

POLITECNICO DI TORINO

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
Indirizzo Strutture

Tesi di Laurea Magistrale

La vulnerabilità sismica del comune di
Scordia (CT)



Relatore
Prof. Ing. Donato Sabia

Candidata
Debora Ruggieri

Correlatore
Prof. Ing. Alessandro P. Fantilli

INDICE

1.	INTRODUZIONE	1
2.	RISCHIO SISMICO.....	3
3.	INQUADRAMENTO TERRITORIALE.....	7
4.	LA SCHEDA CARTIS	15
4.1.	PRECISAZIONI SUL PIANO REGOLATORE.....	15
4.2.	DESCRIZIONE DELLA SCHEDA CARTIS.....	19
4.3.	APPLICAZIONE DELLA SCHEDA CARTIS.....	32
5.	GLI EDIFICI TIPO	47
5.1.	EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO.....	47
5.1.1.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	47
5.1.2.	ANALISI DEI CARICHI VERTICALI.....	51
5.1.3.	ANALISI DELL'AZIONE SISMICA.....	53
5.1.4.	ANALISI DINAMICA LINEARE.....	55
5.1.5.	ANALISI STATICA LINEARE.....	57
5.1.6.	CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	58
5.1.7.	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	59
5.1.8.	LA VULNERABILITA'	61
5.1.9.	GRADO DI DIFFORMITA'	63
5.2.	EDIFICIO IN MURATURA.....	65
5.2.1.	MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA.....	66
5.2.2.	ANALISI DEI CARICHI VERTICALI.....	72
5.2.3.	ANALISI DELL'AZIONE SISMICA.....	72
5.2.4.	ANALISI DINAMICA LINEARE.....	75
5.2.5.	ANALISI STATICA LINEARE.....	77
5.2.6.	VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI.....	78
5.2.7.	LA VULNERABILITA'	80
6.	DISCUSSIONE DEI CASI	84
7.	CONCLUSIONI	85
8.	ALLEGATI	Errore. Il segnalibro non è definito.
	BIBLIOGRAFIA.....	86
	SITOGRAFIA	87

1. INTRODUZIONE

La geodinamica del territorio italiano ha fatto sì che esso sia da sempre stato soggetto a eventi sismici di notevole rilievo a causa dello scorrimento della placca euroasiatica e di quella africana, tanto da renderlo uno dei Paesi a sismicità più elevata nel Mediterraneo.

Diversi eventi sismici hanno sconvolto il nostro territorio e hanno apportato un gran cambiamento nelle normative vigenti, primo tra tutti il terremoto del 1908 nello stretto di Messina, che ha causato 105.000 vittime.

Dopo il terremoto del Molise, in Italia è stato avviato un percorso di stima della pericolosità sismica e con l'Ordinanza PCM n. 3274/2003 per la prima volta sono state definite le procedure da seguire, il tipo di prodotti e l'utilizzo dei risultati per le politiche di prevenzione.

Nel 2004 è stata rilasciata una nuova mappa di pericolosità sismica che fornisce un quadro delle aree più pericolose d'Italia, resa ufficiale con l'Ordinanza PCM n. 3519/2006.

Più recentemente con l'entrata in vigore delle Norme Tecniche per le Costruzioni, del 2008 e del 2018, è stato stabilito che per ogni costruzione ci si deve riferire a un'accelerazione di riferimento individuata sulla base delle coordinate geografiche dell'area di progetto e in funzione della vita nominale dell'opera. È stata infatti definita una maglia quadrata di 5 km di lato in funzione di un valore di pericolosità di base per ogni punto del territorio nazionale.

Dai valori massimi delle accelerazioni orizzontali (PGA) che sono riferiti a un ipotetico suolo omogeneo roccioso, detto bedrock, si è visto che gli scuotimenti più forti, con valori di accelerazioni al suolo superiori a 0,225 g sono attesi in Calabria, lungo la dorsale appenninica, in Friuli-Venezia Giulia, in Liguria occidentale e in Sicilia sud-orientale.

Da qui nasce l'esigenza di valutare e ridurre il rischio sismico di un dato territorio e di conseguenza di individuare un metodo opportuno che possa valutare la vulnerabilità strutturale del patrimonio edilizio italiano in modo da poter individuare le zone a maggior fragilità su cui poter intervenire.

A tale scopo da anni il Dipartimento di Protezione Civile è impegnato nella messa a punto di metodi, strumenti e procedure unitarie a livello nazionale, per garantire un approccio sistematico, e per quanto possibile uniforme al trattamento della valutazione del danno nelle costruzioni investite dal sisma.

Nel 2014 esso, assieme alla Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica ReLUIS, ha lanciato un progetto al fine di sviluppare "una metodologia sistematica per la valutazione dell'esposizione a scala territoriale sulla base delle caratteristiche tipologico-strutturali degli edifici".

Ciò ha portato alla generazione della scheda CARTIS (CARatterizzazione Tipologico-Strutturale), che mette a frutto le conoscenze ed esperienze maturate in un precedente lavoro di caratterizzazione tipologica sul territorio nazionale dal titolo "Modello di Caratterizzazione Tipologico Strutturale a scala nazionale", svolto dall'Unità di Ricerca di Napoli (oggi Centro Studi PLINIVS/ LUPT) nell'ambito di una convenzione con il Servizio Sismico Nazionale, oggi Ufficio di Rischio Sismico e Vulcanico del Dipartimento della Protezione Civile.

L'obiettivo è quello di definire sotto il profilo qualitativo le caratteristiche costruttive locali per fornire indicazioni per una regionalizzazione delle funzioni di vulnerabilità attualmente impiegate indifferentemente su tutto il territorio nazionale.

Sull'intero territorio nazionale, infatti, le tecniche costruttive si sono differenziate nel corso dei secoli, in ragione alle culture e ai condizionamenti locali, che in taluni casi hanno notevolmente inciso sulle caratteristiche e sulla qualità della costruzione, determinando sostanziali differenze anche in termini di risposta sismica. Nasce quindi l'esigenza di avere una scheda univoca che possa permettere di descrivere il territorio nazionale facendo una valutazione oggettiva, senza possibilità di interpretazione da parte del rilevatore.

Nella presente tesi ci si prefigge lo scopo di indagare la vulnerabilità di Scordia, un paese di 16918 abitanti in Sicilia sud-orientale, che si trova in zona sismica di tipo 2.

A tale fine viene innanzitutto, dopo aver diviso il territorio comunale in cinque comparti, è stata compilata la scheda CARTIS di primo livello relativa al modello del 2014, in modo da avere un quadro generale del territorio, poi è stata compilata la scheda di secondo livello, che permette di ottenere una valutazione puntuale della vulnerabilità delle strutture analizzate in ogni comparto, facendo riferimento ai soli edifici residenziali, come esplicitato nel manuale per la compilazione.

Successivamente, mediante il software ad elementi finiti CDM DOLMEN, sono stati modellati i due edifici maggiormente presenti, rispettivamente in muratura e cemento armato e ne è stata fatta un'analisi statica e dinamica lineare in modo da valutare la loro risposta strutturale nello stato attuale in cui si trovano.

Per la valutazione della vulnerabilità, tra i tanti metodi disponibili, si è scelto di valutare la percentuale di sisma che le due strutture sono in grado di sopportare rispetto al valore massimo.

Inoltre per l'edificio in cemento armato si è deciso di valutare la vulnerabilità mediante un parametro detto grado di difformità, che definisce la percentuale di armatura che c'è rispetto a quella che dovrebbe esserci al fine di soddisfare le Norme Tecniche attualmente in vigore.

Invece nell'edificio in muratura è stata valutata la percentuale di volume murario che resiste a pressoflessione e a taglio al variare della percentuale di sisma applicato.

2. RISCHIO SISMICO

Il rischio sismico è la stima, in termini socio-economici, della perdita di vite umane e beni che possono interessare una determinata area in un definito periodo di tempo, a causa di un evento sismico. Esso è definito come prodotto della pericolosità sismica, dell'esposizione e della vulnerabilità.

Per **pericolosità** sismica si definisce la probabilità che si verifichi in un dato luogo o entro una data area ed entro un certo periodo di tempo un terremoto capace di causare danni; tale probabilità viene valutata come superamento di una soglia stabilita di intensità in un determinato intervallo di tempo. Essa viene calcolata sulla base di: zonazione sismogenetica (esistenza di faglie); catalogo sismico (distribuzione spazio - temporale degli eventi sismici passati) e modello di attenuazione (variazione con la distanza degli effetti dei terremoti).

Quindi di fatto valuta lo scuotimento prodotto dal terremoto in condizioni di suolo rigido e senza irregolarità morfologiche.

La pericolosità sismica permette una classificazione sismica a vasta scala, utilizzabile per la programmazione delle attività di prevenzione e pianificazione dell'emergenza, rappresentando la base per la definizione del terremoto di riferimento per gli studi di microzonazione sismica.

Essa può essere determinata mediante metodi deterministici che consistono nell'analisi dei valori di scuotimento del suolo atteso a seguito di un terremoto di riferimento definito per il territorio circostante il sito di indagine oppure con metodi probabilistici che valutano gli effetti legati a tutti i terremoti potenziali delle varie sorgenti ritenute in grado di influenzare un sito, con l'incertezza e le ipotesi alternative.

Un metodo per valutarla è quello di considerare la massima accelerazione al suolo indotta dal terremoto, ovvero PGA (Peak Ground Acceleration).

L'**esposizione** può essere definita come la dislocazione, consistenza, qualità e valore dei beni e delle attività presenti sul territorio che possono essere influenzate direttamente o indirettamente dall'evento sismico, quindi dipende dagli insediamenti, edifici, attività economiche-produttive, infrastrutture e densità di popolazione di una data area.

L'esposizione di fatto è la quantificazione economica e/o sociale dell'oggetto esposto a rischio. Ed è un parametro su cui il progettista non può intervenire, se non a fronte di un'opportuna pianificazione urbana.

La **vulnerabilità** è la propensione di un oggetto (edificio o sistema complesso) a subire danni o alterazioni. Essa è l'unico parametro su cui un ingegnere può intervenire.

La vulnerabilità di un edificio è definibile come un indicatore sintetico, quantitativo e qualitativo, delle sue caratteristiche strutturali, che consente di spiegare il grado di danno per un determinato livello di azione sismica.

In letteratura sono disponibili diverse definizioni di vulnerabilità.

In sintesi la vulnerabilità può essere definita come la predisposizione da parte di persone, beni o attività a subire danni o modificazioni a causa del verificarsi di un

terremoto. Tali danni possono indurre alla momentanea riduzione di efficienza da parte di questi elementi o anche ad una totale irrecuperabilità.

Per cui non è possibile parlare di vulnerabilità di un edificio astraendosi dal contesto in cui esso è inserito perché occorre valutare le sue prestazioni quando è soggetto ad un'azione derivante dall'ambiente con il quale interagisce. Quindi le grandezze da valutare sono essenzialmente due: una che misura l'entità dell'azione e una che valuta il conseguente danno sulla costruzione, dove per danno di una costruzione si intende una modifica del suo stato che provoca un deterioramento delle sue prestazioni.

Per quanto riguarda la misura dell'azione sismica si può ricorrere alle scale di intensità sismica. Esse individuano una graduazione di livelli crescenti di intensità, ciascuno dei quali è definito mediante la descrizione dei danni conseguenti osservabili.

Come noto, una delle prime scale fu quella proposta da Mercalli nel 1902, originariamente articolata in 10 gradi di severità e poi amplificata da Cancani e Sieber, il quale si occupò di descrivere gli effetti tipici dei terremoti (MCS). Ricorrere alle scale di intensità macrosismica significa poter disporre, per ciascuna tipologia edilizia, della mole di dati forniti dalla ricca sismicità storica e di tutte le numerose indicazioni che testimoniano quale sia stata la loro risposta agli eventi sismici.

Queste classificano i terremoti valutandone l'entità in base ad una descrizione degli effetti visibili e tangibili e non contempla alcuna misurazione oggettiva in termini quantitativi, sia sugli oggetti che sugli esseri umani, e sulla percezione che le persone hanno avuto del fenomeno. Pertanto il concetto di intensità sismica è una stima della gravità degli effetti più che una determinazione diretta della severità dell'azione.

Se invece come parametro quantificatore dell'entità dell'azione è utilizzata l'accelerazione di picco al suolo, la numerosità dei dati disponibili risulta minore, perché è sicuramente più limitato il numero di registrazioni strumentali correlate alla stima dei danni provocati, rispetto ai dati di sismicità storica.

E' possibile passare da un parametro all'altro mediante varie relazioni presenti in letteratura, da utilizzare però cautelativamente perché affette da ampie approssimazioni.

Tra le relazioni più significative si riporta:

$$\log(a_{\max} [cm/s^2]) = 0.22 \cdot I_{MCS} + 0.52$$

$$\log(a_{\max} [cm/s^2]) = 0.24 \cdot I_{MCS} + 0.57$$

$$\log(a_{\max} [cm/s^2]) = 0.27 \cdot I_{MCS} + 0.45$$

Se si indica con "a" la grandezza scalare che quantifica l'entità dell'azione e con "d" il danno, il legame tra "a" e "d" può essere sia di tipo deterministico che probabilistico. Quando le variabili sono continue e il legame che le collega è deterministico, si ha una curva $d=d(a)$ tale per cui ad ogni valore di "a" fa corrispondere univocamente un solo valore di "d", caratterizzato da un andamento

non decrescente (è ovvia l'evidenza fisica: all'aumentare dell'azione sismica sicuramente il danno non diminuisce) e da eventuali discontinuità che denotano salti di livello dello stato di danno. Ovviamente la curva ha un limite superiore corrispondente al collasso dell'edificio, e solitamente un danno non nullo è conseguente ad un'ascissa maggiore di zero (in altri termini la struttura può essere in grado di sopportare una certa azione sismica prima che si inneschi il danneggiamento).

Analogamente seguendo un approccio probabilistico il legame tra le variabili continue porta alla definizione di una funzione di densità di probabilità di danno $P[d(a)]$, mentre lavorando con variabili discrete, sono introdotte le grandezze $P_{ih}[d_h|a_i]$ che esprimono la probabilità che si verifichi il danno d_h in presenza dell'azione a_i . La matrice di dimensione $m \times n$ che raccoglie i termini $P_{ih}[d_h|a_i]$ è detta matrice di probabilità di danno.

Metodo dell'indice di vulnerabilità

Si tratta di un metodo proposto da Benedetti e Petrini e ed è il metodo su cui si basano le Schede di Livello 2, predisposte dal Gruppo Nazionale Difesa Terremoti (GNDT).

L'indice I_v fornisce una misura convenzionale della vulnerabilità in una scala nella quale lo zero identifica un edificio costruito secondo le normative vigenti, cioè un edificio non vulnerabile. L'indice di vulnerabilità è definito in base ad undici parametri che sono stati ritenuti idonei a caratterizzare il comportamento sismico di un edificio; nella formulazione attuale essi sono:

- Tipo e organizzazione del sistema resistente;
- Qualità del sistema resistente;
- Resistenza convenzionale;
- Posizione edificio e fondazioni;
- Orizzontamenti;
- Configurazione planimetrica;
- Configurazione in elevazione;
- Distanza massima murature;
- Copertura;
- Elementi non strutturali;
- Stato di fatto.

Per ogni parametro sono state definite quattro classi di vulnerabilità crescente (indicate con: A, B, C e D) le quali sono quantificate assegnandogli un punteggio numerico k_i ed un peso w_i , attribuiti a ciascun parametro in ragione della sua influenza sul comportamento sismico.

L'indice di vulnerabilità è definito come somma pesata dei punteggi relativi ad ogni parametro, cioè come somma del risultato delle singole vulnerabilità attribuite alle sue componenti strutturali:

$$I_v = \sum_{i=1}^{11} (k_i \cdot w_i)$$

Questa procedura di valutazione della vulnerabilità è quindi di tipo indiretto perché non si basa sulla definizione diretta della vulnerabilità stessa, ma su quella dell'indice di vulnerabilità.

Una volta valutata la pericolosità sismica, l'esposizione e la vulnerabilità si determina I_{SR} (Indice di rischio sismico o Seismic Rating) che è un parametro che esprime il deficit di capacità dell'edificio. Assumendo che la costruzione sia stata edificata in accordo alla normativa vigente l'ipotesi è che la capacità dell'edificio coincida con la domanda richiesta dalla suddetta specifica normativa, valutata in termini di PGA.

In base a queste considerazioni l'indice di rischio sismico si ottiene confrontando la capacità richiesta dalla attuale normativa ($PGA_{current}$) e quella di progetto all'epoca della realizzazione dell'edificio (PGA_{design}):

$$I_{SR} = \frac{PGA_{current} - PGA_{design}}{PGA_{max}} \cdot 100$$

PGA_{max} è il valore massimo della PGA attesa in tutta la zona di riferimento.

Ovviamente per gli edifici costruiti senza una progettazione sismica perché precedenti all'introduzione delle norme di settore si deve assumere: $PGA_{design} = 0$.

In definitiva il parametro di rischio sismico è funzione dell'età dell'edificio e della sua ubicazione geografica, senza considerare le condizioni locali del terreno.

3. INQUADRAMENTO TERRITORIALE

Scordia (37° 29' N 14° 84' E) è un paese in provincia di Catania, in Sicilia. Esso si sviluppa lungo il margine nord-occidentale dei Monti Iblei, in Sicilia sud-orientale, con estensione superficiale di 24,31 km².



Fig. 1 Vista aerea del Comune di Scordia (CT).

Esso è un paese principalmente agricolo che deve il suo splendore al principe Branciforte che nel 1628 fece costruire diversi monumenti storici, alcuni dei quali distrutti dal terremoto del 1693.

Il patrimonio edilizio ha subito forti modifiche nel corso degli anni, specie negli anni Sessanta, quando, a causa delle politiche locali, si è verificata una demolizione incontrollata di edifici storici e non. Per cui tra i palazzi gentilizi e borghesi ad oggi pervenuti, sicuramente sono degni di nota palazzo Vecchio, i due palazzi De Cristofaro, palazzo Modica e palazzo Vecchio Majorana, mentre tra le poche case contadine che sono sopravvissute si annoverano quelle site in via Cavour e via Vittorio Emanuele II.

In particolare le case contadine erano tipicamente di un piano, con tetti con travi in legno e canne su cui poggiavano i coppi di argilla. Esse erano dotate di una o più stanze. Nel cortile interno erano presenti l'alcova e la stalla. Solitamente sopra l'alcova e la stalla veniva ricavato un altro ambiente destinato a dormitorio e/o ripostiglio di paglia.

Per quel che riguarda i dati ISTAT dal punto di vista anagrafico ad oggi Scordia conta 16.918 abitanti, divisi in 6456 famiglie e il numero complessivo di edifici

residenziali ammonta a 3919, di cui la maggior parte in muratura portante, mediamente di 3-4 piani.

Dal punto di vista geologico la geometria del sottosuolo è riferibile a due distinti blocchi cinematici con caratteri stratigrafici differenti, separati da una faglia normale ad alto angolo di orientazione NE-SO ed immergente verso SE. Infatti il territorio scordiese sorge lungo il bordo nord-occidentale del Plateau Ibleo al margine di una depressione tettonica delimitata da faglie normali orientate in direzione NE-SO e riempita da sedimenti di età Pleistocenica denominata Graben di Scordia-Lentini (Ghisetti & Vezzani, 1980).



Fig. 2 Faglie sul territorio scordiese

Questo bacino estensionale si è originato dal collasso delle successioni carbonatiche iblee e delle vulcaniti, sulle quali si è depositata una sequenza caratterizzata da facies calcarenitico-sabbiose marginali, evolventi ad argille marnose.

Nel dettaglio la zona a sud-est è caratterizzata da estesi affioramenti di argille emiliane, mentre la zona nord-ovest è caratterizzata da calcareniti organogene clinostratificate, che ricoprono antiche superfici di erosione modellate sulle ialoclastiti e lave fratturate.

Il substrato invece è costituito da prodotti vulcanici di composizione basaltica e affinità alcalina.

Lecalcareniti organogene clinostratificate sono rappresentate da packstones di colore grigiastro con granuli costituiti da bioclasti carbonatici e da abbondanti frammenti vulcanici vetrosi, invece le ialoclastiti stratificate sono di colore giallo ocra, con frammenti lavici di dimensione decimetrica e abbondante frazione vetrosa. Questi materiali sono di fondamentale importanza per la comunità scordiese che da secoli utilizza i blocchi estratti dalle cave di pietra arenaria nelle proprie costruzioni.



Fig. 3 Calcareniti organogene clinostratificate



Fig. 4 Ialoclastiti stratificate

La geologia del territorio ha portato, nel 2012, alla necessità di condurre uno studio di microzonazione sismica in collaborazione con la Protezione Civile e l'Università di Catania per approfondire gli studi sul territorio scordiese che ricade in zona sismica 2 (S=9).

Gli studi sono consistiti in un'analisi di primo livello di approfondimento tramite la raccolta di dati esistenti e nella redazione di una serie di elaborati cartografici tra cui la Carta geologico-tecnica per la microzonazione sismica e Carta delle microzone omogenee in prospettiva sismica.

Lo studio ha avuto l'obiettivo di valutare le amplificazioni locali e i fenomeni di instabilità del terreno (instabilità di versante, liquefazioni, faglie attive e capaci, cedimenti differenziali, ecc.). I fenomeni di amplificazione locale sono l'effetto della risposta sismica locale, definita come modificazione in ampiezza, frequenza e durata dello scuotimento sismico dovuta alle specifiche condizioni lito-stratigrafiche e morfologiche di un sito, generalmente espresso in termini quantitativi dal rapporto tra i parametri del moto sismico alla superficie del sito e quella che si osserverebbe per lo stesso evento sismico su un ipotetico affioramento di roccia rigida con morfologia orizzontale.

Sono state effettuate anche una serie di misure di microtremori mediante la tecnica di indagine di sismica passiva HVSR (Horizontal to Vertical Spectral Ratio) al fine di determinare il periodo e l'ampiezza delle vibrazioni del suolo su una griglia di punti, omogeneamente distribuiti sull'area investigata, utilizzati per la redazione della carta delle frequenze.

Sono stati individuati 18 eventi sismici significativi tra il 1693 e il 2004, con intensità macrosismica che raggiunge il picco di IX-X in corrispondenza del terremoto nella valle di Noto nel 1693.

La localizzazione territoriale sulle mappe di pericolosità sismica ha consentito di ricavare i valori di a_g su suolo rigido (categoria A; $V_{s,30} > 800$ m/s) con probabilità di superamento in 50 anni pari a:

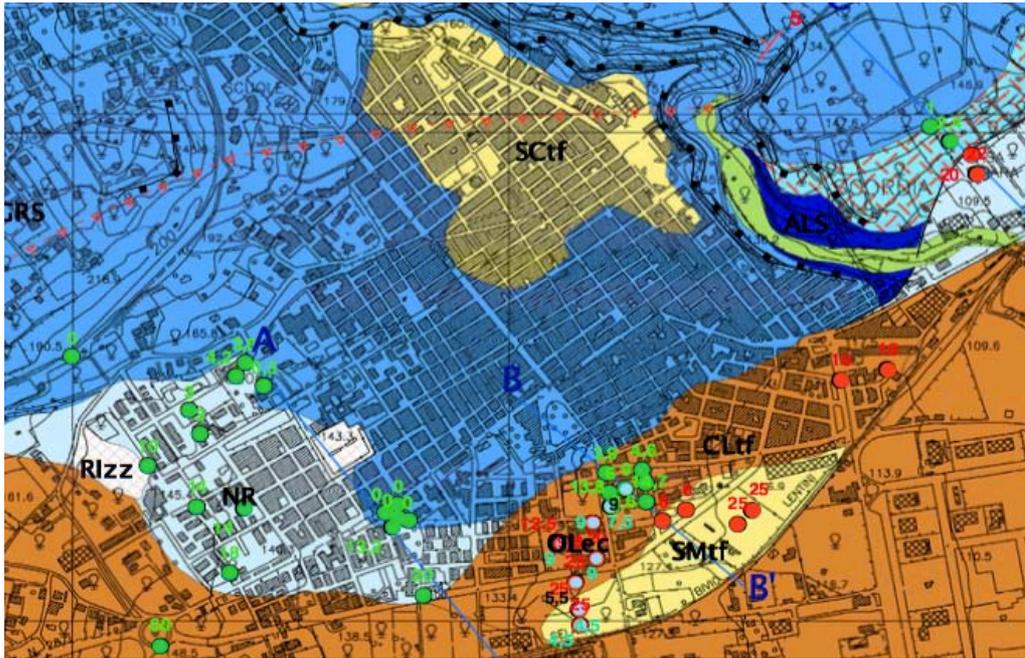
- 0.225-0.250 per il 10% per un periodo di ritorno di 475 anni
- 0.35-0.4 per il 5% per un periodo di ritorno di 975 anni
- 0.5-0.6 per il 2% per un periodo di ritorno di 2475 anni

Inoltre si specifica brevemente che il numero di N_{SPT} nelle indagini condotte nel corso dello studio di microzonazione sismica è risultato compreso tra 20 e 30 per i terreni sabbioso-limosi e compreso tra 5 e 10 per quelli caratterizzati da una dominante frazione limosa o limo-argillosa.

I valori di velocità delle onde sismiche $V_{s,30}$ sono stati determinati con cinque indagini di down-hole, realizzate su fori con profondità di fondo pozzo comprese tra i 15 e i 24 m e sono risultate comprese tra 200 e 500 m/s per le argille (NR), tra 250 e 300 m/s per le sabbie e tra 400 e 870 m/s per i terreni calcarenitici GRS.

Inoltre sono state effettuate 20 misure di microtremore ambientale (noise) per misurare le frequenze alle quali il moto del terreno viene amplificato per risonanza stratigrafica e l'entità di amplificazione è stata quantificata sulla base del rapporto H/V (rapporto tra le componenti spettrali orizzontali H e verticale V del moto del suolo).

I risultati hanno portato a dei valori di frequenza compresi tra 0.44 e 4.53 Hz. Chiaramente le zone in cui si è registrata un'amplificazione del microtremore a bassa frequenza sono in corrispondenza ai terreni argillosi, che costituiscono i terreni sui quali sorge la zona di nuova espansione, ovvero la maggior parte degli edifici in cemento armato. Quindi nella valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici in cemento armato bisogna valutare che nonostante abbiano maggiore rigidità per il materiale con cui sono costituiti, sorgono su terreni che comportano un'amplificazione sismica maggiore degli edifici in muratura che invece sorgono su terreni calcarenitici.



Legenda

Terreni di copertura

- RI** Materiale di riporto eterogeneo dato da risulta e laterizi (zz)
- GC** Depositi alluvionali recenti e attuali (in) e terrazzati (tf) costituiti da miscele di ghiaie, sabbie e argille
- SM** Depositi alluvionali terrazzati, costituiti da sabbie fini limose, miscela di sabbia e limo (tf)
- SC** Depositi alluvionali terrazzati, costituiti da sabbie argillose, miscela di sabbia e argilla (tf)
- OL** Prodotti di alterazione dei depositi alluvionali terrazzati, costituiti da limi organici e argille limose organiche (ec)
- CL** Depositi alluvionali recenti e attuali costituiti da argille limose e limi argillosi con ghiaie (in)

Substrato geologico rigido

- ALS** Lenti di calcareniti intercalate a lave
- GRS** Calcareniti organogene clinostratificate e ialoclastiti stratificate
- LP** Lave bollose fratturate, lave a fessurazione colonnare
- SF** Substrato geologico rigido molto fratturato

Substrato geologico non rigido

- NR** Argille

Instabilità di versante

- scorrimento - attiva
- crolli o ribaltamenti - quiescenti

Forme di superficie e sepolte

- Area con cavità sepolte
- Orlo di scarpata morfologica (10-20m)
- Orlo di scarpata morfologica (>20m)

Elementi tettonico strutturali

- Faglia inversa attiva (presunta)
- Faglia trascorrente attiva (presunta)
- Faglia diretta non attiva (certa)
- Faglia diretta non attiva (presunta)
- Traccia della sezione geologica rappresentativa del modello del sottosuolo

Elementi geologici e idrogeologici

- Giacitura strati
- Profondità della falda in aree con sabbie e/o ghiaie
- Sondaggio o pozzo che ha raggiunto il substrato rigido
- Sondaggio o pozzo che non ha raggiunto il substrato rigido

Area di studio

- Area di studio

Fig. 5 Carta geologico-morfologica

Come si può vedere la maggior parte del centro storico e parte della zona di seconda espansione si trova su calcareniti organogene clinostratificate e ialoclastiti stratificate, in linea con l'ampliamento cronologico del paese. Col passare degli anni il paese si è espanso a sud-ovest, porzione in cui il substrato è costituito da argille.

La conclusione dello studio di microzonazione non ha consentito l'individuazione di zone stabili, anche laddove affiorano le calcareniti stratificate, perché dai dati geofisici a disposizione è stato osservato che nei primi 20 m di profondità non si raggiungono V_s tali da poter individuare il bedrock sismico.

Sono state individuate 11 aree stabili suscettibili di amplificazione:

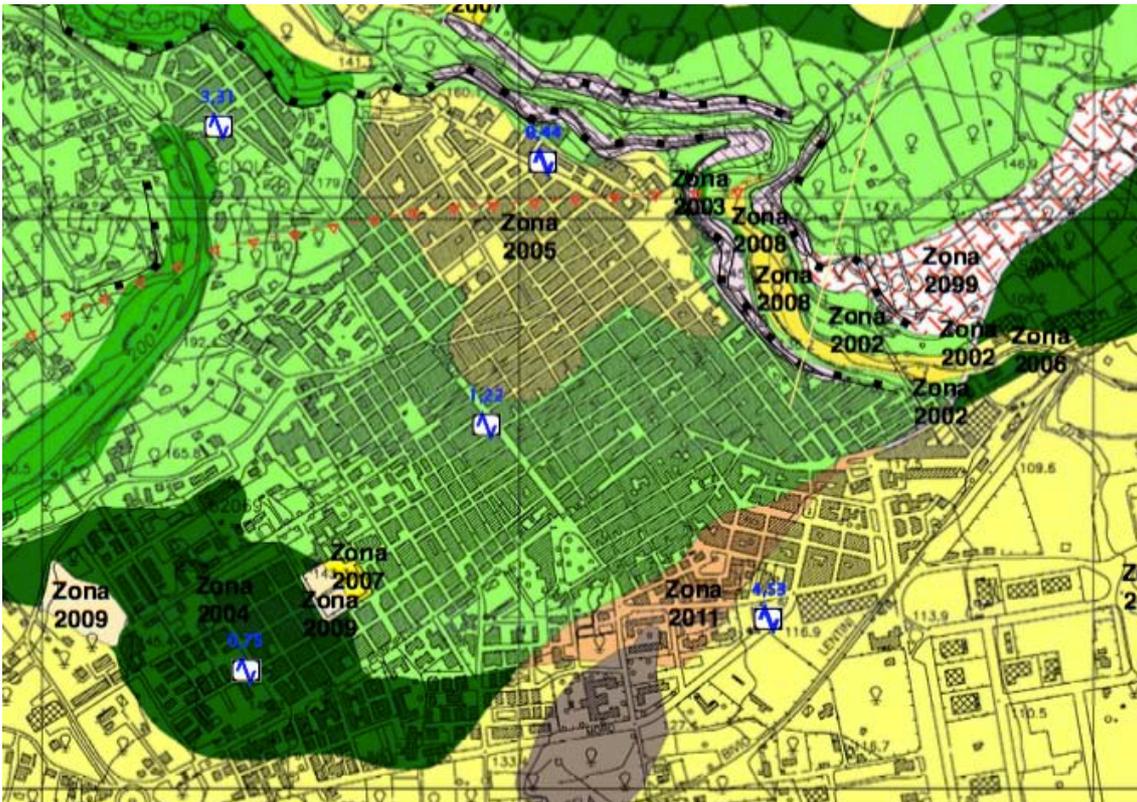


Fig. 6 Carta di dettaglio delle aree suscettibili di amplificazione sismica

- **zona 0:** colate laviche molto fratturate sia per accentuata fessurazione colonnare che, localmente, per fratturazione tettonica, e calcareniti organogene fratturate lungo zone di faglia (spessore > 50 m);
- **zona 1:** substrato geologico molto fratturato in pendio con inclinazione >15° e dislivello >30 m, costituito da colate laviche molto fratturate sia per accentuata fessurazione colonnare che, localmente, per fratturazione tettonica, e calcareniti organogene fratturate lungo zone di faglia;

- **zona 2:** substrato geologico (a) costituito da calcareniti organogene clinostratificate e ialoclastiti in cui, dalle indagini disponibili, si hanno velocità $V_s < 800$ m/s fino a circa 20 m di profondità, e amplificazioni da indagini HVSR (spessore massimo affiorante di circa 90 m), o substrato geologico costituito da un'alternanza di litotipi rappresentata da lave fratturate e calcareniti (spessore massimo affiorante di circa 25 m), in cui l'unica indagine geofisica disponibile per tali litotipi indica un livello superficiale pari a circa 8 m con velocità $V_s < 550$ m/s, mentre per profondità maggiori si hanno velocità $V_s > 800$ m/s;

- **zona 3:** substrato geologico costituito da calcareniti organogene clinostratificate e ialoclastiti in pendio con inclinazione $> 15^\circ$ e dislivello > 30 m;

- **zona 4:** substrato geologico non rigido costituito da argille grigio-azzurre. Spessore fino a 60 m.

- **zona 5:** depositi alluvionali terrazzati costituiti da sabbie argillose e miscela di sabbia e argilla (spessore < 10 m) poggianti su un substrato geologico costituito da calcareniti organogene clinostratificate e ialoclastiti in cui, dalle indagini disponibili, si hanno velocità $V_s < 800$ m/s fino a circa 20 m di profondità e amplificazioni da indagini HVSR (spessore massimo affiorante di circa 90 m);

- **zona 6:** depositi alluvionali terrazzati costituiti da sabbie argillose e miscela di sabbia e argilla, depositi alluvionali recenti e attuali costituiti da ghiaie argillose e miscele di ghiaia, sabbia e argilla, terrazzi alluvionali e depositi recenti e attuali costituiti da argille limose e limi argillosi con ghiaia (spessori < 10 m), poggianti su un substrato geologico non rigido costituito da argille grigio-azzurre (spessore fino a 60 m circa);

- **zona 7:** materiale di riporto e di risulta, rilevati e discariche in matrice generalmente sabbiosa (spessore di circa 3 m) poggianti su un substrato geologico costituito da calcareniti organogene clinostratificate e ialoclastiti in cui, dalle indagini disponibili, si hanno velocità $V_s < 800$ m/s fino a circa 20 m di profondità, e amplificazioni da indagini HVSR (spessore massimo affiorante di circa 90 m);

- **zona 8:** depositi alluvionali terrazzati, recenti e attuali costituiti da ghiaie argillose e miscele di ghiaia, sabbia e argilla (spessore < 10 m) poggianti o su un substrato geologico costituito da calcareniti organogene clinostratificate e ialoclastiti in cui, dalle indagini disponibili, si hanno

velocità $V_s < 800$ m/s fino a circa 20 m di profondità, e amplificazioni da indagini HVSR (spessore massimo affiorante di circa 90 m) o su un substrato geologico costituito da un'alternanza di litotipi rappresentato da lave fratturate e calcareniti (spessore massimo affiorante di circa 25 m), in cui l'unica indagine geofisica disponibile per tali litotipi, indica un livello superficiale pari a circa 8 m con velocità $V_s < 550$ m/s, mentre per profondità maggiori si hanno velocità $V_s > 800$ m/s.

- **zona 9:** materiale di riporto o di risulta, rilevati e discariche in matrice generalmente sabbiosa (spessore di circa 3 m) poggianti su un substrato geologico non rigido costituito da argille grigio-azzurre (spessore fino a 60 m circa);
- **zona 10:** terrazzi alluvionali e depositi recenti e attuali costituiti da argille limose e limi argillosi con ghiaia (spessori < 10 m) poggianti su colate laviche molto fratturate sia per l'accentuata fessurazione colonnare che, localmente, per fratturazione tettonica, e calcareniti organogene fratturate lungo zone di faglia (spessore > 50 m);
- **zona 11:** terrazzi alluvionali e depositi recenti e attuali costituiti da argille limose e limi argillosi con ghiaia (spessori < 10 m) poggianti su un substrato geologico costituito da calcareniti organogene clinostratificate e ialoclastiti in cui, dalle indagini disponibili, si hanno velocità $V_s < 80$ m/s fino a circa 20 m di profondità, e amplificazioni da indagini HVSR (spessore massimo affiorante di circa 90 m).

Infine si riporta un quadro dei terremoti più devastanti che hanno colpito il paese: quello del 11/01/1693 che provocò la rovina di due terzi delle abitazioni; quello del 1818 sui monti iblei di intensità MCS VII, che provocò notevoli danni a case e chiese ma nessun crollo; e quello del 13/12/1990 con epicentro a nord-est di Brucoli, di magnitudo $M > 5$ e intensità MCS VI-VII, che causò danni notevoli alla sede della guardia medica, alla stazione ferroviaria, al palazzo municipale e al liceo E. Majorana.

Danni gravissimi si verificarono inoltre a un edificio di tre piani di seguito evacuato e alle case popolari di contrada Ponticello (edifici a L con parziale piano sofficato al piano terra).

Inoltre si segnala che oltre gli edifici succitati la zona maggiormente colpita è stata quella a sud del centro storico, in corrispondenza della zona 6, dove i depositi alluvionali sabbioso-argillosi poggiano su un substrato geologico non rigido, costituito dalle argille grigio-azzurre.

4. LA SCHEDA CARTIS

Per la caratterizzazione della vulnerabilità di tale centro urbano e fare un inventario delle distribuzioni tipologico strutturali sul territorio comunale è stata compilata la scheda CARTIS. La scheda CARTIS si distingue in scheda di primo o di secondo livello, il primo caso consiste nel rilevamento delle tipologie edilizie all'interno delle zone comunali, definite comparti. I comparti sono aree comprendenti tipologie edilizie omogenee per età di costruzione e tecniche costruttive e strutturali. Vengono escluse dall'analisi gli edifici a carattere religioso e i palazzi storici, adibiti al pubblico, i capannoni industriali e i centri commerciali.

4.1. PRECISAZIONI SUL PIANO REGOLATORE

Prima di procedere nel dettaglio alla definizione dei comparti e alla trattazione della scheda Cartis è doveroso fare un preambolo sulla particolare problematica della definizione del piano regolatore a Scordia.

L'attuale piano regolatore di Scordia è stato adottato nel 2002 e approvato nel 2008.

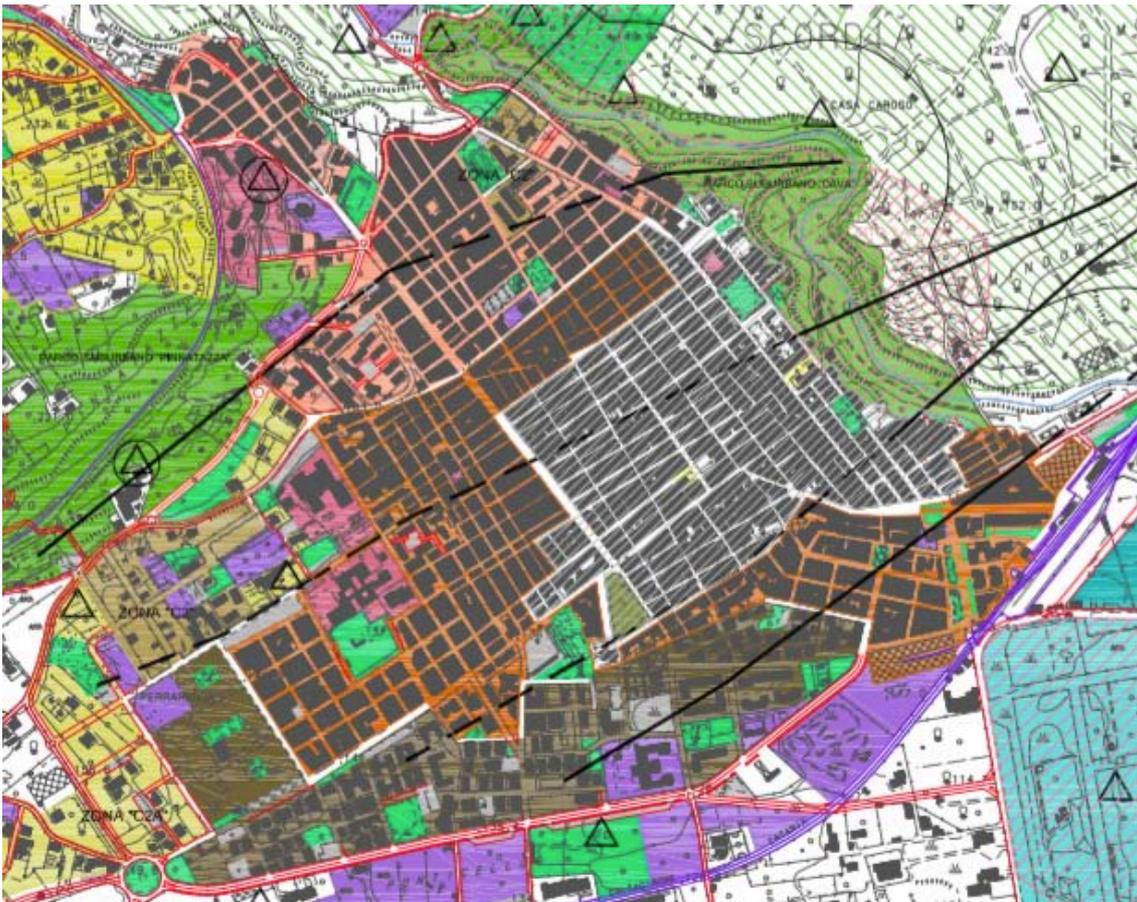


Fig. 7. Piano regolatore generale approvato nel 2008

Tuttavia nel 2014 è stata approvata la variante del centro storico rispetto a quanto definito dal PRG approvato nel 2008, che di fatto riprende “il perimetro del centro storico del PRG adottato nel 2002, con aggiunta dell’edificio sito in via Principe Amedeo angolo via Vittorio Veneto n. 41, dell’edificio in via Cesare Battisti n. 22 angolo via Puglisi nn. 138-140-142 e di Palazzo Boscarino in piazza Regina Margherita angolo via Garibaldi angolo via Principessa di Piemonte”.

La motivazione di tale variante nasce da solleciti da parte dei tecnici della Soprintendenza ai BB.CCA. di Catania che, in occasione del sopralluogo del novembre 2008, evidenziò che l’ampliamento del centro storico era stato eccessivo rispetto a quello presente nel PRG adottato nel 2002 e rispetto al precedente piano di fabbricazione del 1977.

Di seguito si rappresenta l’evoluzione della definizione del perimetro del centro storico dal piano di fabbricazione alla variante del 2014.

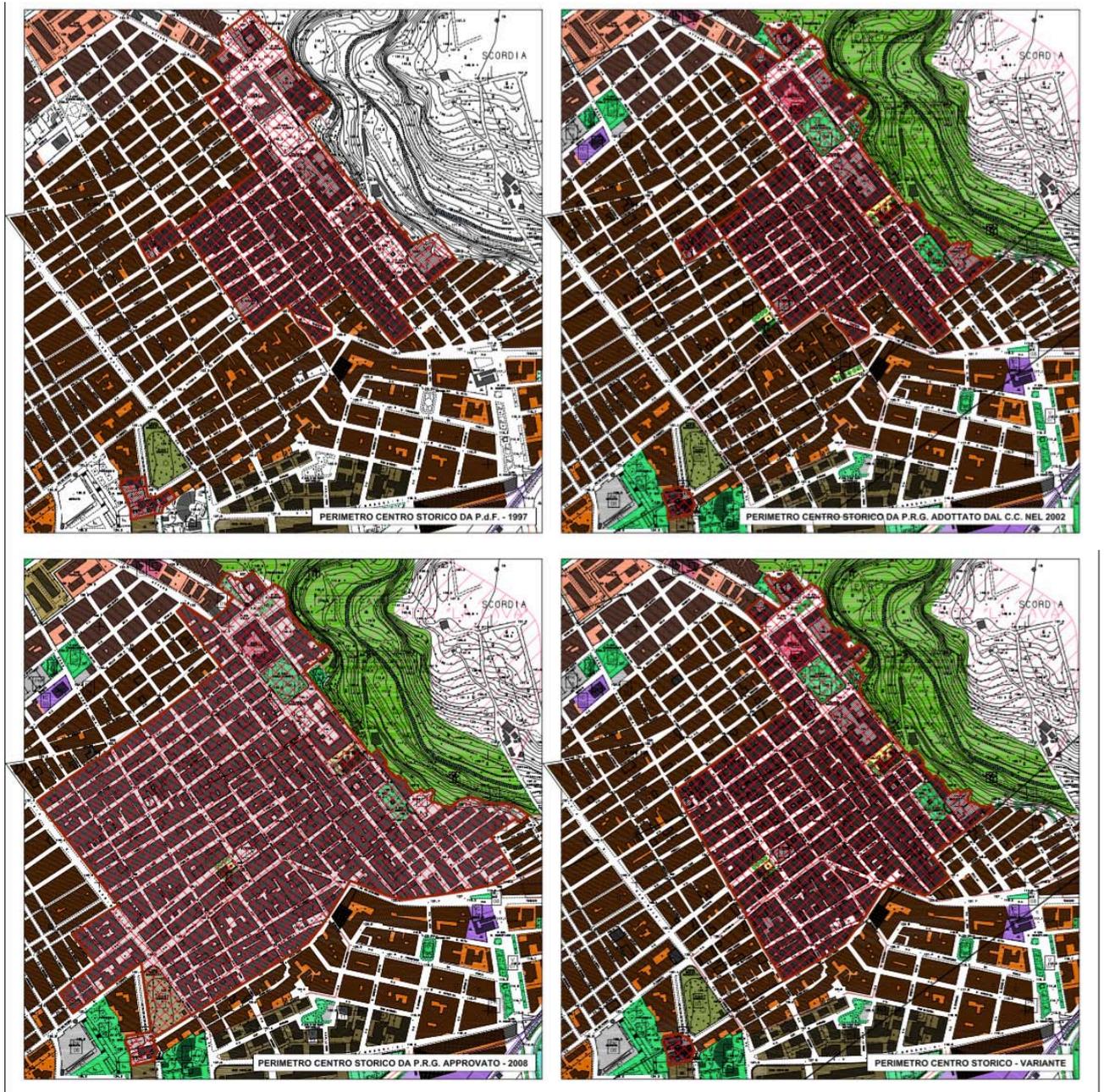


Fig.8 . Evoluzione del perimetro del centro storico

Nello specifico nella definizione del profilo della variante sono stati analizzati 75 comparti, alcuni dei quali ricadenti in zona B1, ognuno dei quali costituito da circa 12 unità abitative.

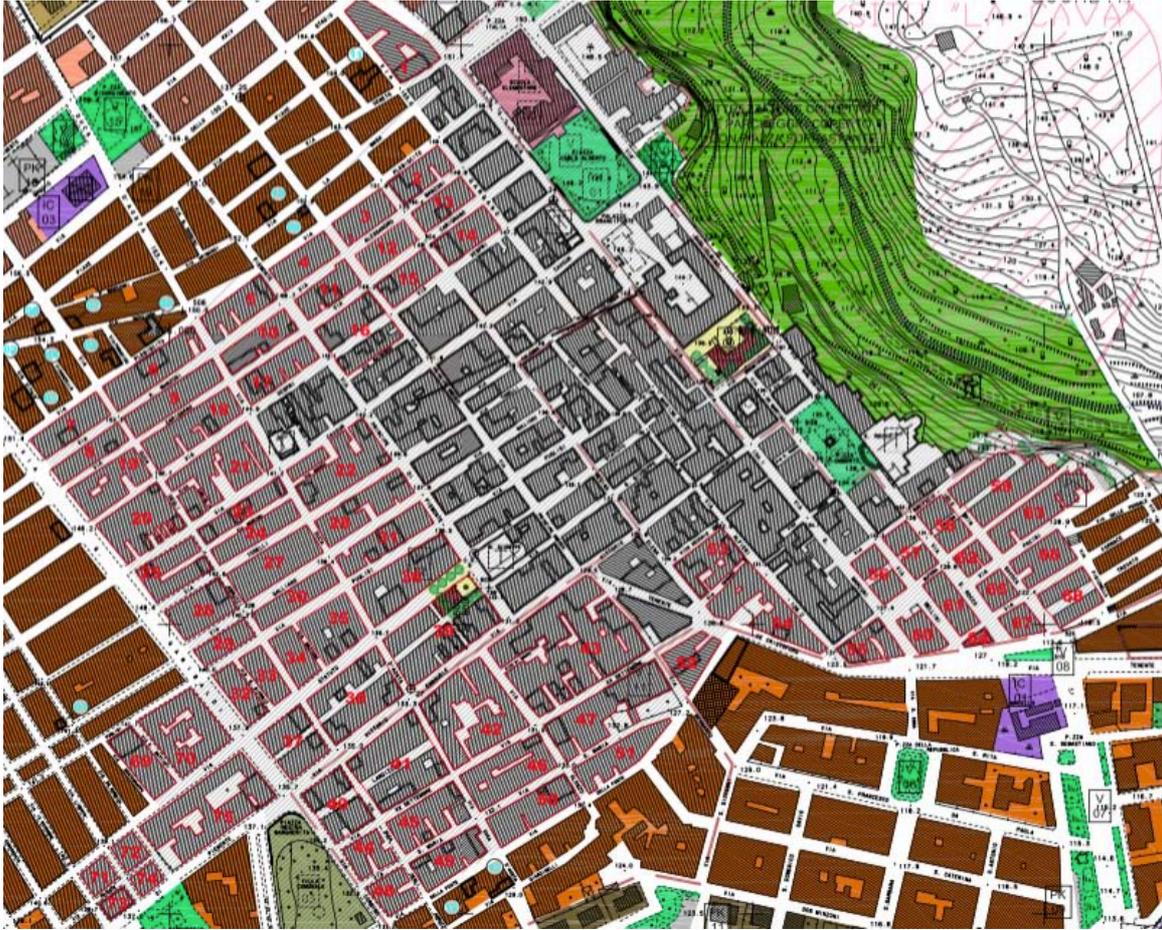


Fig. 9. Comparti della variante del centro storico

Di ciascun comparto è stata compilata una scheda circa l'estensione in pianta dell'edificio, il numero di piani, la destinazione d'uso, l'anno di fabbricazione di ciascun piano, il materiale utilizzato e il tipo di copertura.

Informazioni che risultano simili, anche se con minor grado di dettaglio, di quelle richieste dalla scheda Cartis compilata per l'intero comune.

Inoltre è stata indicata la presenza o meno di elementi architettonici come cornicioni in pietra, cortili, intonaci antichi, stato di conservazione di ogni piano e l'intervento suggerito ed è stata cerchiata l'area che richiede intervento, visibile in rosa chiaro nell'immagine precedente.

Dall'analisi di queste schede è stato possibile individuare un quadro generale sulla distribuzione degli edifici di Scordia, utile per la suddivisione dei comparti per la compilazione della scheda CARTIS.

Dal report infatti si è visto che una consistente percentuale di immobili ricadenti nel vecchio centro storico sono in stato di abbandono e degrado, tale da costituire pericolo per la pubblica incolumità. Si è inoltre osservato che, a causa della succitata demolizione incontrollata degli anni Sessanta, il centro storico risulta molto variegato, con edifici edificati nel '800 assieme ad altri edificati dopo il 1977, sempre in muratura o edifici ampliati in tempi successivi.

4.2. DESCRIZIONE DELLA SCHEDA CARTIS

La scheda è stata compilata mediante l'aiuto e l'esperienza di tecnici comunali e privati che lavorano da anni nel territorio e tramite sopralluoghi in modo da poter verificare dal vivo quanto riportato su carta. E' importante che le informazioni siano veritiere, motivo per cui si sceglie di lasciare la casella vuota nel caso di incertezze.

Sono stati analizzati i dati ISTAT relativi alla popolazione e alla sua distribuzione sul territorio comunale.

Dall'unione di questi dati si è visto che circa il 60% degli edifici residenziali a Scordia è stato realizzato dal 1946 al 1980, di cui più del 70% in muratura.

E' stato quindi diviso il territorio comunale in zone omogenee, detti comparti, per età di primo impianto e tecniche costruttive: sono stati individuati 5 comparti, di cui i primi relativi ad edifici in muratura e gli ultimi relativi ad edifici in cemento armato:

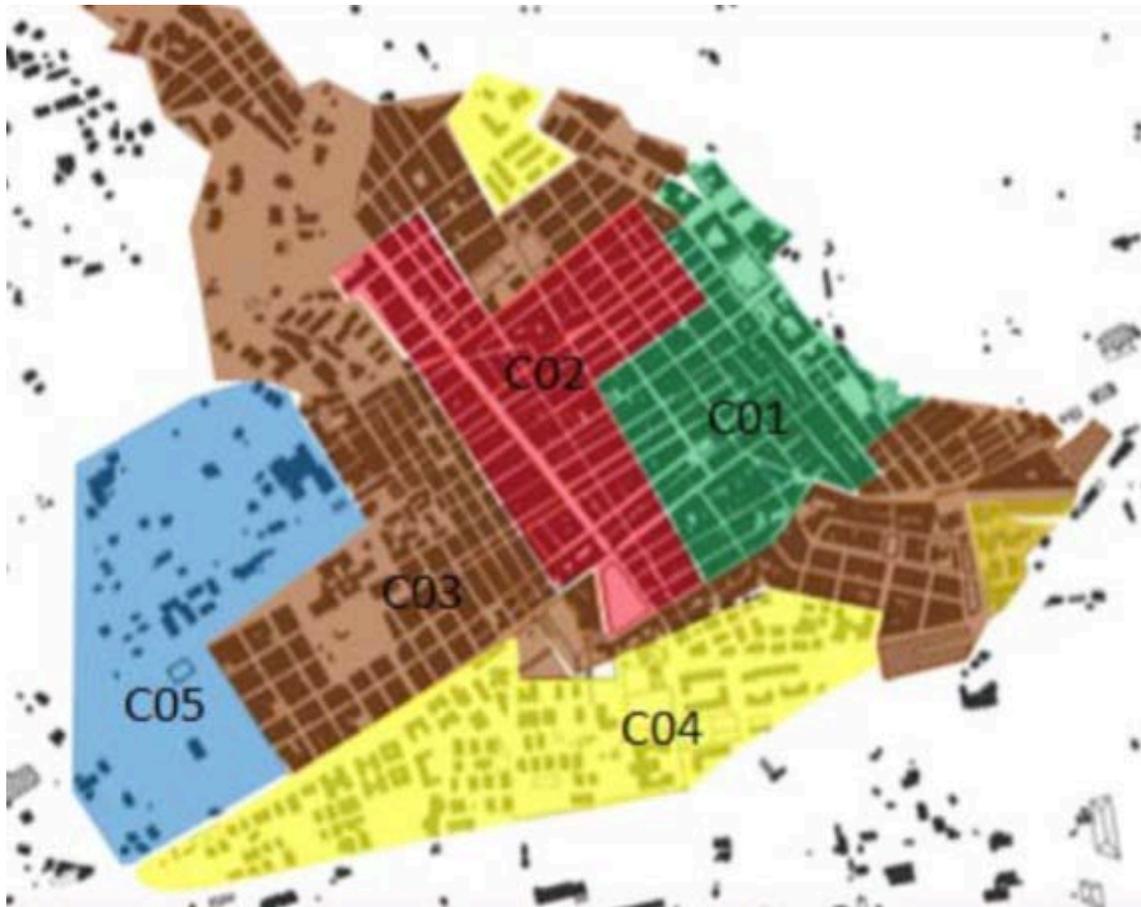


Fig. 10. Definizione dei comparti

- il comparto **C01** è quello che definisce gli edifici che vanno dal 1628 al 1945, si tratta del comparto più eterogeneo per i motivi suddetti. Si tratta di edifici che presentano muratura irregolare, volte e gradini in pietra;

- il comparto **C02** è il primo ad avere muratura mista, con scale in cemento armato e solai in ferro e tavelloni o in cemento armato. Esso racchiude gli edifici che sono stati costruiti tra il 1945 e il 1965;
- il comparto **C03** è il più densamente abitato perché rappresenta le tipologie abitative realizzate durante il boom del settore delle costruzioni degli anni Settanta – Ottanta. Esso è prevalentemente costituito da edifici in muratura mista con solai in latero-cemento, ma racchiude anche i primi edifici in cemento armato aventi pilastri di dimensioni ridotte;
- il comparto **C04** è il comparto che identifica i primi condomini in cemento armato e corrisponde alla zona di espansione sud-ovest del paese. E' interamente costituito da edifici in cemento armato;
- il comparto **C05** è quello di attuale costruzione, non ancora saturo, realizzato da edifici in cemento armato e tamponature in poroton. E' l'unico comparto in cui vengono utilizzate le tamponature di questo genere ed è mediamente caratterizzato da pilastri di dimensione maggiore di 45 cm e armatura in percentuale maggiore del 1% in linea con le attuali Norme Tecniche vigenti.

Una volta definiti i comparti si procede con la compilazione della scheda. La scheda si compone di 4 sezioni: sezione 0, sezione 1, sezione 2 e sezione 3.

Nella **sezione 0** vengono inserite le stringhe ISTAT identificative della regione, della provincia e del comune, e le stringhe rappresentative del comparto in questione, differenziando se si tratta di muratura o cemento armato. Si riporta anche la planimetria del centro urbano.

Si riportano inoltre i dati del referente ReLUI e del tecnico/tecnici comunali o privati intervistati e i dati anagrafici (residenti per comparti, superficie coperta e numero di abitazioni per comparto).

Nella **sezione 1** viene definita la tipologia, specificando se si tratta di un edificio in muratura o in cemento armato, e se si tratta di una costruzione isolata o in aggregato.

Il manuale fornisce una definizione della posizione della tipologia, secondo i criteri mostrati in figura 11.

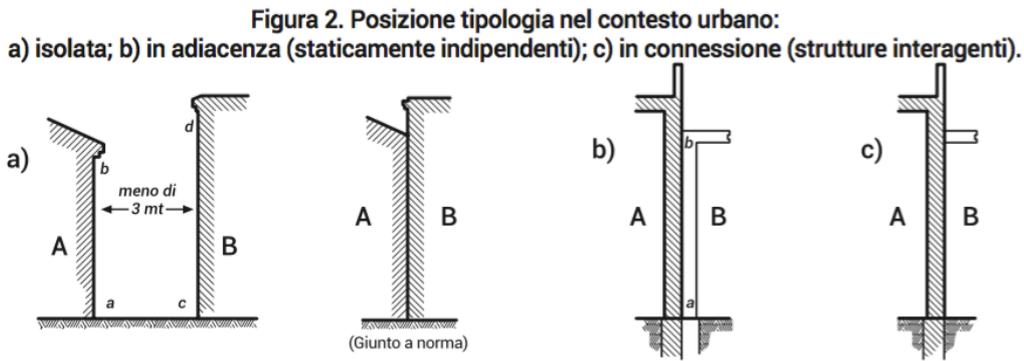


Fig. 11. Definizione di edificio isolato o in aggregato

Per cui una costruzione è stata definita isolata se dista meno di 3 m dall'altra o se gli edifici sono separati da opportuno giunto a norma nel caso di nuove costruzioni. Invece se il giunto non è a norma o se i blocchi di muratura presentano delle giunzioni a pettine con i blocchi dell'edificio adiacente allora la costruzione viene definita in aggregato con strutture staticamente indipendenti o interagenti tra loro.

Nel dettaglio è stato visto che la maggior parte degli edifici in zona C04 è isolata, mentre quelli in zona C05 sono isolati o comunque presentano giunti a norma, con distanze dagli edifici adiacenti maggiori di $1/100$ dell'altezza dell'edificio. Completano l'identificazione la planimetria e la sezione dell'edificio tipo esaminato.

Nella **sezione 2** vengono riportate le caratteristiche generali dell'edificio, come ad esempio il numero di piani, le altezze di piano terra e dei piani successivi, la superficie, l'età di costruzione e la principale destinazione d'uso.

Nella **sezione 3** si riporta la caratterizzazione tipologica della struttura. Essa si divide in tre parti: le sezioni 3.1 A e 3.1 B che sono una alternativa all'altra a seconda che il materiale con cui sia realizzato l'edificio sia in muratura e/o muratura mista o in cemento armato. La sezione 3.2 invece deve essere sempre compilata.

Nel dettaglio la sezione 3.1 A racchiude le tipologie murarie possibili distinguendole in muratura irregolare, sbazzata e regolare.

- La *muratura irregolare* è costituita da elementi informi, che si possono presentare o come ciottoli di fiume, di piccole e medie dimensioni, levigati e con spigoli dalla forma decisamente arrotondata o come scapoli di cava o elementi di diversa pezzatura a spigoli vivi, generalmente in calcare o pietra lavica.

Tabella 1. Abaco delle murature irregolari (Manuale AeDES).

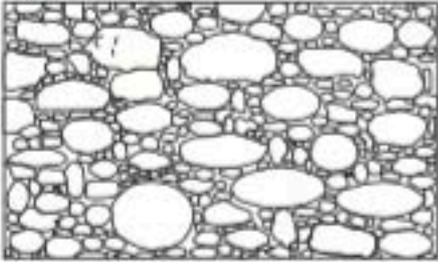
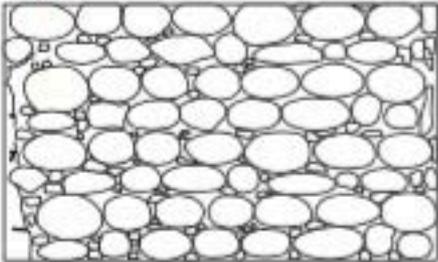
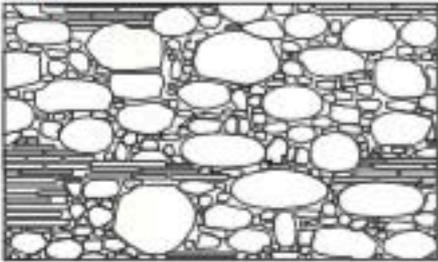
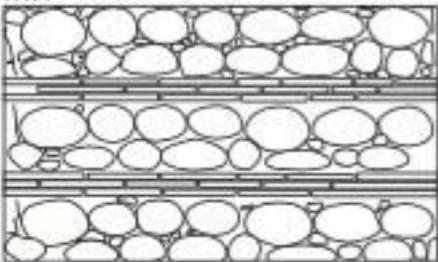
A1: Pietra arrotondata		
Costituita prevalentemente da elementi con superficie liscia e forma arrotondata, o da ciottoli di fiume di piccole e medie dimensioni; si presenta tanto con tessitura ordinata quanto disordinata.		
Senza Ricorsi (S.R.)		
A1.1		- Senise (PZ) - Ciottoli con tessitura disordinata.
		
A1.2		- Assisi - Ciottoli di varia natura con tessitura ordinata.
		Foto tratta da "Manuale per la valutazione e la progettazione sismica delle strutture degli edifici" - Regione Umbria - Edizione 03 - Topografia del Bruno Zevi - 1999.
Con Ricorsi (C.R.)		
A1.3		- Sassuolo (MO) - Ciottoli e mattoni.
		
A1.4		- Castel dei Sauni (FG) - Muratura di pietrame con ricorsi laterizi.
		

Fig. 12. Definizione di muratura irregolare da manuale CARTIS

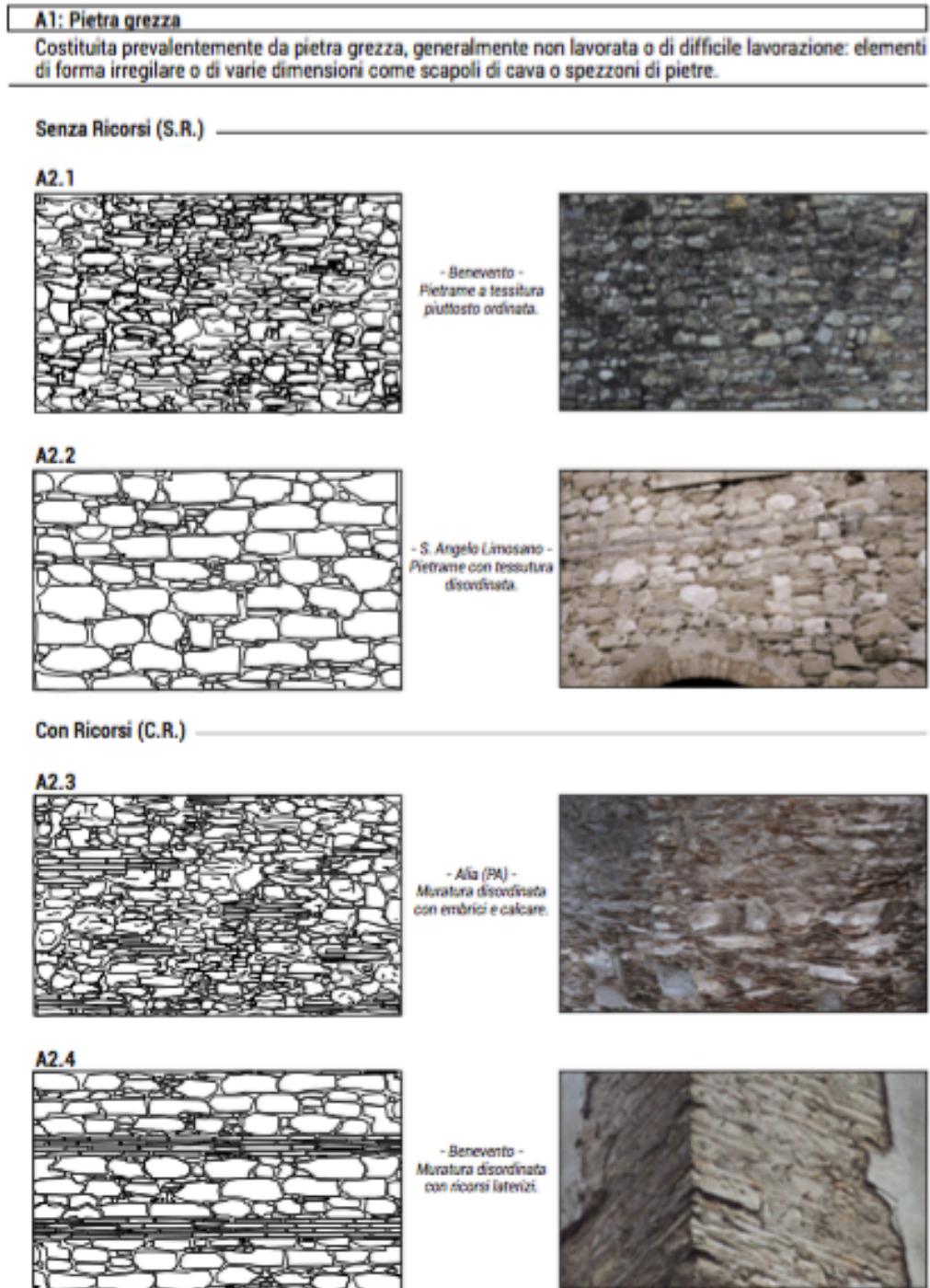


Fig. 13. Definizione di muratura irregolare da manuale CARTIS

- La *muratura sbazzata* è costituita da elementi sommariamente lavorati, dal taglio non perfettamente squadrato, che si presentano in forma pseudo-regolare o con orditura lastriforme di pietra detta a soletti.

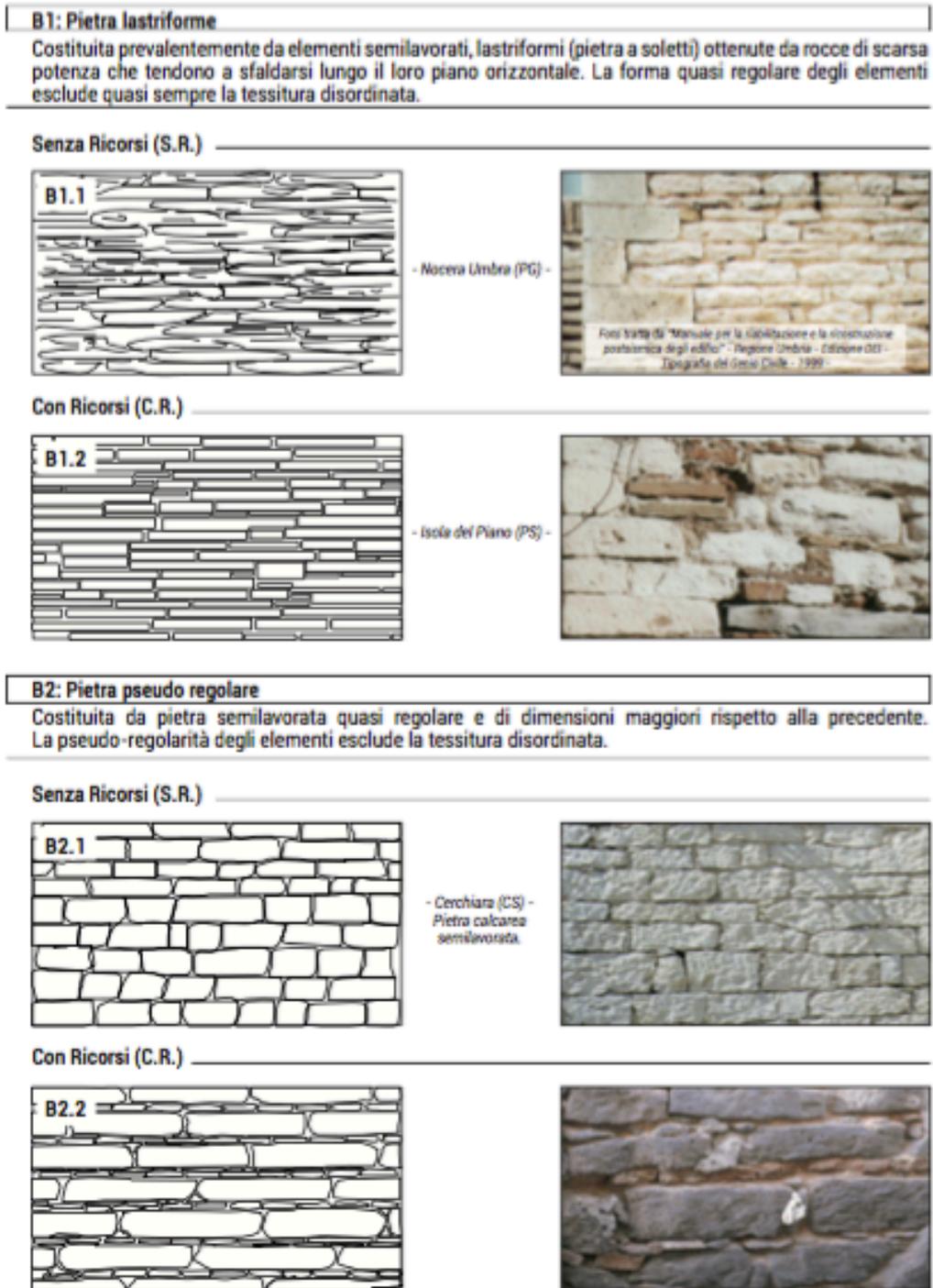


Fig. 14. Definizione di muratura sbazzata da manuale CARTIS

- La *muratura regolare* è realizzata con elementi dal taglio regolare perfettamente squadrato, come accade per alcuni materiali quali il tufo e il laterizio.

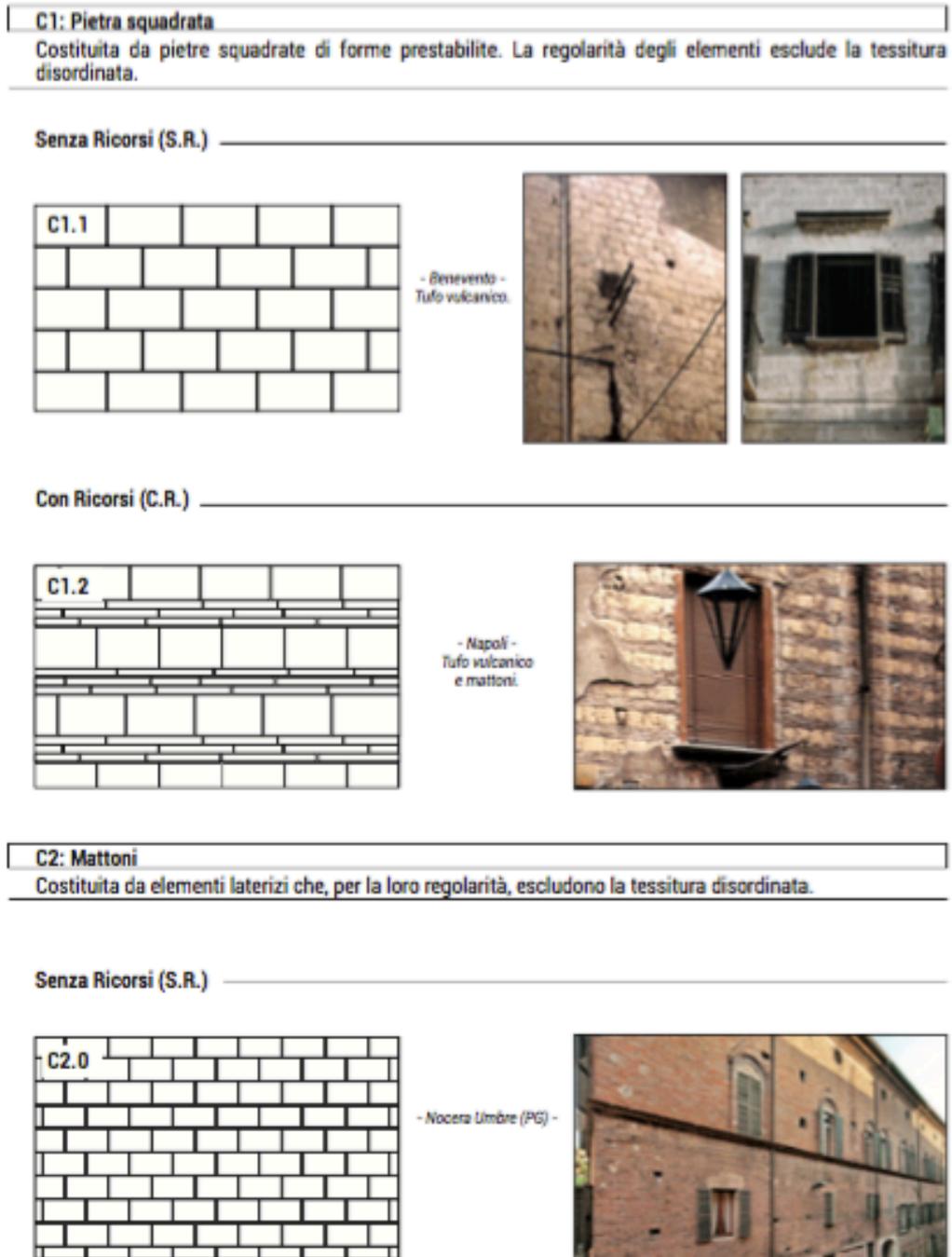


Fig. 15. Definizione di muratura regolare da manuale CARTIS

Inoltre per gli edifici in muratura si richiede di definirne il tipo, lo spessore e l'interasse, l'eventuale presenza di muratura a sacco che può instabilizzare il sistema, la percentuale di cordoli, il collegamento trasversale e la mancanza di ammorsamenti tra le pareti ortogonali fine di valutare la presenza o meno di

comportamento scatolare e quindi di stimare la risposta sismica media del comparto.

In particolare è richiesto di indicare se il collegamento trasversale nello spessore delle murature a doppio paramento sia presente o meno negli edifici della tipologia in esame. Vista la variabilità delle strutture in muratura si riporta il dettaglio del manuale CARTIS, a sua volta ripresa dal manuale AEDES, circa la definizione di paramenti ben collegati.

Sezione a paramenti ben collegati o ad unico paramento - sezione piena - (Manuale AeDES).

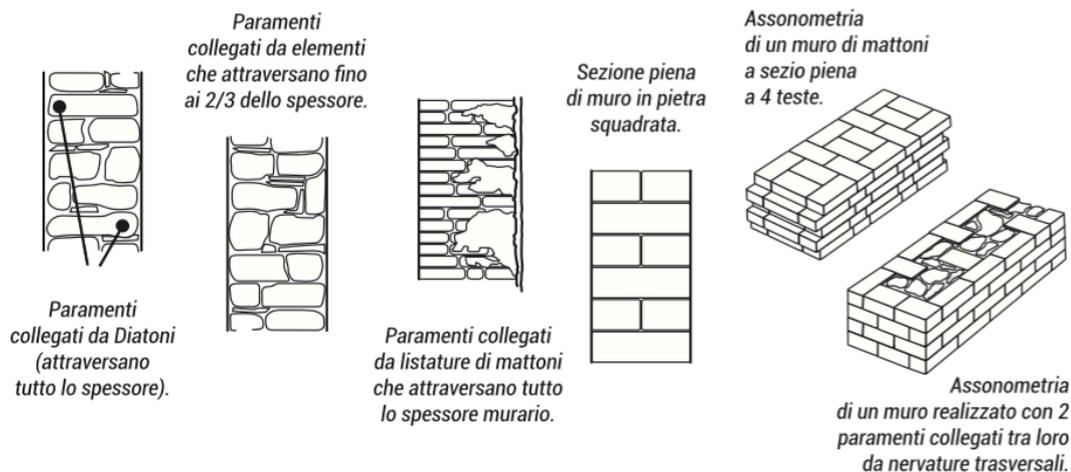


Fig. 16. Definizione di paramenti ben collegati

Come si può vedere la presenza di diatoni o di listature che attraversano lo spessore murario definisce dei paramenti ben collegati. Analogamente una sezione piena di pietra squadrata o delle sezioni di muri a quattro teste definiscono un buon collegamento trasversale.

Va inoltre specificata la presenza di volte, che potrebbero determinare un'eccessiva spinta sulle murature e di conseguenza generare fessurazioni da taglio.

Da manuale le tipologie di volte possibili sono le seguenti:

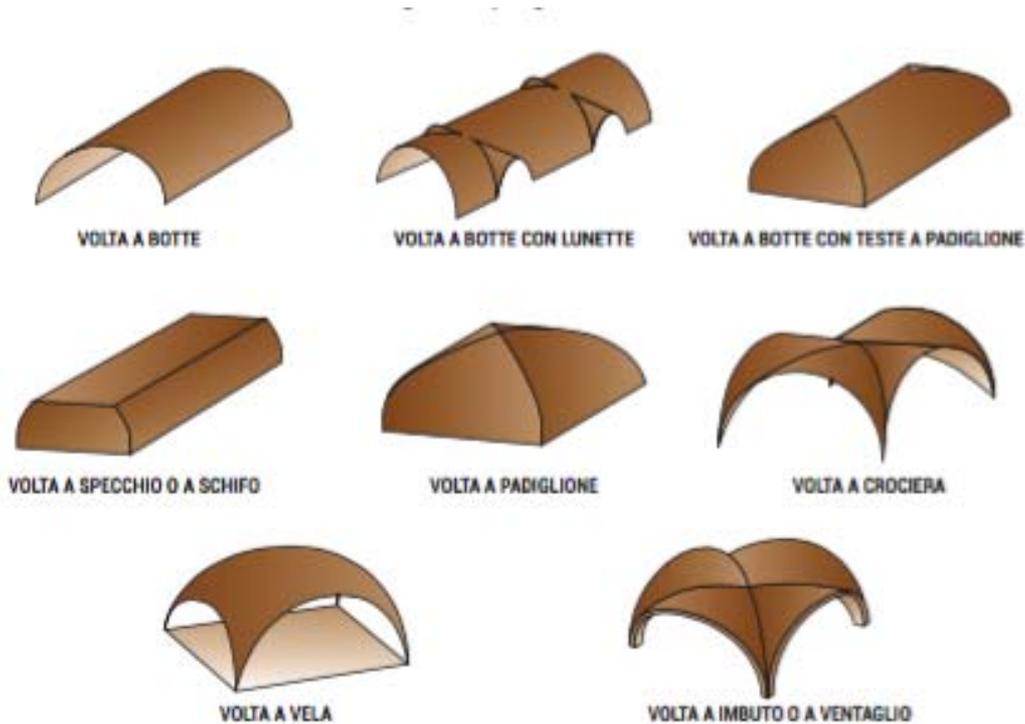


Fig. 17. Tipi di volte definiti dal manuale CARTIS

Nello specifico si è visto che le volte più frequenti sono quelle a botte e sono state riscontrate solo nel comparto C01. Come preannunciato la presenza di volte crea delle fessurazioni sui paramenti murari, specie se realizzati in muratura a sacco, come è stato osservato per l'edificio C01 MUR 1 analizzato nel dettaglio nella scheda CARTIS di secondo livello.

Per quel che riguarda i solai si è assistito negli anni ad un andamento crescente della loro rigidità. Per cui è possibile definire tre macrotipologie di solaio:

- *solaio con soletta deformabile*: la deformabilità orizzontale di questo tipo di solaio fa sì che, anche se ben collegato alle pareti verticali, non riesca a redistribuire le forze sismiche tra le pareti, né a costituire un vincolo alle pareti sollecitate fuori dal piano, che quindi possono crollare a seguito di un evento sismico. Ne sono un esempio i solai in legno a semplice o doppia orditura e i solai in ferro e voltine.
- *solaio con soletta semirigida*: se ben collegati alle pareti verticali mediante cordoli è in grado di costituire un vincolo sufficientemente rigido alle pareti sollecitate fuori dal piano e redistribuire le azioni sismiche tra le pareti parallele alla direzione dell'azione sismica, mentre non sono capaci di redistribuire l'azione sismica tra tutte le pareti dell'edificio. Ne sono un esempio i solai in ferro e tavelloni o i solai in prefabbricato del tipo SAP.

- *solaio con soletta rigida*: la rigidezza e la resistenza di questa tipologia fanno sì che, se ben collegata alla struttura verticale, siano in grado di costituire un vincolo rigido alle pareti sollecitate fuori dal piano e ridistribuire le forze sismiche tra le pareti parallele alla direzione dell'azione. Ne sono un esempio i solai in cemento armato a travetti prefabbricati o in solai in latero-cemento gettato in opera.

La scheda chiede inoltre di distinguere tra strutture puramente in muratura e strutture miste in muratura e calcestruzzo.

Nel caso di strutture miste viene richiesto di indicarne la percentuale e la tipologia di malta utilizzata, la presenza di portici, logge e cavedi, la presenza di ulteriori elementi di vulnerabilità come presenza di copertura rigida mal collegata, presenza di piani sfalsati, anche rispetto ad edifici contigui nell'aggregato perché ciò potrebbe comportare delle fessurazioni in corrispondenza dell'edificio a maggiore altezza.

Un esempio di strutture miste sono quelle che hanno subito rimaneggiamenti negli anni e che quindi hanno in sé la compresenza di struttura in muratura portante e travi e pilastri o scale in cemento armato. Se ne riporta un esempio ripreso dal manuale:

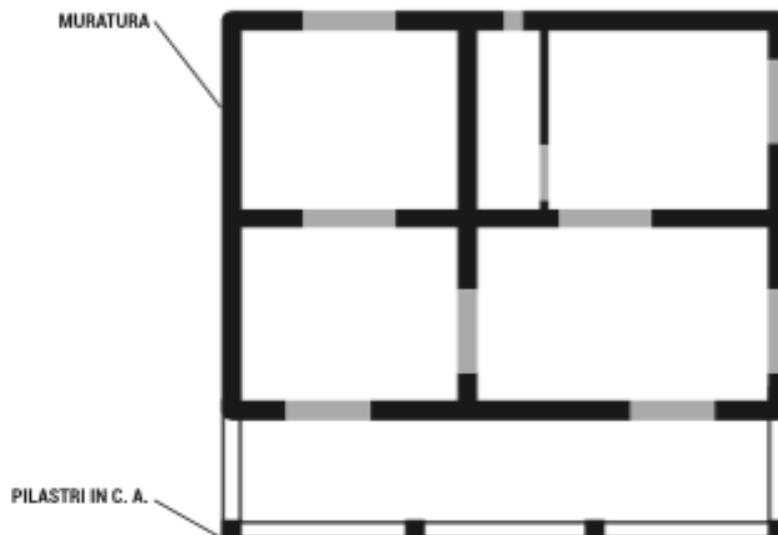


Fig. 18. Esempio di definizione di muratura mista

Come si vede dall'immagine alla predominanza della struttura muraria si associa la presenza di pilastri e travi conseguenti ad un ampliamento successivo. La struttura mista è molto frequente nel territorio comunale analizzato.

Invece la sezione 3.1 B racchiude le informazioni relative agli edifici in cemento armato.

Innanzitutto viene richiesto di valutare la tipologia prevalente di struttura verticale in cemento armato che caratterizza la maggior parte degli edifici della tipologia in esame, ad esempio se si ha prevalenza di telai tamponati con murature consistenti, o meno, telai con travi alte o in spessore di solaio, e presenza o meno di nuclei in c.a.

Inoltre viene chiesto di indicare la presenza di giunti a norma o fuori norma in modo tale da valutare se l'edificio è ben isolato o subisce spostamenti dagli edifici adiacenti, di individuare l'eventuale presenza di piani soffici in modo da definire i cambi repentini di rigidità lungo l'altezza e quindi gli eventuali punti critici degli edifici e di specificare se la tamponatura è inserita o meno nel telaio.

Nell'ultima parte della sezione si richiede di definire la dimensione media dei pilastri, l'interasse prevalente, la percentuale geometrica d'armatura longitudinale e trasversale presente in media all'interno dei pilastri, la lunghezza d'ancoraggio, il diametro e il passo delle staffe in modo da valutare se l'azione di confinamento laterale e il conseguente aumento di rigidità del calcestruzzo, specie nelle zone critiche, sia sufficiente o meno.

La sezione 3.2 è relativa alle informazioni necessarie tanto per le tipologie in muratura che per le tipologie in c.a. Essa raccoglie informazioni riguardo la tipologia di copertura, la percentuale di aperture in facciata e al piano terra, la regolarità in pianta e in elevazione in modo da individuare eventuali effetti frusta che potrebbero portare in risonanza la struttura.

In particolare per quel che riguarda la copertura si richiede di valutare la copertura che caratterizza l'80% degli edifici della tipologia in esame. Si pone attenzione sul peso della copertura e sull'effetto spingente per cui sono da intendersi leggere le coperture in acciaio e in legno e pesanti le coperture in cemento armato, specie se con caldana di 4-5 cm.

Inoltre si richiede di indicare se il tetto è spingente o meno, ricordando che un tetto può definirsi non spingente se sono presenti cordoli, muro di spina, catene, trave rigida di colmo e capriate a spinta eliminata su cui gravano i travetti longitudinali.

COPERTURA	CONFIGURAZIONE STATICA	NOTE
 SPINGENTE	 <p>① ② ③ ④ ⑤ ASSENZA DI CORDOLO ASSENZA DI MURO DI SPINA ASSENZA DI CATENE ASSENZA DI TRAVE RIGIDA DI COLMO ASSENZA DI CAPRIATE</p>	
	 <p>① ② ③ ④ ⑤ PRESENZA DI CORDOLO ASSENZA DI MURO DI SPINA ASSENZA DI CATENE ASSENZA DI TRAVE RIGIDA DI COLMO ASSENZA DI CAPRIATE</p>	
 COPERTURA CON SPINTA DIPENDENTE DA VINCOLI	 <p>① ② ③ ④ ⑤ ASSENZA DI CORDOLO ASSENZA DI MURO DI SPINA ASSENZA DI CATENE PRESENZA DI TRAVE RIGIDA DI COLMO ASSENZA DI CAPRIATE</p>	<p><i>Il carattere più o meno spingente di questo schema dipende dalla rigidità della trave di colmo; travi anelle non consentono di limitare efficacemente l'azione spingente, pertanto, a vantaggio di sicurezza, si propone per questo schema la definizione spingente. Tuttavia se al colmo i travetti sono ben collegati alla trave rigida di colmo e al cordolo, la copertura può considerarsi non spingente.</i></p>
	 <p>① ② ③ ④ ⑤ ASSENZA DI CORDOLO PRESENZA DI MURO DI SPINA ASSENZA DI CATENE ASSENZA DI TRAVE RIGIDA DI COLMO ASSENZA DI CAPRIATE</p>	
 COPERTURA GENERALMENTE NON SPINGENTE	 <p>① ② ③ ④ ⑤ PRESENZA DI CORDOLO PRESENZA DI MURO DI SPINA ASSENZA DI CATENE ASSENZA DI TRAVE RIGIDA DI COLMO ASSENZA DI CAPRIATE</p>	<p><i>Vanno verificate le condizioni di vincolo al contomo (esistenza di efficaci collegamenti tra elementi) in modo che le travi trasmettono alle pareti di sostegno solo carichi verticali</i></p>
 COPERTURA NON SPINGENTE	 <p>① ② ③ ④ ⑤ PRESENZA DI CORDOLO PRESENZA DI MURO DI SPINA ASSENZA DI CATENE ASSENZA DI TRAVE RIGIDA DI COLMO ASSENZA DI CAPRIATE</p>	
	 <p>① ② ③ ④ ⑤ ASSENZA DI CORDOLO ASSENZA DI MURO DI SPINA PRESENZA DI CATENE ASSENZA DI TRAVE RIGIDA DI COLMO ASSENZA DI CAPRIATE</p>	
	 <p>① ② ③ ④ ⑤ ASSENZA DI CORDOLO ASSENZA DI MURO DI SPINA ASSENZA DI CATENE ASSENZA DI TRAVE RIGIDA DI COLMO PRESENZA DI CAPRIATE</p>	
		<p><i>Orditura principale disposta longitudinalmente all'inclinazione della falda e poggiate tra due muri perimetrali o tra due capriate a spinta eliminata.</i></p>
		<p>Copertura piana (presenza di travi orizzontali).</p>

Fig. 19. Definizione di coperture spingenti o meno

Delle precisazioni vanno fatte anche per la definizione di regolarità in pianta di un edificio. Un edificio si definisce irregolare in pianta se la pianta non è dotata di due assi di simmetria ortogonali, ad esempio presenta una pianta ad L, ad U, o in presenza di una disposizione eccentrica rispetto agli assi di simmetria della pianta di un nucleo scala e/o blocco ascensore, ovvero strutture non simmetricamente o mal distribuite con presenza di angoli rientranti, con proiezione superiore al 20%

della dimensione planimetrica della struttura in quella direzione e distribuzione disuniforme ed eccentrica delle masse.

Per qual che riguarda l'irregolarità in elevazione viene richiesto di individuare macroscopiche variazioni di superficie dei piani (30%) con altezze che creano evidenti sporgenze o rientranze.

Infine viene richiesto di specificare la percentuale di edifici che ha subito interventi strutturali di rinforzo, miglioramento o adeguamento sismico; di indicare lo stato di conservazione degli elementi verticali, orizzontali e degli elementi non strutturali e di specificare il tipo di fondazioni.

Per quel che riguarda le fondazioni bisogna specificare al più due tipologie di fondazioni che caratterizzano almeno l'80% degli edifici della tipologia in esame. In assenza di informazioni affidabili sulla tipologia, bisogna indicare, se è possibile, almeno la presenza di fondazione superficiale/profonda e continua/ discontinua e le relative percentuali nell'insieme degli edifici del comparto.

Una volta compilata la scheda di primo livello viene compilata quella di secondo livello per gli edifici scelti seguendo lo stesso iter appena descritto.

4.3. APPICAZIONE DELLA SCHEDA CARTIS

Il territorio scordiense è stato diviso in cinque comparti. Sono stati esclusi da tale compartimentazione le contrade, per evitare di falsare i risultati.

Il comparto **C01** è quello più eterogeneo. Si tratta del centro storico, nel quale il primo edificio risale al 1628 ed è prevalentemente costituito da edifici realizzati nell'800 accanto ad altri realizzati nel 1960 e oltre, sempre in muratura. Per tale motivo, come suddetto, è stato complicato andare ad individuarne il corretto perimetro.

In questa tesi si è scelto di considerare come perimetro di tale comparto quello del Piano Regolatore Generale approvato nel 2002, e la successiva variante del 2014, piuttosto che quello approvato nel 2008 perché dalla variante si è visto che gli edifici inclusi all'interno di quel perimetro hanno caratteristiche simili.

Nella fattispecie il comparto C01 si estende per una superficie di 143142 mq ed ha 3174 residenti. Gli edifici di tale comparto sono caratterizzati da non più di due piani abitati, sono realizzati in pietra grezza e pseudo squadrata e presentano volte in tufo.

La malta di collegamento dei blocchi è realizzata mediante un composto a base di gesso, paglia, terra di fiume, polvere di muratura arenaria e scarto di segatura. Il composto così ottenuto ha un'ottima aderenza con la pietra locale ma essendo a base di gesso è fortemente suscettibile all'umidità. Tant'è che spesso gli edifici di quegli anni, non ristrutturati, presentano pareti muschiate.

I tetti erano originariamente in legno e canne, adesso sostituiti con listelli e tegole o onduline.

Si tratta di costruzioni che hanno subito notevoli modifiche nel corso degli anni. Infatti alcuni di essi sono stati ampliati negli anni, altri sono stati partizionati in più unità abitative.

L'altezza di piano terra è tipicamente di 4.5-5 m.

In tale comparto sono state individuate due tipologie MUR 1 e MUR 2.

Quelli identificati col codice MUR 1 sono edifici di grandi dimensioni, spesso con cortili interni per ospitare animali e prodotti agricoli, concordemente con l'economia della zona.



Fig. 20. Edificio MUR 1 del comparto C01

L'edificio rappresentato con la stringa MUR 1 è stato amplificato in un secondo momento. E' costituito da volte a botte e a padiglione che scaricano su muratura a sacco posta lungo le pareti d'angolo. Data la grande fessurazione in cui versava quest'edificio esso è stato migliorato sismicamente mediante FRP (Fibers Reinforced Polymers). Ma va specificato che pochi sono gli edifici del comparto migliorati sismicamente.

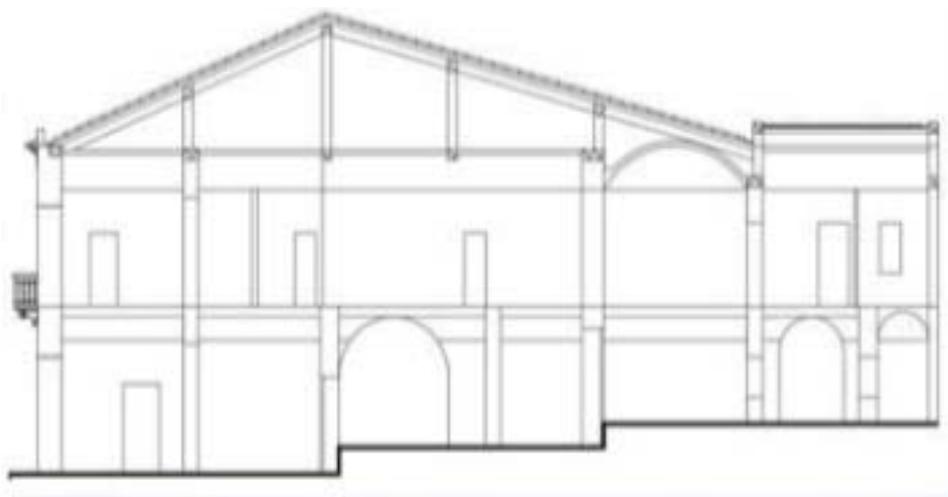


Fig. 21. Sezione dell'edificio MUR 1 del comparto C01

L'edificio identificato con il codice MUR 2 invece è di piccole dimensioni perché partizionato in più unità abitative in un secondo momento, presenta delle cantine con volte a botte, come era pratica comune dell'epoca. In un secondo momento è stato creato un piano successivo non abitato, andando ad inserire un solaio in legno.



Fig. 22. Edificio MUR 2 del comparto C01



Fig. 23. Sezione dell'edificio MUR 2 del comparto C01

Non si hanno invece informazioni dettagliate sulle fondazioni per cui si è scelto di non inserirne. Ma si sa con certezza che tale zona sorge su terreni calcarenitici e nello specifico dalle indagini condotte dall'Ingegnere Germanà che si è occupato del miglioramento sismico dell'edificio MUR 1 di tale comparto si è visto che "non sono stati riscontrati danni imputabili alle fondazioni e che il terreno è stabile".

Tra l'altro da interviste a tecnici che si occupano di edifici storici a Scordia è stato riferito che le fondazioni dei palazzi storici consistevano in muri in pietra locale

dello spessore di circa 1.5 m di spessore che correvano lungo tutto il perimetro dell'edificio.

Il comparto **C02** si estende per una superficie di 190207 mq e conta 637 edifici, spesso in aggregato.

Si tratta di strutture costruite tra il 1946 e il 1965, successivamente rimaneggiate. In analogia con il comparto precedente, gli edifici sono realizzati in pietra locale squadrata di tipo calcarenitico, ma la muratura è di tipo misto con cordoli di altezza di 40 cm e larghezza pari allo spessore delle pareti, tipicamente compresa tra 35 e 50 cm. Inoltre il legante a base di gesso viene sostituito dalla calce idraulica.

Gli interpiani sono di 3-3.5 m. I solai sono in ferro e tavelloni ma le sopraelevazioni sono in travetti prefabbricati.

Questo comparto è caratterizzato principalmente da tetti a terrazza, spesso non ben mantenuti, il che crea umidità lungo le pareti.

Inoltre alcuni edifici, in pendenza, presentano fondazioni parziali, il che intensifica questo fenomeno.

La percentuale di aperture è ridotta e le scale, in soletta rampante, hanno solitamente posizione perimetrale, il che crea irregolarità in pianta.

In particolare l'edificio MUR 1 di tale comparto è un edificio di 4 piani, in aggregato con gli edifici adiacenti. Si tratta di un edificio a pianta molto piccola, con scala laterale, il che conferisce irregolarità. L'edificio è stato amplificato in un secondo momento mediante travi e pilastri, quindi si tratta di una muratura mista. Il tetto è in legno a una falda, ma vi è anche una parte terrazzata nel retro.



Fig. 24. Edificio MUR 1 del comparto C02

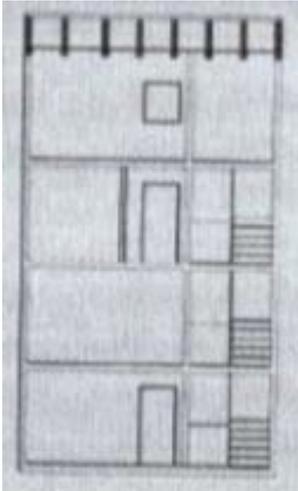


Fig. 25. Sezione dell'edificio MUR 1 del comparto C02

L'edificio MUR 2 è stato realizzato in due tempi. Si è scelto di differenziare le due tipologie perché quest'ultimo presenta un tetto interamente terrazzato e una estensione in pianta maggiore rispetto all'edificio precedente.

Ma il particolare più importante da segnalare è la disuniformità delle fondazioni. Infatti quest'edificio essendo in pendenza presenta fondazioni solo in corrispondenza del tratto a maggior pendenza, come accadeva spesso a quell'epoca. Per conseguenza si hanno crescenti fenomeni di risalita capillare dell'acqua, come chiaramente visibile dalla foto.



Fig. 26. Edificio MUR 2 del comparto C02

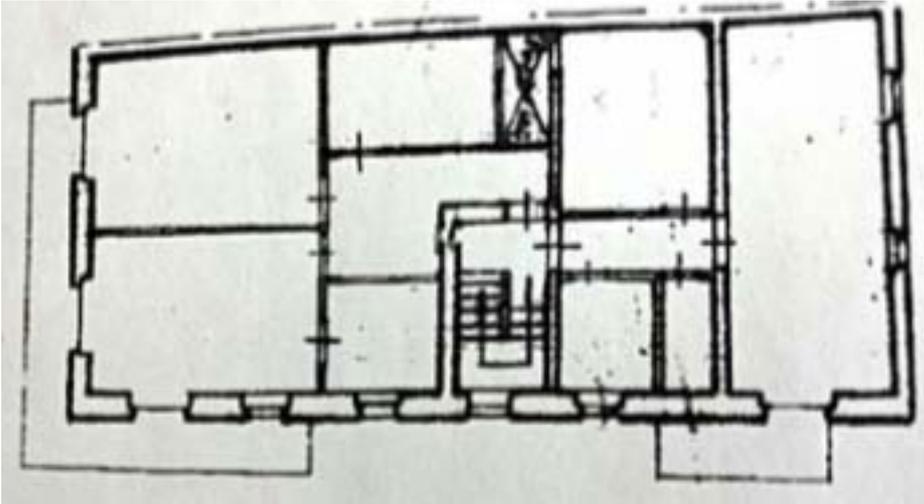


Fig. 27. Pianta dell'edificio MUR 2 del comparto C02

Il comparto **C03** è caratterizzato da edifici realizzati tra il 1965 e 1980, periodo di prosperità economica del paese, per cui si tratta del comparto di maggiore estensione, definito da una superficie di 310786 mq, per un totale di 2035 edifici. Si è scelto di differenziare i condomini in muratura dagli edifici residenziali unifamiliari, per cui sono stati considerati due tipi di murature specifiche: MUR 1 e MUR 2, di cui il MUR 2 è il più diffuso ed è quello che è stato preso in analisi. Inoltre un 15% degli edifici ricadenti in questo comparto è in calcestruzzo ed è stato identificato col codice CAR 1.

Il MUR 1 rappresenta condomini di grandi estensioni e elevati interessi tra le pareti. Si tratta tipicamente di strutture isolate, in muratura mista con cordoli di 0,5 m di altezza. I solai sono rigidi, in latero-cemento gettato in opera. I balconi sono realizzati in latero-cemento o soletta piena. In particolare l'edificio MUR 1 analizzato presenta balconi e terrazza in soletta piena, in stato di degrado. Infatti il copriferro è saltato nella maggior parte degli orizzontamenti. Lo stesso vale per la malta di facciata. Questo edificio è stato rimaneggiato in un secondo momento, estendendone la superficie in elevazione mediante travi (30x50) e pilastri (40x30) in cemento armato.

Per quel che riguarda la percentuale di aperture questa è elevata e le scale sono a soletta rampante in cemento armato.

La fondazione di questo edificio è in pietrame dello spessore di 75 cm lungo il perimetro esterno e di 50 cm nelle porzioni interne.



Fig. 28. Edificio MUR 1 del comparto C03

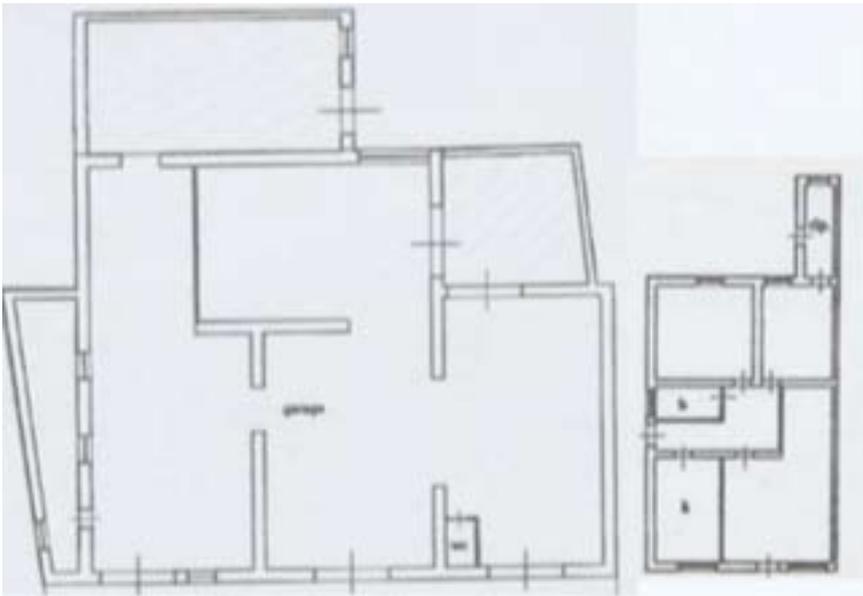


Fig. 29. Pianta dell'edificio MUR 1 del comparto C03

Il MUR 2 rappresenta la maggior parte degli edifici in muratura di Scordia. Si tratta di edifici mediamente di 150 mq, a 3-4 piani fuori terra, di cui il piano terra è adibito a garage e/o attività commerciale. Sono solitamente privi di piani interrati. Così come quelli del comparto precedente sono spesso in aggregato, interagenti con gli edifici adiacenti e aventi pareti in comune, ma l'entità di tale ammorsamento è 5 cm minore rispetto al comparto precedente.

I solai sono in latero-cemento gettato in opera o a travetti prefabbricati, con o senza rete elettrosaldata ma con caldana di 5 cm, per cui possono essere trattati come piani rigidi secondo quanto definito dalle Norme Tecniche.

La malta utilizzata è di tipo cementizio a base di calce idraulica e cemento Portland.

La fondazione è tipicamente un reticolo di travi rovesce in cemento armato.



Fig. 30. Edificio MUR 2 del comparto C03

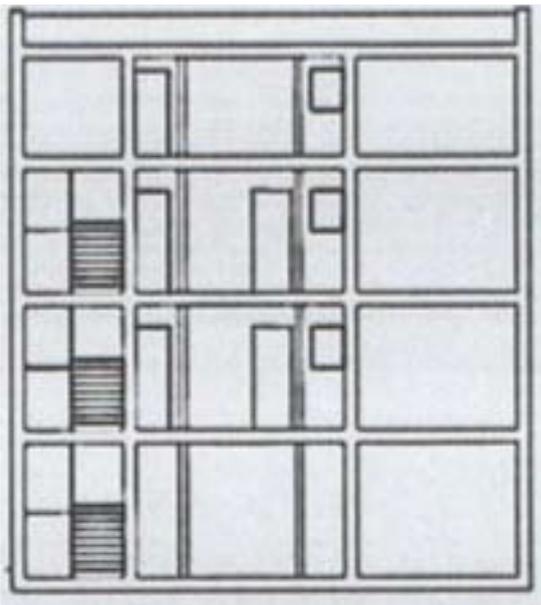


Fig. 31. Sezione dell'edificio MUR 2 del comparto C03

Il CAR 1 identifica invece i primi edifici in cemento armato sorti a Scordia, tra gli anni '70 e '80. Si tratta di edifici di 3-4 piani aventi travi alte lungo il perimetro e travi a spessore di solaio internamente. Il tipo di tamponatura utilizzata è in pietra arenaria locale o in laterizio con blocchi forati disposti secondo la tipologia a cassetta, che è funzionale dal punto di vista termico ma non lo è nei confronti dell'azione sismica, per tale motivo nella scheda Cartis si è scelta l'opzione di tamponatura poco consistente.

Non si hanno informazioni certe sul tipo di giunto di separazione, quindi si è scelto di non specificarlo, lo stesso vale per la lunghezza d'ancoraggio delle armature longitudinali.

I pilastri degli edifici appartenenti a questa tipologia hanno dimensione di 20x40 o di 30x30, spesso posizionati ad un interasse tra 5 e 6 m.

Il diametro delle armature trasversali è di 6 mm con passo di 15 mm, mentre l'armatura a flessione, ad aderenza migliorata, ha diametro di 14 mm ed è presente con una percentuale di circa lo 0.9%.

I tetti di questa tipologia sono realizzati in terrazza praticabile o non. Molto spesso la terrazza praticabile viene coperta in un secondo momento mediante profilati in acciaio e pannelli isolanti.

Le fondazioni dell'edificio considerato sono costituite da plinti ma gli edifici in cemento armato di questo comparto possono anche presentare fondazioni costituite da reticolo di travi rovesce.



Fig. 32. Edificio CAR 1 del comparto C03

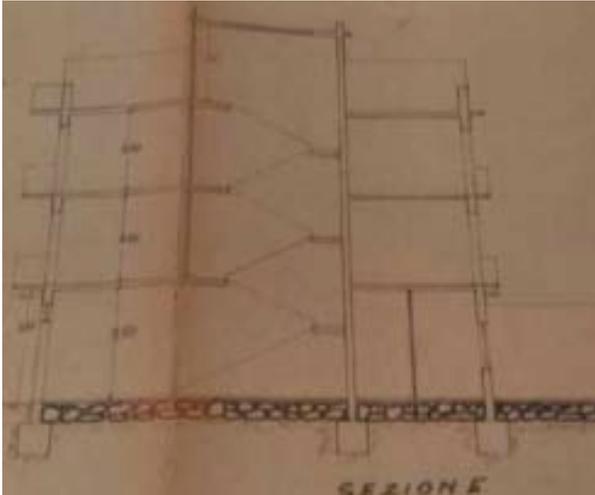


Fig. 33. Sezione dell'edificio CAR 1 del comparto C03

Si specifica inoltre che la parte sud-est di questo comparto ricade su sottosuolo non rigido e copertura di depositi alluvionali recenti e attuali costituiti da argille limose e limi argillosi con ghiaia, infatti è stata una delle zone maggiormente colpite dal succitato terremoto del 1990.

Il comparto **C04** definisce gli edifici realizzati tra il 1982 e il 1995, anni in cui sono stati realizzati la maggior parte dei condomini di Scordia, e definisce principalmente la zona C1 del PRG. Si tratta di una superficie di 177516 mq, e consta di 231 edifici.

In particolare la tipologia CAR 1 definisce la classe di condomini in cemento armato con prevalenza di travi alte e tamponature poco consistenti del tipo a cassetta, con solai in latero-cemento, e tetto a terrazza o a falde.

Le fondazioni sono in reticolo di travi rovesce in cemento armato.

Essi sono principalmente sorti in terreni argillosi che si estendono per uno spessore di 60 m, il che chiaramente fa aumentare l'azione sismica.

Infatti questi condomini sono stati costruiti prima o a cavallo del sisma del 1990 che ha investito Scordia, per cui alcuni di essi hanno subito delle modifiche in corso di realizzazione, (modifiche principalmente consistenti in aggiunta di argilla espansa nell'intercapedine della tamponatura a cassetta).

Nel dettaglio la costruzione identificata con la stringa CAR1 è costituita da due condomini degli anni 82-86 accomunati dalle stesse fondazioni, per una superficie complessiva di 300 mq.

La struttura è costituita da telai bidirezionali con travi alte e tamponature poco consistenti.

In corrispondenza della scala è presente un nucleo in cemento armato. Inoltre si precisa che la facciata sinistra del condominio che affaccia su piazza San Sebastiano presenta degli elementi tozzi a sostegno delle finestre a nastro e altri a sostegno del piano sfalsato rispetto al piano campagna.

Questo condominio presenta una percentuale di aperture maggiori (>30-50%) per le attività commerciali al piano terra, invece l'edificio posteriore ha una percentuale di aperture minore del 10% e non presenta finestre a nastro. I pilastri presentano una dimensione media di 25/45 cm e un interasse minore di 4.5 m. La percentuale di armatura longitudinale è minore dell'1%. Il tetto è a falde inclinate con solaio in cemento armato. Il sottotetto è stato adibito a uso residenziale in un secondo momento, per cui sono state realizzate delle finestre a tetto. Le fondazioni constano di reticoli di travi rovesce in cemento armato.



Fig. 34. Edificio CAR 1 del comparto C04

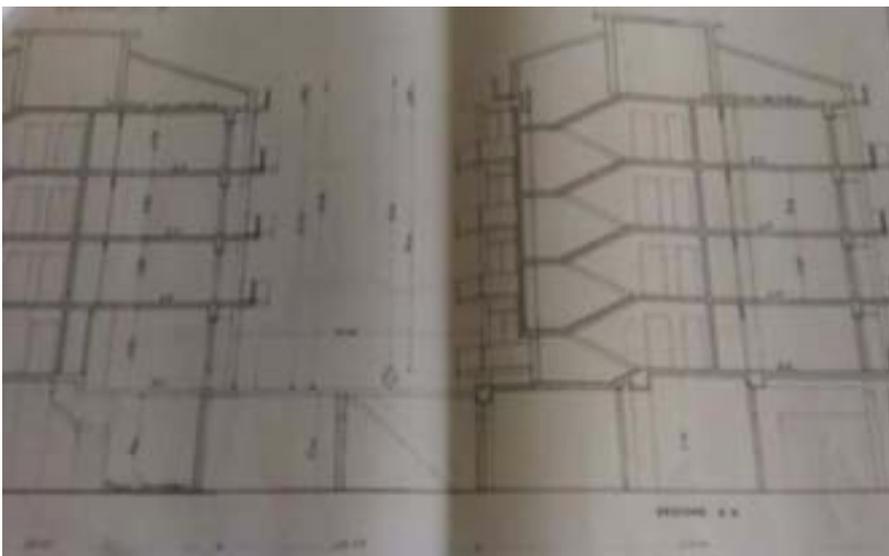


Fig. 35. Sezione dell'edificio CAR 1 del comparto C04

Questo condominio ha subito le fessurazioni ad X a seguito del terremoto del 1990, causando il ribaltamento parziale della fila più esterna dei blocchi forati costituenti la muratura a cassetta. La fila di laterizio caduta e lo strato di argilla espansa è stata prontamente ripristinata, ma non sono stati fatti interventi aggiuntivi.



Fig. 36. Edificio CAR 2 del comparto C04

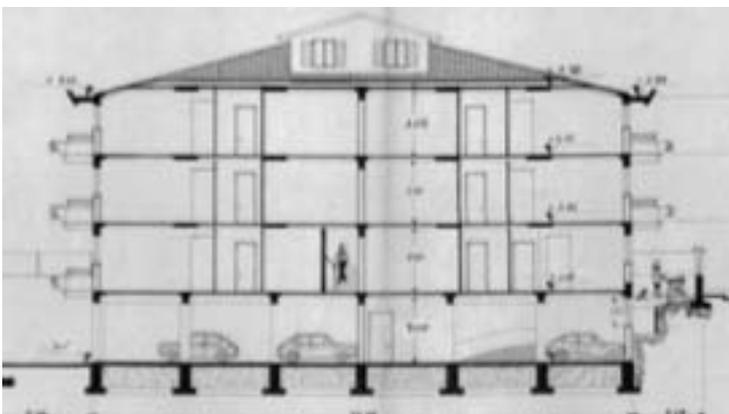


Fig. 37. Sezione dell'edificio CAR 2 del comparto C04

Il CAR 2 è l'edificio in cemento armato che è stato modellato. Si tratta di un duplex realizzato in due tempi: i primi due piani sono stati ultimati nel 1992 e gli ultimi sono stati realizzati nel 1998. Si tratta di un edificio di 5 piani, di cui uno interrato. La struttura portante è costituita da pilastri e travi alte lungo il perimetro esterno e a spessore di solaio all'interno. Non è presente nessun nucleo in calcestruzzo, né bow windows. I pilastri hanno un interasse minore di 4.5 m e presentano una percentuale geometrica media d'armatura di 1.1%.

Il diametro dell'armatura dei pilastri è di 16 mm, quella delle travi di 14 mm. Per quel che riguarda le armature di taglio il passo delle staffe è di circa 16 cm, valutato come valore medio. Il diametro è di 8 mm.

Il tetto è realizzato in cemento armato. Si tratta di un tetto a più falde, inclinato di circa 20°.

Le fondazioni sono dei reticoli di travi rovesce delle dimensioni massime di 100x110.

Il comparto **C05** definisce gli edifici più recenti, realizzati dal 1997 in poi. Esso differisce dal comparto precedente per l'utilizzo di tamponature in poroton e per la presenza di fondazioni a platea. Esso rappresenta grossomodo la zona C2 del PRG, non ancora satura, e include un'area di 163618 mq, per un totale di 139 edifici al momento della compilazione della scheda.

Nel dettaglio l'edificio identificato con il codice CAR 1 è quello presente in maggior percentuale. Esso è costituito dalla compresenza di telai alte e nuclei in cemento armato interni. Le tamponature sono inserite nel telaio e sono disposte regolarmente.

I pilastri presentano dimensioni maggiori di 45 cm e sono armati in modo che la percentuale geometrica d'armatura risulti essere pari a 1,5%. Le staffe hanno diametro di 8 mm e passo pari a 10 cm, mentre la lunghezza d'ancoraggio è maggiore di 20ϕ , come stabilito dalla normativa.

Nessun edificio presenta bow windows strutturali o elementi tozzi.

Il tetto è a falde inclinate con travi in cemento armato e tegole.

Le fondazioni sono a platea dal momento che l'edificio sorge su un sottosuolo non rigido di argille grigio-azzurre.



Fig. 38. Edificio CAR 1 del comparto C05

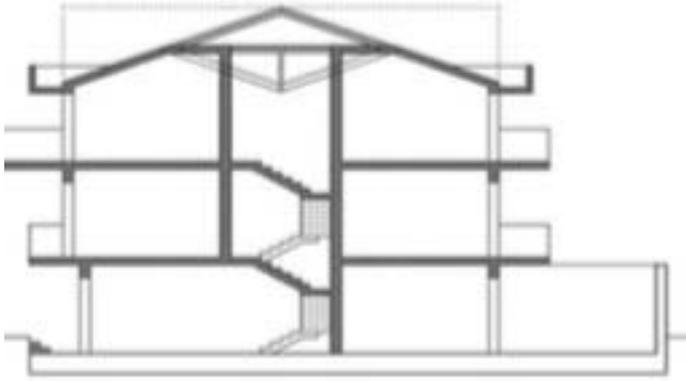


Fig. 39. Sezione dell'edificio CAR 1 del comparto C05



Fig. 40. Edificio CAR 2 del comparto C05

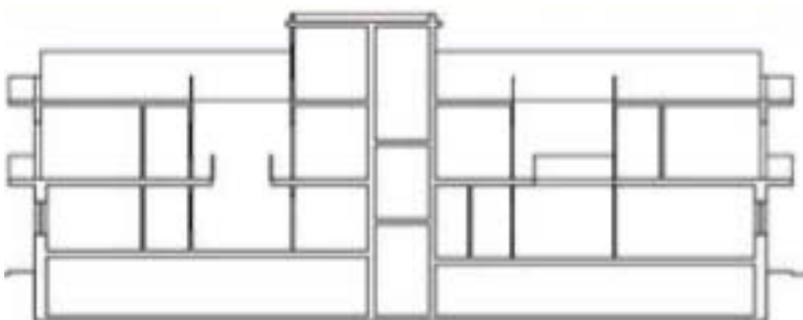


Fig. 41. Sezione dell'edificio CAR 2 del comparto C05

Invece la tipologia CAR 2 identifica edifici isolati realizzati dal 2002 in poi. Essi differiscono dalla precedente tipologia per la maggiore estensione in pianta e per un maggiore quantitativo d'armatura longitudinale, pari a 1,9%. Le armature trasversali invece hanno diametro di 8 mm e passo intorno agli 8 cm, quindi l'azione di confinamento laterale e la resistenza del calcestruzzo è maggiore. La copertura è a falde inclinate ed è presente una porzione di terrazzo praticabile. Invece i 50 mq all'ultimo piano, abitati, hanno un tetto a terrazza non praticabile. C'è un elevato numero di aperture in facciata: in particolare si tratta di 21 aperture mediamente della dimensione di 1 m x 1.5 m circa.

Inoltre l'edificio in questione presenta due cortili interni simmetrici e la scala. Questo fa spostare il baricentro delle rigidità. A questo si aggiunge la prevalente estensione in una dimensione piuttosto che nell'altra, motivi per i quali è stato definito irregolare in pianta.

Le fondazioni sono a platea come per la tipologia precedente.

Al fine di fornire un quadro completo sulla valutazione qualitativa della vulnerabilità si specifica inoltre che:

- sia per la tipologia MUR 1 del C03 che per la tipologia CAR 1 del C04 si è scelto di aumentare del 30% le percentuali presenti nei rispettivi comparti in modo da tener conto della maggiore densità abitativa dei condomini rispetto alle altre tipologie considerate, visto che la scheda CARTIS non tiene conto del numero di inquilini per edificio.
- In tutto il territorio comunale solo tre edifici presentano dei piani soffici, di cui due case popolari a L in zona C04, che peraltro sorgono in una zona a possibile liquefazione del suolo, da quanto riscontrato dallo studio di microzonazione sismica, e un condominio costruito dopo il 2008, ricadente nel comparto C05.
- essendo la scheda CARTIS nata per centri di piccole dimensioni e data l'elevata densità abitativa del paese analizzato sono stati esclusi nella compilazione della scheda gli edifici residenziali ricadenti nelle contrade. Vale però la pena introdurre una nota sulle due contrade più densamente popolate: la contrada Montagna e Poggio.
La prima corrisponde grossomodo alla zona C3 del Piano Regolatore Generale ed è costituita principalmente da edifici in cemento armato di nuova costruzione.
La seconda corrisponde alla zona B3 del Piano Regolatore Generale ed è anch'essa costituita da edifici in cemento armato, ma si tratta di una zona soggetta a fenomeni franosi, come evidenziato dallo studio di microzonazione sismica effettuata sul suddetto comune.

5. GLI EDIFICI TIPO

Dopo aver compilato la scheda CARTIS che permette di contrassegnare le varie tipologie strutturali si procede col definire concretamente la vulnerabilità di due edifici maggiormente diffusi sul territorio.

Sebbene ad oggi la maggior parte degli edifici a Scordia sia realizzata in muratura si è scelto di modellare i due edifici più rappresentativi: uno in cemento in cemento armato e uno in muratura.

Il primo appartiene al comparto C04 ed è definito mediante il codice C02, il secondo invece appartiene al comparto C03 ed è definito mediante il codice MUR 2.

5.1. EDIFICIO IN CEMENTO ARMATO

Il primo edificio che è stato analizzato è un edificio in cemento armato, di cui i primi due piani sono stati ultimati nel 1992 e gli ultimi nel 1998. Si tratta di un duplex di 5 piani, di cui uno parzialmente interrato. La struttura è unica ma con ingressi al vano scale e vano garage separati.

5.1.1. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Per poter modellare l'edificio è stato fondamentale ottenere gli elaborati esecutivi e i particolari costruttivi progettuali forniti gentilmente dai progettisti locali.

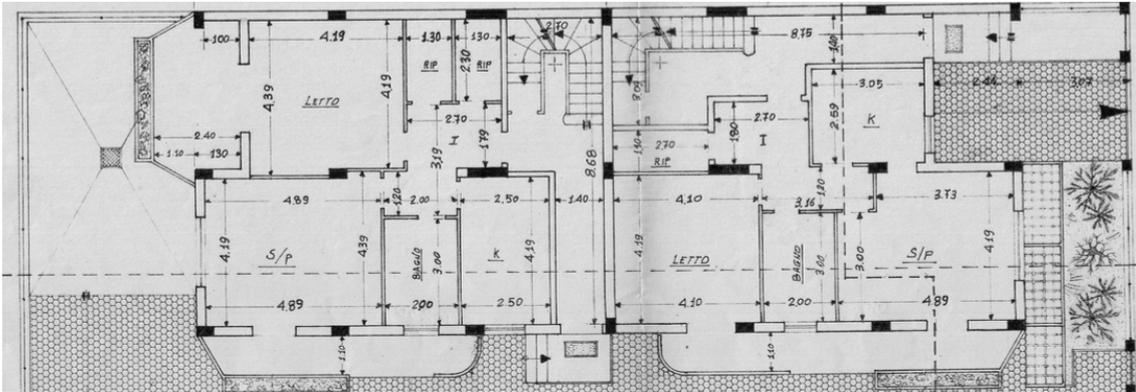


Fig. 42. Pianta dell'edificio tipo in cemento armato

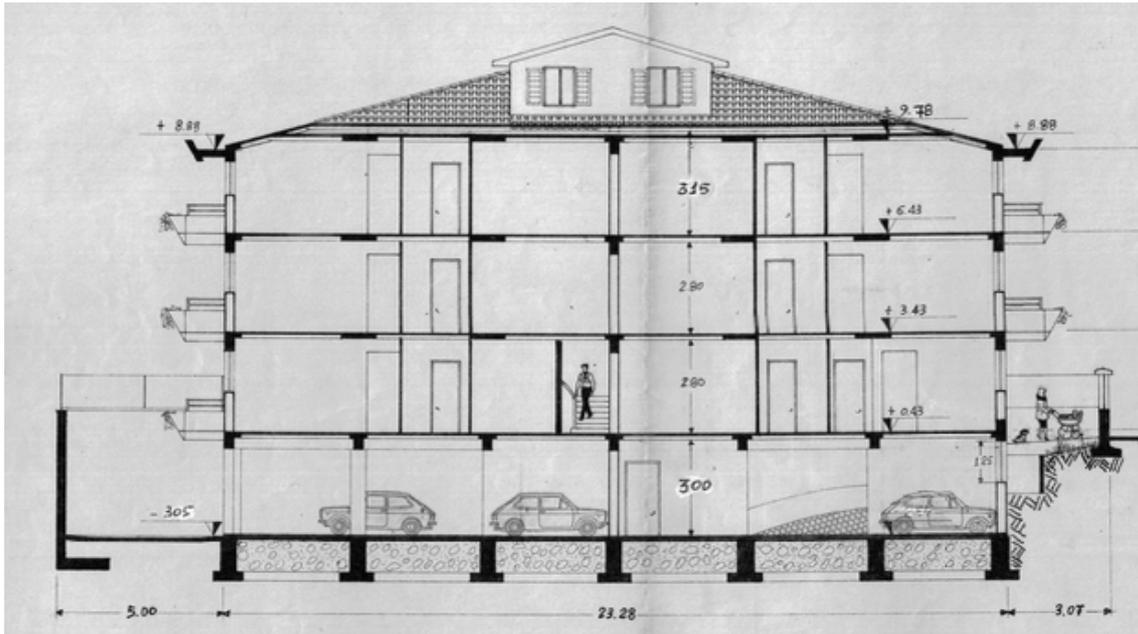


Fig. 43. Sezione dell'edificio tipo in cemento armato

A partire dalle tavole di progetto è stata modellata la struttura mediante il software ad elementi finiti CDM DOLMEN versione 2019, quindi risulta completamente aggiornato alle NTC 2018.

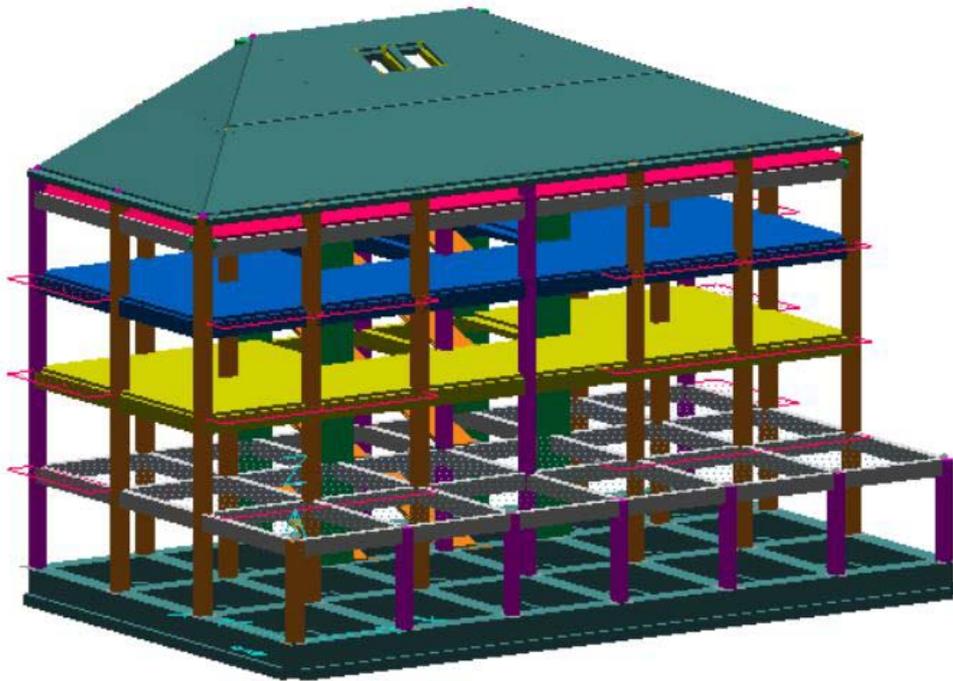


Fig. 44. Edificio tipo in c.a. modellato con CDM DOLMEN

Partendo dal basso verso l'alto si ha che il livello 0 è un piano interrato poggiante su una fondazione a travi rovesce della dimensione massima di 100x110, modellate secondo un modello alla Winkler assumendo un coefficiente di 78453.2 kN/m³, valutato secondo i riferimenti del Pozzati. Le condizioni di vincolo che sono state assunte sono quindi quelle di blocco orizzontale in modo da bloccare le traslazioni ma non le rotazioni della struttura.

L'intero edificio non presenta muri in cemento armato, se non ad una distanza rispettivamente di 5 m sulla facciata disposta lungo x e di 3.07 m lungo y, per cui si è scelto di non modellare i gusci al fine di una migliore grafica.

La pianta dei vari piani, così come la disposizione dei pilastri e il loro interasse sono analoghi in direzione x, mentre in direzione y si ha una campata in meno a partire dal piano rialzato. In entrambe le direzioni l'interasse dei pilastri è sempre minore di 5 m.

Nel corso della modellazione si è fatta una scelta cromatica per poter distinguere i pilastri 30 x 50 (in arancione), da quelli 50 x 30 (in viola) e i pilastri 113 x 30 (in verde) che delimitano il vano scala lungo tutta l'altezza della costruzione. La scala è in c.a., a soletta rampante, è separata in due vani da un muro di tamponamento in laterizio che si intesta in corrispondenza dei pilastri in viola che corrono lungo y. Le travi sono in prevalenza della dimensione di 30x50, ad eccezione di quelle che delimitano la scala e quelle di copertura, le quali sono di 21x80.

I solai di piano sono in latero-cemento gettato in opera e presentano un'altezza complessiva di 22 cm, mentre i balconi presentano uno spessore di 20 cm.

La struttura presenta un sottotetto e un tetto realizzato mediante solaio in c.a. sostenuto da travi inclinate, anch'essi in c.a. Nella zona prossima al colmo sono posti dei cavedi per poter illuminare il vano scala e creare un ricircolo d'aria.

Per quel che riguarda i materiali la struttura è in cemento armato, realizzata con calcestruzzo di classe C25/30, le cui caratteristiche sono riportate in figura seguente:

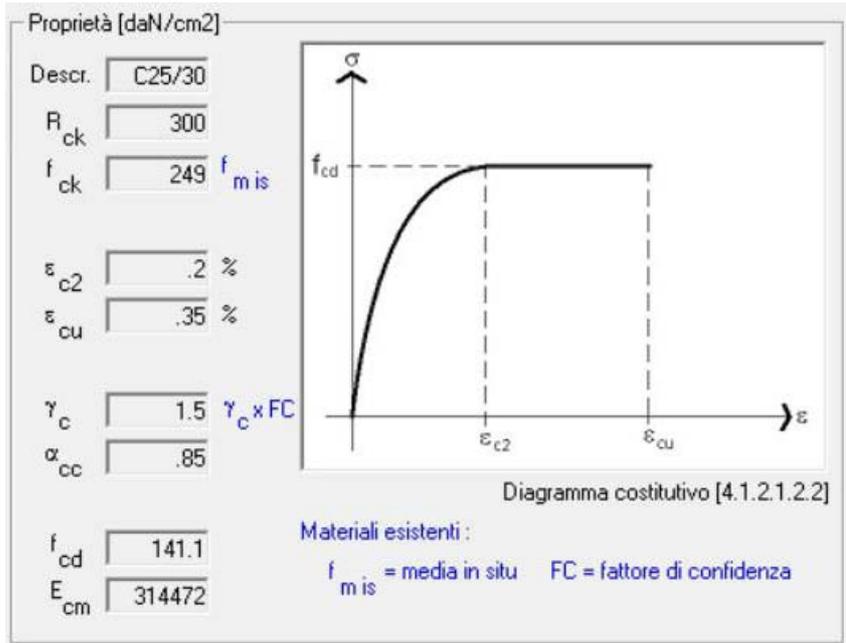


Fig. 45. Proprietà del calcestruzzo C 25/30

Per cui il modello resistente che è stato utilizzato per il calcestruzzo è quello della parabola rettangolo.

Invece le travi sono armate con dei tondini di 16 mm e i pilastri sono armati mediante tondini di 14 mm, entrambi in acciaio F38k ad aderenza migliorata, le cui proprietà sono riassunte nella figura seguente:

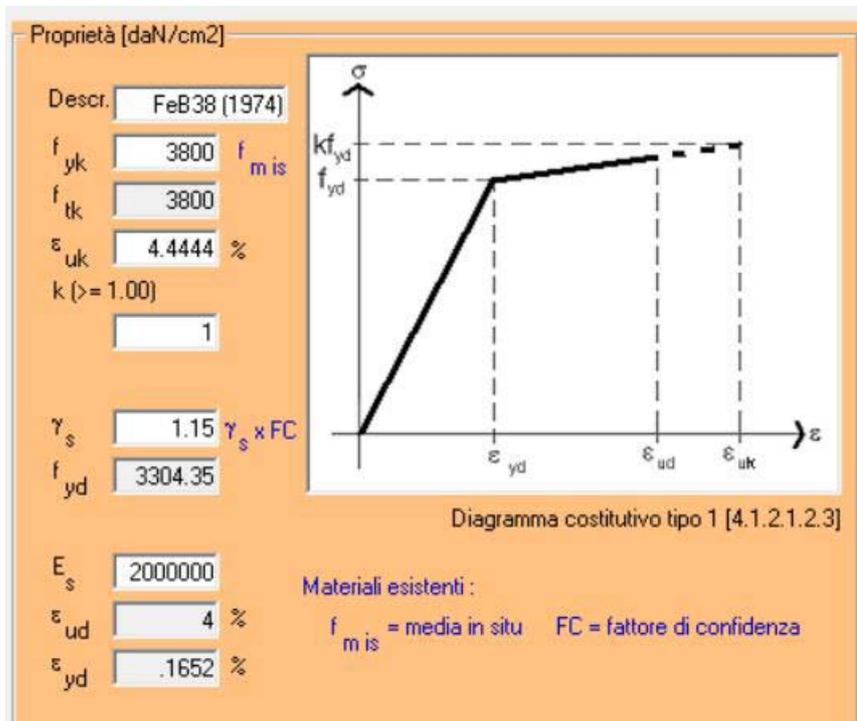


Fig. 46. Proprietà dell'acciaio

Come possiamo vedere la legge resistente utilizzata per l'acciaio è una legge elasto-plastica incrudente.

5.1.2. ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Nella definizione dei carichi sono state definite innanzitutto le condizioni di carico in modo tale che il software sia poi in grado di assegnare i giusti coefficienti ai vari carichi, in accordo alle attuali Norme Tecniche vigenti. Quindi sono state definite le seguenti condizioni di carico:

- peso proprio
- permanente
- variabile abitazione
- variabile di ambienti suscettibili di affollamento, come le scale e i balconi
- azione della neve
- azione dei carichi variabili di copertura per sola manutenzione

Nel dettaglio è stato assegnato il peso proprio ai pilastri e alle travi. I solai sono realizzati mediante pignatte di 18 cm più una soletta di 4 cm, per cui è stato assegnato un carico permanente strutturale di -2.8 kN/m^2 ; invece i balconi sono realizzati mediante solai alleggeriti aventi pignatte di 16 cm e una caldana di 4 cm, per cui è stato assegnato un carico di superficie di -2.3 kN/m^2 .

Per quel che riguarda le scale queste sono state modellate come elementi bidimensionali del tipo gusci dello spessore di 15 cm in modo da simulare il carico del gradino e della soletta.

La copertura è stata modellata come un solaio scaricante sulle relative travi inclinate.

Al peso permanente strutturale è stato aggiunto il peso permanente portato per tener conto del carico degli elementi di sottofondo come del massetto e della pavimentazione. Per cui è stato applicato un carico di -1.5 kN/m^2 a tutti i solai di piano, ai balconi e alle scale.

Inoltre è stato applicato un carico lineare lungo tutto il perimetro esterno dell'edificio per tenere conto della tamponatura a cassetta 12+8 che delimita il perimetro dell'edificio.

Per quel che riguarda la copertura oltre al peso proprio delle travi e del relativo solaio è stato applicato il peso permanente portato pari a -0.5 kN/m^2 rappresentativo del manto di tegole.

Poi sono stati applicati i carichi variabili. In particolare ai solai di piano è stato attribuito il carico variabile per edifici residenziali, pari a -2 kN/m^2 . Invece ai balconi e alle scale, essendo elementi suscettibili di affollamento, è stato assegnato un carico di -4 kN/m^2 . Poiché la copertura non è accessibile è stato applicato ad essa un carico di -0.5 kN/m^2 per tener conto della sola possibilità di accesso per manutenzione. Infine è stata applicata al tetto l'azione della neve, applicata come carico verticale proiezione sulla superficie in pianta della copertura. Il carico neve che è stato applicato ammonta a -0.48 kN/m^2 ed è stato valutato mediante il suddetto software. L'azione della neve è stata valutata mediante l'opportuno modulo NEVE del software DOLMEN.

Infatti inserendo la tipologia di copertura, l'angolo di inclinazione, che si aggira intorno ai 20° , e le coordinate geografiche del sito il software è in grado di calcolare il carico neve, il quale è risultato essere pari a -0.48 kN/m^2 e quindi approssimato a -0.5 kN/m^2 .

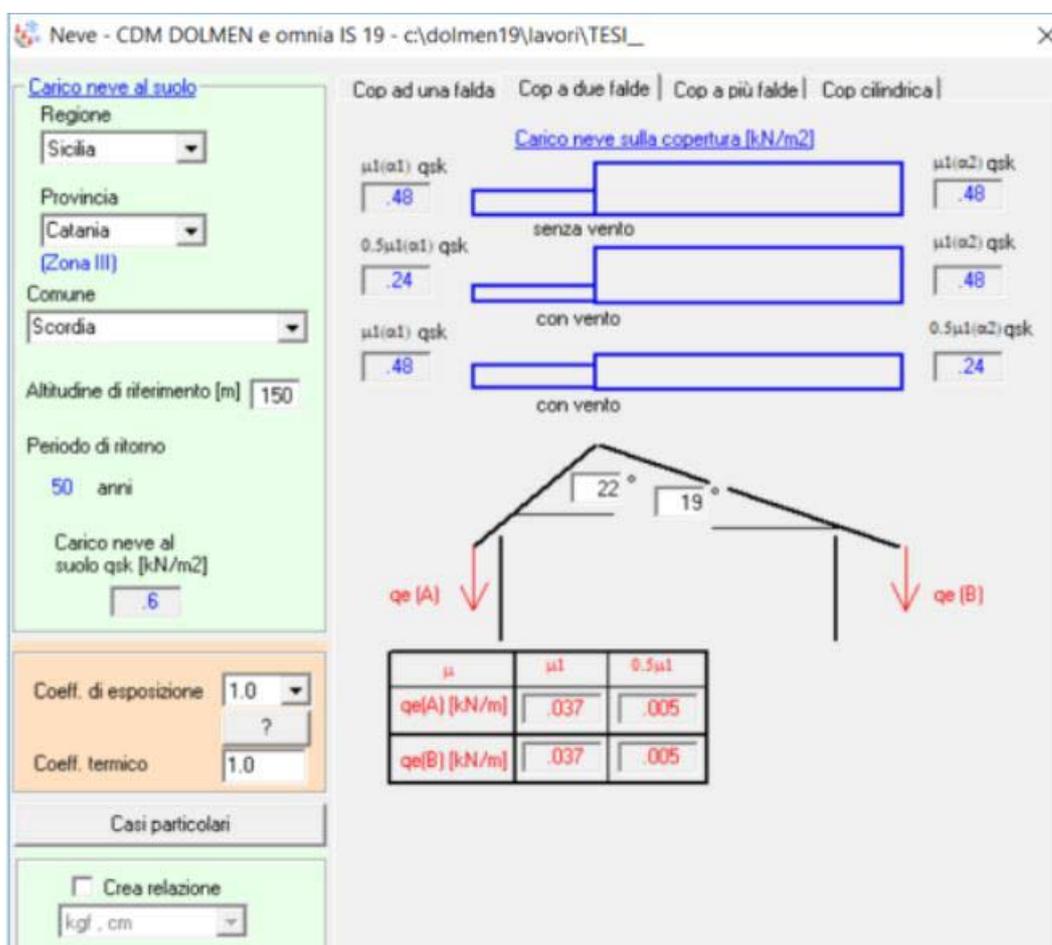


Fig. 47. Calcolo del carico neve

Come ci si attendeva l'azione della neve risulta irrisoria rispetto alle altre azioni agenti sulla struttura. Le stesse considerazioni sono state fatte per il vento.

Una volta ultimata l'analisi delle condizioni statiche sono stati definiti i piani rigidi ed è stato lanciato un primo calcolo delle sollecitazioni con le sole azioni statiche. Verificata la correttezza dei calcoli si è proceduto per la valutazione dell'azione sismica.

5.1.3. ANALISI DELL'AZIONE SISMICA

Per la valutazione dell'azione sismica e dello spettro di progetto sono state effettuate l'analisi dinamica modale e la statica lineare. Innanzitutto è importante andare a definire i parametri di base quali le coordinate geografiche del luogo analizzato, in modo che il programma possa allacciarsi alla rete di pericolosità sismica nazionale e prendere i dati relativi al fattore di amplificazione, all'accelerazione al suolo e al periodo T_c^* che definisce il plateau dello spettro elastico.

Dopo di che si passa a definire il tipo di suolo. Il tipo di suolo che è stato definito è quello ricadente nella categoria B, ovvero di rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o teneri a grana fine molto consistenti.

Si passa poi a compilare il menù a tendina successivo in cui viene richiesto di specificare il coefficiente topografico, che in assenza di dati specifici viene assunto pari a 1.

Il valore del fattore di struttura q è quantificabile sulla base della tipologia strutturale, tenendo conto del grado di iperstaticità a cui corrisponde e dei criteri di progettazione adottati. E' calcolabile tramite l'espressione:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

in cui: q_0 è il valore massimo del fattore di struttura e dipende dal livello di duttilità a cui corrisponde, dalla tipologia strutturale e dal rapporto tra α_u e α_1 (rapporto tra il valore per cui si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche che rendono la struttura labile, e il valore per cui il primo elemento strutturale arriva a plasticizzarsi a flessione);

K_R è invece un fattore riduttivo dipendente dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, vale 1 se i fabbricati sono regolari in altezza e 0,8 se non sono regolari in elevazione.

Dati generali per sismica (NTC 2018) ✕

>>

Zona | Suolo | Topografia | **Fattore comport. q** | Dati progetto | Vulnerabilità

Per azioni verticali :
q

Per azioni orizzontali :
q

$$q = q_0 \cdot K_R = 1.88 \cdot 0.80$$

Classe di duttilità

q_0

K_R

Fig. 48. Fattore di struttura

In questo edificio è stato assunto un fattore di struttura pari a 1.5 perché si è fatta l'ipotesi di una struttura non dissipativa. Inoltre è inserita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} variare dello stato limite considerato, nel caso in esame si considera lo stato limite di salvaguardia della vita SLV pari al 10%, e per stato limite di esercizio lo stato limite di danno SLD pari al 63%.

Così facendo il programma fornisce lo spettro elastico e di progetto e calcola il primo periodo fondamentale, che è risultato pari a 0.49 s.

Dati generali per sismica (NTC 2018)

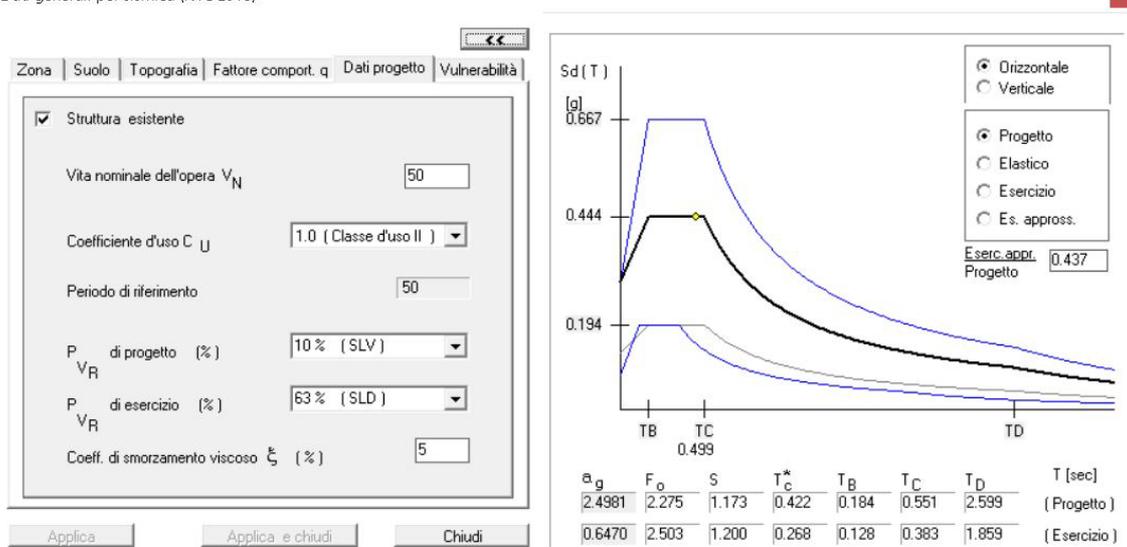


Fig. 49. Spettro di progetto

5.1.4. ANALISI DINAMICA LINEARE

L'analisi dinamica lineare consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione, grazie all'ausilio dell'analisi modale.

E' opportuno considerare i modi con massa partecipante significativa, ovvero superiore al 5% e con un numero di modi la cui massa partecipante in totale è superiore dell'85%. Dal punto di vista matematico l'obiettivo è quello di disaccoppiare le equazioni del moto, ciascuna equazione del moto riferita a ogni grado di libertà si può ricondurre all'equazione del moto di un sistema SDOF (Single Degree of Freedom System). La risposta di un sistema MDOF (Master Degree of Freedom System) ad n gradi di libertà consiste nella combinazione lineare di n sistemi SDOF. Il sistema è composto da equazioni differenziali accoppiate, e deve essere trasformato in un insieme di equazioni disaccoppiate. Tale sistema risulta disaccoppiato se [M] e [K] saranno diagonali.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{P(t)\}$$

Gli autovettori invece rappresentano i modi di vibrare del sistema, dato che la matrice di massa e rigidità sono diagonali si afferma che ciascun autovettore è indipendente dagli altri, e che ognuno è ortogonale rispetto alla matrice di rigidità e di massa. Gli autovettori sono degli elementi importanti in quanto rendono possibile la diagonalizzazione della matrice di massa e rigidità, favorendo il disaccoppiamento del moto.

Applicando l'analisi dinamica tramite il software di calcolo Dolmen sono stati

individuati i modi di vibrare ed è stato visto che il periodo del primo modo di vibrare presenti un valore pari a 0,49 s. Si noti che il primo modo di vibrare è di tipo torsionale, ciò scaturisce dalla presenza del doppio vano scala che fa spostare il baricentro delle masse rispetto a quello delle rigidezze, aumentando il momento torcente. La modalità di combinazione dei modi che è stata utilizzata è quella di tipo a combinazione quadratica completa.

Una volta calcolati i modi di vibrare e il periodo fondamentale si procede con l'analisi statica lineare.

Analisi dinamica (NTC 2018)

Stampa estesa

Accorpamento masse

Condensazione statica

Calcolo autovalori

Visualizza risultati

Visualizza autovettori

Generazione condizioni sismiche

Ok Annulla

Modalità di combinazione

SRSS CQC

Modi da calcolare

1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12

Direz. attive	Massa min. (%)
<input checked="" type="checkbox"/> X	<input type="text" value="85"/>
<input checked="" type="checkbox"/> Y	<input type="text" value="85"/>
<input type="checkbox"/> Z	<input type="text" value="0"/>

Spettro

Usa NTC 2018
 Leggi da file

Fig. 50. Combinazione quadratica dei modi di vibrare

5.1.5. ANALISI STATICA LINEARE

Dopo aver effettuato l'analisi dinamica il programma richiede anche di lanciare l'analisi statica lineare. Come sappiamo l'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di una distribuzione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia generate dall'evento sismico. L'entità di tali forze è ottenuta dall'ordinata dello spettro di risposta calcolata in corrispondenza del periodo di vibrare principale T1 e la loro distribuzione segue il primo modo di vibrare.

Di seguito si riportata la videata del programma Dolmen:

Analisi statica (NTC 2018)

PARAMETRI SISMICI

Coeff. lambda: 1.00

Sd: 0.444 [Calcolato] [Aggiorna]

T1: 0.490 [Assegnato] [Help]

Quota di partenza m: 0.000

Quota massima: 15.250

Tolleranza quota: 0.500

Dimensione X: 22.980

Dimensione Y: 13.850

[Aggiorna]

Utilizzare coeff. di distribuzione

[Calcola]

[Salva e chiudi] [Annulla]

Fig. 51. Analisi statica

5.1.6. CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Infine si procede all'involuppo delle sollecitazioni considerando la condizione allo SLU senza sisma, e con sisma principale in direzione x e y.

Chiaramente le sollecitazioni maggiori si hanno in fondazione, ma deselezionando i valori delle sollecitazioni in corrispondenza del piano delle fondazioni è possibile analizzare la risposta della struttura.

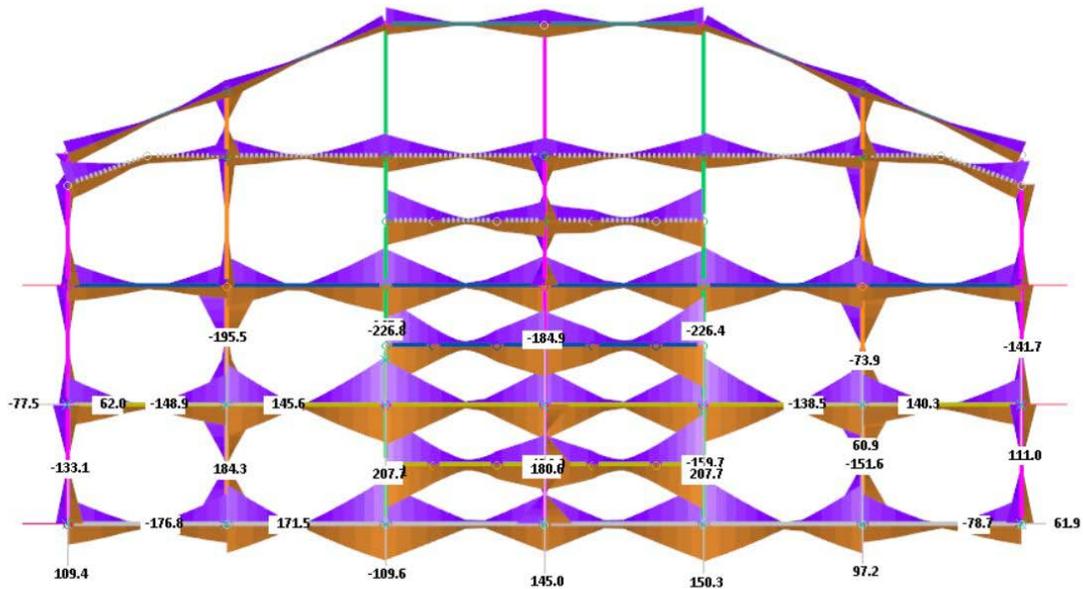


Fig. 52. Risultati dei momenti flettenti SLU + sisma

Come possiamo vedere le travi maggiormente sollecitate sono quelle che si trovano nella parte posteriore dell'edificio in corrispondenza della scala. Infatti gli elementi strutturali che delimitano la scala non risultano sufficienti a soddisfare il 100% di azione sismica.

Andando a confrontare i risultati ottenuti considerando la sola combinazione SLU con i soli carichi gravitazionali e quella relativa all'azione sismica si può ben vedere come l'edificio è del tutto in grado di rispondere bene ai carichi gravitazionali, ma non lo è nei confronti dell'azione sismica.

5.1.7. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Si riporta il dettaglio della verifica dell'elemento trave e del pilastro maggiormente sollecitato. Come predetto si tratta degli elementi che si trovano in corrispondenza del vano scala. Per quel che riguarda il corpo travi la più sollecitata è la trave 23, ovvero quella posta lungo x che si trova al livello 2.

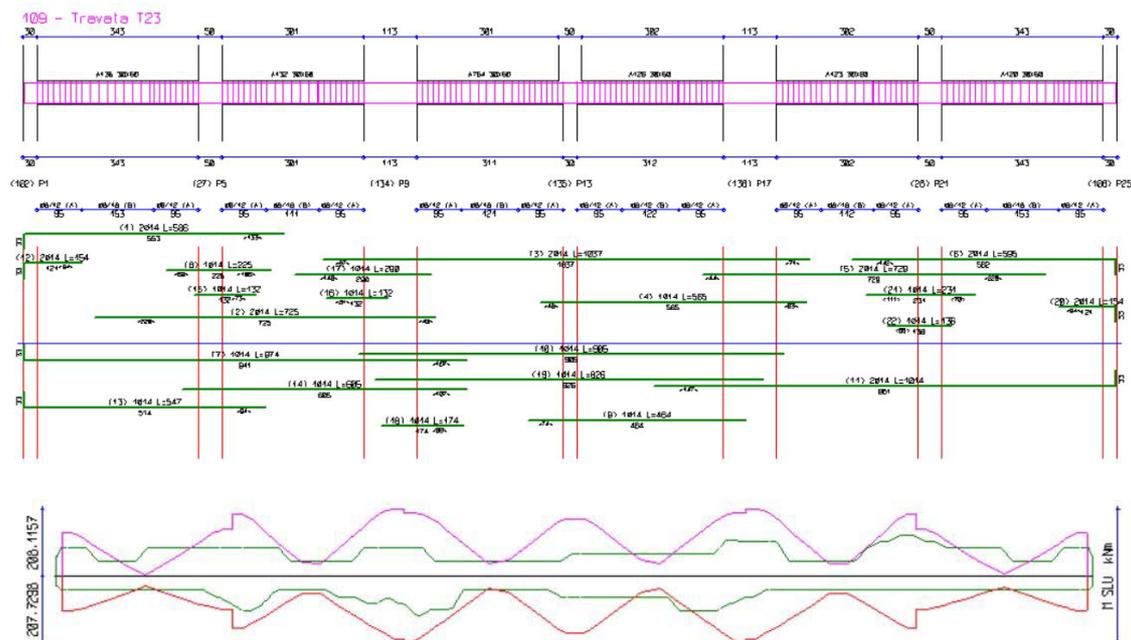


Fig. 53. Verifica della trave maggiormente sollecitata

Invece il pilastro maggiormente sollecitato è il pilastro P17, analogo al P9. Se ne riporta la sezione con la reale armatura e i domini di interazione.

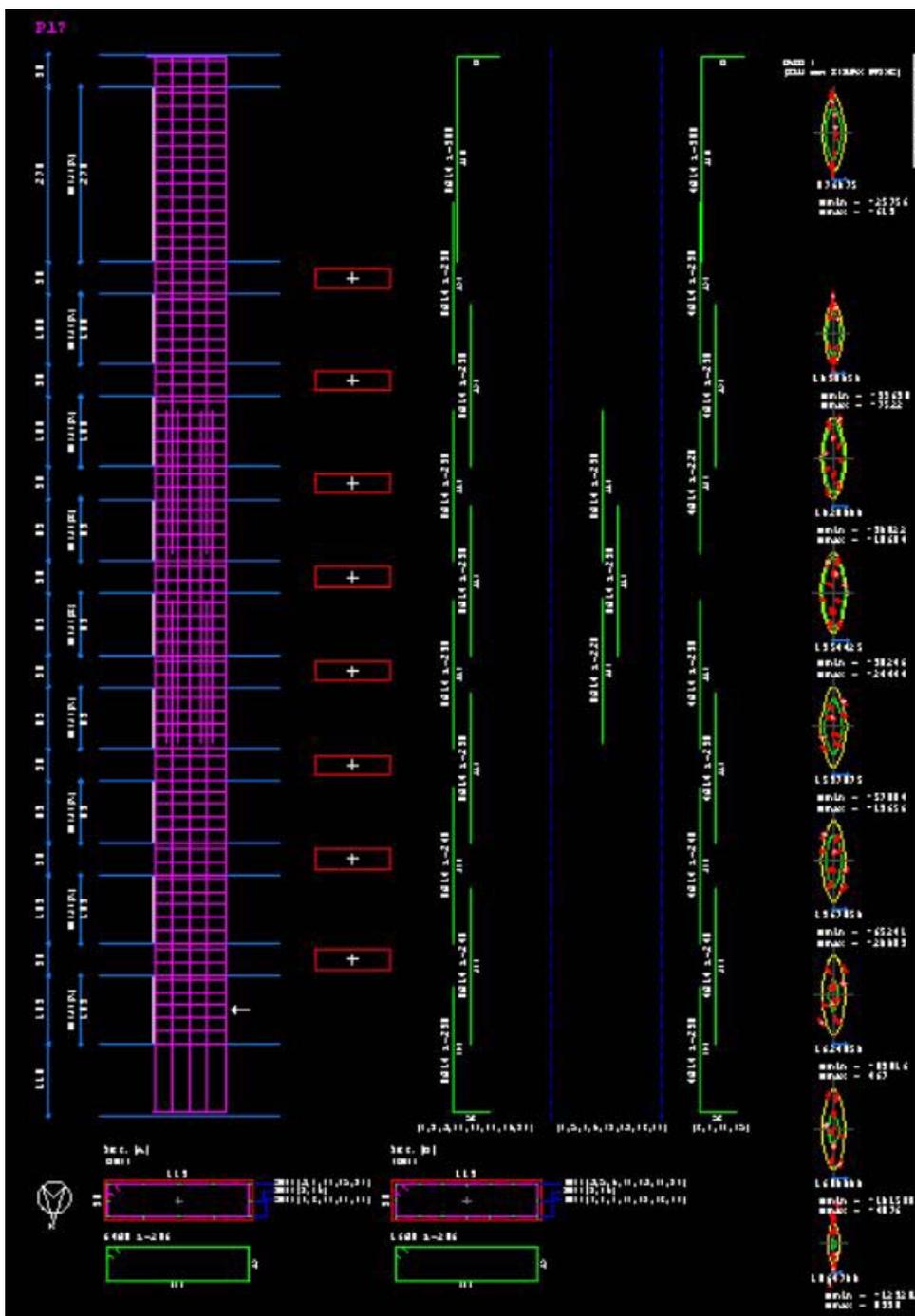


Fig. 54. Verifica del pilastro maggiormente sollecitato

Come visibile dai domini di interazione questo pilastro e il suo analogo non riescono a resistere alla combinazione sismica 4 e 5. Invece con tutte le altre combinazioni si vede che i punti cadono all'interno dei diagrammi.

5.1.8. LA VULNERABILITA'

Analizzata la risposta strutturale dell'edificio alle varie combinazioni è stata valutata nel concreto la vulnerabilità. Partendo da un sisma al 100% è stata variata la percentuale di sisma applicato alla struttura e si è osservata la risposta dell'edificio. Infatti andando nella scheda Calcolo/ casi di carico è possibile variare la percentuale di sisma agente e ricalcolare i casi e le sollecitazioni in funzione della suddetta percentuale.

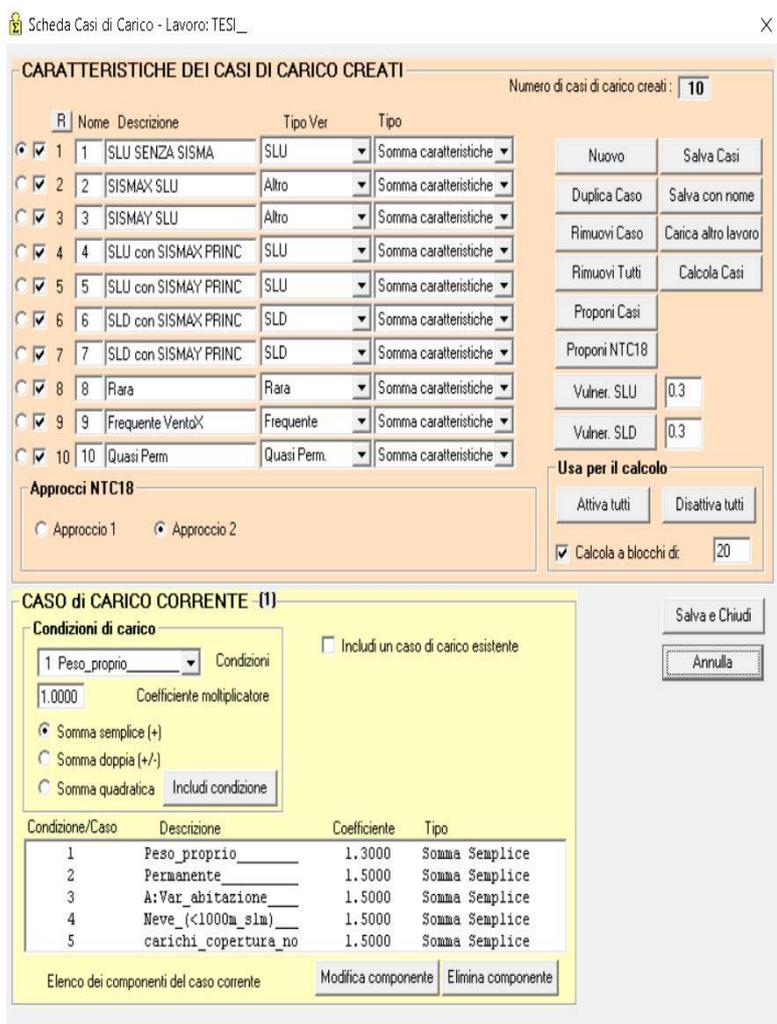


Fig. 55. Calcolo dei casi di carico al variare della percentuale sismica agente

I pilastri che non soddisfano il sisma agente al 100 % del suo valore sono riassunti nelle seguenti figure, dove la combinazione 4 e 5 sono le due combinazioni sismiche lungo x e y:

SISMA 100% COMBINAZIONE 4																														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28		
ASTA 1	no	no	si	no	si	si	no	no	no	si	si	no	no	si	no	si	no	si	no	no										
ASTA 2	no	no	si	si	si	si	no	si	no	si	si	si	no	no	no	si	no	no	no	si	no	no	no	no	si	no	si	no	si	no
ASTA 3	no	no	si	si	si	si	no	si	no	si	si	si	no	no	no	si	no	no	no	si	no	no	no	no	si	no	si	no	si	no
ASTA 4	no	no	si	si	si	si	no	si	no	si	si	si	no	no	no	si	no	no	no	si	no	no	no	no	si	no	si	no	si	no
ASTA 5	no	no	si	si	si	si	no	si	no	si	si	si	no	si	no	si	no	no	no	si	no	no	no	no	si	no	si	no	si	no
ASTA 6													no																	
ASTA 7													no																	
ASTA 8													no																	
ASTA 9													si																	
SISMA 100% COMBINAZIONE 5																														
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	28		
ASTA 1	no	si	si	no	si	si	no	no	no	si	si	no	si	no	no															
ASTA 2	no	no	si	si	si	si	no	si	no	si	si	si	no	no	no	si	no	no	no	si	no	no	no	no	si	no	si	no	si	no
ASTA 3	no	no;	si	si	si	si	no	si	no	si	si	si	no	no	no	si	no	no	no	si	no	no	no	no	si	no	si	no	si	no
ASTA 4	no	no	si	si	si	si	no	si	no	si	si	si	no	no	no	si	no	no	no	si	no	no	no	no	si	no	si	no	si	no
ASTA 5	no	no;	si	si	si	si	no	si	no	si	si	si	no	no	no	si	si	si	no	si	no	no	no	no	si	no	si	no	si	no
ASTA 6													no																	
ASTA 7													no																	
ASTA 8													no																	
ASTA 9													no																	

Fig. 56. Pilastri che non soddisfano il sisma al 100%

Si osserva che la maggior parte degli elementi strutturali sono in grado di soddisfare le combinazioni sismiche 4 e 5 allo SLU a flessione e a taglio andando ad applicare una percentuale di sisma pari al 20%. Però i pilastri P9 e P17 non sono in grado di soddisfare le verifiche di taglio anche con una percentuale di sisma così ridotta.

Si è scelto comunque di valutare il rapporto tra i periodi considerando un rapporto tra le accelerazioni pari al 20%, mettendo in secondo piano i due pilastri che non verificano tale percentuale. Così facendo è stato osservato che la vita nominale che la struttura è capace di sostenere è pari a 3.5 anni.

PARAMETRI PER EDIFICI ESISTENTI

scordia
 37.295516 14.8428 SCORDIA
 37.3000 14.8500 Scordia

LATITUDINE 37.2955
 LONGITUDINE 14.843

suolo **B** Cu **1.0** St **1.000** Esponente "a" **0.49**

DOMANDA SISMICA				CAPACITA' DELLA STRUTTURA			VULNERABILITA'	
	VN (anni)	PGA (g)	TR (anni)	VN (anni)	PGA (g)	TR (anni)	Rapporto fra accelerazioni	Rapporto fra periodi $\wedge a$
SLC DLC	50	0.3825	975	CLC	50	0.3825	1	1
SLV DLV	50	0.2931	475	CLV	3.5	0.0586	0.2	0.271
SLD DLD	50	0.0779	50	CLD	50	0.0779	1	1
SLO DLO	50	0.0563	30	CLO	50	0.0563	1	1

Fig. 57. Calcolo della vita nominale con un rapporto di accelerazioni del 20 %

5.1.9. GRADO DI DIFFORMITA'

Per poter valutare in concreto come intervenire su un edificio in cemento armato e valutarne la sua vulnerabilità è stato studiato un metodo che definisce un parametro detto grado di difformità.

Il grado di difformità GD consente di individuare in modo semplificato le differenze tra l'armatura che realmente è presente nel fabbricato e quella che sarebbe necessaria per rispettare i limiti di legge. Infatti, il GD confronta le caratteristiche dell'edificio esistente con quelle definite dalla progettazione antisismica secondo le attuali norme tecniche delle costruzioni 2018, definendo con un semplice rapporto lo scostamento qualitativo di ciò che si rileva da ciò che ci dovrebbe essere.

Con riferimento all'i-esimo elemento strutturale di un edificio, si ha:

$$gdd_i = \frac{c_{1i} - c_{2i}}{c_{2i}} \times 100 [\%]$$

dove:

- gdd = grado di difformità
- c1 massa complessiva delle armature calcolate in accordo con le norme vigenti;
- c2 massa complessiva delle armature effettivamente presenti.

PILASTRI	gdd	Armatura necessaria
1	64,52	6fi18
2	-0,97	6fi18
3	24,39	6fi18
4	61,29	6fi18
5	64,52	6fi18
6	64,52	6fi18
7	64,52	6fi18
8	61,29	6fi18
9	66,67	12fi18
10	40,63	12fi18
11	64,52	6fi18
12	61,29	6fi18
13	-0,97	6fi18
14	-0,97	6fi18
15	64,52	6fi18
16	61,29	6fi18
17	66,67	12fi18
18	66,67	12fi18
19	64,52	6fi18
20	61,29	6fi18
21	64,52	6fi18
22	64,52	6fi18
23	64,52	6fi18
24	61,29	6fi18
25	64,52	6fi18
26	-0,97	6fi18
27	64,52	6fi18
28	61,29	6fi18

Fig. 58. calcolo del grado di difformità dei pilastri e armatura che sarebbe necessaria

Per ottenerne il valore quindi viene pesato il quantitativo di armature presenti di ciascun pilastro, armato così com'è e il rispettivo peso dell'armatura necessaria al soddisfacimento del sisma.

La media dei gdd di un singolo edificio, ponderata rispetto al quantitativo di armature necessarie, consente di calcolare il grado di difformità GD dell'intera struttura:

$$GD = \frac{\sum_{i=1}^n gdd_i \times c_{1i}}{\sum_{i=1}^n c_{1i}} [\%]$$

Maggiore è il GD e maggiore sarà la vulnerabilità di una struttura, soprattutto rispetto alle azioni sismiche.

Il GD risultante da tale analisi è pari al 52%.

5.2. EDIFICIO IN MURATURA

L'edificio in questione è un edificio di civile abitazione, di quattro piani fuori terra più il sottotetto, realizzati in due fasi: i primi due piani sono stati realizzati nel 1976 e gli ultimi due nel 1980. Sono invece assenti i piani interrati o seminterrati. Questa tipologia è la maggiore diffusa a Scordia perché sorta in corrispondenza della massima prosperità economica del paese.

L'edificio presenta una pianta rettangolare di 12.5 m lungo l'asse X e 15.5 m lungo l'asse Y.

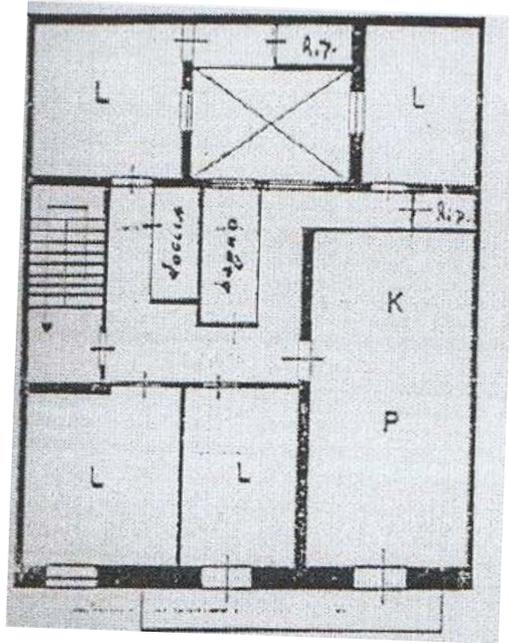


Fig. 59. Edificio in muratura

Il piano terra e il primo piano presentano una superficie di 190 mq, mentre ai due piani superiori è presente un lucernaio di 4.5 m x 4.75 m con balcone interno poggiate su una trave in acciaio.

L'ultimo piano presentava da progetto una terrazza e quindi una superficie chiusa di 130 mq, successivamente la terrazza è stata ridotta, coperta mediante vetrate, per aumentare la superficie chiusa. Per cui nella modellazione è stata considerata la disposizione attuale.

L'edificio è principalmente adibito a civile abitazione, ad eccezione del piano terra in cui vi sono due grosse aperture, quella più a sinistra adibita a garage e quella più a destra ad attività commerciale.

5.2.1. MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

Grazie alle piante fornite dai tecnici comunali e ai diversi sopralluoghi all'interno dell'edificio è stato possibile crearsi una visione globale e chiara della costruzione, che ha reso più semplice la modellazione.

In primo luogo è stata riprodotta la pianta di ciascun piano in dxf ed importata nel software CDM DOLMEN succitato.

Poi è stata creata la scheda dei materiali e la scheda delle resistenze.

La struttura portante è realizzata in pietra arenaria tenera (tufo) e squadrata, avente uno spessore di 50 cm ai primi due piani. Mentre agli ultimi due piani abitati le pareti lungo Y che delimitano il lucernaio sono in laterizio, così come la parete a sud della scala, lungo X.

L'intera muratura è connessa in maniera scatolare da cordoli che corrono sia al di sopra di tutte le muratura in tufo e in laterizio, che come architravi al di sopra delle aperture, dalle quali sporgono per almeno 20 cm. Le pareti portanti sono ben ammassate tra loro, ma la parete a destra (est) è in comune con l'edificio adiacente, realizzato poco prima, usanza molto diffusa a quei tempi.

Muratura in tufo	
E [kPa]	1410000
ν	0.2
G [kPa]	450000
α [1/°C]	0
γ [kN/m ³]	16000

Tabella 1. Proprietà muratura in pietra tenera

E' da specificare che nella modellazione è stata applicata una semplificazione per quel che riguarda le pareti in laterizio: nella realtà le pareti in laterizio che delimitano il lucernaio e un lato corto della scala sono costituite da due file di blocchi separate da intercapedine, ma nella modellazione queste pareti sono state inserite come unico blocco.

Laterizio	
E [kPa]	4550000
ν	0.2
G [kPa]	1137500
α [1/°C]	0
γ [kN/m ³]	15000

Tabella 2. Proprietà muratura in laterizio

Una volta inseriti i dati base, si è partiti con la modellazione degli interpiani, ognuno avente l'altezza definita all'interno degli esecutivi di progetto. Per procedere è stato fondamentale inserire lo spessore del maschio murario, le caratteristiche meccaniche a cui si riferiva, assieme alle caratteristiche di resistenza: nel caso in esame Muratura esistente. In seguito sono state modellate le aperture, per ogni maschio murario mediante la funzione Murature - Aperture - Inserisci aperture.

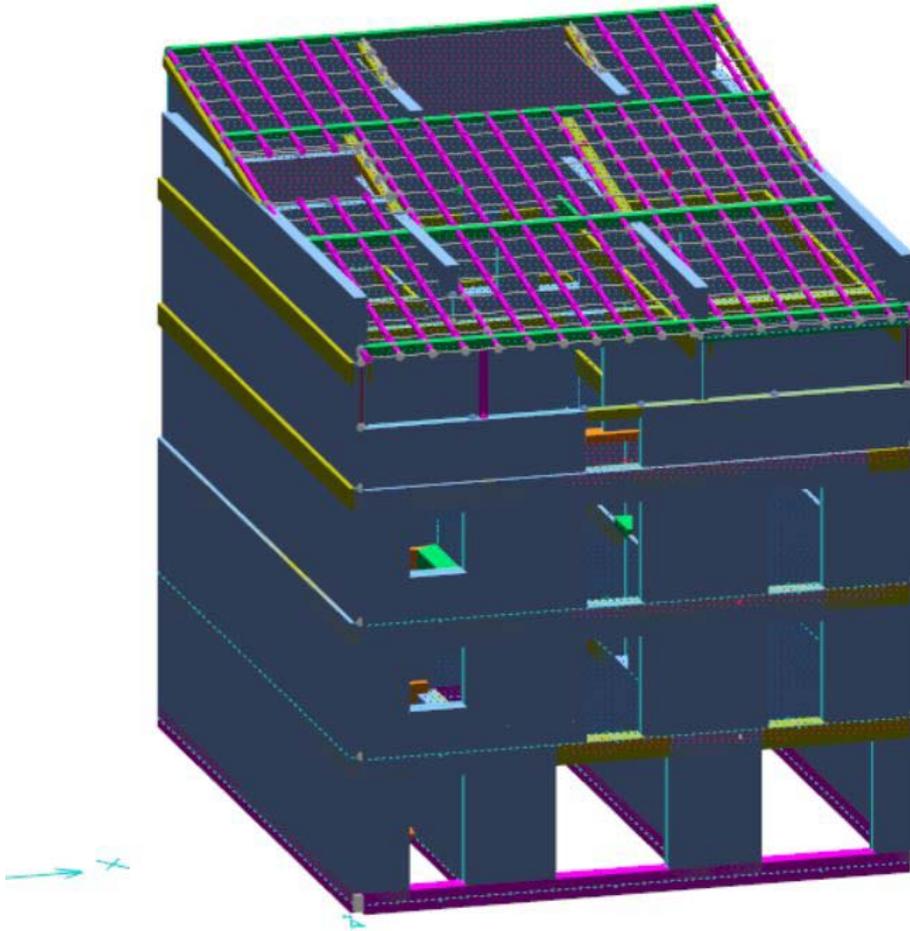


Fig. 60. Modellazione dell'edificio in muratura

Il solaio in corrispondenza del piano garage è un piano rigido costituito da blocchi in cemento, travetti prefabbricati e caldana di 5 cm.

Invece gli altri piani presentano dei solai in latero-cemento gettati in opera dello spessore di 25 cm, senza rete elettrosaldata.

Il lucernaio è delimitato lungo i 4 lati da murature e relativi cordoli, inoltre è stato realizzato un balcone interno poggiante su un profilato in acciaio posto al di sopra del solaio. I balconi esterni sono realizzati in solaio in latero-cemento.

La scala è stata realizzata in cemento armato a soletta rampante ed è stata modellata come elemento bidimensionale dello spessore di 15 cm, scaricante sui

cordoli delle relative murature e sulle travi di interpiano , in corrispondenza dei piani intermedi.

Inoltre si specifica che la muratura portante interna, avente un interasse medio di circa 4.5 m, è interrotta per brevi tratti, in punti diversi ai vari piani.

In tali tratti sono infatti presenti delle travi flessibili, in cemento armato di sezione 50 x 25 cm gettate in opera assieme al solaio, per cui sono state modellare considerando che sia delimitate da degli incastri.

Inoltre per poter modellare la presenza dei doppi travetti che sostengono le pareti di lucernaio in laterizio è stata inserita una sezione a T con estensione dell'anima pari al doppio.

L'ultimo piano abitato, in origine terrazzato, è stato oggi parzialmente chiuso mediante dei profilati in acciaio del tipo HEA 180 e vetrate.

Il sottotetto è praticabile, ed è realizzato da blocchi di tufo e relativi cordoli. Il tetto è realizzato mediante assito di legno e onduline. Nello specifico sono utilizzate delle travi di 30x30 sulle quali poggiano, in direzione ortogonale, delle travi di sezione 10x10. Infine su di essi poggiano dei listelli di 5x3 su cui sono avvitate le coperture ad onduline. Le travi in legno presentano delle interruzioni in corrispondenza dei lucernai, coperti in vetro rinforzato. Si riporta la pianta del tetto vista dall'alto.

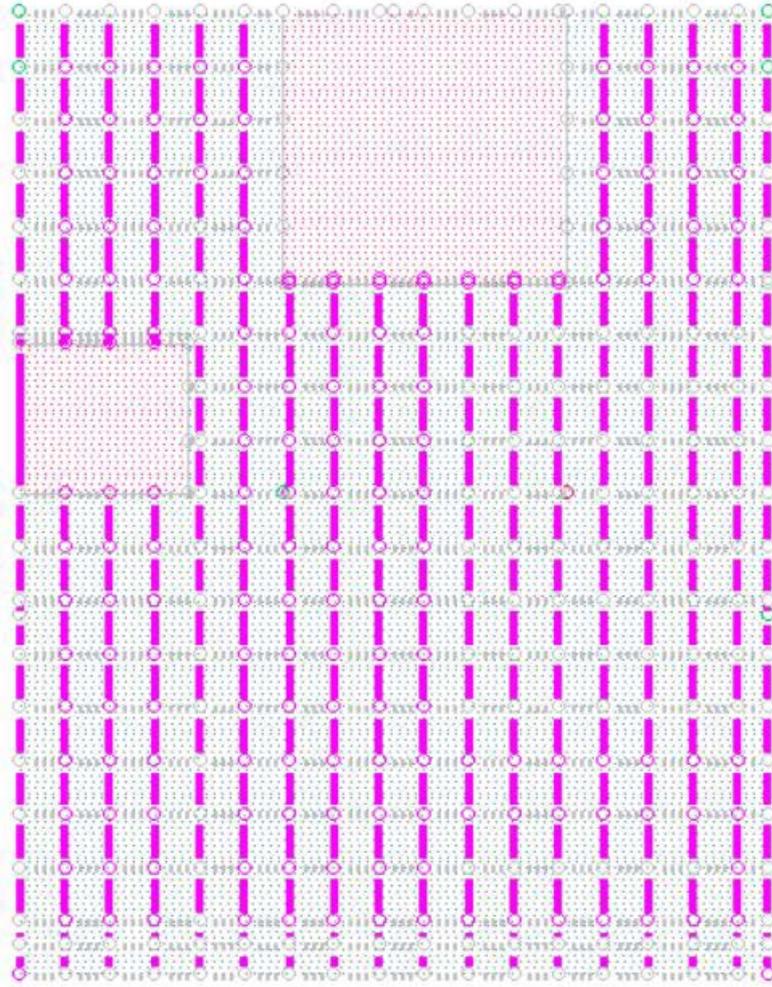


Fig. 61. Dettaglio del tetto modellato

Per quel che riguarda le fondazioni esse sono realizzate in reticolo di travi rovesce in cemento armato, poggianti su sabbie e ghiaia argillose e ricadenti nella zona 6 dello studio di microzonazione sismica. Ma non avendo a disposizione i dettagli costruttivi delle fondazioni, nel corso della modellazione si è scelto di non valutare l'interazione terreno- struttura e introdurre degli incastri come vincoli.

L'edificio è costituito da una varietà di elementi strutturali, in calcestruzzo, in legno e in acciaio. Nelle tabelle seguenti sono mostrati le proprietà dei materiali inseriti.

Calcestruzzo	
E [kPa]	30000000
ν	0,15
G [kPa]	18885000
α [1/°C]	1.00E-05
γ [kN/m ³]	25000

Tabella 3. Proprietà

Acciaio	
E [kPa]	2.1E+08
ν	0,3
G [kPa]	85000000
α [1/°C]	1.00E-05
γ [kN/m ³]	78500

Tabella 4. Proprietà acciaio

Legno	
E [kPa]	10000000
ν	0,25
G [kPa]	6000000
α [1/°C]	1.00E-05
γ [kN/m ³]	7355

Tabella 5. Proprietà legno

Vetro	
E [kPa]	70000000
ν	0,22
G [kPa]	30000
α [1/°C]	1.00E-05
γ [kN/m ³]	25497

Tabella 6. Proprietà vetro

La malta è cementizia a base di calce idraulica e cemento portland. Gli inerti usati come aggregato sono i materiali lapidei ricavati dall'Etna, pratica comune in tutta la Sicilia orientale.

Inoltre sono state introdotte delle aste rigide (rigid link), di 0.05x0.05 m sia alla base delle rampe della scala, che in collegamento tra il muretto dell'ultimo piano abitato e l'interpiano laterale. I rigid link sono rappresentati visivamente in rosso. La struttura è regolare in elevazione, la geometria in pianta è stata supposta regolare ma la scala in cemento armato è all'estrema sinistra e quindi fa spostare il baricentro delle masse.

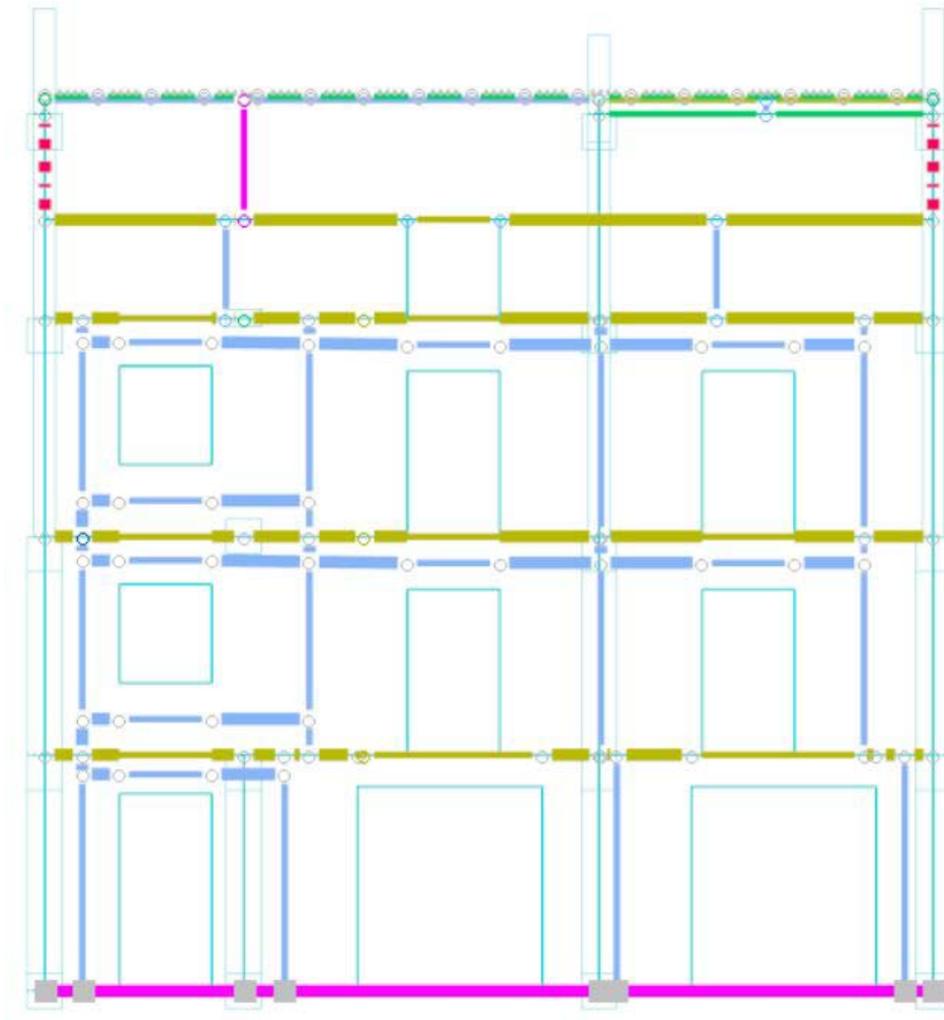


Fig. 62. Dettaglio rigid link e profilati in acciaio

5.2.2. ANALISI DEI CARICHI VERTICALI

Ultimata la modellazione i passi successivi sono del tutto simili a quelli dell'edificio in c.a.

E' stato assegnato il peso proprio a tutte le aste, ai maschi murari e alle fasce di piano.

Per definire i pesi si è fatto riferimento alle NTC 2018, e conoscendo le stratigrafie sono stati dedotti i vari carichi gravanti.

Il solaio è stato supposto avente spessore di 24 cm, perciò il carico permanente strutturale vale -2.70 kN/m^2 . Il carico accidentale è stato invece definito grazie alle NTC 2018, ed essendo un edificio residenziale vale -2 kN/m^2 .

I solai sono stati caricati mediante peso di solaio $20+5$, peso di sottofondo di -1.5 kN/m^2 e del variabile abitazione -2 kN/m^2 .

Invece i balconi sono stati caricati con dei carichi di solaio di $16+4$, peso di sottofondo -1.5 kN/m^2 e il carico variabile di -4 kN/m^2 per ambienti suscettibili di affollamento come definito dalle norme tecniche per le costruzioni.

Mentre per i carichi di copertura è stato inserito il peso proprio dei listelli e del vetro e un variabile accidentale riferito alle coperture accessibili per sola manutenzione pari a $-0,5 \text{ kN/m}^2$.

Per completare l'analisi dei carichi verticali è fondamentale considerare anche il carico dovuto alla neve.

Si è scelto di non inserire l'azione del vento perché irrisoria e perché l'unico lato esposto all'azione del vento è la facciata.

Una volta aggiunti i carichi statici è stata introdotta l'azione sismica.

5.2.3. ANALISI DELL'AZIONE SISMICA

Non avendo la possibilità di effettuare prove sui materiali per la struttura è stato considerato un livello di conoscenza LC1. Per cui è stato adottato il fattore di confidenza di 1.35.

I dati sismici sono stati selezionati direttamente dal programma CDM Dolmen, in cui sono settati tutti i valori relativi alle carte di pericolosità sismica del territorio nazionale.

Come riportato dalle mappe di pericolosità sismica redatte dall'istituto nazionale di geofisica e Vulcanologia Scordia ricade in zona sismica 2 (S=9). I parametri dell'azione sismica di riferimento per il sito in esame, nel rispetto delle Norme Tecniche delle Costruzioni, sono stati ricavati dal file Excel fornito dal sito dei lavori pubblici, come suggerito dall'Istituto nazionale di Geofisica e Vulcanologia.

STATO LIMITE	T_R	ag	F_0	T_c^*
SLO	30	0,047	2,459	0,261
SLD	50	0,065	2,502	0,268
SLV	475	0,25	2,275	0,424
SLC	975	0,36	2,342	0,47

In primo luogo occorre definire i dati da inserire all'interno del programma di calcolo: località, comune, zona sismica in cui è ubicato, coordinate di latitudine e longitudine.

Dati generali per sismica (NTC 2018) ✕

>>

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

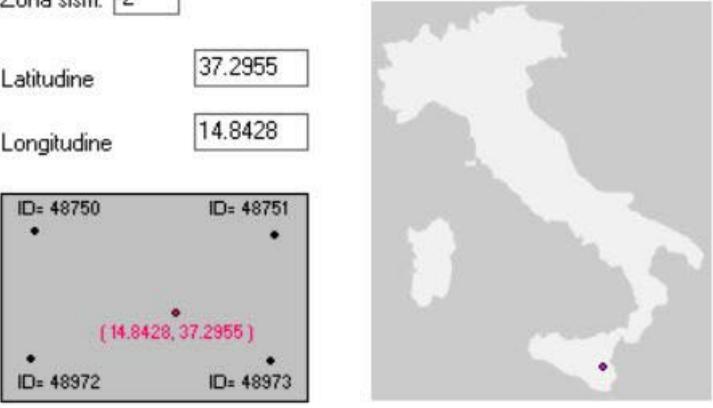
Località: SCORDIA

Comune: Scordia (Catania) - Sicilia

Zona sism. 2

Latitudine: 37.2955

Longitudine: 14.8428



Applica | Applica e chiudi | Chiudi

Fig. 63. Coordinate inserite su Dolmen

In seguito si passa all'identificazione del tipo di suolo, la categoria di sottosuolo è la 'B'.

Il coefficiente topografico è pari a 1.

Per permettere che il programma generi il fattore di struttura è stato necessario inserire delle informazioni e specificare che si tratta di muratura ordinaria. Si è ottenuto un fattore di struttura pari a 2.25.

Infine si è determinato il valore a cui corrisponde la vita nominare della struttura, il coefficiente d'uso, il periodo di riferimento e il coefficiente di smorzamento, assunto pari al 5%.

E' stata inserita la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} al variare dello stato limite considerato: nel caso in esame si considera lo stato limite di salvaguardia della vita SLV pari al 10%, e per stato limite di esercizio lo stato limite di danno SLD pari al 63%.

I dati sono riassunti nella seguente figura:

Dati generali per sismica (NTC 2018)

Fig. 64. Parametri per la definizione dello spettro di progetto

In questo modo si è ottenuto lo spettro di progetto rappresentato in figura.

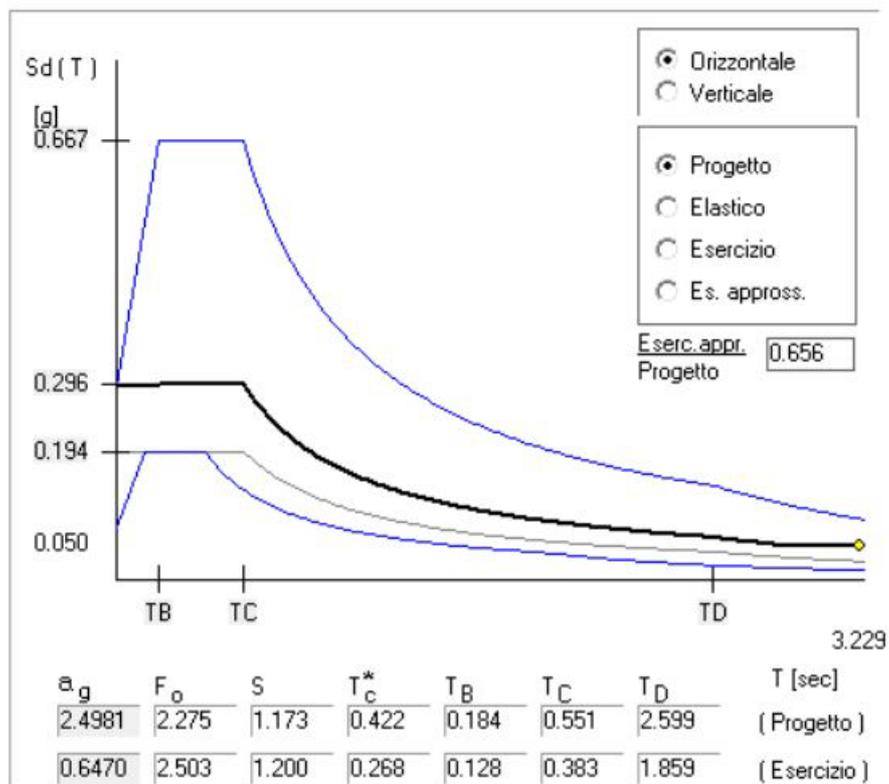


Fig. 65. Spettro di progetto

5.2.4. ANALISI DINAMICA LINEARE

Analogamente a quanto detto per l'edificio in cemento armato è stata applicata l'analisi dinamica tramite il software di calcolo Dolmen, sono stati individuati i modi di vibrare ed è stato visto che il periodo del primo modo di vibrare presenti un valore pari a 0,314 s. Di seguito si riporta brevemente il report dell'analisi dinamica.

ANALISI DINAMICA (parametri impostati in Ambiente Grafico)

Calcolo secondo NTC 2018

```

DATI PROGETTO
Edificio sito in località SCORDIA ( long. 14.843   lat. 37.25
Categoria del suolo di fondazione = B
Coeff. di amplificazione stratigrafica Ss = 1.173
Coeff. di amplificazione topografica ST = 1.000
S = 1.173
Vita nominale dell'opera VN = 50 anni
Coefficiente d'uso CU = 1.0
Periodo di riferimento VR = 50.0
PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %
Tempo di ritorno = 474
Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0 %

Valori risultanti per :
ag 2.498 [g/10]
Fo 2.275
TC* 0.422

Fattore di comportamento q = 2.250
Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.656

Numero condizioni generanti carichi sismici : 3
Cond. 001 : Peso_proprio_____ con coeff. 1.000
Cond. 002 : Permanente_____ con coeff. 1.000
Cond. 003 : A:Var_abitazione____ con coeff. 0.300

Ipotesi di calcolo:
- modello generale
- combinazione quadratica completa (CQC)

Intervallo modi utilizzabili nell'analisi: 1 - 40

Percentuali richieste di massa attiva:
direzione X 85.0 %
direzione Y 85.0 %
direzione Z 00.0 %
    
```

Fig.66. Report dei parametri dell'analisi dinamica

5.2.5. ANALISI STATICA LINEARE

Ultimata l'analisi dinamica è necessario ancora una volta eseguire l'analisi statica altrimenti il programma non è in grado di calcolare i torcenti. Per cui considerando un coefficiente lambda pari a 1, un periodo fondamentale calcolato pari a 0.314 s e un'ordinata dello spettro di progetto pari a $S_d = 0.296$ si rilancia il calcolo delle sollecitazioni e si ottengono i seguenti carichi sismici:

Carichi sismici :

Piani m	Pesi kN	C. distr.	Forze piano kN	Torc. piano X kNm	Torc. piano Y kNm	Bar. X m	Bar. Y m
1.600	70.21	0.0606	4.26	0.0	0.6	9.648	7.053
2.475	25.55	0.0938	2.40	0.0	0.3	9.738	7.053
3.075	3733.32	0.1165	434.89	337.0	271.8	14.231	3.947
3.850	115.25	0.1458	16.81	9.2	8.1	13.374	2.055
4.700	73.88	0.1780	13.15	0.0	1.8	9.365	7.053
5.950	321.48	0.2254	72.46	52.1	42.9	13.632	2.415
6.945	3021.83	0.2631	795.03	616.2	496.9	14.269	3.795
7.800	61.19	0.2955	18.08	0.0	2.5	9.351	7.053
9.050	344.89	0.3428	118.24	90.9	65.0	14.260	1.732
10.045	2587.68	0.3805	984.70	763.1	615.4	14.307	3.897
10.950	57.47	0.4148	23.84	0.0	14.9	14.183	-3.947
12.050	243.88	0.4565	111.33	71.7	55.4	13.606	3.929
12.650	1972.20	0.4792	945.12	755.8	590.7	14.280	4.638
13.263	82.93	0.5024	41.67	5.5	26.0	14.030	-1.338
13.782	305.27	0.5221	159.38	23.3	99.6	13.701	2.868
14.305	185.29	0.5419	100.41	13.1	62.8	13.742	6.384
14.873	258.64	0.5634	145.72	32.8	91.1	14.233	10.258

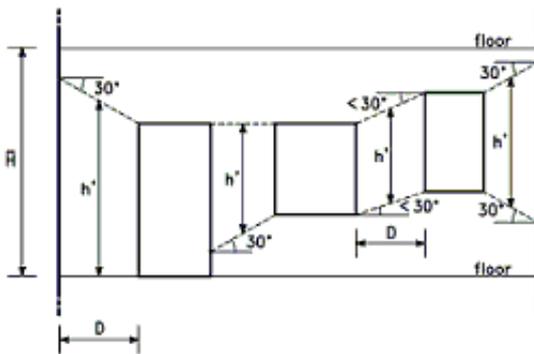
5.2.6. VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

VALUTAZIONE DELLA RISPOSTA GLOBALE DELL'EDIFICIO

La struttura è stata modellata secondo lo schema cosiddetto a 'telaio equivalente'. Il metodo utilizzato mira alla valutazione della risposta globale degli edifici in cui il meccanismo resistente è governato dalla risposta nel piano delle pareti.

Le pareti murarie sono state idealizzate mediante un telaio equivalente costituito da elementi maschio (ad asse verticale), elementi fascia (ad asse orizzontale), elementi nodo. Gli elementi maschio e gli elementi fascia vengono modellati come elementi di telaio ('beam-column') deformabili assialmente e a taglio. Se si suppone che gli elementi nodo siano infinitamente rigidi e resistenti, è possibile modellarli numericamente introducendo opportuni bracci rigidi (offsets) alle estremità degli elementi maschio e fascia.

Si suppone che un elemento maschio sia costituito da una parte deformabile con resistenza finita, e di due parti infinitamente rigide e resistenti alle estremità dell'elemento. L'altezza della parte deformabile o <altezza efficace> del maschio viene definita secondo quanto proposto da Dolce in 'Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti', nel corso sul consolidamento degli edifici in muratura in zona sismica, Ordine degli Ingegneri, Potenza, 1989, per tenere conto in modo approssimato della deformabilità della muratura nelle zone di nodo.



$$H_{eff} = h' + \frac{1}{2} D (\bar{H} - h') / h' \quad \bar{H} = \text{altezza interpiano}$$

- Definizione dell'altezza efficace dei maschi murari (Dolce, 1989).

Come è stato visto per l'edificio in c.a anche nel caso dell'edificio in muratura andando ad applicare delle percentuali di sisma crescenti si assiste ad una mancata verifica degli elementi.

Il maschio murario più critico, che non soddisfa neanche un sisma del 40% è M772, di cui si riportano le specifiche di sotto:

Verifica murature Maschio murario M772

$$t = 0.300 \text{ m} \quad h \text{ sez} = 5.100 \text{ m}$$

$$e1 = 0.006 \text{ m} < .33 t = 0.099 \text{ m}$$

$$e2 = 0.003 \text{ m} \text{ (caso 10) } < .33 t$$

Pressoflessione nel piano

caso 4 :

$$M_d = 39.3 \text{ kNm}$$

$$M_{red} = 39.3 \text{ kNm} \text{ (c. red. = 0.000)}$$

$$N_d = 65.39 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 158.0 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} / M_{red} = 4.019$$

Taglio

caso 4 :

$$N_d = 65.39 \text{ kN}$$

$$M_d = 0.6 \text{ kNm}$$

$$\beta = 1.00$$

$$V_d = 26.87 \text{ kN}$$

$$V_{red} = 26.87 \text{ kN} \text{ (c. red. = 0.000)}$$

$$V_{rd} = 76.97 \text{ kN}$$

$$V_{rd} / V_{red} = 2.864$$

Pressoflessione per carichi laterali

caso 10 :

$$N_d = 91.09 \text{ kN}$$

$$M_d = -$$

$$h_0/t = 3.83 \quad 6 e / t = 0.11 \quad \text{c.rid.res.} = 0.92$$

$$6 e \text{ long} / h \text{ sez} = 0.26 \quad \text{c.rid.long.} = 0.87$$

$$N_{rd} = 1171.87 \text{ kN}$$

$$N_{rd} / N_d = 12.865$$

Sismica fuori piano

caso 5 :

$$S_a = 0.58636 \quad F_a = 6.70 \text{ kN}$$

$$M_y = 1.0 \text{ kNm}$$

$$N_d = 73.96 \text{ kN}$$

$$M_{rd} = 10.4 \text{ kNm}$$

$$M_{rd} / M_d = 10.840$$

5.2.7. LA VULNERABILITA'

Per valutare la vulnerabilità delle strutture in muratura si parte applicando il 10% di sisma e via via si aumenta progressivamente. Pur effettuando una redistribuzione dei carichi andando a svincolare gli elementi che non soddisfano le verifiche di pressoflessione e taglio nel piano, è stato visto che questo edificio è in grado di soddisfare sia la verifica a pressoflessione che a taglio applicando un sisma pari al 30 % di quello massimo e quindi la nuova vita nominale risulterebbe pari a 6.9 anni come mostrato nella figura seguente.

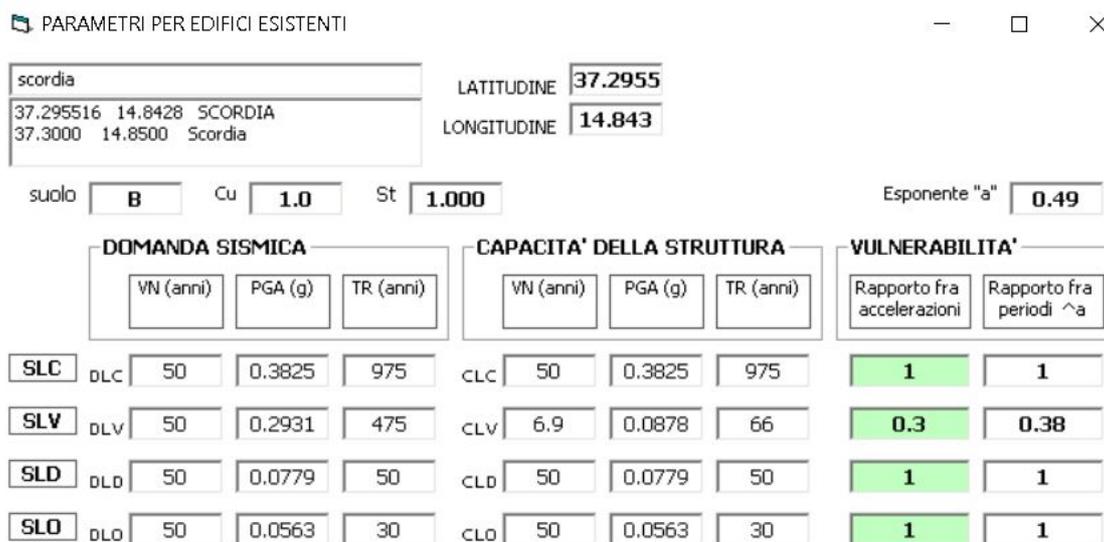


Fig. 67. Calcolo della vita nominale per un rapporto delle accelerazioni pari al 30%

La verifica a pressoflessione e taglio nel piano corrispondente ad un sisma del 100% è rappresentata nella figura seguente.

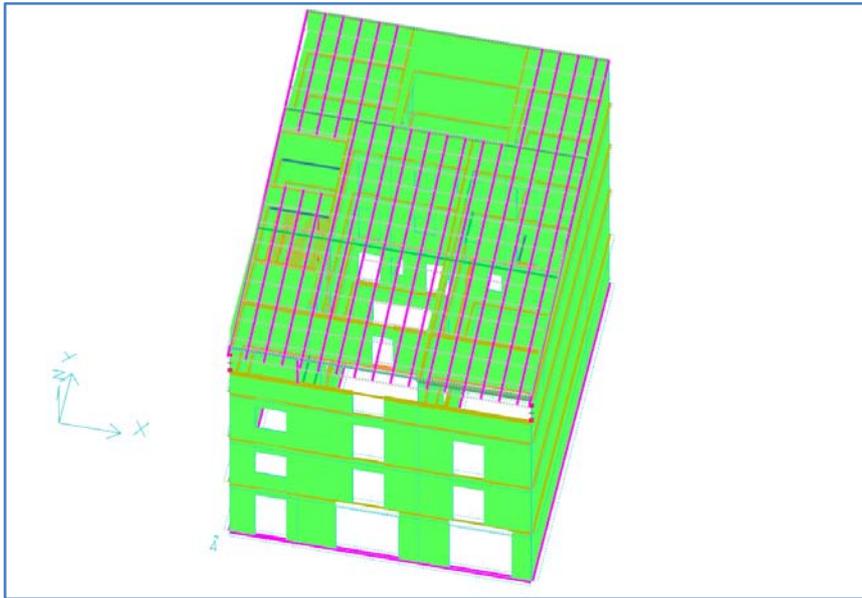


Fig.68. Verifica a pressoflessione e taglio nel piano applicando un 30% di sisma

Aumentando la percentuale di sisma agente di un ulteriore 10% si vede che dal punto di vista della pressoflessione l'edificio risulta tutto verificato, ma non tutti gli elementi sono verificati a taglio, come si può evidenziare dagli elementi in viola.

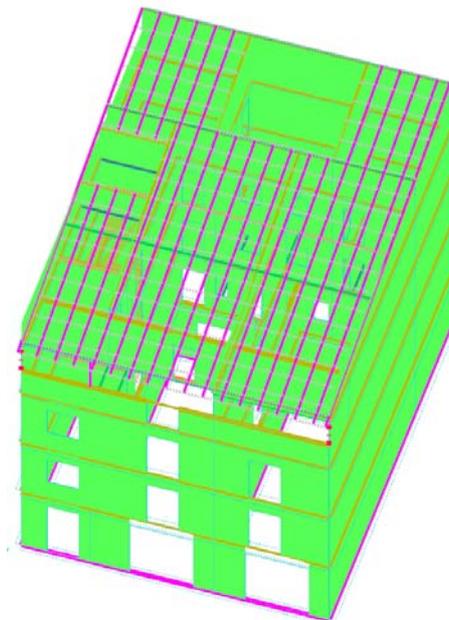


Fig.69. Verifica a pressoflessione nel piano applicando un 40% di sisma

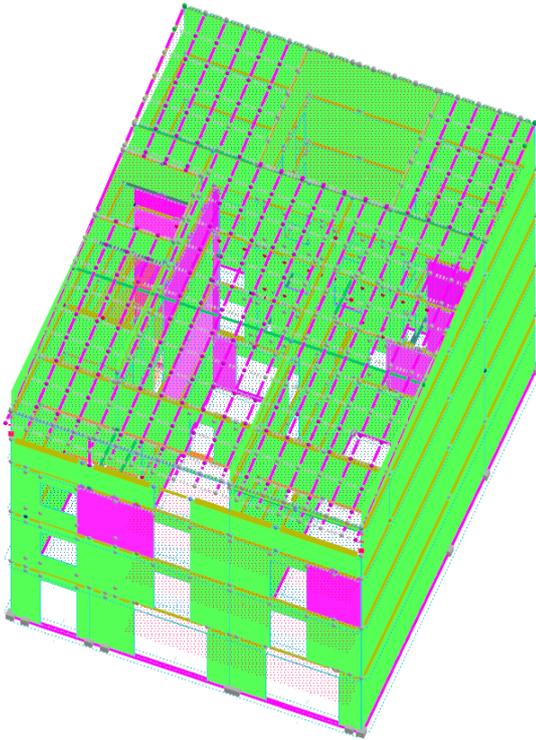


Fig.70. Verifica a taglio nel piano applicando un 40% di sisma

Applicando un sisma del 50% sia la verifica a pressoflessione che a taglio non risultano soddisfatte.

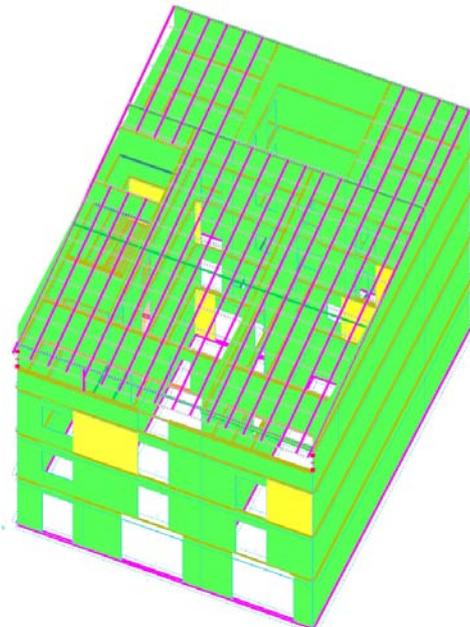


Fig.71. Verifica a pressoflessione nel piano applicando un 50% di sisma

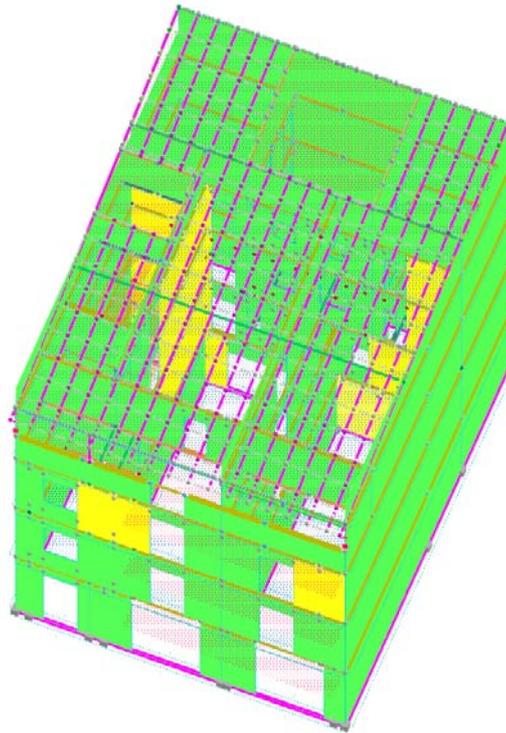


Fig.72. Verifica a taglio nel piano applicando un 50% di sisma, non soddisfatta per l'intero

Per poter valutare la vulnerabilità dell'edificio in muratura si è deciso di calcolare la percentuale, in termini volumici, di fasce e maschi murari che soddisfano le verifiche di pressoflessione e taglio nel piano rispetto a quelle che non li verificano. Il risultato viene rappresentato in tabella.

Sisma al 100%	sisma al 80%	sisma al 60%	sisma al 40%
10,23765396	12,7505625	42,9708455	71,375931

Tabella 7. Percentuale volumica di soddisfacimento verifiche nel piano

6. DISCUSSIONE DEI CASI

L'edificio in cemento armato, nonostante sia stato progettato con il metodo delle tensioni ammissibili, è in grado di resistere alla combinazione fondamentale SLU in accordo con le attuali norme tecniche. Tuttavia non tutti gli elementi che lo costituiscono sono in grado di resistere alle combinazioni 4 e 5 di sisma in X e in Y. Gli elementi che manifestano maggiore criticità sono quelli posti in corrispondenza del secondo livello in prossimità del vano scala, in cui le sollecitazioni sono maggiori. Nel dettaglio si è visto che la trave T23 ha un momento resistente minore di quello agente.

Lo stesso vale per i pilastri. Essi sono tutti in grado di soddisfare la combinazione fondamentale. Però nessuno di essi è in grado di resistere per intero alle combinazioni sismiche. I pilastri meno performanti sono i pilastri 9 e 17, armati mediamente con 12 barre di 14 mm, che non sono in grado di soddisfare neanche il 30% di sisma. Sarebbe sufficiente armarli con 6 barre di 18 mm per poter soddisfare le verifiche di flessione e taglio sia per la combinazione 4 che per la combinazione 5.

Ciò che si osserva inoltre è una riduzione eccessiva d'armatura procedendo dal basso verso l'alto, infatti quasi tutti gli elementi sono verificati al piano interrato e al piano terra per poi decrescere bruscamente ai piani superiori.

Fatta eccezione per questi pilastri gli altri sono in grado di soddisfare un sisma del 20%.

Per quel che riguarda invece l'edificio in muratura solo circa il 10% di volume murario è in grado di soddisfare il sisma al 100% e all'80%, mentre più del 40 % è in grado di resistere ad un sisma del 60%. La percentuale cresce al 70 applicando un sisma pari al 40% del suo valore massimo, fino a raggiungere un 100 % applicando un sisma al 20%.

7. CONCLUSIONI

In questa tesi è stata analizzata la vulnerabilità del comune di Scordia. Innanzitutto si è proceduto all' applicazione della scheda Cartis dopo aver diviso il comune di Scordia in cinque comparti. Successivamente sono state prese le due tipologie maggiormente presenti e ne è stata fatta l'analisi mediante CDM DOLMEN.

Dopo aver studiato gli edifici nel loro stato attuale è stata valutata la percentuale di sisma che essi sono in grado di sopportare in modo da valutare il rapporto tra le PGA massima e sopportabile, funzione della vulnerabilità.

Infine è stato calcolato il grado di difformità dei singoli pilastri, il quale è risultato mediamente pari al 65% per i pilastri e poi dell'intero edificio come media ponderata, pari al 52%.

E' stata inoltre calcolata, per l'edificio in muratura preso in analisi, la percentuale di muratura che soddisfa le verifiche di pressoflessione e taglio nel piano rispetto a quella che non le verifica, al variare della percentuale di sisma, ed è stato visto che se agisse il sisma massimo solo il 10% dei maschi murari e delle fasce di piano soddisferebbero le verifiche; col sisma al 80% resiste solo il 13%, mentre la differenza apprezzabile si ha con un sisma del 60%, in corrispondenza del quale è in grado di resistere il 40% della muratura.

In conclusione l'edificio in c.a è in grado di resistere alla condizione SLU senza sisma così com'è, ma sia le travi che i pilastri non sono in grado di resistere alle condizioni di sisma in x e in y. In particolare gli elementi più critici sono i pilastri che delimitano il vano scala, che non riescono a sopportare neanche una percentuale del sisma pari al 20%. Invece i restanti pilastri sono per la maggior parte armati a sufficienza per resistere ad un sisma del 40%. Inoltre è stato visto che armando mediamente con 6 barre di 18 mm di diametro i pilastri di 30x50 e con 12 barre di 18 mm i pilastri di 113x30 le condizioni sono tutte soddisfatte. L'edificio in muratura invece è in grado di resistere nella sua interezza al 30% di sisma.

Con una percentuale del 40% alcuni elementi non passano la verifica a taglio, e con una percentuale del 50% alcuni elementi non passano né la verifica a taglio che la verifica a pressoflessione.

BIBLIOGRAFIA

Ghisetti & Vezzani, 198

Legge urbanistica 17 agosto 1942 n. 1150, modificata e integrata con la legge 6 agosto 1967 n. 765

Regolamento di igiene e sanità 23/03/73

Programma di fabbricazione 9/04/1977

Piano regolatore generale approvato il 18/11/2008

Norme tecniche di attuazione 18/11/2008

Rapporto sull'abusivismo edilizio e sullo stato di definizione delle istanze di sanatoria edilizia, 2012, Regione siciliana, Assessorato Territorio e Ambiente Dipartimento Urbanistica, approvato nel maggio 2013 dall'Osservatorio Regionale delle violazioni edilizie e delle sanatorie

Regolamento edilizio comunale 18/11/2008

Relazione tecnica variante centro storico A e file di preparazione

Slides Corso di formazione insegnanti partecipanti alla sperimentazione del progetto EDURISKin collaborazione con la protezione civile, Vera Pessina, Laura Peruzza, Leonardo Santoro

Manuale scheda Cartis

Manuale AEDES

Dati di pericolosità sismica per le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 14/01/2008, Allegato A)

Osservatorio Etneo-INGV-Terremoti in Sicilia Orientale

Vulnerabilità sismica di edifici esistenti in cemento armato e in muratura: dalle indagini sui materiali alla modellazione, dalle analisi pushover alle verifiche di vulnerabilità: background scientifico, indicazioni normative ed applicazioni pratiche, Stefano Colombini, EPC Editore

SITOGRAFIA

<http://www.sitr.regione.sicilia.it/geoviewer/>

<http://dati.istat.it/Index.aspx>

<http://www.comune.scordia.ct.it>

http://sit.protezionecivilesicilia.it/ms_3907/catania/scordia/Relazione%20illustrativa.pdf

<http://www.ingv.it>

http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/query_place/call_place.htm?place=IT_67950

<http://www.cslp.it/cslp/>