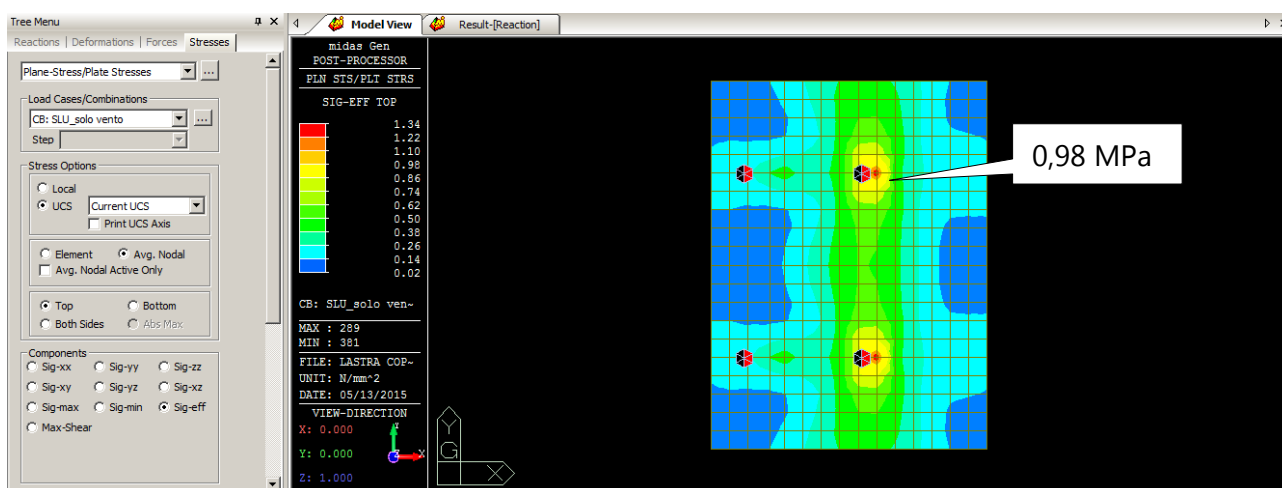


Figura 18. Tensione efficace agente su lastra (valori espressi in MPa). Combinazione solo vento agente in depressione

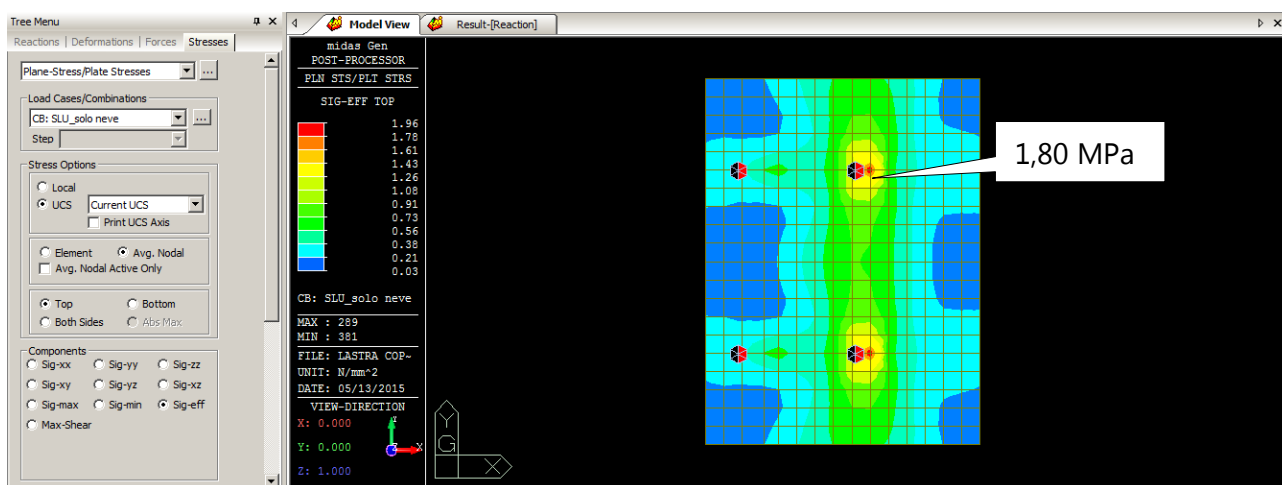


Figura 19. Tensione efficace agente su lastra (valori espressi in MPa) . Combinazione solo neve.



Figura 20. Freccia massima in direzione perpendicolare alla lastra (valori espressi in mm). Combinazione solo neve.

$$\sigma_{am} = \sigma_k / \gamma_s = 12,9 / 2,4 = 5,37 \text{ MPa} > \sigma_{agente} = 1,80 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

dove:

- $\sigma_k = 12,9 \text{ MPa}$ Resistenza caratteristica a flessione lastra in granito (valore di resistenza caratteristica minimo estrapolato dal rapporto di prova emesso dal Politecnico di Torino (Prot. N. 13628, Certificato n° 17/08/2010)
- $\gamma_s = 2,4$ coefficiente di sicurezza in sezione corrente per materiali lapideo igneo (par. 4.6.1 UNI 11018:2003)

7.1.3 LASTRA 50X100 (LASTRA D'ANGOLO)

Le lastre collocate in prossimità degli spigoli dell'edificio presentano dimensioni massime pari a 50x100x3cm e risultano ancorate alla retrostruttura per mezzo di num. 6 inserti collegati direttamente ai traversi (cfr. elaborati grafici del Progetto Esecutivo_Dettagli Costruttivi_Nodo 6).

Lo scenario di carico in condizioni d'esercizio sarà il seguente.

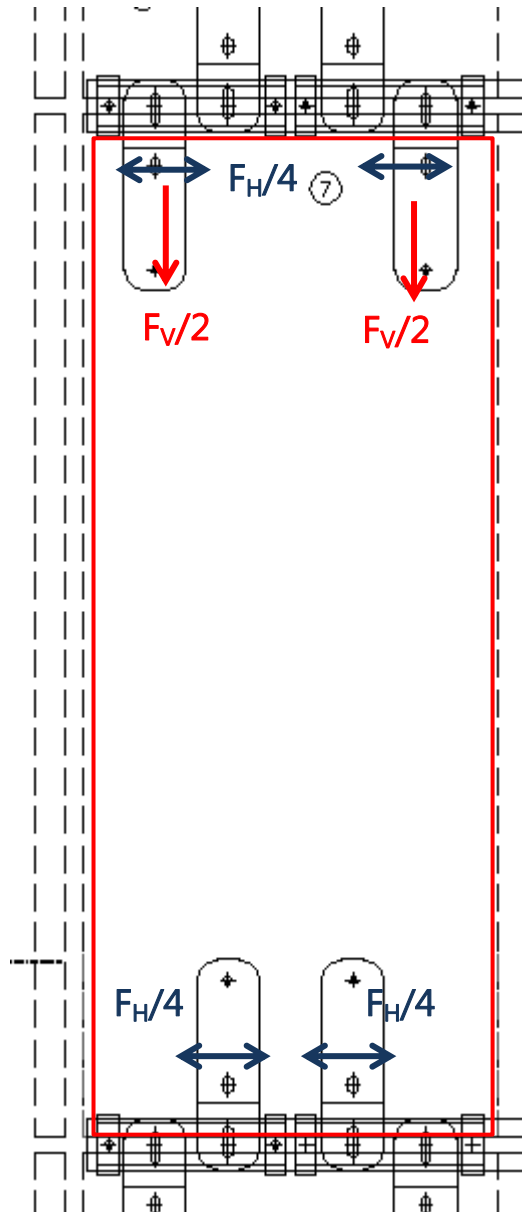


Figura 21. Schema di vincolo

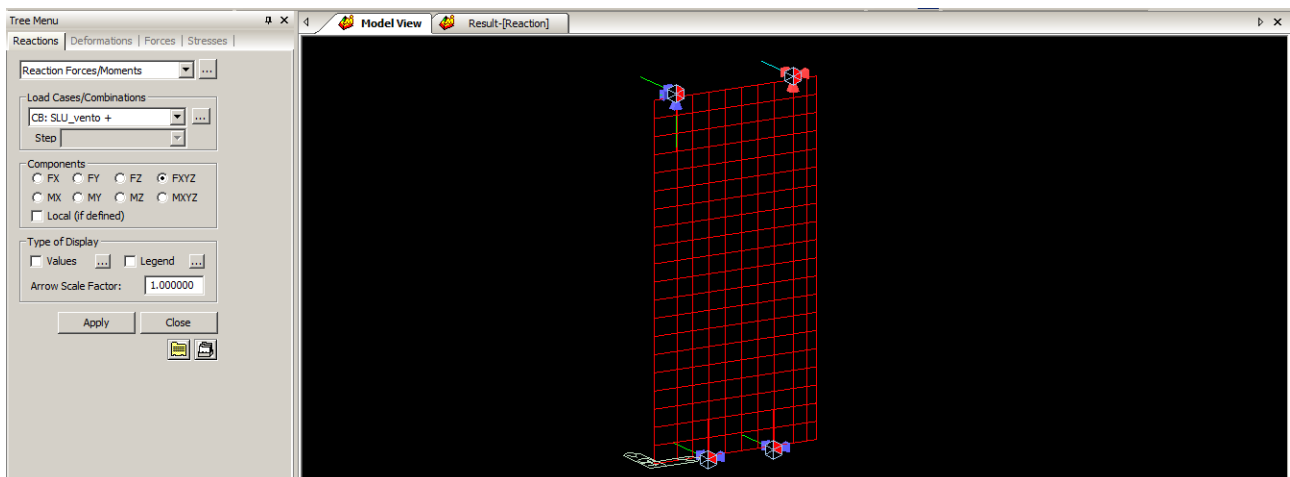


Figura 22. Vincoli esterni su lastra

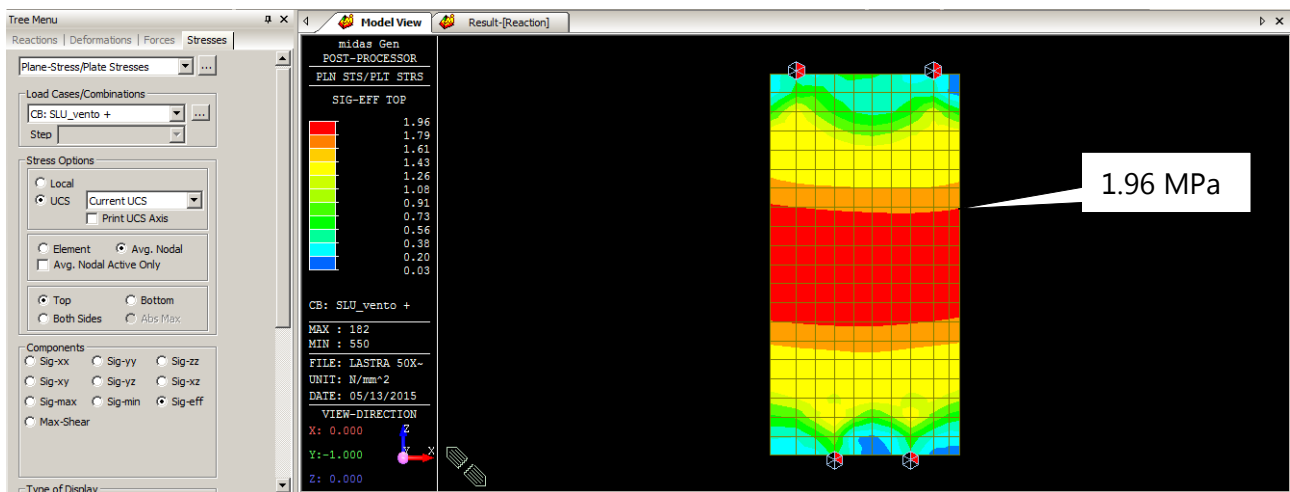


Figura 23. Tensione efficace agente su lastra (valori espressi in MPa). Scenario 1_Combinazione 1

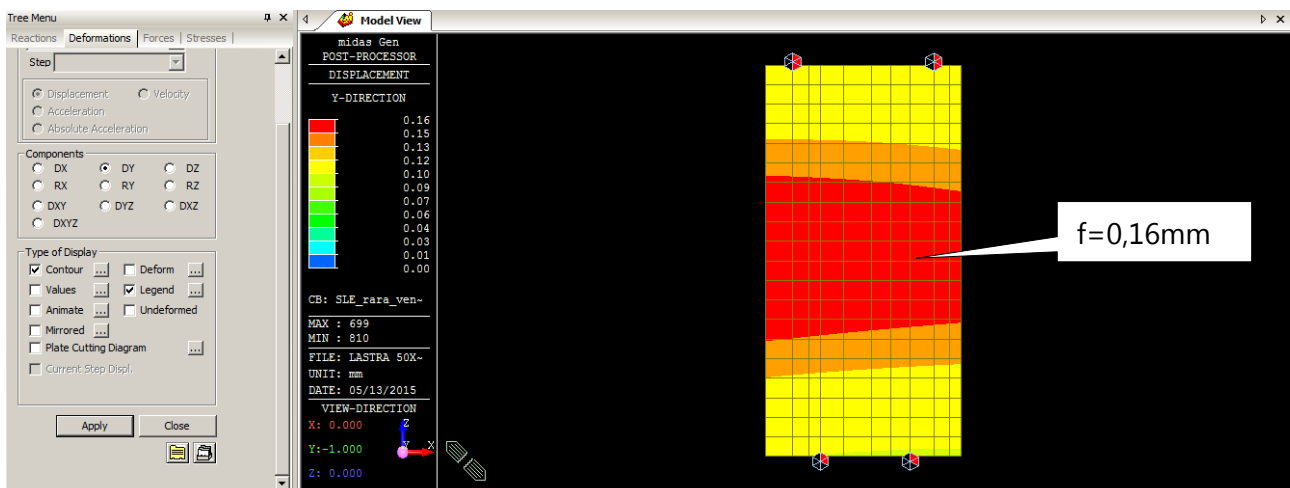


Figura 24. Freccia massima in direzione perpendicolare alla lastra (valori espressi in mm). Scenario 1_Esercizio_combinazione 5

$$\sigma_{am} = \sigma_k / \gamma_s = 12,9 / 2,4 = 5,37 \text{ MPa} > \sigma_{agente} = 1,96 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

dove:

- σ_k = 12,9 MPa Resistenza caratteristica a flessione lastra in granito (valore di resistenza caratteristica minimo estrapolato dal rapporto di prova emesso dal Politecnico di Torino (Prot. N. 13628, Certificato n° 17/08/2010)
- γ_s = 2,4 coefficiente di sicurezza in sezione corrente per materiali lapideo igneo (par. 4.6.1 UNI 11018:2003)

7.1.4 LASTRA 50X100 (IMBOTTI SUPERIORI)

Si analizza la lastra costituente l'imbottitura superiore dei finestrini presenti sui Fronti A e B. Trattasi di lastre aventi dimensioni 50x100x3cm ancorate alla struttura retrostante attraverso 2x3 inserti tipo GSE (cfr. elaborati grafici del Progetto Esecutivo_Dettagli Costruttivi_Nodo 2A). La lastra risulta soggetta al solo peso proprio.

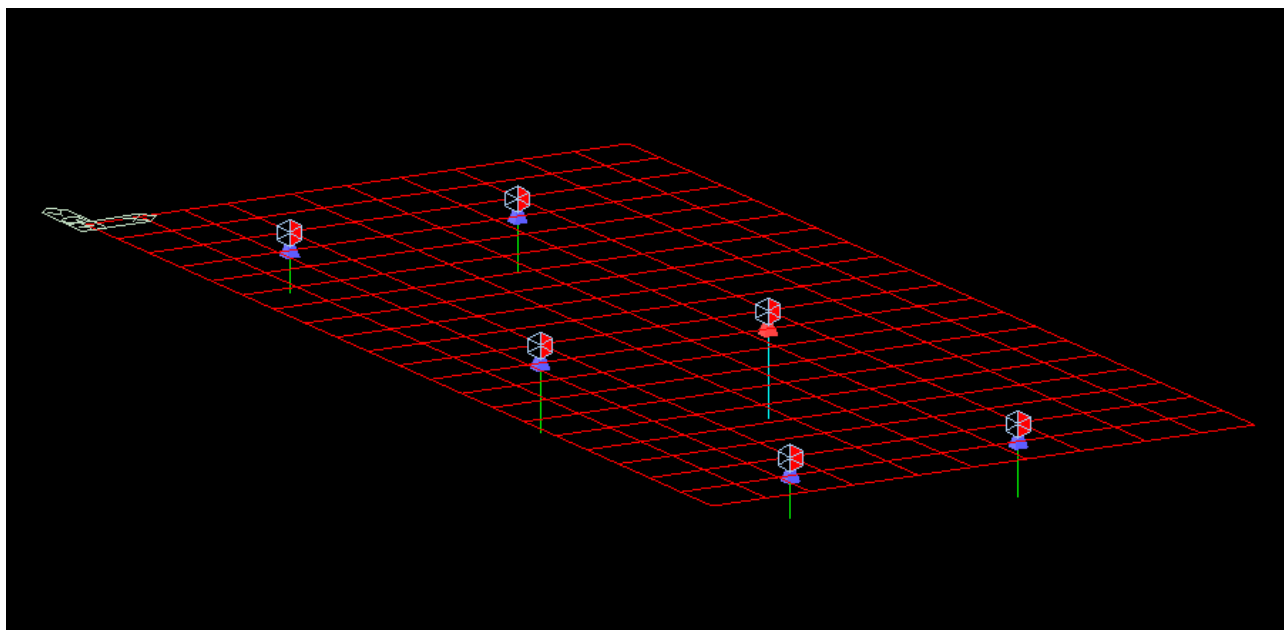
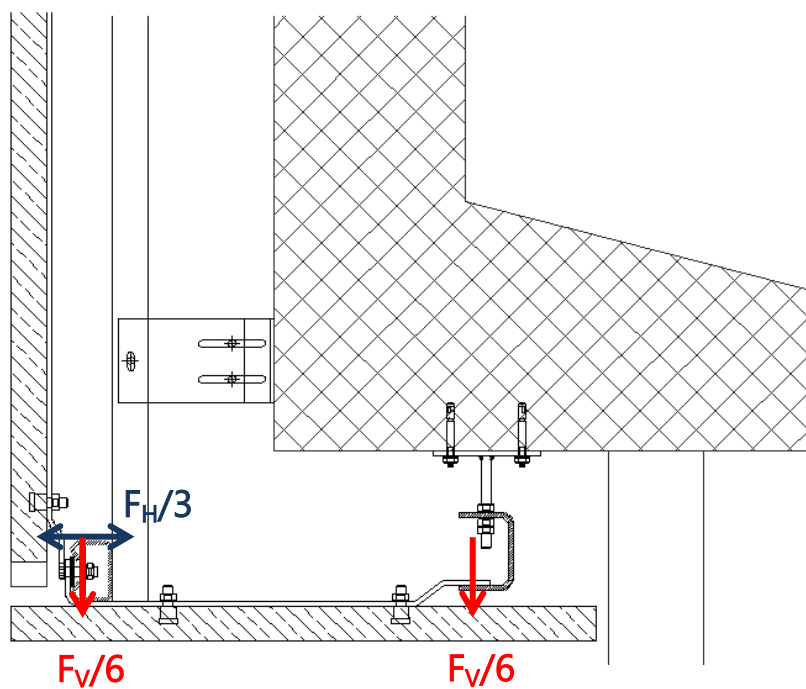


Figura 25. Vincoli esterni su lastra

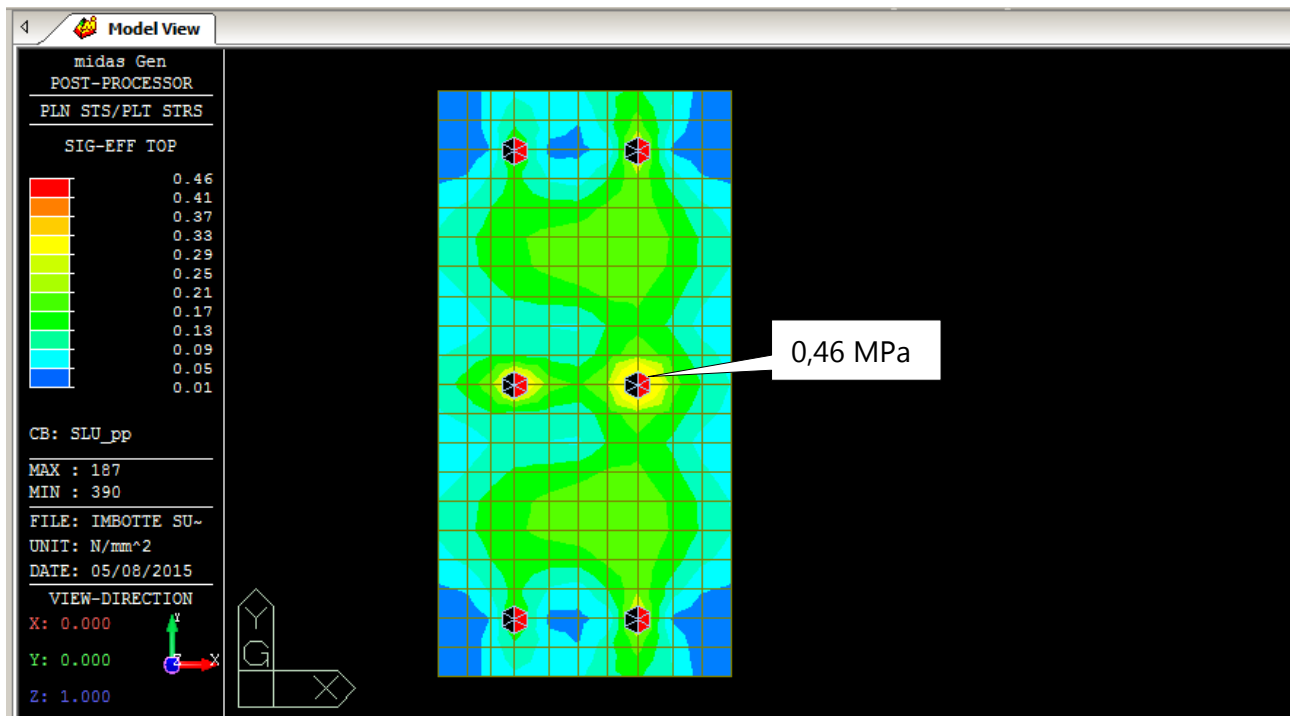


Figura 26. Tensione efficace agente su lastra (valori espressi in MPa).

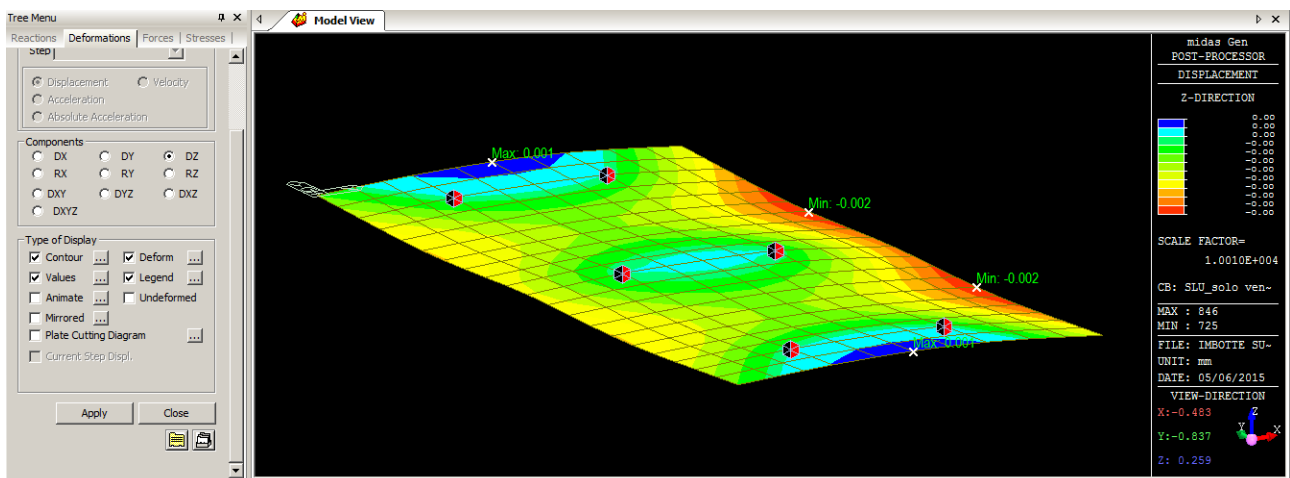


Figura 27. Abbassamento massimo in direzione perpendicolare alla lastra (valori espressi in mm).
Combinazione SLE_rara

$$\sigma_{am} = \sigma_k / \gamma_s = 12,9 / 2,4 = 5,37 \text{ MPa} > \sigma_{agente} = 0,46 \text{ MPa} \quad \text{VERIFICATO}$$

dove:

- σ_k = 12,9 MPa Resistenza caratteristica a flessione lastra in granito (valore di resistenza caratteristica minimo estrapolato dal rapporto di prova emesso dal Politecnico di Torino (Prot. N. 13628, Certificato n° 17/08/2010)
- γ_s = 2,4 coefficiente di sicurezza in sezione corrente per materiali lapideo igneo (par. 4.6.1 UNI 11018:2003)

7.2 INSERTI SU LASTRA

Si considerano i carichi massimi a cui sono soggetti gli inserti in combinazione SLU:

- | | | |
|---------------------------|-----------------------------------|--|
| – $F_{\text{estrazione}}$ | $N_{\text{ed}} = 0,95 \text{ kN}$ | Scenario 1 _ Esercizio_ Combinazione 1 |
| – F_{taglio} | $V_{\text{ed}} = 1,36 \text{ kN}$ | Scenario 4_Attivazione sistema di sicurezza con peso II lastra_ Combinazione 5 |

Azione combinata di taglio e trazione (Scenario2_Esercizio+Peso II lastra_ Attivazione ancoraggi laterali):

- | | |
|---------------------------|-----------------------------------|
| – $F_{\text{estrazione}}$ | $N_{\text{ed}} = 0,71 \text{ kN}$ |
| – F_{taglio} | $V_{\text{ed}} = 0,68 \text{ kN}$ |

Ai fini delle verifica si considera l'utilizzo di inserti sottosquadro a deformazione tipo GSE M8x15 in acciaio insossidabile AISI 304.

Verifica trazione inserto

$$N_{\text{Rd}} = N_{\text{Rk}} / \gamma_{\text{M}}$$

Dove:

- N_{Rd} = Resistenza di progetto di estrazione del perno
- N_{Rk} = 9,67 kN (Rapporto di Prova Politecnico di Torino (Certificato n° 17/08/2010))
- γ_{M} = 3.6 coefficiente di sicurezza (par. 4.6 - UNI 11018:2003)

$$N_{\text{Rd}} = 2,68 \text{ kN} > N_{\text{ed}} = 0,95 \text{ kN}$$

VERIFICATO

Verifica taglio su inserto

$$V_{\text{Rd}} = V_{\text{Rk}} / \gamma_{\text{M}}$$

Dove:

- V_{Rk} Resistenza di progetto di taglio su perno
- $V_{\text{u5\%}}$ = 11,28 kN (Rapporto di Prova Politecnico di Torino (Certificato n° 17/08/2010))
- γ_{M} = 3,6 coefficiente di sicurezza (par. 4.6 - UNI 11018:2003).

$$V_{\text{Rd}} = 3,13 \text{ kN} > V_{\text{ed}} = 1,36 \text{ kN}$$

VERIFICATO

Verifica sollecitazione combinata taglio e trazione su inserto

$$V_{\text{ed}} / V_{\text{Rd}} + N_{\text{ed}} / N_{\text{Rd}} < 1,2 \quad 0,48 < 1,2$$

VERIFICATO

8 VERIFICA SOTTOSTRUTTURA TIPO

8.1 LAME DI ANCORAGGIO LASTRE

8.1.1 LAMA PRINCIPALE ANCORATA SU LASTRA- ELEMENTO 8

Si è svolta l'analisi delle tensioni agenti sulla lama. L'elemento è stato modellato su Software ad Elementi Finiti mediante elementi mesh a 4 nodi aventi dim. pari a 50x50mm. I vincoli esterni (inserti di ancoraggio con la lastra) impediscono i movimenti in direzione x-y ed in direzione z (inserto superiore).

In condizioni di esercizio la lastra risulta essere soggetta al carico verticale (peso proprio lastre-ancoraggio superiore) ed al carico orizzontale (forza del vento-ancoraggio inferiore).

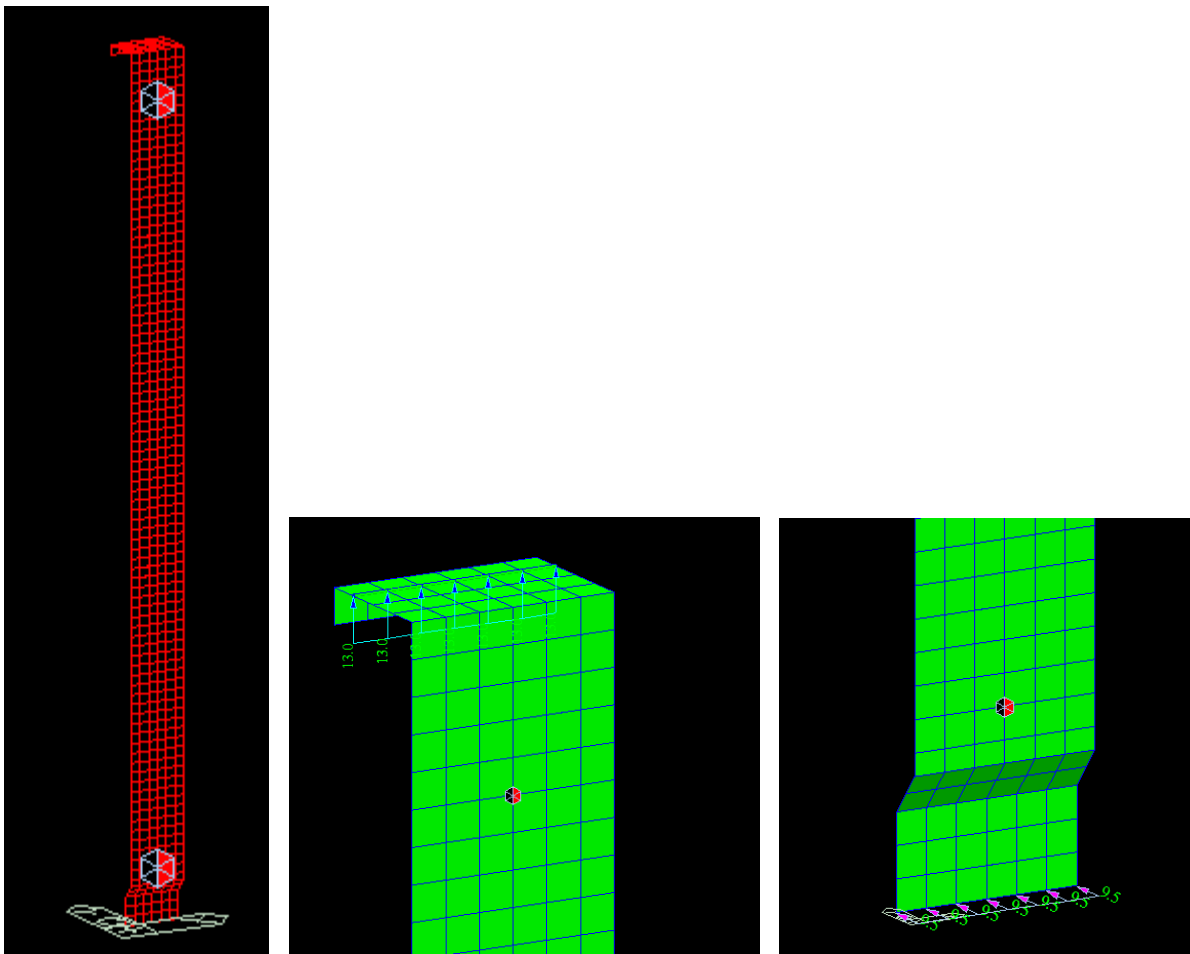


Figura 28. Modello di calcolo. Vista generale e viste particolari (nodo superiore e nodo inferiore)

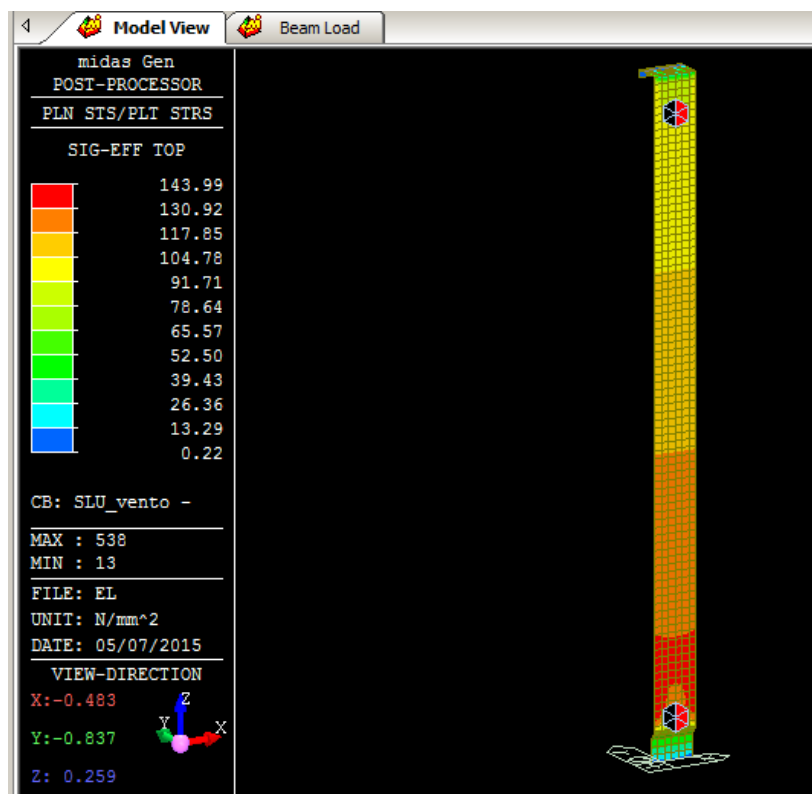


Figura 29. Tensioni efficaci agenti in Scenario 1_esercizio_combinazione 1(valori espressi in MPa)

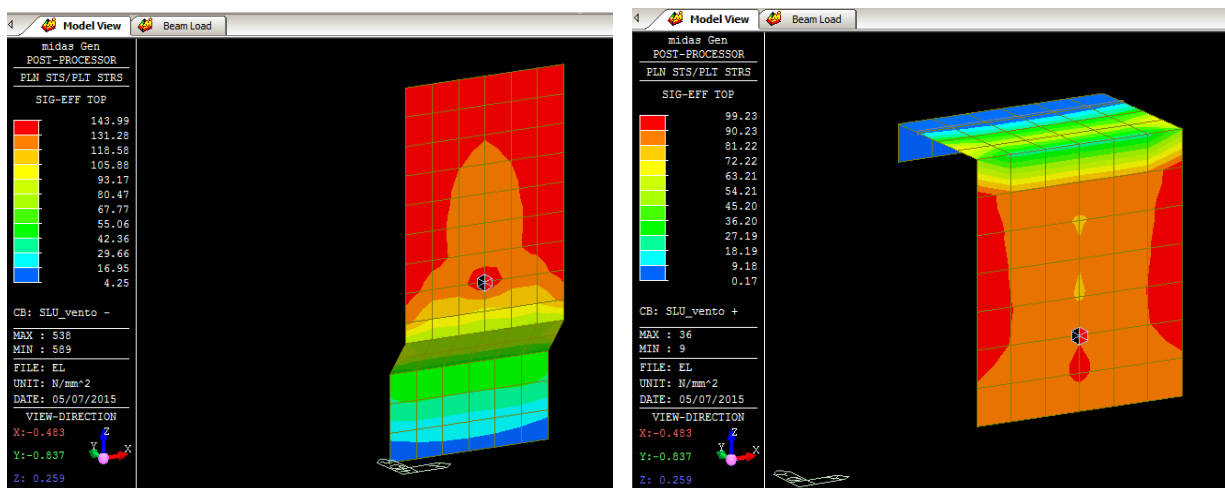


Figura 30. Tensioni efficaci agenti nelle parti inferiori e superiori della lama_combinazione 1 (valori espressi in MPa)

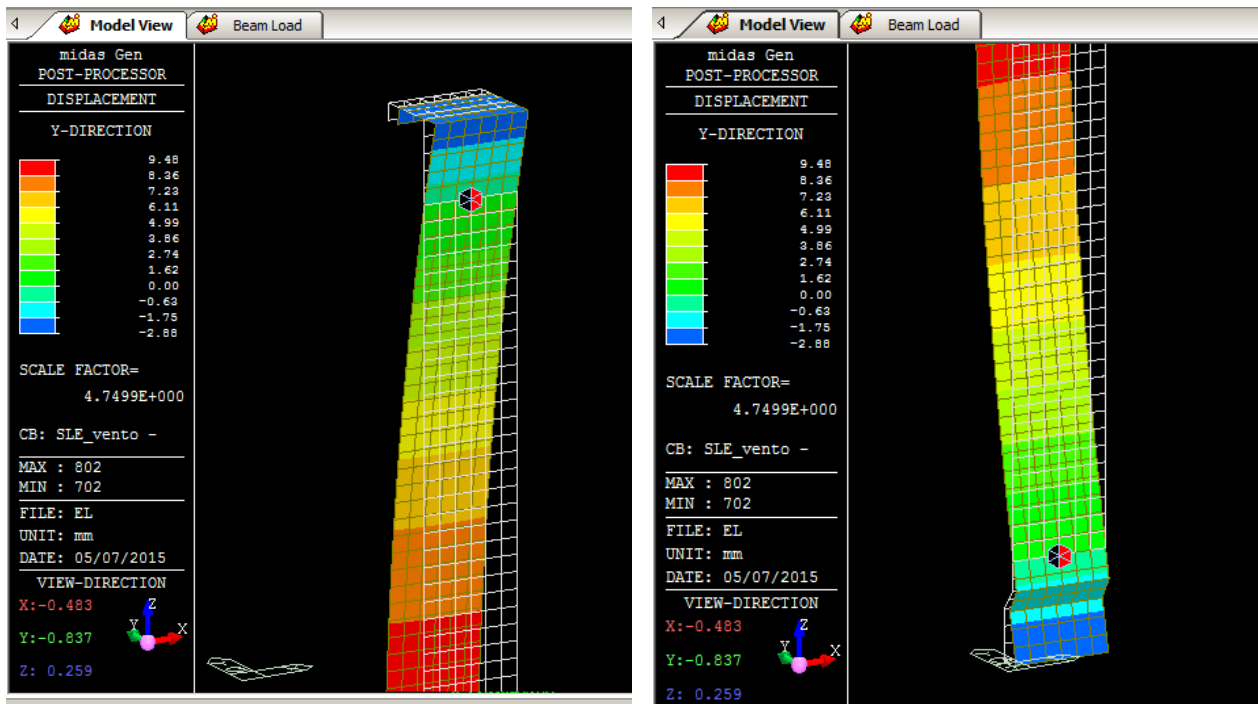


Figura 31. Deformata (valori espressi in mm). Scenario 1_esercizio_combinazione 5 (valori espressi in MPa)

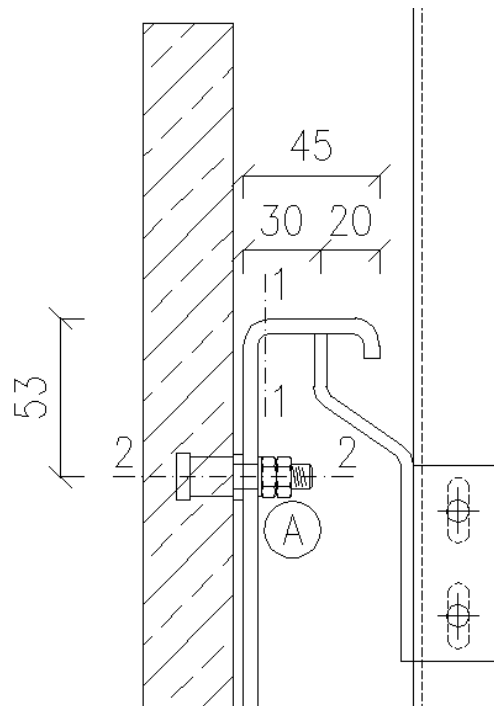


Figura 32. Sezione su inserto superiore

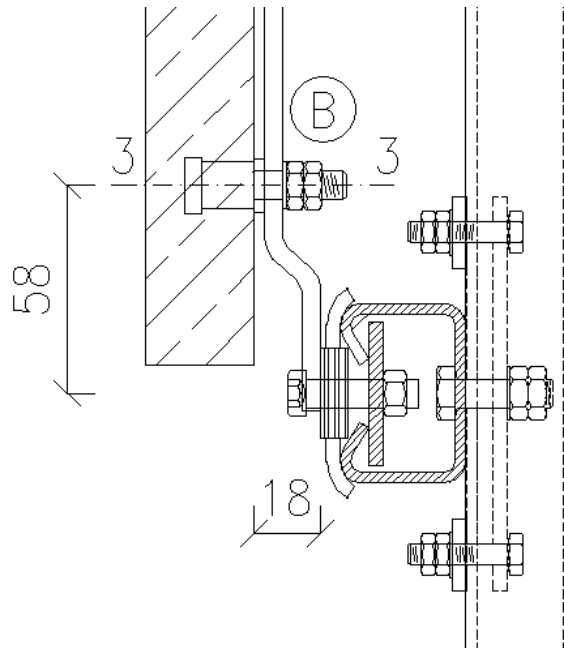


Figura 33. Sezione su inserto inferiore

– Spessore lama h	5 mm
– Larghezza lama b	60 mm
– Sezione lorda	300 mm ²
– Sezione netta su (A) (foro $\phi_0 = 9\text{mm}$)	255 mm ²
– Sezione netta su (B) (foro $\phi_0 = 9\text{mm}$)	255 mm ²
– Modulo di resistenza elastico ($b \cdot h^2 / 6$)	250 mm ³
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa

Verifica sezione 1-1

– T_{agente}	0,78 kN	Scenario 1_combinazione SLU
– Braccio a	30 mm	
– M_{agente}	23400 Nmm	
– σ_{agente}	94 MPa	
– τ_{agente}	2,6 MPa	
– $M_{\text{resistente}}$	47727 Nmm	> M_{agente} VERIFICATO
– $T_{\text{resistente}}$	33,06 kN	> T_{agente} VERIFICATO
– $\sqrt{(\sigma_{\text{agente}}^2 + 3 \cdot \tau_{\text{agente}}^2)}$	94,10 MPa	< f_{yd} VERIFICATO

Verifica sezione 2-2

– N_{agente}	0,78 kN	Scenario 1_combinazione SLU
– M_{agente}	23400 Nmm	
– $M_{\text{resistente}}$	47727 Nmm	> M_{agente} VERIFICATO
– $N_{\text{resistente}} = \min(N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$	57,27 kN	> N_{agente} VERIFICATO
– $M_{ag} / M_{res} + (N_{ag} / N_{res})^2$	0,50 < 1	VERIFICATO

Verifica sezione 3-3

– T_{agente}	0,59 kN	Scenario 1_combinazione SLU	
– Braccio a	58 mm		
– M_{agente}	34220 Nmm		
– σ_{agente}	137 MPa		
– τ_{agente}	1.9 MPa		
– $M_{resistente}$	47727 Nmm	$> M_{agente}$	VERIFICATO
– $T_{resistente}$	33,06 kN	$> T_{agente}$	VERIFICATO
– $\sqrt{(\sigma_{agente}^2 + 3 \cdot \tau_{agente}^2)}$	138 MPa	$< f_{yd}$	VERIFICATO

Verifica unione bullonata A (unione soggetta a taglio)

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	0,78 kN	Scenario 1_combinazione SLU	
– Bullone	M8		
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)		
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)		
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)		
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)		
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)		
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa		
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)		
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²		
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1,25 (UNI EN 1993-1-4:2007)		
– $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN	taglio su bullone	
– $F_{b,Rd} = 0.8 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{u,red} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$	18,53 kN	rifollamento piatto	
– $F_{v,Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$	11,71	$> V_{ed}$	VERIFICATO

Verifica unione bullonata B (unione soggetta a trazione)

– $F_{t,ed}$ agente su num. 1 bullone	0,59 kN	Scenario 1_combinazione SLU	
– Bullone	M8		
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)		
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)		
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)		
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)		
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)		
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa		
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)		
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²		
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)		
– $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	21,08 kN	trazione su bullone	
– $B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$	20,58 kN	punzonamento piatto	
– $F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})$	20,58	$> F_{t,ed}$	VERIFICATO

8.1.2 LAMA SECONDARIA ANCORATA SU LASTRA- ELEMENTO 7

Si è svolta l'analisi delle tensioni agenti sulla lama. L'elemento è stato modellato su Software ad Elementi Finiti mediante elementi mesh a 4 nodi aventi dim. pari a 50x50mm. I vincoli esterni (num. 2 inserti di ancoraggio su lastra) impediscono i movimenti nelle 3 direzioni.

In condizioni di esercizio la lastra risulta essere soggetta al carico orizzontale (forza del vento).
Si valutano anche le tensioni agenti sulla lama in Scenario 4 (attivazione sistemi di sicurezza per cedimento ancoraggi centrali), in questo caso la lama risulta essere soggetta a carico verticale (peso delle lastre).

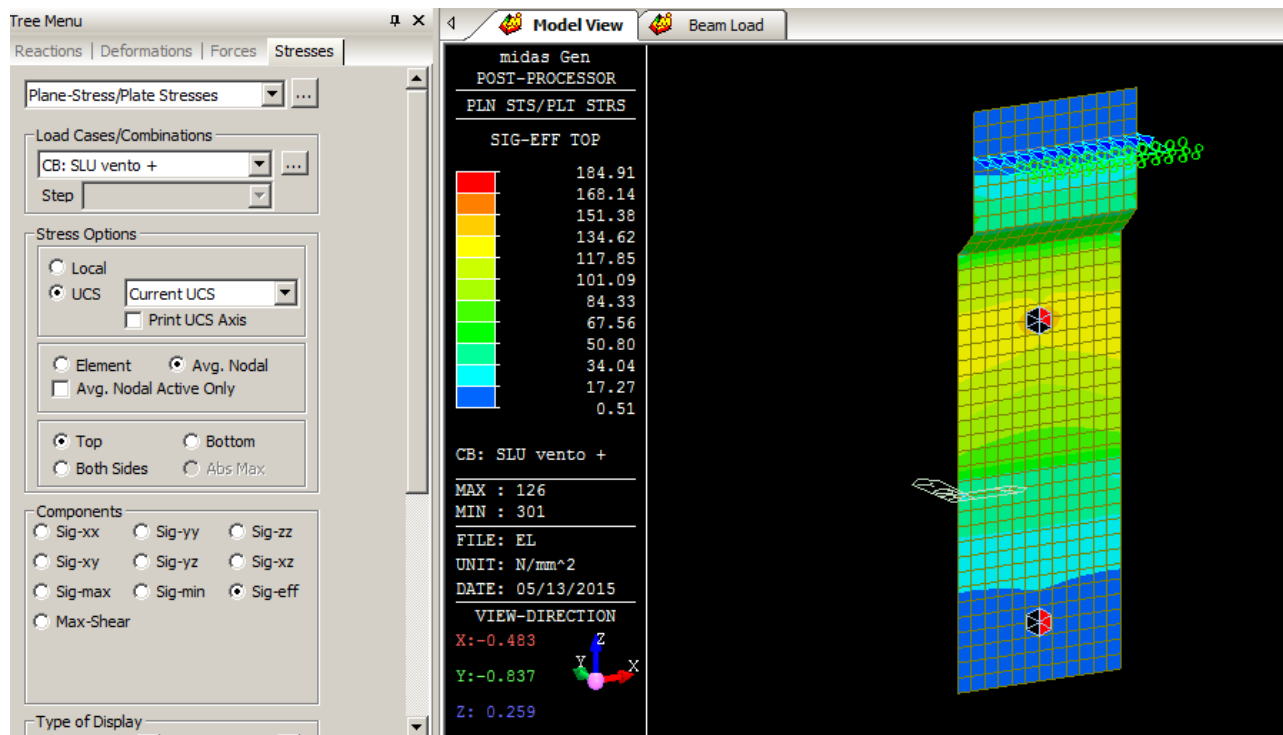


Figura 34. Tensioni efficaci agenti in Scenario 1_esercizio_combinazione 1 (valori espressi in MPa)

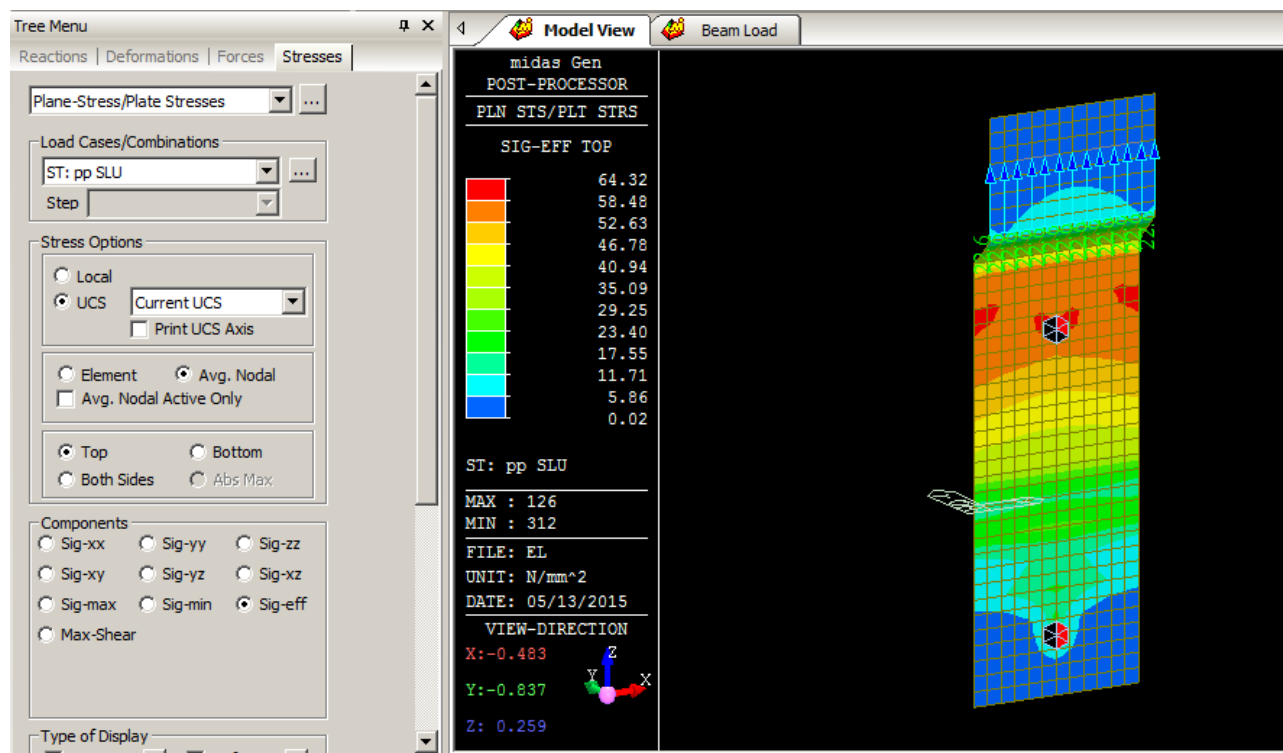


Figura 35. Tensioni efficaci agenti in Scenario 4_attivazione sistema di sicurezza_combinazione 1 (valori espressi in MPa).

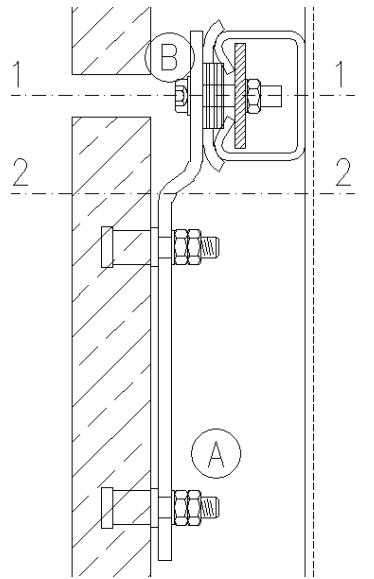


Figura 36. Sezione

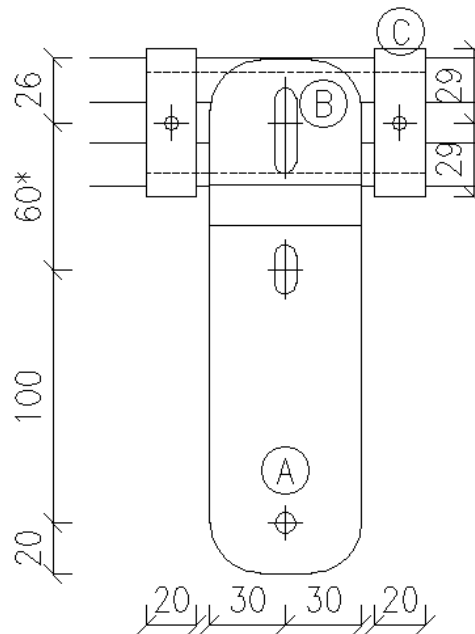


Figura 37. Vista Frontale

– Spessore lama h	5 mm
– Larghezza lama b	60 mm
– Sezione lorda	300 mm ²
– Sezione netta su (A) (foro $\phi_0 = 9\text{mm}$)	255 mm ²
– Sezione netta su (B) (foro $\phi_0 = 9\text{mm}$)	255 mm ²
– Modulo di resistenza elastico ($b \cdot h^2 / 6$)	250 mm ³
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa

Verifica sezione 1-1

– N_{agente}	1,36 kN Scenario 4_combinazione SLU	
– $N_{\text{resistente}} = \min (N_{\text{pl,Rd}}, N_{\text{u,Rd}})$	57,20 kN > N_{agente}	VERIFICATO

Verifica sezione 2-2

– T_{agente}	0,58 kN Scenario 1_combinazione SLU	
– Braccio a	58 mm	
– M_{agente}	33640 Nmm	
– σ_{agente}	135 MPa	
– τ_{agente}	1,9 MPa	
– $M_{\text{resistente}}$	47727 Nmm > M_{agente}	VERIFICATO
– $T_{\text{resistente}}$	33,06 kN > T_{agente}	VERIFICATO
– $\sqrt{(\sigma_{\text{agente}}^2 + 3 * \tau_{\text{agente}}^2)}$	136 MPa < f_{yd}	VERIFICATO

Verifica unione bullonata A (unione soggetta a trazione)

– $F_{t,ed}$ agente su num. 1 bullone	0,95 kN Scenario 1_combinazione SLU	
– Bullone	M8	
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)	
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)	
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)	
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa	
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)	
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²	
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)	
– $F_{t,Rd} = 0.9 * f_{ub} * A_{res} / \gamma_{M2}$	21,08 kN trazione su bullone	
– $B_{p,Rd} = 0.6 * \pi * d_m * t_p * f_{tk} / \gamma_{M2}$	16,46 kN punzonamento piatto	
– $F_{t,Rd} = \min (F_{t,Rd}, B_{p,Rd})$	16,46 > $F_{t,ed}$	VERIFICATO

Verifica unione bullonata A (unione soggetta a taglio)

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	1,36 kN Scenario 4_combinazione SLU	
– Bullone	M8	
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)	
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)	
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)	
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa	
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)	
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²	
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)	
– $F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN taglio su bullone	
– $F_{b,Rd} = 0.8 * (k * \alpha * f_{u,red} * d * t / \gamma_{M2})$	19,76 kN rifollamento piatto	
– $F_{v,Rd} = \min (F_{v,Rd}, F_{b,Rd})$	11,71 > V_{ed}	VERIFICATO

Verifica unione bullonata A (unione soggetta a trazione e taglio)

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	0,68 kN Scenario 2_combinazione SLU	
-------------------------------------	-------------------------------------	--

– $F_{t,ed}$ agente su num. 1 bullone	0,71 kN Scenario 2_combinazione SLU	
– Bullone	M8	
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)	
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)	
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)	
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa	
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)	
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²	
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)	
– $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN taglio su bullone	
– $F_{b,Rd} = 0.8 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{u,red} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2})$	19,76 kN rifollamento piatto	
– $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	21,08 kN trazione su bullone	
– $B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$	16,46 kN punzonamento piatto	
– $F_{v,Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$	11,71 > V_{ed}	VERIFICATO
– $F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})$	16,46 > $F_{t,ed}$	VERIFICATO
– $V_{ed} / F_{v,Rd} + F_{t,ed} / 1.4 F_{t,Rd}$	0,11 < 1	VERIFICATO

Verifica unione bullonata B (unione soggetta a trazione)

– $F_{t,ed}$ agente su num. 1 bullone	0,58 kN Scenario 1_combinazione SLU	
– Bullone	M8	
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)	
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)	
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)	
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa	
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)	
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²	
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)	
– $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	21,08 kN trazione su bullone	
– $B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$	16,46 kN punzonamento piatto	
– $F_{t,Rd} = \min(F_{t,Rd}; B_{p,Rd})$	21,08 > $F_{t,ed}$	VERIFICATO

Verifica unione bullonata B (unione soggetta a taglio)

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	1,36 kN Scenario 4_combinazione SLU	
– Bullone	M8	
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)	
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)	
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)	
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa	
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)	
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²	
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)	

– $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN	taglio su bullone
– $F_{b,Rd} = 0.6 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{u,red} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$	11,86 kN	rifollamento piatto 110x40x4
– $F_{v,Rd} = \min (F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$	11,71 > V_{ed}	VERIFICATO

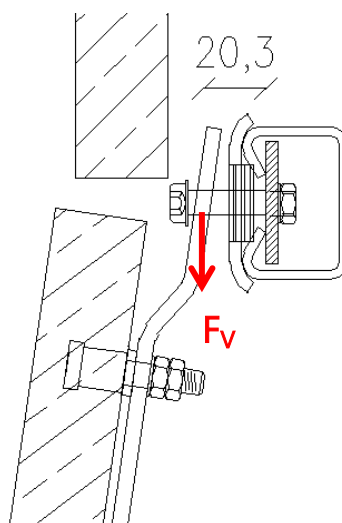
Verifica unione bullonata C (connessione ad attrito)

Si considera la sforzo agente su un singolo bullone M6 soggetto alla seguente forza di taglio:

– $F_{t,ed}$ agente su num. 1 bullone	0,29 kN	Scenario 1_combinazione SLU
– Bullone	M6	
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)	
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)	
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)	
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa	
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)	
– A_{res} (Bullone M6)	20,1 mm ²	
– Superfici di scorrimento n	2	
– μ	0,2	
– K_s	0,63 (UNI EN 1993-1-8:2005)	
– Precarico su bullone M6 $F_{p,c}$	7,39 kN (UNI EN 3506-1:2010)	
– Coefficiente di sicurezza γ_{M3}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)	
– $F_{s,Rd} = K_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,c} / \gamma_{M3}$	1,48 kN	resistenza allo scorrimento
– $F_{s,Rd}$	> $F_{t,ed}$	VERIFICATO

Verifica vite M8-manutenzione ordinaria

Si verifica la vite M8 superiore (sistema di backup) in fase di manutenzione ordinaria (apertura a vasistas della lastra, cfr. documento Specifiche e Prescrizioni tecniche allegato al presente PE).



– Spessore lama h	5 mm
– Larghezza lama b	60 mm
– Sezione efficace (Vite M8)	36,6 mm ²
– Modulo di resistenza elastico ($b \cdot h^2 / 6$)	50,26 mm ³
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)

– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)		
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)		
– F_V	0,50 kN Comb. SLE _ solo p.proprio lastra 4mm		
– Braccio a	25 mm		
– M_{agente}	12500 Nmm		
– σ_{agente}	248 MPa		
– τ_{agente}	13,66 MPa		
– $M_{resistente}$	27414 Nmm	$> M_{agente}$	VERIFICATO
– $T_{resistente}$	11,56 kN	$> T_{agente}$	VERIFICATO
– $\sqrt{(\sigma_{agente}^2 + 3 \cdot \tau_{agente}^2)}$	250 MPa	$< f_{yb}$	VERIFICATO

8.1.3 MENSOLA DI APPOGGIO SU MONTANTE - ELEMENTO 5

Si è svolta l'analisi delle tensioni agenti sulla mensola avente spessore 4mm. L'elemento è stato modellato su Software ad Elementi Finiti mediante elementi mesh a 4 nodi aventi dim. pari a 50x50mm. I vincoli esterni (num. 2+2 bulloni M6-collegamento ad attrito su montanti sottostruttura) impediscono i movimenti nelle 3 direzioni.

In condizioni di esercizio la lastra risulta essere soggetta al carico verticale (peso proprio delle lastre).

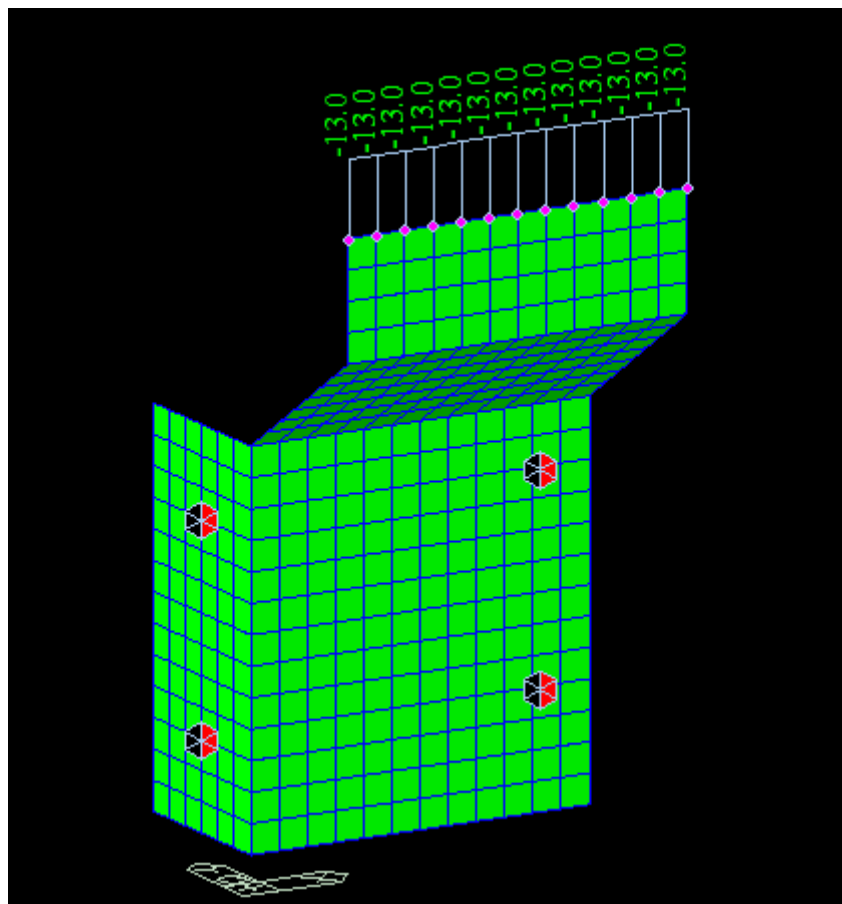


Figura 38. Modellazione Mensola per appoggio lastre

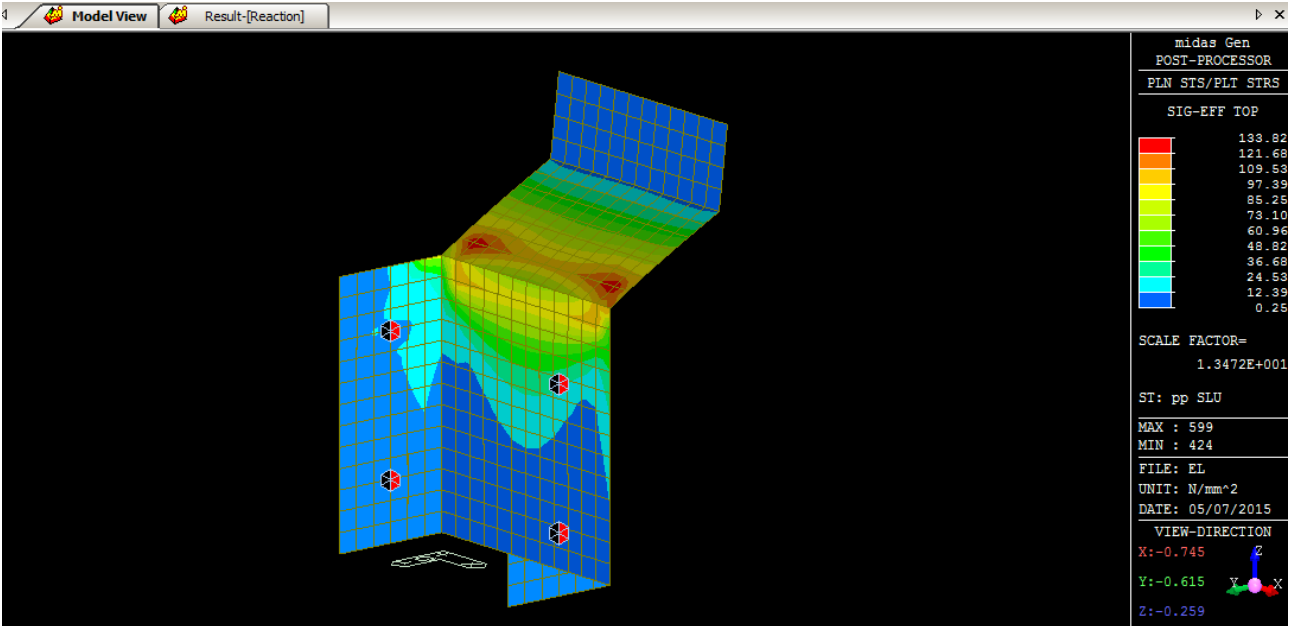


Figura 39. Tensioni efficaci agenti in Scenario 2_esercizio_combinazione 1 (valori espressi in MPa)

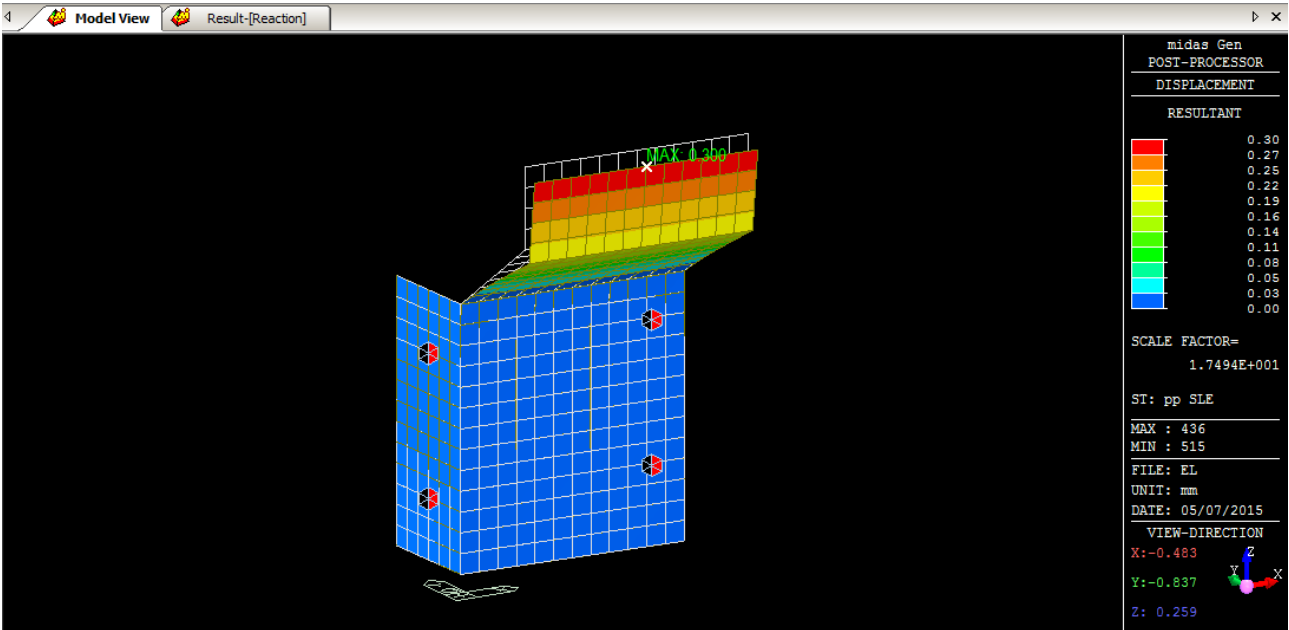


Figura 40. Abbassamenti massimi (valori espressi in mm)_Scenario 2_esercizio_combinazione 13

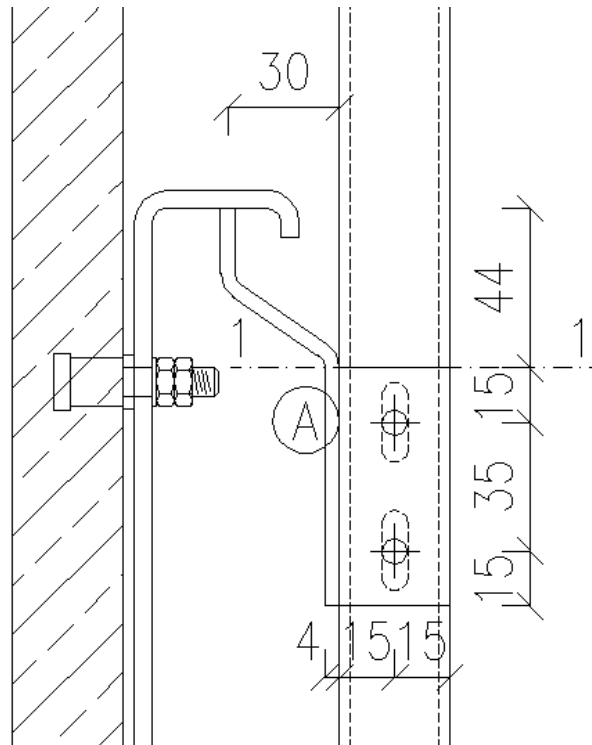


Figura 41. Sezione

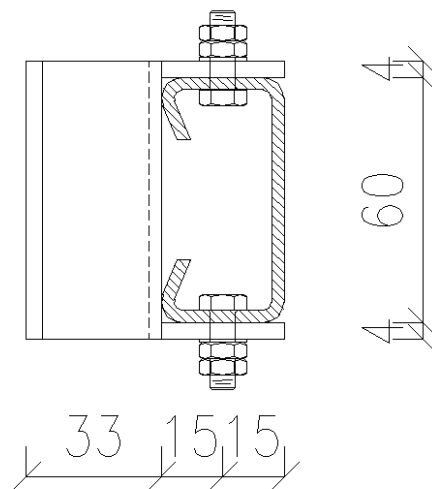


Figura 42. Pianta

- | | |
|---|----------------------------|
| – Spessore mensola h | 4 mm |
| – Larghezza mensola b | 60 mm |
| – Sezione lorda | 240 mm ² |
| – Modulo di resistenza elastico ($b \cdot h^2 / 6$) | 160 mm ³ |
| – Coefficiente di sicurezza γ_{M0} | 1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007) |
| – f_{tk} tensione di rottura caratteristica | 520 MPa |
| – f_{yk} tensione di snervamento caratteristica | 210 MPa |
| – f_{yd} tensione di snervamento di progetto | 191 MPa |

Verifica sezione 1-1

- | | |
|----------------|-------------------------------------|
| – T_{agente} | 0,71 kN Scenario 2_combinazione SLU |
|----------------|-------------------------------------|

– Braccio a	30 mm		
– M_{agente}	21400 Nmm		
– σ_{agente}	146 MPa		
– τ_{agente}	3,25 MPa		
– $M_{resistente}$	27781 Nmm	$> M_{agente}$	VERIFICATO
– $T_{resistente}$	26,45 kN	$> T_{agente}$	VERIFICATO
– $\sqrt{(\sigma_{agente}^2 + 3 \cdot \tau_{agente}^2)}$	146 MPa	$< f_{yd}$	VERIFICATO

Verifica unione bullonata A (connessione ad attrito)

Si considera il singolo bullone soggetto alla seguente forza di taglio:

$$V_{ed} = T_{agente}/4 + (M_{agente}/35)/2 = 0,49 \text{ kN}$$

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	0,49 kN Scenario 1_combinazione SLU
– Bullone	M6
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)
– A_{res} (Bullone M6)	20,1 mm ²
– Superfici di scorrimento n	1
– μ	0,2
– K_s	0,63 (UNI EN 1993-1-8:2005)
– Precarico su bullone M6 $F_{p,c}$	7,39 kN (UNI EN 3506-1:2010)
– Coefficiente di sicurezza γ_{M3}	1,25 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– $F_{s,Rd} = K_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,c} / \gamma_{M3}$	0,74 kN resistenza allo scorrimento
– $F_{s,Rd}$	0,74 $> V_{t,ed} = 0,49$ VERIFICATO

8.2 TRAVERSO SOTTOSTRUTTURA (MODULO TIPO)

Si considera il traverso tipo della sottostruttura di sostegno vincolato a num. 2 montanti per mezzo di unioni bullonate ad attrito.

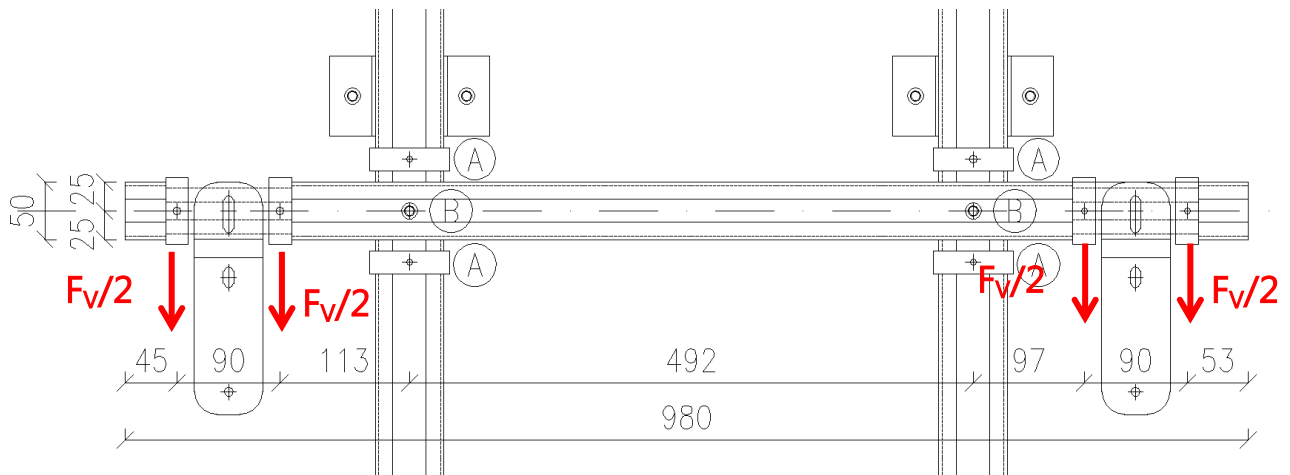


Figura 43. Vista Frontale su traverso_Schema di calcolo

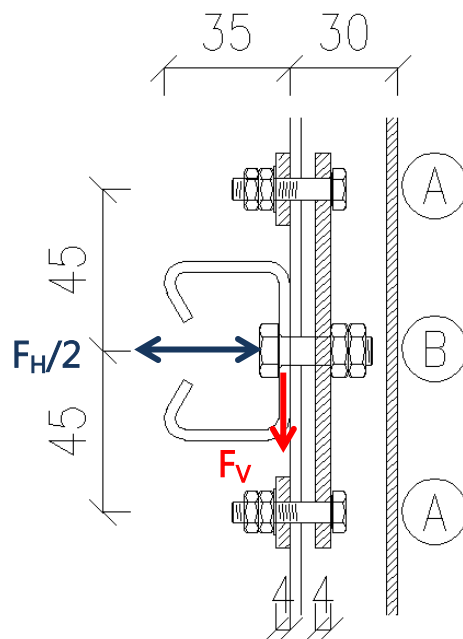
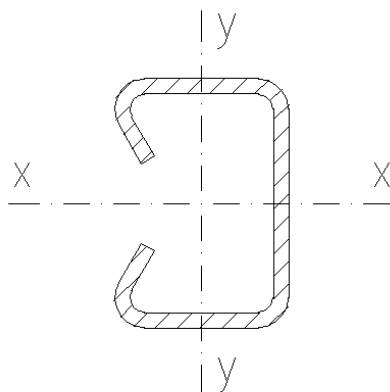


Figura 44. Unione ad attrito montante/traverso



Verifiche traverso

- Altezza h 50 mm
- Larghezza b 35 mm
- Spessore s 3 mm

– Sezione lorda trasversale	406,39 mm ²		
– Modulo di inerzia asse x-x	144990,8992 mm ⁴		
– Modulo di inerzia asse y-y	64676,677 mm ⁴		
– Modulo di resistenza elastico asse x-x	5799 mm ³		
– Modulo di resistenza elastico asse y-y	3299 mm ³		
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)		
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa		
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa		
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa		
– F_V	1,36 kN Scenario 4_combinazione SLU		
– F_H	0,58 kN Scenario 1_combinazione SLU		
– $M_{xx, agente}$	214880 Nmm		
– $M_{yy, agente}$	91640 Nmm		
– $T_{max, agente}$	1,36 kN		
– $M_{xx, resistente}$	1107081 Nmm	$> M_{agente}$	VERIFICATO
– $M_{yy, resistente}$	629809 Nmm	$> M_{agente}$	VERIFICATO
– Area resistente a taglio $1,04 \cdot h \cdot s$	156 mm ²		
– $T_{resistente}$	17,19 kN	$> T_{agente}$	VERIFICATO
– $\sqrt{(\sigma_{xx, agente})^2 + 3 \cdot \tau_{agente}^2}$	37 MPa	$< f_{yd}$	VERIFICATO
– Freccia orizzontale massima (fuori piano)	0,20 mm	$< 1/100 L = 2,48 \text{ mm}$	VERIFICATO
– Abbassamento verticale massimo	0,44 mm	$< 1/300 L = 0,82 \text{ mm}$	VERIFICATO

Verifica unione bullonata B (unione soggetta a trazione)

– $F_{t, ed}$ agente su num. 1 bullone	0,58*2=1,16 kN Scenario 1_combinazione SLU		
– Bullone	M8		
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)		
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)		
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)		
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)		
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)		
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa		
– $f_{u, red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)		
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²		
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)		
– $F_{t, Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	21,08 kN trazione su bullone		
– $B_{p, Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$	16,46 kN punzonamento piatto		
– $F_{t, Rd} = \min(F_{t, Rd}; B_{p, Rd})$	16,46	$> F_{t, ed}$	VERIFICATO

Verifica unione bullonata B (unione soggetta a taglio)

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	1,36 kN Scenario 4_combinazione SLU		
– Bullone	M8		
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)		
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)		
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)		
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)		

– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN taglio su bullone
– $F_{b,Rd} = 0.6 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{u,red} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$	11,86 kN rifollamento piatto 110x40x4
– $F_{v,Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$	11,71 > V_{ed} VERIFICATO

Si considera il momento parassita dovuto all'eccentricità del carico rispetto al piatto sp.4mm collocato all'interno del momante. Il gambo del bullone M8 risulta pertanto soggetto a momento flettente pari a:

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	1,36 kN Scenario 4_combinazione SLU
– Braccio a	7,2 mm
– M_{agente}	9800 Nmm
– Sezione netta porzione filettata	36,6 mm ²
– Modulo di resistenza elastico	50,26 mm ³
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1,1 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– $M_{resistente}$	27414 Nmm > M_{agente} VERIFICATO

Verifica unione bullonata A (connessione ad attrito)

Si considera la sforzo agente su un singolo bullone M6 soggetto alla seguente forza di taglio:

– $F_{t,ed}$ agente su num. 1 bullone	0,68 kN Scenario 4_combinazione SLU
– Bullone	M6
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)
– A_{res} (Bullone M6)	20,1 mm ²
– Superfici di scorrimento n	2
– μ	0,2
– K_s	0,63 (UNI EN 1993-1-8:2005)
– Precarico su bullone M6 $F_{p,c}$	7,39 kN (UNI EN 3506-1:2010)
– Coefficiente di sicurezza γ_{M3}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– $F_{s,Rd} = K_s \cdot n \cdot \mu \cdot F_{p,c} / \gamma_{M3}$	1,48 kN resistenza allo scorrimento
– $F_{s,Rd}$	> $F_{t,ed}$ VERIFICATO

8.3 MONTANTE SOTTOSTRUTTURA (MODULO TIPO)

Il singolo montante ha una lunghezza pari a circa 3000mm e sostiene, unitamente al montante adiacente, num. 3 lastre in pietra attraverso le mensole di ancoraggio (cfr. par. 8.1.3).

Il montante è vincolato alla retrostruttura esistente in c.a. per mezzo di staffe di ancoraggio

tassellate ai pannelli in c.a.:

- *num. 1 staffa principale*, collocata generalmente in sommità del montante e unita a quest'ultimo mediante num.2+2 bulloni M8. La staffa principale vincola il montante nelle 3 direzioni x,y,z.

- *num. 2 staffe secondarie*, collocate ad interasse 1000mm lungo il montante e unite a quest'ultimo mediante num.1 bullone passante M8. La staffa secondaria vincola il montante nelle direzioni x,y.

Il montante è soggetto ai seguenti carichi:

- *carichi verticali*, trasmessi dalle mensole di appoggio (si considera la forza di trazione ed il momento flettente generato dall'eccentricità del carico su mensola);

- *carichi orizzontali*, trasmessi dai traversi orizzontali posti ad interasse 1000mm sui montanti (cfr. par.8.2);

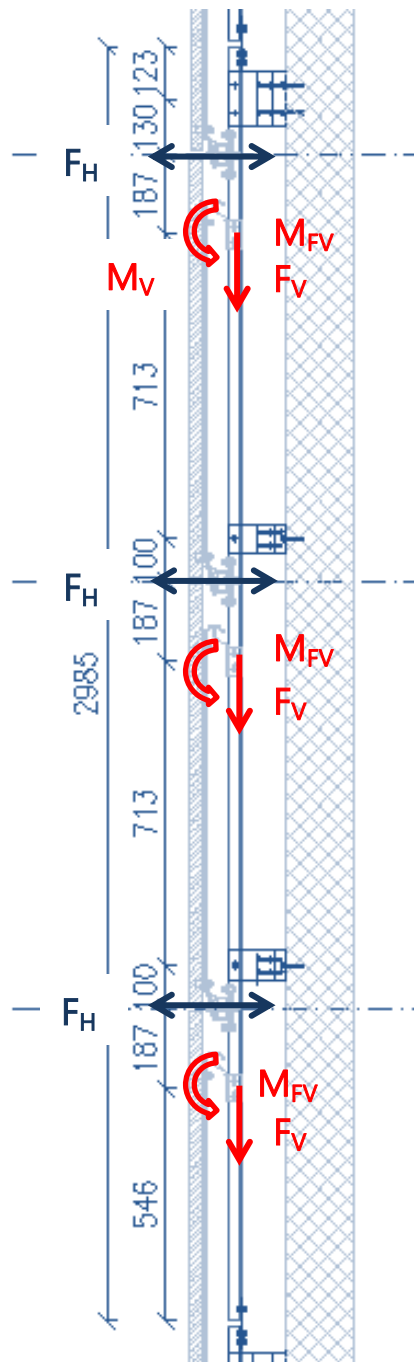
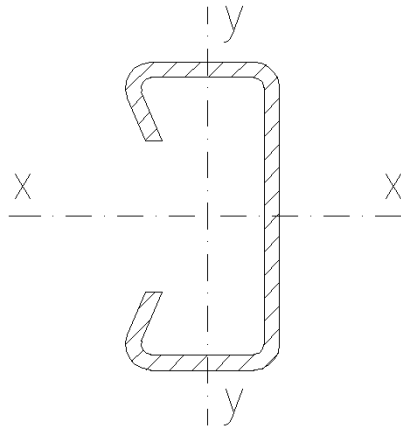


Figura 45. Sezione tipo_Schema di calcolo



Verifiche montante

– Altezza h	60 mm		
– Larghezza b	30 mm		
– Spessore s	3 mm		
– Sezione lorda trasversale	402,68 mm ²		
– Modulo di inerzia asse x-x	205087,69 mm ⁴		
– Modulo di inerzia asse y-y	46873,24 mm ⁴		
– Modulo di resistenza elastico asse x-x	6836 mm ³		
– Modulo di resistenza elastico asse y-y	2589 mm ³		
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)		
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa		
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa		
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa		
– F_V	0,71 kN Scenario 1_combinazione SLU		
– M_{FV}	21300 Nmm Scenario 1_combinazione SLU		
– F_H	0,58*2=1,16 kN Scenario 1_combinazione SLU		
– N_{agente}	2,6 kN (si considera anche il pp sottostruttura)		
– $M_{yy, agente}$	172100 Nmm		
– $T_{max, agente}$	1,16 kN		
– $M_{yy, resistente}$	493690 Nmm	> M_{agente}	VERIFICATO
– Area resistente a taglio $1,04 \cdot h \cdot s$	187 mm ²		
– $T_{resistente}$	20,60 kN	> T_{agente}	VERIFICATO
– $N_{resistente} = \min (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$	76,87 kN	> N_{agente}	VERIFICATO

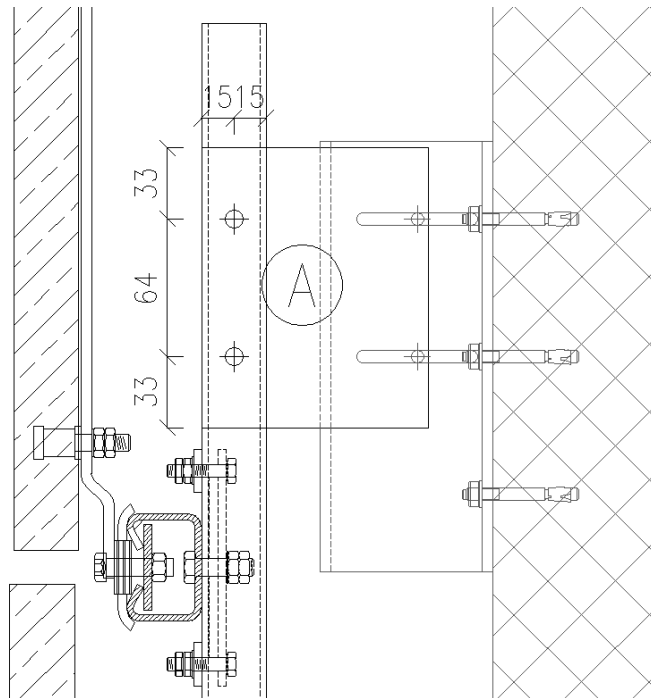


Figura 46. Staffa principale_sezione

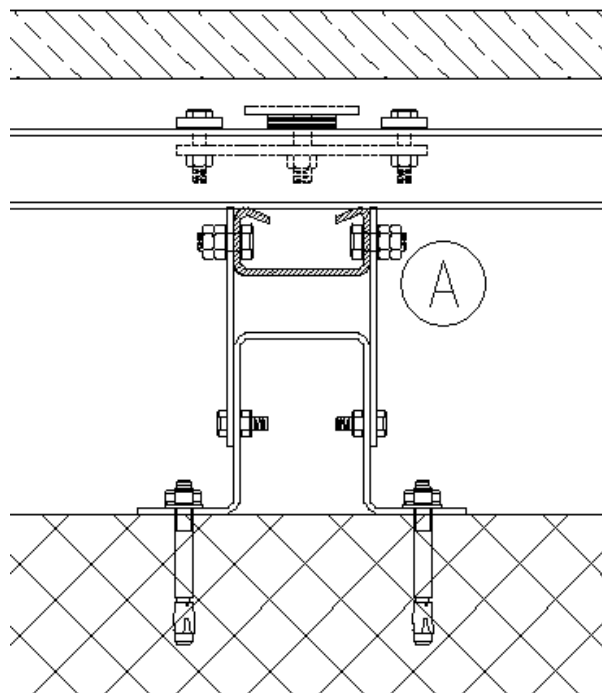


Figura 47. Staffa principale_pianta

Verifica unione bullonata A (unione soggetta a taglio)

Sono presenti num. 2+2 bulloni M8

– $F_{t,ed}$ agente su num. 1 bullone	2,22 kN Scenario 1_combinazione SLU
– Bullone	M8
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)

– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN taglio su bullone
– $F_{b,Rd} = 0.6 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{u,red} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2})$	12 kN rifollamento piatto
– $F_{v,Rd} = \min (F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$	11,71 > V_{ed}

VERIFICATO

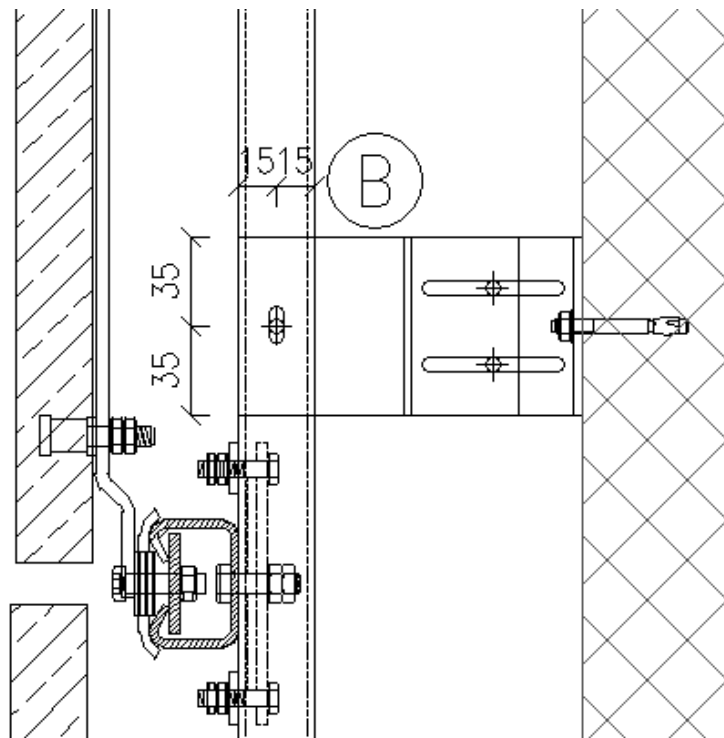


Figura 48. Staffa secondaria_Sezione

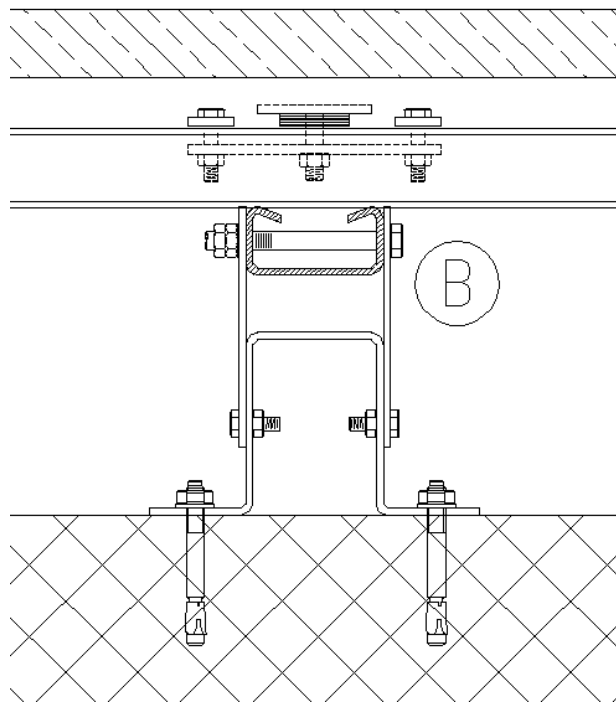


Figura 49. Staffa secondaria_Pianta

Verifica unione bullonata B (unione soggetta a taglio)

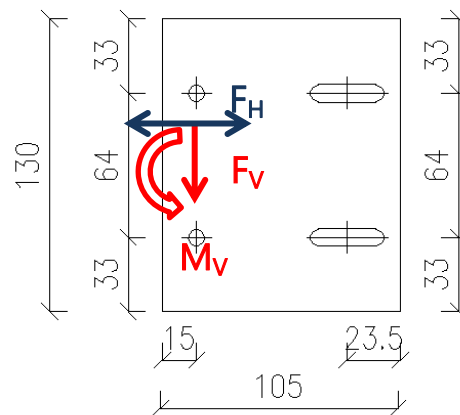
E' presente num. 1 bulloni M8 passante

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	1,16 kN Scenario 1_combinazione SLU
– Bullone	M8
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN taglio su bullone
– $F_{b,Rd} = 0.6 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{u,red} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$	12 kN rifollamento piatto
– $F_{v,Rd} = \min (F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$	11,71 > V_{ed} VERIFICATO

8.4 STAFFE DI ANCORAGGIO SU C.A. (MODULO TIPO)

8.4.1 STAFFA PRINCIPALE

Piatto di collegamento dim. 105x130x3mm



– Altezza h	130 mm
– Larghezza b	105 mm
– Spessore s	3 mm
– Sezione lorda trasversale	390 mm ²
– Modulo di resistenza elastico	8450 mm ³
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– F_V	2,34 kN Scenario 1_combinazione SLU
– M_V	174200 Nmm Scenario 1_combinazione SLU
– F_H	1,16 kN Scenario 1_combinazione SLU
– M_{agente}	431600 Nmm
– $T_{max, agente}$	2,34 kN
– $M_{resistente}$	1613181 Nmm > M_{agente} VERIFICATO
– Area resistente a taglio h*s	187 mm ²
– $T_{resistente}$	20,60 kN > T_{agente} VERIFICATO

Verifica unione bullonata (unione soggetta a taglio)

Sono presenti num. 2+2 bulloni M8

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	4,24 kN Scenario 1_combinazione SLU
– Bullone	M8
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– $F_{v,Rd} = 0.5 * f_{ub} * A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN taglio su bullone
– $F_{b,Rd} = 0.6 * (k * \alpha * f_{u,red} * d * t) / \gamma_{M2}$	12 kN rifollamento piatto
– $F_{v,Rd} = \min (F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$	11,71 > V_{ed} VERIFICATO

Verifica tasselli su c.a.

Si considera a favore di sicurezza la presenza di num. 2+2 tasselli meccanici ad espansione M10 tipo HST-R. Nel progetto prevedere num. 3+3 M10 (cfr. elaborati grafici).

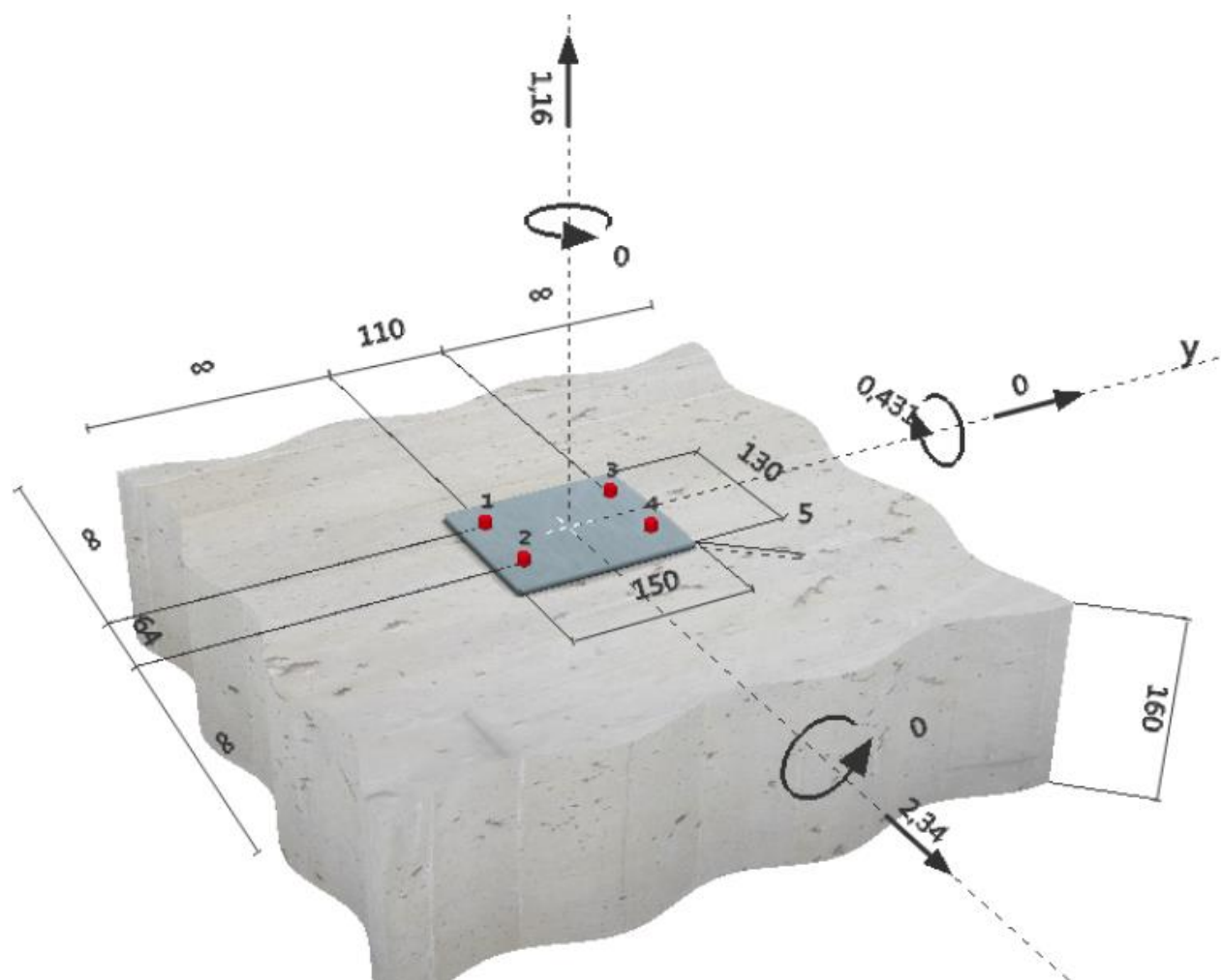


Figura 50. Carichi agenti

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

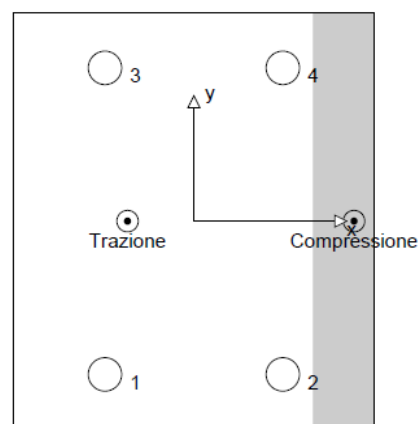
Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	2,666	0,585	0,585	0,000
2	0,388	0,585	0,585	0,000
3	2,666	0,585	0,585	0,000
4	0,388	0,585	0,585	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: 0,10 [‰]
Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: 2,98 [N/mm²]
risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(-24/0): 6,108 [kN]
risultante delle forze di compressione (x/y)=(58/0): 4,948 [kN]



3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	2,666	21,333	13	OK
Rottura per sfilamento*	2,666	6,573	41	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	6,108	21,090	29	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
32,000	1,500	21,333	2,666

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,p}$ [kN]	ψ_c	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
9,000	1,095	1,500	6,573	2,666

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]			
70760	32400	90	180			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
24	0,790	0	1,000	1,000	1,000	7,200
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
18,328	1,500	21,090	6,108			

4 Carico di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.3)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_V [%]	Stato
Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)*	0,585	18,800	4	OK
Rottura dell'acciaio (con braccio di leva)*	N/A	N/A	N/A	N/A
Rottura per pryout**	2,340	53,371	5	OK
Rottura del bordo del calcestruzzo in direzione **	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti specifici)

4.1 Rottura dell'acciaio (senza braccio di leva)

$V_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$V_{Rd,s}$ [kN]	V_{Sd} [kN]
23,500	1,250	18,800	0,585

4.2 Rottura per pryout

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]	k -factor		
70760	32400	90	180	2,000		
$e_{c1,V}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,V}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000	
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c,p}$	$V_{Rd,c1}$ [kN]	V_{Sd} [kN]			
18,328	1,500	53,371	2,340			

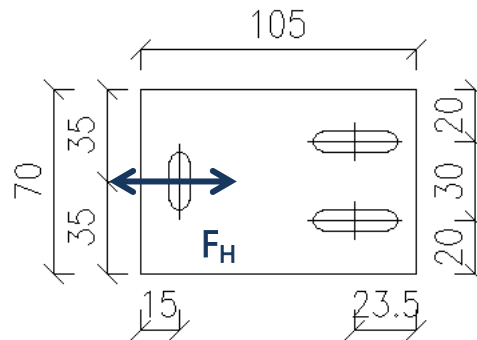
5 Carichi combinati di trazione e di taglio (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.4)

β_N	β_V	α	Utilizzo $\beta_{N,V}$ [%]	Stato
0,406	0,044	1,500	27	OK

$$\beta_N^\alpha + \beta_V^\alpha \leq 1$$

8.4.2 STAFFA SECONDARIA

Piatto di collegamento dim. 105x70x3mm



– Altezza h	70 mm
– Larghezza b	105 mm
– Spessore s	3 mm
– Sezione lorda trasversale	210 mm ²
– Sezione netta trasversale	156 mm ²
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– F_H	1,16 kN Scenario 1_combinazione SLU
– $N_{resistente} = \min (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$	40 kN > N_{agente} VERIFICATO

Verifica unione bullonata (unione soggetta a taglio)

Sono presenti num. 2+2 bulloni M8

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	0,30 kN Scenario 1_combinazione SLU
– Bullone	M8
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN taglio su bullone
– $F_{b,Rd} = 0.6 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{u,red} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$	12 kN rifollamento piatto
– $F_{v,Rd} = \min (F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$	11,71 > V_{ed} VERIFICATO

Verifica tasselli su c.a.

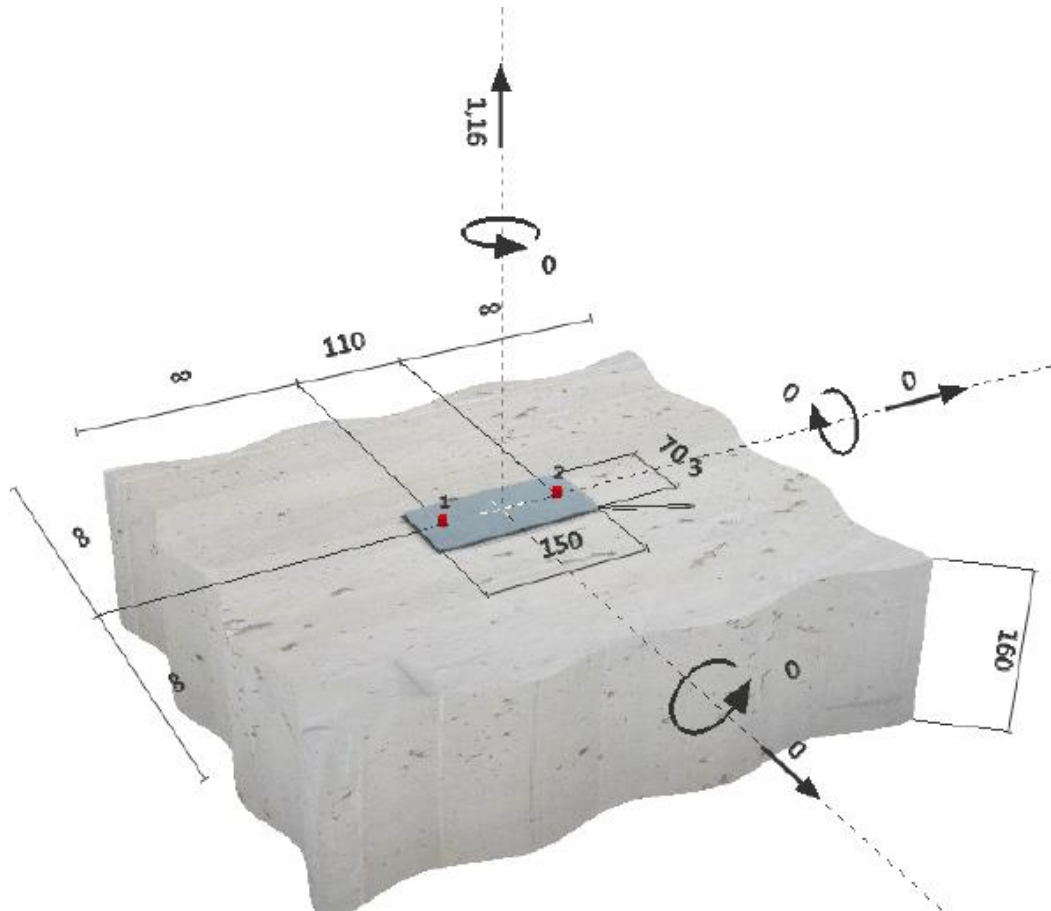


Figura 51. Carichi agenti

2 Condizione di carico/Carichi risultanti sull'ancorante

Condizione di carico: Carichi di progetto

Carichi sull'ancorante [kN]

Trazione: (+ Trazione, - Compressione)

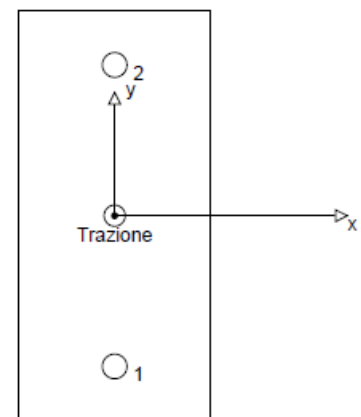
Ancorante	Trazione	Taglio	Taglio in dir. x	Taglio in dir. y
1	0,580	0,000	0,000	0,000
2	0,580	0,000	0,000	0,000

Compressione max. nel calcestruzzo: - [%]

Max. sforzo di compressione nel calcestruzzo: - [N/mm²]

risultante delle forze di trazione nel (x/y)=(0/0): 1,160 [kN]

risultante delle forze di compressione (x/y)=(0/0): 0,000 [kN]



3 Carico di trazione (ETAG, Allegato C, Sezione 5.2.2)

	Carico [kN]	Resistenza [kN]	Utilizzo β_N [%]	Stato
Rottura dell'acciaio*	0,580	11,333	6	OK
Rottura per sfilamento*	0,580	3,651	16	OK
Rottura conica del calcestruzzo**	1,160	15,080	8	OK
Fessurazione**	N/A	N/A	N/A	N/A

*ancorante più sollecitato **gruppo di ancoranti (ancoranti sollecitati)

3.1 Rottura dell'acciaio

$N_{Rk,s}$ [kN]	$\gamma_{M,s}$	$N_{Rd,s}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
17,000	1,500	11,333	0,580

3.2 Rottura per sfilamento

$N_{Rk,p}$ [kN]	ψ_c	$\gamma_{M,p}$	$N_{Rd,p}$ [kN]	N_{Sd} [kN]
5,000	1,095	1,500	3,651	0,580

3.3 Rottura conica del calcestruzzo

$A_{c,N}$ [mm ²]	$A_{c,N}^0$ [mm ²]	$c_{cr,N}$ [mm]	$s_{cr,N}$ [mm]			
35391	19881	71	141			
$e_{c1,N}$ [mm]	$\psi_{ec1,N}$	$e_{c2,N}$ [mm]	$\psi_{ec2,N}$	$\psi_{s,N}$	$\psi_{re,N}$	k_1
0	1,000	0	1,000	1,000	1,000	7,200
$N_{Rk,c}^0$ [kN]	$\gamma_{M,c}$	$N_{Rd,c}$ [kN]	N_{Sd} [kN]			
12,707	1,500	15,080	1,160			

9 VERIFICA NODI TIPOLOGICI NON STANDARD

9.1 NODO 1_ COPERTINA DI CHIUSURA SUPERIORE

9.1.1 LAMIERA PIEGATA APPOGGIO INTERNO LASTRA

Verifica lamiera

Si verifica nel seguito la lamiera di collegamento tra lastra di copertura e piedino interno (appoggio interno lastra).



– Altezza h	100 mm	
– Larghezza b	60 mm	
– Spessore s	6 mm	
– Sezione lorda trasversale	360 mm ²	
– Modulo di resistenza elastico	360 mm ³	
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)	
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa	
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa	
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa	
– F_v	0,88 kN Combinazione SLU (pp + neve)	
– Braccio a	50 mm	
– M_{agente}	44000 Nmm	
– T_{agente}	0,88 kN	
– $M_{resistente}$	68727 Nmm	> M_{agente} VERIFICATO
– Area resistente a taglio	360 mm ²	
– $T_{resistente}$	39.6 kN	> T_{agente} VERIFICATO
– $\sqrt{(\sigma_{agente}^2 + 3 \cdot \tau_{agente}^2)}$	123 MPa	< f_{yd} VERIFICATO

Verifica unione bullonata A (unione soggetta a taglio e trazione)

– V_{ed}	agente su num. 1 bullone	0,44 kN	Combinazione SLU (pp + neve)
– $F_{t,ed}$	agente su num. 1 bullone	0,88*0,05/2= 8,8 kN	
		Combinazione SLU (pp + neve)	
– Bullone		M10	
– Classe nominale di Resistenza		80 (ISO 3506)	
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}		800 MPa (bullone)	
– Carico unitario di snervamento f_{yb}		600 MPa (bullone)	
– f_{tk}	tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yk}	tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yd}	tensione di snervamento di progetto	191 MPa	
– $f_{u,red}$	tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)	
– A_{res}	(Bullone M8)	58 mm ²	
– Coefficiente di sicurezza	γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)	
– $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$		18,56 kN	taglio su bullone
– $F_{b,Rd} = 0.8 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{u,red} \cdot d \cdot t / \gamma_{M2})$		18,53 kN	rifollamento piatto
– $F_{t,Rd} = 0.9 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$		33,4 kN	trazione su bullone
– $B_{p,Rd} = 0.6 \cdot \pi \cdot d_m \cdot t_p \cdot f_{tk} / \gamma_{M2}$		16,46 kN	punzonamento piatto
– $F_{v,Rd} = \min (F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$		18,53 > V_{ed}	VERIFICATO
– $F_{t,Rd} = \min (F_{t,Rd}; B_{p,Rd})$		16,46 > $F_{t,ed}$	VERIFICATO
– $V_{ed} / F_{v,Rd} + F_{t,ed} / 1.4 F_{t,Rd}$		0,08 < 1	VERIFICATO
–			

9.2 NODO 2A_ IMBOTTE SUPERIORE FINESTRE PIANO PRIMO

9.2.1 LAMA ANCORATA SU LASTRA

Si considerano i carichi concentrati agenti sulle num.3 lame che permettono l'ancoraggio della lastra orizzontale su imbotte superiore:

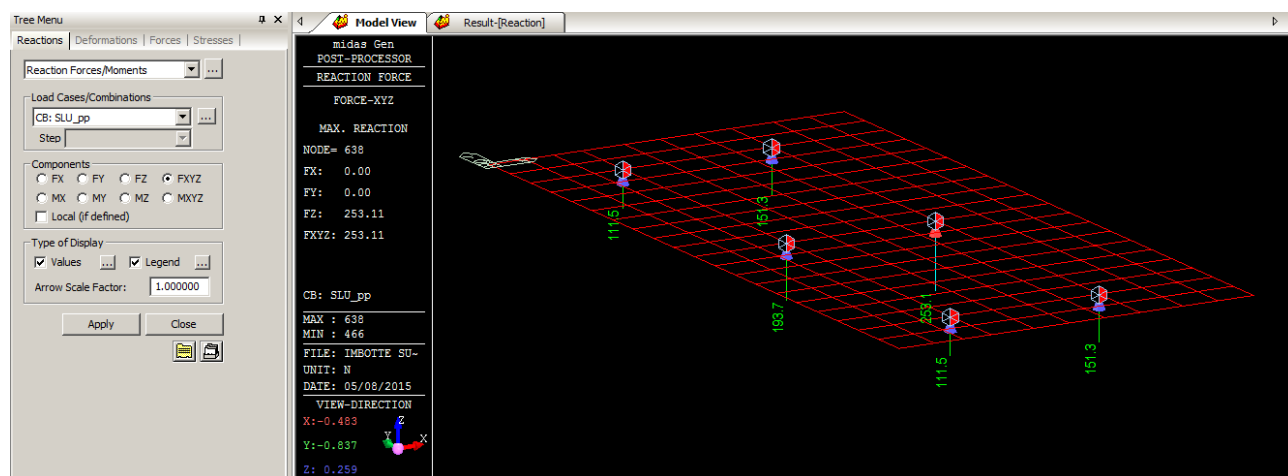
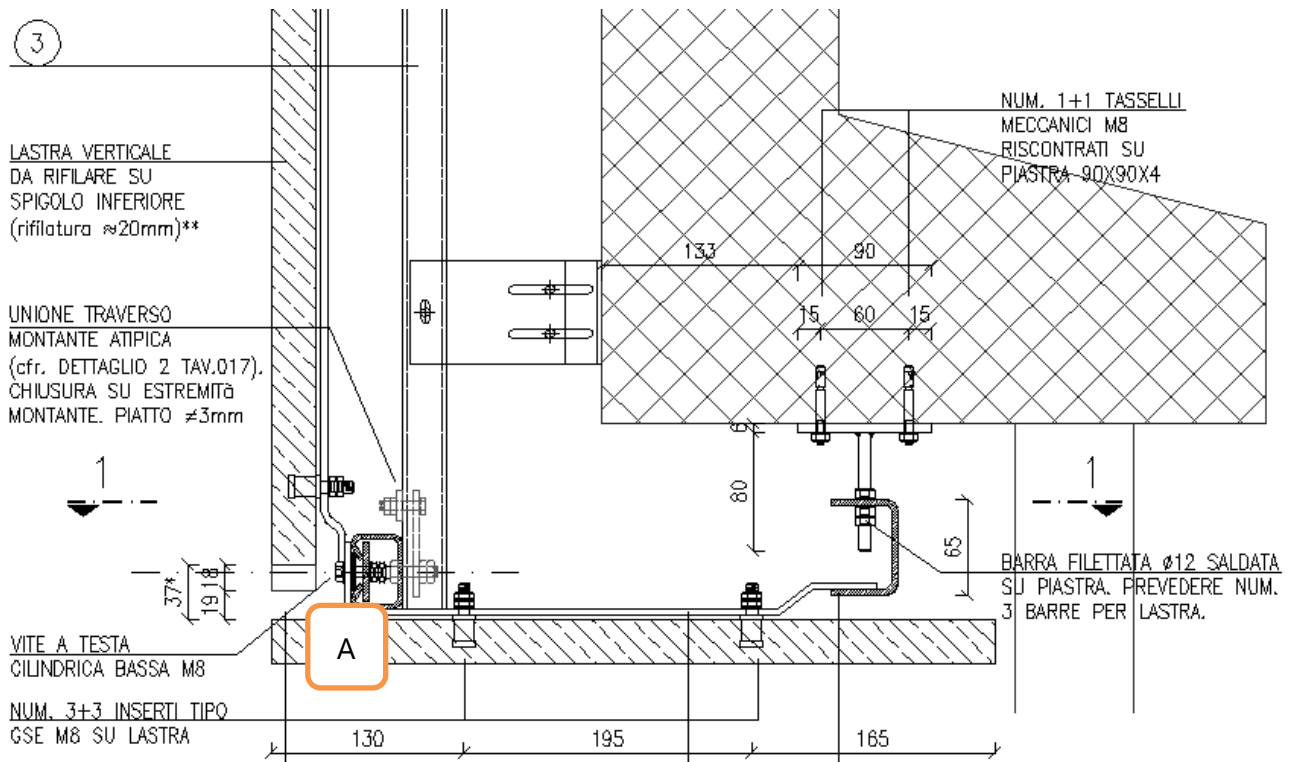


Figura 52. Carichi verticali trasmessi da inserti alle lame di ancoraggio



Verifica Lama d'acciaio

– Spessore lama h	4 mm		
– Larghezza lama b	60 mm		
– Sezione lorda	240 mm ²		
– Sezione netta su (A) (foro $\varnothing_0 = 9\text{mm}$)	213 mm ²		
– Modulo di resistenza elastico ($b \cdot h^2 / 6$)	160 mm ³		
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)		
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa		
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa		
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa		
– T_{agente}	0,26 kN combinazione SLU (ppx2,5)		
– Braccio a	80 mm		
– M_{agente}	20800 Nmm		
– σ_{agente}	130 MPa		
– τ_{agente}	1,22 MPa		
– $M_{\text{resistente}}$	30545 Nmm	> M_{agente}	VERIFICATO
– $T_{\text{resistente}}$	23,4 kN	> T_{agente}	VERIFICATO
– $\sqrt{(\sigma_{\text{agente}}^2 + 3 \cdot \tau_{\text{agente}}^2)}$	131 MPa	< f_{yd}	VERIFICATO

Verifica unione bullonata A (collegamento ad attrito)

Si considera la sforzo agente sul bullone M8 soggetto alla seguente forza di taglio:

– $F_{t,ed}$ agente su num. 1 bullone	0,26 kN combinazione SLU (ppx2,5)
– Bullone	M8
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)

– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)
– A_{res} (Bullone M6)	36,6 mm ²
– Superfici di scorrimento n	2
– μ	0,2
– K_s	0,63 (UNI EN 1993-1-8:2005)
– Precarico su bullone M8 $F_{p,c}$	13,60 kN (UNI EN 3506-1:2010)
– Coefficiente di sicurezza γ_{M3}	1,25 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– $F_{s,Rd} = K_s * n * \mu * F_{p,c} / \gamma_{M3}$	2,74 kN resistenza allo scorrimento
– $F_{s,Rd}$	> $F_{t,ed}$ VERIFICATO

9.2.2 ANCORAGGIO SU STRUTTURA IN C.A.

Verifica barra filettata $\phi 12$

– N_{agente}	0,26 kN combinazione SLU (ppx2,5)
– $N_{resistente} = \min (N_{pl,Rd}, N_{u,Rd})$	16,03 kN > N_{agente} VERIFICATO

Si verifica la saldatura tra barra filettata e piastra di ancoraggio su c.a.

Si considera una saldatura continua lungo tutta la circonferenza della barra $\phi 12$

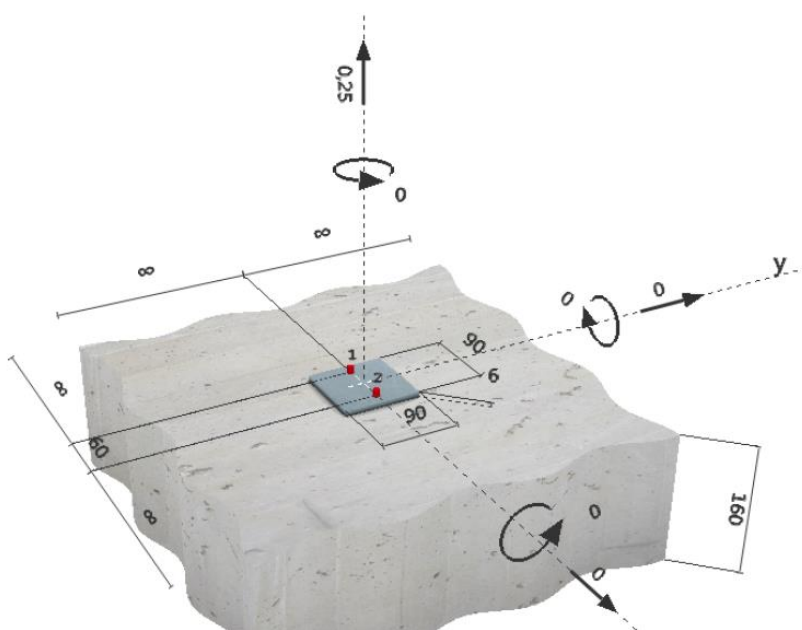
INPUT	
Definizione dell'azione di trazione	
N =	250 [N]
Definizione della geometria dell'unione	
l_2 =	37 [mm]
a_w =	3 [mm]
A_w =	111 [mm ²]

OUTPUT - tensioni sui cordoni di saldatura	
$\tau_{\perp} =$	1,1261261 [N/mm ²] Agente sui cordoni ortogonali all'azione

Metodo direzionale	EN10025 - S235 / S235 W	1,95 < 360,00	Verificato
$\sqrt{\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)} \leq \frac{f_{tk}}{\beta \gamma_{M2}}$			
Metodo semplificato	EN10025 - S235 / S235 W	3,38 < 623,54	Verificato
$F_{w,Ed} \leq F_{w,Rd} = \frac{a_w f_{tk}}{\sqrt{3} \beta \gamma_{M2}}$			

– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa
– $\sqrt{(\sigma_{agente}^2 + 3 * \tau_{agente}^2)}$	1,95 MPa < f_{yd} VERIFICATO

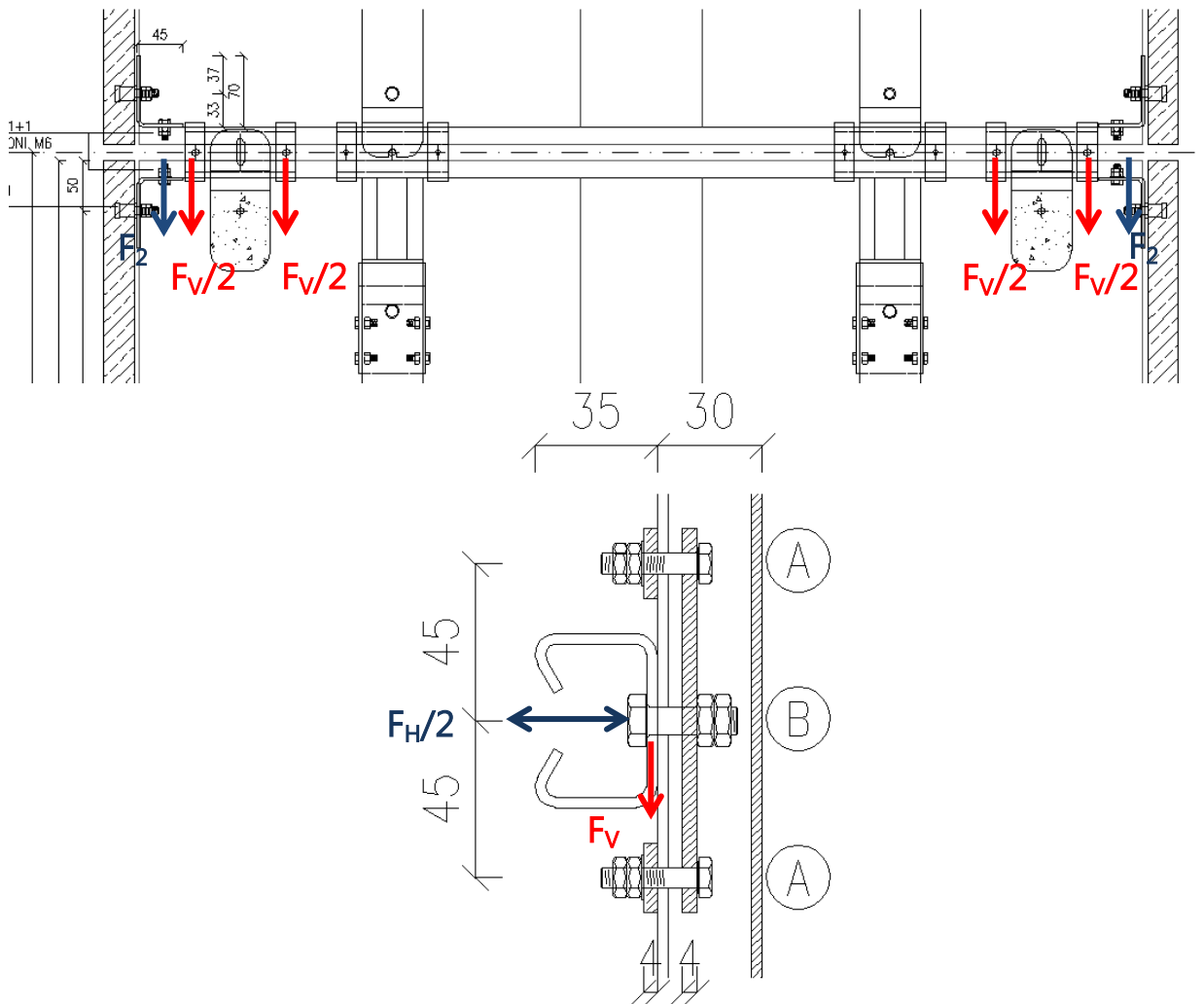
Tasselli di ancoraggio su pannello superiore in c.a.



9.3 NODO 3_ PILASTRI FINESTRONI SU FRONTE A

9.3.1 TRAVERSO ATIPICO

Si considera la verifica del traverso presente sui *pilastri di facciata* presenti tra i finestrone di piano terra del fronte A. Rispetto alla situazione standard, sul traverso grava anche il peso dell'imbotte laterale pari a $F_2 = 1.3 \cdot 2600 \cdot 0.16 \cdot 0.04 / 3 = 6 \text{ kg} = 0.08 \text{ kN}$ per lato.



Verifiche traverso

– Altezza h	50 mm
– Larghezza b	35 mm
– Spessore s	3 mm
– Sezione lorda trasversale	406,39 mm ²
– Modulo di inerzia asse x-x	144990,8992 mm ⁴
– Modulo di inerzia asse y-y	64676,677 mm ⁴
– Modulo di resistenza elastico asse x-x	5799 mm ³
– Modulo di resistenza elastico asse y-y	3299 mm ³
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa

– F_V	1,36 kN Scenario 4_combinazione SLU	
– F_2	0,08 kN Scenario 1/4_combinazione SLU	
– F_H	0,58 kN Scenario 1_combinazione SLU	
– $M_{xx, agente}$	234880 Nmm	
– $M_{yy, agente}$	90060 Nmm	
– $T_{max, agente}$	1,32 kN	
– $M_{xx, resistente}$	1107081 Nmm	> M_{agente} VERIFICATO
– $M_{yy, resistente}$	629809 Nmm	> M_{agente} VERIFICATO
– Area resistente a taglio $1,04 \cdot h \cdot s$	156 mm ²	
– $T_{resistente}$	17,19 kN	> T_{agente} VERIFICATO
– $\sqrt{(\sigma_{xx, agente})^2 + 3 \cdot (\tau_{agente})^2}$	41 MPa	< f_{yd} VERIFICATO
– Freccia orizzontale massima (fuori piano)	0,21 mm < 1/100 L=2,48mm	VERIFICATO
– Abbassamento verticale massimo	0,65 mm < 1/300 L=0,82mm	VERIFICATO

Verifica unione bullonata B (unione soggetta a taglio)

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	1,44 kN Scenario 4_combinazione SLU	
– Bullone	M8	
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)	
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)	
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)	
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)	
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa	
– $f_{u, red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)	
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²	
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)	
– $F_{v, Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN taglio su bullone	
– $F_{b, Rd} = 0.6 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{u, red} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$	11,86 kN rifollamento piatto 110x40x4	
– $F_{v, Rd} = \min(F_{v, Rd}; F_{b, Rd})$	11,71 > V_{ed}	VERIFICATO

Si considera il momento parassita dovuto all'eccentricità del carico rispetto al piatto sp.4mm collocato all'interno del momante. Il gambo del bullone M8 risulta pertanto soggetto a momento flettente pari a:

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	1,44 kN Scenario 4_combinazione SLU	
– Braccio a	7,2 mm	
– M_{agente}	10368 Nmm	
– Sezione netta porzione filettata	36,6 mm ²	
– Modulo di resistenza elastico	50,26 mm ³	
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1,1 (UNI EN 1993-1-4:2007)	
– $M_{resistente}$	27414 Nmm	> M_{agente} VERIFICATO

Verifica unione bullonata A (connessione ad attrito)

Si considera la sforzo agente su un singolo bullone M6 soggetto alla seguente forza di taglio:

– $F_{t, ed}$ agente su num. 1 bullone	0,72 kN Scenario 4_combinazione SLU	
--	-------------------------------------	--

VERIFICATO

9.4 NODO 4_IMBOTTE SUPERIORE FINESTRONI P. TERRA FRONTE A

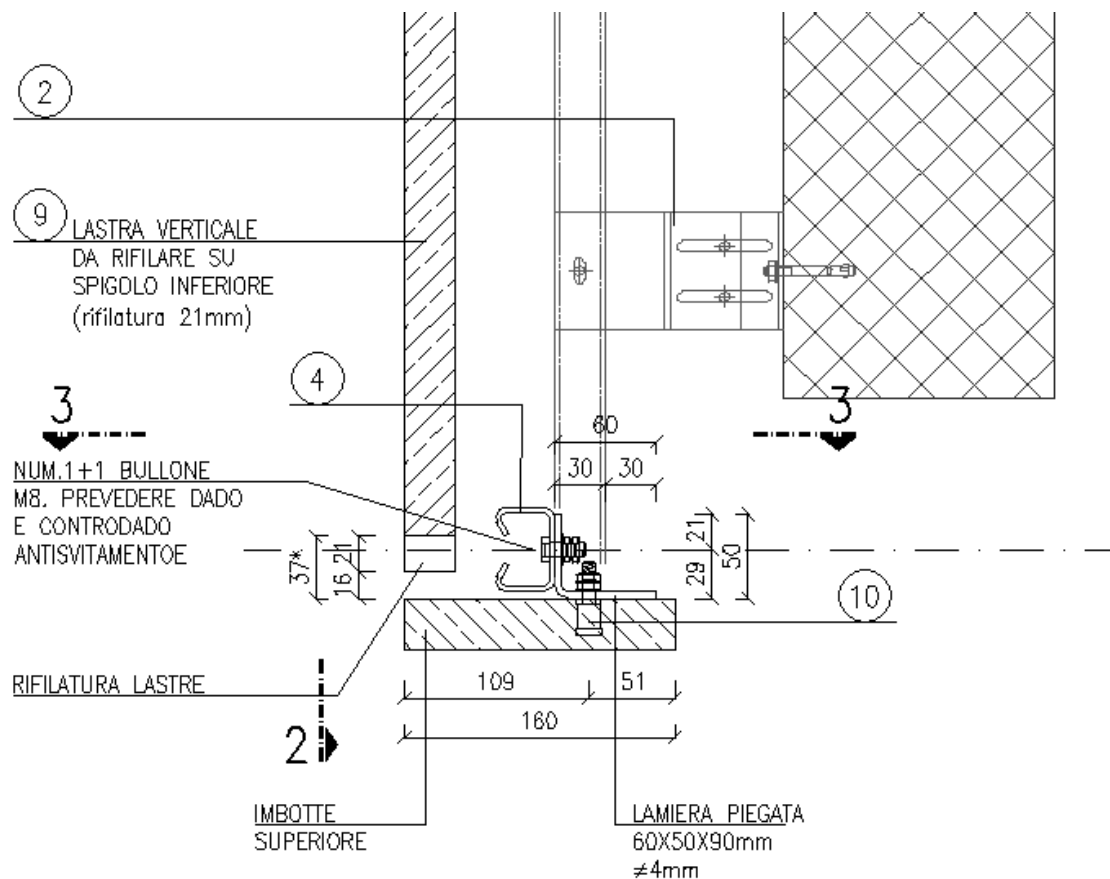


Figura 54. Vista in sezione

9.4.1 LAMA DI ANCORAGGIO

Verifica lama

Si verifica la lamiera piegata 60x50x90 spessore 4mm soggetta a taglio e momento flettente

– Spessore lama h	4 mm		
– Larghezza lama b	60 mm		
– Sezione lorda	240 mm ²		
– Sezione netta su (A) (foro $\phi_0 = 9\text{mm}$)	213 mm ²		
– Modulo di resistenza elastico ($b \cdot h^2 / 6$)	160 mm ³		
– Coefficiente di sicurezza γ_{M0}	1.1 (UNI EN 1993-1-4:2007)		
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa		
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa		
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa		
– T_{agente}	0,11 kN combinazione SLU (ppx2,5)		
– Braccio a	25 mm		
– M_{agente}	2750 Nmm		
– σ_{agente}	18 MPa		
– τ_{agente}	0.51 MPa		
– $M_{resistente}$	30545 Nmm	> M_{agente}	VERIFICATO
– $T_{resistente}$	23,4 kN	> T_{agente}	VERIFICATO
– $\sqrt{(\sigma_{agente}^2 + 3 \cdot \tau_{agente}^2)}$	19 MPa	< f_{yd}	VERIFICATO

Verifica unione bullonata (unione soggetta a taglio)

Si considera la verifica di num.1 bullone M8 ancoraggio tra lama e traverso (a favore di sicurezza si trascura la presenza del secondo bullone).

– V_{ed} agente su num. 1 bullone	0.11 kN Scenario 4_combinazione SLU		
– Bullone	M8		
– Classe nominale di Resistenza	80 (ISO 3506)		
– Carico unitario di rottura bullone f_{ub}	800 MPa (bullone)		
– Carico unitario di snervamento f_{yb}	600 MPa (bullone)		
– f_{tk} tensione di rottura caratteristica	520 MPa (lama d'acciaio)		
– f_{yk} tensione di snervamento caratteristica	210 MPa (lama d'acciaio)		
– f_{yd} tensione di snervamento di progetto	191 MPa		
– $f_{u,red}$ tensione di rottura caratteristica	417 MPa (rifollamento lama d'acciaio)		
– A_{res} (Bullone M8)	36,6 mm ²		
– Coefficiente di sicurezza γ_{M2}	1.25 (UNI EN 1993-1-4:2007)		
– $F_{v,Rd} = 0.5 \cdot f_{ub} \cdot A_{res} / \gamma_{M2}$	11,71 kN taglio su bullone		
– $F_{b,Rd} = 0.6 \cdot (k \cdot \alpha \cdot f_{u,red} \cdot d \cdot t) / \gamma_{M2}$	11,86 kN rifollamento piatto 110x40x4		
– $F_{v,Rd} = \min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$	11,71 > V_{ed}		VERIFICATO

10 VERIFICA STRUTTURA ESISTENTE

La struttura in calcestruzzo armato prefabbricato risulta idonea a sopportare i carichi previsti a progetto.

11 ALLEGATI

Allegato 1

- Rapporto di Prova Politecnico di Torino (Prot n. 13628, Certificato n° 17/08/2010) realizzato per gli inserti attualmente presenti nelle lastre in granito ed allegato al presente Progetto Esecutivo (trattasi di inserti tipo GSD DOCIPA M8x15).



POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria del Territorio,
dell'Ambiente e delle Geotecnologie



POLITECNICO DI TORINO

LABORATORIO MARMO E TRATTAMENTO DEI SOLIDI

PROT. N. 13628

02.08.2010

Dipartimento di Ingegneria del Territorio, dell'Ambiente e delle Geotecnologie

CERTIFICATO N. 17/08/2010

DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DI UN
MATERIALE LAPIDEO DENOMINATO GRANITO BALMORAL

(Richiesto dalla Ditta ARCAS S.p.A.)

Il Coordinatore delle Prove:
(Dott. Paola Marini)

Visto:
Il Direttore
(Prof. Mariachiara Zanetti)



02.08.2010

CERTIFICATO 17/08/2010

2/4

DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DI UN MATERIALE LAPIDEO DENOMINATO GRANITO BALMORAL

(Richiesto dalla Ditta ARCAS S.p.A.)

Prot. n. 13628

Certificato n° 17/08/2010

DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DI UN MATERIALE LAPIDEO DENOMINATO GRANITO BALMORAL

Committente

Ditta ARCAS S.p.A. Cso Cairoli, 22 - 10123 TORINO

P. IVA 07875740016

Estremi della richiesta

Lettera protocollata in arrivo in data 14.07.2010 con il numero 12444.

Campioni presentati

Il committente ha fornito i provini aventi le forme e le dimensioni necessarie per le prove.

Descrizione del materiale (secondo UNI EN 12440)

nome tradizionale: *Granito Balmoral*

nome petrografico: *granito*

luogo di origine: *Finlandia*

Determinazioni richieste:

- resistenza a flessione in conformità alla Norma UNI EN 12372
- Prova di Trazione (Pull out)
- Prova di carico su perno.

Il Coordinatore delle Prove:
(Dott. Paola Marini)

Visto:
Il Direttore
(Prof. Mariachiara Zanetti)

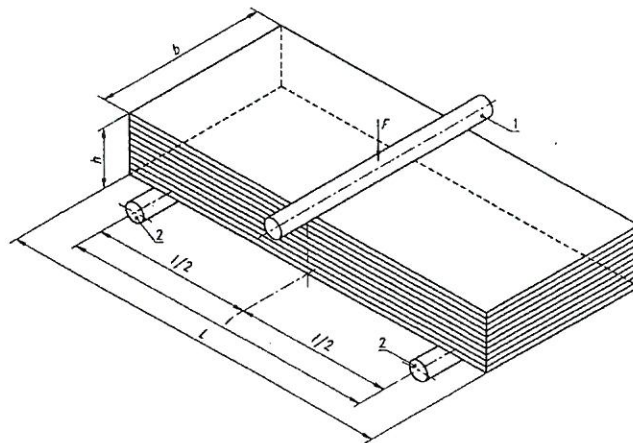


DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DI UN MATERIALE LAPIDEO DENOMINATO GRANITO BALMORAL

(Richiesto dalla Ditta ARCAS S.p.A.)

Determinazione della resistenza a flessione**Modalità operative**

Per la determinazione della resistenza a flessione con carico concentrato in mezzzeria si è operato secondo la norma UNI EN 12372 "Metodi di prova per pietre naturali – determinazione della resistenza a flessione sotto carico concentrato" - 2001.



Provini utilizzati: 10 parallelepipedi aventi dimensioni di circa 30x60x180 mm allo stato naturale. La distanza fra gli appoggi è di 150 mm.

sigla provino	Dimensioni del provino (mm)		Carico di rottura (kN)	Resistenza a flessione (MPa)		
	altezza	larghezza		valori singoli	valori medi	dev. St.
1	30,6	59,5	3,43	13,9		
2	30,3	60,1	3,35	13,7		
3	30,5	59,3	3,16	12,9		
4	30,5	60,0	3,30	13,3		
5	30,9	60,1	3,28	12,9		
6	30,7	60,1	3,34	13,3		
7	30,4	59,8	3,22	13,1		
8	30,7	59,6	3,41	13,7		
9	31,0	59,5	3,62	14,2		
10	30,9	59,4	3,62	14,4	13,5	0,5

Il Coordinatore delle Prove:
(Dott. Paola Marini)

Visto:
Il Direttore
(Prof. Mariachiara Zanetti)



02.08.2010

CERTIFICATO 17/08/2010

4/4

DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE MECCANICHE DI UN MATERIALE LAPIDEO DENOMINATO GRANITO BALMORAL

(Richiesto dalla Ditta ARCAS S.p.A.)

Prova di trazione sugli ancoraggi – Pullout

Attrezzatura utilizzata: pressa Comazzi 50 kN. La prova viene eseguita immorsando orizzontalmente la lastra alla pressa ed eseguendo la trazione perpendicolarmente alla superficie della lastra agendo sull'ancoraggio fornito dal committente fino a rottura o cedimento.

Sigla provino	Tipologia di rottura	Carico di trazione (kN)	valori medi	dev. St.
1	rottura lastra	9,7		
2	rottura lastra	9,8		
3	rottura lastra	11,3		
4	rottura lastra	9,7		
5	rottura lastra	10,1		
6	rottura lastra	8,4		
7	rottura lastra	10,3		
8	rottura lastra	9,3		
9	rottura lastra	9,2		
10	rottura lastra	9,1	9,67	0,8

Prova di carico sul perno

Attrezzatura utilizzata: pressa Comazzi 50 kN. La prova viene eseguita immorsando verticalmente la lastra alla pressa e caricando fino a rottura della lastra o cedimento del perno in acciaio di diametro 6 mm, inserito nell'apposito foro praticato nella lastra.

Sigla provino	Carico massimo raggiunto (kN)	Note
1	11,97	interruzione del carico a rottura perno
2	12,75	interruzione del carico a 12,75 kN
3	12,75	interruzione del carico a 12,75 kN
4	12,75	interruzione del carico a 12,75 kN
5	12,75	interruzione del carico a 12,75 kN
6	12,75	interruzione del carico a 12,75 kN
7	11,28	interruzione del carico a rottura perno
8	12,26	interruzione del carico a deformazione del perno
9	13,98	interruzione del carico a deformazione del perno
10	14,96	interruzione del carico a deformazione del perno

Il Coordinatore delle Prove:
(Dott. Paola Marini)

Visto:
Il Direttore
(Prof. Mariachiara Zanetti)