

AREA GESTIONE EDILIZIA



SAPIENZA
UNIVERSITÀ DI ROMA

**REALIZZAZIONE DI ALLOGGI E RESIDENZE PER STUDENTI
UNIVERSITARI PRESSO L'EDIFICIO DI VIA PALESTRO, 63 -
ROMA**

(legge 14 novembre 2000, n. 338)



**PROGETTO DI ADEGUAMENTO FUNZIONALE
DELL'EDIFICIO IN VIA PALESTRO, PER LA
REALIZZAZIONE DI RESIDENZE PER STUDENTI
UNIVERSITARI (L. 338/2000)**

RELAZIONE DI CALCOLO

Roma, Agosto 2013

Il Progettista
Ing. Stefano Tatarelli

Visto: Il Responsabile Unico del Procedimento
Ing. Armando Viscardi

1 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE.....	4
1.1 Premessa	4
1.2 Descrizione generale e criteri d'intervento.....	4
1.2.1. Parametri della struttura	12
1.2.2. Fattore di struttura	12
1.3 Quadro normativo di riferimento adottato	14
1.3.1. Progetto-verifica degli elementi.....	14
1.3.2. Azione sismica	14
1.4 Azioni di progetto sulla costruzione	14
1.5 Modello numerico	15
1.5.1. Modellazione della geometria della struttura.....	16
1.5.2 Modello per l'analisi globale	17
1.5.2.1 Modellazione della Struttura.....	26
Per il dettaglio dei dati di progetto vedere allegato n.7 "tabulati input – tabulati output"	33
1.5.2.2 Modellazione della Struttura: NODI	33
1.5.2.3 Modellazione della Struttura: ASTE.....	35
1.5.2.4 Modellazione della Struttura: ELEMENTI SOLAIO	39
1.5.2.5 Modellazione delle Azioni.....	40
1.6 Analisi Dei Carichi.....	46
1.6.1 Carichi permanenti e variabili	46
1.6.2 Analisi Dei Carichi Delle Scale Esistenti	54
1.6.3 Azione della neve e del vento	55
1.6.4 Azione Sismica.....	57
1.6.4.1 Modellazione dell'azione sismica	61
1.7 Analisi di carico richieste	67
1.8 Combinazioni delle azioni (parag. 2.5.3. NTC2008).....	74
1.9. Intervento Sulla Muratura - Miglioramento Sismico.....	82
2 RIFERIMENTI NORMATIVI.....	88
3 RELAZIONE SUI MATERIALI.....	94
3.1 Modalità Esecutive.....	100
4 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE.....	107
ANALISI SISMICA LINEARE (STATICA e DINAMICA MODALE)	107
RISULTATI Analisi Sismica Dinamica Modale	114
DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN MURATURA	115
VERIFICHE SISMICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO	116
VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO.....	122
VERIFICHE SISMICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA	122
VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE	126
5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	128
5.1 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI MURATURA	128
5.2 INTERVENTI DI RINFORZO STRUTTURALE	130
5.3 VERIFICA TIPOLOGIE DI SOLAI ANTE E POST-OPERAM.....	139
5.4 VERIFICHE LOCALI CON SCHEMI DI CALCOLO SEMPLIFICATI	159

6 RELAZIONE GEOTECNICA.....	168
ALLEGATO 1 – STRUTTURE DEL NUOVO ASCENSORE	
ALLEGATO 2 – INFORMATIVA AFFIDABILITA'	
ALLEGATO 3 – PIANO DI MANUTENZIONE	
ALLEGATO 4 – RELAZIONE DI INDAGINE TECNORESTAURI.....	
ALLEGATO 5 – VERIFICA MODELLO INDIPENDENTE SISMUR.....	
ALLEGATO 6 – VERIFICA MODELLO INDIPENDENTE FEM PROSAP	
ALLEGATO 7– TABULATI.....	
ALLEGATO 8– VALIDAZIONE PCM AEDES	

1 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

1.1 Premessa

La presente revisione progettuale consegue alla impossibilità di eseguire alcuni interventi in locali non direttamente accessibili e disponibili ed alle conseguenti necessità di ulteriori dettagli e precisazioni esecutive.

Il carattere diffuso degli interventi strutturali di adeguamento statico e di semplice miglioramento sismico, rendono complessivamente congrua l'ipotesi progettuale adottata in piena conformità alla destinazione d'uso prevista ed alle conseguenti prescrizioni normative.

La presente relazione di calcolo strutturale risulta infatti conforme al punto §10.1 del DM 14/01/08, essendo comprensiva di una descrizione generale dell'opera e dei criteri di analisi e verifica. Segue inoltre le indicazioni fornite al §10.2 del DM stesso per quanto concerne analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo.

Nella relazione sono riportati i principali elementi di inquadramento del progetto definitivo riguardante le strutture, il progetto architettonico e tecnologico in generale, oltre alle prestazioni attese dalla struttura.

1.2 Descrizione generale e criteri d'intervento

Al fine di pervenire alla definizione conoscitiva delle tipologie costruttive ed in particolare strutturali, si è proceduto ad una approfondita campagna di saggi, indagini e controlli puntuali.

Ne sono risultate alcune significative caratteristiche della costruzione in esame che hanno costituito elemento di indirizzo in fase di sviluppo degli interventi progettuali.

Il fabbricato nella attuale configurazione geometrica e distributiva deriva dall'accorpamento di due differenti unità immobiliari costruite in epoche diverse e nettamente differenziate sul piano costruttivo e tipologico.

Queste caratteristiche geometrico-costruttive rendono il fabbricato nella configurazione attuale non idoneo, secondo la normativa vigente, a resistere all'azione sismica del sito in cui sorge. In particolare le due unità immobiliari (corpi di fabbrica) in caso di sisma, sarebbero soggette ad azione di martellamento, non essendo stati previsti all'origine idonei giunti sismici o cuciture di continuità.

Come evidenziato dalle indagini eseguite in situ dalla Ditta incaricata Tecnorestauri Appalti Srl (vedi allegato n.4), l'unità edilizia meno recente (corpo B nei disegni di rilievo) è caratterizzata da una tessitura muraria in pietrame di tufo listato in mattoni, con orizzontamenti del tipo a volte murarie oltre che in solai in profilati metallici a doppio T con voltine murarie; l'unità immobiliare più recente (corpo A nei disegni di rilievo) evidenzia una struttura mista in travi e pilastri in c.a. e pareti murarie generalmente in mattoni pieni, spesso

caratterizzate da consistenti spessori di malta nei giunti di interfaccia, in presenza di solai piani del tipo alleggerito in latero-cemento.

Le stesse opere fondali risultano fortemente differenziate nei due corpi di fabbrica, rispettivamente in travi in c.a. nel più recente corpo B ed in muratura portante nel corpo A.

Nei due differenti corpi di fabbrica si evidenzia la coesistenza di tre diverse tipologie di orizzontamenti, come di seguito riportato, di cui verranno approfondite le caratteristiche costruttive e di resistenza nei capitoli successivi:

- volte murarie, in mattoni pieni posti in foglio (corpo di fabbrica B);
- solai in ferro e voltine murarie, costituiti da profilati metallici a doppio T (travetti tipo NP140 ad interasse 80 cm) con voltine murarie di mattoni posti in foglio (corpo di fabbrica B);
- solai piani del tipo alleggerito in latero-cemento, costituiti da travetti in cls armato di sezione a T di dimensioni 8x50 con armatura inf.re 2 Φ 8 lisci (corpo di fabbrica A).

Alla quota del terrazzo di copertura posto al piano quinto, si è rilevata la situazione del tutto anomala, per di più con effetto di amplificazione delle forze d'inerzia di natura sismica vista la quota di applicazione, di una soletta in cls (spessore circa 15-16 cm), debolmente armata e gettata in aderenza al sottostante solaio del piano 5°, del tipo in travetti metallici e voltine murarie di chiusura.

In via del tutto presumibile si può ipotizzare che la suddetta soletta costituisse elemento massivo e speditivo di supporto delle pareti murarie alla quota del terrazzo (spesso risultate in semplici forati) e delle relative coperture piane costituite da un solaio in latero-cemento.

E' del tutto evidente che il semplice alleggerimento di tale massivo orizzontamento, già di per sé rappresenta un intervento di adeguamento statico e miglioramento sismico della costruzione, stante la conseguente riduzione dei pesi gravanti sulle strutture di elevazione e di fondazione oltre che delle forze d'inerzia di natura sismica.

I fenomeni fessurativi e di dissesto in genere, sulla base dei sopralluoghi ricognitivi e della campagna di saggi ed indagini, sembrano limitati ad alcune zone d'angolo di incroci murari, presumibilmente anche in relazione al grado di ammorsamento talvolta inefficace, con estensione anche su alcuni tratti di volte murarie.

Alcune porzioni di solai piani a travetti sembrano evidenziare interventi di rinforzo o di semplici getti in opera di completamento e supporto per opere sovrastanti, come già evidenziato alla quota del terrazzo del 5° livello.

La scala centrale è del tipo a sbalzo alla romana sui 3 lati in pianta, essendo i pianerottoli di arrivo del tipo a volta cilindrica ribassata.

Si segnala l'inserimento di una nuova scala esterna di sicurezza in carpenteria metallica e fondata su platea indipendente; le strutture metalliche di elevazione sono controventate ai piani in corrispondenza delle strutture

murarie del fabbricato, essendo gli effetti indotti sulla costruzione del tutto trascurabili anche in fase sismica, ove si consideri i differenti ordini di grandezza sia in termini di rigidità che resistenza.

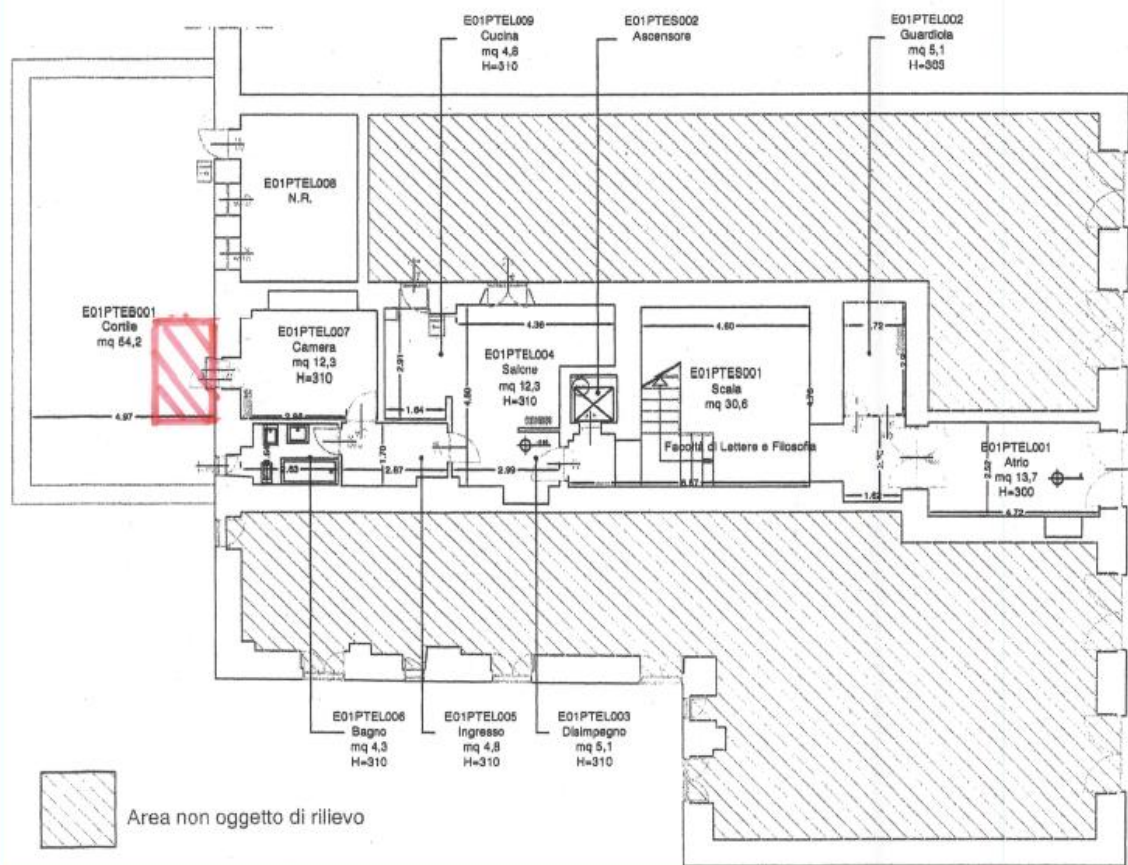
La precedente destinazione d'uso terziaria o comunque abitativa, ha evidenziato entità dei carichi utili dei solai e volte murarie del tutto prossimi alle attuali esigenze della prevista destinazione d'uso per alloggi universitari, pertanto del tipo residenziale, fatte salve tutte le opportune esigenze del rinforzo strutturale in corrispondenza di situazioni di degrado o dissesto statico oltre alle esigenze di adeguamento strutturale connesso alle vigenti norme NTC2008; si cita al riguardo la necessità di esecuzione di una soletta armata in tutti gli orizzontamenti in sostituzione della caldana preesistente priva di armatura.

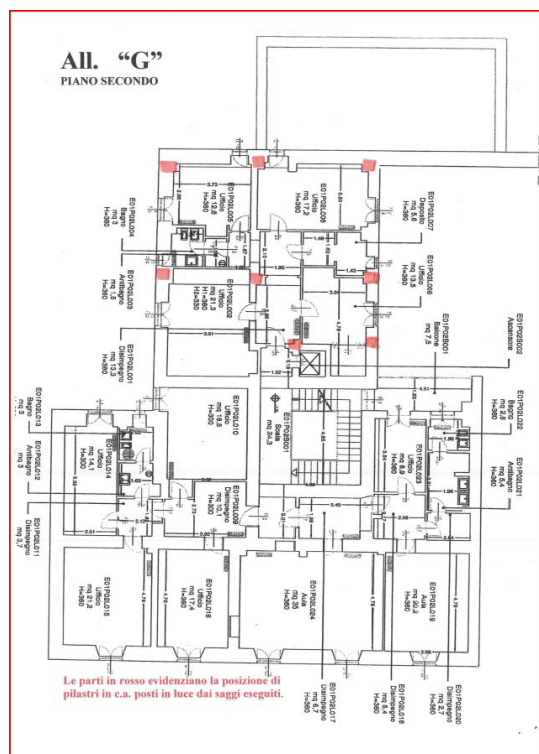
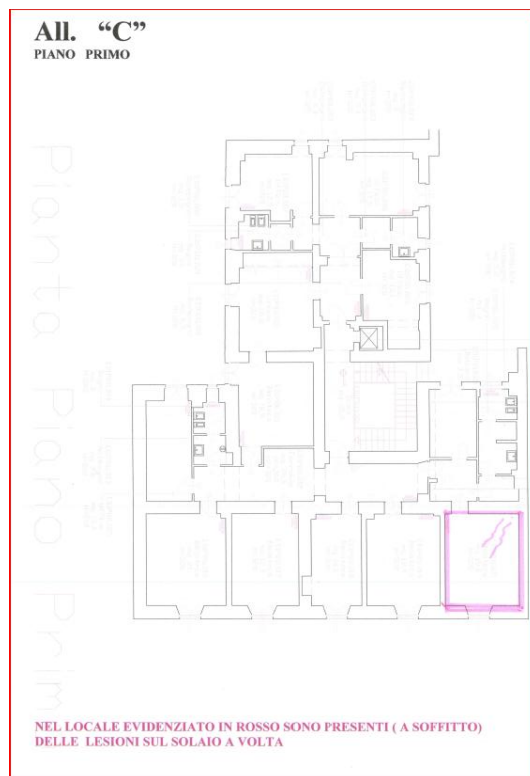
Le indagini geologiche e geotecniche hanno evidenziato un terreno di base costituito da riporto di modesta consistenza fino a circa 10-12 m. dal p.c. con sottostanti strati di tufi di varia consistenza. Non sono state riscontrate travi di collegamento in fondazione neppure nella parte più recente caratterizzata da opere di base del tipo a travi in c.a.

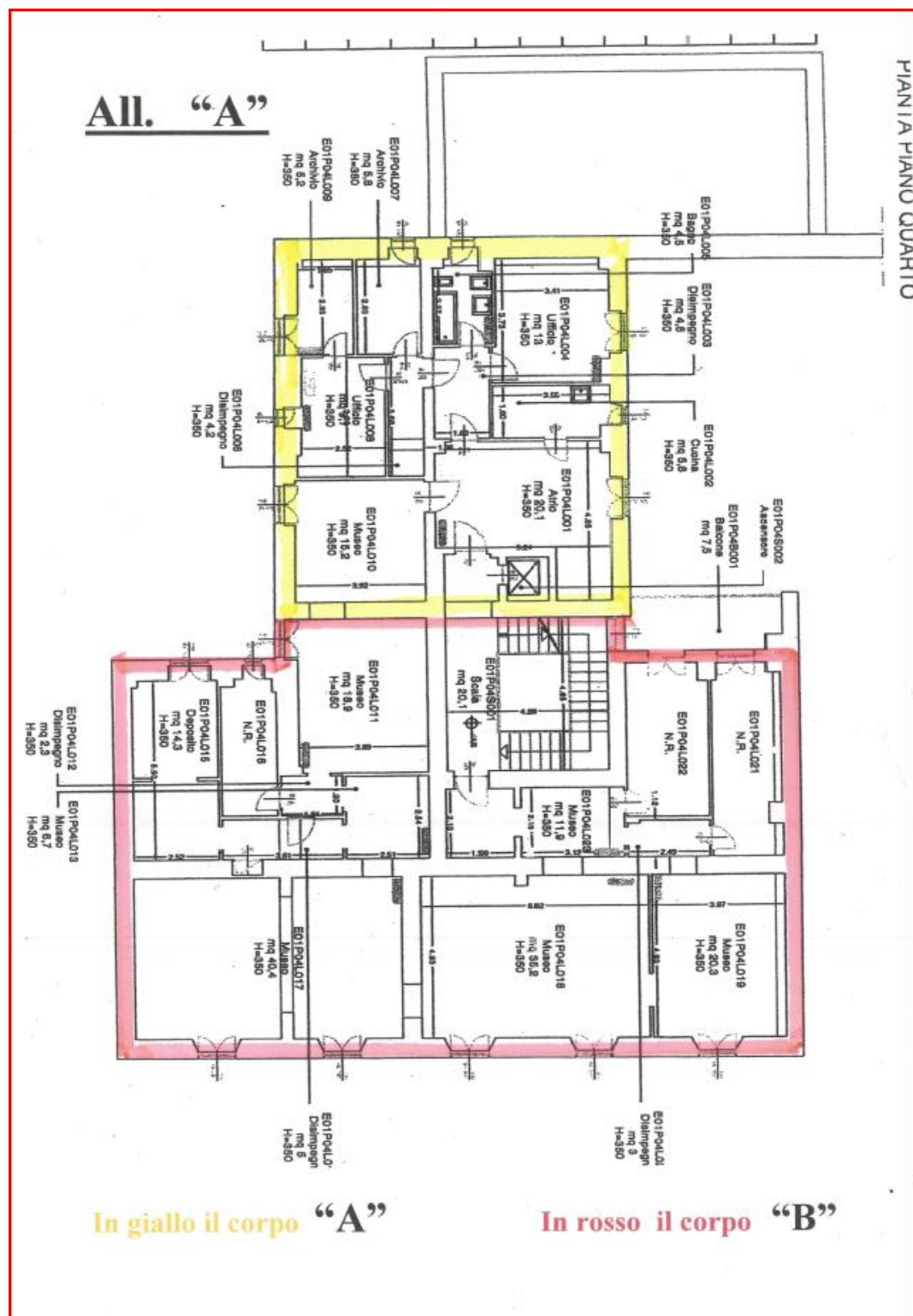
Viene altresì evidenziata la classificazione in zona sismica di categoria 3-A (zona a debole sismicità).

ANTE OPERAM

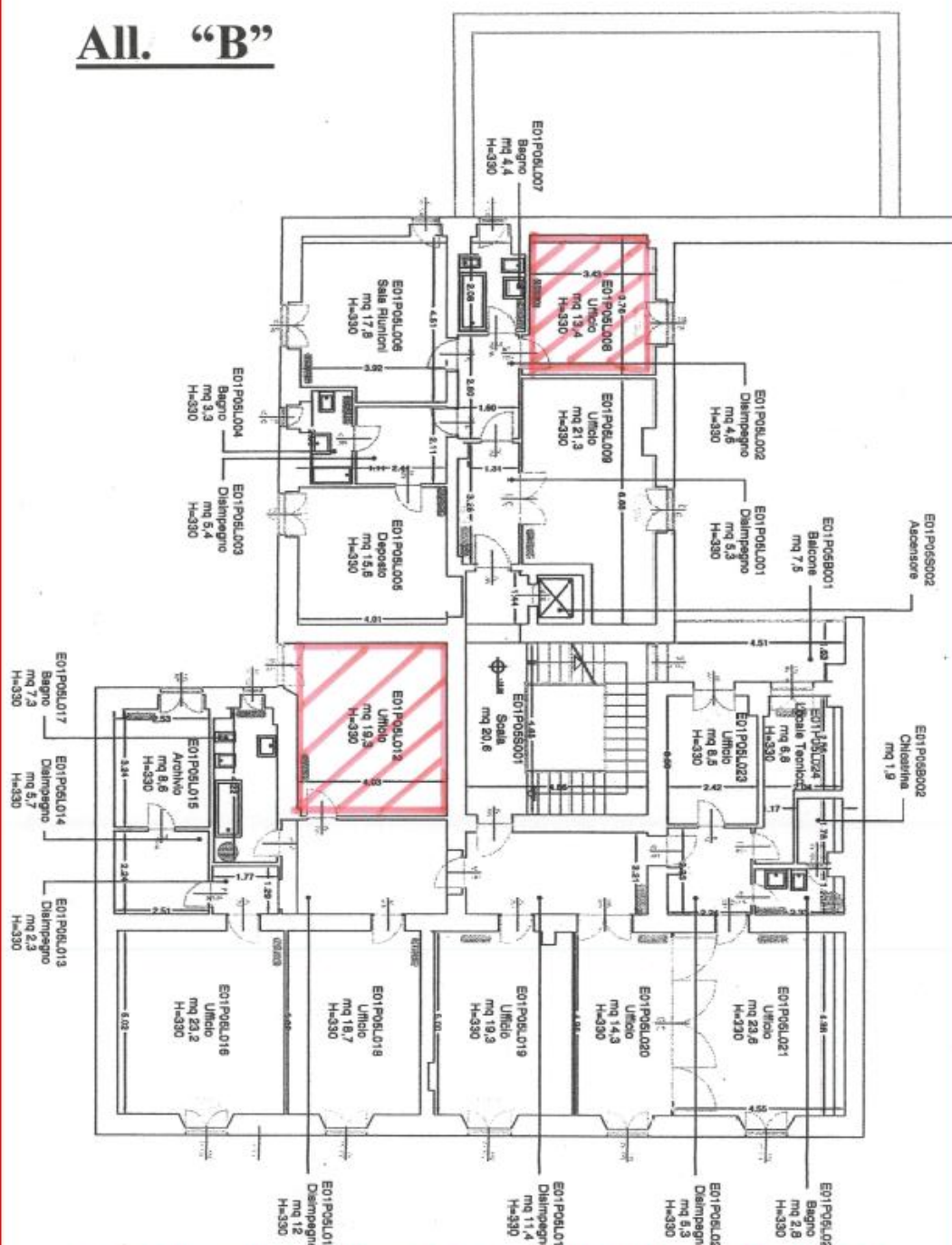
PIANTA PIANO TERRA







All. “B”



I locali tratteggiati in rosso hanno i solai a volticine rinforzati con getti di calcestruzzo

Figura 1 - Stato attuale edificio

Per ciò che riguarda le fondazioni esistenti, si è fatto riferimento a quanto riportato nella relazione tecnica relativa alle indagini eseguite dalla società Tecnorestauri.

E' stato eseguito un primo scavo esterno al piano terra in prossimità di un muro perimetrale in cui sono emersi cordoli di fondazione e la fondazione esistente è di tipo a "barulla".



Figura 2 - risultanze primo scavo

Dal secondo scavo eseguito interno al piano terra in corrispondenza di un pilastro, si è potuta accertare la presenza di un'intercapedine di altezza circa 1,90 m da cui si possono constatare alcune strutture in c.a. esistenti, come mostrato nella fotografia di seguito riportata.



Figura 3 - risultanze secondo scavo

1.2.1. Parametri della struttura			
Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]
II	50.0	1.0	50

1.2.2. Fattore di struttura

Calcolo del Fattore di struttura q per edificio esistente

Struttura regolare in pianta, regolare in altezza, progettata in bassa duttilità.

Sistema costruttivo: Muratura

Tipologia strutturale: Costruzioni in muratura ordinaria

Valore fattore di struttura q da utilizzare: 2,7

In riferimento alle esigenze di adeguamento statico e miglioramento sismico (entità delle forze sismiche di progetto e verifica prossime al livello della categoria 4), si prevede il ricorso ai seguenti interventi:

- nuova fondazione a platea su micropali all'interno delle murature del vano scala, di supporto delle strutture principali del nuovo ascensore;
- interventi di collegamento in fondazione tra la nuova platea e le strutture murarie adiacenti; l'ipotesi progettuale di miglioramento sismico rende accettabile il criterio di intervento adottato, evidenziandosi un esteso irrigidimento al livello del piano di base;
- al fine di assicurare la continuità statica di pareti ed orizzontamenti, si prevede il placcaggio con intonaco cementizio armato delle pareti murarie principali interne, inclusa la faccia interna dei muri perimetrali direttamente accessibili;
- secondo analogo criterio di continuità e monoliticità della costruzione, si prevede anche il rinforzo ed irrigidimento di solai e volte murarie direttamente accessibili, anche con l'ausilio di catene a tutti i piani da ancorare ai muri di estremità, previo l'incasso delle piastre metalliche di fissaggio ovvero l'autoancoraggio di estremità;
- rinforzi locali di travetti di solaio in latero-cemento con l'ausilio di lamine in fibra di carbonio oppure nastri di tessuto di analoga composizione, comunque da incollare a perfetta regola d'arte previo trattamento e preparazione delle superfici interessate, anche per garantire nel tempo l'efficacia dell'intervento; rinforzo dei solai metallici mediante inserimento di profilati integrativi/sostitutivi, anche in corrispondenza dei muri in falso al livello copertura.
- rinforzo di architravi murari di porte e finestre mediante inserimento in traccia di profilati metallici del tipo 1+1 UPN o equivalente, adeguatamente ammorsati nelle murature d'ambito;
- ricostruzione dei muri gravanti sul piano terrazzo al 5° livello, previo alleggerimento del solaio di calpestio mediante demolizione del pesantissimo getto in calcestruzzo debolmente armato (peso circa 4.0 KN/mq), quale è stato riscontrato in sede di indagini preliminari, limitatamente agli ambienti e locali accessibili.

In fase di scavo e di demolizione in genere si richiedono gli opportuni sistemi di puntellamento provvisorio delle parti di solai e pareti murarie interessate, oltre ai muri esterni della zona cortile in fase esecutiva della scala esterna di sicurezza.

Si segnala l'esigenza del ripristino del giunto sismico in adiacenza del vicino fabbricato a destinazione alberghiera, mediante demolizione parziale della muratura di chiusura e sistemazione esterna del giunto con l'ausilio di rivestimento in scossalina di alluminio o analogo.

Si precisa che gli interventi previsti dovranno essere estesi nel tempo a tutte le porzioni del fabbricato, indipendentemente dalle differenti proprietà, in relazione all'esigenza di assicurare la continuità ed omogeneità dell'intervento strutturale complessivo.

1.3 Quadro normativo di riferimento adottato

Le norme ed i documenti assunti quale riferimento per la progettazione strutturale vengono indicati di seguito. Nel capitolo apposito “normativa di riferimento” è comunque presente l'elenco completo delle normative disponibili.

1.3.1. Progetto-verifica degli elementi	
Progetto profili in acciaio inox	D.M. 14-01-2008
1.3.2. Azione sismica	
Norma applicata per l'azione sismica	D.M. 14-01-2008

1.4 Azioni di progetto sulla costruzione

Nel prosieguo si indicano il tipo di analisi strutturale condotta (statico, dinamico, lineare o non lineare) e il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale nonché le metodologie seguite per il progetto-verifica delle sezioni. Si riportano, inoltre, le combinazioni di carico adottate e si afferma che le configurazioni studiate per la struttura in esame sono risultate effettivamente esaustive per la progettazione e la successiva verifica.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi statici e con il metodo dell'analisi modale e dello spettro di risposta in termini di accelerazione, per la valutazione dello stato tenso-deformativo indotto da carichi dinamici (tra cui quelli di tipo sismico).

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti, il quale si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale.

Requisiti fondamentali

Il progetto della struttura deve considerare tutte le azioni che possono interessare la sua vita utile.

I rischi ai quali essa può essere soggetta devono, inoltre, essere individuati e, se presenti, attenuati o eliminati.

I requisiti fondamentali possono ritenersi soddisfatti se si garantisce:

- un'opportuna scelta dei materiali;
- un'accorta cura dei particolari costruttivi;
- la definizione di opportune procedure di controllo della progettazione, della produzione, dell'esecuzione e dell'uso.

1.5 Modello numerico

In questa parte viene descritto il modello numerico utilizzato per l'analisi della struttura in esame. L'analisi numerica della struttura è stata condotta attraverso l'utilizzo del metodo degli elementi finiti ipotizzando un comportamento elastico-lineare. Il metodo degli elementi finiti consiste nel sostituire il modello continuo della struttura con un modello discreto equivalente e di approssimare la funzione di spostamento con polinomio algebrico, definito in regioni (dette appunto elementi finiti) che sono delle funzioni interpolanti il valore di spostamento definito in punti discreti (detti nodi). Gli elementi finiti utilizzabili ai fini della corretta modellazione della struttura verranno descritti di seguito.

Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$\mathbf{K} * \mathbf{u} = \mathbf{F} \quad \text{dove} \quad \mathbf{K} = \text{matrice di rigidezza}$$

\mathbf{u} = vettore spostamenti nodali

\mathbf{F} = vettore forze nodali

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento globale utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto. Localmente esiste un ulteriore sistema di riferimento, detto appunto "locale", utile alla definizione delle caratteristiche di rigidezza dei singoli elementi. I due sistemi di riferimento sono correlati da una matrice, detta di rotazione.

Per un riscontro dei risultati ottenuti dall'analisi globale sono state effettuate ulteriori verifiche considerando modelli locali a trave continua con vincoli elastici di estremità per la verifica delle travi e in c.a.

1.5.1. Modellazione della geometria della struttura

Il modello geometrico (mesh) della struttura è basato sull'utilizzo dei seguenti elementi:

- Nodi

Si definiscono nodi, entità geometriche determinate tramite le tre coordinate nel riferimento globale. I nodi, nello spazio tridimensionale, posseggono tre gradi di libertà traslazionali e tre rotazionali. Essi sono posizionati in modo da definire gli estremi degli elementi finiti e, di regola, in ogni discontinuità strutturale, di carico, di caratteristiche meccaniche, di campo di spostamento.

- Vincoli e Molle

I gradi di libertà possono essere vincolati, bloccando il cinematismo nella direzione voluta o assegnando "molle" applicate ai nodi tramite valori di rigidezza finiti. Un vincolo assegna a priori un valore di spostamento nullo, e quindi la variabile corrispondente viene eliminata.

- Vincoli interni

Tali vincoli servono a definire le modalità di trasmissione degli sforzi dall'elemento finito ai nodi. Ciò viene associato al concetto di trasferimento della rigidezza. Generalmente l'elemento considerato è rigidamente connesso ai nodi che lo definiscono, in modo da bloccare tutti i gradi di libertà relativi. E' possibile, comunque "rilasciare" le caratteristiche delle sollecitazioni, in modo da svincolare i gradi di libertà corrispondenti.

- Aste

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo delimitate da due nodi (i nodi di estremità). Per questi elementi generalmente la funzione interpolante è quella del modello analitico per cui la mesh non influisce sensibilmente sulla convergenza. Le aste sono dotate di rigidezza assiale, flessionale, e a taglio, secondo il

modello classico della trave di Timoshenko. Alla singola asta è possibile associare una sezione costante per tutta la sua lunghezza.

- Asta su suolo elastico

Si tratta di elementi finiti monodimensionali ad asse rettilineo, di definizione simile alle aste. Sono utili a modellare travi di fondazione, considerate poggianti su suolo alla Winkler, e reagenti sia rispetto alle componenti traslazionali di cinematismo, sia rotazionali.

- Forze e coppie concentrate

Per la risoluzione statica della struttura, tutti i carichi applicati agli elementi vengono trasferiti ai nodi. Ciò avviene in automatico per il peso delle aste, delle piastre, delle pareti, dei pannelli di carico presenti sulle aste e per la distribuzione di carico applicate agli elementi bidimensionali. Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di forze e coppie ai nodi. Le forze sono dirette lungo le tre direzioni del sistema di riferimento globale ed in entrambi i versi per ogni direzione. Le coppie concentrate sono riferite ai tre assi del riferimento globale, in entrambi i versi di rotazione di ciascun asse.

- Carichi distribuiti

Il modello di calcolo consente anche l'introduzione di carichi ripartiti sulle aste e di distribuzione di carico su piastre e pareti. I carichi ripartiti sulle aste possono essere riferite sia al riferimento globale, sia al riferimento locale, lungo le tre direzioni ed in entrambe i versi. E' possibile anche introdurre carichi distribuiti torcenti agenti intorno all'asse dell'asta ed in entrambe i versi di rotazione. Tutti i tipi di carico ripartito devono avere forma trapezia. Sugli elementi bidimensionali, che fanno parte della mesh di piastre e pareti, è possibile assegnare una distribuzione uniforme, avente le caratteristiche di una pressione diretta ortogonalmente all'elemento.

- Sezioni

Le sezioni assegnabili alle aste sono definite attraverso le caratteristiche geometrico-elastiche, i moduli di resistenza plastici ed il materiale.

1.5.2 Modello per l'analisi globale

La struttura portante del fabbricato in esame è stata modellata tramite l'ausilio del codice di calcolo "Aedes PCM 2013", che permette di modellare le murature portanti esistenti e le varie tipologie di solaio ai fini delle analisi previste. L'analisi è effettuata utilizzando un modello di calcolo di tipo a telaio equivalente, generato

direttamente dal software sulla base della effettiva geometria della costruzione. L'analisi effettuata è del tipo lineare, rinunciando a favore di sicurezza allo sviluppo di analisi di tipo Pushover.

Descrizione dei DATI PROGETTO

Numero Piani, Numero Materiali, Numero Nodi, Numero Sezioni, Numero Aste, Numero Solai

Significato evidente. I Piani coincidono con gli impalcati (per le strutture aventi tipologia di edificio).

Nel numero dei Nodi sono computati anche i nodi master eventualmente specificati per la modellazione master-slave degli orizzontamenti infinitamente rigidi.

Numero Condizioni di Carico Elementari, Numero Combinazioni di Condizioni di Carico

Le CCE (Condizioni di Carico Elementari) sono le condizioni di carico elementari, popolate secondo i tipi di azione previsti dai riferimenti normativi e presenti nella struttura.

Le CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico) consentono la generazione di caratteristiche di sollecitazione e di deformazione per le combinazioni delle CCE (Condizioni di Carico elementari). Il numero di CCC e la loro definizione influisce unicamente sull'analisi statica: la combinazione sismica (§3.2.4) viene univocamente determinata in base alle CCE.

Descrizione dei DATI PIANI

Z: altezza da fondaz. (m)

altezza del piano dalle fondazioni. Se il piano è rigido, l'altezza di piano coinciderà in generale con la coordinata Z del nodo master. L'altezza di piano viene considerata:

- 1) per il calcolo delle forze sismiche nell'analisi sismica statica lineare (§7.3.3.2);
- 2) per le verifiche degli spostamenti nello SLD (§7.3.7.2).

La Norma indica: "altezze dei piani rispetto alle fondazioni". Qualora si intenda fare riferimento al piano di posa delle fondazioni, il piano di fondazione sarà stato definito con un'altezza non nulla, in modo che le altezze di piano vengano incrementate di tale altezza

Piano Rigido (master / slave)

Piano rigido o flessibile (-1=piano rigido; 0=piano flessibile, o deformabile). Nel caso di piano rigido, secondo lo schema master/slave, viene creato il nodo master di riferimento, coincidente con il baricentro di piano; tutti i nodi appartenenti a questo piano e riferiti al nodo master vengono rigidamente collegati (ai fini delle traslazioni

X e Y, e della rotazione intorno a Z) al nodo master qui specificato. E' possibile che in un piano qualificato come rigido siano presenti masse indipendenti (competenti a nodi non riferiti al nodo master, aventi quindi traslazioni X e Y e/o rotazione intorno a Z libere): in tal caso, la posizione del nodo master (determinata automaticamente dall'analisi nel caso dei modelli 3D) è riferita al baricentro delle sole masse ad esso collegate: il piano rigido col metodo master-slave può quindi essere rigido 'completamente' o solo parzialmente

Nodo master

Identificativo ID del nodo coincidente con il baricentro di piano G, che costituisce il nodo master nel caso di piano rigido

3D: Ecc. agg. dir.(a+90)° [Y] - dir.(a)° [X] (m)

Eccentricità Aggiuntiva (spostamento del baricentro) nel caso di analisi 3D. L'eccentricità aggiuntiva avrà un valore diverso fra le due direzioni X e Y (è pari al 5% della dimensione massima del piano perpendicolare all'azione sismica, §7.2.6). Secondo NTC08, tale eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

Piano di controllo in Pushover

con X viene indicato il piano il cui baricentro costituisce il punto di controllo per l'analisi pushover

W X/Y, Fdef. SLO/SLD/SLV a°[X]/(a+90)°[Y]

pesi di piano e forze sismiche statiche, determinati automaticamente da PCM in base ai carichi agenti sulla struttura. I valori di W e F sono distinti per i 3 stati limite di riferimento (SLO, SLD e SLV) e per le due direzioni di analisi sismica (X e Y, o più esattamente: a° e (a+90)°)

Rigidezza X/Y

rigidezza alla traslazione complessiva del piano, calcolata sui soli elementi verticali, ai fini delle verifiche sulle condizioni di regolarità

R, G

coordinate del centro delle rigidezze e del baricentro, con riferimento alle masse presenti in SLV

Ecc. GR

eccentricità del baricentro rispetto al centro delle rigidezze (ecc=G-R)

Vento +/-X,+/-Y

specifica in quale direzione e verso deve essere considerata l'azione del vento per ogni singolo piano, consentendo la trascurabilità dell'azione del vento nei casi in cui vi sia una schermatura da parte di strutture esterne all'edificio esaminato

Press., Depress. X/Y

azioni di superficie dovute al vento, calcolate secondo §3.3, differenziate per ogni piano

GENERALITA' e PARAMETRI DI CALCOLO

Sistema utilizzato e Abilitazioni software Aedes.PCM (c)AEDES

Nome del file del Progetto : modello_rinforzato_girato

Data e Ora di archiviazione: (20/06/2013 - 19:51:37)

Dati PCM Versione 201302

Abilitazione Hardware USB: HGKHSHQL

Commento al Progetto

PCM 2013: progetto di edificio in muratura

Dati PROGETTO

Numero Piani : 7

Numero Materiali : 6

Numero Nodi : 1360

Numero Sezioni : 665

Numero Aste : 1917

Numero Solai : 61

Numero Condizioni di Carico Elementari : 7

Numero Combinazioni di Condizioni di Carico : 21

AZIONE SISMICA

Vita Nominale (anni) = 50

Classe d'uso (1=I, 2=II, 3=III, 4=IV): 2

Individuazione del sito: Longitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 12.5031

- Latitudine ED50 (gradi sessadecimali) = 41.906

Tipo di interpolazione (1=media ponderata, 2=superficie rigata): 2

Tab.2 All.B: 0=localita' non in Tab.2; i(1-20)=isola: 0

ag(g) Fo Tc*(sec) per i periodi di ritorno di riferimento

30	0.043	2.527	0.257
----	-------	-------	-------

50	0.054	2.506	0.27
72	0.063	2.508	0.28
101	0.071	2.531	0.284
140	0.08	2.559	0.285
201	0.09	2.578	0.289
475	0.118	2.621	0.301
975	0.148	2.619	0.309
2475	0.191	2.614	0.324

PVR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR

SLE: SLO 81

SLE: SLD 63

SLU: SLV 10

SLU: SLC 5

ag(g) Fo Tc*(sec) e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno associati a ciascuno stato limite

SLO: TR(anni) ag(g) Fo Tc*(sec)	30	0.043	2.527	0.257
SLD: TR(anni) ag(g) Fo Tc*(sec)	50	0.054	2.506	0.27
SLV: TR(anni) ag(g) Fo Tc*(sec)	475	0.118	2.621	0.301
SLC: TR(anni) ag(g) Fo Tc*(sec)	975	0.148	2.619	0.309
SLO: S TB TC TD	0.141	0.423	1.772	
SLD: S TB TC TD	0.146	0.437	1.816	
SLV: S TB TC TD	0.157	0.47	2.072	
SLC: S TB TC TD	0.159	0.478	2.192	

Categoria di sottosuolo (1=A, 2=B, 3=C, 4=D, 5=E): 3

Categoria topografica (1=T1, 2=T2, 3=T3, 4=T4): 1

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico = 0

Coefficiente di amplificazione topografica ST = 1

SLE: Smorzamento viscoso (csi) (%) = 5

SLU: Rapporto α_u/α_1 = 1.4

Regolarità in altezza: sì

SLU: Fattore di struttura = 2.7

Microzonazione sismica: no

Definizione di PGA (1=acc. su roccia (come ag), 2=ag*S (S=SS*ST)): 1

PARAMETRI DI CALCOLO: Generali

Analisi richieste:

Analisi Modale: sì

Analisi Statica Lineare NON Sismica: no

- con rigidezze elastiche: sì

Analisi Sismica Statica Lineare: no

Analisi Sismica Dinamica Modale: sì

- con redistribuzione del taglio: no

Analisi Sismica Statica NON Lineare Pushover: no

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Angolo di ingresso del sisma (α°) = 0

Criterio di combinazione delle componenti orizzontali (1=solo X, 2=solo Y, 3=SRSS, 4=+30%): 4

Ignorare effetti eccentricita' accidentali: no

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità: no

- $S_d(T_1)$ (g) = 0.07

Per Analisi Sismica Lineare:

- quota Z di inizio degli effetti sismici (m) = 0

- amplificazione spostamenti sismici (§7.3.3.3, §C7.3.7): ignorare nel calcolo tensioni sul terreno: no

- eseguire analisi per SLO: sì

- eseguire analisi per SLD sì

Altezza H dal piano di fondazione (m) = 3

Periodo principale T_1 (sec) in direzione X = 0.114

- in direzione Y = 0.114

Calcolo di T1 con relazione $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$: sì

- C1 per il calcolo di T1 = 0.05

Coeff.lambda=1.00 nella definizione delle forze in Sismica Lineare: no

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos

Metodo di normalizzazione degli autovettori (1=matrice masse, 2=spostamento massimo): 1

Criterio modi: da calcolare (1=tutti, 2=specificato): 2

- da considerare (1=tutti, 2=specificato, 3=tutti con mass.part.>5%, 4=mass part.tot.>85%, 5=tutti >5% e tot.>85%): 5

Numero modi da calcolare = 20

- numero modi da considerare = 3

Metodo di combinazione dei modi = 2

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Muratura (1=ordinaria, 2=armata, 3=armata con gerarchia delle resistenze): 1

- tipologia (1=ed.nuovo - ed.esistente, 2=LC1, 3=LC2, 4=LC3): 2

- per ed.nuovo verifica di robustezza secondo §3.1.1: no

- fattore di confidenza per muratura esistente = 1.35

- gamma,m in Analisi Statica = 2.7

- gamma,m in Analisi Sismica = 2.7

Contributo rigidezza trasversale (maschi murari): sì

Assemblaggio rigidezza flessionale per elementi contigui: no

Verifiche per Azioni Complanari in sommità' (1=in nessun caso, 2=a tutti i piani tranne l'ultimo, 3=sempre): 2

Tensione-deformazione (1=stress-block, 2=parabola-rettangolo): 1

Tipo di valutazione sicurezza sismica (1=Adeguamento Nuovo, 2=Miglioramento): 1

- per Stati di Progetto di Miglioramento: nome file Stato Attuale =

- per ed.esistenti valutare la sicurezza solo per SLU: sì

- calcolo indicatore di rischio sismico: sì

Verifiche anche per combinazioni $N_{min}M_{max}$ - $N_{max}M_{min}$: sì

Ridistribuzione del taglio: max riduzione taglio base pareti (%) = 25

- max aumento taglio base pareti (%) = 25

- confronto con $0.1 V_{piano}$: sì

PressoFlessione complanare: no

- limitare la flessione alle pareti snelle: sì

- snellezza di riferimento = 2

Taglio per Scorrimento: sì

- zona reagente (1=triangolare, 2=da pressoflessione): 1

- prescindere da parzializzazione: no

Taglio per Fessurazione diagonale: sì

- opzione per coefficiente di forma b ($1=1.5$, $2=(h/b)$ e $1.0 \leq b \leq 1.5$, $3=1+0.5(h/b)$ e ≤ 1.5): 1

- mur.nuova τ_{uo} = f_{vmo} : sì

PressoFlessione Ortogonale statica: a) da calcolo 3D: sì

- per a): eccentricita' $h/200$: sì

- b) da metodo semplificato (articolazione): no

- per a) e b): verifiche solo in mezzeria: sì

PressoFlessione Ortogonale sismica: a) da calcolo 3D: no

- b) da azioni convenzionali: no

- requisiti tab.7.8.II anche per murature esistenti: sì

Si riporta nel seguito lo schema del modello tridimensionale utilizzato.

7

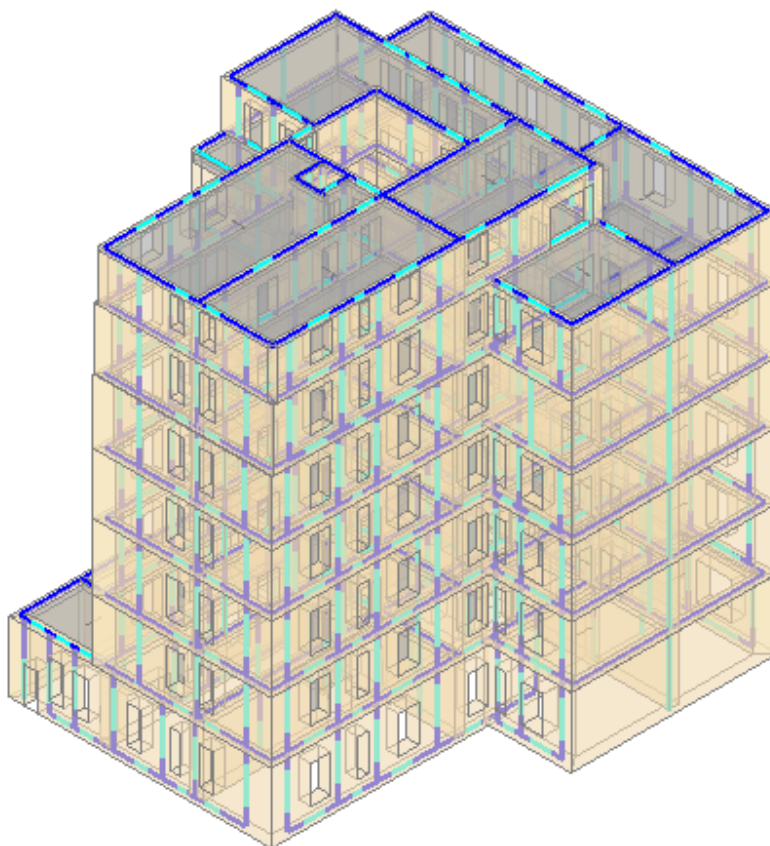


Figura 4 - Vista estrusa del modello di calcolo tridimensionale utilizzato

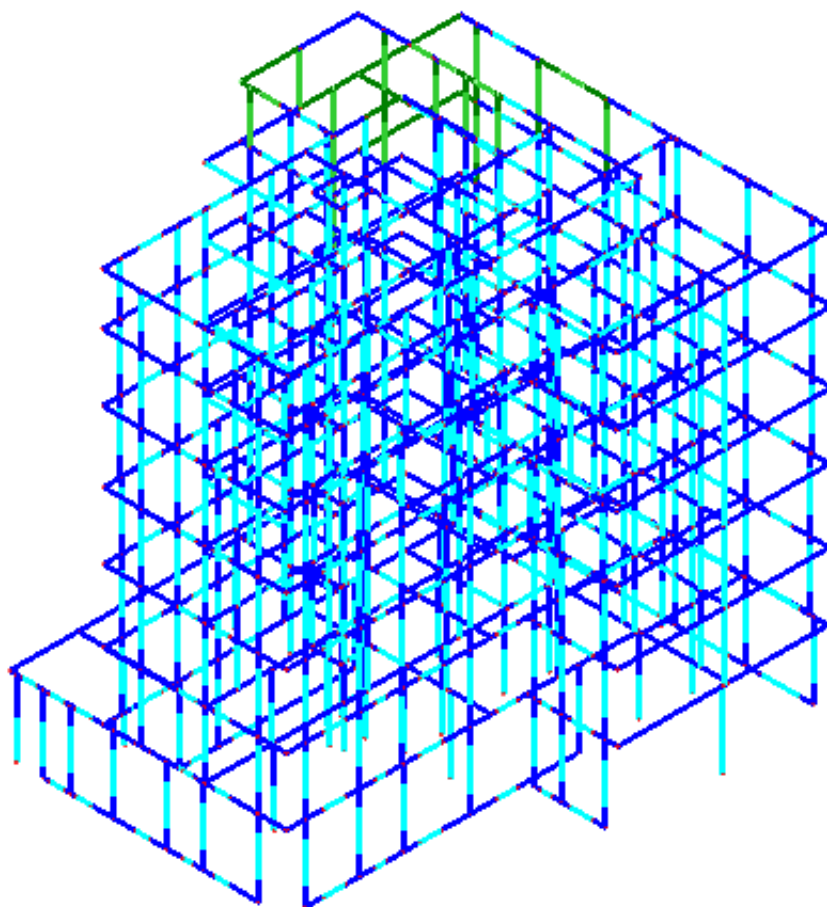


Figura 5 – Vista tridimensionale del modello a Telai Equivalenti

1.5.2.1 Modellazione della Struttura

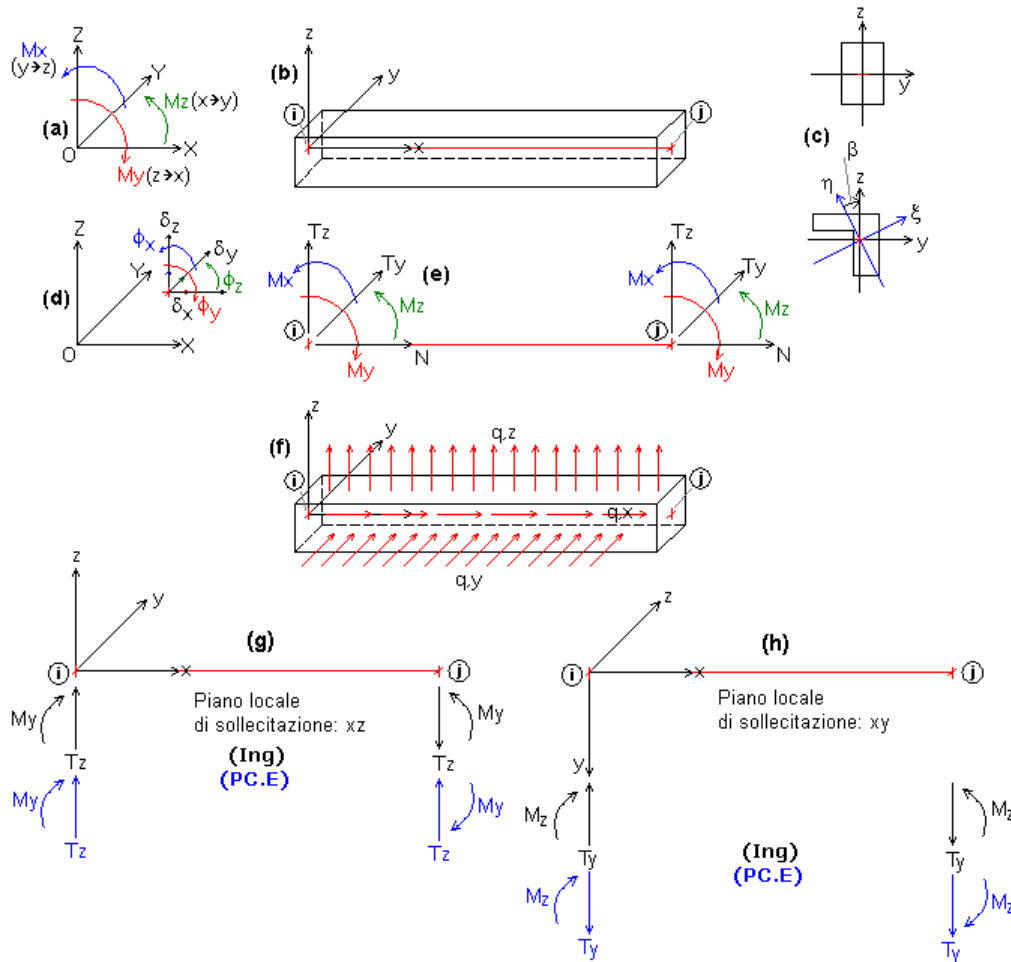
CARATTERISTICHE DEL SOFTWARE

Aedes.PCM, Progettazione di Costruzioni in Muratura © 1997-2013 AEDES Software

Risoluzione ad elementi finiti di strutture composte da aste rettilinee comunque vincolate, inclinate e caricate nello spazio (3D), applicata alle costruzioni in muratura attraverso la modellazione a 'telaio equivalente', rappresentativo delle pareti murarie e degli elementi strutturali a loro collegati. Analisi: Modale, Statica lineare non sismica, Sismica: Statica, Dinamica modale, Statica non lineare (Pushover), in accordo con la Normativa vigente.

CONVENZIONI SUI SEGNI

Convenzioni su: Sistemi di riferimento, Carichi, Sollecitazioni (forze e momenti), Spostamenti (traslazioni e rotazioni), Pareti in Muratura.



1) Sistemi di riferimento utilizzati da PCM

- Sistema di riferimento globale X, Y, Z , con origine in O (punto di coordinate nulle). E' una terna destrorsa, rappresentata in fig. (a). Il piano XY è orizzontale; i piani XZ e YZ sono verticali.

- Sistema di riferimento locale x, y, z per le aste: è una terna cartesiana destrorsa così definita: - origine nel nodo iniziale i dell'asta; - asse x coincidente con l'asse dell'asta e con verso dal nodo iniziale i al nodo finale j . La terna locale xyz si può immaginare derivante dalla globale XYZ dopo una serie di trasformazioni:

- una rotazione intorno all'asse Z che porti l'asse X a coincidere con la proiezione dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo il nuovo asse X così definito in modo da portare l'origine a coincidere con la proiezione del nodo iniziale dell'asta sul piano orizzontale;
- una traslazione lungo l'asse Z che porti l'origine a coincidere con il nodo iniziale dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse Y così definito che porti l'asse X a coincidere con l'asse dell'asta;
- una rotazione intorno all'asse X così definito pari all'Angolo di Rotazione dell'asta, definito nei Dati Aste.

In pratica, con riferimento alla tipologia degli edifici (elementi orizzontali = travi, elementi verticali = pilastri):

- le travi con Angolo di Rotazione nullo hanno sempre l'asse z rivolto verso l'alto e l'asse y nel piano del solaio (piano orizzontale);
- i pilastri con Angolo di Rotazione nullo hanno l'asse y parallelo all'asse Y globale e l'asse z parallelo ma controverso all'asse X globale.

In fig. (b) è rappresentato il caso di una trave appartenente ad un telaio orientato secondo X (posto cioè nel piano XZ): l'asse x è l'asse baricentrico dell'asta, con verso congiungente il nodo iniziale i con il nodo finale j ; l'asse z è verticale, e l'asse y è parallelo all'asse Y globale (per l'osservatore: entrante nel piano xz).

- Sistema di riferimento locale principale $x \xi \eta$, che a causa di alcune tipologie di sezione non simmetriche o di rotazioni delle aste (per esempio, per pilastri aventi sezione rettangolare ma obliqui in pianta), può non coincidere con $x y z$: fig. (c). In tal caso, l'angolo β rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale $x \xi \eta$ si sovrapponga al riferimento locale $x y z$ (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da $+x$ guarda il nodo iniziale i). Le caratteristiche di sollecitazione sono calcolate nel sistema di riferimento locale principale (in generale, quindi, il momento M_y è da intendersi come M_ξ , mentre M_z come M_η). Gli assi principali vengono definiti in modo tale che siano sovrapponibili per rotazione agli assi yz .

In PCM, per semplicità, gli assi locali yz sono considerati coincidenti con gli assi principali $\xi \eta$. Definendo ad esempio un pilastro con sezione a L e angolo β nullo, in pianta la sua sezione risulterà 'ruotata' rispetto ad assi di riferimento globali XY paralleli all'anima e all'ala della sezione a L; per riportare la sezione in posizione parallela agli assi globali è sufficiente ruotare l'asta cui appartiene di un angolo β pari all'angolo principale (mostrato nei Dati Sezioni).

2) Forze e Spostamenti

PCM adotta una convenzione univoca sia per le azioni esterne (carichi e cedimenti applicati ai nodi, carichi e sulle aste), sia per le azioni interne (caratteristiche di sollecitazione e di deformazione).

Forze e spostamenti sono positivi se equiversi agli assi; coppie e rotazioni sono positive se antiorarie ($x \rightarrow y$, $y \rightarrow z$, $z \rightarrow x$).

Per le azioni interne sull'asta $i-j$, la convenzione è invariata sia al nodo i iniziale, sia al nodo j finale.

2.1) Carichi

Nodi. Possono essere applicati i seguenti carichi:

- Carichi Concentrati: $P_X P_Y P_Z$, $M_X M_Y M_Z$ (forze e coppie)
- Cedimenti Vincolari: $d_X d_Y d_Z$, $d_{phiX} d_{phiY} d_{phiZ}$ (cedimenti traslazionali e rotazionali)
- Masse Concentrate: $m_X m_Y m_Z$, $I_X I_Y I_Z$ (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiversi agli assi globali $X Y Z$** ; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari).

Aste. Le tipologie di carico consentite sono le seguenti (fig. (f)):

- Carico Distribuito Uniforme: Q_{duX} , Q_{duY} , Q_{duZ}
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i'): Q_{dliX} , Q_{dliY} , Q_{dliZ}
- Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j'): Q_{dljX} , Q_{dljY} , Q_{dljZ}
- Carico Concentrato : P_x , P_y , P_z , M_x , M_y , M_z , D_{Pi} [P, M =intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; D_{Pi} = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]
- Carico Termico (nel piano locale xy): ΔT_{sup} , ΔT_{inf} .

I Carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali (le componenti X , Y , Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali).

Nel sistema di riferimento locale, le componenti di carico hanno il seguente significato: x : carico lungo l'asse

dell'asta; y : carico ortogonale all'asta nel piano xy ; z : carico ortogonale all'asta nel piano xz .

I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiversi agli assi globali o locali, a seconda del sistema di riferimento; le coppie sono positive se antiorarie.

Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi sono di tipo Z , con segno negativo.

2.2) Caratteristiche di Sollecitazione

In fig. (e) sono rappresentate le azioni interne.

Relazioni fra PCM e le consuete convenzioni ingegneristiche (Ing).

Le caratteristiche di sollecitazione (azioni interne derivanti dal calcolo) hanno segno concorde con gli assi locali, e la convenzione è invariata sia per il nodo iniziale i sia per il nodo finale j . Ciò può comportare alcune discordanze con i segni attribuiti dalla consueta convenzione ingegneristica.

Nel seguito, vengono specificate le convenzioni sulle singole caratteristiche di sollecitazione, indicando con (Ing) la convenzione ingegneristica (che in PCM determina il tracciamento dei diagrammi), e con (PCM) la convenzione adottata da PCM.

Momento Flettente M_y (piano locale di sollecitazione: xz):

(Ing) Il diagramma del Momento M_y viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (g)) al Momento M_y rappresentato nel semipiano $z < 0$. Pertanto, $M_y +$ tende le fibre a $z < 0$.

(PCM) $M_y +$ se porta z su x . Pertanto: $M_y +$ al nodo i indica fibre tese per $z < 0$; $M_y +$ al nodo j indica fibre tese per $z > 0$.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

Taglio T_z (piano locale di sollecitazione: xz):

(Ing) Il Taglio $T_z +$ tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio $T_z +$ è rappresentato nello stesso semipiano di $M_y +$, cioè nel semipiano $z < 0$.

(PCM) T_z + se orientato lungo $+z$.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

Sforzo Normale N :

(Ing) Lo Sforzo Normale è + se genera trazione, - se compressione. In un'asta tesa, N è sempre +.

Il diagramma di N si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione xz , con N + posto nello stesso semipiano di M_y +, cioè nel semipiano $z < 0$.

(PCM) N + se equiverso all'asse locale x . N + al nodo i indica compressione; N + al nodo j indica trazione. Pertanto, un'asta tesa ha N - al nodo i e + al nodo j .

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) discorde con (Ing).

Nodo j (PCM) concorde con (Ing).

Momento Flettente M_z (piano locale di sollecitazione: xy):

(Ing) Il diagramma del Momento M_z viene rappresentato sempre dalla parte delle fibre tese. Si attribuisce segno + (fig. (h)) al Momento M_z rappresentato nel semipiano $y > 0$. Pertanto, M_z + tende le fibre a $y > 0$.

(PCM) M_z + se porta x su y . Pertanto: M_z + al nodo i indica fibre tese per $y > 0$; M_z + al nodo j indica fibre tese per $y < 0$.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

Taglio T_y (piano locale di sollecitazione: xy):

(Ing) Il Taglio T_y + tende a far ruotare il concio elementare in senso orario. Il Taglio T_y + è rappresentato nello stesso semipiano di M_z +, cioè nel semipiano $y > 0$.

(PCM) $T_y +$ se orientato lungo $+y$.

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) discorde con (Ing).

Nodo j (PCM) concorde con (Ing).

Momento Torcente M_x :

(Ing) $+$ se genera rotazione torsionale positiva sulla faccia sinistra del concio elementare. In un'asta soggetta a coppia torcente positiva a sinistra e negativa a destra, M_x è sempre $+$.

Il diagramma di M_x si rappresenta convenzionalmente nel piano di sollecitazione xz , con $M_x +$ posto nello stesso semipiano di $M_y +$, cioè nel semipiano $z < 0$.

(PCM) $+$ se porta y su z .

Concordanza dei segni:

Nodo i (PCM) concorde con (Ing).

Nodo j (PCM) discorde con (Ing).

2.3) Caratteristiche di Deformazione

In fig. (d) sono rappresentate le 6 componenti di spostamento spaziale (traslazioni e rotazioni) di un nodo della struttura.

In PCM tutti gli spostamenti sono riferiti al sistema di assi globale, ed hanno segno positivo se equivale agli assi; le rotazioni sono positive se antiorarie.

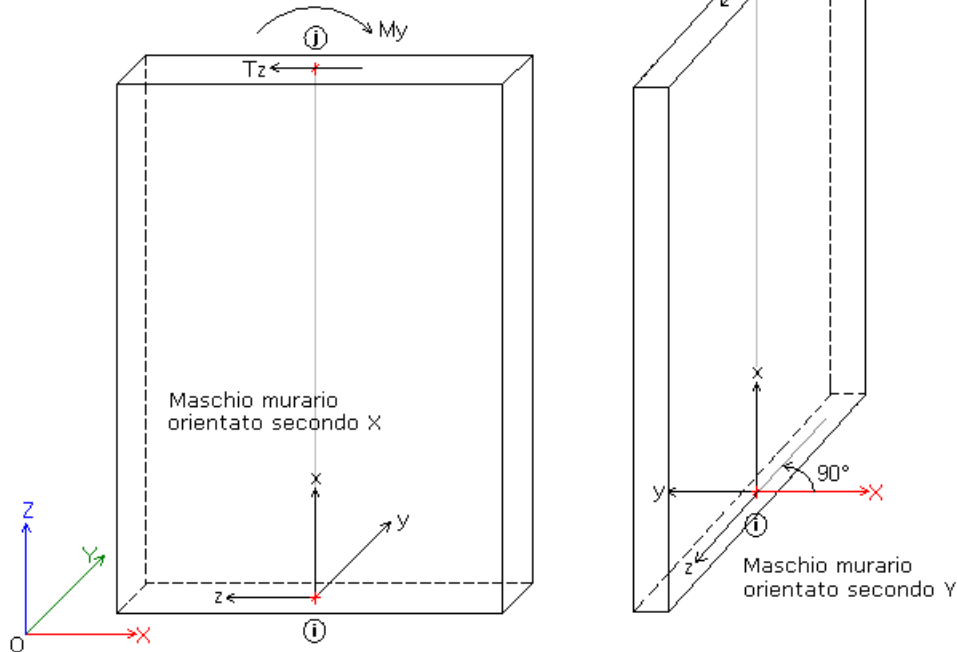
3) Pareti in Muratura

In figura seguente sono rappresentati due maschi murari, uno orientato secondo X , l'altro secondo Y . L'orientamento viene definito dall'angolo in pianta, positivo se antiorario, misurato a partire dall'asse globale X . Il piano locale complanare è sempre il piano xz ; il piano locale ortogonale è sempre il piano xy .

Maschi murari:

azioni complanari e azioni ortogonali

- piano locale complanare: xz
- piano locale ortogonale: xy
- taglio complanare: T_z
- taglio ortogonale: T_y
- momento complanare: M_y
- momento ortogonale: M_z



Per il dettaglio dei dati di progetto vedere allegato n.7 "tabulati input – tabulati output"

1.5.2.2 Modellazione della Struttura: NODI

Descrizione dei DATI NODI

(Nella tabella Dati Nodi, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omessi)

N°: numero progressivo del nodo

Nome: stringa descrittiva del nodo

X,Y,Z: coordinate del nodo

Piano: piano (o impalcato) a cui il nodo appartiene. Nodi appartenenti all'impalcato 0 sono i nodi di fondazione.

Vinc. est. (1=lib., 0=blocc.): vincolamento esterno del nodo. Si devono tenere presenti le seguenti specifiche:

0 = indica movimento bloccato (=grado di libertà inattivo o nullo)

1 = indica movimento libero (=grado di libertà attivo)

(convenzione contraria rispetto a quella utilizzata nel codice SAP)

La sequenza dei 6 valori è: $u - v - w - \phi_X - \phi_Y - \phi_Z$, con riferimento al *sistema di assi globale X Y Z*:

u = spostamento lungo X, v = spostamento lungo Y, w = spostamento lungo Z

ϕ_X = rotazione intorno all'asse X, ϕ_Y = rotazione intorno all'asse Y, ϕ_Z = rotazione intorno all'asse Z

Alcuni tipi di vincoli esterni notevoli sono i seguenti:

Incastro: 000000

Per telai 3D:

Nodo libero: 111111 (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)

Cerniera sferica: 000111 (libere le tre rotazioni, ma non gli spostamenti)

Nodo slave nell'impalcato orizzontale: 001110

Nodo master nell'impalcato orizzontale: 110001

Per telai 2D, posti nel piano XZ:

Nodo libero: 101010 (liberi: u, w, ϕ_Y) (tali sono i nodi interni della struttura, non esternamente vincolati)

Cerniera: 000010 (unico movimento libero: rotazione ϕ_Y)

Carrello lungo X: 100010 (movimenti liberi: u, ϕ_Y)

Carrello lungo Z: 001010 (liberi: w, ϕ_Y)

Incastro scorrevole lungo X: 100000 (libero solo u)

Incastro scorrevole lungo Z: 001000 (libero solo w)

Nodo master: se il nodo i è riferito al nodo Master j , lo spostamento di i è rigidamente collegato allo spostamento di j ; in altri termini, i è un nodo dipendente (slave). Le componenti di spostamento rigidamente dipendenti dal nodo master sono quelle che nel nodo i risultano bloccate (0) e corrispondentemente nel nodo j risultano libere (1).

La relazione master-slave viene utilizzata nel caso di analisi 3D con impalcati rigidi nel proprio piano sotto l'azione di forze orizzontali e momenti torcenti agenti a livello degli impalcati stessi (tali sono le analisi sismiche). Il nodo master, specificato nei Dati Piani, coincide con il baricentro di piano; la sua posizione è determinata dal baricentro delle masse che insistono nei nodi ad esso riferiti: è infatti possibile che in un dato piano alcuni nodi siano sede di massa indipendente e quindi non siano riferiti al nodo master.

Per un telaio spaziale con impalcati orizzontali infinitamente rigidi, i nodi slave sono nodi con bloccati i movimenti u (spostamento lungo X), v (spostamento lungo Y) e ϕ_Z (rotazione attorno a Z):

001110

mentre i nodi master (uno per impalcato, generalmente baricentrico) sono del tipo:

110001

I nodi slave conservano gradi di libertà per movimenti verticali (lungo Z) e per le rotazioni ϕ_X e ϕ_Y .

Per nodi non riferiti a nodi master, la specifica di 'Nodo master' è 0, e così pure per i nodi master stessi.

Vinc.elast. K_u , K_v , K_w , $K_{\phi X}$, $K_{\phi Y}$, $K_{\phi Z}$: vincoli elastici. Essi devono corrispondere a componenti di spostamento libere, altrimenti vengono ignorati. I vincoli elastici sono rappresentati dalle rigidezze delle 'molle': spostamenti lineari (traslazioni) in kN/m, e rotazioni (molle di torsione) in kN m/mrad

1.5.2.3 Modellazione della Struttura: ASTE

Descrizione dei DATI ASTE

(Nella tabella Dati Aste, alcuni dati che per il Progetto corrente non risultano significativi possono essere omissi)

N°: numero progressivo dell'asta

Verif.: X indica che l'asta viene sottoposta a verifiche di resistenza

Nome (Tipol.): stringa descrittiva dell'asta. Nell'analisi di strutture in muratura, la stringa viene utilizzata per l'identificazione della tipologia dell'asta, adottando la seguente convenzione:

M = maschio murario (parete in muratura ordinaria): M.i.j indica il Maschio i del piano j

C = parete o pilastro in c.a.: C.i.j indica la parete i del piano j

T = trave. T.i.j indica la trave i del piano j

H = pilastro in acciaio

S = striscia muraria (fascia di piano superiore, cioè di soprafinestra). S.i.j indica la striscia i del piano j

A = parete in muratura armata; A.i.j: parete i del piano j

F = sottofinestra (fascia di piano inferiore). F.i.j indica il sottofinestra i del piano j

Z = elemento di fondazione

K = collegamenti rigidi

Telaio (Allin.): indica il paramento murario cui l'asta appartiene

Sigla (Assemblaggio): stringa alfanumerica utilizzata per l'eventuale assemblaggio della rigidezza flessionale EJ per maschi contigui

Nodo i, j: numeri identificativi del nodo iniziale (i) e del nodo finale (j)

Vinc. i, j: vincolamento interno dell'asta, rispettivamente al nodo iniziale ed al nodo finale, con riferimento al *sistema di assi locali xyz*.

Il vincolamento interno 000000 è indicato anche con *incastro*). Alcuni casi notevoli sono i seguenti:

Asta con nodi di continuità (travi e pilastri di telai a nodi continui) [beam]: 000000, 000000

Un'asta il cui nodo iniziale corrisponde ad un vincolo esterno a cerniera può innestarsi in tale nodo con il vincolo continuo 000000, in quanto è la cerniera stessa esterna che determinerà in tale nodo il momento nullo.

Asta incernierata [truss] 2D nel piano XZ: 000010 - 000010

La sequenza dei 6 valori è: u - v - w - phi,x - phi,y - phi,z, con riferimento al *sistema di assi locale x y z*.

Il valore 1 indica che lo spostamento è libero (in questo caso, la rotazione agli estremi dell'elemento biella).

Asta incernierata [truss] 3D: 000111 - 000011

non si possono usare cerniere sferiche ad entrambi gli estremi dell'asta, perché la si rende labile rotazionalmente attorno all'asse x.

Asta incastro - cerniera (2D): 000000 - 000010

Asta cerniera - incastro (2D): 000010 - 000000

G. Inc. ixy, jxy, ixz, jxz: gradi di incastro: i',xy (phi,z in i') - j',xy (phi,z in j') - i',xz (phi,z in i') - j',xz (phi,y in j'): consentono la definizione di vincoli di semincastro interni agli estremi della luce deformabile dell'asta, fornendo un valore compreso fra 0 (componente rotazionale svincolata) e 1 (incastro interno). I gradi di incastro possono essere utilizzati nella risoluzione di schemi sottoposti ad analisi lineare; nell'ambito dell'analisi non lineare, essi consentono la rappresentazione della degradazione della rigidità alla rotazione di aste che hanno raggiunto la plasticizzazione a pressoflessione ma ancora reagenti (cioè non ancora collassate).

N° Sez.: numero identificativo della sezione dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Sezioni (le dimensioni B e H per la tipologia di sezione rettangolare, quadrata, circolare o circolare cava possono essere indicate nella tabella dati Aste a lato di N° Sez)

Ang. rot.: angolo in gradi che rappresenta la rotazione degli assi principali per fare in modo che il riferimento locale principale si sovrapponga al riferimento locale (parallelo alla terna globale nel caso delle travi). L'angolo è positivo se orario, visto dall'asta (osservatore che da +x guarda il nodo iniziale i). Per maggiori dettagli, consultare le figure allegate nella descrizione delle Convenzioni sui sistemi di riferimento

Scost. zi, zj: distanza di scostamento verticale del baricentro della sezione dall'asse locale z ai nodi i e j

K Wink.: coefficiente di sottofondo di Winkler per il calcolo della trave su suolo elastico. Il valore 0 indica travi libere (non su suolo elastico)

App. su terr.: interfaccia struttura / terreno, ossia suola o larghezza di appoggio. Può essere direttamente la base della trave di fondazione, ma anche la larghezza del magrone. Questo parametro acquista significato solo in caso

di trave su suolo elastico

q_{lim}: capacità limite del terreno in corrispondenza della trave di fondazione. Questo parametro viene utilizzato per le verifiche di capacità portante del terreno (stato limite GEO), eseguite con Approccio 2 (§6.4.2.1), statiche e sismiche

% K elast. (rig.fess.): percentuale di rigidezza elastica da utilizzare nel calcolo della struttura. Frequentemente questo valore è pari al 100%, ma in alcuni casi può essere richiesto un valore inferiore. Ad esempio, nell'analisi sismica di edifici in muratura può essere necessario fare riferimento a rigidezze fessurate (§7.8.1.5.2), spesso assunte pari alla metà di quelle elastiche (e quindi: %K elast = 50%). Ad eventuali elementi in altra tecnologia (c.a.) presenti nell'edificio murario (struttura mista) che siano considerati collaboranti ma sempre in regime elastico (rispetto alla muratura che invece determina il raggiungimento degli stati limite), può essere attribuita la rigidezza fessurata anche in analisi non lineare

Lungh.: lunghezza dell'asta (coincidente con la distanza fra i nodi i e j)

Rigidità i xy, j xy, i xz, j xz: lunghezza tratti estremi rigidi, iniziale (al nodo i) e finale (al nodo j); i tratti rigidi possono essere diversi nei due piani di flessione xy e xz. Questa distinzione è particolarmente utile nel calcolo di edifici in muratura, dove le zone rigide per flessione complanare sono generalmente diverse da quelle per flessione ortogonale al piano della parete.

Lungh. def. xy, xz: lunghezza di deformazione dell'asta, dipendente dalla lunghezza dell'asta e delle sue zone rigide

Inf.rig.: X indica che l'asta è considerata infinitamente rigida

Prec.or.,vert.: tensione di precompressione orizzontale e verticale, utilizzata per aste in muratura (maschi murari)

N° Mat.: numero identificativo del materiale dell'asta, le cui caratteristiche sono descritte nei Dati Materiali

Mur. nuova: X indica che l'asta è costituita da materiale murario nuovo

Rinforzi a taglio: X indica che la parete è rinforzata con armatura orizzontale a taglio. I parametri di rinforzo sono definiti nei Parametri di Calcolo e nei Dati Materiali in corrispondenza del materiale costituente la parete. La muratura rinforzata deve necessariamente essere muratura nuova

Malta buona, Giunti sottili, Ricorsi, Connessione (trasversale), **Nucleo scadente, Iniezioni, Intonaco armato**: caratteristiche di materiale murario esistente che determinano fattori correttivi per i parametri meccanici e di resistenza (§C8A.2, Tab.C8A.2.2)

PressoFl.Compl., Taglio Scorr., Taglio Fess.Diag., Sf.Norm. Traz., PressoFl.Ortog.: X indica che l'elemento murario è sottoposto alla corrispondente verifica

Drift PressoFl.,Taglio: specifica il massimo drift di piano (= deformazione angolare = spostamento / altezza deformabile) a pressoflessione e a taglio complanari. I valori di riferimento proposti da NTC08 sono i seguenti: per muratura nuova ordinaria: press. 0.8%H, taglio 0.4%H; per muratura nuova armata: press. 1.2%H, taglio

0.6%H; per muratura esistente: press. 0.6%H, taglio 0.4%H. Per H si intende l'altezza deformabile complanare alla parete

Inter.irrigid.: distanza fra muri trasversali per la specchiatura entro cui si trova confinata la parete. Questo parametro ha effetto nelle verifiche sismiche a pressoflessione ortogonale secondo le azioni convenzionali (§7.2.3) e nelle verifiche statiche con il metodo dell'articolazione (§4.5.6.2). In tali verifiche, la parete viene considerata appoggiata agli estremi della luce deformabile nel piano ortogonale. Se l'interasse di irrigidimento 'a' è >0 , viene considerato un comportamento a piastra (parete ben ammorsata nei muri trasversali). Se $a=B$, con B =base (dimensione complanare) della parete, ciò equivale a considerare che la parete sia vincolata esattamente ai suoi bordi laterali; se $a>B$, la parete appartiene ad una specchiatura più ampia definita dai muri trasversali. $a=0$ equivale a considerare un comportamento a trave, con parete libera quindi da vincoli laterali

Arm.: Asxy(mm²), cxy(mm), Asxz, cxz: armatura per pareti o fasce dotati di barre in acciaio o elementi resistenti a trazione. Per elementi verticali (pareti e pilastri, in muratura e in c.a.) l'armatura Asxy si riferisce al piano di sollecitazione locale xy, e Asxz al piano locale xz; tali armature sono simmetriche. Per elementi orizzontali (fasce murarie, travi), Asxy indica l'armatura in estradosso e Asxz l'armatura in intradosso: la verifica di resistenza viene infatti eseguita solo nel piano complanare locale xz, e prevede la possibilità di un'armatura non simmetrica (ad es. fasce murarie con elemento resistente a trazione solo in estradosso - tipo cordolo in c.a. - o solo in intradosso - architrave che delimita l'apertura sottostante). Per elementi verticali o orizzontali consolidati con sistema CAM l'armatura (nastri che fasciano la muratura) viene espressa non con Asxy,Asxz ma attraverso gli specifici parametri. Nel caso di parete in muratura confinata (con sezione di pilastro non nulla), il copriferro indica la distanza rispetto al bordo esterno del baricentro della sezione del pilastro

Sez. Pilastro: il parametro è dedicato alla muratura confinata. Se la sezione del pilastro è specificata, questa si riferisce all'elemento in c.a. posto al bordo della parete. Nel caso dei pilastri di pareti confinate, i dati Asxy,cxy, Asxz,cxz si riferiscono all'armatura dei pilastri ed il copriferro è considerato pari alla distanza rispetto al bordo esterno del baricentro della sezione del pilastro. Dal copriferro e dalla sezione del pilastro si ricava quindi automaticamente la lunghezza della muratura confinata, cioè la parte di muratura che resta compresa fra i pilastri estremi (ad es. per applicare la formula specifica di resistenza al taglio)

Rinforzi CAM: X indica che l'elemento, in muratura ordinaria (e quindi di tipologia M, S o F), è consolidato con sistema CAM

- passo vert.-orizz. (mm), n°avvolg. vert.-orizz., fp vert.-orizz. (N/mm²), Quinconce: parametri descrittivi dell'intervento di consolidamento con sistema CAM previsto per la corrispondente parete o fascia muraria

C.a.: Aswxy, xz(mm²), s(mm) : per gli elementi in cemento armato, aventi tipologia: C, R (elementi verticali) o T, Z (elementi orizzontali in elevazione: T o in fondazione: Z), Asw indica l'armatura delle staffe nei due piani di flessione xy e xz (per gli elementi orizzontali, la verifica a taglio riguarda solo il piano xz); s indica il passo delle staffe. L'armatura a taglio si intende riferita alle zone di estremità dell'elemento, cioè nelle sezioni iniziale e finale della luce deformabile; non è prevista la possibilità di specificare armature distinte per la zona iniziale e per la zona finale, pertanto si considererà - fra le due sezioni - la staffatura minore

1.5.2.4 Modellazione della Struttura: ELEMENTI SOLAIO

Descrizione dei DATI SOLAI

I solai sono elementi strutturali finalizzati alla generazione dei carichi sulle aste che ne definiscono il contorno. I carichi agenti sulla struttura utilizzati nell'analisi sono in ogni caso quelli definiti nelle CCE, e includono oltre ai carichi direttamente derivanti dai solai anche altri carichi definiti in input su singole aste.

N°: numero progressivo del solaio

Tipologia: solaio piano, falda, volta a botte o volta a padiglione

Piano: piano (o impalcato) a cui il solaio appartiene

Rigido: X indica che il solaio è considerato infinitamente rigido. Se l'impalcato (o piano) a cui appartiene il solaio è un piano rigido, questo parametro è ininfluente. Qualora il piano sia flessibile, la qualifica di solaio rigido consente la generazione automatica di link rigidi di contorno in grado di assicurare l'indeformabilità della maglia nel piano orizzontale

G1, G2, Q: carichi di superficie, in kN/m^2 , di tipo G1 (peso proprio), G2 (permanente oltre peso proprio), Q (variabile) agenti sul solaio. I carichi di superficie sono sempre da considerarsi come componente verticale

Sup.: superficie del solaio in m^2 . Nel caso di falda (solaio con pendenza non nulla) la superficie è l'area effettiva del solaio, maggiore quindi della sua proiezione sul piano orizzontale

Direz. princ.: direzione principale (angolo di orditura del solaio)

Distr. trasv.: distribuzione trasversale. Rappresenta la quota parte del carico di un solaio che viene ripartita sulle aste orientate parallelamente alla direzione di orditura del solaio (aste scariche nei classici solai monodirezionali)

H volta: altezza della volta, data dalla distanza fra l'estradosso piano di calpestio realizzato sulla volta, e l'imposta della volta stessa. Permette il calcolo della spinta della volta

Pend.: pendenza del solaio a falda. Nel calcolo, la risultante del carico verticale è calcolata tenendo conto della superficie effettiva, di dimensioni maggiori della proiezione sul piano orizzontale

G1 tot., G2 tot., Q tot.: carichi complessivi di solaio (peso proprio, permanente oltre peso proprio, variabile), in kN, definiti dai carichi di superficie (verticali, cioè paralleli all'asse Z globale) moltiplicati per la superficie effettiva del solaio (nel caso di falda, tale superficie è maggiore della sua proiezione sul piano orizzontale)

1.5.2.5 Modellazione delle Azioni

Descrizione dei DATI CARICHI

CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Ogni Condizione di Carico elementare (CCE) descrive un gruppo di dati omogenei, che possono essere cioè trattati con i medesimi coefficienti moltiplicativi sia nelle Combinazioni delle Condizioni di Carico (CCC) definite per analisi lineari statiche non sismiche (§2.3), sia nella combinazione sismica (§3.2.4).

Le CCE vengono create da PCM in base alla popolazione dei diversi Tipi di Azioni previste dalla Normativa vigente (§2.5.3).

PARAMETRI GENERALI

Dopo una descrizione sintetica della CCE, sono riportati i seguenti parametri.

Tipologia: indica la tipologia dell'azione.

Tipo di Azione: specifica il tipo di azione in accordo con Tab.2.5.I (§2.5.3) .

Livelli di intensità dell'azione variabile: (psi),0 (valore raro), **(psi),1** (valore frequente), **(psi),2** (valore quasi-permanente).

I coefficienti di combinazione ψ (§2.5.3, Tab.2.5.I) sono suddivisi in ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , ed assumono valori dipendenti dal tipo di ambiente (uso residenziale, uffici, ecc.) e dal tipo di azione. Ai fini dell'analisi sismica, gli unici coefficienti moltiplicativi delle azioni variabili sono gli ψ_2 (§2.5.5, §2.5.3); pertanto, le masse sismiche non dipendono dallo stato limite di riferimento (SLD o SLV).

Per l'Analisi Statica (non sismica) degli edifici in muratura, le combinazioni dei carichi utilizzano i coefficienti ψ_0 (§2.5.1, §2.5.3) e i coefficienti parziali di sicurezza γ (γ_G e γ_Q) (§2.6.1, Tab.2.6.I).

Per i carichi permanenti G_K , ed i carichi di precompressione P_K , i coefficienti ψ_0 , ψ_1 e ψ_2 , vengono tutti posti pari a 1.0.

Moltiplicatori per Generazione Masse

I 6 valori (una sequenza di caratteri 0 o 1) indicano i moltiplicatori dei carichi agenti sui nodi ai fini della generazione delle masse a partire dai carichi applicati, e più esattamente corrispondono a: mX, mY, mZ, IX, IY, IZ, dove (con riferimento agli assi globali XYZ):

mX, mY, mZ sono le masse traslazionali; IX, IY, IZ sono le inerzie rotazionali.

Normalmente, nelle analisi 3D le masse generate automaticamente sono masse traslazionali lungo gli assi orizzontali (mX e mY) e inerzie rotazionali intorno all'asse verticale (IZ), quindi i moltiplicatori sono definiti da: "110001".

Per analisi 2D, viene considerata la sola traslazione lungo l'asse orizzontale X: "100000".

Qualora si considerino anche effetti sismici verticali, si può avere: nel 3D: "111001"; nel 2D: "101000".

Nell'analisi modale verranno considerate, nelle Condizioni di Carico sismicamente attive:

- sia le masse concentrate direttamente specificate, in corrispondenza dei nodi;
- sia le masse generate automaticamente nei nodi a partire dai carichi applicati, secondo i 'moltiplicatori per generazione masse'. Qualora si desideri che nessun carico direttamente specificato nella Condizione di Carico si traduca in massa, è sufficiente specificare "000000": in tal caso, se la condizione è sismicamente attiva (cioè, non deve essere ignorata: si riconosce dai valori del coefficiente sismico α_2), verranno considerate solo le masse concentrate direttamente specificate.

Le masse generate coincidono con le masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4:

$$G_{1,j} + G_{2,j} + \sum (\psi_{2,j} * Q_{k,j})$$

NODI

I carichi sui Nodi sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri dei nodi interessati dai carichi, ed i carichi stessi, espressi nelle coordinate globali (XYZ). Si tratta di carichi in senso generalizzato: oltre infatti ai veri e propri carichi, possono essere applicati anche cedimenti vincolari anelastici e masse concentrate.

Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):

- **Carichi Concentrati:** FX FY FZ, MX MY MZ (forze e coppie)
- **Cedimenti Vincolari:** uX uY uZ, $\phi_X \phi_Y \phi_Z$ (cedimenti traslazionali e rotazionali). L'unità di misura angolare *mrad* indica i millesimi di radiante. Per esempio: 1 mrad = 0.001 rad.
- **Masse Concentrate:** mX mY mZ, IX IY IZ (masse traslazionali e inerzie rotazionali)

Non è prevista l'applicazione ad uno stesso nodo, nella medesima Condizione di Carico Elementare, di un cedimento vincolare e di un'azione concentrata corrispondente. I cedimenti vincolari devono sempre corrispondere a componenti vincolate del nodo (per esempio, in caso di cedimento lungo Z, la componente **w** del nodo - specificata nei dati geometrici - deve essere 0). Le forze concentrate ed i cedimenti vincolari traslazionali sono **positivi se equiversi agli assi globali X Y Z**; le coppie concentrate ed i cedimenti vincolari rotazionali sono **positivi se antiorari** (si tratta delle medesime convenzioni adottate in ogni parte di PCM, per esempio anche per gli spostamenti incogniti e per le reazioni vincolari). Le aste ai cui nodi estremi sono applicati cedimenti vincolari devono necessariamente non presentare rigidità, e quindi devono avere luce deformabile coincidente con la lunghezza.

ASTE

I carichi sulle Aste sono organizzati in un elenco dove sono indicati i numeri delle aste interessate dai carichi, ed i carichi stessi espressi in coordinate globali (XYZ).

Le **tipologie di carico** consentite dalla versione corrente di PCM sono le seguenti (per ogni carico sono elencati i dati corrispondenti):

- **Carico Distribuito Uniforme**: n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile, Generato da Solai
- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice iniziale 'i')**: n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile
- **Carico Distribuito Lineare (max al vertice finale 'j')**: n°asta, Sist.rif., Componenti X,Y,Z, Su luce deformabile
- **Carico Concentrato**: n°asta, Sist.rif., Px, Py, Pz, Mx, My, Mz, DPi, Generato da Solai

[P,M =intensità delle componenti del carico concentrato: forze e coppie; DPi = distanza del carico concentrato dal vertice iniziale i]

- **Carico Termico (nel piano locale xz)**: n°asta, DeltaT estradosso, DeltaT intradosso.

Sist.rif. = sistema di riferimento globale (0).

Componenti X,Y,Z = i carichi agenti sulle aste (distribuiti e concentrati) sono forniti in coordinate globali (per convenzione, ciò viene indicato da 0): le componenti X, Y, Z sono parallele alle corrispondenti direzioni globali.

I carichi (distribuiti e concentrati) sono positivi se equiversi agli assi globali; le coppie sono positive se antiorarie. Con questa convenzione, ad esempio per le travi di un impalcato, i carichi dovuti ai pesi propri sono orientati secondo l'asse globale Z, con segno negativo.

Su luce deformabile = i carichi distribuiti agenti sulle aste possono essere applicati sulla luce completa oppure solo sulla luce deformabile, diversa dalla completa qualora vi sia una zona rigida iniziale e/o finale.

COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO

Le CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico elementari) consentono la generazione di caratteristiche di sollecitazione e di deformazione per le combinazioni delle condizioni di carico elementari ai fini delle analisi statiche (la combinazione di carico sismica viene generata automaticamente dal software, vd. oltre).

Ogni CCC è caratterizzata anzitutto da una descrizione sintetica, e poi dai parametri qui di seguito elencati.

Tipo di Combinazione Statica [§2.5.3]: specifica la tipologia della singola Combinazione, secondo la convenzione qui di seguito riportata:

- 1) Generica
- 2) Fondamentale (SLU) (2.5.1),§2.5.3
- 3) Caratteristica (rara) (SLE) (2.5.2),§2.5.3
- 4) Frequente (SLE) (2.5.3),§2.5.3
- 5) Quasi permanente (SLE) (2.5.4),§2.5.3

In ogni CCC sono prese in considerazione tutte le CCE, e per ognuna delle CCE sono riportati i seguenti parametri:

Coefficiente γ (gamma), (moltiplicatore);

Variabile, dominante: se affermativo, indica che, nella CCC, la CCE assume il ruolo dominante svolto, nella combinazione, da un carico variabile. Il dato è influente per le CCE corrispondenti a carichi permanenti;

Ψ (psi) = coefficiente di combinazione dell'azione variabile; il valore coincide con il corrispondente dato definito nelle CCE, e si riferisce a: Ψ_0 per i carichi variabili (non dominanti) delle combinazioni di tipo fondamentale o caratteristica (rara) (per il variabile dominante: $\Psi=1.0$); Ψ_1 per il variabile dominante della combinazione di tipo frequente; Ψ_2 per i variabili non dominanti della combinazione frequente e per tutti i variabili della combinazione quasi permanente.

Moltiplicatore di calcolo.

L'organizzazione dei dati permette le seguenti valutazioni:

(a) effetti di combinazioni delle CCE con moltiplicatori generici (senza diretti riferimenti a combinazioni di tipo statico o sismico, o alla tipologia della struttura, che può essere o meno in muratura). In tal caso:

la CCC è una combinazione Generica (tipo 1 nella convenzione di PCM); i coefficienti γ sono trattati come moltiplicatori generici (il molt. di calcolo di ogni singola CCE è direttamente uguale al γ (molt.) della CCE);

(b) combinazioni di CCE di tipo fondamentale per l'analisi statica e le corrispondenti verifiche di sicurezza di edifici in muratura a SLU, secondo (2.5.1), §2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione di tipo Fondamentale (tipo 2 nella convenzione di PCM). PCM esegue le verifiche statiche a SLU (per la muratura), secondo §4.5.6, in corrispondenza delle sole CCC Fondamentali; il coefficiente γ coincide con il coefficiente parziale per le azioni γ_G o γ_Q (§2.6.1, Tab.2.6.1); il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a $\gamma \cdot \psi_0$. Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P, ψ_0 è automaticamente posto pari a 1.0; per le CCC dove è dominante un tipo di azione variabile, per essa viene trascurata la riduzione dovuta a ψ_0 (il che equivale a porlo = 1.0).

(c) combinazioni di CCE di tipo raro, frequente o quasi permanente per l'analisi statica a SLE, secondo §2.5.3. In tal caso:

la CCC è una combinazione relativa ad uno Stato Limite di Esercizio (la combinazione è identificata da uno dei tipi 3,4 o 5 nella convenzione di PCM). Per tali combinazioni viene eseguita l'analisi, e quindi sono forniti spostamenti e sollecitazioni, ma non vengono eseguite verifiche di sicurezza. Per gli edifici in muratura, secondo §4.5.6.3 non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti degli SLE quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli SLU. I risultati dell'analisi per SLE possono essere convenientemente utilizzati ad esempio per verifiche a parte di SLE riguardanti elementi in altra tecnologia (c.a., acciaio) presenti in una struttura in muratura mista.

Le combinazioni per SLE sono caratterizzate dai seguenti parametri:

- non sono considerati coefficienti parziali per le azioni γ_G o γ_Q , specifici per combinazioni SLU (in pratica: $\gamma_G = \gamma_Q = 1.0$);

- i coefficienti ψ di combinazione delle CCE corrispondenti ad azioni variabili dipendono dal tipo di combinazione.

Il moltiplicatore di calcolo di ogni CCE è pari a ψ . Si osservi che: per le CCE di tipo G1, G2 e P, ψ è sempre posto pari a 1.0; per le CCC rare

(analogamente alle fondamentali) dove è dominante un tipo di azione variabile, per tale azione viene trascurata la riduzione dovuta a ψ_0 (il che equivale a porlo = 1.0).

In ogni caso, **l'elenco delle CCC si riferisce alla risoluzione di combinazioni di tipo statico (non sismico)**, e vengono quindi processate solo se è stata selezionata l'Analisi Statica Lineare NON Sismica.

COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI STATICA: SLU per Verifiche di sicurezza di Edifici in Muratura

Per quanto sopra descritto, le combinazioni di carico processate da PCM in Analisi Statica non sismica, finalizzate alle Verifiche di sicurezza di Edifici in muratura, sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi SLU (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

$$\gamma_{G1} * G_{1,1} + \gamma_{G2} * G_{1,2} + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k,1} + \gamma_{Q2} * \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q3} * \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare $Q_{k,1}$ è l'azione variabile dominante, mentre $Q_{k,2}$, $Q_{k,3}$, ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili $Q_{k,j}$ vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.I.

Come già osservato, in base a quanto espressamente indicato per gli edifici in muratura in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio (SLE) di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (SLU)", le combinazioni fondamentali (2.5.1) sono esaustive nei confronti delle verifiche in Analisi Statica non sismica.

COMBINAZIONI DI CARICO per ANALISI SISMICA

Per quanto riguarda le azioni competenti al calcolo sismico, la combinazione sismica (§3.2.4) viene creata automaticamente e quindi non richiede una sua identificazione specifica nell'elenco delle combinazioni di PCM. La combinazione sismica esaminata è quindi la seguente:

$$G_{1,1} + G_{1,2} + P + E + \sum(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$$

Conformemente a §2.5.3, la combinazione sismica viene impiegata per gli **Stati Limite Ultimi** connessi all'azione sismica E. Le verifiche di sicurezza sismiche a SLU vengono condotte con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV). Per quanto riguarda lo stato limite di

collasso (SLC), le Norme precisano:

- in §7.1 che le verifiche nei confronti di tutti gli stati limite ultimi sono soddisfatte quando lo siano le verifiche relative al solo SLV;
- in §C7.1 che le verifiche a SLC devono essere effettuate di necessità sulle sole costruzioni provviste di isolamento sismico.

Inoltre, per gli edifici esistenti in §C8.7.1.1 si afferma che "il soddisfacimento della verifica a SLV implica anche il soddisfacimento della verifica a SLC". Per tali motivi in PCM le verifiche di sicurezza sismiche per stati limite ultimi si riferiscono al solo SLV.

Verifiche sismiche per **Stati Limite di Esercizio** riguardano, in generale, la deformazione per SLD (stato limite di danno); nel caso degli edifici esistenti, tali verifiche non sono obbligatorie qualora si valuti la sicurezza con riferimento ai soli SLU (§8.3).

Per edifici di classe III o IV per i quali si vogliano limitare i danneggiamenti strutturali, si devono svolgere ulteriori verifiche per stati limite di esercizio: in SLD si eseguono verifiche di resistenza utilizzando la combinazione sismica e calcolando lo spettro di risposta con la posizione $\eta=2/3$ (§7.3.7.1); in SLO (stato limite di operatività) si eseguono verifiche degli spostamenti secondo §7.3.7.2.

CARICHI: CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Condizione di Carico Elementare n°1

PARAMETRI GENERALI

Permanente

Tipo di Azione [§2.5] = 1. Permanente strutturale (G1)

Livelli di intensità dell'azione variabile:

- (psi),0 (valore raro) = 1.00
- (psi),1 (valore frequente) = 1.00
- (psi),2 (valore quasi-permanente) = 1.00

Moltiplicatori per Generazione Masse = 110001

ASTE: Carichi Distribuiti Uniformi (kN/m)

1.6 Analisi Dei Carichi

Definita la geometria e la destinazione d'uso dell'edificio con la disposizione di tutte le sue membrature, aventi funzione statica e non, risultano note anche entità e distribuzione delle azioni con cui lo stesso viene sollecitato, che comprendono in via generale:

- **Pesi Propri, Carichi Permanenti, Sovraccarichi Variabili**

- **Azione della Neve e del Vento, Azione Sismica**

essendo nel caso in esame trascurabili gli effetti dovuti all'azione termica ed alla spinta del terreno.

Tutti i carichi ed i sovraccarichi vengono considerati agenti staticamente ed uniformemente ripartiti.

PESI PROPRI DEI MATERIALI

Materiale	Peso Sp. [daN/m³]	Materiale	Peso Sp. [daN/m³]
Calcestruzzo ordinario	2400	Pietrame di calcare tenero	2200
Calcestruzzo armato	2500	Travertino	2400
Acciaio	7850	Legno di Abete o Castagno	600
Laterizio forato	800	Lana di vetro	100
Laterizio pieno	1800	Sughero	300
Isolante	500	Pavimento in marmo	4000
Malta di calce	1800	Pavimento in legno	800
Malta di cemento	2100	Granito	2700
Pavimento in ceramica o grés	2000	Intonaco	1200
Guaina impermeabilizzante	2000	Intercapedine	0
Legno di Quercia o Noce	800	tegole	800
Malta di gesso	1200		

1.6.1 Carichi permanenti e variabili

Sono considerati carichi permanenti quelli non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, come tamponature esterne, tramezzi interni, massetti, isolamenti, pavimenti, intonaci, controsoffitti, etc. Essi sono valutati sulla base delle dimensioni e dei pesi specifici dei materiali.

SOLAIO LATERO CEMENTIZIO

Dati geometrici solaio:

$H = 16 + 4 = 20$ cm, b travetto = 8 cm, b pignatta = 50 cm, $s = 4$ cm

- interasse travetti circa 54 cm

- larghezza base travetti 8 cm

- Armatura solaio: 2Φ12

Permanenti strutturali (G1)

Soletta	$0,04 \cdot 25 = 1 \text{ KN/mq}$
Travetti + alleggerimenti,	$16 \cdot 25 = 4 \text{ KN/mq}$
	$0,16 \cdot 5,5 = 0,88 \text{ KN/mq}$
<hr/>	
	<u>totale 5,88 KN/mq</u>

Permanenti non strutturali (G2)

Massetto	$0,08 \cdot 18 = 1,44 \text{ KN/mq}$	
Pavimento (leggero)	$0,1 \text{ KN/mq}$	
totale :		<u>1,54 KN/mq</u>
totale perm. :		<u>7,44 KN/mq</u>

Variabili (Q) (da NTC 2008 parag. 3.1.4.)

totale :	<u>2 KN/mq</u>
----------	----------------



Figura 6 - particolare del solaio in latero-cemento

Carichi Variabili

Le intensità minime assunte per i sovraccarichi variabili verticali ed orizzontali sono definite, per i vari tipi di ambiente, come dal prospetto seguente:

Tabella 1- Sovraccarichi variabili

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

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

totale : 2 KN/mq

SOLAIO LATERO CEMENTIZIO DI COPERTURA

Dati geometrici solaio:

H = 16+4 = 20 cm, b travetto = 8 cm, b pignatta = 50 cm, s = 4 cm

- interasse travetti circa 54 cm

- larghezza base travetti 8 cm

- Armatura solaio: 2Φ12

Permanenti strutturali (G1)

Soletta	$0,04 \cdot 25 = 1 \text{ KN/mq}$
Travetti + alleggerimenti	$16 \cdot 25 = 4 \text{ KN/mq}$
	$0,16 \cdot 5,5 = 0,88 \text{ KN/mq}$
<hr/> totale 5,88 KN/mq	

Permanenti non strutturali (G2)

Massetto	$0,08 \cdot 18 = 1,44 \text{ KN/mq}$	
Pavimento (leggero)	0,1 KN/mq	
totale :		1,54 KN/mq
totale perm. :		7,44 KN/mq

Variabili (Q) (da NTC 2008 parag. 3.1.4.)

totale :	2 KN/mq
----------	---------

Carichi Variabili

Le intensità minime assunte per i sovraccarichi variabili verticali ed orizzontali sono definite, per i vari tipi di ambiente:

copertura non praticabile: 1 KN/mq

carico neve: 0,48 KN/mq

SOLAIO IN FERRO E VOLTICINE

Utilizzati sin dagli inizi del 1800, sono ancora oggi presenti negli edifici “storici”. Sono caratterizzati da profilati metallici che costituiscono l’orditura principale del solaio e da laterizi o mattoni posti tra le ali per realizzare l’orizzontamento. Il solaio è stato realizzato utilizzando dei travetti tipo NP140 ad interasse 80 cm e si sviluppa per uno spessore totale compresa la pavimentazione di 30 cm, da rinforzare con piatti saldati inf e sup 80*10 mm o equivalente.

Dati geometrici solaio:

H = 30 cm, Travetti NP 140 peso 14,3 Kg/m

Permanenti strutturali (G1)

Soletta	$0,04 \cdot 25 = 1 \text{ KN/mq}$
Muratura in mattoni	$18 \cdot 0,25 = 4,5 \text{ KN/mq}$
Travetti in ferro	$0,143 \text{ KN/mq}$
<hr/>	
	<u>totale 5,65 KN/mq</u>

Permanenti non strutturali (G2)

Massetto	$0,08 \cdot 18 = 1,44 \text{ KN/mq}$	
Pavimento (leggero)	$0,1 \text{ KN/mq}$	
totale :		<u>1,54 KN/mq</u>
totale perm. :		<u>7,20 KN/mq</u>

Variabili (Q) (da NTC 2008 parag. 3.1.4.)

totale :	<u>2 KN/mq</u>
----------	----------------



Figura 7 - particolare del solaio in ferro e volticine

SOLAIO A VOLTA DI MATTONI PIENI

I mattoni pieni sono posti in foglio per un'altezza complessiva di circa 30 cm.

Dati geometrici solaio:

H = 30 cm, Peso muratura in mattoni pieni: 18 KN/m^3

Permanenti strutturali (G1)

Soletta $0,04 \cdot 25 = 1 \text{ KN/mq}$

Muratura in mattoni pieni, $18 \cdot 0,25 = 4,5 \text{ KN/mq}$

totale 5,50 KN/mq

Permanenti non strutturali (G2)

Massetto $0,08 \cdot 18 = 1,44 \text{ KN/mq}$

Pavimento (leggero) $0,1 \text{ KN/mq}$

totale : $1,54 \text{ KN/mq}$

totale perm. : $7,04 \text{ KN/mq}$

Variabili (Q) (da NTC 2008 parag. 3.1.4.)

totale : 2 KN/mq



Figura 8 - particolare del solaio in volte di mattoni pieni

1.6.2 Analisi Dei Carichi Delle Scale Esistenti

I mattoni pieni sono posti in foglio per un'altezza complessiva di circa 30 cm.

Dati geometrici solaio:

H = 30 cm, Peso muratura in mattoni pieni: 18 KN/m^3

Permanenti strutturali (G1)

Soletta	$0,04 \cdot 25 = 1 \text{ KN/mq}$
Muratura in mattoni pieni,	$18 \cdot 0,25 = 4,5 \text{ KN/mq}$
<hr/>	
	totale $5,50 \text{ KN/mq}$

Permanenti non strutturali (G2)

Massetto	$0,08 \cdot 18 = 1,44 \text{ KN/mq}$
----------	--------------------------------------

Pavimento (leggero)	$0,1 \text{ KN/mq}$
---------------------	---------------------

totale :	<hr/>	$1,54 \text{ KN/mq}$
----------	-------	----------------------

totale perm. :	<hr/>	$7,04 \text{ KN/mq}$
----------------	-------	----------------------

Variabili (Q) (da NTC 2008 parag. 3.1.4.)

totale :	<hr/>	4 KN/mq
----------	-------	-------------------



Figura 9 - scala esistente voltata

1.6.3 Azione della neve e del vento

LOCALIZZAZIONE DELL'INTERVENTO

Località: ROMA

Provincia: ROMA

Regione: LAZIO

Coordinate GPS:

Latitudine : 41,89500 N

Longitudine: 12,48200 E

Altitudine s.l.m.: 20,0 m

CALCOLO DELLE AZIONI DELLA NEVE E DEL VENTO

Normativa di riferimento:

D.M. 14 gennaio 2008 - NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Cap. 3 - AZIONI SULLE COSTRUZIONI - Par. 3.3 e 3.4

NEVE:

Zona Neve = III

Ce (coeff. di esposizione al vento) = 1,00

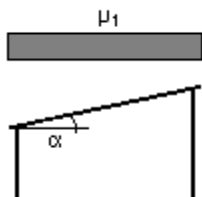
Valore caratteristico del carico al suolo ($q_{sk} C_e$) = 60 daN/mq

Copertura ad una falda:

Angolo di inclinazione della falda = $0,0^\circ$

$\mu_1 = 0,80 \Rightarrow Q = 48 \text{ daN/mq}$

Schema di carico:



VENTO:

Zona vento = 3

($V_{b.o} = 27 \text{ m/s}$; $A_o = 500 \text{ m}$; $K_a = 0,020 \text{ 1/s}$)

Classe di rugosità del terreno: B

[Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive]

Categoria esposizione: tipo III

($K_r = 0,20$; $Z_o = 0,10 \text{ m}$; $Z_{min} = 5 \text{ m}$)

Velocità di riferimento = $27,00 \text{ m/s}$

Pressione cinetica di riferimento (q_b) = 46 daN/mq

Coefficiente di forma (C_p) = $1,00$

Coefficiente dinamico (C_d) = $1,00$

Coefficiente di esposizione (C_e) = $2,82$

Coefficiente di esposizione topografica (C_t) = $1,00$

Altezza dell'edificio = $27,00 \text{ m}$

Pressione del vento ($p = q_b C_e C_p C_d$) = 129 daN/mq

1.6.4 Azione Sismica

Descrizione di AZIONE SISMICA e PARAMETRI DI CALCOLO

Per la valutazione delle azioni sismiche, relative alle verifiche agli stati limiti ultimi (S.L.U.) e agli stati limiti di danno (S.L.D.), sono stati presi in considerazione gli spettri di risposta, funzione della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche (S), del fattore di struttura q , dell'amplificazione spettrale F_0 e del periodo proprio di vibrazione (T).

I parametri utilizzati per il calcolo dello **spettro di risposta di progetto agli S.L.U.**, sono funzione del parametro S che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente:

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica.

Il periodo di riferimento V_R per la valutazione delle azioni sismiche è valutato in funzione della vita nominale V_N e della classe d'uso C_U .

La natura dell'edificio (nuovo o esistente), la regolarità dell'edificio ed il numero di piani sono stati utilizzati per il calcolo del *fattore di struttura* q .

Edificio	Regolare in pianta	Regolare in elevazione	Numero di piani	α_u / α_1	q
Nuovo	Si (KR=1)	Si	Uno	1.4	2.8
			Due o più piani	1.8	3.6
		No	Uno	1.2	2.4
			Due o più piani	1.4	2.8
	No (KR=0.8)	Si	Uno	1.4	2.24
			Due o più piani	1.8	2.88
		No	Uno	1.2	1.92
			Due o più piani	1.4	2.24
Esistente	Si (KR=1)	Si	Uno o più piani	1.5	3.0
		No		1.25	2.5
	No (KR=0.8)	Si		1.5	2.4

		No		1.25	2.0
--	--	----	--	------	-----

Per il calcolo del fattore di struttura q , che tiene conto delle capacità dissipative della struttura stessa, sono stati prese in considerazione i seguenti valori

Il controllo della regolarità dell'edificio in altezza è stato condotto secondo le seguenti prescrizioni:

- a) tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali pareti), si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- b) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);
- c) eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono, in modo graduale, da un piano al successivo, rispettando tale limiti: ad ogni piano il rientro non deve superare il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante.

Gli studi vengono condotti a seguito di un'analisi statica ed una analisi sismica statica equivalente o analisi dinamica modale.

La risposta massima complessiva di un generica caratteristica E , nel caso di analisi dinamica modale, conseguente alla sovrapposizione dei modi, è calcolata secondo quanto di seguito esposto.

Combinazione probabilistica definita SRSS (*Square Root of Square Sum* - Radice quadrata della somma dei quadrati):

$$E = \sqrt{\sum_{i=1,n} E_i^2}$$

dove

n il numero di modi di vibrazione considerati

Le sollecitazioni, derivanti da tali azioni, sono state composte, poi, con quelle derivanti da carichi verticali, orizzontali non sismici, secondo le varie combinazioni di carico probabilistiche.

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{Ki})$$

I valori dei coefficienti ψ_{2i} sono riportati nella successiva tabella.

DESTINAZIONE D'USO	ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,30
Categoria B Uffici	0,30
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,60
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,60
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	0,80
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,60
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,30
Categoria H Coperture	0,00
Vento	0,00
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,00
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,20
Variazioni termiche	0,00

Il Sistema di Unità di Misura adottato è il Sistema Internazionale. In generale, le forze sono espresse in kN e le tensioni in N/mm².

Per alcuni parametri si riportano riferimenti normativi al D.M.14.1.2008 (alias: NTC08), evidenziati in colore blu indicando direttamente al paragrafo corrispondente; i riferimenti ad altre Normative sono preceduti dal titolo della Norma (EC = EuroCodici).

AZIONE SISMICA

Vita Nominale (anni) (§2.4.1) Numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Classe d'uso (1=I,2=II,3=III,4=IV) §2.4.2 Utilizzando i valori della 'Vita Nominale' e del 'Coefficiente d'uso' corrispondente alla Classe d'uso, viene determinato il periodo di riferimento per l'azione sismica VR (§2.4.3).

Individuazione del sito: Longitudine e Latitudine ED50 (gradi sessadecimali)

Tipo di interpolazione

1 = media ponderata §All.A,[3]

2 = superficie rigata §CA

Tab.2, All.B

0 = località non in Tab.2,All.B

1-20 = isola (località posta in Tab.2,All.B), con la seguente convenzione:

1=Arcipelago Toscano, 2=Isole Egadi, 3=Pantelleria, 4=Sardegna, 5=Lampedusa, 6=Linos, 7=Ponza,

8=Palmarola, 9=Zannone, 10=Ventotene, 11=Santo Stefano, 12=Ustica, 13=Tremi, 14=Alicudi, 15=Filicudi, 16=Panarea, 17=Stromboli, 18=Lipari, 19=Vulcano, 20=Salina

Valori dei parametri a_g (*g), F_0 , T_C^* (sec) per i periodi di ritorno di riferimento:

NTC08, §All.B: Tabelle dei parametri che definiscono l'azione sismica

Per il sito di ubicazione della struttura, vengono specificati i valori di a_g , F_0 , T_C^* per i periodi di riferimento: (30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975, 2475 anni).

P,VR (%) Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR §3.2.1

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) le azioni sismiche dipendono dalla corrispondente probabilità P di superamento nel periodo di riferimento VR.

Valori dei parametri a_g , F_0 , T_C^* e altri parametri di spettro per i periodi di ritorno TR associati a ciascuno Stato Limite §3.2

Per ognuno dei 4 stati limite di riferimento (SLO, SLD, SLV, SLC) vengono definiti TR (anni), a_g (*g), F_0 , T_C^* e S, TB, TC, TD (periodi in sec.)

Categoria di sottosuolo (1=A,2=B,3=C,4=D,5=E) §3.2.2

Categoria topografica (1=T1,2=T2,3=T3,4=T4) §3.2.2

Rapporto quota sito / altezza rilievo topografico §3.2.2

Coefficiente di amplificazione topografica ST §3.2.3.2.1

SLE: Smorzamento viscoso (csi) (%) §3.2.3.2.1

SLU: Rapporto α_u/α_1 §7.8.1.3

Regolarità in altezza (-1=sì, 0=no) §7.3.1

SLU: Fattore di struttura Valore del fattore di struttura per la componente orizzontale del sisma. Per la componente verticale, si considera sempre $q=1.5$. *Per la muratura ordinaria: edifici nuovi: §7.8.1.3, edifici esistenti: §C8.7.1.2*

Microzonazione sismica

Definizione di PGA: la PGA (accelerazione orizzontale di picco al suolo), finalizzata a definire l'accelerazione sismica sostenibile dalla costruzione, può essere riferita al suolo rigido (roccia) oppure tenere conto degli effetti locali del sito attraverso il fattore di suolo S:

1 = acc. su roccia (come a_g)

2 = $a_g \cdot S$ ($S=S, S \cdot S, T$)

1.6.4.1 Modellazione dell'azione sismica

PARAMETRI DI CALCOLO: Sismica

Direzioni di analisi e Combinazione delle componenti

Angolo di ingresso del sisma

Angolo (in gradi °) che la direzione sismica di riferimento forma con l'asse X (+: corrisponde alla rotazione antioraria di X verso Y). Eseguita l'analisi modale, il calcolo dei coefficienti di partecipazione e quindi delle forze spettrali viene eseguito nella direzione specificata e nella direzione ortogonale (frequentemente: a 0° e a 90°, cioè lungo l'asse X e lungo l'asse Y [le due direzioni orizzontali globali]).

Criterio di combinazione delle componenti orizzontali (per le analisi lineari statica, dinamica)

(1=solo X, 2=solo Y, 3=SRSS, 4=+30%)

Con riferimento a §7.3.5, per un dato effetto (spostamento o sollecitazione) le componenti orizzontali dell'azione sismica devono essere considerate simultaneamente. La combinazione delle componenti dell'azione sismica non viene eseguita in Analisi Sismica Statica Non Lineare (Pushover). In Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale), è possibile combinare gli effetti dell'analisi condotta in ciascuna delle due direzioni tra loro ortogonali di riferimento, secondo una delle seguenti modalità:

1 = Combinazione non eseguita. Si valutano solo risultati in direzione α° (ignorare cioè i risultati in direzione $(\alpha+90)^\circ$).

In caso di $\alpha^\circ=0$, ciò significa considerare gli effetti del solo sisma X

2 = Combinazione non eseguita. Si valutano solo risultati in direzione $(\alpha+90)^\circ$ (ignorare cioè i risultati in direzione α°).

In caso di $\alpha^\circ=0$, ciò significa considerare gli effetti del solo sisma Y

3 = Combinazione eseguita, calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati: $E = \sqrt{E_{\alpha}^2 + E_{(\alpha+90)}^2}$

4 = Combinazione eseguita, sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione: $\pm \text{Max} [(E_{\alpha} + 0.30 E_{(\alpha+90)}); (0.30 E_{\alpha} + E_{(\alpha+90)})]$ (è l'unica modalità indicata in §7.3.5)

Ignorare effetti eccentricità accidentali

Con questo parametro è possibile ignorare gli effetti dei momenti torcenti aggiuntivi dovuti all'eccentricità accidentale (pari a +/-5% della dimensione dell'edificio perpendicolare alla direzione sismica) (§7.2.6)

Opzioni di analisi

Progettazione semplificata per zone a bassa sismicità

$S_d(T_1)$ (g) è il valore semplificato dello spettro di risposta

Quota Z di inizio degli effetti sismici (m) (per analisi sismiche lineari)

Quota di riferimento Z per il calcolo delle forze sismiche (§7.3.3.2), rispetto alla coordinata $Z=0.000$ assunta nei Dati. Con $Z<0$ si può tenere conto dell'altezza delle fondazioni; con $Z>0$ si attribuisce alla corrispondente zona inferiore dell'edificio un moto rigido insieme al terreno (p.es. in caso di piani interrati o di scantinati in c.a. di edifici in muratura considerati come 'strutture di fondazione').

In Analisi Sismica Dinamica Modale le masse ubicate al di sotto della quota di inizio degli effetti sismici sono considerate inattive.

Per Analisi Sismica Statica Lineare

Altezza H dal piano di fondazione (m)

Periodo principale T1 (sec) in direzione X e in direzione Y

Calcolo di T1 con relazione $T1 = C1 \cdot H^{(3/4)}$ §7.3.3.2

- C1 per il calcolo di T1 = 0.05

Coeff. $\lambda=1.00$ nella definizione delle forze in Sismica Lineare

Secondo §7.8.1.5.2, l'Analisi Sismica Statica Lineare per edifici in muratura è applicabile anche nel caso di edifici irregolari in altezza, purchè si ponga $(\lambda)=1.00$ (§7.3.3.2)

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla "pericolosità sismica di base", in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale. Nel caso in esame è stato riscontrato che la struttura esaminata, dopo l'intervento di rinforzo, è in grado di resistere all'azione sismica tenendo in conto circa il 36% della pericolosità sismica di base. Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (vedi tabella Parametri della struttura). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (vedi tabella successiva):

ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;

Fo: 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;

Parametri della struttura					
Classe d'uso	Vita V_n [anni]	Coeff. Uso	Periodo V_r [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica

II	50.0	1.0	50.0	D	T1
----	------	-----	------	---	----

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in tabella:

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s \cdot S_t$ (3.2.5)

Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale

Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale

Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.

Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.

Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

Analisi Sismica: valutazione della sicurezza

Tipo di valutazione sicurezza sismica

1 = Indipendente: edificio Nuovo; Stato Attuale di Miglioramento; stato di Adeguamento

2 = Miglioramento: Stato di Progetto, da confrontare con lo Stato Attuale

- per Stati di Progetto di Miglioramento: nome file Stato Attuale

Indica il file di riferimento per l'esecuzione dei confronti al fine di attestare il Miglioramento sismico dello Stato di Progetto (file corrente) rispetto al corrispondente Stato Attuale

Per edifici esistenti: valutare la sicurezza solo per SLU

Per gli edifici in muratura esistenti, è possibile identificare la valutazione della sicurezza della costruzione con le sole verifiche a SLU (verifiche di resistenza) (§8.3)

Analisi Sismica: varie

Calcolo indicatore di rischio sismico

In analisi sismica lineare (statica o dinamica modale) è possibile effettuare iterativamente il calcolo della capacità in termini di PGA (e del corrispondente periodo di ritorno TR) agli Stati Limite considerati (SLO, SLD, SLV), ai fini della determinazione dell'indicatore di rischio sismico, inteso come rapporto fra PGA e a_g in input (o analogamente in termini di TR)

Verifiche anche per combinazioni $N_{min}M_{max}$ - $N_{max}M_{min}$

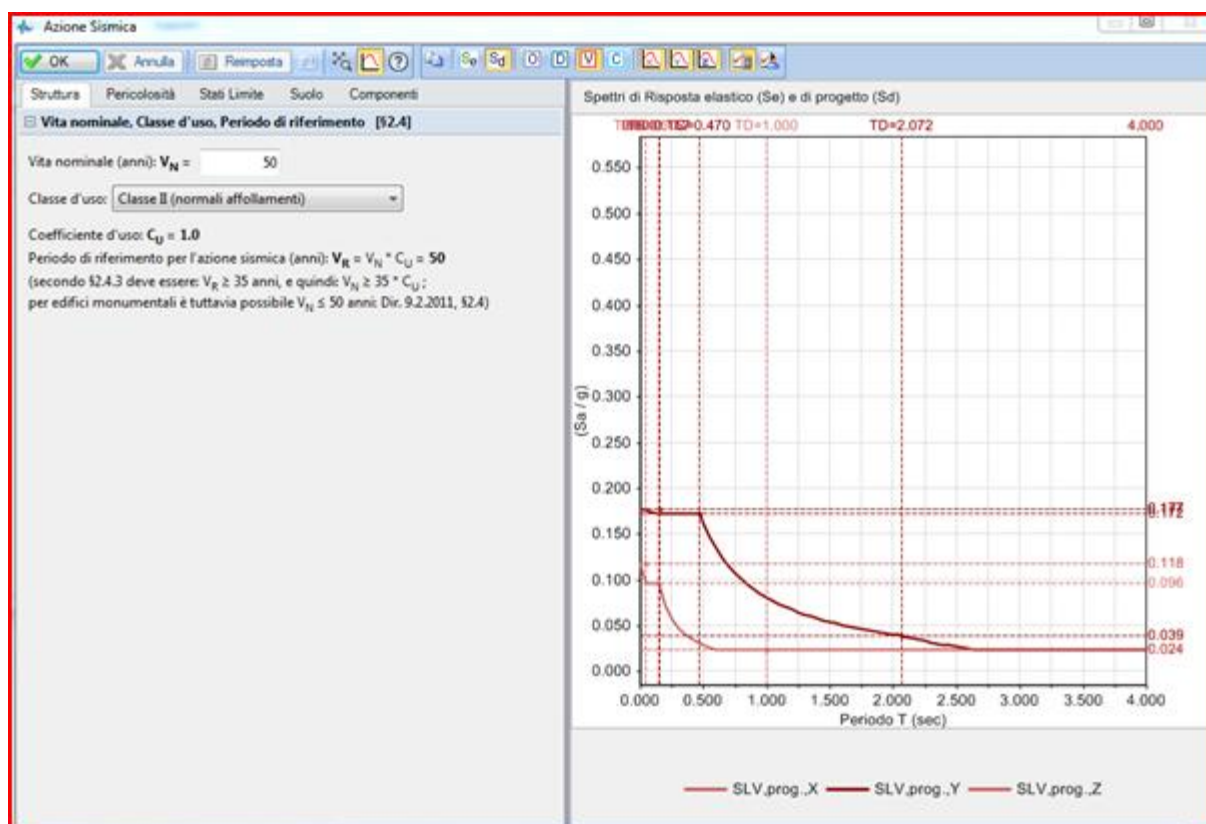
In Analisi Lineare, il parametro indica se considerare o meno anche le combinazioni (N_{min} , T/M max), (N_{max} ,

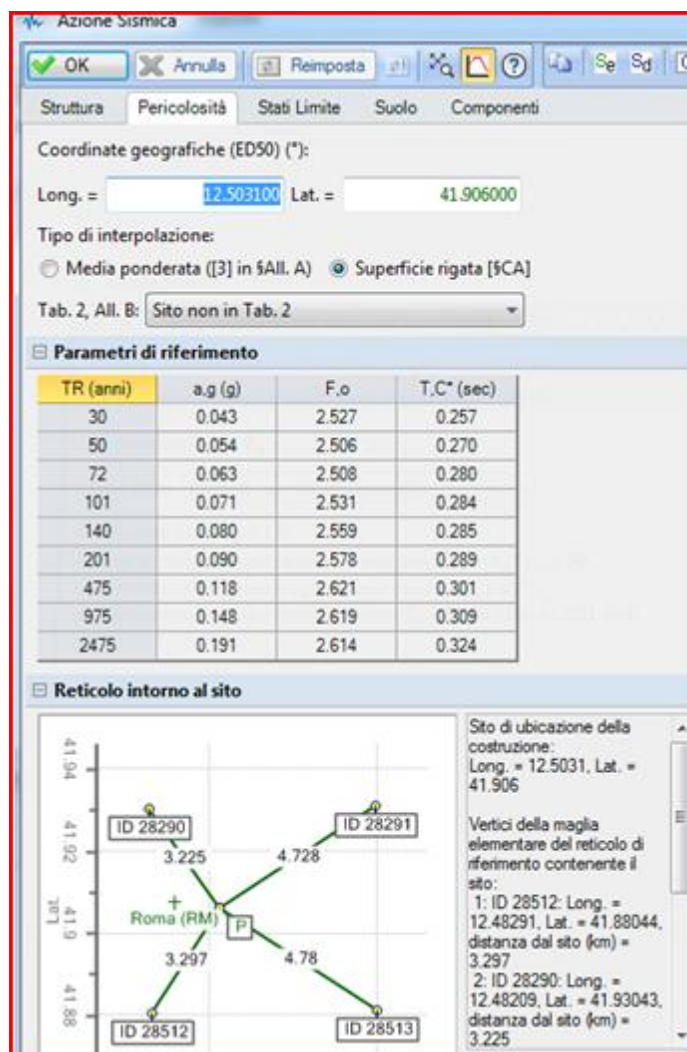
T/M min)

Ridistribuzione del taglio

- **max riduzione taglio base pareti (%)**, - **max aumento taglio base pareti (%)** Per l'applicazione della tecnica di Ridistribuzione del Taglio (§7.8.1.5.2), NTC08 indica i limiti -25% / +25% (unitamente al confronto con il 10% del taglio di piano). Queste limitazioni erano state precedentemente introdotte, nelle Norme Italiane, da OPCM 3431/2005. Altri valori di riferimento presenti in altri testi normativi sono i seguenti: -25% / +33% (OPCM 3274/2003) e -30% / +50% (EC8, §5.4.(6))

- **confronto con $0.1 * V_{\text{piano}}$** Secondo NTC08, deve aversi che il valore assoluto della variazione di taglio in ciascuna parete ΔV non sia superiore a: $\Delta V \leq \max \{0.25|V|, 0.1|V_{\text{piano}}|\}$, dove V è il taglio nella parete e V_{piano} è il taglio totale al piano nella direzione parallela alla parete. Questo parametro è lasciato opzionale in PCM per poter eseguire la redistribuzione del taglio con il solo riferimento alle variazioni percentuali del taglio nella parete (ad es., EC8 non prevede la condizione sul taglio globale di piano).





Azione Sismica

OK Annulla Reimposta

Struttura Pericolosità Stati Limite Suolo Componenti

Probabilità di superamento P_{VR}

Probabilità di superamento P_{VR} nel periodo di riferimento V_R per ciascun Stato Limite (Tab. 3.2.I):

Stati Limite	P _{VR} (%)	T _R (anni)
SLE: SLO	81	30
SLE: SLD	63	50
SLU: SLV	10	475
SLU: SLC	5	975

$V_R = 50 \text{ anni}$, $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$

Parametri di Spettro

a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascun Stato Limite, e altri parametri di spettro [§3.2.3]:

Stati Limite	T _R (anni)	a _g (g)	F _o	T _C [*] (sec)	S.S	C.C	S	T _B (sec)	T _C (sec)	T _D (sec)	F _v
SLE: SLO	30	0.043	2.527	0.257	1.500	1.644	1.500	0.141	0.423	1.772	0.707
SLE: SLD	50	0.054	2.506	0.270	1.500	1.617	1.500	0.146	0.437	1.816	0.786
SLU: SLV	475	0.118	2.621	0.301	1.500	1.580	1.500	0.157	0.470	2.072	1.215
SLU: SLC	975	0.148	2.619	0.309	1.467	1.547	1.467	0.159	0.478	2.192	1.360

Azione Sismica

OK Annulla Reimposta

Struttura Pericolosità Stati Limite Suolo Componenti

Categoria di sottosuolo e Condizioni topografiche

Categoria di sottosuolo: C

Categoria topografica: T1

h/H (h = quota sito, H = altezza rilievo topografico) = 0.000
[$0 \leq (h/H) \leq 1$]

Coefficiente di amplificazione topografica S_T = 1.000
(secondo §3.2.3.2.1: $S_T = 1.000$)

PGA

☒ Accelerazione su roccia (analoga ad a_g)

☐ Accelerazione al suolo (analoga ad: $a_g * S$, dove: $S = S_S * S_T$)

Microzonazione

☐ Fattore di suolo da microzonazione sismica (S_S)

1.7 Analisi di carico richieste

Analisi Modale. Non viene condotta l'analisi sismica della struttura. L'analisi si limita alla determinazione delle caratteristiche dinamiche, ossia al calcolo dei modi di vibrare della struttura, senza condurre ulteriori analisi di sollecitazioni e deformazioni. E' nell'Analisi Sismica Dinamica Modale che i risultati dell'analisi modale sono utilizzati per la generazione delle forze spettrali equivalenti ai vari modi di vibrare; nell'Analisi Sismica Statica Lineare le forze spettrali sono invece direttamente generate da un'approssimazione del primo modo di vibrare (per tale motivo questa analisi sismica statica è definita anche si dinamica semplificata, e coincide concettualmente con la tradizionale analisi sismica condotta con carichi staticamente equivalenti calcolati senza necessità di valutazione dei modi di vibrare).

Le masse considerate in Analisi Modale corrispondono alle masse sismicamente attive, cioè associate ai carichi gravitazionali secondo la (3.2.17), §3.2.4: $G_1 + G_2 + \dots (\sum_j Q_{k,j})$.

Analisi Statica Lineare NON Sismica. Calcolo di sollecitazioni e spostamenti, in dipendenza da carichi generici, cedimenti anelastici e variazioni termiche. Sono processate le combinazioni delle condizioni di carico elementari (CCC), così come specificate nei dati.

- **con rigidezze elastiche:** se il parametro è selezionato, si utilizzano in Analisi Statica Lineare NON Sismica rigidezze elastiche (non fessurate) [Rigidezza fessurata=100%, ignorando eventuali diversi valori specificati in input nei Dati Aste nella proprietà "Rigidezza fessurata" (%K,elast)].

Questo parametro è influente sulle Analisi Sismiche Lineari (Statica e Dinamica Modale), nelle quali si utilizzano in ogni caso le rigidezze fessurate in input ("Rigidezza fessurata" definita nei Dati Aste).

In Analisi Pushover, le rigidezze dipendono dall'opzione scelta per il comportamento dei maschi murari (cfr. Parametri di Calcolo: Pushover, comportamento meccanico maschi).

Analisi Sismiche Lineari:

Analisi Sismica Statica Lineare (§7.3.3.2) In EC8 è denominata: analisi sismica modale semplificata con spettro di risposta; essa infatti equivale ad una analisi sismica dinamica limitata al primo modo di vibrare.

Analisi Sismica Dinamica Modale (§7.3.3.1) In EC8 è denominata: Analisi sismica multimodale con spettro di risposta.

Nelle analisi sismiche lineari, la struttura viene risolta staticamente sotto l'azione delle forze sismiche, per due direzioni: \square e $\square+90$ [vedi Angolo di ingresso del sisma]. Alle sollecitazioni determinate per effetto sismico, si "sommano" (in doppio segno, come sarà evidenziato nel seguito) le sollecitazioni corrispondenti alla somma delle condizioni di carico elementari sismicamente attive.

- **per edifici in muratura, in analisi sismica lineare: ridistribuzione taglio base pareti** (§7.8.1.5.2) Per Analisi Sismica Lineare (Statica o Dinamica Modale) di Edifici in Muratura: in caso di Verifica (per azioni complanari) NON soddisfatta, è possibile applicare la Ridistribuzione del Taglio fra i maschi murari (richiede l'ipotesi di Piani Rigidi). La Ridistribuzione non agisce sulle fasce di piano e non aiuta

PARAMETRI DI CALCOLO: Analisi Modale

Metodo di calcolo per Analisi Modale: Lanczos

Metodo di normalizzazione degli autovettori

1 = Rispetto alle masse

2 = Rispetto allo spostamento massimo

Nelle analisi modali viene generalmente utilizzata la normalizzazione rispetto alle masse. Cambiando modalità, cambiano i valori dei coefficienti di partecipazione, ma non i risultati dell'analisi modale (in particolare, non cambiano le masse modali efficaci o masse partecipanti). La normalizzazione rispetto allo spostamento massimo (che diviene unitario) può essere utilizzata in analogia al metodo di calcolo del "fattore di partecipazione modale" utilizzato in analisi statica non lineare per associare al sistema strutturale reale (a più gradi di libertà) il sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (oscillatore monodimensionale) (§C7.3.4.1)

Criterio modi: da calcolare (1=tutti, 2=specificato): (NC = modi da calcolare)

1 = Tutti i modi corrispondenti agli ND gradi di libertà dinamici del sistema (ND non è un dato in input, ma dipende dalle caratteristiche della struttura e viene definito nel corso dell'analisi)

2 = numero di modi specificato in input, con limite superiore ND

- **da considerare** (1=tutti, 2=specificato, 3=tutti con mass.part.>5%, 4=mass part.tot.>85%, 5=tutti >5% e tot.>85%): 5

1 = tutti i modi calcolati

2 = numero di modi specificato in input, con limite superiore pari a NC

3 = tutti i modi, fra quelli calcolati, con massa partecipante superiore al 5% (occorre aver calcolato tutti i modi)

4 = un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Il numero di modi calcolati potrebbe non essere sufficiente a soddisfare questa condizione: in tal caso, i modi considerati saranno tutti gli NC calcolati, e nei risultati dell'analisi modale si potrà osservare che la massa partecipante non supera l'85%

5 = tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85% (§7.3.3.1)

Metodo di combinazione dei modi

La modalità di combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi, può essere una delle due seguenti:

1 = SRSS (square root of sum of squares, radice quadrata della somma dei quadrati). Questo metodo viene applicato solo se ciascun modo differisce di almeno il 10% da tutti gli altri, come indicato in OPCM 3274/2003. SRSS non è previsto da NTC 08

2 = CQC (complete quadratic combination, combinazione quadratica completa) (§7.3.3.1)

PARAMETRI DI CALCOLO: Muratura

Tipo di Edificio e Livello di Conoscenza

Muratura (1=ordinaria, 2=armata, 3=armata con gerarchia delle resistenze)

- **tipologia** (1=ed.nuovo - ed.esistente, 2=LC1, 3=LC2, 4=LC3)

Per edifici esistenti viene indicato il Livello di Conoscenza (§C8A.1.4)

- **per edificio nuovo: verifica di robustezza** secondo §3.1.1

In caso affermativo, per l'analisi statica (non sismica) di un edificio nuovo vengono imposte azioni nominali convenzionali, in aggiunta alle altre azioni esplicite (non sismiche e da vento) da applicarsi secondo due direzioni ortogonali e consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%. PCM traduce questa prescrizione nelle verifiche di resistenza incrementando direttamente momento flettente e taglio di una quota pari all'1% dello sforzo normale

- **fattore di confidenza per muratura esistente**

Il Fattore di Confidenza FC viene normalmente definito in relazione al livello di conoscenza (§C8A.1.4), ed assume valore pari a 1.00, 1.20 o 1.35; in alcuni casi può assumere valori diversi: in particolare, per gli edifici monumentali la Normativa specifica (Linee Guida, Circ.2.12.2010 del Ministero dei Beni Culturali) definisce la modalità di calcolo di FC in §4.2

- **gamma,m in Analisi Statica**

Il valore del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali è definito in Tab. 4.5.II, §4.5.6.1

- **gamma,m in Analisi Sismica**

Il valore del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali per azioni sismiche è definito in §7.8.1.1

Comportamento

Maschi murari:

- **Contributo rigidezza trasversale**

In caso affermativo, viene trascurata la rigidezza trasversale di una parete attribuendo alla sua asta rappresentativa il vincolamento a biella in direzione ortogonale al piano della parete stessa.

- **Assemblaggio rigidezza flessionale (EJ) per elementi contigui**

In caso affermativo, valuta per ogni asta l'eventuale incremento di rigidezza flessionale (EJ complanare) dovuto all'assemblaggio di pareti contigue. L'assemblaggio riguarda gli elementi che rispettano i seguenti requisiti: sono

elementi murari verticali (maschi in muratura ordinaria o armata) con la medesima tipologia; appartengono allo stesso piano; hanno identica Sigla alfanumerica identificativa del gruppo di assemblaggio; hanno identico Vincolo flessionale complanare (con la condizione aggiuntiva che non devono essere bielle: l'assemblaggio viene effettuato solo su elementi di controvento).

- Verifiche per Azioni Complanari in sommità'

Le Verifiche vengono eseguite obbligatoriamente nelle sezioni di Base.

Per quanto riguarda le sezioni di Sommità, le verifiche (in Analisi Statica e in Analisi Sismica) possono essere eseguite:

1 = in nessun caso, 2 = a tutti i piani, tranne l'ultimo, 3 = in tutti i casi

Diagramma di calcolo tensione-deformazione

Definisce il diagramma di comportamento della muratura.

1 = Stress-block, con: $\mu = (I^2 t s_o/2) [1 - (s_o/ 0.85 f_d)]$ (§7.8.2.2.1), o equivalentemente: $M' = N'/2 \cdot (1 - N')$, $M' = M/(N u l)$, $N' = N/N u$, dove: $N u = 0.85 f_d l t$

2 = Parabola-rettangolo, con calcolo esatto di μ . Con questa opzione è possibile definire con esattezza la zona reagente, ai fini della verifica a Taglio per Scorrimento, assicurando coerenza fra Taglio e PressoFlessione (N,M e T agiscono contemporaneamente sulla sezione trasversale)

N°	Z:altezza da	Piano Rigido	Nodo	>3D:Ecc.agg.	-ecc. agg.	Piano di controllo	W.X	W.Y	F	
	fondaz. (m)	(master/slave)	master	dir. (a+90)° [Y] (m)	dir. (a)° [X] (m)	in Pushover	(kN)		SLO	
a° [X]										

1	4.100	X	1354	0.996	1.212		6518.78	6518.78		
206.71										
2	7.700	X	1355	0.997	1.212		8277.00	8277.00		
605.65										
3	11.600	X	1356	1.000	1.214		8037.50	8037.50		
913.94										
4	15.200	X	1357	1.000	1.215		7659.75	7659.75		
1114.23										
5	19.000	X	1358	1.000	1.216		7345.14	7345.14		
1319.14										

6	22.600	X	1359	1.000	1.216	6011.88 6011.88
1305.92						
7	25.400	X	1360	0.762	0.940	X 2600.76 2600.76
645.34						

-

N°	F		F		F		F		F		Rigidezza X Rigidezza Y	R.X		R.Y		G.X		G.Y
Ecc.GR.X																		

	SLO (a+90)°[Y]	SLD a°[X]	SLD (a+90)°[Y]	SLV a°[X]	SLV (a+90)°[Y]		(kN/mm)				(m)		(m)		(m)		(m)
	(m)																

1	209.99	255.64	259.20	273.30	261.75	27267.53
19628.12	14.637	10.172	13.613	10.147	-1.024	
2	586.66	750.06	725.45	771.02	709.73	22563.96
9.863	-0.976					19612.84 15.074
3	859.15	1134.65	1065.44	1080.01	988.01	20314.52
9.694	-1.287					19250.59 15.110
4	1033.68	1386.41	1285.67	1216.53	1120.77	20398.73
9.684	-1.130					16945.24 14.943
5	1209.31	1642.83	1506.04	1390.61	1274.85	19472.14
9.732	-0.989					16864.05 14.790
6	1219.23	1625.45	1517.24	1408.41	1307.36	17387.15
9.992	13.332	10.303	-1.625			14529.67 14.957
7	660.22	802.62	820.72	716.80	724.03	15504.51
9.922	10.962	10.040	11.219	0.118		10724.42

|-----|

N°	Ecc.GR.Y	Vento	Vento	Vento	Vento	Press.X		Depress.X	Press.Y	Depress.Y
----	----------	-------	-------	-------	-------	---------	--	-----------	---------	-----------

		(m)		+X		+Y		-X		-Y		(kN/m^2)					
--	--	-----	--	----	--	----	--	----	--	----	--	----------	--	--	--	--	--

|-----|

1	-0.025	X		X		X		X		0.50	0.25	0.50	0.25
2	0.404	X		X		X		X		0.50	0.25	0.50	0.25
3	0.359	X		X		X		X		0.50	0.25	0.50	0.25
4	0.100	X		X		X		X		0.50	0.25	0.50	0.25
5	0.270	X		X		X		X		0.50	0.25	0.50	0.25

6	0.311	X		X		X		X		0.50	0.25	0.50	0.25
7	0.257	X		X		X		X		0.50	0.25	0.50	0.25

PARAMETRI DI CALCOLO: Verifiche

PressoFlessione Complanare

Eeguire le Verifiche a PressoFlessione Complanare

In caso affermativo, vengono eseguite le verifiche a pressoflessione complanare (§7.8.2.2.1)

Limitare la pressoflessione complanare ai maschi snelli

è possibile limitare le verifiche a pressoflessione complanare ai soli maschi snelli. La snellezza della parete è definita dal rapporto (h/l) fra altezza e lunghezza di base della parete; l'altezza h è definita dalla luce deformabile (al netto quindi delle eventuali zone rigide di estremità)

- snellezza di riferimento

In caso di limitazione alle pareti snelle, è il valore di riferimento del rapporto (h/l): solo le pareti aventi snellezza superiore a tale valore vengono sottoposte a verifica a pressoflessione complanare

Taglio per Scorrimento

Eeguire le Verifiche a Taglio per Scorrimento

In caso affermativo, vengono eseguite le verifiche a taglio per scorrimento (§7.8.2.2.2)

Zona reagente

1 = La zona reagente viene determinata mediante una distribuzione triangolare delle tensioni [EC6, §4.5.3.(6)]

2 = La zona reagente a taglio coincide con la zona reagente a pressoflessione. Questa opzione è possibile nel caso in cui il diagramma di comportamento della muratura sia "parabola-rettangolo"

- prescindere da parzializzazione

In caso affermativo, il taglio per scorrimento viene valutato sull'intera sezione, altrimenti solo sulla zona reagente

Taglio per Fessurazione diagonale

Eeguire le Verifiche a Taglio per Fessurazione diagonale

In caso affermativo, vengono eseguite verifiche a taglio per fessurazione diagonale (§C8.7.1.5)

- opzione per coefficiente di forma b

1: $b=1.5$, indipendente dalla snellezza $\lambda=(h/l)$ (criterio di Turnsek-Cacovic, formulazione originaria del metodo Por)

2: $b=(h/l)$, con: $1.0 \leq b \leq 1.5$ (§C8.7.1.5) (criterio di Benedetti e Tomazevic)

3: $b=1+0.5 (h/l)$, con: $b \leq 1.5$ (criterio proposto da Betti, Galano, Petracchi, Vignoli)

- muratura nuova: $\tau_{uo} = f_{vmo}$

per la resistenza a taglio per fessurazione diagonale in analisi lineare, per la muratura nuova (in assenza di specifiche normative) è possibile assumere, in analogia con la muratura esistente, il valore medio f_{vmo} anziché il valore caratteristico f_{vko}

Pressoflessione Ortogonale

Analisi Statica: a) da calcolo 3D

In caso affermativo, vengono eseguite verifiche per azioni ortogonali con sollecitazioni di pressoflessione ortogonale derivanti dall'analisi spaziale del modello 3D dell'edificio. Questo parametro è influente per modellazioni piane (§4.5.5)

- per a): eccentricità $h/200$

E' possibile considerare un'eccentricità minima ($h/200$) [(4.5.9) in §4.5.6.2] anche per verifiche con azioni da modello di calcolo (3D)

- b) da metodo semplificato (articolazione)

In caso affermativo, per la valutazione degli effetti delle azioni fuori piano si considera il modello semplificato basato sullo schema dell'articolazione completa (cerniere) alle estremità degli elementi strutturali (cerniere ai nodi iniziale e finale, indipendentemente dalle eventuali zone rigide) (§4.5.5, §4.5.6.2); la presenza di eventuali zone rigide in direzione ortogonale riduce la luce deformabile della parete, che diventa pari alla lunghezza totale meno le zone rigide: la luce deformabile viene utilizzata per il calcolo della snellezza e dell'eccentricità accidentale.

- per a) e b): verifiche solo in mezzeria

E' possibile limitare le verifiche a pressoflessione ortogonale alle sole sezioni di mezzeria delle pareti

Analisi Sismica: a) da calcolo 3D

In caso affermativo, vengono eseguite verifiche per azioni ortogonali con sollecitazioni di pressoflessione ortogonale derivanti dall'analisi sismica spaziale del modello 3D dell'edificio. Questo parametro, influente per modellazioni piane, può essere attivo sia in analisi lineare sia in analisi non lineare (§7.8.2.2.3)

- b) da azioni convenzionali

In caso affermativo, vengono eseguite verifiche per azioni ortogonali convenzionali condotte secondo quanto prescritto da §7.2.3 (forze equivalenti, per elementi non strutturali; a tale punto riconduce §7.8.1.5.2). Queste verifiche possono essere eseguite sia per modelli spaziali che piani, ma limitatamente all'analisi lineare. In caso di analisi globale dell'edificio condotta con il metodo statico non lineare, eventuali richieste sulla capacità delle pareti per azioni ortogonali convenzionali richiedono necessariamente anche l'esecuzione dell'analisi lineare (il cui interesse sui risultati si focalizzerà ovviamente sulla sola pressoflessione ortogonale convenzionale)

- requisiti tab.7.8.II anche per murature esistenti

Secondo §7.8.1.5.2, per le pareti murarie che rispettano i requisiti dimensionali riportati in tab.7.8.II, si assume $T_a=0$. Se questo parametro è attivato, tale prescrizione è estesa anche alle pareti in muratura esistente

PARAMETRI DI CALCOLO: Calcestruzzo Armato

Acciaio: f_{yk} - f_{yd} (N/mm²), $\epsilon_{s,u}$ (per mille), E_s (N/mm²), $\epsilon_{s,y}$ (per mille)

Parametri caratteristici dell'acciaio. Per l'acciaio si considera un diagramma di calcolo tensione-deformazione [§4.1.2.1.2.3] elastico-perfettamente plastico

Calcestruzzo: $\epsilon_{s,m2}$, $\epsilon_{s,\mu}$ (per mille)

Per il calcestruzzo viene adottato il diagramma di calcolo tensione-deformazione parabolico-rettangolare [§4.1.2.1.2.2], definito dalla deformazione di inizio tratto plastico ($\epsilon_{s,c2}$) e dalla deformazione ultima ($\epsilon_{s,cu}$)

- fattore di confidenza per strutture in c.a.

Fattore di Confidenza FC da applicare alla verifica degli elementi in c.a. inseriti in una struttura esistente mista muratura/c.a. FC viene normalmente definito in relazione al livello di conoscenza (§C8A.1.2). Per edifici nuovi in sistema misto muratura-c.a. si considera convenzionalmente $FC=1.00$ (tale parametro è superfluo)

1.8 Combinazioni delle azioni (parag. 2.5.3. NTC2008)

In accordo con le attuali disposizioni normative, si considerano varie combinazioni di carico, nei riguardi degli **Stati Limite Ultimi (SLU)** e degli **Stati Limite d'Esercizio (SLE)** da considerarsi sia in assenza, che in presenza di azione sismica. In particolare, in presenza di sisma vengono considerate quattro possibili combinazioni, con riferimento a quattro possibili condizioni limite, denominate Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC), per quanto riguarda gli Stati Limite Ultimi, mentre Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD), per quanto riguarda gli Stati Limite di Esercizio.

I quattro stati limite così definiti, in presenza di sisma, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (**SLO, SLD, SLV, SLC**), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi continuo le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

COMBINAZIONI DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E (v. § 3.2):

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

Considerando il sisma (per lo S.L.V. e per lo S.L.D.) in entrambe le direzioni x e y in cui esso può agire.

Tabella 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tali combinazioni corrispondono ad una probabilità di superamento via via maggiore e valori del carico progressivamente minori applicando, ai valori caratteristici delle azioni variabili, opportuni coefficienti di combinazione Ψ_0 , Ψ_1 , Ψ_2 corrispondenti ad una probabilità crescente di superamento.

Ψ_0 i Coeff.di Combinazione atto a definire i valori rari dell'azione variabile

Ψ_1 i Coeff.di Combinazione atto a definire i valori frequenti dell'azione variabile

Ψ_2 i Coeff.di Combinazione atto a definire i valori quasi-permanenti dell'azione variabile

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Si è proceduto in seguito a considerare un involucro delle combinazioni di cui sopra, al fine di determinare la condizione di carico più gravosa per l'edificio oggetto di studio. In particolare si ha:

-involuppo allo sls con sisma (x, y);

-involuppo allo sls senza sisma;

-involuppo allo sle con sisma (x, y).

DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI

Il programma combina i diversi tipi di casi di carico (CDC) secondo le regole previste dalla normativa vigente.

Le combinazioni previste sono destinate al controllo di sicurezza della struttura ed alla verifica degli spostamenti e delle sollecitazioni.

La prima tabella delle combinazioni riportata di seguito comprende le seguenti informazioni: *Numero*, *Tipo*, *Sigla identificativa*. Una seconda tabella riporta il *peso nella combinazione*, assunto per ogni caso di carico.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

Combinazione fondamentale SLU

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

Combinazione caratteristica (rara) SLE

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

Combinazione frequente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione quasi permanente SLE

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E

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

Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite connessi alle azioni eccezionali

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

Nelle verifiche possono essere adottati in alternativa, due diversi approcci progettuali:

- per l'approccio 1 si considerano due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti di sicurezza parziali per le azioni, per i materiali e per la resistenza globale (combinazione 1 con coefficienti A1 e combinazione 2 con coefficienti A2),
- per l'approccio 2 si definisce un'unica combinazione per le azioni, per la resistenza dei materiali e per la resistenza globale (con coefficienti A1).

NTC 2008 Tabella 2.6.I

		Coefficiente γ_f	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali (Non compiutamente definiti)	Favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0

CARICHI: COMBINAZIONI DI CONDIZIONI DI CARICO ELEMENTARI

Segue: elenco delle CCC (Combinazioni di Condizioni di Carico), utilizzate in Analisi Statica Lineare (non Sismica), in accordo con §2.5 D.M.14.1.2008.

Per quanto riguarda l'Analisi Sismica, PCM considera automaticamente l'unica combinazione di carichi prevista (§3.2.4): si intende che l'analisi sismica viene quindi svolta tenendo conto degli eventuali effetti torsionali aggiuntivi (§7.2.6) e combinando i risultati corrispondenti alle diverse direzioni di analisi (§7.3.5), secondo le opzioni scelte nei Parametri di Calcolo.

Elenco delle CCC. Per ogni CCC vengono indicati:

- la numerazione progressiva;

per CCC non generiche:

- lo Stato Limite di riferimento (SLU o SLE);

- il codice identificativo della CCC in ambiente software PCM;

- la Tipologia (Fondamentale, Frequente, QuasiPermanente) / l'Azione Dominante / l'eventuale altra azione che caratterizza la CCC;

- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE (coefficienti parziali di sicurezza, Tab. 2.6.I in §2.6.1);

- i coefficienti (psi) (coefficienti di combinazione, Tab. 2.5.I in §2.5.3):

per la tipologia Fondamentale: $(\psi_i) = (\psi_i), 0$;

per la tipologia Frequente: $(\psi_i) = (\psi_i), 1$ per l'Azione Dominante, e: $(\psi_i) = (\psi_i), 2$ per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;

per la tipologia QuasiPermanente: $(\psi_i) = (\psi_i), 2$;

- per CCC SLU (di tipo Fondamentale): i moltiplicatori di calcolo per le CCE, pari a: (gamma) per l'Azione Dominante, $(\gamma) * (\psi_i), 0$ per le altre azioni variabili che possono agire contemporaneamente all'azione dominante;

per eventuali CCC generiche:

- i coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE.

Combinazione di Condizioni di Carico n°1

SLU: Combinazione 1 (Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.90, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°2

SLU: Combinazione 2 (Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.90, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°3

SLU: Combinazione 3 (Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.90, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°4

SLU: Combinazione 4 (Fondamentale/Variabile Cat.A/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) -, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.90

Combinazione di Condizioni di Carico n°5

SLU: Combinazione 41 (Fondamentale/Vento +X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) -, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 1.50, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°6

SLU: Combinazione 42 (Fondamentale/Vento +Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.60, 5) -, 6) 0.60, 7) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 1.50, 6) 0.00, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°7

SLU: Combinazione 43 (Fondamentale/Vento -X)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) -, 7) 0.60

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 1.50, 7) 0.00

Combinazione di Condizioni di Carico n°8

SLU: Combinazione 44 (Fondamentale/Vento -Y)

CCC fondamentale (SLU)

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.50, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50

(psi,0) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 0.70, 4) 0.60, 5) 0.60, 6) 0.60, 7) -

Moltiplicatori di calcolo per le CCE = 1) 1.30, 2) 1.50, 3) 1.05, 4) 0.00, 5) 0.00, 6) 0.00, 7) 1.50

Combinazione di Condizioni di Carico n°9

SLE: Combinazione 1 (Frequente/Variabile Cat.A/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.5, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°10

SLE: Combinazione 2 (Frequente/Variabile Cat.A/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.5, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°11

SLE: Combinazione 3 (Frequente/Variabile Cat.A/Vento -X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.5, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°12

SLE: Combinazione 4 (Frequente/Variabile Cat.A/Vento -Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.5, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°13

SLE: Combinazione 41 (Frequente/Vento +X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.2, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°14

SLE: Combinazione 42 (Frequente/Vento +Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.0, 5) 0.2, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°15

SLE: Combinazione 43 (Frequente/Vento -X)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.2, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°16

SLE: Combinazione 44 (Frequente/Vento -Y)

CCC frequente (SLE)

(psi) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.2

Combinazione di Condizioni di Carico n°17

SLE: Combinazione 45 (QuasiPermanente/Vento +X)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°18

SLE: Combinazione 46 (QuasiPermanente/Vento +Y)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°19

SLE: Combinazione 47 (QuasiPermanente/Vento -X)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°20

SLE: Combinazione 48 (QuasiPermanente/Vento -Y)

CCC quasi permanente (SLE)

(psi,2) per le CCE = 1) 1.0, 2) 1.0, 3) 0.3, 4) 0.0, 5) 0.0, 6) 0.0, 7) 0.0

Combinazione di Condizioni di Carico n°21

Coefficienti gamma (moltiplicatori) per le CCE = 1) 1.00, 2) 1.00, 3) 1.00, 4) 1.00, 5) 1.00, 6) 1.00, 7) 1.00

1.9. Intervento Sulla Muratura - Miglioramento Sismico

Il fabbricato in oggetto non ricade nell'obbligo di adeguamento sismico ai sensi delle NTC2008, come nel seguito esplicitato.

Gli interventi previsti sono comunque finalizzati a migliorare il grado di continuità e coesione strutturale sia a livello di fondazioni (sistema di sottofondazione parziale a micropali zona vano scala centrale e collegamenti

integrativi in fondazione) che di elevazione (rinforzi murari e dei solai e volte, collegamenti ai vari piani, alleggerimenti strutturali di solai e volte, ecc.).

Il progetto del rinforzo della muratura esistente dell'edificio, non comporta alcuna significativa variazione dei pesi scaricati in fondazione.

Si precisa che l'intervento in oggetto è da intendersi incluso nella categoria "*Riparazione o intervento locale*" prevista al capitolo 8.4.3 delle NTC2008.

Rientrano in questa tipologia tutti gli interventi di riparazione, rafforzamento o sostituzione di singoli elementi strutturali o parti di essi, non adeguati alla funzione strutturale che debbono svolgere, a condizione che l'intervento non cambi significativamente il comportamento globale della struttura, soprattutto ai fini della resistenza alle azioni sismiche, a causa di una variazione non trascurabile di rigidezza o di peso.

Quindi secondo quanto scritto nel § 8.4.1 delle NTC 08 l'intervento non richiede l'obbligatorietà dell'adeguamento sismico dell'intera costruzione poiché l'incremento dei carichi globali in fondazione non supera il 10%, come di seguito esplicitato:

- Lo spessore dei solai (latero-cemento, ferro e volticine, volte di mattoni pieni) rimane invariato dallo stato di fatto allo stato di progetto, perciò le quote di progetto al finito rimangono le medesime;
- Lo spessore dei muri rimane invariato dallo stato di fatto allo stato di progetto;
- In merito al rinforzo delle strutture di orizzontamento, si prevede la sostituzione della caldana esistente con massetto armato con rete elettrosaldata; si prevede anche la sostituzione delle pavimentazioni originarie con finiture in legno di rovere, certamente più leggero dell'attuale pavimentazione.

In base alle precedenti considerazioni, i carichi permanenti portati subiscono variazioni modeste, rientrando nei limiti previsti dalle normative vigenti per l'intervento di miglioramento sismico (variazione non superiore al 10%).

STIMA DEI LIVELLI DI CONOSCENZA E DEI FATTORI DI CONFIDENZA

In via cautelativa, essendo state effettuate nell'ambito dell'edificio indagini sperimentali solo qualitative inerenti la resistenza delle murature, si adottano i valori di resistenza previsti dalla normativa NTC2008.

In riferimento alla tabella C8.A.1.1. della Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 - Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14 gennaio 2008, si riportano i livelli di conoscenza e i fattori di confidenza per la verifica di resistenza della muratura:

- il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi, indagini in situ esaustive sulle proprietà dei materiali;
 - il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$;
- il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ estese ed esaustive sui dettagli costruttivi ed indagini in situ estese sulle proprietà dei materiali;
 - il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.2$;
- il livello di conoscenza LC1 si intende raggiunto quando siano stati effettuati il rilievo geometrico, verifiche in situ limitate sui dettagli costruttivi ed indagini in situ limitate sulle proprietà dei materiali;
 - il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1.35$.

Per i diversi livelli di conoscenza, per ogni tipologia muraria, i valori medi dei parametri meccanici possono essere definiti come segue:

LC1

- Resistenze: i minimi degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
- Moduli elastici: i valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

LC2

- Resistenze: medie degli intervalli riportati in Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
- Moduli elastici: valori medi degli intervalli riportati nella tabella suddetta

LC3

caso a) nel caso siano disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza

- Resistenze: media dei risultati delle prove
- Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
-

caso b) nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza

- Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella
- Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).

caso c) nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza

- Resistenze: se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale
- Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).

Nel caso in esame si è ritenuto opportuno adottare i seguenti parametri:

- Livello di conoscenza LC1;
- Fattore di confidenza $FC=1,35$, che rappresenta un ulteriore coefficiente di sicurezza parziale che tiene conto di carenze nella conoscenza dei parametri del modello.

La relazione tra livelli di conoscenza e fattori di confidenza è sintetizzata nella Tabella C8A.1.1.

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo strutturale	Limitate verifiche in-situ	Limitate indagini in-situ	Tutti	1.35
LC2		Estese ed esaustive verifiche in-situ	Estese indagini in-situ	Tutti	1.20
LC3			Esaustive indagini in-situ	Tutti	1.00

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m (N/cm ²)	τ_0 (N/cm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100 180	2,0 3,2	690 1050	230 350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200 300	3,5 5,1	1020 1440	340 480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260 380	5,6 7,4	1500 1980	500 660	21
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140 240	2,8 4,2	900 1260	300 420	16

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito secondo il paragrafo C8A.1.A.4 delle NTC 08, si possono definire i valori medi dei parametri meccanici ed i fattori di confidenza .

Al fine di valutare l'incremento della resistenza della struttura o meglio il miglioramento sismico, è stato effettuato il confronto tra la capacità e la domanda in termini di accelerazione sismica, per mezzo degli Indicatori di Rischio.

Il calcolo dell'Indicatore di Rischio (I.R.) è un metodo iterativo che semplicemente automatizza la ricerca della capacità della struttura in termini di accelerazione al suolo;

L'I.R. è dato dal rapporto fra la PGA sostenibile (PGA,CLV) e la PGA in input relativa al sito in esame (PGA,DLV uguale ad a,g in caso di PGA su suolo rigido, ed uguale ad a,g*S in caso di PGA con effetti di suolo) in riferimento allo stato limite ultimo SLV.

Il metodo di calcolo adottato da PC.E può tener conto della microzonazione sismica, cioè di valori di S non conformi al prodotto SS*ST previsto dal DM 2008, ma direttamente derivati da microzonazioni locali. Ulteriori approfondimenti sono riportati nella manualistica di PC.E.

Essendo L'I.R. il rapporto tra CAPACITÀ e DOMANDA, un valore di I.R. ≥ 1 identifica condizioni di adeguata resistenza sismica; invece un valore di I.R. < 1 individua una situazione di non completa adeguatezza sismica che tuttavia è riconducibile, nel caso in esame, all'ipotesi progettuale di miglioramento sismico, in conformità alla prescrizioni delle norme vigenti come già evidenziato in precedenza.



Partendo da una condizione di resistenza all'azione sismica pressochè nulla, per via dell'assenza del giunto sismico tra i differenti corpi di fabbrica originari della struttura esaminata (A e B), da quanto riscontrato dalla determinazione degli Indicatori di Rischio, per effetto degli interventi di rinforzo previsti, si è ottenuto un grado di miglioramento sismico almeno pari a circa il 36%.

2 RIFERIMENTI NORMATIVI

D.M. 14.1.2008: "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni", Supplemento ordinario alla "Gazzetta Ufficiale", n.29 del 4 febbraio 2008.

Circolare 2.2.2009, n.617: "Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.1.2008.

Edifici monumentali: Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri del 9.2.2011: "Valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008", di cui costituisce parte integrante la **Circ. 26 del 2.12.2010 del Ministero per i Beni e le Attività Culturali:** "Linee guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale".

Linee guida per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Collaudo di Interventi di Rinforzo di strutture di c.a., c.a.p. e murarie mediante FRP, documento approvato il 24 luglio 2009 dall'assemblea Generale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Indirizzi per l'esecuzione degli interventi di cui all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3790 del 17.7.2009 (Riparazione con miglioramento sismico di edifici danneggiati), a cura della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Dipartimento della Protezione Civile, Commissario Delegato (Eventi sismici provincia di L'Aquila, 6 aprile 2009).

Riferimenti tecnici: EuroCodici

Per quanto non diversamente specificato nel D.M.14.1.2008, si intendono coerenti con i principi alla base del Decreto le indicazioni riportate nei documenti di riferimento elencati in §12; fra questi: gli EuroCodici strutturali, così organizzati:

Criteri generali di progettazione strutturale

UNI EN 1990:2006

Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per

gli edifici

UNI EN 1991-1-2:2004 Parte 1-2: Azioni in generale - Azioni sulle strutture esposte al fuoco

UNI EN 1991-1-3:2004 Parte 1-3: Azioni in generale - Carichi da neve

UNI EN 1991-1-4:2005 Parte 1-4: Azioni in generale - Azioni del vento

UNI EN 1991-1-5:2004 Parte 1-5: Azioni in generale - Azioni termiche

UNI EN 1991-1-6:2005 Parte 1-6: Azioni in generale - Azioni durante la costruzione

UNI EN 1991-1-7:2006 Parte 1-7: Azioni in generale - Azioni eccezionali

UNI EN 1991-2:2005 Parte 2: Carichi da traffico sui ponti

UNI EN 1991-3:2006 Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari

UNI EN 1991-4:2006 Parte 4: Azioni su silos e serbatoi

Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture in calcestruzzo

UNI EN 1992-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 Parte 2: Ponti di calcestruzzo - Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1992-3:2006 Parte 3: Strutture di contenimento liquidi

Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture in acciaio

UNI EN 1993-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1993-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1993-1-3:2007 Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

UNI EN 1993-1-4:2007 Parte 1-4: Regole generali - Regole supplementari per acciai inossidabili

UNI EN 1993-1-5:2007 Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra

UNI EN 1993-1-6:2007 Parte 1-6: Resistenza e stabilità delle strutture a guscio

UNI EN 1993-1-7:2007 Parte 1-7: Strutture a lastra ortotropa caricate al di fuori del piano

UNI EN 1993-1-8:2005 Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

UNI EN 1993-1-9:2005 Parte 1-9: Fatica

UNI EN 1993-1-10:2005 Parte 1-10: Resilienza del materiale e proprietà attraverso lo spessore

UNI EN 1993-1-11:2007 Parte 1-11: Progettazione di strutture con elementi tesi

UNI EN 1993-1-12:2007 Parte 1-12: Regole aggiuntive per l'estensione della EN 1993 fino agli acciai di grado S 700

UNI EN 1993-2:2007 Parte 2: Ponti di acciaio

UNI EN 1993-3-1:2007 Parte 3-1: Torri, pali e ciminiere - Torri e pali

UNI EN 1993-3-2:2007 Parte 3-2: Torri, pali e ciminiere - Ciminiere

UNI EN 1993-4-1:2007 Parte 4-1: Silos

UNI EN 1993-4-2:2007 Parte 4-2: Serbatoi

UNI EN 1993-4-3:2007 Parte 4-3: Condotte

UNI EN 1993-5:2007 Parte 5: Pali e palancole

UNI EN 1993-6:2007 Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento

Eurocodice 4 – Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo

UNI EN 1994-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1994-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1994-2:2006 Parte 2: Regole generali e regole per i ponti

Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture in legno

UNI EN 1995-1-1:2005 Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici

UNI EN 1995-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1995-2:2005 Parte 2: Ponti

Eurocodice 6 – Progettazione delle strutture in muratura

UNI EN 1996-1-1:2006 Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata

UNI EN 1996-1-2:2005 Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1996-2:2006 Parte 2: Considerazioni progettuali, selezione dei materiali ed esecuzione delle murature

UNI EN 1996-3:2006 Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata

Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica

UNI EN 1997-1:2005 Parte 1: Regole generali

UNI EN 1997-2:2007 Parte 2: Indagini e prove nel sottosuolo

Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica

UNI EN 1998-1:2005 Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-2:2006 Parte 2: Ponti

UNI EN 1998-3:2005 Parte 3: Valutazione e adeguamento degli edifici

UNI EN 1998-4:2006 Parte 4: Silos, serbatoi e condotte

UNI EN 1998-5:2005 Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

UNI EN 1998-6:2005 Parte 6: Torri, pali e camini

Eurocodice 9 – Progettazione delle strutture in alluminio

UNI EN 1999-1-1:2007 Parte 1-1: Regole strutturali generali

UNI EN 1999-1-2:2007 Parte 1-2: Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1999-1-3:2007 Parte 1-3: Strutture sottoposte a fatica

UNI EN 1999-1-4:2007 Parte 1-4: Lamiere sottili piegate a freddo

UNI EN 1999-1-5:2007 Parte 1-5: Strutture a guscio

Norme Italiane precedenti al D.M. 14.1.2008:

Le norme elencate nel seguito sono in generale da considerarsi superate dal D.M.14.1.2008; esse possono costituire tuttavia utili fonti di riferimento per la comprensione dello sviluppo dei metodi di calcolo adottati dalle NTC.

D.M. 14.9.2005: "Norme Tecniche per le Costruzioni" (ex Testo Unico)

In campo antisismico, il D.M. 14.9.2005 definisce l'azione sismica [§3.2] e fissa i livelli di sicurezza. Nel rispetto di tali presupposti, il D.M.14.9.2005 può fare riferimento all'OPCM 3274 e s.m.i. [§5.7.1.1] per le indicazioni attuative sulle verifiche di sicurezza.

Sismica: Ordinanza P.C.M. n. 3274 del 20.3.2003: “Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica”, e

successive modifiche e integrazioni:

Ordinanza P.C.M. n. 3316 del 2.10.2003 e Ordinanza P.C.M. n. 3431 del 3.5.2005

Sismica: D. P.C.M. del 21.10.2003: “Disposizioni attuative dell’art.2, commi 2, 3 e 4, dell’Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003”.

Norme strutturali precedenti all'OPCM 3274 (per la Sismica) e al D.M. 14.9.2005:

Legge n.64 del 2.2.1974: “Provvedimenti per le costruzioni, con particolari prescrizioni per le zone sismiche.”

Regione Autonoma Friuli Venezia Giulia - Legge Regionale n. 30 del 20.6.1977: “Documentazione tecnica per la progettazione e direzione delle opere di riparazione degli edifici - Documento Tecnico n. 2 - Raccomandazioni per la riparazione strutturale degli edifici in muratura.”

Regione Umbria, Art.38 L.R. 1.7.1981, n.34: “Direttive tecniche ed esemplificazioni delle metodologie di intervento per la riparazione ed il consolidamento degli edifici danneggiati da eventi sismici.”

D.M. 2.7.1981: “Normativa per le riparazioni ed il rafforzamento degli edifici danneggiati dal sisma nelle regioni Basilicata, Campania e Puglia.”

Circolare Min.LL.PP. n.21745 del 30.7.1981: “Istruzioni relative alla normativa tecnica per la riparazione ed il rafforzamento degli edifici in muratura danneggiati dal sisma.”

D.M. 16.1.1996: “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.”

Circolare Min.LL.PP. n.65 del 10.4.1997: “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche” di cui al D.M. 16.1.1996.”

Servizio Sismico Nazionale (S.S.N.) - Associazione Nazionale Italiana di Ingegneria Sismica (A.N.I.D.I.S.): “Commentario al D.M. 16.1.1996 ed alla Circ. n.65 del 10.4.1997 del Ministero LL.PP.”, coord. F.Braga, 1998

D.G.R. Umbria n.5180 del 14.9.1998 e D.G.R. Marche n.2153 del 14.9.1998 in attuazione Legge 61/98: “Eventi sismici del 12 maggio, 26 settembre 1997 e successivi - Modalità e procedure per la concessione dei contributi previsti dall’art.4 della Legge 61/98 - Allegato B”.

Provincia di Perugia, Servizio Sismico Nazionale: “Terremoto in Umbria e Marche del 1997. Criteri di calcolo per la progettazione degli interventi. Verifiche sismiche ed esempi per l’applicazione delle Direttive Tecniche

D.G.R. Umbria 5180/98 e D.G.R. Marche 2153/98 in attuazione L.61/98”, coord. A.De Sortis, G.Di Pasquale, U.Nasini, 1998.

Murature: **D.M. 20.11.1987:** “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.”

Circolare Min.LL.PP. n.30787 del 4.1.1989: “Istruzioni in merito alle norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento.”

Carichi: **D.M. 16.1.1996:** “Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.”

3 RELAZIONE SUI MATERIALI

I materiali menzionati nella presente relazione di calcolo sono:

- Calcestruzzo per sottofondazioni : $R_{ck} = 15 \text{ N/mm}^2$
- Calcestruzzo per fondazione/elevazione (pilastri, travi): $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Barre di armatura in acciaio : FeB 450C
- Acciaio da carpenteria metallica

I materiali, ai fini del calcolo delle sollecitazioni, sono considerati omogenei ed isotropi e sono definiti dalle seguenti caratteristiche: peso per unità di volume, modulo elastico, coefficiente di Poisson, coefficiente di dilatazione e tutte le caratteristiche meccaniche, riepilogate in seguito, utili alle verifiche strutturali dettate dalla normativa.

CALCESTRUZZO

La classe del calcestruzzo da utilizzare, viene definita sulla base della denominazione normalizzata,

prevista dalle recenti Norme Tecniche per le Costruzioni, che prevede l'utilizzo di una sigla, in cui i due valori numerici, corrispondono rispettivamente ai valori caratteristici della Resistenza cilindrica **f_{ck}** ed della Resistenza Cubica **R_{ck}**, entrambi espressi in N/mm², e legati dall'espressione **f_{ck} = 0.83 R_{ck}**. Sulla base di tali valori, è possibile calcolare tutti gli altri parametri di resistenza che caratterizzano il comportamento del calcestruzzo, sia a compressione che a trazione, come riportato nelle seguenti espressioni, in cui i parametri di resistenza devono essere espressi in N/mm²:

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = \text{Valore medio della resistenza cilindrica}$$

$$E_c = 22000 \cdot (f_{cm} / 10)^{0.3} = \text{Modulo Elastico secante tra la tensione nulla e } 0.40 f_{cm}$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = \text{Resistenza di calcolo a compressione, con } \gamma_c \text{ pari a } 1.6$$

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} = \text{Resistenza media a trazione}$$

$$f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = \text{Resistenza caratteristica a trazione}$$

$$f_{ctk} = 1.2 f_{ctk} = \text{Resistenza caratteristica a trazione per flessione}$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = \text{Resistenza di calcolo a trazione}$$

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c =$ Resistenza di calcolo a trazione per flessione

Classe	R _{ck} [daN/cm ²]	γ	p _s [daN/m ³]	γ_t [1/°C]	E _c [daN/cm ²]	FC	$\gamma_{m,c}$	E _{ct} / E _c	f _{ck} [daN/cm ²]
C25/30	300	0.15	2500.00	1.0E-005	314758.06	1.00	1.50	0.50	250.00
	f _{cd} SLU [daN/cm ²]	f _{ctd} SLU [daN/cm ²]	f _{cd} SLD [daN/cm ²]	f _{ctd} SLD [daN/cm ²]	f _{ctk,0.05} [daN/cm ²]	f _{ctm} [daN/cm ²]	ϵ_{c2} [‰]	ϵ_{cu2} [‰]	
	166.67	11.97	250.00	17.95	17.95	25.65	2.00	3.50	

ACCIAIO DA C.A.

Il tipo di acciaio utilizzato per le armature (travi di collegamento di fondazione in c.a. e tirafondi utilizzati per l'ancoraggio delle colonne alle stesse travi) viene definito tramite una sigla codificata, in cui il valore numerico, esprime la corrispondente tensione di snervamento in daN/mm², mentre le lettere "C" o "A" stanno ad indicare il tipo di laminazione adottata ("C" se laminati a caldo, "A" se a freddo). Si tratta di barre di acciaio ad adherenza migliorata, controllato in stabilimento, saldabile. Scelto il Tipo di acciaio, risultano definiti i parametri di resistenza, come di seguito riportato:

E_s = Modulo Elastico Normale

f_{yk} = Resistenza caratteristica a snervamento

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s =$ Resistenza di calcolo a snervamento, con γ_s pari a 1.15

$\gamma_{yd} = f_{yd} / E_s =$ Deformazione in corrispondenza della tensione di snervamento f_{yd}

Tipo	γ_m	γ_E	FC	E _s [daN/cm ²]	f _{yk} [daN/cm ²]	f _{tk} [daN/cm ²]	f _d SLU [daN/cm ²]	f _d SLD [daN/cm ²]	f _d SLE [daN/cm ²]	k	ϵ_{ud} [‰]
B450C	1.15	-	1.00	20600000.00	4500.00	5400.00	3913.04	4500.00	3913.04	1.00	10.00

ACCIAIO DA CARPENTERIA

Tipo acciaio	E _s [daN/cm ²]	f _{yk} [daN/cm ²]	γ_m	f _{yd} [daN/cm ²]
-----------------	------------------------------------------	-------------------------------------------	------------	-------------------------------------------

S275JO	2100000	2750	1.05	2620
--------	---------	------	------	------

Viti e bulloni

Viti classe 8.8

Dadi 8

MALTA PER PLACCAGGIO MURATURE

Per il placcaggio della muratura si prevede di utilizzare una malta cementizia antiritiro dosata con 300 Kg di cemento 425 per metro cubo di sabbia, composizione da comprovare mediante sperimentazione preventiva.

Resistenza minima di progetto : circa 20 N/mm²

MURATURA ESISTENTE

Si tratta di un tipologia di muratura detta alla “romana” costituita da pezzame di tufo e ricorsi di mattoni avente le seguenti caratteristiche:

- Modulo elastico : $E = 2500 \text{ N/mm}^2$
- $G = 1000 \text{ N/mm}^2$
- Coeff. Di Poisson : $\nu = 0,2$
- Peso specifico tufo: $\gamma = 1800 \text{ Kg/cm}^3$
- Resistenza media a compressione dell'elemento: $f_{bk} < 7,5 \text{ N/mm}^2$

Resistenza caratteristica a compressione della muratura:

- Da Tabella 11.10.V (NT2008) risulta che la resistenza caratteristica a compressione della muratura f_k è pari a 2,5 N/mm²

Resistenza caratteristica a taglio della muratura:

$$- f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \sigma_n$$

dove:

f_{vk0} : resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;

σ_n : tensione normale media dovuta ai carichi verticali agenti nella sezione di verifica.

- Da Tabella 11.10.VII (NT2008) risulta che f_{vk0} della muratura è pari a 0,1 N/mm²

Resistenza di progetto a compressione della muratura:

$$- f_d = f_k / \gamma_M$$

dove:

f_k è la resistenza caratteristica a compressione della muratura;

γ_M è il coefficiente parziale di sicurezza sulla resistenza a compressione della muratura.

- da Tabella 4.5.II. (NT2008) γ_M corrisponde a 2,7.

Descrizione dei DATI MATERIALI

Tipologia materiale: sono previsti i seguenti tipi:

1) Conglomerato Cementizio Armato, 2) Acciaio, 3) Muratura, 4) Legno, 5) Materiale generico

Descrizione: denominazione del materiale. Nei dati seguenti, i parametri meccanici (moduli di elasticità e resistenze) sono espressi in N/mm² (Sistema Internazionale).

Parametri specifici per edifici in muratura:

Mur. nuova: Materiale murario di nuova realizzazione (-1), o muratura esistente (0)

Tipologia muratura:

Per muratura nuova: 1) Pietra Non Squadrata, 2) Listata, 3) Pietra Squadrata, 4) Laterizio Pieni, 5) Laterizio Semipieni, 6) Calcestruzzo Pieni, 7) Calcestruzzo Semipieni.

Per muratura esistente (§C8A.2): 1) Pietrame disordinata, 2) Conci sbozzati, 3) Pietre a spacco, buona tessitura, 4) Conci di pietra tenera, 5) Blocchi lapidei squadrate, 6) Mattoni pieni, malta di calce, 7) Mattoni semipieni, malta cementizia, 8) Blocchi laterizi semipieni ($f < 45\%$), 9) Blocchi laterizi semipieni, giunti vert.a secco ($f < 45\%$), 10) Blocchi di calcestruzzo o argilla espansa ($45\% < f < 65\%$), 11) Blocchi di calcestruzzo semipieni ($f < 45\%$)

Parametri validi per qualsiasi materiale:

Modulo di elasticità longitudinale (**E**) e tangenziale (**G**)

Ulteriori parametri specifici per edifici in muratura:

resistenze:

fm, fk (media e caratteristica, a compressione della muratura);

fvmo/tauo,fvko (media e caratteristica, a taglio della muratura in assenza di carichi verticali);

ftm (media, a trazione della muratura);

fhm, fhk (media e caratteristica, a compressione della muratura in direzione orizzontale nel piano del muro);

fbk (a compressione dell'elemento), **f'bk** (dell'elemento in direzione orizzontale e nel piano del muro)

Malta: fm: resistenza a compressione della malta (§11.10.2.1). Sono previsti i seguenti valori (N/mm²): 2.5 (corrisponde a M4 del D.M.20.11.1987), 5 (M3), 10 (M2), 15 (M1)

Duttilità (du/de): moltiplicatore dello spostamento al limite elastico per la definizione del limite ultimo (parametro usato in analisi non lineare)

Coeff. attrito: coefficiente di attrito, normalmente pari a 0.4. E' presente in input per eventuali modifiche in caso di disponibilità di dati sperimentali

Altri parametri validi per tutti i materiali:

Coefficiente di dilatazione termica

Peso Specifico: peso per unità di volume

DATI MATERIALI

N°	Tipologia		Descrizione	Mat.	Tipologia	E	G	f,m	f,k
	materiale		[[parametri meccanici:N/mm^2] nuovo		muratura				

1	1) Conglomerato Cementizio Armato		C25/30				31000 13000 0.00 25.00		
2	2) Acciaio		Acciaio S235				210000 80769 0.00 0.00		
3	3) Muratura		Muratura esistente		1) Pietrame disordinata		870 290 1.40 0.98		

4)	3) Muratura	Muratura nuova	X	4) Laterizio Pieni	5300	2120	7.57	5.30
5)	5) Materiale generico	Legno			10000	3500	0.00	0.00
6)	3) Muratura	Via Palestro		4) Conci di pietra tenera	4000	1600	4.00	2.80

[N°] f,vmo (mur.nuova) / [f,vko]f,td [f,td muratura:[f,hm]f,hk [f,bk [f',bk]Malta:[Duttilità]Coeff.
 [Coeff.dilataz.][Peso sp.]

[tau,o (mur.esistente)] [malta]fessuraz.diag. | | | | fm | (du/de) [attrito]termica (°^-1)|(kN/m^3)|

1)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	12.50	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0000	10	25.00
2)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.0000	12	78.50	
3)	0.026	0.018	0.000	0.140	0.70	0.49	0.00	0.00	0.0	1.50	0.40	0.0000	10	19.00
4)	0.286	0.200	0.000	0.000	3.79	2.65	10.00	2.00	10.0	2.00	0.40	0.0000	10	18.00
5)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.00	0.00	0.00	0.0	0.00	0.00	0.000004	4	8.00	
6)	0.035	0.024	0.000	0.190	0.95	0.67	0.00	0.00	0.0	1.50	0.40	0.0000	10	16.00

[N°]Coeff.corr.: [Giunti] [Ricorsi o] [Connessione] [Nucleo] [Iniezioni] [Intonaco]

[Malta buona] [sottili] [listature] [trasversale] [scadente] [di miscele] [armato]

1)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
2)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3)	1.50	1.00	1.30	1.50	0.90	2.00	2.50
4)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
5)	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
6)	1.50	1.50	1.00	1.50	0.90	1.70	2.00

3.1 Modalità Esecutive

CALCESTRUZZO

Il conglomerato cementizio da impiegarsi dovrà essere dosato rispettando i seguenti rapporti di miscelazione, con le quantità riferite ad un m³ di conglomerato. Nella formazione degli impasti, i vari componenti dovranno risultare intimamente mescolati ed uniformemente distribuiti nella massa e durante il getto si dovrà procedere ad idonea azione di vibratura. Per garantire la durabilità delle opere e prevenire il degrado dovuto all'aggressività dell'ambiente esterno, che può indurre danni a carico delle armature metalliche e della matrice cementizia, si definisce, per il calcestruzzo

delle opere in oggetto le seguenti classi di esposizione:

STRUTTURA	R_{ck} (N/mm ²)	CLASSE ESPOSIZ.	DIMENS. MAX AGGREG. (mm)	CLASSE CONSISTENZA	RAPPORTO A/C	MIN CEMENTO (kg/m ³)	COPRIF. cf (mm)
SOTTOFONDAZIONI	15	XC2	25	S3	0.60	300	—
FONDAZIONI	30	XC2	25	S4	0.60	300	40
SETTI/PILASTRI	30	XC1	20	S4	0.60	300	30
SOLAI-TRAVI	30	XC1	20	S4	0.60	300	25

Tabella – A

CEMENTO

La fornitura del cemento sarà effettuata con l'osservanza delle condizioni e modalità di cui all'art.3 della legge 26/5/1965 n.595. Deve essere impiegato cemento rispondente al R.D. 16/11/1939 n.2229. Il cemento dovrà essere conservato esclusivamente in locali coperti, asciutti e privi di correnti d'aria. Se fornito in sacchi, questi non vanno mai tenuti all'aperto, ma conservati in ambienti asciutti e chiusi, lasciando sempre delle intercapedini fra piano di appoggio e terreno.

E' escluso l'impiego di cementi alluminosi. Qualora il calcestruzzo risulti esposto a condizioni ambientali chimicamente aggressive si devono utilizzare cementi per i quali siano prescritte adeguate proprietà di resistenza ai solfati e/o al dilavamento o ad altre azioni aggressive.

SABBIA

La sabbia dovrà essere prelevata esclusivamente da fiumi e da fossi; dovrà essere costituita da elementi prevalentemente silicei, di forma angolosa e di grossezza assortita; dovrà essere aspra al tatto e senza lasciare traccia di sporco; dovrà essere esente da cloruri e scevra di materie terrose, argillose, limacciose e polvulorenti; non dovrà contenere fibre organiche, oltre a quanto stabilito dall'art.6 del citato R.D. 16/11/1939 n.2229, la corrispondenza granulometrica della sabbia potrà essere anche quella eventualmente migliore che risulti da diretta esperienza sui materiali impiegati.

GHIAIA E PIETRISCO

Sono idonei alla produzione del calcestruzzo per uso strutturale gli aggregati ottenuti dalla lavorazione di materiali naturali, artificiali, ovvero provenienti da processi di riciclo, conformi alla norma europea armonizzata UNI EN 12620 e, per gli aggregati leggeri, alla norma europea armonizzata UNI EN 13055-1. L'attestazione della conformità di tali aggregati deve essere effettuata ai sensi del DPR n. 246/93. La ghiaia dovrà essere formata da materiali resistenti, inalterabili all'aria, all'acqua ed al gelo, gli elementi dovranno essere pulitissimi ed esenti da cloruri e da materiali polverulenti; dovranno essere esclusi elementi a forma di ago e di piastrelle. Oltre a rispondere ai requisiti richiesti dall'art.7 del R.D. 16/11/1939 n.2229, la composizione dell'aggregato ghiaia-sabbia dovrà essere quella eventualmente migliore che risulta da esperienza diretta sui materiali impiegati. Ad ogni modo la dimensione massima della ghiaia sarà commisurata per l'assestamento del getto, ai vuoti tra le armature e tra i casseri tenendo presente che il diametro massimo dell'inerte non deve superare 0,6-0,7 volte la distanza minima tra due ferri contigui e dovrà essere inferiore ad $\frac{1}{4}$ della dimensione minima della struttura.

Il pietrisco e la graniglia dovranno provenire dalla spezzatura di rocce silicee, basaltiche, porfiree, granitiche e calcaree, rispondenti in genere ai requisiti prescritti per pietre naturali nonché a quelli prescritti per la ghiaia al precedente punto. Dovrà essere escluso il pietrisco proveniente dalla frantumazione di scaglie di residui di cave. E' consentito l'uso di aggregati grossi provenienti da riciclo, secondo i limiti previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, a condizione che la miscela di calcestruzzo confezionata con aggregati riciclati, venga preliminarmente qualificata e documentata attraverso idonee prove di laboratorio.

Per tali aggregati, le prove di controllo di produzione in fabbrica, di cui agli allegati di pertinenza delle norme UNI EN 12620, devono essere effettuate ogni 100 tonnellate di aggregato prodotto e, comunque, negli impianti di riciclo, per ogni giorno di produzione.

Inoltre, gli aggregati riciclati devono rispettare, in funzione della destinazione finale del calcestruzzo e delle sue proprietà prestazionali, dei requisiti chimico-fisici aggiuntivi, rispetto a quelli fissati per gli aggregati naturali, secondo quanto prescritto dalle norme UNI 8520-1:2005 e UNI 8520-2:2005. Sempre con riferimento a queste norme, è possibile individuare le quantità percentuali minime di impiego per tali tipologie di aggregati.

ACQUA

L'acqua dovrà essere dolce, limpida non aggressiva e priva di terre. Non dovranno essere impiegate

acque eccessivamente dure o ricche di solfati o cloruri; acque di rifiuto, anche se limpide, se provenienti da fabbriche di qualsiasi genere; acque contenenti argilla, humus, limo; acque contenenti residui grassi, oleosi o zuccherini; acque piovane. Fermo restando quanto disposto dall'art.2 del predetto R.D. 16/11/1939 n.2229, e ritenuto che l'eccesso di acqua costituisce causa fondamentale della riduzione di resistenza del conglomerato, nella determinazione della qualità dell'acqua, per l'impasto si dovrà tenere conto anche di quella contenuta negli inerti. La consistenza del conglomerato - nel caso i componenti non superino i 30 mm ed il rapporto acqua-cemento sia superiore a 0,5 - sarà determinata, in cantiere, dal cono di Abrams. Per la definizione delle classi di consistenza si faccia riferimento alle indicazioni della tabella A.

AGGIUNTE E ADDITIVI

Nei calcestruzzi è ammesso l'impiego di aggiunte, in particolare di ceneri volanti, loppe granulate d'altoforno e fumi di silice, purchè non ne vengano modificate negativamente le caratteristiche prestazionali. Le ceneri volanti devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 450-1. Per quanto riguarda invece l'impiego bisogna fare riferimento alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004. I fumi di silice, infine, devono soddisfare i requisiti della norma europea UNI EN 13263-1. Oltre ai componenti normali (cemento, acqua, sabbia e ghiaia) è ammesso l'utilizzo di prodotti chimici come additivi al calcestruzzo. Essi, aggiunti solitamente in piccole quantità, hanno lo scopo di migliorare una o più prestazioni. A seconda della loro specifica funzione, gli additivi possono essere classificati in varie tipologie: acceleranti, ritardanti, aeranti, inibitori di corrosione, battericidi, idrofobizzanti, anti-ritiro, fluidificanti e superfluidificanti. In particolare, i fluidificanti, ad esempio, migliorano la lavorabilità dell'impasto, evitando di dover aumentare la quantità d'acqua; gli acceleranti e i ritardanti, rispettivamente, accelerano e ritardano la presa del calcestruzzo in opera; gli aeranti introducono aria, migliorando la resistenza al gelo.

L'uso degli additivi deve essere fatto con attenzione, seguendo le indicazioni del fornitore. E' importante precisare che un uso scorretto, specie con riferimento alle quantità, può comportare effetti secondari negativi. Tutti gli additivi devono essere conformi alla norma europea UNI EN 13263-1.

CLASSE DI CONSISTENZA DEL CALCESTRUZZO

La consistenza del calcestruzzo rappresenta il grado di compattezza dell'impasto fresco: minore è il grado di consistenza e maggiore sarà la sua lavorabilità. La lavorabilità, ovvero la facilità con cui viene mescolato l'impasto, varia in funzione del tipo di calcestruzzo impiegato, dipende dalla granulometria degli inerti, dalla presenza o meno di additivi e aumenta in relazione al quantitativo di acqua aggiunta.

La classe di consistenza del calcestruzzo da utilizzare viene fissata in base all'esigenza che l'impasto rimanga fluido per il tempo necessario a raggiungere tutte le parti interessate dal getto, senza che perda di omogeneità ed in modo che, a compattazione avvenuta, non rimangano dei vuoti. Il calcestruzzo viene quindi classificato, a seconda della sua consistenza, sulla base dell'abbassamento al cono (slump), ed identificato da un codice (da S1 a S5), che corrisponde ad un determinato intervallo di lavorabilità, espresso mediante la misura dello slump in mm. La lavorabilità cresce all'aumentare del numero che accompagna la classe.

Considerare, quindi, un calcestruzzo con classe di consistenza S3, caratterizzato da uno slump compreso tra 100 e 150 mm, significa che, se sottoposto alla prova di abbassamento del cono (slump test), il provino troncoconico di calcestruzzo fresco, appena sformato, subisce un abbassamento compreso in quell'intervallo. La scelta della classe di consistenza del calcestruzzo è legata alla lavorabilità che ci si aspetta dall'impasto per il tipo di opera che si deve andare a realizzare.

Per la quasi totalità delle opere in calcestruzzo armato gettato in casseforme, ci si aspetta una lavorabilità che ricada tra la classe di consistenza semi-fluida (S3) e quella super-fluida (S5).

Ad esempio, nella realizzazione di elementi verticali, come muri contro terra, plinti in fondazioni, vani ascensore e pilastri, si preferirà utilizzare un calcestruzzo di classe S4, abbastanza fluido da essere posto in opera per mezzo di un'autopompa. Per gli elementi orizzontali, invece, come i solai direttamente gettati in opera o le travi, a causa della difficoltà della loro messa in opera, sarà necessario l'impiego di un calcestruzzo con classe di consistenza maggiore, come la S5. Infine, quando si tratterà di realizzare strutture inclinate come le rampe di una scala o le falde di un tetto, per le quali l'eccessiva fluidità del materiale può risultare scomoda, si passa alla scelta della classe S3. Possiamo quindi concludere che maggiore è la densità dei ferri all'interno di un manufatto, maggiore deve essere la fluidità dell'impasto, di modo che quest'ultimo possa insinuarsi completamente

all'interno di ogni intercapedine. Ad ogni modo una maggiore fluidità, indipendentemente dalla tipologia dell'opera, garantisce una esecuzione più rapida ed affidabile.

CLASSE DI ESPOSIZIONE DEL CALCESTRUZZO

Per resistere alle azioni ambientali, il calcestruzzo deve possedere dei requisiti che tengano conto della vita di esercizio prevista per l'opera da realizzare. E' possibile suddividere le diverse parti di una struttura, a seconda della loro esposizione all'ambiente esterno, in modo da individuare le corrispondenti classi di esposizione. Per ciascuna di queste classi è richiesto il rispetto di alcuni vincoli, espressi sotto forma di rapporto acqua cemento (a/c), dosaggio di cemento e spessore minimo del copriferro. Questo significa che, all'aumentare dell'intensità dell'attacco dell'ambiente esterno, deve aumentare il quantitativo di cemento nell'impasto, riducendo, quindi, il rapporto acqua-cemento e deve aumentare lo spessore del copriferro.

A seconda delle situazioni esterne ambientali, più o meno aggressive, è possibile, definire più classi di esposizione come prescritto dalle UNI-EN 206-1:2006 e come riportato nella seguente tabella:

Classe	Ambiente
X0	Assenza di corrosione
XC	Corrosione da carbonatazione
XD	Corrosione da cloruri non marini
XS	Corrosione da cloruri marini
XF	Degrado per cicli gelo - disgelo
XA	Attacchi chimici

Tabella - B

Le Norme Tecniche, invece, distinguono le condizioni ambientali in ordinarie, aggressive e molto aggressive, e definiscono, per ciascuna condizione, le corrispondenti classi di esposizione, come di seguito indicato in tabella:

Condizioni ambientali	Classi di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3,
Aggressive	XC4, XD1, XS1
Molto Aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3

Tabella - C

Facendo riferimento alle condizioni di esposizione XC, è possibile distinguere diverse sottoclassi a seconda di una maggiore o minore umidità degli ambienti interni e della possibilità o meno che le parti di edificio a contatto con l'esterno siano direttamente esposte agli agenti atmosferici oppure protette da questi.

Nel caso particolare di un edificio multipiano in c.a., facendo riferimento a classi di esposizione X0 e XC, possiamo individuare le seguenti condizioni: Tuttavia, si preferisce limitare la scelta a calcestruzzi che appartengono alle due classi principali XC1, per le strutture in elevazione, e XC2, per le strutture in fondazione.

ACCIAIO

L'Acciaio per strutture in c.a. deve essere prodotto con un sistema permanente di controllo interno della produzione in stabilimento. Le prove di qualifica dell'acciaio devono essere effettuate sia internamente all'impianto di produzione, sotto controllo di un laboratorio ufficiale, sia presso il laboratorio ufficiale stesso. Tali prove devono essere qualificate con revisione semestrale da parte del Servizio Tecnico Centrale, mediante emissione di attestato di qualificazione, in cui vengono dichiarati i valori caratteristici dei vari requisiti geometrici e prestazionali, richiesti dalle Norme. La documentazione di qualifica deve essere verificata ad ogni fornitura di materiale in cantiere. L'acciaio deve essere riconoscibile per quanto concerne le caratteristiche qualitative e riconducibile allo stabilimento di produzione, tramite marchiatura indelebile, depositata presso il Servizio Tecnico Centrale. Dalla marchiatura deve risultare, in modo inequivocabile, il riferimento all'azienda produttrice, allo stabilimento, al tipo di acciaio e alla sua eventuale saldabilità. La mancata marchiatura, la non corrispondenza a quanto depositato o la sua illeggibilità, anche parziale, rendono il prodotto non impiegabile.

Inoltre, sono obbligatori i controlli di accettazione in cantiere, da eseguirsi sui lotti di spedizione e da effettuarsi entro trenta giorni dalla consegna del materiale, con riferimento ai criteri di scelta dei campioni prescritti dalle Norme. I valori limite di resistenza e allungamento dei campioni, per l'accettazione, sono quelli prescritti dalle attuali Norme Tecniche per le Costruzioni.

Le armature devono essere protette, durante la permanenza in deposito, contro tutte le azioni esterne che ne possano compromettere le caratteristiche geometriche o meccaniche. E' necessario, prima della messa in opera, controllare lo stato superficiale delle armature.

Tutte le barre di acciaio dovranno essere poste in opera prive di tracce di ruggine e praticando all'estremità gli opportuni ancoraggi ed, in ogni caso, dovranno rispondere a tutti i requisiti riportati nella Circolare del Ministero LL.PP. n.37406 del 24/06/1993, relativamente agli acciai ad aderenza migliorata.

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o indentature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentare l'aderenza al conglomerato cementizio.

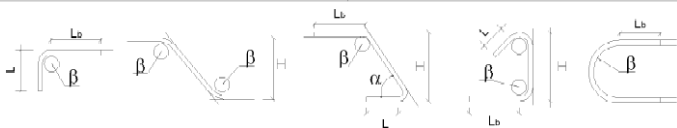
Le barre sono caratterizzate dal diametro della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 t/m³.

Per il presente progetto si è scelto di usare l'acciaio tipo B450C che risulta più duttile e può essere impiegato in barre del diametro compreso tra 6 e 40 mm. Nel caso si utilizzino diametri fino a 16 mm, è ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli.

La lunghezza di ancoraggio L_b delle barre deve essere almeno pari a 20 volte il diametro, mentre la piegatura del ferro deve essere almeno 5 volte il diametro.

Le dimensioni del mandrino, con cui effettuare la piegatura dei ferri, dipende dal diametro della barra e dal tipo di acciaio impiegato come prescritto dalle norme UNI-EN 206, e come di seguito riportato in tabella:

Tabella - D

Diametro della barra \varnothing	Diametro del mandrino β
$\varnothing < 12 \text{ mm}$	$4\varnothing$
$12 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$	$5\varnothing$
$16 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 25 \text{ mm}$	$8\varnothing$
$25 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 40 \text{ mm}$	$10\varnothing$
	
Lunghezza di ancoraggio $L_b \geq 20 \varnothing$	
Lunghezza della piega $L \geq 5 \varnothing$	

4 RISULTATI DELLA MODELLAZIONE

Per alcuni parametri utilizzati in analisi sismica, viene fatto diretto riferimento ai corrispondenti paragrafi del D.M.14.1.2008 e della Circ. 617 del 2.2.2009 (NTC08; riferimenti evidenziati in colore blu).

ANALISI STATICA LINEARE (NON sismica)

In analisi statica non sismica, per gli edifici in muratura viene analizzato il solo **Stato Limite Ultimo (SLU) di salvaguardia della Vita (SLV)** in base a quanto espressamente indicato in §4.5.6.3: "Non è generalmente necessario eseguire verifiche nei confronti di stati limite di esercizio di strutture in muratura, quando siano soddisfatte le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi".

Le **Combinazioni di Carico per Analisi Statica non sismica** sono le combinazioni di tipo fondamentale, impiegate per gli stati limite ultimi (2.5.1) §2.5.3, espresse dalla formulazione:

$$\gamma_{G1} * G_{,1} + \gamma_{G2} * G_{,2} + \gamma_P * P + \gamma_{Q1} * Q_{k,1} + \gamma_{Q2} * \psi_{0,2} Q_{k,2} + \gamma_{Q3} * \psi_{0,3} Q_{k,3} + \dots$$

La definizione delle azioni rispetta quanto formulato in §2.5.1.3 e §2.5.2; in particolare $Q_{k,1}$ è l'azione variabile dominante, mentre $Q_{k,2}$, $Q_{k,3}$, ..., sono azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili $Q_{k,j}$ vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ i cui valori sono forniti in §2.5.3, Tab.2.5.I.

Per la struttura denominata Nome, vengono elaborati sottocartelle e files di risultati organizzati secondo lo schema seguente.

\STA\Nome.A0i, i=1,...,n°CCE: Risultati della CCE i-esima

\STA\Nome.B0i, i=1,...,n°CCC: Risultati della CCC (combinazione delle condizione di carico elementari) i-esima. Questi risultati si riferiscono alle CCC direttamente specificate, senza relazione con l'analisi sismica.

Fra gli altri files prodotti dall'elaborazione di PCM:

\STA\Nome.E0i, .F0i, i=1,...,n°CCE: Files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione delle CCE

\STA\Nome.S0i, .T0i, i=1,...,n°CCC: Files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione delle CCC

ANALISI SISMICA LINEARE (STATICA e DINAMICA MODALE)

Dal punto di vista sismico, l'edificio può essere schematizzato con un modello tridimensionale (modellazione 3D) oppure scomposto in più modelli piani (modellazione 2D) ognuno analizzato singolarmente. La scomposizione in modelli piani è prevista nel caso di edifici esistenti in muratura con impalcati flessibili (§8.7.1).

Nella **modellazione 3D**, il sisma è rappresentato da forze sismiche di nodo in coordinate globali: FX, FY, FZ, MX, MY, MZ [normalmente sono diverse da zero solo le componenti: FX, FY (forze orizzontali), MZ (momento torcente intorno all'asse verticale)], che in caso di piano rigido in ipotesi master/slave, sono applicate nel solo nodo master. Gli effetti torcenti sull'edificio vengono interpretati dai momenti torcenti MZ, determinati dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità aggiuntiva. Essi sono presenti nel caso di piano rigido, dove assume significato il centro delle rigidezze e quindi può essere considerata una sua eccentricità rispetto al baricentro.

Nella **modellazione 2D**: la forza sismica viene in genere applicata al traverso orizzontale, spesso considerato rigido: in tal caso, l'unico grado di libertà dinamico per il traverso è la traslazione orizzontale ed i modi di vibrare sono pari al numero di piani (=numero dei traversi); l'unica forza sismica è FX, dal momento che il telaio piano risiede nel piano XZ. Gli effetti torcenti sull'edificio vengono rappresentati tramite il coefficiente di amplificazione η da applicarsi direttamente alle forze sui traversi. Anche nella modellazione 2D si fa riferimento al nodo master di piano: generalmente, viene fatto coincidere con il nodo estremo sinistro del traverso posto alla quota del piano (nodo dove si considera concentrata l'azione sismica di origine modale).

Secondo Normativa, per gli edifici devono essere analizzati alcuni stati limite di riferimento. Per le costruzioni in muratura, questi sono:

- **Stati Limite di Esercizio (SLE)**: Stato Limite di Operatività (SLO) e Stato Limite di Danno (SLD)

- **Stati Limite Ultimi (SLU)**: Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e Stato Limite di Collasso (SLC).

Per tutti i **nuovi edifici**, si devono analizzare **SLV (con verifiche di resistenza) e SLD (con verifiche degli spostamenti)**. Per gli edifici nuovi di **Classe III e IV**, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, si devono eseguire verifiche di **resistenza a SLD** (ponendo $\eta=2/3$ nel corrispondente spettro di risposta, secondo §7.3.7.1) e verifiche degli **spostamenti a SLO** (§7.3.7.2).

Per gli **edifici esistenti** è possibile, se non diversamente richiesto, fare riferimento a §8.3: "la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU". In tal caso, quindi, si analizzerà il solo **SLV (con verifiche di resistenza)**. Per interventi su edifici esistenti strategici o importanti (Classe III o IV) è possibile che venga comunque richiesto il rispetto di requisiti prestazionali relativi alle deformazioni, in modo analogo ai nuovi edifici: in tali casi si eseguiranno quindi anche verifiche a **SLD e SLO**.

Per ogni Stato Limite, la Normativa definisce lo Spettro di Risposta elastico. Per gli Stati Limite di esercizio lo spettro di progetto è lo spettro elastico corrispondente (§3.2.3.4), mentre per gli Stati Limite ultimi lo spettro di progetto si ottiene dallo spettro elastico dividendo le ordinate per il fattore di struttura q (§3.2.3.5).

L'analisi sismica è organizzata secondo la seguente procedura:

(A) generazione e risoluzione di apposite C.C. elementari sismiche;

(B) determinazione degli effetti sismici risultanti dalla simultaneità delle componenti orizzontali sismiche (per 'effetti' si intendono le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione);

(C) combinazione degli effetti sismici con gli effetti dovuti ad altre azioni non sismiche.

(A) Le Condizioni di Carico elementari sismiche vengono determinate in base alle seguenti considerazioni (il riferimento corrente è alla **modellazione 3D**; in rosso le caratteristiche della **modellazione 2D**. **Nota bene:** la modellazione 2D è consentita per edifici regolari in pianta da alcuni testi normativi (cfr. OPCM 3274/2003-3431/2005, §4.4), ma non dal D.M.14.1.2008 (cfr. §7.2.6): quest'ultimo prevede invece la possibilità di modellazioni 2D per edifici esistenti in muratura (§8.7.1) con impalcati flessibili):

- il sisma orizzontale è considerato agente in due direzioni ortogonali (§3.2.3), indicate con α e $\alpha+90$;

(2D: una sola direzione, la X, nel piano del telaio, piano XZ);

- nel caso di piani rigidi, deve inoltre essere considerata un'eccentricità aggiuntiva (tratta dai Parametri generali dei Dati geometrici), il cui effetto è quello di generare un momento torcente aggiuntivo $M_{t,agg}$ di piano (2D: viene considerato il Coefficiente Amplificativo η definito in §7.3.3.2, direttamente applicato alla forza orizzontale).

Pertanto, in direzione α si avranno 2 C.C. elementari:

(1) $\alpha + M_{t,agg}$

(2) $\alpha - M_{t,agg}$

dove $M_{t,agg}$ è calcolato in base all'Eccentricità Aggiuntiva lungo $\alpha+90$ (definita in §7.2.6) (ad ogni piano, il valore di $M_{t,agg}$ può essere diverso, anche se NTC08 prevede un'eccentricità costante su tutti gli orizzontamenti).

(2D: 1 C.C. elementare: α)

e altrettante in direzione $\alpha+90$:

(3) $(\alpha +90) + M_{t_{\alpha+90},agg}$

(4) $(\alpha +90) - M_{t_{\alpha+90},agg}$

dove $M_{t_{\alpha+90},agg}$ è calcolato in base all'Eccentricità Aggiuntiva lungo α (definita in §7.2.6) (ad ogni piano, il valore di $M_{t_{\alpha+90},agg}$ può essere diverso).

In caso di **Analisi Sismica Statica Lineare**, frequentemente i piani sono considerati rigidi (l'applicazione di questa analisi è in genere lecita solo quando sono soddisfatte le condizioni di regolarità) ed in tal caso le 4 (2D: 1; la modellazione 2D con piani rigidi è consentita da alcune Norme: cfr. OPCM 3274/2003-3431/2005) C.C. elementari sono tutte da risolvere.

Queste Condizioni di Carico elementari di tipo sismico vengono prodotte automaticamente dal software.

Nel caso di piani rigidi, ognuna di queste Condizioni di Carico elementari è costituita da carichi concentrati nei nodi master (baricentri di piano), e più precisamente: forze orizzontali nelle direzioni globali X e Y, e momenti

torcenti MZ dati dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità aggiuntiva (2D: c'è solo una forza orizzontale in direzione X, amplificata col coefficiente di amplificazione \square).

Il sisma verticale non viene considerato in Analisi Sismica Statica Lineare (§7.3.3.2), definita solo dal sistema di forze orizzontali distribuite lungo l'altezza dell'edificio. In caso di effetti sismici verticali rilevanti, si eseguirà l'Analisi Sismica Dinamica Modale; in alternativa, poiché gli effetti del sisma verticali possono essere limitati a modelli parziali comprendenti i soli elementi interessati (§7.2.1; p.es. sbalzi, strutture spingenti), all'Analisi Sismica Statica Lineare del modello globale per la valutazione degli effetti del sisma orizzontale, potranno essere associate valutazioni a parte riguardanti il sisma verticale effettuate appunto solo sugli elementi interessati.

In caso di **Analisi Sismica Dinamica Modale**, si devono considerare gli effetti dei singoli modi, che vanno combinati tra loro. In analisi sismica dinamica modale, più frequentemente che in analisi sismica statica lineare, è possibile che un impalcato sia non rigido e che quindi non esista un nodo master, ma le masse siano considerate vibranti indipendentemente l'una dall'altra.

Pertanto:

- se vi è almeno un piano rigido, sono da risolvere 4 (2D: 1; la modellazione 2D con piani rigidi è consentita da alcune Norme: cfr. OPCM 3274/2003-3431/2005) C.C. elementari per ogni modo; M_t ,agg sarà applicato solo ai piani rigidi;

- se nessun piano è rigido, le C.C. elementari si riducono a 2 per ogni modo: α , $+(\alpha+90)$ (2D: 1; la modellazione 2D con piani flessibili è consentita, per edifici esistenti in muratura (cfr. §8.7.1), dal D.M.14.1.2008).

Ognuna di queste Condizioni di Carico elementari è costituita da carichi concentrati corrispondenti ai gradi di libertà dinamici, applicati nei nodi sedi di masse indipendenti (anche nell'analisi dinamica, in caso di piano rigido le forze agiscono nel nodo master, o baricentro di piano), e più precisamente: forze orizzontali nelle direzioni globali X e Y; in corrispondenza di un piano rigido, sarà anche applicato - nel nodo master del piano - il momento torcente MZ dato dal prodotto forza orizzontale per l'eccentricità aggiuntiva (2D: c'è solo una forza orizzontale in direzione X, amplificata col coefficiente di amplificazione \square).

In caso di presenza di effetti di sisma verticale (ossia, qualora fra i gradi di libertà dinamici vi sia la traslazione di masse in direzione verticale Z), deve essere considerata una ulteriore Condizione di Carico elementare determinata da sisma Z. Pertanto: nel caso 3D: in presenza di almeno un piano rigido, le C.C. elementari da risolvere per ogni modo sono 5; in assenza di piani rigidi, sono 3. Nel 2D: sono 2 (sisma orizzontale e sisma verticale).

Considerando i risultati di tutti gli N modi di vibrare, gli effetti delle C.C. elementari - tra loro corrispondenti (cioè la (1) del 1° modo con la (1) del 2° modo, ecc.; la (2) del 1° modo con la (2) del 2° modo ecc. ecc. fino alla (4)) - vanno sovrapposti tra loro con la modalità di combinazione modi scelta (generalmente la CQC).

Ne derivano così gli effetti sismici complessivi competenti alle 4 (o alle 2) (2D: 1) C.C. elementari.

Questa procedura viene gestita automaticamente da PCM, che:

I) partendo dai risultati dell'analisi modale crea le Condizioni di Carico elementari con le forze spettrali di origine modale;

II) risolve le Condizioni di Carico elementari stesse,

III) combina con il metodo scelto (in genere: CQC) gli effetti dei singoli modi di vibrare.

(B) Ottenuti gli effetti sismici complessivi corrispondenti alle 4 (o 2) (2D: 1) Condizioni di Carico elementari sismiche, si devono ora determinare i massimi effetti:

(b1) per sisma in direzione α , i massimi effetti sono: per 4 Condizioni di Carico elementari sismiche, i valori massimi fra (1)(2); per 2 Condizioni di Carico direttamente i valori di (1) (2D: direttamente i valori di (1));

(b2) per sisma in direzione ($\alpha + 90$), analogamente: i massimi fra (3)(4), o direttamente i valori di (3).

Nei modelli tridimensionali, le varie componenti orizzontali dell'azione sismica (α , $\alpha + 90$ ed eventualmente verticale) devono essere considerate agenti simultaneamente (§7.3.5). Per le due componenti orizzontali (α e $\alpha + 90$), i valori massimi **(b1)** e **(b2)** vengono combinati (a seconda della scelta dell'Utente):

- o calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati: $E = \sqrt{(E_{\alpha}^2 + E_{(\alpha+90)}^2)}$

- o sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione: $\text{Max} [(E_{\alpha} + 0.30 E_{(\alpha+90)}); (0.30 E_{\alpha} + E_{(\alpha+90)})]$ (§7.3.15), §7.3.5).

Per quanto riguarda gli effetti del sisma verticale, questo deve essere considerato ove necessario (§7.2.1). Complessivamente, viene scelto il massimo valore fra le seguenti combinazioni (regola fissa, quindi non c'è un corrispondente parametro di impostazione scelto dall'Utente):

$$0.30 E_{\alpha} + 0.30 E_{(\alpha+90)} + E_{\text{vert}}$$

$$E_{\alpha} + 0.30 E_{(\alpha+90)} + 0.30 E_{\text{vert}}$$

$$0.30 E_{\alpha} + E_{(\alpha+90)} + 0.30 E_{\text{vert}}$$

Una considerazione importante riguarda il segno “+” nelle combinazioni degli effetti nelle direzioni orizzontali e verticale. Il segno indica che deve essere assunto + o -, al fine di ottenere il risultato più sfavorevole.

In caso di analisi sismica dinamica modale 3D (e analogamente nel 2D), gli effetti sono però tutti privi di segno (derivano dalla sovrapposizione modale) e quindi il “+” è un + effettivo. L'effetto finale della combinazione è ovviamente ancora privo di segno.

In caso di analisi sismica statica lineare 3D, gli effetti hanno invece un segno e quindi il “+” può essere interpretato come + o -. Il risultato della combinazione è quindi con il segno, usando la formula del 30%; è invece senza segno, se si utilizza la formula della radice quadrata della somma dei quadrati.

Si osservi che nel D.M. 16.1.1996 non si prescriveva la simultaneità del sisma nelle due direzioni orizzontali (per esse si consentiva in generale l'analisi sismica separata): pertanto, la perdita del segno poteva dipendere solo dalla sovrapposizione modale e interessava quindi la sola analisi dinamica.

Nell'analisi sismica statica lineare 2D, gli effetti sono invece sempre con il segno (non si devono eseguire combinazioni fra direzioni, perché l'orizzontale è unica ed il verticale è assente in quanto per considerarlo occorre necessariamente eseguire l'analisi sismica dinamica modale).

Nei confronti dei vari stati limite analizzati, gli effetti sismici Esism vengono valutati applicando, ove necessario, alcuni fattori correttivi, secondo il seguente schema:

- le **sollecitazioni in SLV** sono direttamente i valori risultanti dall'analisi svolta applicando forze sismiche determinate attraverso lo spettro di risposta di progetto allo stato limite SLV;

- gli **spostamenti in SLV** si ottengono amplificando i valori risultanti dall'analisi per il fattore η_d (§7.3.3.3). Gli spostamenti in SLV vengono utilizzati per particolari valutazioni, quali ad esempio la distanza tra costruzioni contigue (§7.2.2), ma in SLV non sono previste verifiche specifiche agli spostamenti alle quali corrispondano coefficienti di sicurezza caratteristici dell'edificio;

- per gli **spostamenti in SLD e SLO**: si conduce l'analisi applicando forze sismiche determinate attraverso gli spettri di risposta corrispondenti ad ogni stato limite, caratterizzati quindi dal fattore di smorzamento η ; i valori degli spostamenti utilizzati per le verifiche di cui in §7.3.7.2 devono però essere calcolati assumendo $\eta=1$, cioè nell'ipotesi di struttura elastica (§C7.3.7): ciò significa moltiplicare i valori degli spostamenti risultanti dall'analisi per il fattore $1/\eta$. Si osservi che spesso $\eta=1$ (essendo $\xi=5\%$) e quindi di fatto i valori degli spostamenti SLO e SLD utilizzati nelle verifiche coincidono con quelli derivanti dall'analisi;

- per le **sollecitazioni in SLD** utilizzate per le verifiche di cui in §7.3.7.1: si conduce l'analisi applicando forze sismiche determinate attraverso lo spettro di risposta SLD, caratterizzato dal fattore di smorzamento η ; i valori delle sollecitazioni utilizzate per le verifiche di resistenza devono però essere calcolati assumendo $\eta=(2/3)$ (§7.3.7.1): ciò significa moltiplicare i valori delle sollecitazioni risultanti dall'analisi per il fattore $(2/3)/\eta$ (se $\eta=1$ il fattore moltiplicativo è direttamente: $2/3$).

(C) A questo punto, gli effetti sismici Esism si combinano con le altre azioni (§3.2.4) per ottenere gli effetti finali da utilizzare nella verifica degli elementi strutturali.

Gli effetti delle altre azioni sono riconducibili alla sommatoria delle Condizioni di Carico elementari (NON sismiche), ognuna delle quali contribuisce con i coefficienti ψ_2 .

La **Combinazione di Carico per Analisi Sismica** esaminata è quindi la seguente:

$$G_{1,1} + G_{2,2} + P + E + \eta(\psi_{2,j} * Q_{k,j})$$

I risultati complessivi sono sempre espressi nella forma Estat +/- Esism, per ottenere l'effetto massimo e l'effetto minimo.

Se il segno non è perduto (vedi casi precedenti), all'effetto statico viene prima sommato, quindi sottratto l'effetto sismico: in dipendenza dal segno di questo, si formeranno corrispondentemente l'effetto complessivo massimo

(con la somma) e minimo (con la sottrazione), o minimo con la somma e massimo con la sottrazione (minimo e massimo si intendono in valore assoluto). La congruenza fra caratteristiche di sollecitazione diverse (ad esempio, M e N per la pressoflessione, o M e T per lo scorrimento che interessa la zona reagente) viene tuttavia mantenuta solo qualora non siano state effettuate le combinazioni con la formula del 30%, e più esattamente nei seguenti casi: analisi sismica statica lineare in assenza di sisma verticale, 2D o 3D in una sola direzione (X o Y). Negli altri casi, le caratteristiche di sollecitazione verranno accoppiate secondo le combinazioni possibili; ad esempio, nelle verifiche a pressoflessione, si possono considerare N_{max}, M_{max} e N_{min}, M_{min} oppure anche N_{max}, M_{min} e N_{min}, M_{max} .

Se il segno è perduto (analisi dinamiche modali), l'effetto complessivo massimo (sempre in valore assoluto) è dato dalla somma dell'effetto statico e dell'effetto sismico assunto con il segno dell'effetto statico; viceversa, per l'effetto complessivo minimo, si somma allo statico l'effetto sismico con il segno opposto dello statico; a causa della perdita di segno, la congruenza fra caratteristiche di sollecitazione diverse viene perduta.

Per la struttura denominata Nome, vengono elaborati sottocartelle e files di risultati organizzati secondo lo schema seguente.

La sottocartella **\Sxx** significa: **\Progetti\Nome\SSL** per Analisi Sismica Statica Lineare, e **\Progetti\Nome\SDM** per Analisi Sismica Dinamica Modale.

La sottocartella **\SLx** indica: **SLO,SLD,SLV**. Ognuna di esse contiene i risultati dell'analisi sismica, condotta distintamente per i diversi Stati Limite.

\SSL\SLx\Nome.SLi ($i=1,...,k$) = Condizioni di Carico elementari corrispondenti alle forze sismiche utilizzate per l'analisi sismica statica lineare. Le forze sismiche per l'analisi statica lineare sono definite in §7.3.3.2.

k può assumere i seguenti valori: $k=1$: analisi 2D; $k=4$: 3D con piani rigidi. Il sisma verticale è sempre assente; qualora debba essere considerato, occorre utilizzare l'analisi sismica dinamica modale.

\SSL\SLx\Nome.RSi ($i=1,...,k$) = Risultati corrispondenti alle Condizioni di Carico elementari .SLi.

\SSL\SLx\Nome.RSL = Risultati dell'analisi sismica statica lineare: contiene i massimi effetti sismici, calcolati a partire dai files .RSi.

\SDM\SLx\Nome.MOD = Risultati dell'analisi modale. Contiene autovalori, autovettori, e le informazioni sulle forze spettrali, che - in caso di analisi sismica dinamica modale - vengono anche archiviate, con l'opportuna formattazione, negli appositi files .DMi.

\SDM\SLx\Modo_J\Nome.DMi ($i=1,...,k$) = C.C. elementari corrispondenti alle forze sismiche spettrali derivanti dal modo j-esimo ($j=1,...,N^\circ$ modi da considerare). Nell'espressione delle forze non compare il fattore d'importanza, ma solo lo spettro di progetto. I files sono posti nella sottocartella creata appositamente per il modo j-esimo.

k può assumere i seguenti valori:

k=1: analisi 2D, no sisma verticale; k=2: analisi 2D, sì sisma verticale, o 3D no piani rigidi e no sisma verticale; k=3: 3D no piani rigidi, sì sisma verticale; k=4: 3D con almeno un piano rigido e no sisma verticale; k=5 con almeno un piano rigido e sì sisma verticale.

\SDM\SLx\Modo_J\Nome.RMi (i=1,...,k) = Risultati corrispondenti alle Condizioni di Carico elementari .DMi.

\SDM\SLx\Nome.RDi (i=1,...,k) = Risultati corrispondenti alle Condizioni di Carico elementari .DMi combinate fra loro con il metodo di sovrapposizione modale scelto (in genere: CQC).

\SDM\SLx\Nome.RDM = Risultati dell'analisi sismica dinamica modale: contiene i massimi effetti sismici calcolati a partire dai files .RDi.

\Sxx\SLx\Nome.RNS = Risultati della combinazione di Condizioni di Carico elementari non sismiche; questa combinazione è destinata alla successiva combinazione con gli effetti sismici contenuti nel file .RSL o .RDM. Pertanto, questa combinazione di Condizioni di Carico elementari, basandosi sulla formulazione di §3.2.4, utilizzerà i coefficienti $\psi, 2$.

\SSL\SLx\Nome.RCS, **\SDM\SLx\Nome.RCD** = Risultati della combinazione di carico sismica, rispettivamente corrispondenti ad analisi sismica statica e ad analisi sismica dinamica, contenenti:

gli effetti della combinazione di Condizioni di Carico elementari non sismiche (file .RNS), indicati con Estat;

± gli effetti sismici, indicati con Esism, ottenuti rispettivamente da file .RSL (per .RCS) o .RDM (per .RCD), e corretti secondo gli appositi fattori moltiplicativi (spostamenti SLV: \square_d [§7.3.3.3]; spostamenti SLO e SLD: $1/\square$ [§C7.3.7]; sollecitazioni SLO e SLD: $(2/3)/\square$ [§7.3.7.1]).

I risultati sono espressi quindi nella forma: Estat ± Esism

Fra gli altri files prodotti dall'elaborazione di PCM:

\Sxx\SLx\Nome.SNS, **.TNS**: files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione della combinazione di Condizioni di Carico elementari non sismiche;

\Sxx\SLx\Nome.SSS, **.TSS**: files di servizio per le caratteristiche di sollecitazione e di deformazione di origine sismica.

RISULTATI Analisi Sismica Dinamica Modale

Risultati analisi strutturale eseguita con il software Aedes.PCM (c)Aedes

Denominazione del Progetto: modello_rinforzato_girato

Tipo di Analisi: Analisi Sismica, Dinamica Modale

Fattore di struttura q = 2.700

Data e Ora di elaborazione: (20/06/2013 - 19:41:09)

Sisma orizz. a° + Mom.torc.aggiuntivo Mt(a°) (3D; presenza di piani rigidi)

Condizione di Carico Elementare sismica 1 - Modo 1 - SLU di salvaguardia della Vita (SLV)

, 0.00, 0.00, 0.00, 0.00

714, 0.00, 0.00, 517 (354-358) [l=127 cm] - K.

354, 0.00, 0.00, -1.48, -0.55, 2.79, 0.00

DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN MURATURA

Edificio Esistente

Coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M : in analisi sismica [§7.8.1.1] = 2.70

- SLD in analisi sismica [§7.8.1.1, §7.3.7.1, §4.5.9] = 1.35

- SLU in analisi statica [§4.5.6.1] = 2.70

Livello di Conoscenza: LC1

Per muratura esistente: Fattore di confidenza = 1.35

DATI GEOMETRICI ELEMENTI IN C.A.

					Piano Complanare (m)				Piano Ortogonale (m)				Xg	Yg	N°
	N.	p.no	C/R/T/Z	lungh.	alt.	alt.	h/l	l/h	spess.	alt.	h/t		(m)	(m)	mat
				l(base)	H	def.h			t	def.h					

1335	2		X	0.50	5.06	5.06	10.120	0.099	0.30						1
1336	3		X	0.50	5.06	5.06	10.120	0.099	0.30						1
1337	4		X	0.50	5.06	5.06	10.120	0.099	0.30						1
1338	3		X	0.50	5.44	5.44	10.880	0.092	0.30						1

1339	4		X	0.50	5.48	5.48 10.960	0.091	0.30				1	
1340	5		X	0.50	5.48	5.48 10.960	0.091	0.30				1	
1641	1		X	0.50	2.72	2.72 5.440	0.184	0.30				1	
1877	1		X	0.50	0.07	0.06 0.130	7.692	0.30				1	
1878	1		X	0.50	2.66	2.65 5.310	0.188	0.30				1	
1910	5		X	0.50	5.03	5.03 10.062	0.099	0.30				1	
1911	5		X	0.50	0.03	0.03 0.058	17.241	0.30				1	
1912	6		X	0.50	5.03	5.03 10.062	0.099	0.30				1	
1913	6		X	0.50	0.03	0.03 0.058	17.241	0.30				1	

VERIFICHE SISMICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA: VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §7.8.2.2.2)

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale deve essere valutata per mezzo della relazione seguente:

$V_t = l' t f_{vd}$, dove:

l' = lunghezza della parte compressa della parete;

t = spessore della parete;

$f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$ è definito in §4.5.6.1: $f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \sigma_n$, calcolando la tensione normale media sulla parte compressa della sezione: $\sigma_n = P / (l' * t)$.

Il valore di f_{vk} non potrà comunque essere maggiore di $1.4 f'_{bk}$, dove f'_{bk} indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 MPa (e pertanto: $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$).

In Analisi Non Lineare, la resistenza di calcolo è data da: $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4 \sigma_n$, dove f_{vmo} è la resistenza media a taglio della muratura (se f_{vmo} non è nota, si pone: $f_{vmo} = f_{vko} / 0.7$); inoltre, non si applica il coefficiente γ_M .

Per le verifiche sismiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §7.8.1.1: $\gamma_M = 2.0$.

La formulazione riportata in §7.8.2.2.2 fa diretto riferimento a muratura nuova.

Secondo vari Autori (cfr. G.Magenes, “Metodi semplificati per l’analisi sismica non lineare di edifici in muratura”, GNDT), nella valutazione della resistenza a taglio è opportuno distinguere fra rottura per fessurazione diagonale e rottura per scorrimento. La resistenza a taglio per fessurazione diagonale, alla quale

corrisponde la formulazione accolta dalla Normativa al punto §C8.7.1.5, è infatti da considerarsi alternativa rispetto alla resistenza a taglio per scorrimento. Può essere quindi corretto considerare la possibilità di applicare la verifica a taglio per scorrimento anche alla muratura esistente (analogamente all'applicazione della verifica a taglio per fessurazione diagonale alla muratura nuova) (come peraltro evidenziato in §C8.7.1.5).

Per la muratura esistente, il parametro descrittivo del comportamento a taglio del materiale è il valore medio τ_o , definito in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1). Pertanto, la formulazione del taglio resistente per scorrimento per la muratura esistente può essere ottenuta definendo un valore medio pari a: $f_{vm} = \tau_o + 0.4 \sigma_n$. Al valore medio della resistenza a taglio deve inoltre essere applicato il coefficiente parziale di sicurezza dei materiali γ_M (solo per l'Analisi Lineare), ed il fattore di confidenza F_C (sia in Lineare, che in Non Lineare) (§C8.7.1.5).

Il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1), specificato in input nei Parametri di Calcolo, assume normalmente i valori 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza rispettivamente dei livelli di conoscenza LC1, LC2, LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o).

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_{vd} :

Muratura nuova: f_{vko} : è certamente nota; f_{vmo} : se non è nota, si pone: $f_{vmo} = f_{vko} / 0.7$.

Da §7.8.2.2.1: in Analisi Lineare: $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M = (f_{vko} + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M$, con: $f_{vd} \leq 1.4 f'_{bk} / \gamma_M$ (equivalente a: $f_{vk} \leq 1.4 f'_{bk}$), e $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$;

in Analisi Non Lineare: $f_{vd} = f_{vmo} + 0.4 \sigma_n$, con: $f_{vd} \leq 2.0 f'_{bk}$, e $f_{vd} \leq 2.2 \text{ MPa}$.

Muratura esistente: è nota τ_o (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza).

In Analisi Lineare: $f_{vd} = (\tau_o + 0.4 \sigma_n) / \gamma_M / F_C$, con $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$;

in Analisi Non Lineare: $f_{vd} = (\tau_o + 0.4 \sigma_n) / F_C$, con $f_{vd} \leq 2.2 \text{ MPa}$.

Nelle espressioni del calcolo di f_{vd} , si osservi che i coefficienti γ_M e F_C vengono applicati all'espressione completa della resistenza, cioè sia al termine di taglio puro sia a quello dovuto alla tensione normale. Infatti 0.4 è il coefficiente di attrito del materiale murario: è quindi un parametro caratteristico del materiale, e pertanto anche ad esso vanno applicati i coefficienti di sicurezza γ_M e F_C .

Muratura rinforzata: nel caso di nuova muratura, è possibile rinforzare la struttura utilizzando armatura trasversale posta nei giunti orizzontali (p.es. tralicci in acciaio). La rigidezza degli elementi portanti e la resistenza a pressoflessione vengono determinate come per gli elementi in muratura ordinaria; per la resistenza a taglio V_t , invece, è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione):

$$V_t = V_{tm} (\text{contributo muratura}) + V_{ts} (\text{contributo armatura}) = (d t f_{vd}) + (0.6 d A_{sw} f_{yd})/s,$$

con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali: $V_t \leq 0.3 f_d t d$ (§7.8.3.2.2),

dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa;

t = spessore della parete;

s = distanza verticale tra i livelli di armatura;

A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: f_{yk} / γ_s , nel caso di analisi lineare ($\gamma_s = 1.15$); f_{ym} nel caso di analisi non lineare;

f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M nel caso di analisi lineare; f_m nel caso di analisi non lineare.

Le verifiche sismiche a taglio per scorrimento, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte, per tutti gli edifici in muratura, allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**. Per alcuni tipi di edifici sono richieste verifiche sismiche di resistenza anche per **stati limite di esercizio** (in particolare: **SLD**): si tratta delle costruzioni di **Classe III e IV** qualora si vogliano limitare i danneggiamenti strutturali (§7.3.7.1). In tal caso, la resistenza di progetto viene calcolata con riferimento alle situazioni eccezionali: nel caso dell'analisi lineare, pertanto, il coefficiente γ_M è assunto pari a 1/2 di quello delle situazioni ordinarie (§4.5.9), ossia: $\gamma_M = 1.0$ (non viene quindi operata alcuna riduzione delle resistenze caratteristiche [muratura nuova] o medie [muratura esistente]). In SLD le sollecitazioni di progetto sono ottenute dall'analisi strutturale combinando gli effetti statici con effetti sismici valutati assumendo $\eta=2/3$ (§7.3.7.1).

Simbologia utilizzata nel software PCM (risultati analisi lineare):

N. = numero progressivo dell'elemento murario

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. comb. = indica la sezione di verifica (B=base, S=sommità), e la combinazione di azioni derivanti dall'analisi sismica. Più in dettaglio, le combinazioni eseguite nelle sezioni di verifica sono identificate dalle seguenti sigle:

B.1 = sezione di base, combinazione N+, T/M+

B.2 = sezione di base, combinazione N+, T/M-

B.3 = sezione di base, combinazione N-, T/M+

B.4 = sezione di base, combinazione N-, T/M-

e analogamente per la sezione S di sommità.

Le combinazioni .2 e .3 (N+, T/M-) e (N-, T/M+), vengono eseguite solo se il corrispondente parametro di calcolo è stato selezionato (finestra Parametri di Calcolo: scheda: Edifici in Muratura: Per Analisi Lineare: Considerare anche le combinazioni (N_{min}, T/M_{max}), (N_{max}, T/M_{min})).

Le combinazioni che generano risultati identici non vengono riportate. Un esempio di questo tipo è il caso di strutture con vincolamento shear-type, quindi composte da pareti con sforzo normale costante: le verifiche per le diverse combinazioni sono identiche, in quanto varia solamente il segno del momento e conseguentemente si inverte la zona reagente, ma i risultati sono invariati. In questo caso, nella tabella viene riportata, ad es. nella sezione di base, la sola verifica B.1

P = forza assiale positiva se di compressione

p = tensione normale media riferita all'intera sezione

M = momento di calcolo

Ecc = eccentricità (= M / P)

Beta = coefficiente di parzializzazione della sezione: =1 se (Ecc / l) ≤ 1/6; = (3 * (0.5 - Ecc / l)) altrimenti
[Beta = 0 se Ecc ≥ l / 2]

s,n = σ_n = tensione normale media riferita alla parte compressa della sezione

fvko/tauo = resistenza a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione: f_{vko} (caratteristica) per muratura nuova, τ_o

(media) per muratura esistente

g,m*FC = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (γ_M si indica con g,m) per il fattore di confidenza (γ_M =2.0 per SLV e 1.0 per SLD; F_C=1.00 per muratura nuova; dipendente dal livello di conoscenza LC1,LC2 o LC3 per muratura esistente)

fvd = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per scorrimento

Vt = taglio resistente

V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per γ_{Rd}=1.5

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V. La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nel caso di muratura nuova rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: A_{sw} / (s t) * 100). Con riferimento a §7.8.5.2, si adottano i limiti normativi validi per la muratura armata: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né

superiore allo 0.5%. I limiti possono comunque essere modificati secondo quanto specificato nei dati sul materiale costituente la singola parete. Qualora l'armatura non sia inclusa nei limiti considerati, il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

V_{tM} = contributo della muratura al taglio resistente

V_{tS} = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

V_{tlim} = valore limite del taglio resistente, riferito ai casi di muratura con armature verticali (§7.8.3.2.2).

In analisi non lineare, lo spostamento ultimo nel caso di rottura per taglio viene assunto pari allo 0.4% dell'altezza h della parete (con riferimento alla zona deformabile). Nel caso di muratura rinforzata, è possibile assumere $\delta u = 0.6\% h$ (seguendo le indicazioni per la muratura armata). Per alcuni parametri utilizzati nelle verifiche [p.es.: Aste (pareti): spostamento ultimo $\delta u = x\% h$; Materiali: coefficiente di attrito per la muratura - normalmente assunto pari a 0.4, armatura a taglio: massimo passo, percentuale minima e massima; Parametri di Calcolo: possibilità di considerare o meno la sezione resistente a taglio coincidente con la sola zona compressa], PCM consente specifiche diverse rispetto ai valori generalmente indicati nei testi normativi, al fine di descrivere adeguatamente materiali e/o modelli le cui particolarità richiedano l'utilizzo di parametri specifici. I risultati delle verifiche a taglio si riferiscono quindi ai valori correntemente utilizzati per il modello (consultare i dati per le corrispondenti specifiche).

VERIFICHE SISMICHE DEGLI ELEMENTI IN CEMENTO ARMATO: VERIFICA A TAGLIO

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §4.1.2.1.3)

In strutture miste, gli elementi in c.a. (pareti e/o travi) possono essere soggetti a verifica di resistenza, in particolare nel caso in cui siano considerati collaboranti con gli elementi murari sotto azioni orizzontali. La legge di comportamento del calcestruzzo è di tipo parabolico-rettangolare (§4.1.2.1.2.2, Fig. 4.1.1(a)), mentre per l'acciaio si adotta la legge elastica-perfettamente plastica (§4.1.2.1.2.3, Fig. 4.1.2(b)).

Per gli elementi verticali (**pareti e pilastri**) viene eseguita la verifica a taglio considerando separatamente i due piani locali di sollecitazione xy (taglio V_y) e xz (taglio V_z). Per gli elementi orizzontali (**travi in elevazione e di fondazione**) viene eseguita la verifica a taglio nel piano locale xz (V_z). Le verifiche a taglio vengono eseguite nelle sezioni di estremità della luce deformabile.

La staffatura è supposta uguale nelle due sezioni di estremità (in caso di differenza, si sarà fatto riferimento alla staffatura minore). Nel caso di strutture esistenti, saranno stati inseriti i valori di armatura stimati o rilevati; nel caso di strutture nuove, le armature progettate. Per i nuovi elementi in c.a. il rispetto delle armature minime di regolamento e delle eventuali condizioni sulle gerarchie delle resistenze, secondo le indicazioni normative, deve essere assicurato a priori. PCM esegue le verifiche di sicurezza utilizzando le armature in input e le sollecitazioni derivanti dal calcolo, indipendentemente dai controlli sulla conformità alla Normativa delle armature adottate.

La resistenza a taglio viene espressa sulla base della schematizzazione a traliccio (§4.1.2.1.3.2); gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali (di area A_{sw} , interasse 's' fra due armature trasversali consecutive, e inclinazione α rispetto all'asse della trave; nel caso delle staffe: $\alpha = 90^\circ$), le armature longitudinali,

il corrente compresso di calcestruzzo, e i puntoni d'anima inclinati (caratterizzati dall'inclinazione α rispetto all'asse della trave). L'inclinazione α deve rispettare i seguenti limiti: $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$.

Per la verifica di resistenza si può adottare il criterio di uguaglianza della resistenza di calcolo a "taglio trazione" con quella a "taglio compressione", corrispondente a ipotizzare il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e dell'armatura a taglio: si uguagliano i secondi membri delle espressioni V_{Rsd} (4.1.18) e V_{RCd} (4.1.19):

$$0.9 d (A_{Sw}/s) f_{yd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) * \sin \alpha = 0.9 d b_w \alpha_c f'_{cd} * (\cotg \alpha + \cotg \theta) / (1 + \cotg^2 \theta)$$

da cui, essendo $\sin \alpha = 1$ (per le staffe) e $[1/(1 + \cotg^2 \theta)] = \sin^2 \theta$, si ottiene:

$$(A_{Sw} f_{yd}) / (b_w s \alpha_c f'_{cd}) = \sin^2 \theta$$

relazione da cui si ottiene θ ; segue il controllo su $\cotg \theta$. A questo punto il taglio resistente si può calcolare equivalentemente con l'espressione di V_{Rsd} o di V_{RCd} ; si ha:

$$V_{Rd} = V_{Rsd} = 0.9 d (A_{Sw}/s) f_{yd} * \cotg \theta. \text{ La verifica di resistenza è soddisfatta quando risulta } V_{Ed} < V_{Rd}.$$

Simbologia utilizzata nel software PCM (risultati analisi lineare):

N. = numero progressivo dell'elemento

Tip. = tipologia: parete (C), pilastro (R), trave in elevazione (T), trave di fondazione (Z)

f_{cd} = resistenza a compressione di progetto = $0.85 * f_{ck} / 1.5$ (§4.1.2.1.1.1). Se nei Parametri di Calcolo è stato specificato un fattore di confidenza F_C relativo al calcestruzzo maggiore di 1 (per strutture in c.a. esistenti), f_{cd} viene ridotta dividendo per F_C

f'_{cd} = resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo = $0.85 * f_{cd}$ (§4.1.2.1.3.2)

I seguenti parametri sono elencati per ognuno dei due piani di sollecitazione xy (taglio V_y) e xz (taglio V_z):

cotg.th = cotangente dell'angolo θ . Se non sono rispettati i limiti: $1 \leq \cotg \theta \leq 2.5$, il coefficiente di sicurezza a taglio si annulla

V_u = taglio resistente (= V_{Rd})

V = taglio di calcolo (= V_{Ed})

C.Sic. = coefficiente di sicurezza, dato dal rapporto (V_u/V)

Infine si riporta il coefficiente di sicurezza **C.Sic.** pari al valore minimo fra i coefficienti relativi ai due piani di sollecitazione

VERIFICA A TAGLIO PER SCORRIMENTO (§7.8.2.2.2) [SLV] - C.Sic: 0.000

(Analisi Sismica Dinamica Modale)

VERIFICHE SISMICHE DEGLI ELEMENTI IN MURATURA

VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE

(D.M.14.1.2008 (NTC08), §C8.7.1.5)

La resistenza a taglio per fessurazione diagonale viene valutata per mezzo di una formulazione esprimibile nel modo seguente:

$V_t = l t * f_{vd}$, dove:

$$f_{vd} = \tau_{od} * \sqrt{1 + \sigma_o / (b \tau_{od})} = (f_{td} / b) * \sqrt{1 + \sigma_o / f_{td}}$$

essendo:

σ_o = tensione normale media, riferita all'area totale della sezione (= $P / l t$, con P forza assiale agente positiva se di compressione);

f_{td} = valore di calcolo della resistenza a trazione per fessurazione diagonale

τ_{od} = valore di calcolo della resistenza a taglio di riferimento (=resistenza a taglio puro, cioè in assenza di sforzo normale) per fessurazione diagonale

b = coefficiente correttivo legato alla distribuzione degli sforzi sulla sezione, dipendente dalla snellezza della parete.

Si può assumere $b = \lambda (=h/l)$, essendo λ la snellezza della parete, comunque non superiore a 1.5 e non inferiore a 1, dove h è l'altezza della parete. Questa relazione è indicata in §C8.7.1.5. In alternativa, è possibile adottare la formulazione di Turnsek-Cacovic ($b=1.5$ indipendente da λ) o la relazione: $b=1.0 + 0.5 \lambda$, con $b \leq 1.5$ (quest'ultima riportata in: Betti-Galano-Petracchi-Vignoli, "Uno studio numerico sul coefficiente di forma b nel criterio di rottura a taglio per fessurazione diagonale di pannelli di muratura ordinaria", Ingegneria Sismica, Anno XXVIII, n.2, Aprile-Giugno 2011).

Si ha: $f_t = b \tau_o$. Si osservi che in PCM le relazioni fornite in NTC08 al punto §C8.7.1.5 sono precisate secondo quanto riportato nei riferimenti bibliografici sulla formulazione della resistenza a taglio per fessurazione diagonale (N.Augenti, "Il calcolo sismico degli edifici in muratura", UTET, giugno 2000, pagg. 280-281).

Secondo §C8.7.1.5, i valori di calcolo delle resistenze sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza F_C (Analisi Lineare e Non Lineare) e per il coefficiente parziale di sicurezza sui materiali γ_M (solo Analisi Lineare).

Il Fattore di Confidenza F_C (§8.5.4, §C.8.7.1.5, Tab.C8A.1), specificato in input nei Parametri di Calcolo, assume normalmente i valori 1.35, 1.20, 1.00 in corrispondenza rispettivamente dei livelli di conoscenza LC1,LC2,LC3 (si osservi che dal livello di conoscenza dipende anche il valore adottato per τ_o).

I valori medi delle resistenze sono definiti in base alla tipologia della muratura e ad opportuni fattori correttivi riguardanti le caratteristiche dell'organizzazione strutturale e degli eventuali interventi (§C8A.2, Tab.C8A.2.1).

La formulazione riportata in §C8.7.1.5 fa diretto riferimento a muratura esistente.

Secondo vari Autori (cfr. G.Magenes, "Metodi semplificati per l'analisi sismica non lineare di edifici in muratura", GNDT), nella valutazione della resistenza a taglio è opportuno distinguere fra rottura per fessurazione diagonale e rottura per scorrimento. La resistenza a taglio per fessurazione diagonale è infatti da considerarsi alternativa rispetto alla resistenza a taglio per scorrimento, alla quale corrisponde la formulazione accolta dalla Normativa al punto §7.8.2.2.2. Può essere quindi corretto considerare la possibilità di applicare la verifica a taglio per fessurazione diagonale anche alla muratura nuova (analogamente all'applicazione della verifica a taglio per scorrimento alla muratura esistente).

La formulazione del taglio resistente per fessurazione diagonale per muratura nuova può essere ottenuta utilizzando, al posto di τ_o , il valore medio della resistenza a taglio puro della muratura (f_{vmo} , se non noto: $f_{vmo} = f_{vko}/0.7$). Per la muratura nuova, il valore della resistenza di calcolo a taglio puro è quindi direttamente pari a f_{vmo} in Analisi Non Lineare; si ottiene dividendo f_{vmo} per γ_M nel caso di Analisi Lineare.

Per le verifiche sismiche viene utilizzato il coefficiente parziale di sicurezza γ_M definito in §7.8.1.1: $\gamma_M = 2.0$.

Sia alla muratura esistente, sia alla nuova, ai valori di calcolo della resistenza a taglio per fessurazione diagonale sono applicati inoltre gli stessi limiti massimi proposti in §7.8.2.2.2 per la resistenza a taglio per scorrimento.

Si ha pertanto il seguente schema di valutazione della resistenza di calcolo (o: di progetto) f_{vd} :

Muratura esistente: è nota τ_o (dipendente, fra l'altro, dal livello di conoscenza).

Da §C8.7.1.5: In Analisi Lineare: $f_{vd} = (\tau_o / \gamma_M / F_C) * \sqrt{[1 + \sigma_o / (b (\tau_o / \gamma_M / F_C))]}$, con $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$;

in Analisi Non Lineare: $f_{vd} = (\tau_o / F_C) * \sqrt{[1 + \sigma_o / (b (\tau_o / F_C))]}$, con $f_{vd} \leq 2.2 \text{ MPa}$.

Muratura nuova: f_{vmo} : se non è nota, si pone: $f_{vmo} = f_{vko} / 0.7$, dove f_{vko} è certamente nota.

In Analisi Lineare: $f_{vd} = (f_{vmo} / \gamma_M) * \sqrt{[1 + \sigma_o / (b (f_{vmo} / \gamma_M))]}$, con $f_{vd} \leq 1.4 f'_{bk} / \gamma_M$ e $f_{vd} \leq 1.5 \text{ MPa} / \gamma_M$;

in Analisi Non Lineare: $f_{vd} = f_{vmo} * \sqrt{[1 + \sigma_o / (b f_{vmo})]}$, con: $f_{vd} \leq 2.0 f'_{bk}$, e $f_{vd} \leq 2.2 \text{ MPa}$.

Muratura rinforzata: nel caso di nuova muratura, è possibile rinforzare la struttura utilizzando armatura trasversale posta nei giunti orizzontali (p.es. tralicci in acciaio). La rigidezza degli elementi portanti e la resistenza a pressoflessione vengono determinate come per gli elementi in muratura ordinaria; per la resistenza a taglio V_t , invece, è possibile considerare un incremento rispetto alla muratura ordinaria (qualora nei Parametri di Calcolo sia stata selezionata, nei Dati per Muratura Armata, la corrispondente opzione):

$$V_t = V_{tm} (\text{contributo muratura}) + V_{ts} (\text{contributo armatura}) = (d t f_{vd}) + (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s,$$

con la limitazione, nel caso di muratura con armature verticali: $V_t \leq 0.3 f_d t d$ (§7.8.3.2.2),

dove: d = distanza tra lembo compresso e baricentro dell'armatura tesa;

t = spessore della parete;

s = distanza verticale tra i livelli di armatura;

A_{sw} = area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio (armatura orizzontale) nel singolo corso orizzontale;

f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio, pari a: f_{yk} / γ_s , nel caso di analisi lineare ($\gamma_s = 1.15$); f_{ym} nel caso di analisi non lineare;

f_d = resistenza a compressione di calcolo della muratura, pari a: f_d / γ_M nel caso di analisi lineare; f_m nel caso di analisi non lineare.

Le verifiche sismiche a taglio per fessurazione diagonale, come le altre verifiche di resistenza, sono condotte, per tutti gli edifici in muratura, allo **stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV)**. Per alcuni tipi di edifici sono richieste verifiche sismiche di resistenza anche per **stati limite di esercizio** (in particolare: **SLD**): si tratta delle costruzioni di **Classe III e IV** qualora si vogliano limitare i danneggiamenti strutturali (§7.3.7.1). In tal caso, la resistenza di progetto viene calcolata con riferimento alle situazioni eccezionali: nel caso dell'analisi lineare, pertanto, il coefficiente γ_M è assunto pari a 1/2 di quello delle situazioni ordinarie (§4.5.9), ossia: $\gamma_M = 1.0$ (non viene quindi operata alcuna riduzione delle resistenze caratteristiche [muratura nuova] o medie [muratura esistente]). In SLD le sollecitazioni di progetto sono ottenute dall'analisi strutturale combinando gli effetti statici con effetti sismici valutati assumendo $\eta=2/3$ (§7.3.7.1).

Simbologia adottata dal software PCM (risultati analisi lineare):

N. = numero progressivo dell'elemento murario

n/e = parete in muratura nuova (n) o esistente (e)

Sez. comb. = indica la sezione di verifica (B=base, S=sommità), e la combinazione di azioni derivanti dall'analisi sismica. Più in dettaglio, le combinazioni eseguite nelle sezioni di verifica sono identificate dalle seguenti sigle:

B.1 = sezione di base, combinazione N+, T/M+

B.2 = sezione di base, combinazione N+, T/M-

B.3 = sezione di base, combinazione N-, T/M+

B.4 = sezione di base, combinazione N-, T/M-

e analogamente per la sezione S di sommità.

Le combinazioni .2 e .3 (N+, T/M-) e (N-, T/M+), vengono eseguite solo se il corrispondente parametro di calcolo è stato selezionato (finestra Parametri di Calcolo: scheda: Edifici in Muratura: Per Analisi Lineare: Considerare anche le combinazioni (N_{min} , T/M_{max}), (N_{max} , T/M_{min})).

Le combinazioni che generano risultati identici non vengono riportate. Un esempio di questo tipo è il caso di strutture con vincolamento shear-type, quindi composte da pareti con sforzo normale costante: le verifiche per le diverse combinazioni sono identiche, in quanto varia solamente il segno del momento e conseguentemente si inverte la zona reagente, ma i risultati sono invariati. In questo caso, nella tabella viene riportata, ad es. nella sezione di base, la sola verifica B.1

Coeff. = coefficiente correttivo b

P = forza assiale positiva se di compressione

p = σ_o = tensione normale media riferita all'intera sezione

f_{vko}/tauo = resistenza a taglio per fessurazione diagonale in assenza di compressione: f_{vko} (caratteristica) per muratura nuova, τ_o

(media) per muratura esistente

g,m*FC = prodotto del coefficiente parziale di sicurezza dei materiali (γ_M si indica con g,m) per il fattore di confidenza ($\gamma_M = 2.0$ per SLV e 1.0 per SLD; $F_C = 1.00$ per muratura nuova; dipendente dal livello di conoscenza LC1, LC2 o LC3 per muratura esistente)

f_{vd} = valore di calcolo (o: di progetto) della resistenza a taglio per fessurazione diagonale

V_t = taglio resistente

V = taglio di calcolo. Per gli edifici nuovi in muratura armata progettata secondo la gerarchia delle resistenze (§7.8.1.7), il taglio di calcolo viene amplificato per il fattore (M_u/M), dove M è il momento di calcolo corrispondente a V e M_u è il momento resistente, in modo da ottenere l'azione di taglio corrispondente alla resistenza a collasso per flessione; V è inoltre amplificato per $\gamma_{Rd} = 1.5$

C.Sic. = coefficiente di sicurezza dato dal rapporto V_t / V . La verifica è soddisfatta quando il coefficiente di sicurezza è ≥ 1

Nel caso di muratura nuova rinforzata, compaiono inoltre i seguenti parametri:

% arm. tag. = percentuale di armatura a taglio (definita da: $A_{sw} / (s \cdot t) \cdot 100$). Con riferimento a §7.8.5.2, si adottano i limiti normativi validi per la muratura armata: la percentuale non può essere inferiore allo 0.04% né superiore allo 0.5%. I limiti possono comunque essere modificati secondo quanto specificato nei dati sul materiale costituente la singola parete. Qualora l'armatura non sia inclusa nei limiti considerati, il dato viene posto in evidenza (grassetto in colore blu)

VtM = contributo della muratura al taglio resistente

VtS = contributo dell'armatura orizzontale al taglio resistente

Vtlim = valore limite del taglio resistente, riferito ai casi di muratura con armature verticali (§7.8.3.2.2)

In analisi non lineare, lo spostamento ultimo nel caso di rottura per taglio viene assunto pari allo 0.4% dell'altezza h della parete (con riferimento alla zona deformabile). Nel caso di muratura rinforzata, è possibile assumere $\delta u = 0.6\% h$, seguendo le indicazioni per la muratura armata. Per alcuni parametri utilizzati nelle verifiche [p.es.: Aste (pareti): spostamento ultimo $\delta u = x\% h$; Materiali: armatura a taglio: massimo passo, percentuale minima e massima], PCM consente specifiche diverse rispetto ai valori generalmente indicati nei testi normativi, al fine di descrivere adeguatamente materiali e/o modelli le cui particolarità richiedano l'utilizzo di parametri specifici. I risultati delle verifiche a taglio si riferiscono quindi ai valori correntemente utilizzati per il modello (consultare i dati per le corrispondenti specifiche).

VERIFICA A TAGLIO PER FESSURAZIONE DIAGONALE (§C8.7.1.5) [SLV] - C.Sic: 0.016

(Analisi Sismica Dinamica Modale)

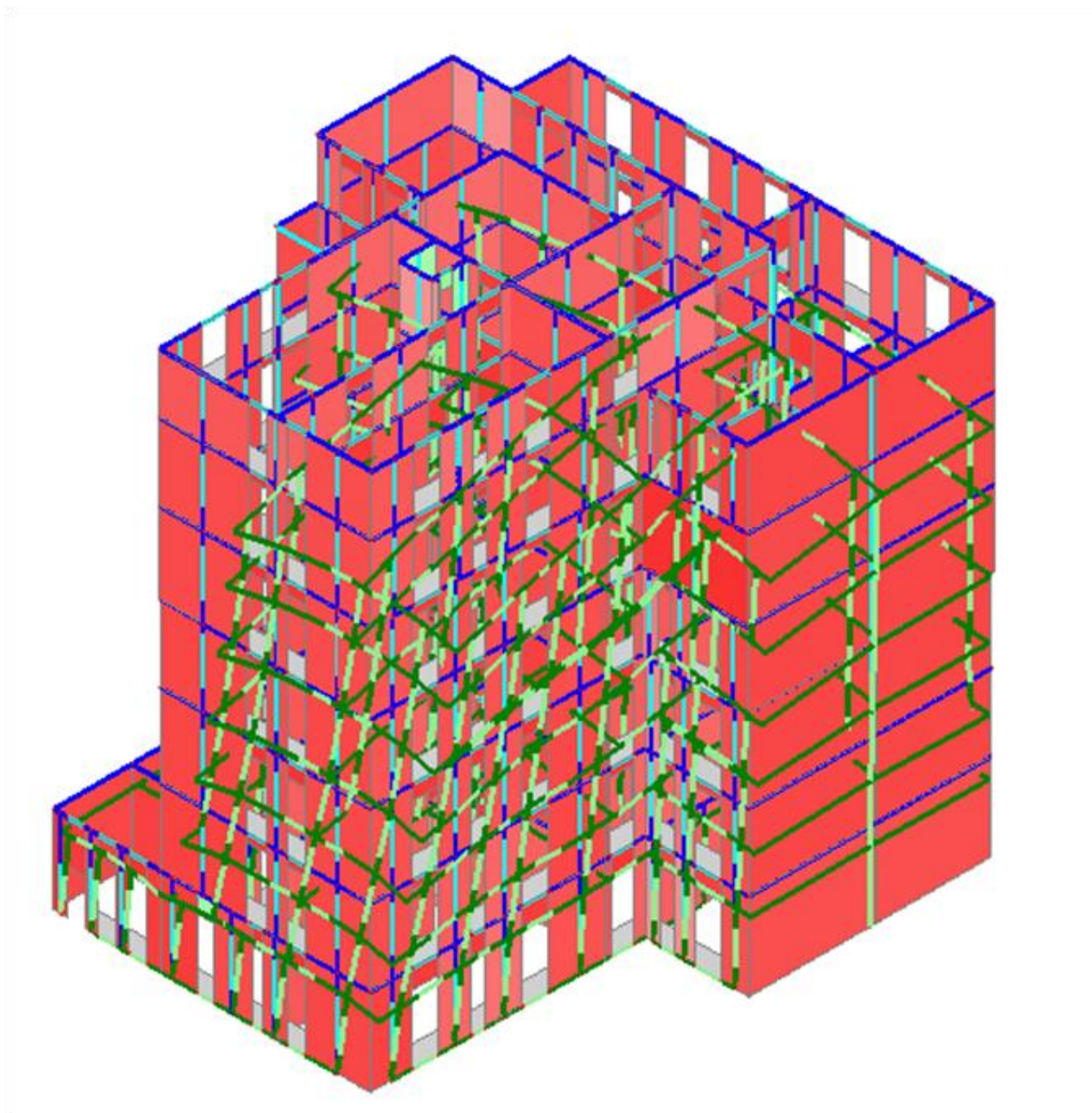


Figura 10 - Configurazione deformata

5 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Tutte le verifiche previste dalla NTC 2008 per gli edifici esistenti, effettuate su tutti gli elementi strutturali in esame, risultano soddisfatte.

5.1 VERIFICHE DEGLI ELEMENTI MURATURA

In tabella vengono riportati per ogni elemento il numero dello stesso ed il codice di verifica.

Le verifiche sono state condotte secondo le Norme Tecniche 14 Gennaio 2008.

In particolare sono previste le seguenti verifiche:

Par. 4.5.6.2 Verifiche agli stati limite ultimi, con riferimento in particolare a carichi laterali (fuori dal piano del muro) in assenza di sisma e a stabilità

Par. 7.8.2.2.3 Verifiche a pressoflessione per carichi laterali (fuori dal piano del muro) in presenza di sisma

Par. 7.8.2.2.1 Verifiche a pressoflessione nel piano del muro (in tutte le combinazioni)

Par. 7.8.2.2.2 Verifiche a taglio per azioni nel piano del muro (in tutte le combinazioni)

Par. 7.8.2.2.4 Travi in muratura, con riferimento alle verifiche a flessione e taglio

Con riferimento ai punti succitati le verifiche vengono così tabellate:

Setto/Fascia/Elem.	numero del macroelemento (D3) o elemento (D2) considerato	
Mat.	Materiale	
s,m=	Indice della sezione e del materiale assegnati all' elemento (per D2)	
Spessore	spessore dell'elemento	
Stato	ok L	elemento verificato (stati limite ultimi)
	ok T	elemento verificato (tensioni)
	NV L	elemento non verificato (stati limite ultimi)
	NV T	elemento non verificato (tensioni)

Nodo/Pos.	numero del nodo appartenente al setto / posizione relativa al nodo I per D2
h0/t	valore della snellezza convenzionale
Ecc/t (M)	massimo valore del rapporto $e1/t$ o $e2/t$
Ecc/t	valore del rapporto di eccentricità trasversale utilizzato per la verifica a taglio - Par. 7.8.2.2.2
Fi t	fattore f_i per la riduzione della resistenza in funzione dell'eccentricità trasversale calcolato con Ecc/t
P/A	tensione verticale media (A_o relativamente alla verifica di pressoflessione per carichi laterali in assenza di sisma, $A_o(s)$ relativamente alla verifica di pressoflessione per carichi laterali in presenza di sisma, A_p relativamente alla verifica a pressoflessione nel piano del muro, A_v relativamente alla verifica a taglio nel piano del muro per edifici esistenti formula 8.7.1.1 della circolare 02-02-09)
P/Acv	tensione verticale media nella parte compressa, utilizzata nella verifica a taglio nel piano del muro

V. Mo	rapporto tra l' azione assiale di progetto e l' azione assiale ultima in relazione alla verifica Par. 4.5.6.2 (pressoflessione ortogonale) effettuato per le combinazioni senza sisma
V. Mo(S)	rapporto tra l' azione assiale di progetto e l' azione assiale ultima in relazione alla verifica Par. 7.8.2.2.3 (pressoflessione ortogonale) effettuato per le combinazioni con sisma
V. Mp	rapporto tra il momento di progetto e il momento Mrd in relazione alla verifica Par. 7.8.2.2.1 (pressoflessione complanare) effettuato per tutte le combinazioni
Ver. V	rapporto il taglio di progetto e il taglio ultimo in relazione alla verifica Par. 7.8.2.2.2 (taglio complanare) o 8.7.1.1 della circolare 02-02-09 per edifici esistenti; effettuato per tutte le combinazioni
	Per travi in muratura:
Ver. V	rapporto tra il taglio di progetto e il minore dei tagli resistenti Vp e Vt in relazione alla verifica del par. 7.8.2.2.3
Rif. cmb	Combinazioni in cui si hanno i massimi valori dei rapporti V. Mo, V. Mo(S), V. Mp, Ver. V

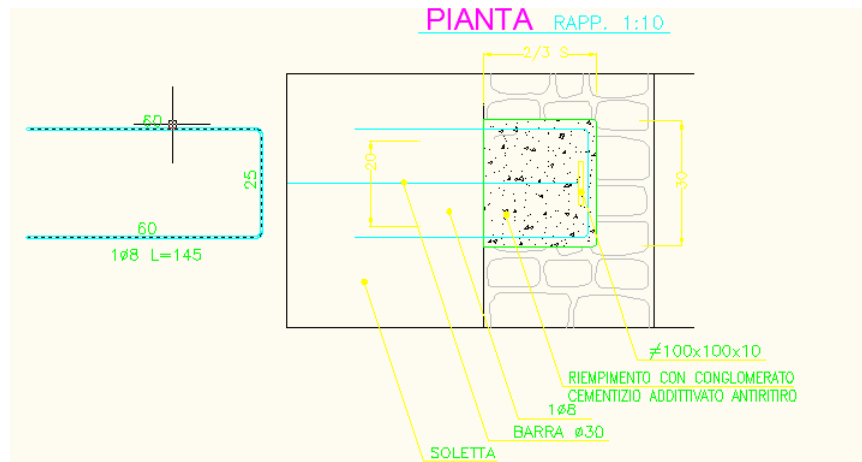
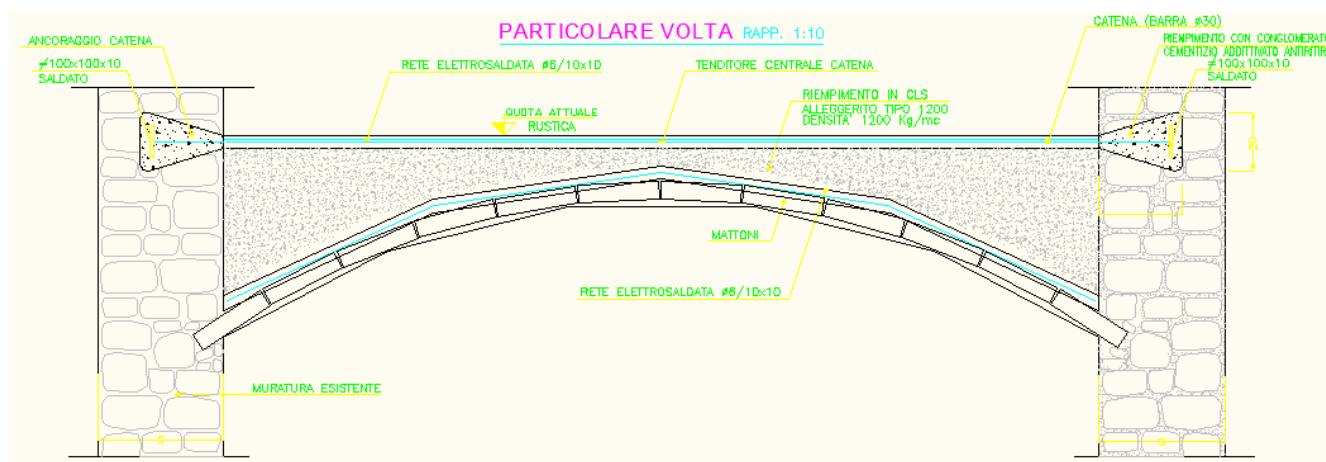
Affinché l'elemento sia verificato deve essere:

h0/t	non superiore a 20 e al limite imposto per zona sismica e tecnica costruttiva
Ecc/t (M)	non superiore a 0.33
V.Mo, V.Mo(S), V.Mp, Ver.V	non superiore a 1

5.2 INTERVENTI DI RINFORZO STRUTTURALE

• CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE MURARIE ESISTENTI

intervento di rinforzo tramite realizzazione di soletta armata collaborante con il solaio esistente.



Metodologia di intervento:

- Rimozione completa del rinfiante a spessore fino a scoprire la muratura (mattoni o pietrame);
- Ripristino di eventuali catene originarie ed inserimento delle nuove catene;
- Risarcitura delle lesioni sullo spessore resistente mediante sigillatura con miscela legante a base di calce e pozzolana;

- Eventuale ripristino a cucì e scucì delle porzioni più dissestate e degradate;
- Getto di soletta curva sp. 4 cm armata con rete elettrosaldata di diametro 6 mm e maglia 10x10 cm;
- Getto di completamento alleggerito misto a base di calce e pozzolana;
- Getto di soletta piana armata con rete elettrosaldata di diametro 6 mm e maglia 10x10 cm.

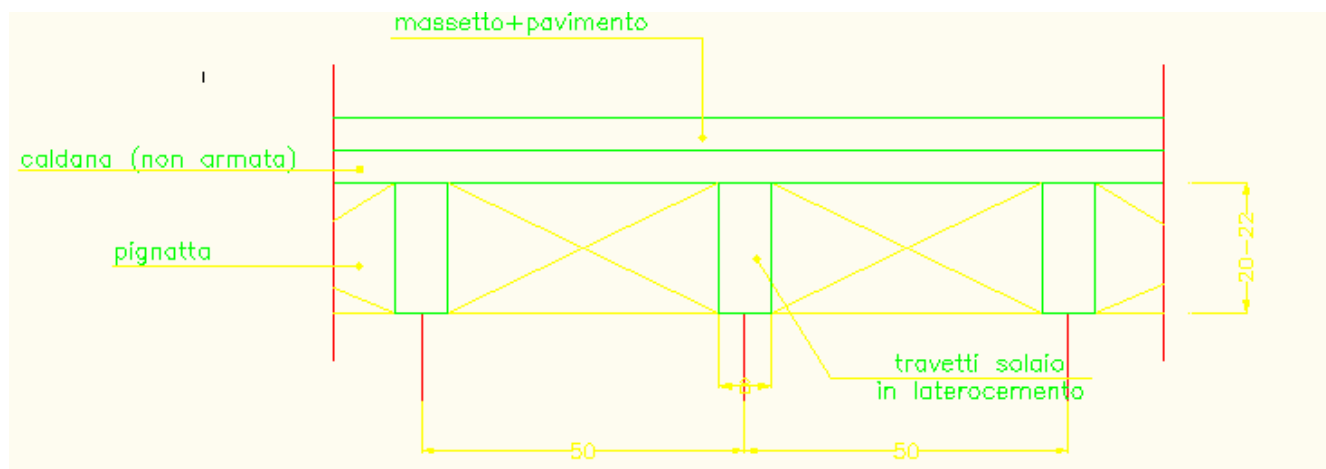
- INTERVENTO DI RINFORZO SOLAI IN LATERO-CEMENTO

intervento di rinforzo dei solai latero-cementizi tramite realizzazione di soletta armata con rete elettrosaldata di spessore 4 cm, collaborante con il solaio esistente e rinforzo a flessione dei travetti in c.a. del solaio mediante lamine in fibra di carbonio. Il rinforzo con lamine di frp, che verranno incollate sulla superficie di intradosso dei travetti in c.a., verrà effettuato sul 30% della superficie totale dei travetti, ovvero nella sola zona di campata dei solai, essendo un rinforzo a flessione.

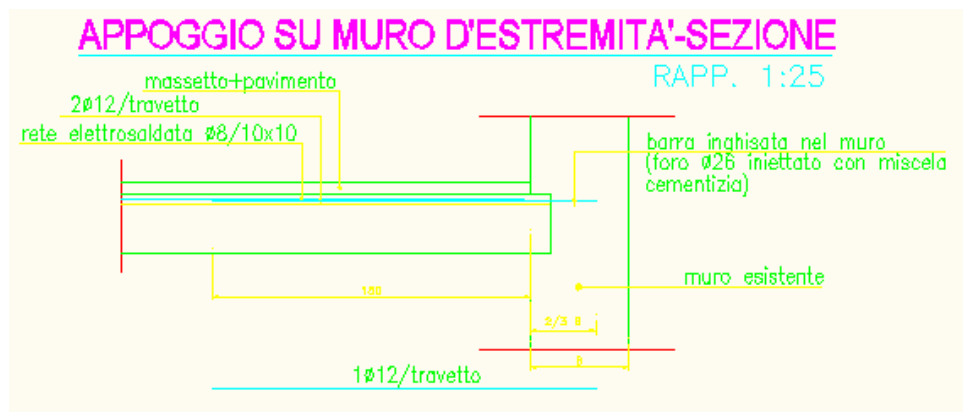
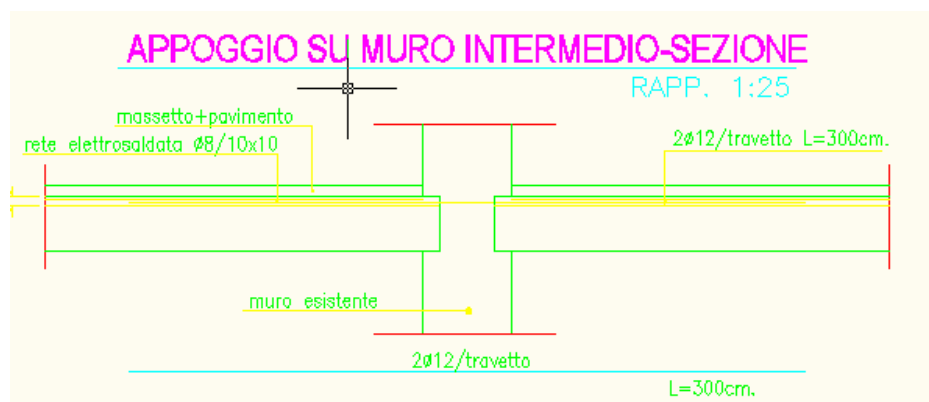
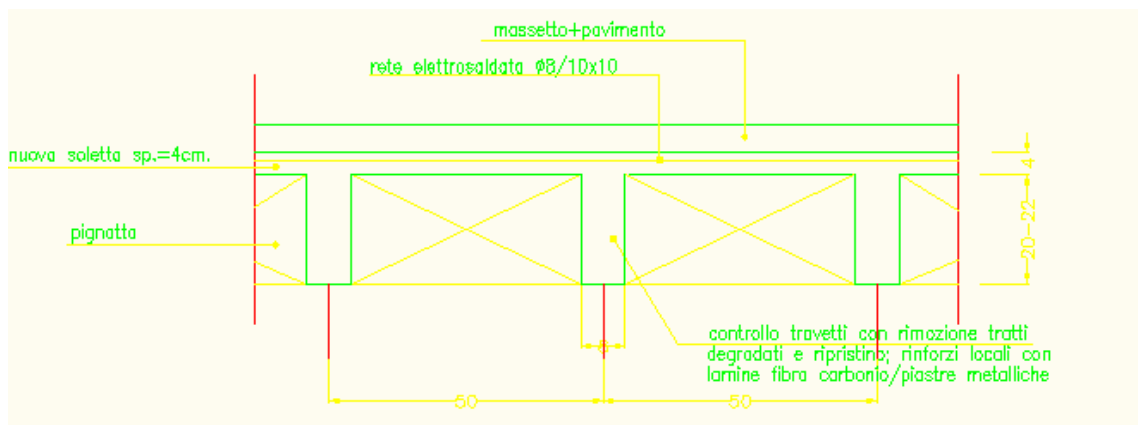
Trattasi di intervento aggiuntivo a quello che prevede il getto della soletta superiore che diventa armata e che è stato trascurato nei calcoli e nel modello di calcolo agli elementi finiti.

Inoltre è previsto un intervento atto a creare un certo grado di vincolo del solaio ai muri portanti laterali, che consiste nell'inghisaggio delle barre di armatura dei travetti alle due estremità nei muri stessi, previo risanamento delle barre di armatura esistenti.

Stato di fatto



Stato di progetto



Metodologia di intervento:

- Rimozione di pavimento, massetto e caldana;
- Controllo dei travetti con rimozione dei tratti degradati;
- Le superfici superiori dei travetti devono essere opportunamente scalpellate per facilitare la presa del conglomerato;
- Demolizione parziale della soletta non armata;

- Getto di soletta piana spessore 4 cm armata con rete elettrosaldata di diametro 8 mm e maglia 10x10 cm da solidarizzare al getto esistente.

Le lamine sono in generale dei materiali anisotropi e conseguentemente la descrizione delle loro proprietà meccaniche dipende dalla scelta del sistema di riferimento. Di solito gli assi del riferimento vengono fatti coincidere con quelli di simmetria del materiale (o assi naturali).

Si tratta di materiali compositi, eterogenei che presentano caratteristiche di leggerezza, resistenza alla corrosione ed elevata resistenza a trazione nella direzione delle fibre.

Mostrano a trazione un comportamento prevalentemente elastico-lineare fino a rottura.

L'allungamento ultimo a rottura della fibra di carbonio è dell'ordine dell' 1% - 1,2% al massimo.

Diagramma sforzo - deformazione

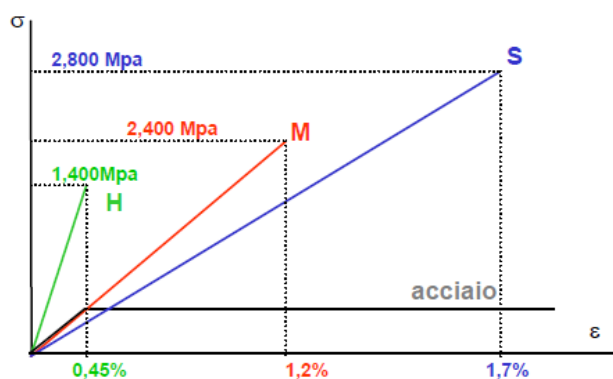


Figura 11 - Diagramma sforzo-deformazione

Vantaggi

- Peso contenuto
- Disponibile in qualsiasi lunghezza, non sono necessari giunti
- Spessore contenuto
- Facile da trasportare (rotoli)
- Nessuna preparazione delle lamine
- Intersezioni facili da realizzare
- Applicazione economica - nessuna attrezzatura per movimentazione e installazione particolarmente pesante
- Altissima resistenza a trazione

- Disponibile in diversi moduli di elasticità
- Eccezionale resistenza a fatica
- Eccellente impatto architettonico
- Resistente agli alcali

Tipo di lamina scelta per l'intervento di rinforzo:

esempio Sika Carbodur S812/120

LARGHEZZA 80 mm

SPESSORE 1,2 mm

MODULO DI ELASTICITA' A TRAZIONE: 165.000 Mpa

RESISTENZA A TRAZIONE < 2.800 Mpa

FASI ESECUTIVE:

Se la superficie del calcestruzzo presenta grosse irregolarità, le si deve prima colmare con malte da riparazioni Sikadur. L'adesivo Sikadur 30 dev'essere usato solo come strato adesivo delle lamine in carbonio. Applicare con cura l'adesivo Sikadur 30 ben impastato sul sottofondo adeguatamente preparato, servendosi di una spatola in modo da formare un primo strato di 1 mm. Disporre la lamina Sika CarboDur su un tavolo e ripulirlo con il Colma Cleaner. Applicare l'adesivo Sikadur 30 con una spatola concava sul laminato CarboDur, fino a raggiungere uno spessore di 1,2 mm.

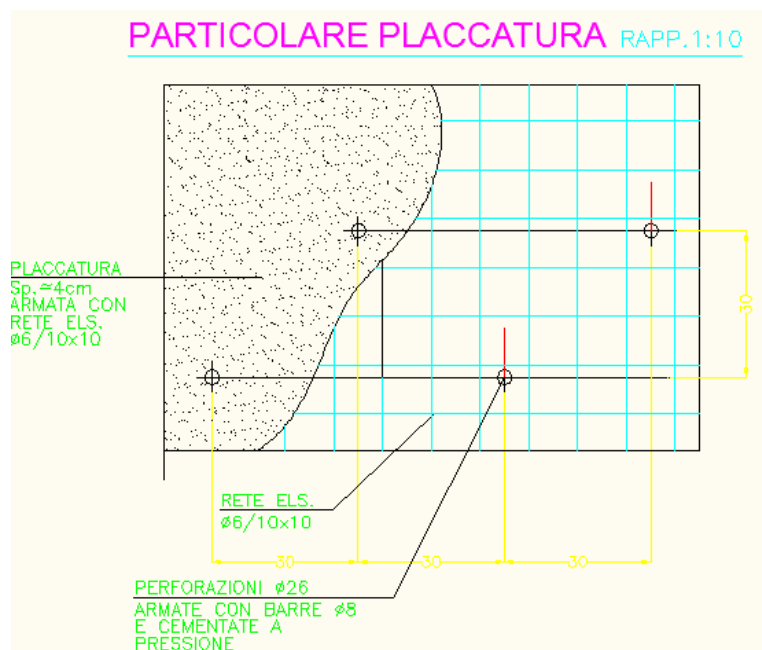
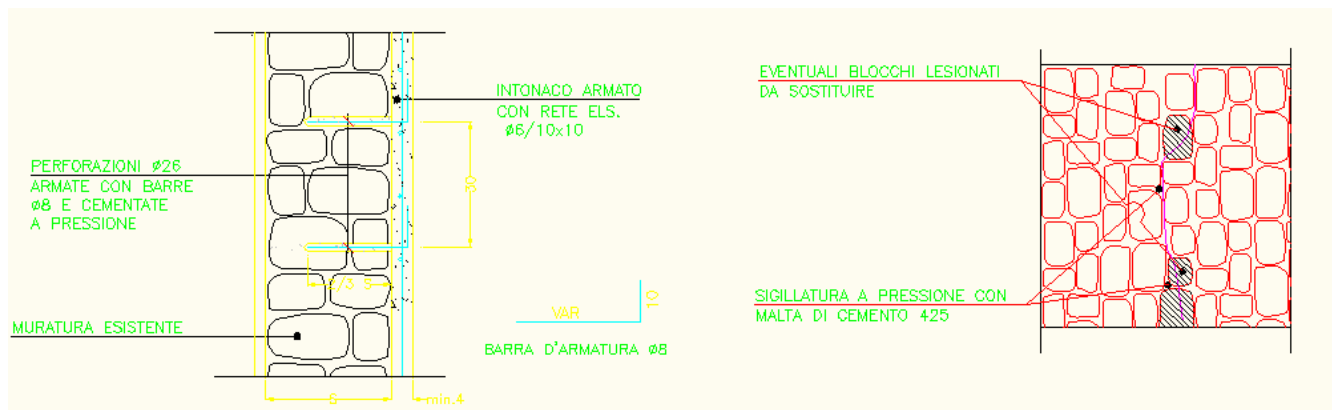
Entro e non oltre il tempo di applicazione dell'adesivo Sikadur 30 (open time) applicare la lamina Sika CarboDur sulla superficie in calcestruzzo. Servendosi di un rullo, comprimere bene il laminato sul supporto fino a far fuoriuscire l'adesivo da entrambi i lati del laminato. Asportare l'adesivo epossidico in eccedenza. Misurare la resistenza a flessione da compressione e la resistenza di adesione dopo l'indurimento.

Come controllo finale, battere leggermente il laminato Sika CarboDur per verificare che non vi siano cavità.

- 1) Consolidamento dei travetti del sovrastante solaio di copertura di luce netta pari a 6 m, previo puntellamento parziale;
- 2) Rimozione di tutte le parti ammalorate sia in cls che in acciaio, procedendo al risanamento mediante malte a base di resine epossidiche o equivalenti;

3) Incollaggio di lamine in fibra di carbonio di spessore 1,2 mm, estensione minima corrispondente allo sviluppo in pianta della zona di intervento di ciascun travetto.

- REALIZZAZIONE DI PLACCATURA DI MURATURA IN PIETrame O LATERIZI PIENI O SEMIPIENI

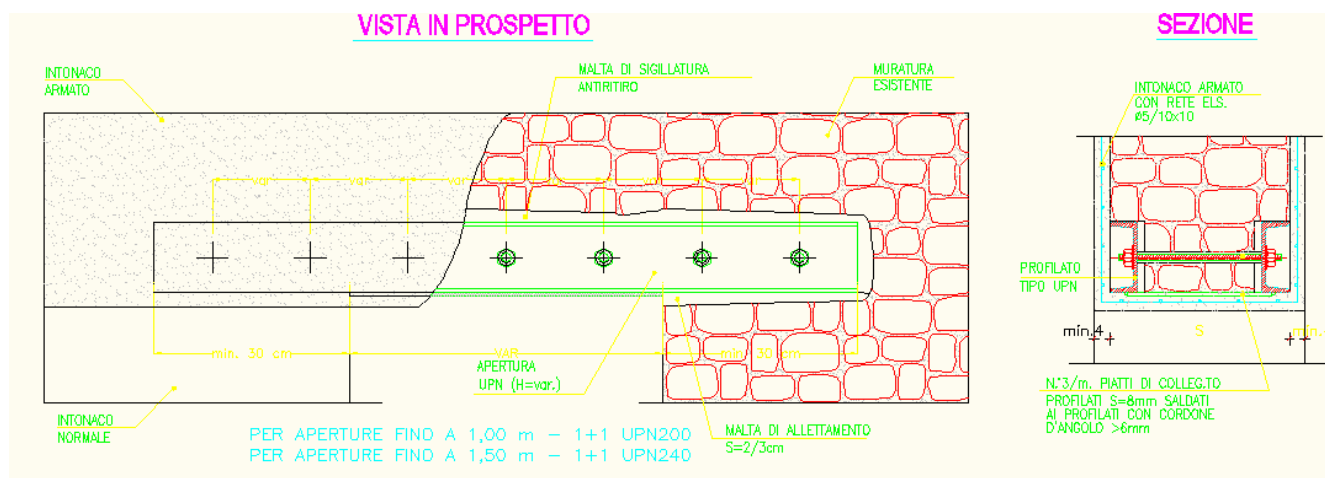
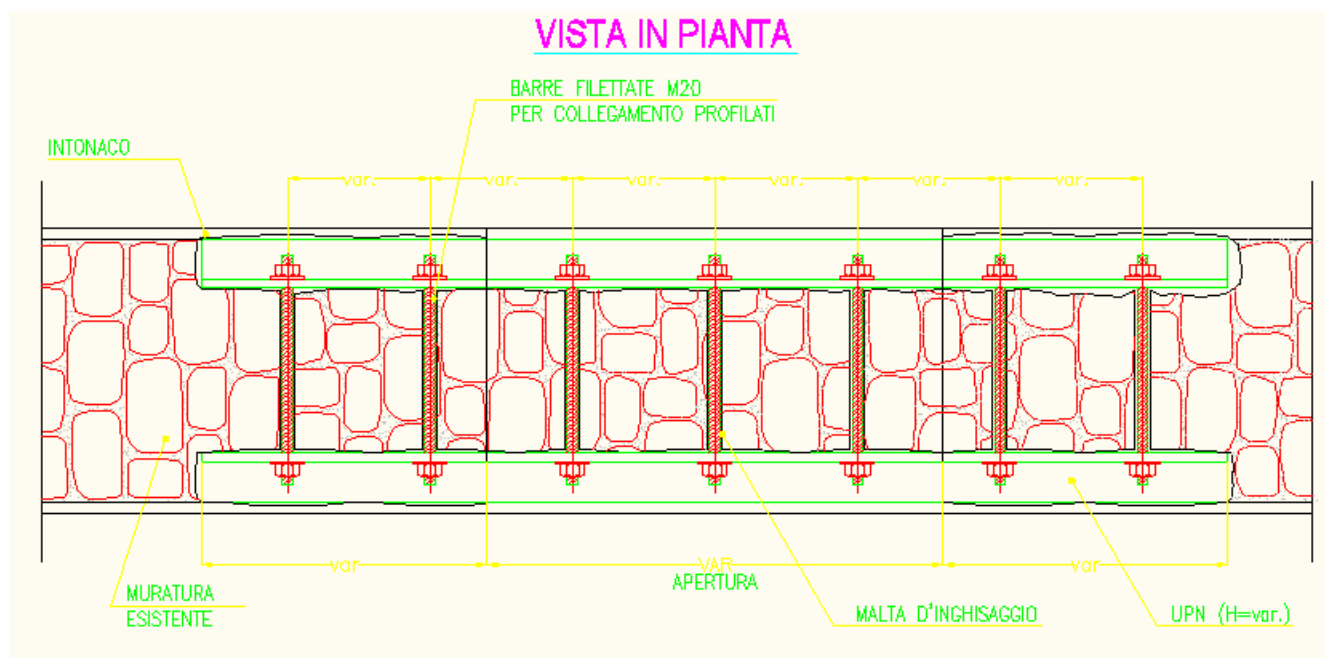


Metodologia di intervento:

- Rimozione locale intonaco ed eventuali intercapedini;
- Rimozione delle zone degradate intorno alle lesioni;

- Spazzolatura e bagnatura delle superfici in corrispondenza delle lesioni;
- Sigillatura a pressione con malta di cemento 425 opportunamente additivata;
- Placcaggio con intonaco armato con rete elettrosaldata $\varnothing 6/10 \times 10$ spessore -4 cm.

• REALIZZAZIONE RINFORZO ARCHITRAVI

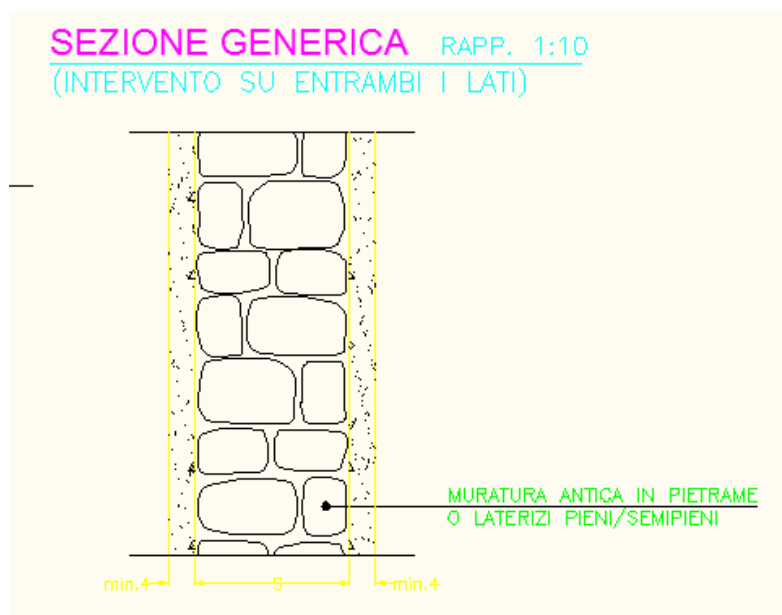


Metodologia di intervento:

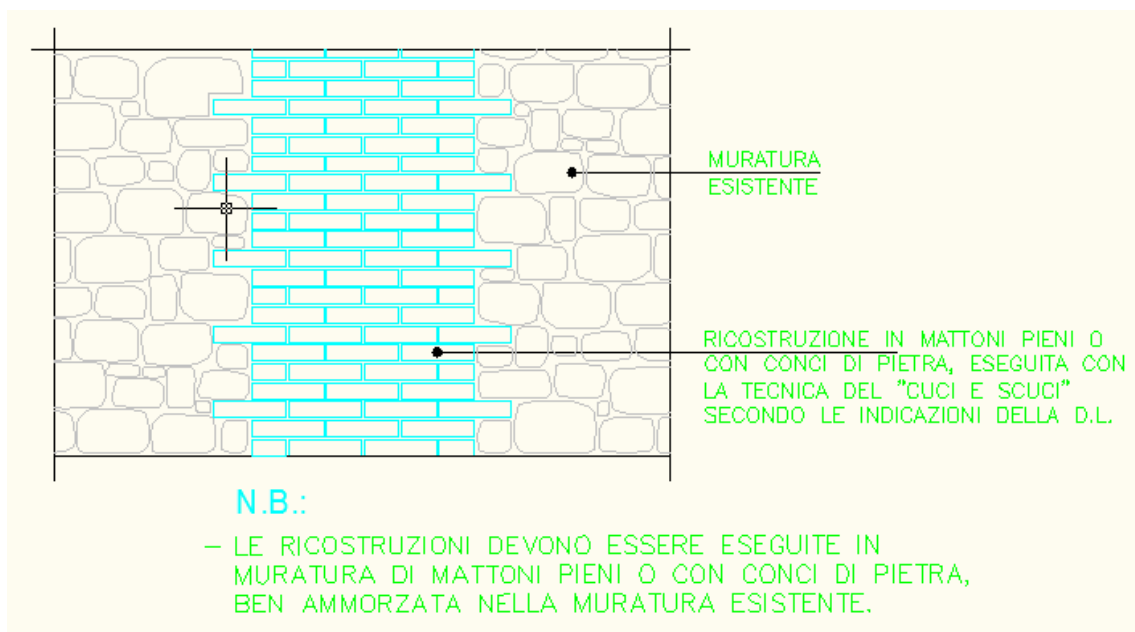
- asportazione dell'intonaco nella zona di intervento;

- Realizzazione di una traccia su un lato della muratura per l'inserimento del profilato;
- Pulizia della traccia mediante spazzolatura, aspirazione accurata e successivo lavaggio;
- Posa in opera di barre filettate m20 in fori Ø35, realizzati senza percussione) e cementate a pressione ($1 \div 1.5$ atm) con boiacca previa pulizia e lavaggio del foro;
- Posa in opera del profilato su letto di malta;
- Sigillatura della traccia con betoncino;
- Posa in opera del profilato sul lato opposto con le stesse modalita' descritte in precedenza;
- Serraggio dei dadi;
- Demolizione della muratura (evitando forti sollecitazioni dinamiche) tenendo sotto controllo la risposta della struttura;
- Fissaggio della rete elettrosaldata con sovrapposizione di due maglie e realizzazione dell'intonaco di cemento dello spessore richiesto.

- RISANAMENTO DI ANTICA MURATURA IN PIETRAME E IN LATERZI PIENI/SEMPIENI



PARTICOLARE RICOSTRUZIONI



Metodologia di intervento:

- Rimozione parziale intonaco ed eventuali intercapedini;
- Rifacimento parziale intonaci con l'impiego di malta di calce e pozzolana;
- In presenza di lesioni singole o diffuse procedere nella sigillatura anche di profondita' mediante iniezioni localizzate di miscela legante opportunamente controllata e sperimentata.

• INTERVENTO DI RINFORZO SOLAI IN FERRO E VOLTICINE MURARIE

intervento di rinforzo dei solai in ferro e volticine murarie, a livello del soalio della copertura, tramite la realizzazione ed inserimento di travi metalliche aggiuntive di sezione HEA200 ed HEA160 poste ad un interasse di 80 cm, con lamiera grecata di altezza H 55 mm e getto della sovrastante soletta in c.a. di altezza 55 mm (con rete elettrosaldata di diametro 8 mm e maglia 10x10 mm), previa rimozione della soletta esistente in c.a. Sono previsti, inoltre, elementi connettori di diametro 12 mm posti ad interasse 30 cm al fine di rendere collaborante il getto di cls con la struttura portante metallica.

Dal punto di vista esecutivo, il rinforzo dei profilati metallici esistenti (travetti NP 140/80 cm), avverrà per singoli tratti, mediante inserimento e fissaggio nuovi profilati metallici, previo puntellamento, al fine di assicurare la stabilità del solaio esistente in fase esecutiva transitoria.

5.3 VERIFICA TIPOLOGIE DI SOLAI ANTE E POST-OPERAM

1) LATERO-CEMENTO

ANTE OPERAM

Si riportano di seguito le verifiche maggiormente gravose per i principali elementi strutturali presenti (solai di interpiano).

VERIFICHE DI RESISTENZA (S.L.U.)

Schema statico di calcolo: Trave semplicemente appoggiata $L = 4$ m

Verifica a flessione

sezione a T in c.a. 8x50 con armatura inf.re 2 Φ 8 lisci

Geometria Sezione:

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	4
2	8	16

Armature 2 Φ 8 acciaio Feb 32k :

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,01	17

Materiali utilizzati:

Materiali			
FeB32k		C25/30	
ϵ_{su}	67,5 ‰	ϵ_{c2}	2 ‰
f_{yd}	273,9 N/mm ²	ϵ_{cu}	3,5
E_s	206.000 N/mm ²	f_{cd}	14,17
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0,8 ?
ϵ_{syd}	1,33 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9,75
$\sigma_{s,adm}$	155 N/mm ²	τ_{co}	0,6
		τ_{c1}	1,829

Verifica a Flessione:

carico permanente: $p = 7,44 \text{ KN/m}^2$

allo slu: 9,6 KN/m

carico variabile: $p = 2 \text{ KN/m}^2$

allo slu: 3 KN/m

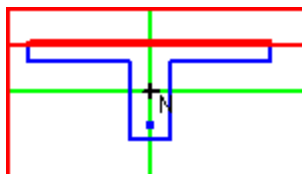
$p_{tot.} = 12,6 \text{ KN/m} * 0,5 = 6,3 \text{ KN/m} \rightarrow$ carico agente sul singolo travetto

Il momento di calcolo agente in mezzeria (sezione più sollecitata) è pari a:

$$M_{max} = \frac{pl^2}{8} = \frac{12,6 * 4^2}{8} = 12,6 \text{ KNm}$$

Il momento resistente ultimo è pari a:

M_{xRd}	4,642	kN m
σ_c	-14,17	N/mm ²
σ_s	273,9	N/mm ²
ϵ_c	2,242	‰
ϵ_s	67,5	‰
d	17	cm
x	0,546	x/d 0,03215
	δ	0,7



- Tipo rottura
Lato acciaio - Acciaio snervato

Poiché risulta $M_{rd} < M_{sd\ max}$, la verifica di resistenza non risulta soddisfatta essendo il margine di sicurezza residuale ridotto, si decide quindi di intervenire con un rinforzo a flessione dei travetti.

Verifica a taglio

Il solaio, data la sua capacità di ripartire i carichi trasversalmente, fa parte di quelli elementi che non necessitano di armatura a taglio (NTC 08 – 4.1.2.1.3.1). Ciò significa che le sollecitazioni di taglio vengono interamente assorbite dal calcestruzzo. La procedura per il progetto e la verifica a taglio deve essere effettuata in corrispondenza di tutti gli appoggi dove gli sforzi di taglio sono massimi.

Per elemento strutturale come il solaio che è sprovvisto di specifiche armature a taglio:

$$V_{rd} = \left[\frac{0,18}{\gamma_c} k \frac{(100 \rho_l f_{ck})^1}{3} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w h \geq (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w h$$

Dove:

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

e dove

d è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d)$ è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ($\leq 0,02$);

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$ è la tensione media di compressione nella sezione ($\leq 0,2 f_{cd}$);

b_w è la larghezza minima della sezione (in mm).

GEOMETRIA		
b	50,00	cm
h	20,00	cm
d'	3,00	cm
d	17,00	cm

$\sigma_{CP} =$	0	
K =	1,43	
$\rho_l =$	0,001182	
v =	0,5755	> 0,5

A_{SL}	1,01	cm ²
λ	1,00	

$$V_{sd} = pl/2 = 12,6 \text{ KN}$$

$V_{rd} = 45,2 \text{ KN} > 12,6 \text{ KN}$ la verifica risulta soddisfatta

VERIFICA DI DEFORMABILITA' (S.L.E.)

La freccia massima a cui è soggetto il travetto in c.a. in condizioni di servizio viene calcolata ricorrendo alle formule della Scienza delle Costruzioni:

Si calcola la freccia massima in mezzzeria:

$$f_{max} = \frac{5 * p * l^4}{384 * E * I} = 22,81 \text{ mm}$$

Dove:

$p = 9,5 \text{ KN/m}$ (allo s.l.e.);

$l = 4 \text{ m}$;

$E = 31220,19 \text{ Mpa}$;

$I = 4,23 * 10^8 \text{ mm}^4$

Freccia massima ammissibile per carichi totali (permanente + variabile) risulta pari a :

$$f_{max} = 2,39 \text{ mm} > L/500 = 8 \text{ mm} \quad \text{verifica soddisfatta}$$

POST OPERAM – INTERVENTO DI RINFORZO CON LAMINE IN FRP

L'intervento di rinforzo dei solai latero-cementizi avviene tramite la realizzazione di soletta armata con rete elettrosaldata di spessore 5 cm, collaborante con il solaio esistente e rinforzo a flessione dei travetti in c.a. del solaio mediante lamine in fibra di carbonio. Il rinforzo con lamine di frp, che verranno incollate sulla superficie di intradosso dei travetti in c.a., verrà effettuato sul 30% della superficie totale dei travetti, ovvero nella sola zona di campata dei solai, essendo un rinforzo a flessione.

Il sistema di rinforzo strutturale pensato per il miglioramento dell'efficienza statica del solaio in esame, è ad alta resistenza con lamine in fibra di carbonio CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer), che vengono incollate tramite resine sulla superficie esterna dell'elemento di cls da rinforzare, in questo caso i travetti, in modo da creare una fasciatura continua alla base di ognuno di essi.

Le caratteristiche meccaniche del materiale consentono un idoneo accoppiamento con la superficie inferiore del travetto in c.a. (di larghezza 8 cm). Largamente a favore di sicurezza si limita la tensione ammissibile al valore delle barre metalliche preesistenti.

DIMENSIONAMENTO DEL RINFORZO A FLESSIONE

Approccio del CNR-DT 200/2004:

$\gamma_f = 1,10$ rottura del composito;

$b_f = 60$ mm larghezza lamina;

$t_f = 1,2$ mm spessore lamina;

$A_f = 72$ mm² area sezione lamina;

$n_f = 1$ numero lamine sovrapposte;

$E_f = 165.000$ Mpa modulo elastico lamina;

$f_{fk} = 2.800$ Mpa resistenza a trazione della lamina;

$\varepsilon_{fk} = f_{fk} / E_f = 0,01697$ deformazione ultima caratteristica;

La rottura a flessione si ha per:

- Raggiungimento della massima deformazione plastica nel calcestruzzo compresso, ε_{cu}
- raggiungimento di una deformazione massima nel rinforzo in FRP, ε_{fd} ,

Valutazione di ε_{fd} , la deformazione massima di progetto consentita dal composito:

$$\varepsilon_{fd} = \min\left(\eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; \varepsilon_{fdd}\right)$$

Dove:

$$\text{➤ } \eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f} = 0,01311$$

dove ε_{fk} è la deformazione caratteristica a rottura del rinforzo, γ_f e η_a sono i coefficienti definiti nel CNR DT200/2004 rispettivamente nella Tabella 3-2 e nella Tabella 3-4 e ε_{fdd} è la deformazione massima per delaminazione intermedia come definita al § 4.1.4.

Tabella 3-2 – Coefficienti parziali γ_m per i materiali ed i prodotti.

Modalità di collasso	Coefficiente parziale	Applicazione tipo A ⁽¹⁾	Applicazione tipo B ⁽²⁾
Rottura	γ_f	1.10	1.25
Delaminazione	γ_{fd}	1.20	1.50

⁽¹⁾ Sistemi di rinforzo certificati in accordo a quanto indicato al capitolo 2 di queste Istruzioni (§ 2.5).

⁽²⁾ Sistemi di rinforzo non certificati in accordo a quanto indicato al capitolo 2 di queste Istruzioni (§ 2.5).

Tabella 3-4 – Fattore di conversione ambientale η_a per varie condizioni di esposizione e vari sistemi di FRP.

Condizione di esposizione	Tipo di fibra / resina	η_a
Interna	Vetro / Epossidica	0.75
	Arammidica / Epossidica	0.85
	Carbonio / Epossidica	0.95
Esterna	Vetro / Epossidica	0.65
	Arammidica / Epossidica	0.75
	Carbonio / Epossidica	0.85
Ambiente aggressivo	Vetro / Epossidica	0.50
	Arammidica / Epossidica	0.70
	Carbonio / Epossidica	0.85

Si ha: $\eta_a = 0,95$ e $\gamma_f = 1,10$

$$\Rightarrow \varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} = (k_{cr} f_{fdd}) / E_f$$

Resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione di estremità (modalità 1)

Con riferimento ad una delaminazione che coinvolga i primi strati di calcestruzzo e per lunghezze di ancoraggio maggiori o uguali a quella ottimale, la resistenza di progetto del rinforzo, f_{idd} alla Delaminazione 1, ovvero il valore della massima tensione alla quale il rinforzo può lavorare nella sezione terminale di ancoraggio - una volta avvenuto il trasferimento degli sforzi dal calcestruzzo al rinforzo di FRP – vale:

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2 E_f \Gamma_{fd}}{n_f t_f}} = 169,2 \frac{N}{mm^2}$$

Dove:

$\Gamma_{FK} = 0,03 k_b \sqrt{f_{ck}} f_{ctm} = 0,24 \text{ N/mm}$ valore caratteristico energia specifica di frattura con $k_b = 1$;

$\Gamma_{Fd} = \Gamma_{Fk} / \gamma_c = 0,15$ valore di progetto energia specifica di frattura in cui $\gamma_c = 1,6$ e con k_b fattore di tipo geometrico = 1,039:

$$k_b = \sqrt{\frac{2 - \frac{b_f}{b}}{1 + \frac{b_f}{400}}} \geq 1$$

Dove b = larghezza elemento da rinforzare (base del singolo travetto)

b_f = larghezza lamina di rinforzo in frp

Resistenza allo stato limite ultimo per delaminazione intermedia (modalità 2)

Deformazione limite nella lamina per delaminazione di progetto:

$$\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd,2}}{E_f} = (k_{cr} f_{fdd}) / E_f = \frac{3 * 169,2}{165000} = 3,07 * 10^{-3}$$

Dove:

- il coefficiente k_{cr} può essere assunto pari a 3 (CNR-DT 200/2004).

$$f_{fdd,2} = k_{\alpha} \cdot f_{fdd} = \frac{k_{\alpha}}{\gamma_{fd} \cdot \sqrt{\gamma_c}} \cdot \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{Fk}}{t_f}},$$

- $\quad \quad \quad = 507,6$
- E_f = modulo elastico rinforzo in frp

Risulta che:

$$\varepsilon_{fd} = \min(\eta_a \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}; \varepsilon_{fdd}) = \min(0,0146; 0,00307) = 0,00307$$

Tensione massima di calcolo nel rinforzo FRP:

$$\sigma_{fd} = \varepsilon_{fd} E_f = 506,55 \text{ Mpa}$$

Si considera nel progetto un'area trasversale del rinforzo pari a 72 mm^2

VERIFICA DEL RINFORZO A FLESSIONE

CALCOLO DEL MOMENTO RESISTENTE DI PROGETTO DELLA SEZIONE RINFORZATA (S.L.U.)

Ipotesi di rottura della sezione:

- Rottura in zona 1 → deformazione massima nella lamina

$$\text{Frp)} \quad \varepsilon_f = \varepsilon_{fd} = 0,00307 \quad \sigma_f = \sigma_{fd} = 506,55 \text{ Mpa}$$

Cls) con cls compresso: $0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{cu} = 0,0035$

$$\varepsilon_c = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_o) \cdot \frac{x}{(h-x)} \leq \varepsilon_{cu}$$

Acciaio) acciaio teso in campo plastico: $\varepsilon_{yd} < \varepsilon_{sl} < \varepsilon_{su} = 0,01$ con $f_{yd} = 273,9 \text{ MPa}$

$$\varepsilon_{sl} = (\varepsilon_{fd} + \varepsilon_o) \cdot \frac{d-x}{(h-x)},$$

- Ipotesi: l'asse neutro taglia l'anima

- Sforzi interni nei materiali:

$$\text{Cls)} \quad C_c1 = B \cdot s \cdot \sigma_c^* \quad C_c2 = \frac{1}{2} b(x-s) \cdot \sigma_c^{**}$$

Acciaio) $T_s = A_{sl} f_{yd} = 27663,9 \text{ N}$ acciaio teso

Frp lamina) $T_f = A_f \sigma_{fd} = 36471,6 \text{ N}$ con **bf = 60 mm e tf = 1,2 mm**

Dall'equazione di equilibrio alla traslazione si ottiene un'equazione di 2° grado che risolta fornisce per $0 < x < h$ la profondità dell'asse neutro:

$$C_c - T_s - T_f = 0$$

$X = 50,83 \text{ mm} > s = 40 \text{ mm}$ (altezza soletta) → ipotesi verificata asse neutro taglia l'anima

Le deformazioni nei materiali possono essere espressi come segue:

- Cls compresso : hp verificata

$$\varepsilon_c = \frac{x}{h-x} \varepsilon_{fd} = 0,001046 < \varepsilon_{cu} = 0,0035$$

$$\varepsilon_{c'} = \frac{x-s}{h-x} \varepsilon_{fd} = 0,000222$$

- Acciaio teso in campo plastico: hp verificata

$$\varepsilon_{sl} = \frac{d-x}{h-x} \varepsilon_{fd} = 0,00224 > \varepsilon_{yd} = 0,0013$$

LAMINA DI RINFORZO : $\varepsilon_f = \varepsilon_{fd} = 0,00307$

- Tensione di lavoro nei materiali:

Clc) $\sigma_c = \varepsilon_c E_{cd} = 14,25 \text{ Mpa}$

Acciaio) $\sigma_{sl} = f_{yd} = 273,9 \text{ Mpa}$

Frp lamina) $\sigma_f = \sigma_{fd} = E_f \varepsilon_{fd} = 506,55 \text{ Mpa}$

- Sforzi interni nei materiali:

Clc) rottura a compressione

$$C_{c1} = B s \sigma_c^* = 208000 \text{ N}$$

$$\text{Dove: } \sigma_c^{**} = \varepsilon_{c'} E_{cd} = 6,9 \text{ Mpa} \quad \sigma_c^* = (\sigma_c^{**} + \sigma_c) / 2 = 10,4 \text{ Mpa}$$

$$C_{c2} = \frac{1}{2} b(x-s) \sigma_c^{**} = 2989 \text{ N}$$

Acciaio) $T_s = A_{sl} f_{yd} = 27663,9 \text{ N} = 27,66 \text{ KN}$ acciaio teso

Frp lamina) $T_f = A_f \sigma_{fd} = 36471,6 \text{ N} = 36,4 \text{ KN}$ **con bf = 60 mm e tf = 1,2 mm**

Dall'equazione di equilibrio alla rotazione intorno all'asse passante per il baricentro della lamina di rinforzo, si ottiene il momento resistente di progetto:

$$M_{rd} = C_{c1} \left(h - \frac{s}{2} \right) + C_{c2} \left(h - s - \frac{x-s}{3} \right) - T_s d_1$$

$M_{rd} = 37 \text{ KNm}$ momento resistente ultimo (considerando la soletta collaborante)

$M_{rd} = 29 \text{ KNm}$ momento resistente ultimo (trascurando totalmente il contributo della soletta, connettori fuori calcolo)

Verifica a flessione della sezione rinforzata:

$M_{rd} > M_{sd} = 37 \text{ KNm} > 12,6 \text{ KNm}$ verifica soddisfatta

Sezione originale: $M_u = 4,6 \text{ KNm}$

Sezione rinforzata: $M_u = 37 \text{ KNm}$

2) FERRO E VOLTICINE

ANTE OPERAM

Il solaio è stato realizzato utilizzando dei travetti tipo NP140 ad interasse 80 cm e si sviluppa per uno spessore totale compresa la pavimentazione di 30 cm, da rinforzare con piatti saldati inf e sup 80*10 mm o equivalente.

Dati geometrici solaio:

$H = 30 \text{ cm}$, Travetti NP 140 peso 14,3 Kg/m

Verifica a flessione sezione non rinforzata:

Dai risultati della modellazione della struttura in esame risulta che le sollecitazioni agenti nella condizione di Involuppo S.L.U. sono le seguenti:

carico permanente: $p = 7,20 \text{ KN/m}^2$

allo slu: $9,4 \text{ KN/m}$

carico variabile: $p = 2 \text{ KN/m}^2$

allo slu: 3 KN/m

$p_{\text{tot.}} = 12,4 \text{ KN/m} * 0,8 = 9,92 \text{ KN/m} \rightarrow$ carico agente sul singolo travetto in ferro

Il momento di calcolo agente in mezzeria (sezione più sollecitata) è pari a:

$$M_{max} = \frac{pl^2}{8} = \frac{9,92 * 5^2}{8} = 31 \text{ KNm}$$

Calcolo il Momento Resistente del travetto NP140:

Peso = 14,3 Kg/m

$$M_{rd} = W_{pl} * f_{yk}/y_{m,0} = 25 \text{ KNm}$$

Dove:

$$W_{pl} = 95,4 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 275 \text{ Mpa}$$

$$y_{m,0} = 1,05$$

Il momento sollecitante è pari a $M_{sd} = 31 \text{ KNm}$.

La verifica non risulta soddisfatta in quanto $M_{rd} = 25 \text{ KNm} < M_{sd} = 31 \text{ KNm}$.

➔ Necessità di un rinforzo a flessione per aumentare il margine di sicurezza

POST OPERAM – INTERVENTO DI RINFORZO CON PIATTI METALLICI SALDATI INTRADOSSO ED ESTRADOSSO

Rinforzo con n. 2 piatti metallici [60x60x10 mm] saldati al profilato NP 140 in posizione centrata su ciascuna campata a partire dalla sezione di mezzeria:

Calcolo del Momento d'Inerzia della sezione rinforzata:

$$\text{sezione non rinforzata: } I_y = 573 \text{ cm}^4$$

$$\text{sezione rinforzata: } I_y = 1032 \text{ cm}^4$$

Verifica a flessione sezione rinforzata:

Calcolo il Momento Resistente della trave NP 140 rinforzata:

$$M_{rd} = W_{pl} * f_{yk}/y_{m,0} = 35,6 \text{ KNm}$$

Dove:

$$I_{yy} = 1032 \text{ cm}^4$$

$$W_{pl} = 136 \text{ cm}^3$$

$$f_{yk} = 275 \text{ Mpa}$$

$$y_{m,0} = 1,05$$

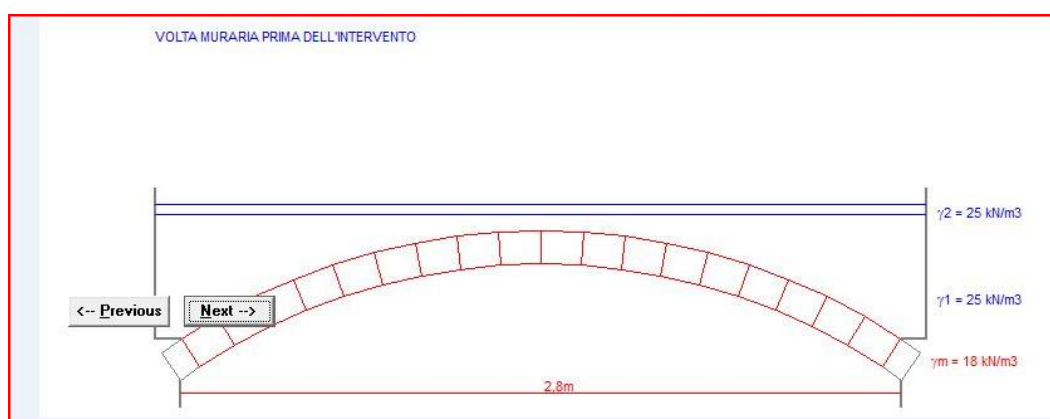
Il momento sollecitante è pari a $M_{sd} = 31 \text{ KNm}$.

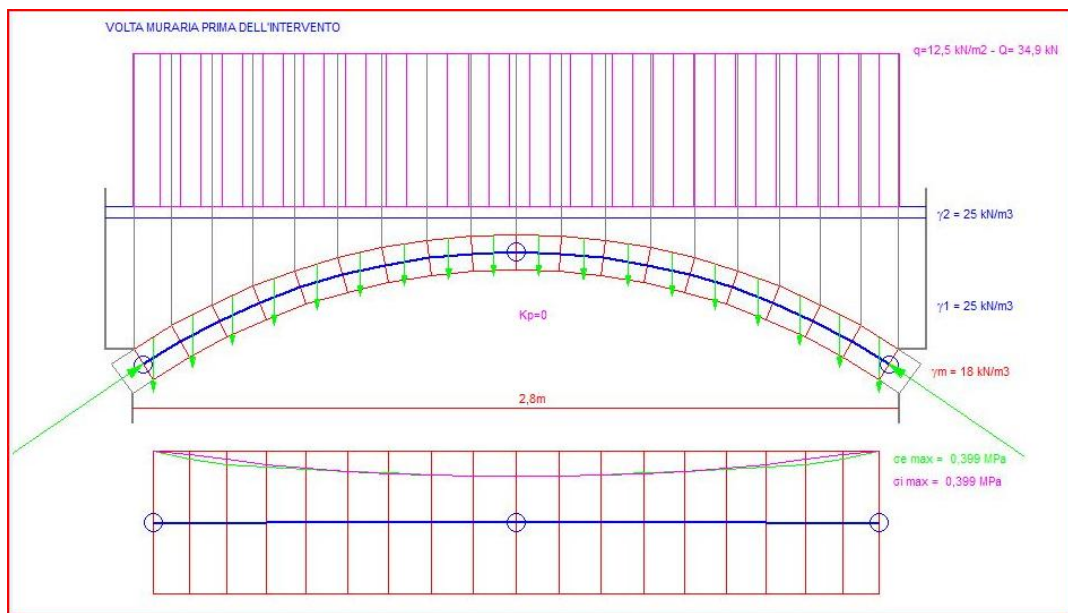
La verifica risulta soddisfatta in quanto $M_{rd} = 35,6 \text{ KNm} > M_{sd} = 31 \text{ KNm}$.

3) SOLAIO IN VOLTE DI MATTONI

ANTE OPERAM

Il solaio in volte di mattoni è stato schematizzato come una serie di arcate trasversali, di cui si è verificata la portanza sotto i carichi permanenti e variabili a cui è soggetto il solaio al metro quadrato.





Report

Worst values

Sec.N*

σ_e [MPa] 0,399 19

σ_i [MPa] 0,399 1

%comp 100,0 1

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

Left springing el 0

Crown ec 0

Right spring. er 0

Set as start values

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0,399	0,399	100,0
2	0,376	0,390	100,0
3	0,363	0,377	100,0
4	0,355	0,363	100,0
5	0,349	0,351	100,0
6	0,343	0,342	100,0
7	0,338	0,336	100,0
8	0,334	0,333	100,0
9	0,331	0,331	100,0
10	0,330	0,330	100,0
11	0,331	0,331	100,0
12	0,334	0,333	100,0
13	0,338	0,336	100,0
14	0,343	0,342	100,0

Reactions at springings

HI 42,96 Hr 42,96

VI 29,07 Vr 29,07

Tie thrust 42,96

Walls reactions

HI 0 Hr 0

MI 0 Mr 0

La tensione di compressione massima agente sulla sezione dell'arco in muratura sarà:

$$\sigma = N/A = 0,399 \text{ Mpa}$$

Resistenza a compressione della muratura:

$$F_k = 2 \text{ Mpa}$$

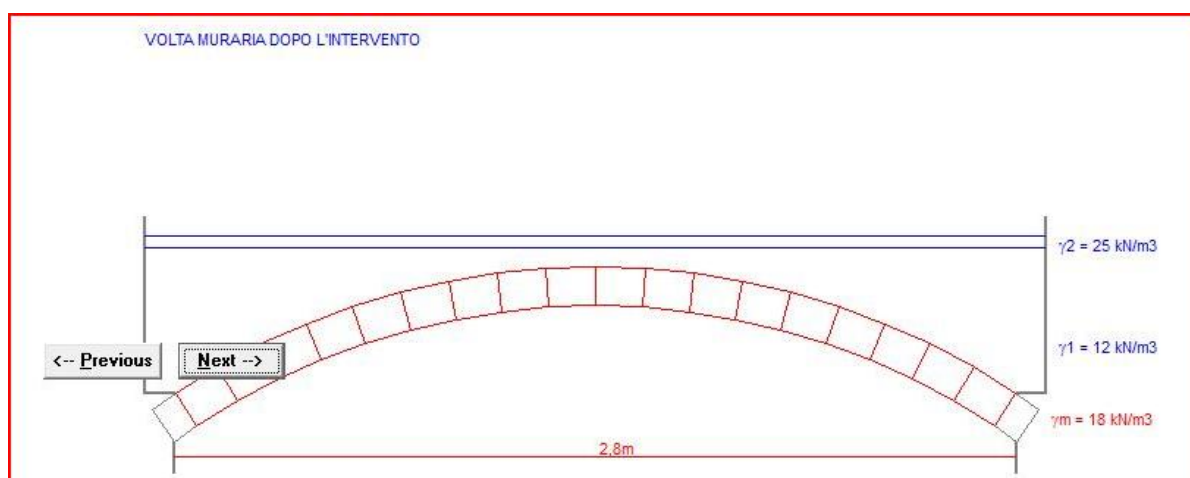
Verifica:

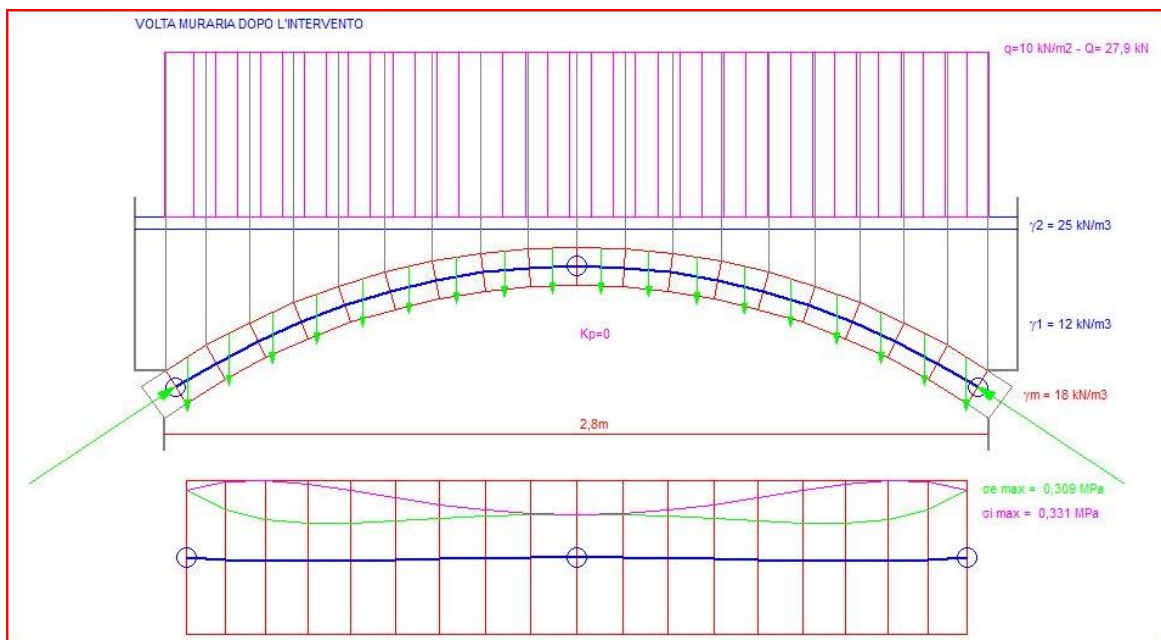
$$\sigma = 0,399 \text{ Mpa} < \sigma_{amm.} = 2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{verificato}$$

POST OPERAM

CONSOLIDAMENTO DELLE VOLTE MURARIE ESISTENTI

intervento di rinforzo tramite realizzazione di soletta armata con rete elettrosaldata collaborante con il solaio esistente e l'inserimento di catene ancorate nella muratura.





Report

Worst values

σ_e [MPa] 0,309 19

σ_i [MPa] 0,331 3

%comp 100,0 1

Reduce

Optimal eccentricities [mm]

Left springing el 0

Crown ec 0

Right sping. er 0

Set as start values

Sect.	sig_e [MPa]	sig_i [MPa]	%comp
1	0,309	0,309	100,0
2	0,269	0,328	100,0
3	0,248	0,331	100,0
4	0,240	0,323	100,0
5	0,239	0,309	100,0
6	0,243	0,294	100,0
7	0,249	0,280	100,0
8	0,254	0,269	100,0
9	0,258	0,261	100,0
10	0,259	0,259	100,0
11	0,258	0,261	100,0
12	0,254	0,269	100,0
13	0,249	0,280	100,0
14	0,243	0,294	100,0

Reactions at springings

HI 33,67 Hr 33,67

VI 22,02 Vr 22,02

Tie thrust 33,67

Walls reactions

HI 0 Hr 0

MI 0 Mr 0

A favore di sicurezza si considera una riduzione dei carichi agenti sul solaio di un 20% circa dovuti all'inserimento di catene ancorate nella muratura laterale che assorbono parte delle forze gravanti.

Inoltre è stato considerato un alleggerimento dei pesi rispetto allo stato di fatto, ovvero l'esecuzione di un riempimento dei rinfianchi delle volte in cls alleggerito.

La tensione di compressione massima agente sulla sezione dell'arco in muratura sarà:

$$\sigma = N/A = 0,331 \text{ Mpa}$$

Resistenza a compressione della muratura:

$$F_k = 2 \text{ Mpa}$$

Verifica:

$$\sigma = 0,331 \text{ Mpa} < \sigma_{amm.} = 2 \text{ Mpa} \rightarrow \text{verificato}$$

VERIFICA RESISTENZA ANTINCENDIO

Poiché i solai costituiscono un elemento primario di sbarramento alla propagazione in verticale di un incendio, devono presentare un'adeguata resistenza alle fiamme, che è di fondamentale importanza, poiché un suo cedimento intralcia o rende del tutto impossibili le operazioni di soccorso.

Le intercapedini tecniche devono risultare chiuse in corrispondenza di vani, quali le scale e i cavedi.

Di seguito è riportata l'analisi della resistenza al fuoco delle strutture di orizzontamento presenti nell'intero edificio, che devono rispettare i requisiti di REI 90.

SOLAI IN LATERO-CEMENTO

Tra le varie metodologie disponibili per la valutazione della resistenza al fuoco delle strutture vi è il metodo tabellare, che si basa sul confronto di alcune caratteristiche morfologiche e geometriche dell'elemento strutturale considerato (copriferro, armature, spessori...) con quelle di elementi di riferimento, la cui sicurezza antincendio è nota e tabellata. Se l'elemento soddisfa le limitazioni e i requisiti che le normative impongono per la corretta applicabilità del metodo non sono necessarie ulteriori verifiche.

In passato si faceva riferimento alla verifica tabellare secondo la Circolare del Ministero dell'Interno n. 91 del 14 settembre 1961, abrogata poi completamente dal D.M. 09 marzo 2007 "Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco".

Con la nuova impostazione normativa, sono comprese, in definitiva, tutte le tipologie costruttive, inquadrare in due gruppi, a seconda che siano soggette, o meno, al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco.

Il Decreto, infatti, si applica ai prodotti e agli elementi costruttivi per i quali è prescritto il requisito di resistenza al fuoco ai fini della sicurezza, in caso d'incendio, delle opere in cui sono inseriti.

Esso si propone di chiarire tre passaggi importanti descrivendo: classi di resistenza al fuoco previste per i prodotti e per gli elementi costruttivi; modalità di determinazione delle prestazioni di resistenza al fuoco dei prodotti e degli elementi costruttivi ed infine regole di impiego, con la conseguente certificazione.

La resistenza al fuoco è espressa attraverso uno spessore minimo comprensivo della cappa del pavimento non combustibile e del soffitto quando questo è applicato alla soletta, spessore che varia a seconda della classe dell'edificio e del tipo di intonaco di protezione (tabella).

SPESSORE MINIMO DEI SOLAI

TABELLA 3

TIPO DI SOLAIO	Spessore minimo comprensivo delle coppe del pavimento non combustibile e del soffitto quando questo è applicato alla soletta, espresso in cm per le seguenti classi di edifici:						
	15	30	45	60	90	120	180
Soletta in c.a.							
- con intonaco normale (1,5 cm)	10	10	12	14	16	20	20
- idem con intonaco isolante (1,5 cm)	10	10	12	14	16	16	16
- idem con soffitto sospeso	8	8	10	12	12	14	14
Solaio in laterizio armato con intonaco normale (1,5 cm)	16	16	20	24	24	30	30
- idem con intonaco isolante (1,5 cm)	14	14	18	18	20	24	24
- idem con soffitto sospeso	12	12	16	16	18	22	22
Elementi in c.a. precompresso con intonaco normale (1,5 cm) (*)	16	16	20	24	24	30	30
- idem con intonaco isolante (1,5 cm)	14	14	18	20	24	24	24
- idem con soffitto sospeso	12	12	16	16	18	22	22

(*) Lo spessore del ricoprimento dell'armatura in acciaio pre-teso non deve essere inferiore al minimo prescritto dal Regolamento per le opere in c.a. (3 cm), od allo spessore specificato per le singole classi dalla Tabella 5 per l'intonaco di cemento.

La prima delle tabelle che seguono, ripresa dall'allegato D.5.1., si riferisce alla stabilità "R" per i solai misti a travetti o a lastre con alleggerimento in laterizio (tabella 4). Essa riporta i valori minimi (mm) dello spessore totale "H" di solette e solai, nonché della distanza "a" dall'asse delle armature alla superficie esposta al fuoco, necessarie a garantire il requisito. Sono indicati anche gli spessori di intonaco normale (s_{norm}) ed isolante (s_{isol}).

R (stabilità)						
Classe	30	60	90	120	180	240
H	160	200	240	240	300	300
a	15	30	35	45	60	75
S _{norm}	20	20	20	20	20	20
S _{isol}	10	10	10	10	10	10

- i valori di "a" devono essere non inferiori ai minimi di regolamento per le opere in c.a. e c.a.p.;
 - in caso di armatura pretesa i valori di "a" devono essere aumentati di 15 mm;
 - in presenza di intonaco i valori di "H" e di "a" ne devono tener conto nella seguente maniera:
 a) 10 mm di intonaco normale equivalgono a 10 mm di calcestruzzo;
 b) 10 mm di intonaco protettivo antincendio equivalgono a 20 mm di calcestruzzo;
 - per ricoprimenti di calcestruzzo superiori a 50 mm prevedere una rete;
 - deve essere sempre presente uno strato di intonaco normale di spessore non inferiore a 20 mm, ovvero uno strato di intonaco isolante di spessore non inferiore a 10 mm.

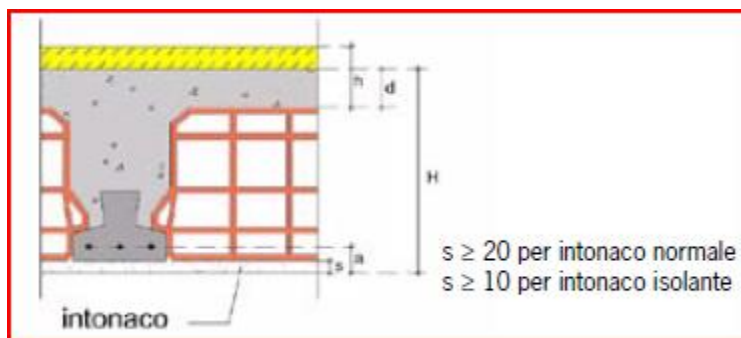
Come si osserva dalle tabelle, affinché venga garantito il requisito di Stabilità "R", occorre che risulti:

- valori di "a" non inferiori ai minimi di normativa e comunque non inferiori a 35 mm (da verificare in fase esecutiva);
- presenza di uno strato di intonaco "s" normale di minimo 20 mm o uno isolante di minimo 10 mm;
- valori di "H" totali minimi pari a 240 mm .

Per garantire i requisiti di tenuta e isolamento (EI), i solai, devono presentare uno strato pieno (h) di materiale isolante e con conducibilità termica non superiore a quella del calcestruzzo di cui almeno una parte (d) in cemento armato (tabella seguente).

EI						
Classe	30	60	90	120	180	240
h	60	60	100	100	150	150
d	40	40	50	50	60	60

- in presenza di intonaco, i valori di "h" e di "a" ne possono tenere in conto. In ogni caso esso non deve essere mai inferiore a 40 mm;
 - in presenza di strati superiori di materiali di finitura incombustibili (massetto, malta di allettamento, pavimentazione, ecc), i valori di "h" ne possono tenere in conto.



Come si osserva dalle tabelle, affinché vengano garantiti i requisiti di “EI”, occorre che risulti:

- valori di “h” non inferiori al minimo prescritto ovvero 40 mm e comunque non inferiori a 100 mm, considerando oltre alla soletta (40 mm) anche gli strati superiori di finitura ;
- valori di “d” ovvero dello strato di soletta in cls minimo di 50 mm.

I dati contenuti nelle tabelle valgono sia per l'intradosso che per l'estradosso del solaio, in funzione della zona da proteggere dall'incendio.

Normalmente i solai intermedi, per rispettare le esigenze dovute alle norme di isolamento termico e acustico, hanno delle stratigrafie di materiale, all'estradosso, che già soddisfano queste condizioni.

SOLAI IN MURATURA

La Lettera Circolare del 15 febbraio 2008 del Ministero dell'Interno Dipartimento dei Vigili del Fuoco, è stata emanata con lo scopo di prevedere una tabella aggiuntiva per la valutazione dei requisiti di resistenza al fuoco delle murature portanti e/o portanti, presenti nelle costruzioni che ospitano attività soggette ai controlli del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco.

La seguente tabella riporta i valori minimi dello spessore “s” di murature portanti in blocchi sufficienti a garantire requisiti REI, escluso l'intonaco, per le classi indicate esposte su un lato.

Materiale	Tipo blocco	Classi					
		30	60	90	120	180	240
Laterizio	Pieno (foratura ≤ 15%)	120	150	170	200	240	300
Laterizio (*)	Semipieno e forato (15% < foratura ≤ 55 %)	170	170	200	240	280	330
Calcestruzzo	Pieno, semipieno e forato (foratura ≤ 55 %)	170	170	170	200	240	300
Calcestruzzo leggero (**)	Pieno, semipieno e forato (foratura ≤ 55 %)	170	170	170	200	240	300
Pietra squadrata	Pieno (foratura ≤ 15 %)	170	170	250	280	360	400
(*) presenza di 10 mm di intonaco su ambedue le facce ovvero di 20 mm sulla sola faccia esposta al fuoco; i valori in tabella si riferiscono agli elementi di laterizio sia normale che alleggerito in pasta							
(**) massa volumica netta non superiore a 1700 kg/m ³							

Con la lettera circolare prot n° 5642 del 31/03/2010 emanata dalla Direzione Centrale per la Prevenzione e la Sicurezza Tecnica in merito alla Certificazione della resistenza al fuoco di elementi costruttivi quali le murature, *si desume che, allo stato attuale, le uniche modalità attraverso cui è oggi possibile determinare le prestazioni di resistenza al fuoco delle murature (portanti e non) sono quelle basate sui risultati delle prove e sui confronti con tabelle, escludendo quindi ogni altra forma di certificazione.*

SOLAI IN VOLTE DI MATTONI PIENI

In questa tipologia di solaio i mattoni pieni sono posti in foglio per un'altezza complessiva di circa 30 cm.

Come si osserva dalle tabelle, affinché venga garantito il requisito di REI 90 occorre che risulti:

- valori dello spessore “s” non inferiori ai 170 mm.

SOLAI IN FERRO E VOLTICINE

Sono caratterizzati da profilati metallici che costituiscono l'orditura principale del solaio e da laterizi o mattoni posti tra le ali per realizzare l'orizzontamento. Il solaio è stato realizzato utilizzando dei travetti tipo NP140 ad interasse 80 cm e si sviluppa per uno spessore totale compresa la pavimentazione di 30 cm, da rinforzare con piatti saldati inf e sup 80*10 mm o equivalente.

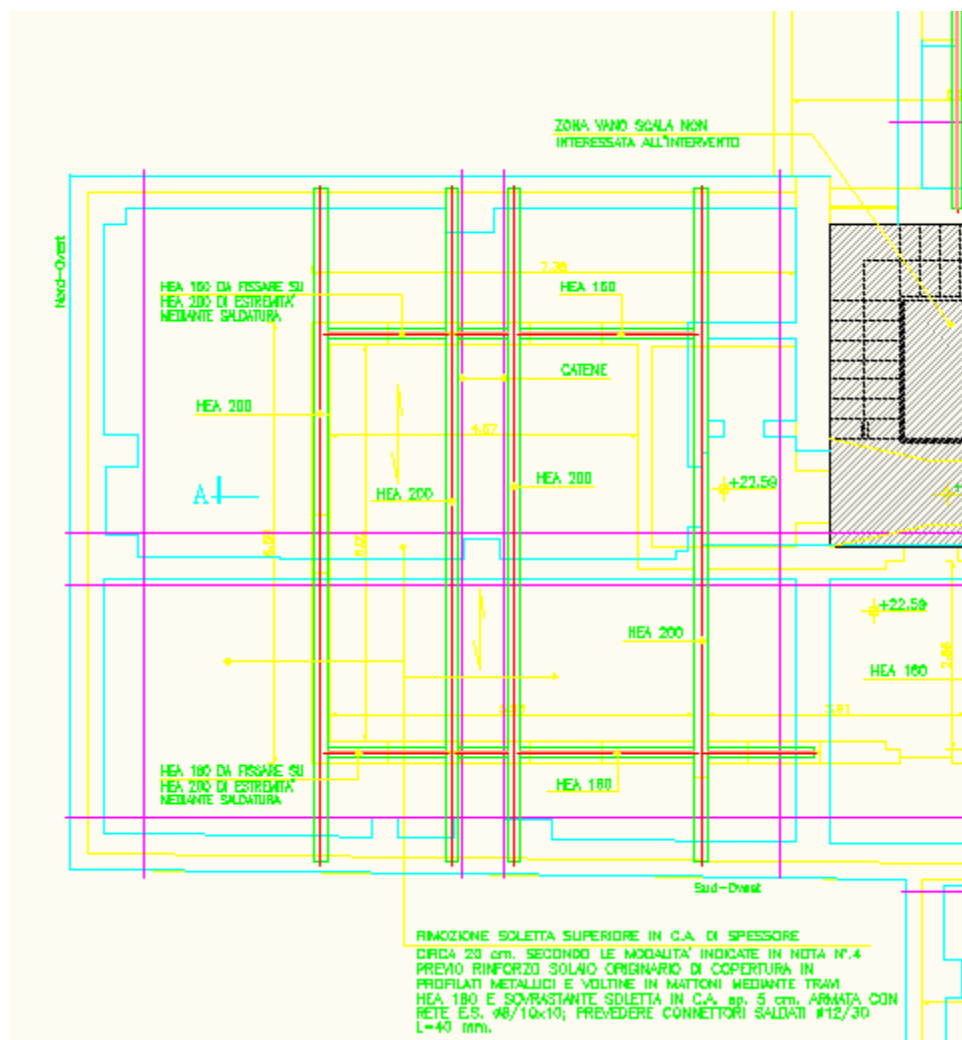
Come si osserva dalle tabelle, affinché venga garantito il requisito di REI 90 occorre che risulti:

- valori dello spessore “s” non inferiori ai 170 mm.

5.4 VERIFICHE LOCALI SOLAIO A QUOTA +22,59

Di seguito si riportano le verifiche di resistenza delle travi metalliche di rinforzo in corrispondenza dei muri in falso al piano 6°, a quota sottostante il torrino di copertura.

A favore di sicurezza sono state considerate nei calcoli in tutti i casi presentati, le luci delle campate maggiori con i relativi carichi massimi di esercizio.



1) Profilati metallici HEA200:

DATI GENERALI			
PROPRIETÀ MECCANICHE DEL MATERIALE			
Proprietà meccaniche dell'acciaio			
Normativa di riferimento del tipo di acciaio	:	UNI EN 10025-2	NTC 113.4.1
Designazione alfanumerica del tipo acciaio	:	S 355	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Descrizione del tipo di acciaio	:	Acciai non legati per impieghi strutturali.	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Tipo di profilato	:	Sezione aperta	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Spessore nominale dell'elemento	:	$t \geq 40$ mm	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355$	N/mm ²	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 510$	N/mm ²	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Modulo di elasticità normale (di Young)	$E = 210000$	N/mm ²	NTC 113.4.1
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$	-	NTC 113.4.1
Modulo di elasticità trasversale	$G = 80769$	N/mm ²	NTC 113.4.1
Densità	$\rho = 7850$	kg/m ³	NTC 113.4.1
COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER LA RESISTENZA E LA STABILITÀ			
Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$	-	NTC 4.2.4.11- Tab. 4.2.V
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$	-	NTC 4.2.4.11- Tab. 4.2.V
Resistenza delle sezioni tese indebolite dai fori	$\gamma_{M2} = 1,25$	-	NTC 4.2.4.11- Tab. 4.2.V

Detti elementi possono considerarsi schematizzati come delle travi semplicemente appoggiate, di cui si riporta di seguito la verifica:

Dati Geometrici:

DATI GEOMETRICI E STATICI DELLA SEZIONE			
Tipologia e designazione del profilato			
Tipologia della sezione	: laminata		
Designazione del profilato	: HE 200 A		
Opere sicuramente protette contro la corrosione o non esposte agli agenti atmosferici	: SI		NTC 4.2.9.1
Spessore minimo del profilato	: 3,0	mm	VERIFICA
Descrizione della tipologia di profilato	: Profili H ad ali larghe		
Caratteristiche geometriche principali			
Altezza della sezione trasversale	h = 190,0	mm	
Larghezza della sezione trasversale	b = 200,0	mm	
Spessore dell'anima	t _w = 6,5	mm	
Spessore delle ali	t _f = 10,0	mm	
Raggio di raccordo	r = 18,0	mm	
-	r ₀ =	mm	
-	r ₁ =	mm	
Altezza della porzione saldabile	d = 134,0	mm	
Area della sezione trasversale	A = 53,80	cm ²	
Caratteristiche statiche rispetto all'asse y-y			
Momento d'inerzia	I _y = 3692,00	cm ⁴	
Modulo di resistenza elastico	W _{el,y} = 388,60	cm ³	
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y} = 429,50	cm ³	
Raggio d'inerzia	i _y = 8,28	cm	
Caratteristiche statiche rispetto all'asse z-z			
Momento d'inerzia	I _z = 1336,00	cm ⁴	
Modulo di resistenza elastico	W _{el,z} = 133,60	cm ³	
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,z} = 203,80	cm ³	
Raggio d'inerzia	i _z = 4,98	cm	
Altre caratteristiche statiche			
Area della sezione resistente al taglio lungo z	A _{vz} = 18,08	cm ²	NTC 4.2.4.12
Area della sezione resistente al taglio lungo y	A _{vy} = 40,00	cm ²	NTC 4.2.4.12
Momento d'inerzia torsionale	I _t = 20,98	cm ⁴	
Costante di ingobbamento (warping)	I _w = 108000	cm ⁶	
-	C _t = 0,00	cm ³	

LUNGHEZZA E CONDIZIONI DI VINCOLO			
Condizioni di vincolo nel piano xz (rif. asse y-y)	: app-app	-	
Condizioni di vincolo nel piano xy (rif. asse z-z)	: app-app	-	
Dist. tra due ritegni torsionali succ. nel piano xz	L _y = 5900	mm	NTC C4.2.4.13.2
Dist. tra due ritegni torsionali succ. nel piano xy	L _z = 5900	mm	NTC C4.2.4.13.2

Verifica a taglio:

VERIFICA DI RESISTENZA			
Direzione dell'azione di taglio agente	: piano dell'anima		
Valore di calcolo del taglio agente	V _{Ed} = 1416	daN	
Resistenza di calcolo a taglio	V _{c,Rd} = 35292	daN	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.18)
Indice di verifica V _{Ed} /V _{c,Rd}	= 0,04	? 1	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.17)
Verifica di resistenza a taglio	SODDISFATTA		

VERIFICA DI STABILITA' DELL'ANIMA DELLA SEZIONE PRIVA DI IRRIGIDIMENTI			
Coefficiente η	η = 1,00	-	NTC 4.2.4.12
Necessità di verifica di stabilità dell'anima	: NO	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.28)

Il taglio sollecitante è pari a $V_{sd} = pl/2 = 14,16$ KN

La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{rd} > V_{sd}$.

Verifica a Flessione:

VERIFICA A FLESSIONE MONOASSIALE (RETTA)

VERIFICA DI RESISTENZA

Inflessione intorno all'asse	: y-y	-	
Momento flettente di calcolo intorno y-y	$M_{Ed} =$ 2089	daN·m	
-	$W_{eff,min} =$ 0,00	cm ³	UNI EN 1993-1-5
Classificazione della sezione per flessione	: Classe 2	-	NTC 4.2.3.1
Momento resistente di calcolo intorno y-y	$M_{c,Rd} =$ 14521	daN·m	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.13)
-	:	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.16)
$V_{Ed} \geq 0.5 V_{c,Rd}$: SI	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.31)
-	=	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.32)
-	$M_{y,V,Rd} =$	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.33)
Indice di verifica $M_{Ed}/M_{c,Rd}$ (o $M_{Ed}/M_{y,V,Rd}$)	= 0,14	≤ 1	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.12)
Verifica di resistenza a flessione retta		SODDISFATTA	

La verifica risulta soddisfatta in quanto $M_{rd} = 20,9 \text{ KNm} > M_{sd} = 145,21 \text{ KNm}$.

2) Profilati metallici HEA160:

DATI GENERALI

PROPRIETA' MECCANICHE DEL MATERIALE

Proprietà meccaniche dell'acciaio

Normativa di riferimento del tipo di acciaio	: UNI EN 10025-2	NTC 113.4.1
Designazione alfanumerica del tipo acciaio	: S 355	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Descrizione del tipo di acciaio	: Acciai non legati per impieghi strutturali.	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Tipo di profilato	: Sezione aperta	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Spessore nominale dell'elemento	: $t \geq 40 \text{ mm}$	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355$ N/mm ²	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 510$ N/mm ²	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Modulo di elasticità normale (di Young)	$E = 210000$ N/mm ²	NTC 113.4.1
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$	NTC 113.4.1
Modulo di elasticità trasversale	$G = 80769$ N/mm ²	NTC 113.4.1
Densità	$\rho = 7850$ kg/m ³	NTC 113.4.1

COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER LA RESISTENZA E LA STABILITA'

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$	-	NTC 4.2.4.11- Tab. 4.2.V
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$	-	NTC 4.2.4.11- Tab. 4.2.V
Resistenza delle sezioni tese indebolite dai fori	$\gamma_{M2} = 1,25$	-	NTC 4.2.4.11- Tab. 4.2.V

Detti elementi possono considerarsi schematizzati come delle travi semplicemente appoggiate, di cui si riporta di seguito la verifica:

Dati Geometrici:

DATI GEOMETRICI E STATICI DELLA SEZIONE				
Tipologia e designazione del profilato				
Tipologia della sezione	:	laminata		NTC 4.2.9.1
Designazione del profilato	:	HE 160 A		
Opere sicuramente protette contro la corrosione o non esposte agli agenti atmosferici	:	SI		
Spessore minimo del profilato	:	3,0	mm	VERIFICA
Descrizione della tipologia di profilato	:	Profili H ad ali larghe		
Caratteristiche geometriche principali				
Altezza della sezione trasversale	h =	152,0	mm	
Larghezza della sezione trasversale	b =	160,0	mm	
Spessore dell'anima	t _w =	6,0	mm	
Spessore delle ali	t _f =	9,0	mm	
Raggio di raccordo	r =	15,0	mm	
-	r ₀ =		mm	
-	r ₁ =		mm	
Altezza della porzione saldabile	d =	104,0	mm	
Area della sezione trasversale	A =	38,80	cm²	
Caratteristiche statiche rispetto all'asse y-y				
Momento d'inerzia	I _y =	1673,00	cm⁴	
Modulo di resistenza elastico	W _{el,y} =	220,10	cm³	
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y} =	245,10	cm³	
Raggio d'inerzia	i _y =	6,57	cm	
Caratteristiche statiche rispetto all'asse z-z				
Momento d'inerzia	I _z =	615,60	cm⁴	
Modulo di resistenza elastico	W _{el,z} =	76,95	cm³	
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,z} =	117,60	cm³	
Raggio d'inerzia	i _z =	3,98	cm	
Altre caratteristiche statiche				
Area della sezione resistente al taglio lungo z	A _{vz} =	13,21	cm²	NTC 4.2.4.12
Area della sezione resistente al taglio lungo y	A _{vy} =	28,80	cm²	NTC 4.2.4.12
Momento d'inerzia torsionale	I _t =	12,19	cm⁴	
Costante di ingobbamento (warping)	I _w =	31410	cm⁶	
-	C _t =	0,00	cm³	

LUNGHEZZA E CONDIZIONI DI VINCOLO				
Condizioni di vincolo nel piano xz (rif. asse y-y)	:	app-app	-	
Condizioni di vincolo nel piano xy (rif. asse z-z)	:	app-app	-	
Dist. tra due ritegni torsionali succ. nel piano xz	L _y =	2800	mm	NTC C4.2.4.13.2
Dist. tra due ritegni torsionali succ. nel piano xy	L _z =	2800	mm	NTC C4.2.4.13.2

Verifica a taglio:

VERIFICA DI RESISTENZA				
Direzione dell'azione di taglio agente	:	piano dell'anima		
Valore di calcolo del taglio agente	V _{Ed} =	2226	daN	
Resistenza di calcolo a taglio	V _{c,Rd} =	25786	daN	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.18)
Indice di verifica V _{Ed} /V _{c,Rd}	=	0,09	? 1	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.17)
Verifica di resistenza a taglio		SODDISFATTA		

Il taglio sollecitante è pari a $V_{sd} = pl/2 = 22,26$ KN

La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{rd} > V_{sd}$.

Verifica a Flessione:

VERIFICA A FLESSIONE MONOASSIALE (RETTA)

VERIFICA DI RESISTENZA

Inflessione intorno all'asse	: y-y	-	
Momento flettente di calcolo intorno y-y	$M_{Ed} =$ 1560	daN·m	
-	$W_{eff,min} =$ 0,00	cm ³	UNI EN 1993-1-5
Classificazione della sezione per flessione	: Classe 1	-	NTC 4.2.3.1
Momento resistente di calcolo intorno y-y	$M_{c,Rd} =$ 8287	daN·m	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.13)
-	:	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.16)
$V_{Ed} \geq 0.5 V_{c,Rd}$: SI	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.31)
-	=	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.32)
-	$M_{y,V,Rd} =$	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.33)
Indice di verifica $M_{Ed}/M_{c,Rd}$ (o $M_{Ed}/M_{y,V,Rd}$)	= 0,19	≥ 1	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.12)
Verifica di resistenza a flessione retta		SODDISFATTA	

La verifica risulta soddisfatta in quanto $M_{rd} = 15,60 \text{ KNm} > M_{sd} = 82,87 \text{ KNm}$.

3) Profilati metallici HEA200 (verifica in presenza di reazioni travi secondarie HEA160):

DATI GENERALI

PROPRIETA' MECCANICHE DEL MATERIALE

Proprietà meccaniche dell'acciaio

Normativa di riferimento del tipo di acciaio	: UNI EN 10025-2		NTC 113.4.1
Designazione alfanumerica del tipo acciaio	: S 355		NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Descrizione del tipo di acciaio	: Acciai non legati per impieghi strutturali.		NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Tipo di profilato	: Sezione aperta		NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Spessore nominale dell'elemento	: $t \geq 40 \text{ mm}$		NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 355$	N/mm ²	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} = 510$	N/mm ²	NTC 113.4.1- Tab. 113.IX
Modulo di elasticità normale (di Young)	$E = 210000$	N/mm ²	NTC 113.4.1
Coefficiente di Poisson	$\nu = 0,3$	-	NTC 113.4.1
Modulo di elasticità trasversale	$G = 80769$	N/mm ²	NTC 113.4.1
Densità	$\rho = 7850$	kg/m ³	NTC 113.4.1

COEFFICIENTI DI SICUREZZA PER LA RESISTENZA E LA STABILITA'

Resistenza delle sezioni di classe 1-2-3-4	$\gamma_{M0} = 1,05$	-	NTC 4.2.4.11- Tab. 4.2.V
Resistenza all'instabilità delle membrature	$\gamma_{M1} = 1,05$	-	NTC 4.2.4.11- Tab. 4.2.V
Resistenza delle sezioni tese indebolite dai fori	$\gamma_{M2} = 1,25$	-	NTC 4.2.4.11- Tab. 4.2.V

Detti elementi possono considerarsi schematizzati come delle travi semplicemente appoggiate, di cui si riporta di seguito la verifica:

Dati Geometrici:

DATI GEOMETRICI E STATICI DELLA SEZIONE			
Tipologia e designazione del profilato			
Tipologia della sezione	:	laminata	
Designazione del profilato	:	HE 200 A	
Opere sicuramente protette contro la corrosione o non esposte agli agenti atmosferici	:	SI	NTC 4.2.9.1
Spessore minimo del profilato	:	3,0 mm	VERIFICA
Descrizione della tipologia di profilato	:	Profili H ad ali larghe	
Caratteristiche geometriche principali			
Altezza della sezione trasversale	h =	190,0 mm	
Larghezza della sezione trasversale	b =	200,0 mm	
Spessore dell'anima	t _{av} =	6,5 mm	
Spessore delle ali	t _f =	10,0 mm	
Raggio di raccordo	r =	18,0 mm	
-	r ₀ =	mm	
-	r ₁ =	mm	
Altezza della porzione saldabile	d =	134,0 mm	
Area della sezione trasversale	A =	53,80 cm ²	
Caratteristiche statiche rispetto all'asse y-y			
Momento d'inerzia	I _y =	3692,00 cm ⁴	
Modulo di resistenza elastico	W _{el,y} =	388,60 cm ³	
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,y} =	429,50 cm ³	
Raggio d'inerzia	i _y =	8,28 cm	
Caratteristiche statiche rispetto all'asse z-z			
Momento d'inerzia	I _z =	1336,00 cm ⁴	
Modulo di resistenza elastico	W _{el,z} =	133,60 cm ³	
Modulo di resistenza plastico	W _{pl,z} =	203,80 cm ³	
Raggio d'inerzia	i _z =	4,98 cm	
Altre caratteristiche statiche			
Area della sezione resistente al taglio lungo z	A _{tz} =	18,08 cm ²	NTC 4.2.4.12
Area della sezione resistente al taglio lungo y	A _{ty} =	40,00 cm ²	NTC 4.2.4.12
Momento d'inerzia torsionale	I _t =	20,98 cm ⁴	
Costante di ingobbamento (warping)	I _w =	108000 cm ⁶	
-	C _t =	0,00 cm ³	

LUNGHEZZA E CONDIZIONI DI VINCOLO			
Condizioni di vincolo nel piano xz (rif. asse y-y)	:	app-app	-
Condizioni di vincolo nel piano xy (rif. asse z-z)	:	app-app	-
Dist. tra due ritegni torsionali succ. nel piano xz	L _y =	5900 mm	NTC C4.2.4.13.2
Dist. tra due ritegni torsionali succ. nel piano xy	L _z =	5900 mm	NTC C4.2.4.13.2

Verifica a taglio:

VERIFICA DI RESISTENZA			
Direzione dell'azione di taglio agente	:	piano dell'anima	
Valore di calcolo del taglio agente	V _{Ed} =	1113 daN	
Resistenza di calcolo a taglio	V _{c,Rd} =	35292 daN	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.18)
Indice di verifica V _{Ed} /V _{c,Rd}	=	0,03	? 1 NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.17)
Verifica di resistenza a taglio		SODDISFATTA	

Il taglio sollecitante è pari a $V_{sd} = pl/2 = 11,13$ KN

La verifica risulta soddisfatta in quanto $V_{rd} > V_{sd}$.

Verifica a Flessione:

VERIFICA DI RESISTENZA			
Inflessione intorno all'asse	: y-y	-	
Momento flettente di calcolo intorno y-y	$M_{Ed} = 2600$	daN·m	
-	$W_{eff,min} = 0,00$	cm ³	UNI EN 1993-1-5
Classificazione della sezione per flessione	: Classe 2	-	NTC 4.2.3.1
Momento resistente di calcolo intorno y-y	$M_{c,Rd} = 14521$	daN·m	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.13)
-	:	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.16)
$V_{Ed} \geq 0.5 V_{c,Rd}$: SI	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.31)
-	=	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.32)
-	$M_{y,V,Rd} =$	-	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.33)
Indice di verifica $M_{Ed}/M_{c,Rd}$ (o $M_{Ed}/M_{y,V,Rd}$)	$= 0,18$	≤ 1	NTC 4.2.4.12 - Eq. (4.2.12)
Verifica di resistenza a flessione retta		SODDISFATTA	

La verifica risulta soddisfatta in quanto $M_{rd} = 20,9 \text{ KNm} > M_{sd} = 145,21 \text{ KNm}$.

6 RELAZIONE GEOTECNICA

Le stesse opere fondali risultano fortemente differenziate nei due corpi di fabbrica, rispettivamente in travi in c.a. nel più recente corpo B ed in muratura portante nel corpo A.

Le indagini geologiche e geotecniche hanno evidenziato un terreno di base costituito da riporto di modesta consistenza fino a circa 10-12 m. dal p.c. con sottostanti strati di tufi di varia consistenza. Non sono state riscontrate travi di collegamento in fondazione neppure nella parte più recente caratterizzata da opere di base del tipo a travi in c.a. Viene altresì evidenziata la classificazione in zona sismica di categoria 3-A (zona a debole sismicità).

In riferimento alle esigenze di adeguamento statico e miglioramento sismico (entità delle forze sismiche di progetto e verifica prossime al livello della categoria 4), si prevede il ricorso ai seguenti interventi:

- nuova fondazione a platea su micropali all'interno delle murature del vano scala, di supporto delle strutture principali del nuovo ascensore;
- interventi di collegamento in fondazione tra la nuova platea e le strutture murarie adiacenti; l'ipotesi progettuale di miglioramento sismico rende accettabile il criterio di intervento adottato, evidenziandosi un esteso irrigidimento al livello del piano di base;
- al fine di assicurare la continuità statica di pareti ed orizzontamenti, si prevede il placcaggio con intonaco cementizio armato delle pareti murarie principali interne, inclusa la faccia interna dei muri perimetrali direttamente accessibili;

Le caratteristiche del terreno di fondazione originario dell'edificio, riconducibile allo strato di riporto sabbioso limoso ghiaioso, possono essere di seguito schematizzate:

Peso Specifico Terreno = circa 1800 [daN/m³]

Angolo di Attrito Interno Terreno = circa 28 [grd]

Coesione Terreno = circa 0.01 [daN/cm²]

Modulo Elastico Normale Terreno = 97 [daN/cm²]

A profondità oltre i 10-12- m. dal p.c. sono stati riscontrati tufi terrosi e livelli lapillosi e pomicei di maggiore consistenza.

Ai fini della scelta dello spettro di progetto, secondo quanto prescritto dalle Norme cogenti, il sito risulta caratterizzato da un Sottosuolo di Fondazione di Categoria C.

Verifica delle pressioni contatto fondazione terreno:

Per la verifica della portanza del terreno è stato considerata la pressione di contatto di una delle pareti portanti della struttura maggiormente sollecitate allo stato limite ultimo.

La somma delle reazioni vincolari di detta parete risulta dal modello pari a 5975KN mentre la superficie di muro a contatto con diretto con il terreno è pari a 24,80 m x 0,75 m ovvero 18,60 m².

La muratura portante quindi esercita una pressione di contatto pari a:

$$\text{Pressione di contatto} : \frac{5975 \text{ KN}}{18,60 \text{ m}^2} = 321,23 \text{ KN/m}^2$$

Il carico limite del terreno per la verifica delle pressioni di contatto terreno muro è stato effettuato con più metodi analitici di cui si riportano di seguito i risultati:

Teoria di calcolo	Carico limite	
	[kN/mq]	[kg/cmq]
Viggiani	381.0	3.81
Terzaghi (1955)	422.5	4.22
Meyerhof (1951, 1963)	419.9	4.20
Hansen (1970)	418.9	4.19
Vesic (1975)	455.8	4.56
Brich-Hansen (EC7 – EC8)	455.5	4.55

Da quanto evidenziato il valore di carico limite più restrittivo, che comunque verifica le pressioni di contatto in oggetto ,viene dall'applicazione del metodo Viggiani di cui si riporta di seguito il calcolo:

DATI GEOMETRICI DELLA FONDAZIONE e di CARICO

Larghezza della fondazione = $B =$	<input type="text" value="0.75"/>	m
Profondità del piano di posa della fondazione = $D =$	<input type="text" value="1.00"/>	m
Lunghezza della fondazione della fondazione = $L =$	<input type="text" value="24.80"/>	m
Angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione = $\varepsilon =$	<input type="text" value="0.0°"/>	
Angolo di inclinazione del terreno a lato della fondazione = $\omega =$	<input type="text" value="0.0°"/>	
Componente verticale del carico agente sulla fondazione = $Q_v =$	<input type="text" value="5975.00"/>	kN
Componente orizzontale del carico agente sulla fondazione = $Q_h =$	<input type="text" value="0.00"/>	kN
La componente orizzontale del carico agente sulla fondazione Q_h è parallela a	<input type="text" value="L"/>	
Carico uniforme verticale agente sulla fondazione = $q =$	<input type="text"/>	kPa

DATI DEL TERRENO

Peso dell'unità di volume del terreno sopra al piano di posa della fondazione = $\gamma_1 =$	<input type="text" value="18.00"/>	kN/mc
Peso dell'unità di volume del terreno sotto al piano di posa della fondazione = $\gamma_2 =$	<input type="text" value="18.00"/>	kN/mc
Coesione del terreno sotto al piano di posa della fondazione = $c =$	<input type="text" value="0.01"/>	kPa
Angolo di attrito interno del terreno sotto al piano di posa della fondazione = $\varphi =$	<input type="text" value="28.0"/>	°

NOTA PER IL CALCOLO CON IL METODO DI TERZAGHI:

Il terreno è molto sciolto e considerare le riduzioni proposte?

NOTA PER IL CALCOLO CON IL METODO DI HANSEN:

Valore dell'aderenza alla base in termini di frazioni della coesione = $c_a =$ c
= 0.00 kPa

NOTA PER IL CALCOLO CON IL METODO DI BRICH-HANSEN (EC7 e EC8):

Si sta operando in condizioni drenate e non drenate?

CALCOLO DEL CARICO LIMITE SECONDO VIGGIANI

Il calcolo viene effettuato con la formula trinomia alla quale si aggiungono i coefficiente correttivi per tenere conto di:

- carichi eccentrici;
- forma della fondazione;
- carichi inclinati;
- inclinazione del terreno e del piano di posa della fondazione.

Per cui la relazione completa è:

$$q_{lim} = N_q \gamma_1 D_{\gamma_q} \xi_{\gamma_q} \alpha_q \beta_q + N_c c \xi_{\gamma_c} \xi_{\gamma_c} \alpha_c \beta_c + N_{\gamma} \gamma_2 \frac{B}{2} \xi_{\gamma_{\gamma}} \xi_{\gamma_{\gamma}} \alpha_{\gamma} \beta_{\gamma}$$

I vari coefficienti sono di seguito calcolati.

COEFFICIENTI DI CARICO LIMITE

Coefficiente di carico limite per il carico al di sopra del piano posa = $N_q = 14.720$
Coefficiente di carico limite per la coesione del terreno di fondazione = $N_c = 25.803$
Coefficiente di carico limite per il peso del terreno di fondazione = $N_\gamma = 16.717$

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER LA FORMA DELLA FONDAZIONE

Coefficiente correttivo del primo termine = $\zeta_q = 1.016$
Coefficiente correttivo del secondo termine = $\zeta_c = 1.017$
Coefficiente correttivo del terzo termine = $\zeta_\gamma = 0.988$

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER PRESENZA DI CARICHI INCLINATI

Carico verticale agente sulla fondazione = $Q_v = 5975.00 \text{ kN}$
Carico orizzontale agente sulla fondazione = $Q_h = 0.00 \text{ kN}$

Angolo di inclinazione del carico sulla verticale = $\delta = [0.0^\circ]$
= $[0.000 \text{ rad}]$
Angolo di inclinazione del carico orizzontale rispetto ad L = $\theta = [0.0^\circ]$
= $[0.000 \text{ rad}]$

Coefficiente $m_B = 1.971$
Coefficiente $m_L = 1.029$

Coefficiente $m = 1.029$

Coefficiente correttivo del primo termine = $\xi_q = 1.000$
Coefficiente correttivo del secondo termine = $\xi_c = 1.000$
Coefficiente correttivo del terzo termine = $\xi_\gamma = 1.000$

COEFFICIENTI CORRETTIVI PER INCLINAZIONE DEL PIANO DI POSA e/o DELLA SUPERFICIE DEL TERRENO

Angolo di inclinazione del piano di posa della fondazione = ε = 0.0° [0.000 rad]

Angolo di inclinazione del terreno a lato della fondazione = ω = 0.0° [0.000 rad]

Coefficienti correttivi per inclinazione del piano di posa:

Coefficiente correttivo del primo termine = α_q = 1.000

Coefficiente correttivo del secondo termine = α_c = 1.000

Coefficiente correttivo del terzo termine = α_γ = 1.000

Coefficienti correttivi per inclinazione del terreno ai lati della fondazione:

Coefficiente correttivo del primo termine = β_q = 1.000

Coefficiente correttivo del secondo termine = β_c = 1.000

Coefficiente correttivo del terzo termine = β_γ = 1.000

CALCOLO DEL CARICO LIMITE

Tenendo conto di tutti i coefficienti, il carico limite vale:

$$\begin{aligned}\text{Carico limite della fondazione} = q_{\text{lim}} &= 381.0 \text{ kN/mq} \\ &= 3.81 \text{ kg/cmq}\end{aligned}$$

Per ulteriori approfondimenti sulla caratterizzazione geologica del sito, si rimanda alla Relazione Geologica.