

COMMITTENTE:



COMUNE DI ALBIANO D'IVREA

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:

OGGETTO:

Lavori di risanamento conservativo e riqualificazione energetica dell'edificio residenziale di Via XX Settembre n.2

LOCALITÀ DELL'INTERVENTO:

COMUNE DI ALBIANO, VIA XX SETTEMBRE, N° 2

FASE PROGETTUALE:

PROGETTO DEFINITIVO - ESECUTIVO

8
7
6
5
4
3
2	12 Novembre 2018	Consegna Comune di Albiano	A.V.	L.V.	G.N.
1	6 Novembre 2018	Consegna Soprintendenza per i beni storici, artistici ed etnoantropologici del Piemonte	A.V.	L.V.	G.N.
REVISIONE	DATA	DESCRIZIONE	REDATTO	VERIFICATO	RIESAMINATO

TITOLO:

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

ARCHIVIO:

4496

FILE N°:

TESTALINI ELEBORATI

DATA:

Loranzè, Novembre 2018

ELABORATO:

D

SCALA:

-

STUDIO TECNICO
Ing. GIANLUCA NOASCONO

Sede legale

Via Barengo n.13, 10081
Castellamonte (To)
TEL. +39 348 7227848
e-mail: info.noascono@pec.it
P.IVA 08172840012

Sede operativa

Strada Provinciale 222, n.31
10010 Loranzè (To)
TEL. 0125.561001 - 0125.564807
FAX 0125.564014
e-mail: gianluca.noascono@ilquadrifoglio.to.it

PROGETTISTA:

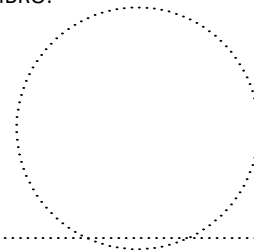
Dott. Ing. Gianluca NOASCONO
N° 8292 Y ALBO INGEGNERI
PROVINCIA DI TORINO

TIMBRO:



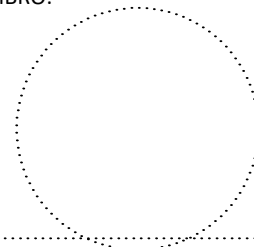
ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



ALTRA FIGURA:

TIMBRO:



SOMMARIO

1. PREMESSA.....	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	5
3. METODO E CODICI DI CALCOLO	6
4. MODELLAZIONE E SCHEMA STATICO DELLA STRUTTURA.....	8
5. CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI	9
5.1 Calcestruzzo.	9
5.1.1 Classe di esposizione ambientale.	9
5.1.2 Classe di consistenza del calcestruzzo.....	12
5.1.3 Classe di contenuto in cloruri.	12
5.1.4 Durabilità.	13
5.2 Acciaio per cemento armato.	14
5.2.1 Sensibilità alla corrosione delle armature.	14
5.2.2 Scelta degli stati limite di fessurazione.	14
5.3 Materiali utilizzati.	15
5.3.1 Calcestruzzo per utilizzo strutturale.....	15
5.3.2 Acciaio per opere in c.a.	15
5.3.3 Legno per uso strutturale.	15
6. CRITERI DI PROGETTAZIONE E METODO DI VERIFICA	16
6.1 Fattore di comportamento.....	20
6.2 Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite.	21
7. ANALISI DEI CARICHI	22
7.1 Carico permanente strutturale.	22
7.2 Carico permanente non strutturale.	22
7.3 Sovraccarichi.	22
7.4 Azione della neve.	22
8. COMBINAZIONI DI CARICO.....	23
9. VERIFICHE STRUTTURALI.....	25
9.1 Verifiche strutturali nuovo pilastro in progetto.	25

10.	CONCLUSIONI	27
-----	-------------------	----

1. PREMESSA.

L'oggetto della presente relazione di calcolo riguarda i criteri di dimensionamento ed i calcoli strutturali da realizzarsi nell'ambito del progetto denominato "Lavori di risanamento conservativo e riqualificazione energetica di edificio residenziale", situato in via XX settembre n°2 ad Albiano d'Ivrea.



Figura 1 – Individuazione dell'area di intervento

L'immobile oggetto di intervento è distinto in catasto al foglio n°16 particelle 831 e 960 ed è costituito dai seguenti elementi strutturali:

- Fondazione su plinti in c.a. aventi dimensioni variabili e collegati tra loro da una trave a sezione rettangolare pari a 20 x 30;
- Pilastri in c.a. aventi sezione rettangolare pari a 40 x 20 e 30 x 30;
- Travi in c.a. aventi sezione rettangolare pari a 50 x 20 e 60 x 20;
- Solai piani in latero cemento;
- Muratura perimetrale portante in laterizio;
- Copertura a doppia falda inclinata con struttura lignea e rivestimento in coppi.

Ai sensi del cap. 8.4.1. delle Norme Tecniche per le Costruzioni gli interventi in progetto possono definirsi come interventi di "riparazione o interventi locali", in quanto riguardano esclusivamente singole parti della struttura e non comportano variazioni significative del comportamento globale della stessa e riguardano:

- Realizzazione di nuovo pilastro in cemento armato a sostituzione del pilastro esistente deteriorato e realizzazione del relativo plinto di fondazione;

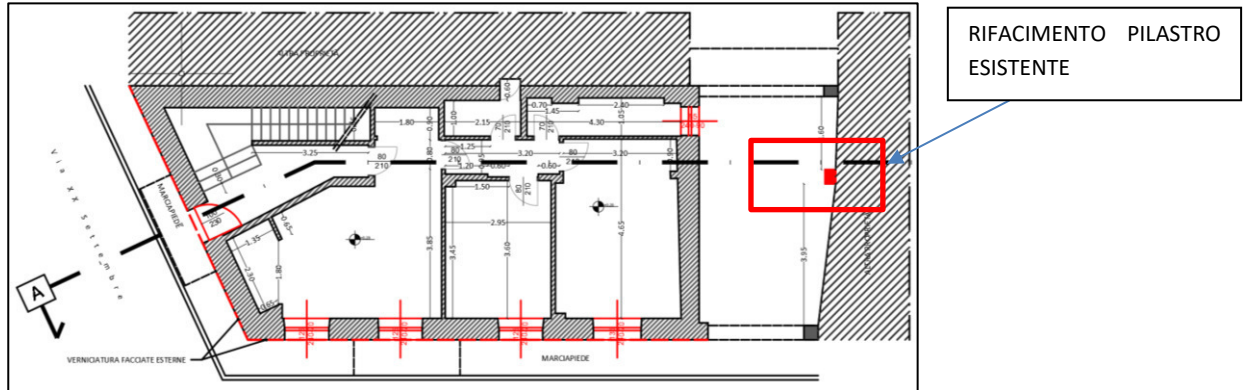


Figura 2 Planimetria pilastro in progetto

- Sostituzione di trave lignea di copertura con una nuova trave avente pari dimensioni e caratteristiche prestazionali migliori rispetto alla trave esistente.



Figura 3 immagine trave in legno da sostituire

Si è proceduto al dimensionamento dell'opera adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, secondo le disposizioni e i livelli di sicurezza riportati nelle Norme Tecniche per le Costruzioni attualmente vigenti D.M. 17/01/2018.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO.

I calcoli e le verifiche riportate nella presente relazione sono stati condotti facendo riferimento al disposto delle seguenti norme:

- Legge n° 64 del 02/02/1974 – *“Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”*;
- D.P.R. n°380 del 06/06/2001 – *“Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia Circ. n°11651 del 14/02/1974”*;
- D.M. del 24/01/1986 – *“Norme tecniche relative alle costruzioni sismiche”*;
- Legge n°1086 del 05/11/1971 – *“Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”*;
- D.M. del 14/02/1992 – *“Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche”*;
- D.M. del 09/01/1996 – *“Norme tecniche per l’esecuzione delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche”*;
- D.M. del 16/01/1996 – *“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”*;
- Circolare n° 65 del 10/04/1997 – *“Istruzioni per l’applicazione delle Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. del 16/01/1996”*;
- D.M. del 17/01/2018 – *“Norme tecniche per le costruzioni”*.
- Circolare n°617 del 02/02/2009 – *Istruzioni per l’applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. del 14/01/2008.*

Conformemente a quanto previsto dal paragrafo 12 del D.M 17/01/2018 si sono considerati anche i seguenti riferimenti tecnici che si intendono coerenti con i principi del D.M. stesso:

- UNI EN 1992 – *“Progettazione delle strutture di calcestruzzo”* e appendice nazionale;
- UNI EN 1995 – *“Progettazione delle strutture in legno”* e appendice nazionale;
- UNI EN 1998 – *“Progettazione delle strutture per la resistenza sismica”* e appendice nazionale.

3. METODO E CODICI DI CALCOLO

I calcoli per il dimensionamento strutturale sono stati condotti adottando il metodo semiprobabilistico agli stati limite, verificandone i requisiti di sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica) e allo stato limite di esercizio. L'analisi delle azioni sismiche ha comportato inoltre la valutazione delle relative deformazioni.

La schematizzazione della procedura progettuale adottata può essere sinteticamente così riassunta:

- Individuazione della classe d'uso dell'opera e della sua vita utile;
- Definizione delle azioni agenti in condizioni statiche e dinamiche attraverso l'individuazione delle condizioni di carico;
- Predisposizione delle combinazioni di carico, (con i relativi coefficienti di combinazione) allo SLU, SLE, SLV, SLD;
- Analisi dell'involuppo delle azioni agenti;
- Dimensionamento degli elementi strutturali e verifica della funzionalità della struttura.

La sicurezza e le prestazioni sono state garantite verificando gli stati limite sopra definiti in funzione dell'utilizzo della struttura, della sua vita nominale e di quanto stabilito dalle norme.

L'analisi strutturale condotta è stata del tipo: **ANALISI SISMICA STATICA EQUIVALENTE**.

La modellazione della struttura e la rielaborazione dei risultati del calcolo sono stati effettuati con il programma di modellazione ModEst 8.17, prodotto da Harpaceas.

Il software è sviluppato appositamente per il BIM, ed è in grado di calcolare anche i modelli più complessi grazie a potenti mesh ad elementi finiti, algoritmi non lineari e una raccolta completa di codici di progettazione, in modo da ottenere risultati accurati.

ModEst 8.17 permette di analizzare una grande varietà di strutture ed è dotato di funzionalità appositamente sviluppate per la modellazione, l'analisi e la progettazione. Lo scheletro del progetto comprende le viste di pianta e i layout dei telai.

Il software è adatto per l'analisi strutturale ed è dotato di potenti tecniche per la generazione di mesh, che permettono di lavorare in modo più efficace anche sui modelli più complessi.

Gli strumenti di definizione automatica delle mesh ne consentono inoltre la manipolazione manuale, il loro perfezionamento e la generazione di mesh attorno ad aperture di ogni forma e dimensione.

ModEst 8.17 è inoltre uno strumento potente per l'analisi statica lineare e consente di andare oltre le tradizionali funzionalità di analisi offerte dagli altri programmi software, comprende risolutori all'avanguardia al fine di poter garantire una rapida elaborazione anche dei modelli strutturali più complessi. Questi algoritmi di analisi permettono di ottenere risultati precisi in meno tempo, favorendo così l'ottimizzazione e il riesame delle strutture, oltre alla sperimentazione di tutta una serie di configurazioni strutturali.

Il programma garantisce la massima flessibilità nella determinazione dei risultati di analisi che possono essere visualizzati sotto forma di diagrammi e mappe per singoli elementi, per parti della struttura o per l'intera struttura.

I risultati possono essere facilmente filtrati per mostrare dati specifici ed esportati in fogli di calcolo per consentire la post-elaborazione dei dati.

4. MODELLAZIONE E SCHEMA STATICO DELLA STRUTTURA

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti, considerando la struttura nella sua tridimensionalità. Si è quindi provveduto alla verifica degli elementi strutturali, con riferimento alle combinazioni di carico previste dalla normativa vigente.

Il nuovo pilastro in calcestruzzo è stato modellato con i seguenti elementi finiti di tipo asta:

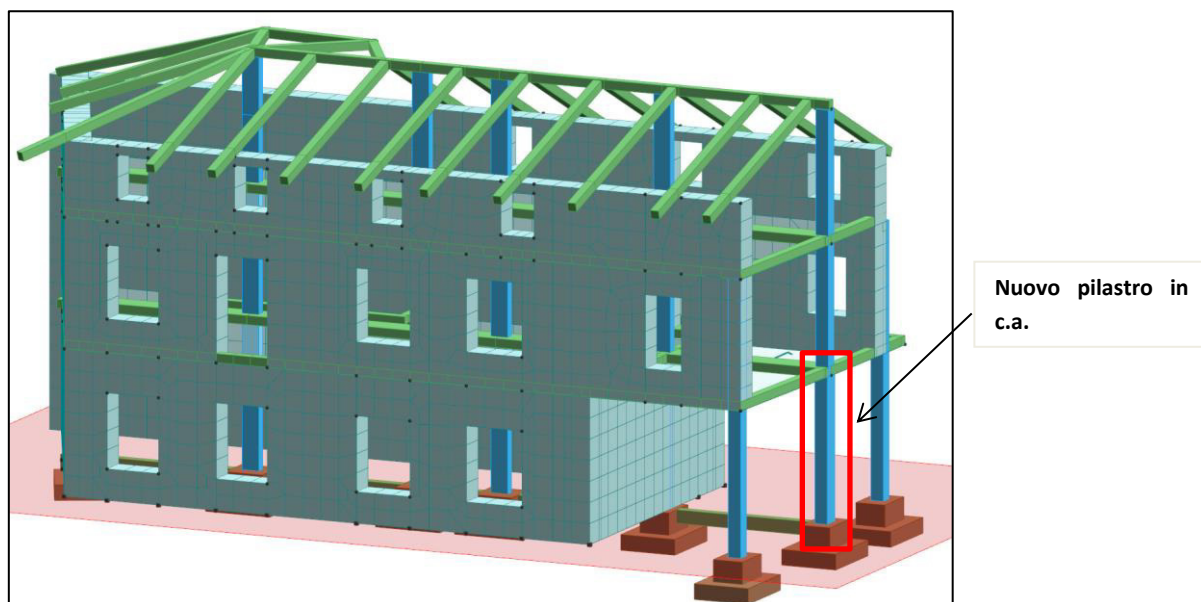


Figura 4 – vista 3D modello ModEst 8.17

5. CARATTERISTICHE E RESISTENZE DI CALCOLO DEI MATERIALI UTILIZZATI

5.1 Calcestruzzo.

5.1.1 Classe di esposizione ambientale.

Le diverse superfici di calcestruzzo di un dato componente strutturale possono essere soggette a diverse azioni ambientali, classificate dalla norma UNI- EN 206: 2016 come **classi di esposizione**. Le classi di esposizione da scegliere dipendono dalle disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo, e tale classificazione non esclude considerazioni in merito a condizioni speciali che possano esistere nel luogo di impiego del calcestruzzo o di misure protettive come l'uso di acciaio inossidabile o altri metalli resistenti alla corrosione e l'uso di rivestimenti protettivi per il calcestruzzo o per l'armatura. Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, al paragrafo 4.1.2.2.4.2, stabiliscono che le condizioni ambientali possano essere suddivise, ai fini della protezione contro la corrosione delle armature metalliche, in condizioni ordinarie, aggressive e molto aggressive in relazione a quanto indicato nella seguente tabella. La suddivisione fa riferimento alle classi di esposizione definite nelle Linee Guida per il calcestruzzo strutturale emesse dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Tabella 1 - Descrizione delle condizioni ambientali - TAB. 4.1.III D.M. 17/01/2018

La seguente tabella mostra le diverse classi di esposizione ambientale nella quale si evidenziano le classi di esposizione per le opere in progetto:

Classi di esposizione

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
1 Assenza di rischio di corrosione o attacco		
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/disgelo, abrasione o attacco chimico. Per calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa

2 Corrosione indotta da carbonatazione		
Nel caso in cui il calcestruzzo contenente armature o inserti metallici sia esposto all'aria e all'umidità, l'esposizione sarà classificata nel modo seguente:		
Nota Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro o nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante. In questi casi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo e il suo ambiente.		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità relativa dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
3 Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenienti dall'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con acqua contenente cloruri, inclusi i sali antigelo, con origine diversa dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
Nota In riferimento alle condizioni di umidità vedere anche sezione 2 del presente prospetto.		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte a nebbia salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato ed asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare		
Qualora il calcestruzzo contenente armature o altri inserti metallici sia soggetto al contatto con cloruri presenti nell'acqua di mare oppure con aria che trasporta sali derivanti dall'acqua di mare, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde oppure alla marea	Parti di strutture marine

5 Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti		
Qualora il calcestruzzo bagnato sia esposto ad un attacco significativo dovuto a cicli di gelo/disgelo, l'esposizione sarà classificata come segue:		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e nebbia di agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza agente antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con agente antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente a nebbia contenente agenti antigelo e al gelo
6 Attacco chimico		
Qualora il calcestruzzo sia esposto all'attacco chimico che si verifica nel terreno naturale e nell'acqua del terreno avente caratteristiche definite nel prospetto 2, l'esposizione verrà classificata come è indicato di seguito. La classificazione dell'acqua di mare dipende dalla località geografica; perciò si dovrà applicare la classificazione valida nel luogo di impiego del calcestruzzo.		
Nota Può essere necessario uno studio speciale per stabilire le condizioni di esposizione da applicare quando si è: <ul style="list-style-type: none"> - al di fuori dei limiti del prospetto 2; - in presenza di altri aggressivi chimici; - in presenza di terreni o acque inquinati da sostanze chimiche; - in presenza della combinazione di elevata velocità dell'acqua e delle sostanze chimiche del prospetto 2. 		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2	
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2	

Tabella 2 Classe di esposizione ambientale

Per il nuovo pilastro si prevede la scelta di una classe di esposizione ambientale pari a XC3.

5.1.2 Classe di consistenza del calcestruzzo.

La classe di consistenza è una proprietà del calcestruzzo allo stato fresco che influenza fortemente le proprietà del calcestruzzo indurito, e la si misura facilmente in cantiere con il cono di Abrams. La classe di consistenza è da considerarsi come un indice della lavorabilità del calcestruzzo, cioè la caratteristica che consente di confezionare, trasportare, gettare e compattare il materiale con una certa facilità. Si riportano nella seguente tabella i valori delle classi di abbassamento in funzione del relativo abbassamento al cono di Abrams. Il calcestruzzo scelto per la realizzazione delle opere in c.a. ha una classe di consistenza S4.

Classi di abbassamento al cono (slump)

Classe	Abbassamento al cono
S1	da 10 a 40
S2	da 50 a 90
S3	da 100 a 150
S4	da 160 a 210
S5 ¹⁾	≥220

Tabella 3 Classi di abbassamento al cono (slump)

5.1.3 Classe di contenuto in cloruri.

I cloruri presenti nella massa cementizia sono una delle cause più importanti del degrado delle armature d'acciaio. Questi possono penetrare dall'esterno, se presenti in massicce quantità sulla superficie dell'elemento strutturale in calcestruzzo armato, ma possono essere veicolati anche dalle materie componenti il calcestruzzo. Ad esempio alcuni additivi acceleranti possono contenere una certa quantità di cloruri.

Il contenuto di cloruri nel calcestruzzo non deve eccedere il valore indicato della classe selezionata del prospetto seguente (par. 5.2.8 UNI EN 206:2016).

Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo

Impiego del calcestruzzo	Classe di contenuto in cloruri ^{a)}	Massimo contenuto di Cl ⁻ rispetto alla massa del cemento ^{b)}
In assenza di armatura di acciaio o di altri inserti metallici (ad eccezione dei dispositivi di sollevamento resistenti alla corrosione)	Cl 1,0	1,0%
In presenza di armatura d'acciaio o di altri inserti metallici	Cl 0,20	0,20%
	Cl 0,40	0,40%
In presenza di armatura d'acciaio da precompressione	Cl 0,10	0,10%
	Cl 0,20	0,20%
a) La classe da applicare per uno specifico utilizzo del calcestruzzo dipende da disposizioni valide nel luogo d'impiego del calcestruzzo.		
b) Qualora siano impiegate aggiunte di tipo II e siano considerate nel computo del dosaggio di cemento, il contenuto in cloruri viene espresso come percentuale di ioni cloruro in massa rispetto al cemento + la massa totale delle aggiunte considerate.		

Tabella 4 - Contenuto massimo di cloruri nel calcestruzzo

5.1.4 Durabilità.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 al paragrafo 4.1.6.1.3 prescrivono che *“al fine della protezione delle armature dalla corrosione, lo strato di ricoprimento del calcestruzzo (copriferro) deve essere dimensionato in funzione dell’aggressività dell’ambiente e della sensibilità delle armature alla corrosione, tenendo anche conto delle tolleranze di posa delle armature”*.

A tal fine si può fare riferimento alla UNI EN 1992 -1-1 per dimensionare correttamente i copriferri.

Il valore nominale del copriferro è calcolato secondo l’espressione:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

dove:

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\}$$

in cui:

$$\Delta c_{dur,\gamma} = \Delta c_{dur,st} = \Delta c_{dur,add} = 0$$

$c_{min,b}$ è il copriferro minimo necessario per l’aderenza delle armature. Per armature ordinarie $c_{min,b}$ è pari al diametro della barra, nel caso di barre singole, e al diametro equivalente, nel caso di barre raggruppate.

$c_{min,dur}$ è il copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali e si ricava dai prospetti seguenti in funzione della classe di esposizione, ricordando che la classe strutturale per un periodo di vita nominale presunta della struttura pari a 50 anni è la classe strutturale S4 (vedi prospetti seguenti)

Per quanto riguarda la tolleranza Δc_{dev} , essa è compresa tra 0 e 10 mm.

A titolo cautelativo si è scelto un copriferro minimo pari a 35 mm.

prospetto 4.4N Valori del copriferro minimo, $c_{min,dur}$, requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

Tabella 5 - Valori del copriferro per la durabilità del calcestruzzo da Eurocodice 2

5.2 Acciaio per cemento armato.

5.2.1 Sensibilità alla corrosione delle armature.

Le Norme Tecniche per le Costruzioni, al par. 4.1.2.2.4.3, suddividono in due gruppi le armature:

- Armature sensibili;
- Armature poco sensibili.

Appartengono al primo gruppo gli acciai da precompresso, mentre appartengono al secondo gruppo gli acciai ordinari. Per gli acciai zincati e per quelli inossidabili si può tenere conto della loro minor sensibilità alla corrosione.

La seguente tabella riepilogativa riassume le prescrizioni relative ai materiali utilizzati per il dimensionamento dell'opera strutturale con riferimento alle condizioni ambientali e alla sensibilità delle armature alla corrosione.

Calcestruzzo per soletta		
Classe di esposizione ambientale		XC3
Condizione ambientale	TAB. 4.1.III D.M. 17/01/2018	ORDINARIA
Classe di consistenza cls		S4
Massimo rapporto a/c		0.55
D _{max} : dimensione nominale max aggregati		20 mm

Tabella 6 – Materiali

5.2.2 Scelta degli stati limite di fessurazione.

Sono ora indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alla TAB. 4.1.IV del D.M. 17/01/2018.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w _d	Stato limite	w _d
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w ₂	ap. fessure	≤ w ₃
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w ₁	ap. fessure	≤ w ₂
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w ₁
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w ₁

Tabella 7 - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione

Il paragrafo 4.1.2.2.4 delle NTC 2018 individua i seguenti valori di w₁ w₂ e w₃:

w ₁	0,2 mm
w ₂	0,3 mm
w ₃	0,4 mm

Tabella 8 - Valori limite apertura delle fessure

5.3 Materiali utilizzati.

5.3.1 Calcestruzzo per utilizzo strutturale.

Tipo di calcestruzzo		C25/30
R_{ck} calcestruzzo	(daN/cm ²)	300
Modulo elastico	(daN/cm ²)	314472
Resistenza caratteristica cilindrica (f_{ck})	(daN/cm ²)	249
Resistenza caratteristica a trazione (f_{ctk})	(daN/cm ²)	17.9068
Resistenza media (f_{cm})	(daN/cm ²)	329
Resistenza media a trazione (f_{ctm})	(daN/cm ²)	25.5812
σ_{amm} calcestruzzo	(daN/cm ²)	97.5

Tabella 9 - Caratteristiche C25/30

5.3.2 Acciaio per opere in c.a.

Tipo di acciaio		B450C
f_{yk} tensione caratteristica di snervamento	(daN/cm ²)	4500
Modulo elastico	(daN/cm ²)	2060000
f_{tk} tensione caratteristica ultima	(daN/cm ²)	5400
Coefficiente di Poisson ν		0.3
γ_s		1.15
f_{yd} tensione di snervamento di calcolo	(daN/cm ²)	3910

Tabella 10 - Caratteristiche B450C

5.3.3 Legno per uso strutturale.

Tipologia di legno		GL24h
Resistenza a flessione $f_{m,g,k}$	(N/mm ²)	24
Resistenza a trazione $f_{t,0,g,k}$	(N/mm ²)	16.5
Resistenza a trazione $f_{t,90,g,k}$	(N/mm ²)	0.4
Resistenza a compressione $f_{c,0,g,k}$	(N/mm ²)	24
Resistenza a compressione $f_{c,90,g,k}$	(N/mm ²)	2.7
Resistenza a taglio $f_{v,g,k}$	(N/mm ²)	2.7
Modulo di elasticità $E_{0,g,mean}$	(N/mm ²)	11600
Modulo di elasticità $E_{0,g,05}$	(N/mm ²)	9400
Modulo di elasticità $E_{90,g,mean}$	(N/mm ²)	390
Modulo di taglio $G_{g,mean}$	(N/mm ²)	720
Massa volumica $\rho_{g,k}$	(daN/m ³)	380

Tabella 11 Caratteristiche meccaniche legno lamellare GL24h

6. CRITERI DI PROGETTAZIONE E METODO DI VERIFICA

Regione		PIEMONTE
Provincia		TORINO
Comune		ALBIANO D'IVREA
Coordinate Geografiche del cantiere	Latitudine	45.433875 N
	Longitudine	7.94816 E
Altitudine		232 m s.l.m.
Zona sismica		ZONA 4
Tipo di opera con livello di prestazione	Tab. 2.4.I D.M. 17/01/2018	ORDINARIA
Vita nominale V_N	P.to 2.4.1 D.M. 17/01/2018	50 ANNI
Classe d'uso	P.to 2.4.2 D.M. 17/01/2018	II
Coefficiente d'uso C_U	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	1
Periodo di riferimento per azione sismica V_R	P.to 2.4.3 D.M. 17/01/2018	50 ANNI

Tabella 12 – Dati geografici e classificazione sismica

Le Norme Tecniche per le Costruzioni individuano le azioni sismiche di progetto a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l’elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche. Le NTC 2018 definiscono, al par. 3.2 la pericolosità sismica in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} . Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g : accelerazione orizzontale massima al sito;

F_0 : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

T_c : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Il calcolo delle opere in oggetto è stato realizzato facendo riferimento ai seguenti parametri:

	a_g [m/s²]	F_0	T_c^* [s]
SLO	0.171572	2.6	0.16
SLD	0.208727	2.58	0.186522
SLV	0.410054	2.64341	0.29
SLC	0.489395	2.69512	0.303524

Tabella 13 - Parametri sismici di progettazione

L’analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche può essere eseguita mediante metodi pseudostatici, metodi degli spostamenti e metodi di analisi dinamica.

Nelle analisi si deve tenere conto dei comportamenti di tipo fragile che si manifestano nei terreni a grana fine sovraconsolidati e nei terreni a grana grossa addensati con una riduzione della resistenza al taglio al crescere delle deformazioni. Inoltre si deve tener conto dei possibili incrementi di pressione interstiziale indotti in condizioni sismiche nei terreni saturi. Nei metodi pseudostatici l'azione sismica è rappresentata da un'azione statica equivalente, costante nello spazio e nel tempo, proporzionale al peso W del volume del terreno potenzialmente instabile.

Tale forza dipende dalle caratteristiche del moto sismico atteso nel volume di terreno potenzialmente instabile e dalla capacità di tale volume di subire spostamenti senza significative riduzioni di resistenza. Nelle verifiche allo stato limite ultimo, in mancanza di studi specifici, le componenti orizzontale e verticale di tale forza possono esprimersi come $F_h = k_h \cdot W$ ed $F_v = k_v \cdot W$, con k_h e k_v rispettivamente pari ai coefficienti sismici orizzontale e verticale:

$$k_h = \beta_s \cdot \frac{a_{max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0,5 \cdot k_h$$

β_s = coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Per tenere conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale è necessario individuare il valore del coefficiente topografico S_T , dipendente dalle categorie topografiche illustrate nella seguente tabella:

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 14 - Categorie topografiche - Tabella 3.2.III D.M.17/01/2018

Il caso in studio appartiene alla categoria topografica T1, alla quale corrisponde un coefficiente di amplificazione topografica S_T pari a 1 (tabella 3.2.V D.M. 17/01/2018).

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto si rende necessario inoltre valutare l'effetto della risposta sismica locale mediante specifiche analisi. In assenza di tali analisi, per la definizione dell'azione

sismica si può fare riferimento ad un approccio semplificato, che si basa sull'individuazione di categorie di sottosuolo di riferimento illustrate nella seguente tabella:

Tab. 3.2.II – Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 15 - Categoria di sottosuolo da Tabella 3.2.II D.M. 17/01/2018

Nel caso in progetto si assume che la categoria di sottosuolo sia la D, alla quale corrisponde un valore di coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s pari a 1.8.

Categoria sottosuolo	S_s
A	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$

Tabella 16 - Espressioni di S_s Tabella 3.2.IV D.M. 17/01/2018

Si valuta infine il valore del coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_s , valutato pari a 0.24. Il valore è stato ricavato facendo uso della seguente tabella, che identifica il parametro β_s sulla base della categoria della di sottosuolo e del valore di accelerazione massima.

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	β_s	β_s
$0,2 < a_g(g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g(g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g(g) \leq 0,1$	0,20	0,20

Tabella 17 Coefficienti di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito

Il paragrafo 7.2.2 delle Norme Tecniche 2018 chiarisce come le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi debbano essere progettate in accordo con i seguenti comportamenti strutturali:

- Comportamento strutturale non dissipativo;
- Comportamento strutturale dissipativo.

Nel comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tenere conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico.

Nel comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q , si adotta un modello elastico.

Per il progetto della struttura è stato assunto un comportamento strutturale **dissipativo**.

Una costruzione a comportamento dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due classi di duttilità CD previste al par. 7.2.2 delle NTC 2018:

- Classe di Duttilità Alta CD A, ad elevata capacità dissipativa;
- Classe di Duttilità Media CD B, a media capacità dissipativa.

In riferimento all'entità delle plasticizzazioni previste in fase di progettazione, si sono progettate le strutture in **Classe di Duttilità Media CD B**.

Le Norme Tecniche 2018 classificano al par. 7.4.3 le strutture sismo – resistenti in calcestruzzo armato in diverse tipologie; il progetto prevede la realizzazione di elementi facenti parte di una struttura a telaio. Nella struttura a telaio la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali, aventi resistenza a taglio alla base $\geq 65\%$ della resistenza a taglio totale.

6.1 Fattore di comportamento.

La domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo che dissipativo può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q . I valori di tale fattore variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerato. La tabella 7.3.I della normativa illustra i limiti da attribuire al fattore di comportamento q in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerato.

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Tabella 18 Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

Il fattore di comportamento definisce lo spettro di progetto a partire dallo spettro di risposta elastica, ed il suo limite superiore è calcolabile con la seguente relazione analitica:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

Dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II delle NTC 2018, in dipendenza della classe di duttilità, della tipologia strutturale e del rapporto di sovrarresistenza α_u / α_1 .

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Come previsto al par. 7.3.1. delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, dalla tabella 7.3.II si adotta a favore di sicurezza un fattore di comportamento q a SLV e SLD pari a 1.5, per strutture a telaio in classe di duttilità B.

6.2 Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018, in dipendenza della classe d'uso (CU).

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, le verifiche da eseguire sono in termini di rigidità (RIG) di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto) applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità (Capacity Design).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(*)			DUT ^(*)		

(*) Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

(*) Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Tabella 19 Requisiti nei confronti dei vari Stati Limite

La condizione in termini di rigidità sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile.

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in resistenza sufficiente a soddisfare la domanda allo stato limite di salvaguardia della vita SLV.

Per le strutture a comportamento dissipativo, la capacità delle membrature è calcolata con riferimento al loro comportamento ultimo.

Le verifiche di duttilità allo stato limite di prevenzione del collasso SLC non sono dovute nel caso di progettazione con fattore di comportamento $q \leq 1,5$.

7. ANALISI DEI CARICHI

Le azioni considerate nella progettazione dell'opera sono:

- Le azioni permanenti dovute al peso proprio degli elementi costituenti le strutture (muratura, calcestruzzo e legno);
- I carichi permanenti non strutturali;
- Sovraccarico cat.A;
- Azione della neve

7.1 Carico permanente strutturale.

I pesi propri degli elementi strutturali sono valutati in modo automatico dal programma di calcolo, tenendo conto dei seguenti pesi per unità di volume:

- Calcestruzzo armato: 25 kN/m³;
- Legno: 3,80 kN/m³;
- Muratura: 19 kN/m³;

Per i solai si è considerato un peso proprio permanente strutturale ipotizzato pari 2.75 kN/mq. Tale valore è stato dedotto dalla pratica di denuncia del cemento armato, che esplicita negli elaborati grafici il valore dei carichi utilizzati per il calcolo degli elementi strutturali.

7.2 Carico permanente non strutturale.

Il valore dei carichi permanenti non strutturali considerati sono:

- Carichi permanenti non strutturali su solaio: 0.75 kN/mq;
- Carichi permanenti non strutturali su copertura: 2 kN/mq;

7.3 Sovraccarichi.

I sovraccarichi, o carichi imposti, comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera. Ai sensi della Tabella 3.1. II delle NTC 2018 si considera come sovraccarico il valore appartenente alla cat. A per "ambienti ad uso residenziale" pari a 2,00 kN/m².

7.4 Azione della neve.

Ai sensi del cap. 3.4. della Normativa Tecnica si è calcolato il valore del carico neve agente sulla struttura nel modo seguente:

Area di ubicazione dell'edificio: 1 alpina
Altitudine sul livello del mare: 232 m

Pressione della neve $p_s = \mu_1 \cdot q_{sk} \cdot C_e \cdot C_t$

Parametri d'input ed intermedi:

Categoria del coefficiente d'esposizione: Normale

C_e (Coefficiente d'esposizione): 1

C_t (Coefficiente termico): 1

Angolo sinistro di inclinazione della falda: 21 grad

Angolo destro di inclinazione della falda: 21 grad

μ_1 (alfa1) (Coefficiente di forma della copertura): 0.80

μ_1 (alfa2) (Coefficiente di forma della copertura): 0.80

Carichi agenti:

q_s (Carico provocato dalla neve sulle coperture): 122.49 daN/mq

8. COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni di carico utilizzate sono quelle previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018. Si elencano in seguito i coefficienti parziali di sicurezza con riferimento alla tabella 2.6.1. delle NTC 2018, e le relative combinazioni delle azioni:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_Q	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Tabella 20 - Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche a SLU

Ai fini delle verifiche agli stati limite, con riferimento al par. 2.5.3 si sono definite le seguenti combinazioni delle azioni:

- SLU – Combinazione di carico fondamentale;

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione caratteristica, cosiddetta rara;

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione frequente;

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- SLE – Combinazione quasi permanente;

$$G_1 + G_2 + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

- Combinazione sismica SLV e SLD;

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

Si elencano ora i casi di carico con le combinazioni delle azioni sollecitanti le strutture. Tali combinazioni sono state ricavate in conformità con le disposizioni della Normativa Tecnica.

CC	Commento	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	Mt	S X	S Y
1	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	1.00	-0.30
4	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	1.00	-0.30
5	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	-1.00	0.30
6	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	-1.00	0.30
7	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	-1.00	-0.30
8	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	-1.00	-0.30
9	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	0.30	1.00
10	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	0.30	1.00
11	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	-0.30	1.00
12	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	-0.30	1.00
13	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	0.30	-1.00
14	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	0.30	-1.00
15	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	-0.30	-1.00
16	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	1.00	-0.30	-1.00
17	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	1.00	0.30
18	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	1.00	0.30
19	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	1.00	-0.30
20	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	1.00	-0.30
21	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	-1.00	0.30
22	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	-1.00	0.30
23	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	-1.00	-0.30
24	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	-1.00	-0.30
25	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	0.30	1.00
26	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	0.30	1.00
27	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	-0.30	1.00
28	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	-0.30	1.00
29	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	0.30	-1.00
30	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	0.30	-1.00
31	Amb. 1 (SLU) SLV+S	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	-0.30	-1.00
32	Amb. 1 (SLE) SLD	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	-1.00	-0.30	-1.00
33	Amb. 2 (SLU) SLU	✓	L	■	1.30	1.50	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00	0.00
34	Amb. 2 (SLE) SLE R	✓	L	■	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00
35	Amb. 2 (SLE) SLE F	✓	L	■	1.00	1.00	0.50	0.50	0.20	0.00	0.00	0.00
36	Amb. 2 (SLE) SLE Q	✓	L	■	1.00	1.00	0.30	0.30	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabella 21 – Combinazione delle azioni di calcolo

- Colonna n°1: Azioni permanenti strutturali;
- Colonna n°2: Azioni permanenti NON strutturali;
- Colonna n°3: Sovraccarichi cat. A;
- Colonna n°4: Sovraccarichi cat. A2 “balconi”;
- Colonna n°5: Azione della neve

9. VERIFICHE STRUTTURALI.

9.1 Verifiche strutturali nuovo pilastro in progetto.

Si riportano le verifiche strutturali eseguite per il nuovo pilastro in progetto. Le verifiche sono state eseguite ipotizzando 6 ferri longitudinali aventi diametro 16 mm e staffe di diametro pari a 8 mm.

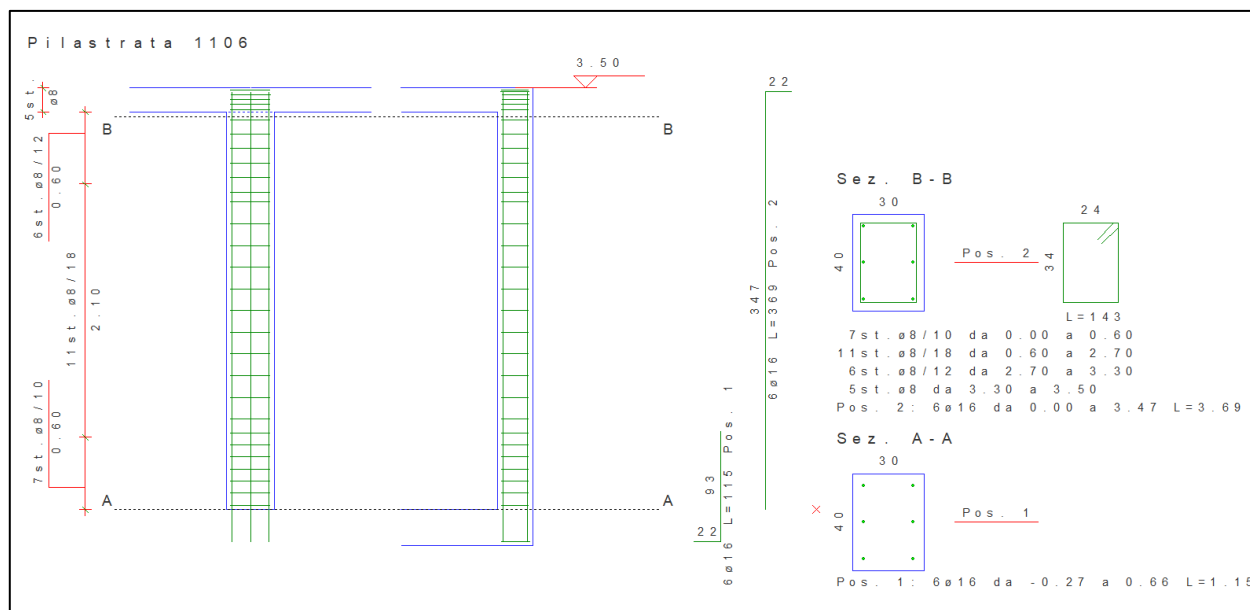


Figura 5 Schema dei ferri del pilastro

VERIFICHE A FLESSIONE/PRESSOFLESSIONE.

Si riportano i valori delle verifiche a flessione/pressoflessione eseguite e si dimostra come il valore del momento sollecitante sia, nelle combinazioni di carico più gravose considerate, inferiore al momento resistente in progetto.

Stato limite ultimo - Verifiche a flessione/pressoflessione														
Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	My ver. <daNm>	Mz <daNm>	Mz ver. <daNm>	Nu <daN>	MRdy,r <daNm>	MRdz,r <daNm>	Sic.
0.00	1	SLV	1	9	0.00	-11602.80	-1083.45		0.00		-11602.80	-4663.86	0.00	4.305
0.00	1	SLV	1	9	0.00	-11602.80	-1083.45		0.00		-11602.80	-4663.86	0.00	4.305
3.30	33	SLU	1	9	330.00	-19183.00	1840.26		0.00		-19183.00	5198.43	0.00	2.825

VERIFICHE TENSIONALI.

Ai sensi del paragrafo 4.1.2.2.5 della Normativa Tecnica si è verificato che le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio sono inferiori rispettivamente a:

- $\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} = 150 \text{ daN/cm}^2$ per combinazione caratteristica;
- $\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} = 112.5 \text{ daN/cm}^2$ per combinazione quasi permanente;
- $\sigma_{s,max} \leq 0,80 f_{yk} = 3600 \text{ daN/cm}^2$;

Stato limite d'esercizio - Verifiche tensionali													
Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	Mz <daNm>	My <daNm>	AfT <cmq>	AfC <cmq>	σ_c <daN/cm ² >	σ_s <daN/cm ² >	
0.00	34	SLE	R	1	9	0.00	-14841.80	0.00	-634.85	0.00	19.47	251.03	
0.00	36	SLE	Q	1	9	0.00	-11695.90	0.00	-471.37	0.00	14.94	193.73	
0.00	34	SLE	R	1	9	0.00	-14841.80	0.00	-634.85	0.00	19.47	251.03	
0.00	36	SLE	Q	1	9	0.00	-11695.90	0.00	-471.37	0.00	14.94	193.73	
3.30	34	SLE	R	1	9	330.00	-13851.80	0.00	1321.02	6.03	30.79	354.24	
3.30	36	SLE	Q	1	9	330.00	-10705.90	0.00	990.56	6.03	23.14	268.07	

VERIFICHE DI LIMITAZIONE APERTURA DELLE FESSURE IN ESERCIZIO.

La normativa specifica come, per condizioni ambientali ordinarie, il valore limite di apertura della fessura debba essere considerato inferiore a 0,2 mm. La tabella mostra come tale prescrizione sia rispettata per il pilastro.

Stato limite d'esercizio - Verifiche a fessurazione

Xg <m>	CC	TCC	El	Sez.	X <cm>	N <daN>	My <daNm>	Mz <daNm>	c <mm>	s <mm>	K3	s ₂₀ <mm>	Φ	A _s <cmq>	A _c eff <cmq>	σ _s <daN/cmq>	σ _{sz} <daN/cmq>	ε _{sm}	Wk <mm>
3.30	36	SLE Q	1	9	330.00	-10705.90	990.56	0.00	39.00	153.00	0.13	188.11	16.00	6.03	599.50	77.95	408.72	0.02	0.00

Staffe - Verifiche armatura

X0 <m>	X1 <m>	Staff.	Br _y	Br _z	CC	TCC	bw _y <cm>	Vsdu _y <daN>	ctgθ _y	VRsd _y <daN>	VRcd _y <daN>	bw _z <cm>	Vsdu _z <daN>	ctgθ _z	VRsd _z <daN>	VRcd _z <daN>	Sic.T
0.00	0.55	ø8/10	2	2	33	SLU	0.30	78.62	2.24	27872.70	27872.70	0.40	826.18	2.50	22216.30	24640.00	26.89
0.00	0.55	ø8/10	2	2	29 (TG)	SLV	0.30	0.00	2.18	27113.70	27113.70	0.40	4499.90	2.50	22216.30	23535.90	4.94
0.00	0.55	ø8/10	2	2	29 (TG)	SLV	0.30	6291.74	2.18	27114.00	27114.00	0.40	0.00	2.50	22216.30	23536.20	4.31
0.55	2.75	ø8/18	2	2	33	SLU	0.30	78.62	2.50	17259.60	25813.30	0.40	826.18	2.50	12342.40	24612.10	14.94
0.55	2.75	ø8/18	2	2	29 (TG)	SLV	0.30	0.00	2.50	17259.60	24684.50	0.40	4499.90	2.50	12342.40	23535.90	2.74
0.55	2.75	ø8/18	2	2	29 (TG)	SLV	0.30	6291.74	2.50	17259.60	24684.90	0.40	0.00	2.50	12342.40	23536.20	2.74
2.75	3.30	ø8/12	2	2	33	SLU	0.30	78.62	2.49	25777.30	25777.30	0.40	826.18	2.50	18513.50	24500.70	22.41
2.75	3.30	ø8/12	2	2	29 (TG)	SLV	0.30	0.00	2.43	25180.90	25180.90	0.40	4499.90	2.50	18513.50	23535.90	4.11
2.75	3.30	ø8/12	2	2	29 (TG)	SLV	0.30	6291.74	2.43	25181.10	25181.10	0.40	0.00	2.50	18513.50	23536.20	4.00

VERIFICHE SUL NODO TRAVE - PILASTRO.

Si riportano le verifiche eseguite sui nodi trave-pilastro.

Caratteristiche nodi trave-pilastro

Nodo	Conf.	Staff.	F.	Mod.	Br.	As1 <cmq>	As2 <cmq>	Bj <m>	Hjc <m>	Hjw <m>	Ash <cmq>
77N		ø8/ 4	Y+	I	2	3.08	3.08	0.30	0.31	0.12	5.03
			Z+	E	2	7.35	6.79	0.55	0.21	0.12	5.03
			Y-	I	2	3.08	3.08	0.30	0.31	0.12	5.03

10. CONCLUSIONI

Le strutture in progetto sono state dimensionate e verificate mediante l'ausilio del programma di calcolo ModEst 8.17.

Le verifiche hanno fatto riferimento all'attuale normativa vigente, il D.M. 17/01/2018.

Dai risultati ottenuti risulta che tutte le verifiche effettuate su ciascun elemento risultano **SODDISFATTE**.