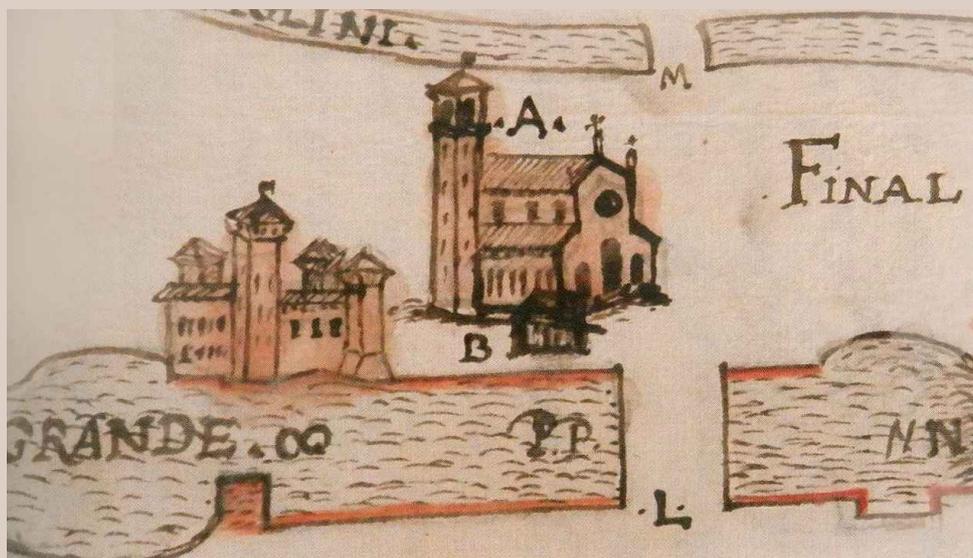


LAVORI DI RIPRISTINO CON MIGLIORAMENTO SISMICO DELLA CHIESA DEI SANTI FILIPPO E GIACOMO (DUOMO) DI FINALE EMILIA DANNEGGIATA DAL SISMA DEL 20/29 MAGGIO 2012 – ID 2163 - CIG: 6489971D7B CUP: I79G13000680005

PROGETTO ESECUTIVO



Committente:

Arcidiocesi di Modena - Nonantola

Via Sant'Eufemia, 13
41121 Modena

pec: arcidiocesi.modena-nonantola@pec.chiesacattolica.it

Progettisti:

POLITECNICA
INGEGNERIA E ARCHITETTURA

Via Galilei n.220 - 41126 Modena (MO)
tel: 059.356527 fax: 059.356780



RESPONSABILE DI PROGETTO
Ing. Arch. Micaela Goldoni

DIRETTORE TECNICO
Ing. Paolo Muratori

**PROGETTO OPERE ARCHITETTONICHE
E DI RESTAURO**
Ing. Arch. Micaela Goldoni

PROGETTO OPERE STRUTTURALI
Ing. Fabio Camorani

**COORDINATORE IN FASE DI
PROGETTAZIONE**
Ing. Stefano Simonini

PROGETTO IMPIANTI MECCANICI
Ing. Marco Balestrazzi

PROGETTO IMPIANTI ELETTRICI
Ing. Francesco Frassinetti
P.I Emanuela Becchi



INTERVENTI STRUTTURALI

RELAZIONE DI VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

PARTE D'OPERA	DISCIPLINA	DOC. E PROG.	FASE REV.
0001	OS	RV01	3 0

Cartella	File name	Prot.	Scala	Formato
01	01_OS_RV01_30_4715	4715		A4

5					
4					
3					
2					
1					
0	EMISSIONE PER GARA DI APPALTO	MARZO 2018	R.Gabellieri M.Goldoni	M.Goldoni	
REV.	DESCRIZIONE	Data	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO

INDICE

1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	3
2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	5
2.1. Caratteristiche dell'edificio	5
2.2. Riepilogo stato di danneggiamento	9
2.3. Vulnerabilità più significative dell'edificio	16
3. RIEPILOGO DELLE INDAGINI SULLE STRUTTURE E SUI MATERIALI	17
3.1. Materiale a disposizione e campagne di indagine	17
3.2. Campagna di indagini.....	17
3.3. Valori assunti nel calcolo	18
3.3.1. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza.....	18
3.3.2. Muratura.....	20
3.3.2.1. Muratura in mattoni pieni.....	21
3.3.3. Caratteristiche del terreno	22
4. AZIONI	25
4.1. PESI PROPRI	25
4.2. CARICHI PERMANENTI	25
4.2.1. Volte a vela navate laterali	25
4.2.2. Volta a botte navata centrale.....	25
4.2.3. Volta a botte corpo abside.....	26
4.2.4. Copertura	26
4.3. CARICHI VARIABILI	26
4.4. AZIONE DELLA NEVE	27
4.4.1. Carico neve al suolo.....	28
4.4.2. Coefficiente di esposizione.....	29
4.4.3. Coefficiente termico	29
4.4.4. Coefficiente di forma della copertura	29
4.4.4.1. Copertura ad una falda.....	29
4.4.5. Valori considerati nel calcolo	30
4.5. AZIONE DEL VENTO.....	30
4.5.1. Pressione del vento.....	30
4.5.2. Pressione cinetica di riferimento.....	31
4.5.3. Coefficiente di esposizione.....	32
4.5.4. Coefficiente di forma	34
4.5.5. Valori considerati nel calcolo	36

4.6.	AZIONI SISMICHE	36
4.6.1.	Vita nominale	37
4.6.2.	Classe d'uso	37
4.6.3.	Coefficiente di utilizzo e periodo di riferimento	38
4.6.4.	Categorie di sottosuolo.....	39
4.6.5.	Categorie topografiche.....	40
4.6.6.	Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali.....	40
4.6.7.	Amplificazione stratigrafica.....	41
4.6.8.	Amplificazione topografica	42
4.6.9.	Spettri considerati nel calcolo.....	42
4.7.	COMBINAZIONI DI CARICO.....	43
5.	VERIFICA DELLE STRUTTURE: STATO DI FATTO	45
5.1.	VERIFICHE PER CARICHI SISMICI: MECCANISMI LOCALI	45
5.1.1.	Meccanismo 'A' – Facciata.....	46
5.1.2.	Meccanismo 'B' - Muro esterno navata laterale sinistra.....	50
5.1.3.	Meccanismo 'C' – Parete longitudinale in elevazione	53
5.2.	CONCLUSIONI	58

1. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato redatto utilizzando il metodo degli stati limite. I riferimenti principali sono il DM 14.01.2008 e gli EUROCODICI.

Segue elenco completo delle norme di riferimento.

1. Legge 5 novembre 1971 n° 1086 “Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, precompresso e per le strutture metalliche”
2. Circolare n. 11951 del 14 febbraio 1974 “Applicazione delle norme sul cemento armato”
3. D.M. 14.01.2008 “Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni”
4. Circolare n° 617 del 02 febbraio 2009 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008
5. “Direttiva del Presidente del Consiglio dei Ministri per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008.” del 10 febbraio 2011.
6. – “Linee guida per la valutazione e la riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale con riferimento alle Norme tecniche per le costruzioni di cui al decreto del Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti del 14 gennaio 2008.”
7. D.M. del 16 gennaio 1996 “Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica della sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi”
8. Circolare Min. LL.PP: 4 luglio 1996 n° 156 AA.GG./STC istruzioni per l’applicazione delle Norme D.M. del 16 gennaio 1996
9. D.M. del 9 gennaio 1996 “Norme Tecniche per l’esecuzione ed il collaudo delle opere in c.a. normale e precompresso e per le strutture metalliche”
10. Circolare Min. LL.PP: 15 Ottobre 1996 n° 252 Istruzioni per l’applicazione delle Norme D.M. del 9 Gennaio 1996
11. D.M. del 11 Marzo 1988 “Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l’esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione”.

12. Circolare Min. LL.PP: 24 sett. 1988 n° 30483 Istruzioni per l'applicazione delle Norme D.M. del 11 Marzo 1988.
13. CNR – UNI 10011/88 Costruzioni in acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione e la manutenzione.
14. CNR – UNI 10016/98 "Strutture composte di acciaio e calcestruzzo. Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni"
15. Norme UNI ed UNI-EN in generale; in particolare si considerano le norme:
 - UNI EN 1990:2006 13/04/2006 Eurocodice – Criteri generali di progettazione strutturale
 - UNI EN 1991-1-1:2004 01/08/2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-1: Azioni in generale – Pesì per unità di volume, pesì propri e sovraccarichi per gli edifici
 - UNI EN 1991-1-2:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-2: Azioni in generale – Azioni sulle strutture esposte al fuoco
 - UNI EN 1991-1-3:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-3: Azioni in generale – Carichi da neve
 - UNI EN 1991-1-4:2005 01/07/2005 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-4: Azioni in generale – Azioni del vento
 - UNI EN 1991-1-5:2004 01/10/2004 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-5: Azioni in generale – Azioni termiche
 - UNI EN 1991-1-6:2005 26/09/2005 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-6: Azioni in generale – Azioni durante la costruzione
 - UNI EN 1991-1-7:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 1-7: Azioni in generale – Azioni eccezionali
 - UNI EN 1991-2:2005 01/03/2005 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 2: Carichi da traffico sui ponti
 - UNI EN 1991-3:2006 05/12/2006 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 3: Azioni indotte da gru e da macchinari
 - UNI EN 1991-4:2006 26/07/2006 Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 4: Azioni su silos e serbatoi
 - UNI EN 1992-1-1:2005 24/11/2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

UNI EN 1992-1-2:2005 01/04/2005 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio

UNI EN 1992-2:2006 26/01/2006 Eurocodice 2 – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 2: Ponti di calcestruzzo – Progettazione e dettagli costruttivi

UNI EN 1995-1-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno – Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici

UNI EN 1997-1:2005 01/02/2005 Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali

UNI EN 1998-1:2005 01/03/2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici

UNI EN 1998-5:2005 01/01/2005 Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici

UNI EN 1194: Strutture di legno – Legno lamellare incollato – Classi di resistenza e determinazione dei

valori caratteristici

2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

2.1. Caratteristiche dell'edificio

La presente relazione illustra le caratteristiche costruttive e geometriche della Chiesa dei Santi Filippo e Giacomo (Duomo) di Finale Emilia, danneggiata dagli eventi sismici del 20-29 maggio 2012, e la valutazione della sicurezza allo stato di fatto..



Inquadramento della Chiesa

L'edificio è composto dalla Chiesa vera e propria, cui è affiancato il campanile e alcuni corpi adiacenti più bassi (sacrestia, cappella feriale e altri corpi su Corso Cavour), posti nella zona intorno all'abside.

La Chiesa ha una struttura a tre navate, con la navata centrale con volta in centine in tavolette di legno e gesso e copertura in capriate lignee, mentre le navate laterali, con volte a vela più basse in muratura in mattoni in foglio, presentano una copertura in telai lignei semplici. L'abside presenta invece una volta in muratura in mattoni di coltello con nervature all'estradosso.

L'attuale assetto compositivo è il frutto di un'evoluzione che nel tempo ha comportato modifiche e addizioni significative all'impianto originario.

Si riporta di seguito una descrizione delle caratteristiche costruttive degli elementi strutturali più significativi.

Si riportano di seguito le principali informazioni relative alle caratteristiche costruttive delle volte:

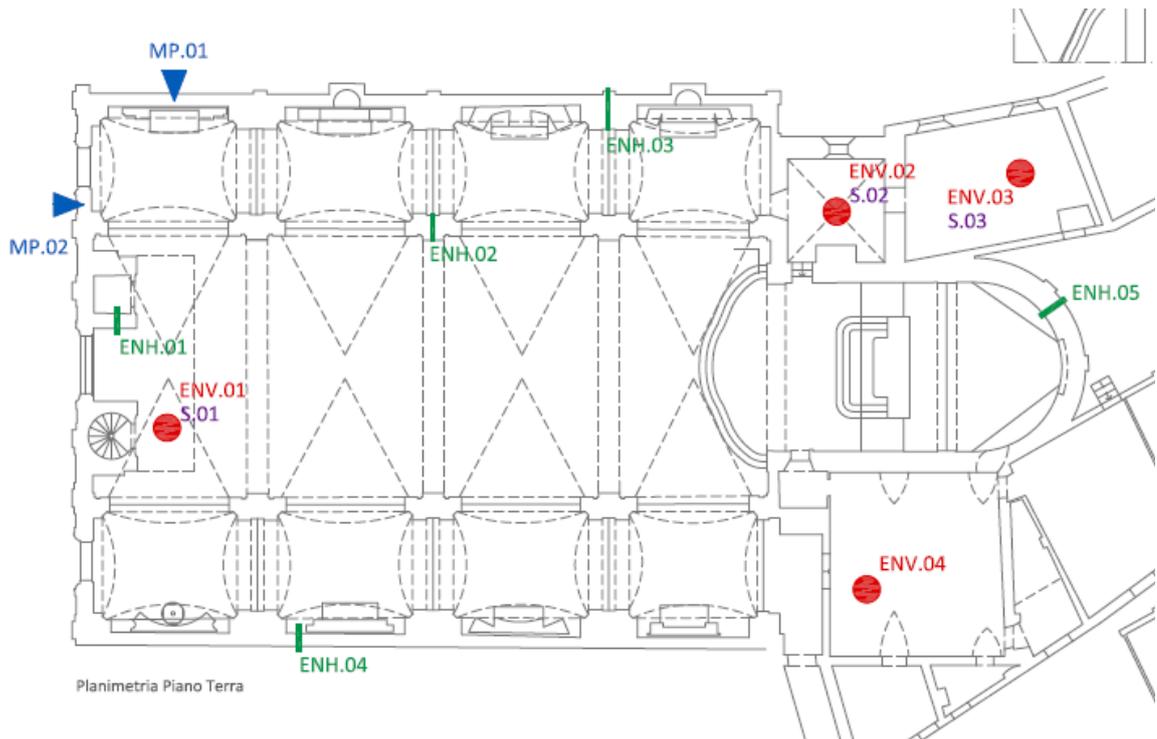
- Volta della navata centrale: la volta della navata centrale è una volta a botte a tutto sesto con funzione non strutturale, costruita con una centinatura in elementi lignei principali (costolonature in ascature lignee), secondari (correntini lignei) e con superficie a volta in tavolette lignee e gesso. Gli elementi lignei della centinatura sono appesi agli elementi

lignei della copertura soprastante mediante un disordinato insieme di elementi lignei di interposizione e di tirantatura, con utilizzo di elementi impropri ed inadeguati (tronchi di legname con difettosità molto pronunciate che li rendono inadatti all'impiego) e con collegamenti strutturali di scarsa o nulla affidabilità.

- Volte delle navate laterali: le volte delle navate laterali sono a vela e sono quasi tutte crollate (tranne quella in adiacenza al campanile). Esse sono impostate su tre lati su degli archi in muratura perimetrali e sul quarto sono addossate alla parete che divide le navate laterale da quella centrale. L'appoggio sul perimetro è insufficiente e non presenta un sufficiente contrasto laterale: questo rende le volte particolarmente vulnerabili in caso di eventi sismici con possibili perdite di appoggio e conseguente crollo delle volte (come si è verificato). i muri d'ambito e sugli archi che collegano tra loro i pilastri interni della chiesa e i pilastri con le pareti laterali.
- Volta dell'abside: tale volta è composta da una parte a botte e una parte retrostante a semicupola ed è costituita da mattoni posti di coltello con presenza di nervature estradossali. Alle reni della volta è presente uno strato di materiale incoerente.

Si riportano di seguito le principali informazioni relative alle caratteristiche costruttive delle pareti murarie:

- Pareti della Chiesa: le pareti della chiesa sono in mattoni pieni con spessori maggiori o uguali a 50 cm c.ca e con trattamento faccia vista verso l'esterno. Dalle endoscopie effettuate si è evinto che sono presenti alcune pareti a doppio paramento o a sacco con nucleo in materiale incoerente o disordinato. Si tratta essenzialmente delle seguenti pareti: parete dell'abside, parete divisoria con la UMI adiacente su Corso Cavour. È stato poi ricostruito che in presenza delle lesene in adiacenza agli altari sulle navate laterali (probabilmente sono state aggiunte in epoca successiva) sono di fatto presenti due strutture murarie affiancate tra di loro non collegate o poco ammassate tra di loro.



INDAGINE ENDOSCOPICA ORIZZONTALE		Prova ENH.03
<i>strumentazione</i>		
Endoscopio Nanicon WGE con sonda rigida di ø 8 mm. ed obiettivo con visione a 90° - Trapano / demolitore		
<i>localizzazione</i>		
Prova orizzontale su colmo perimetrale - Navata destra - Stratigrafia da interno		
cm.	descrizione critico - visiva	fotografia punto di prova
0 - 3	Intonaco interno	
3 - 15,5	Mattone pieno	
15,5 - 18,5	Malta compatta con conchi	
18,5 - 32	Mattone pieno	
32 - 36,5	Malta compatta con conchi	
36,5 - 63,5	Mattone pieno	
63,5 - 122	Malta incoerente, conchi e vacuità (sacco)	
122 - 136	Mattone pieno	
136 - 139	Malta compatta	
139 - 153	Mattone pieno	
153 - 156	Malta compatta	
156 - 170	Mattone pieno	
170 - 170,5	Intonaco esterno	
<i>graficizzazione sezione rilevata</i>		

Il quadro di danno di ribaltamento rigido della facciata ha messo in evidenza uno scarso grado di ammassamento tra facciata e pareti longitudinali, tra navata centrale e laterali.

Si riportano di seguito le principali informazioni relative alle caratteristiche costruttive delle coperture:

- Copertura navate centrali e laterali: la copertura della navata centrale è realizzata mediante n. 13 capriate a doppio monaco disposte trasversalmente alla navata. Su di esse sono disposti travetti lignei. Sopra i travetti sono posate tavelle in laterizio, su cui poggia un manto in doppi coppi. Alcune membrature delle capriate presentano in molti casi difettosità e stati di degrado molto elevati (che sono stati generati a seguito delle sconessioni e alle infiltrazioni intervenute a seguito degli eventi sismici), che ne consigliano la sostituzione. Occorre osservare che le coperture suddette, non presentano una sufficiente rigidità nel loro piano e hanno un limitato grado di connessione con le murature circostanti, concentrato nei punti di inserimento delle membrature principali nelle pareti: questo comporta una estrema vulnerabilità nei confronti delle azioni di martellamento e una intrinseca incapacità di esercitare un efficace vincolo fuori piano nei confronti delle pareti perimetrali.

- Copertura abside: la copertura sopra l'abside è realizzata mediante n. 5 capriate su cui sono poggiati direttamente travetti lignei. Le membrature lignee presentano un elevato grado di difettosità e di degrado. Come nel caso della copertura sopra la navata principale occorre osservare che la copertura suddetta, presenta una insufficiente rigidità nel proprio piano e un limitato grado di connessione con le murature circostanti, concentrato nei punti di inserimento delle membrature principali nelle pareti: questo comporta una estrema vulnerabilità nei confronti delle azioni di martellamento e una intrinseca incapacità di esercitare un efficace vincolo fuori piano nei confronti delle pareti perimetrali.

2.2. Riepilogo stato di danneggiamento

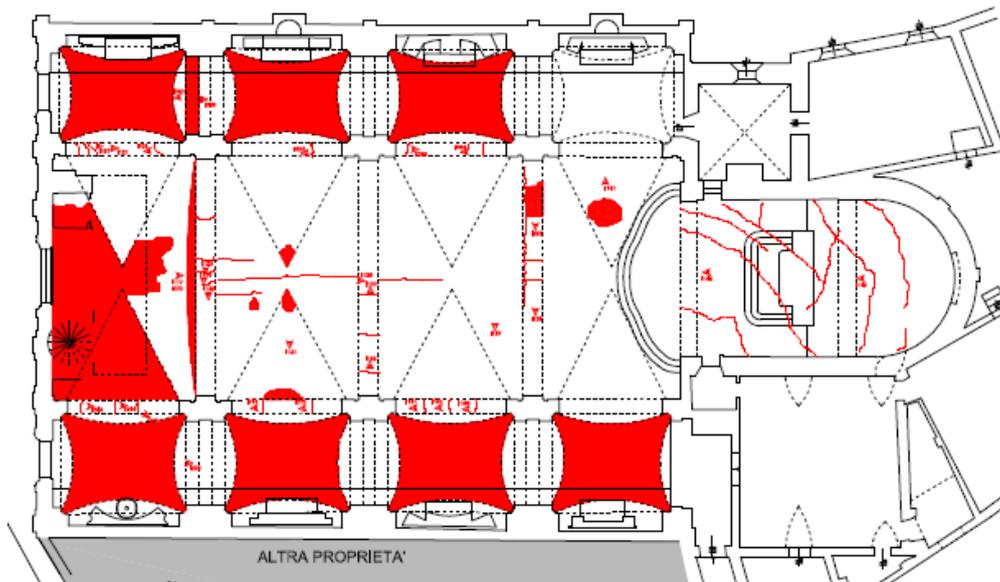
Si riporta di seguito una descrizione grafica dei maggiori danni riscontrati sull'edificio, rimandando alla documentazione fotografica del danno e agli elaborati descrittivi del quadro di lesione per una descrizione più dettagliata.

Si riporta di seguito una descrizione delle principali lesioni rilevate:

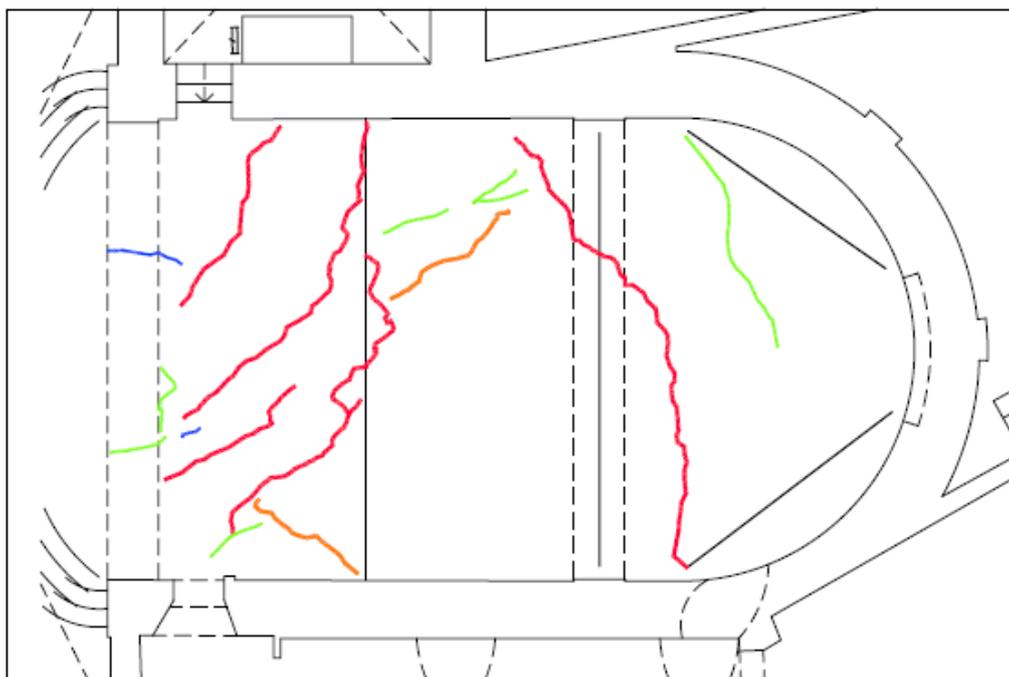
- Crollo di ampia porzione sommitale della facciata;



- Crollo della quasi totalità delle volte in muratura delle navate laterali;

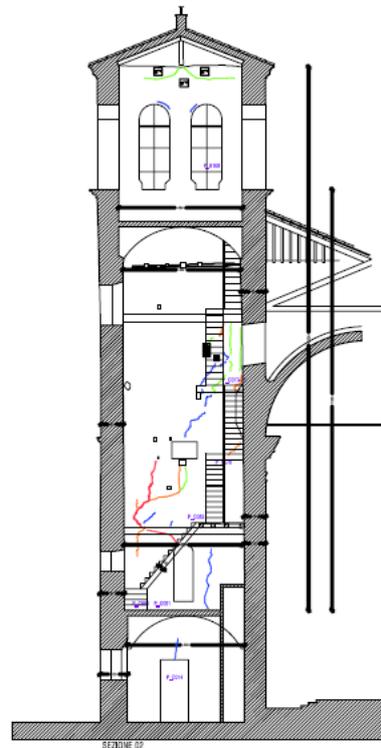
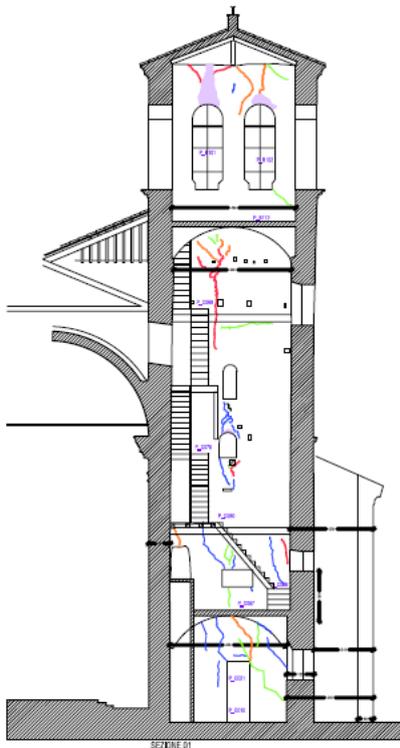
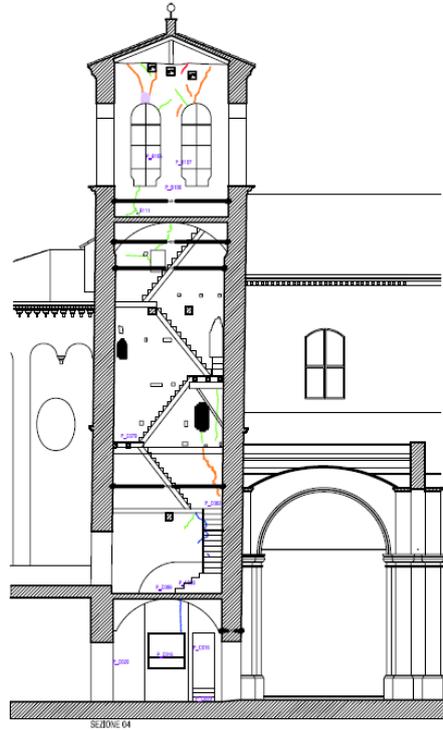
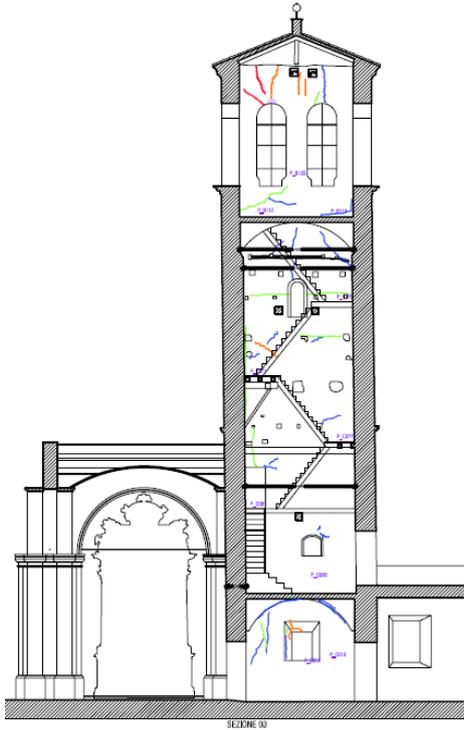


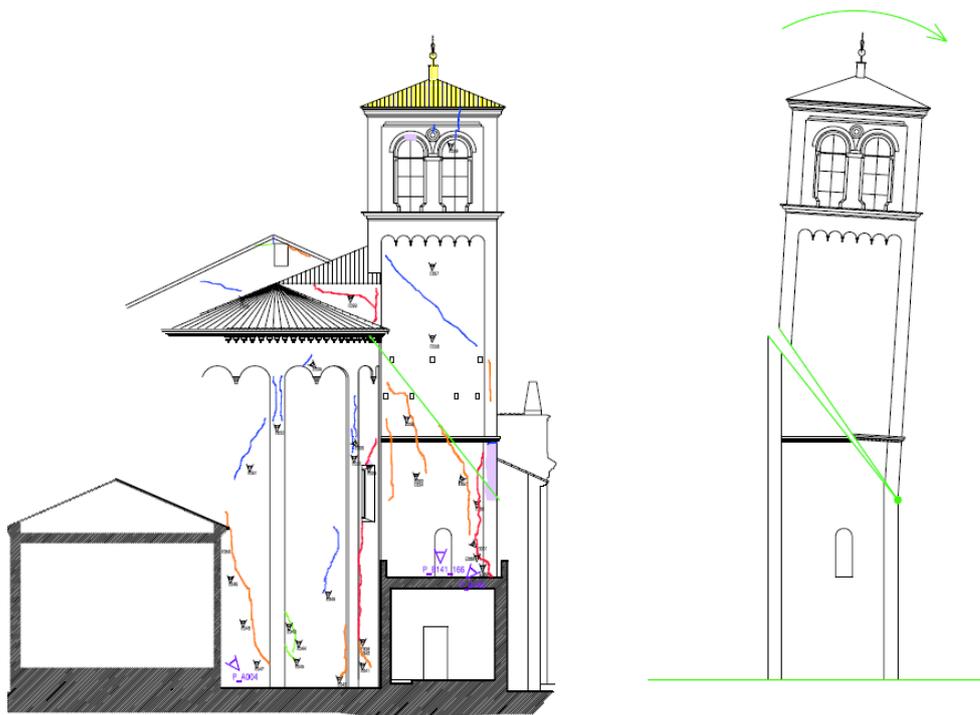
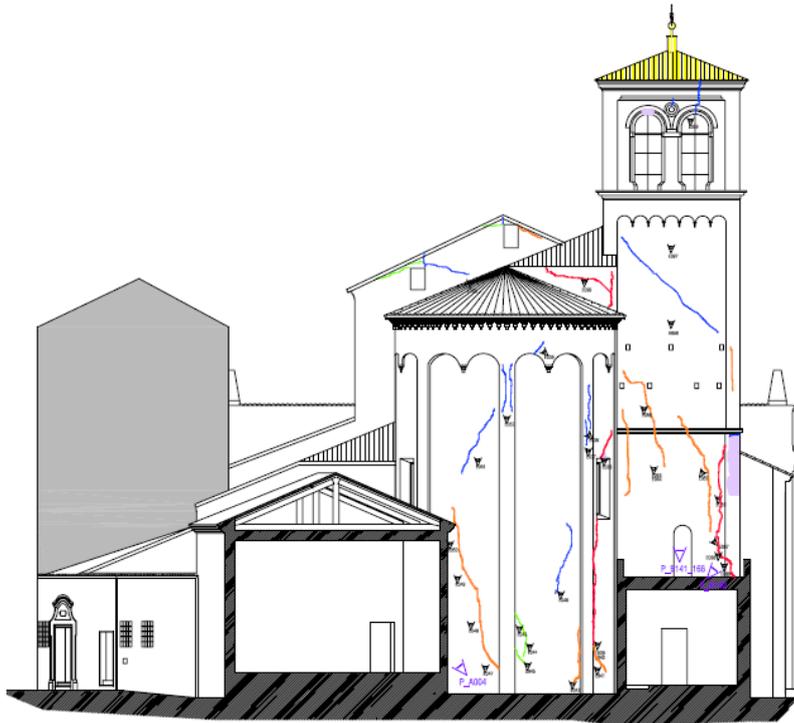
- Crollo di porzione di un campo di volta della centinatura in tavolette di legno e gesso della navata centrale (in adiacenza alla facciata per trascinamento della stessa verso l'esterno);
- Stato fessurativo molto grave sulla volta dell'abside con ampiezza delle lesioni ampiamente al di sopra di 20 mm;



- **Stato fessurativo sulla volta dell'abside**
- Stato fessurativo grave ed esteso sul fusto del campanile, con formazione di un cinematismo di ribaltamento per concentrazione delle azioni di martellamento da parte dell'abside adiacente a livello di copertura dell'abside e conseguente espulsione di porzione di paramento del campanile per schiacciamento a compressione. Si osserva una

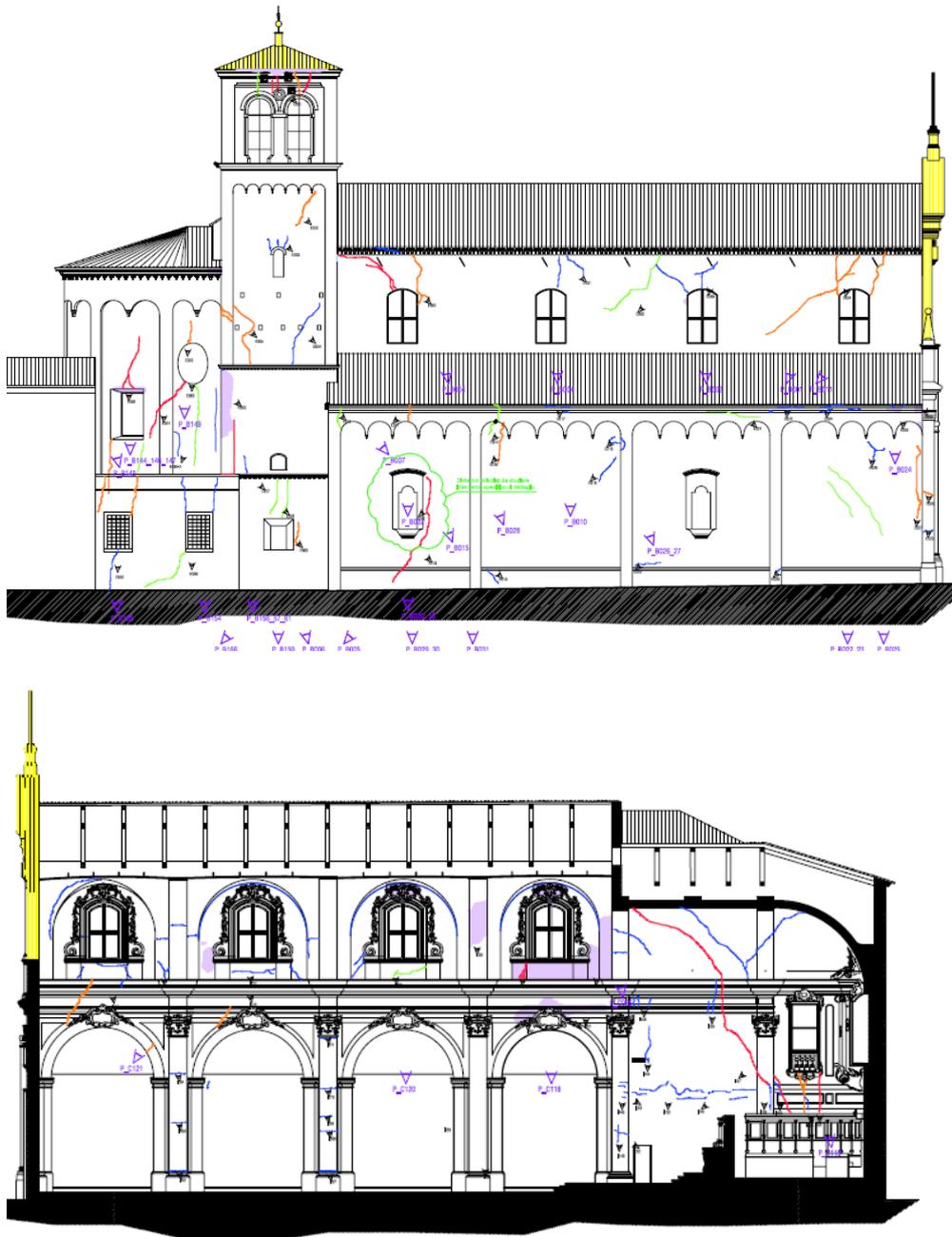
concentrazione del danno in sommità, in corrispondenza della cella campanaria, con crollo integrale della copertura e presenza di notevoli fuori piombo della parte sommitale.





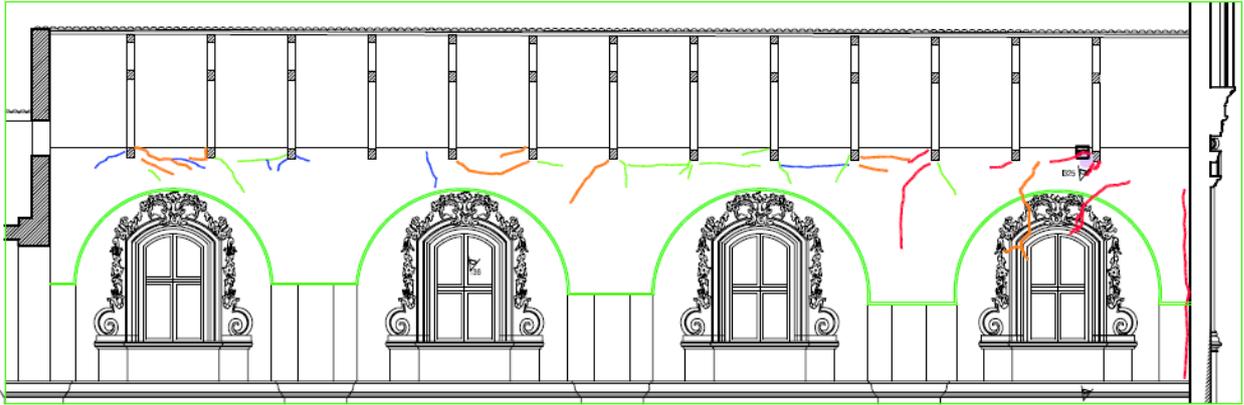
- Stato fessurativo grave ed esteso sulle pareti dell'abside con lesioni verticali che partono dalle finestre e denotano una propensione al disarticolamento della parete curvilinea in porzioni separate, molto più vulnerabili nei confronti del ribaltamento verso l'esterno (con caratteristica apertura a carciofo). Tale quadro di danno è stato favorito anche dalle

caratteristiche costruttive della parete di grande spessore, con due paramenti staccati tra di loro e un nucleo disordinato..

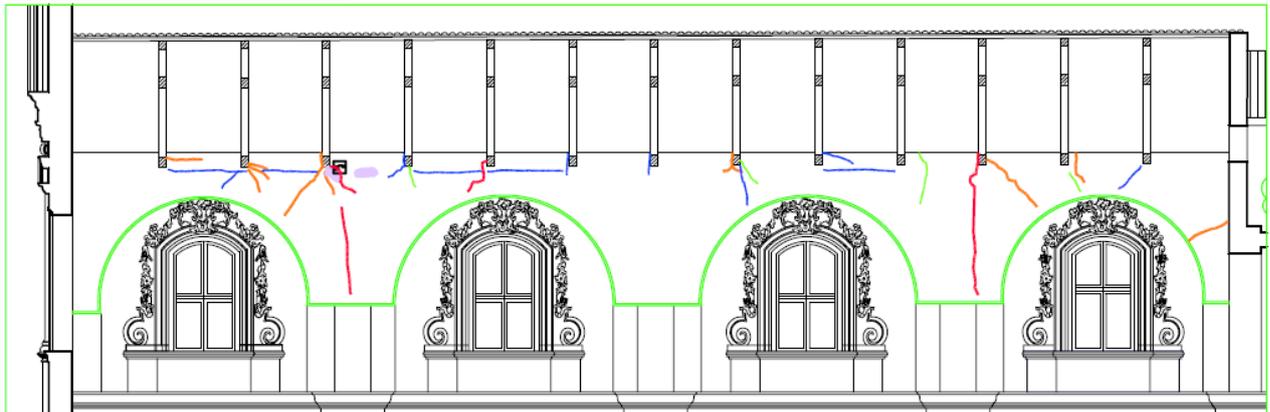


- Stato fessurativo grave ed esteso sulle pareti su cui appoggiano le capriate lignee, dovuto al martellamento delle strutture lignee sulle pareti

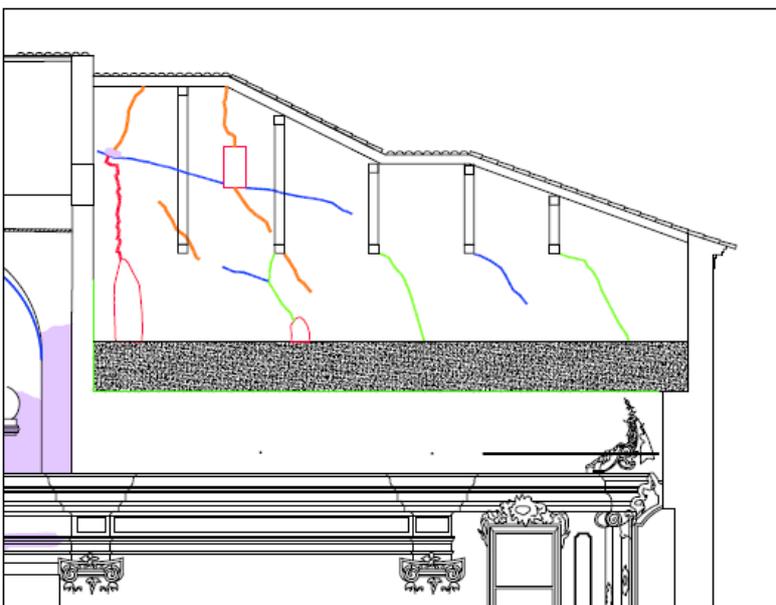
Sezione longitudinale lungo muro



Sezione longitudinale lungo muro



Sezione longitudinale lungo muro



LEGENDA LESIONI:

- AMPIEZZA LESIONI
- > 20 mm
 - tra 20 e 10 mm
 - tra 10 e 5 mm
 - < 5 mm

2.3. Vulnerabilità più significative dell'edificio

Gli eventi sismici del maggio 2012 hanno di fatto messo in evidenza le principali vulnerabilità del Duomo che riepiloghiamo di seguito:

- gli elementi dell'orditura principale della copertura presentano uno stato di degrado significativo, la copertura non possiede una rigidità nel proprio piano ed, invece di esercitare un'azione di ritegno nei confronti delle pareti murarie, produce martellamento sulle stesse, facilitando lesioni concentrate e ribaltamenti fuori piano;
- le volte delle navate laterali presentano appoggi insufficienti e privi di contrasto laterale, che facilitano la perdita di appoggio in fase sismica con conseguenti crolli;
- la parete di facciata non è adeguatamente ammortata alle pareti longitudinali interne retrostanti e la copertura non esercita alcun vincolo al ribaltamento verso l'esterno, anzi genera in fase sismica inopportune azioni di ribaltamento fuori piano;
- il campanile e l'abside retrostante non risultano adeguatamente collegati. Le differenti proprietà dinamiche producono spostamenti differenziali e conseguenti martellamenti mutui con concentrazione del danneggiamento nelle zone di urto (a livello dell'appoggio della copertura dell'abside);
- le centine lignee non strutturali della navata centrale presentano un sistema di apprensione disordinato e inaffidabile, che non consente di garantire un sufficiente livello di sicurezza della struttura, soprattutto in fase sismica;
- la presenza di alcune pareti a 2 paramenti facilita l'innescare di ribaltamenti fuori piano, soprattutto nell'abside, dove la volta esercita un'azione spingente non adeguatamente contrastata, in quanto non è presente un vero e proprio sistema di cerchiaggio perimetrale;
- la cella campanaria risulta molto vulnerabile nei confronti delle azioni sismiche a causa della posizione in quota e delle bucatore presenti che indeboliscono significativamente nei confronti delle azioni orizzontali di inerzia. .

I danneggiamenti riscontrati sono per lo più riconducibili ad una vulnerabilità specifica dell'edificio. Gli interventi di consolidamento, che mirino al ripristino di un adeguato comportamento scatolare, sanando le principali vulnerabilità, sono in grado di manifestare un adeguato comportamento globale nei confronti dell'azione sismica, migliorando significativamente le sue prestazioni sismiche..

3. RIEPILOGO DELLE INDAGINI SULLE STRUTTURE E SUI MATERIALI

3.1. Materiale a disposizione e campagne di indagine

Si riporta di seguito una descrizione riepilogativa del materiale disponibile, inerente alle caratteristiche geometriche, costruttive e alle proprietà dei materiali costituenti l'edificio.

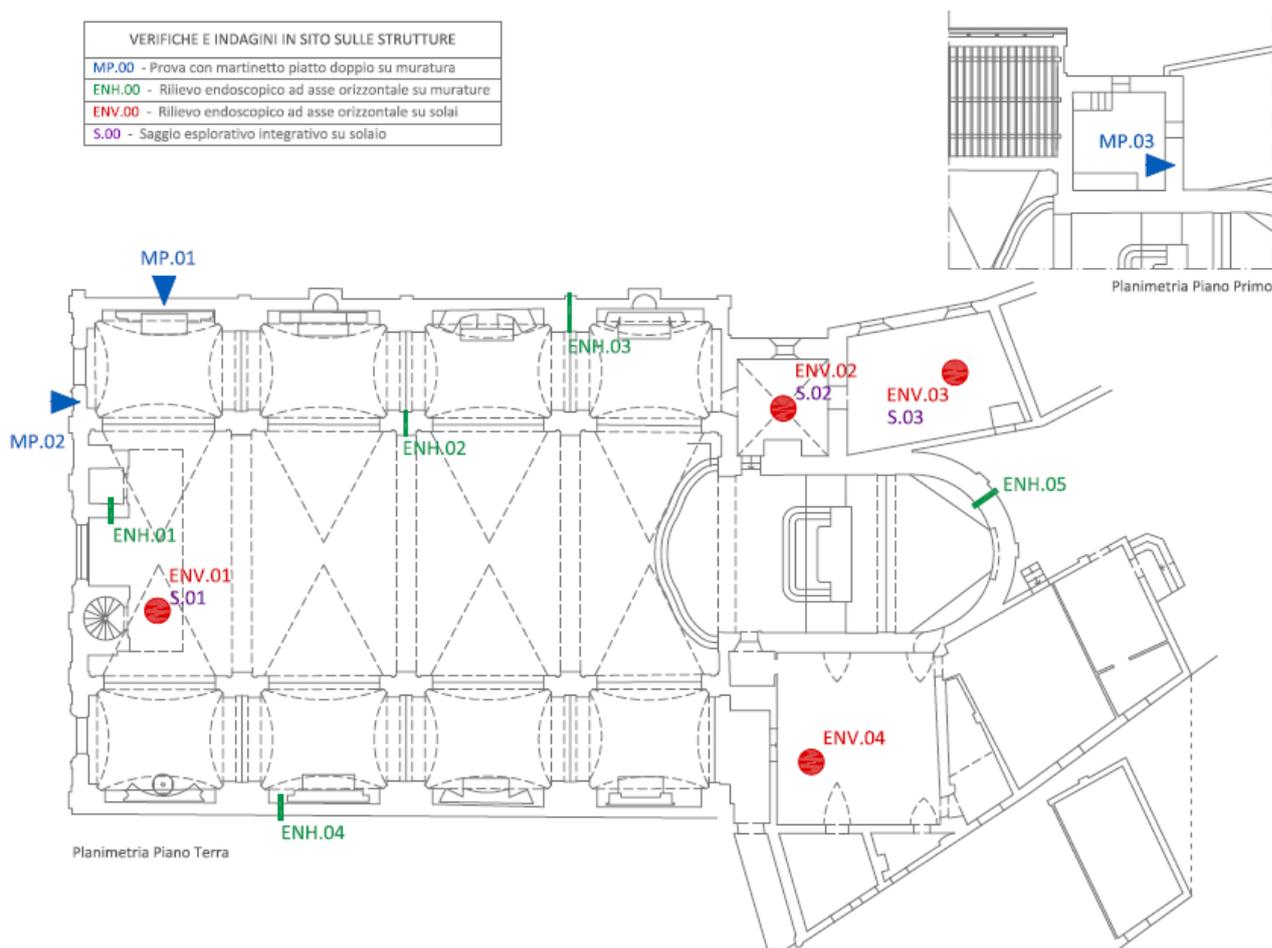
Il materiale disponibile si può suddividere nel seguente modo:

- Materiale di progettazione del progetto preliminare, con rilievo geometrico- costruttivo;
- Indagini eseguite in fase preliminare, sulle fondazioni e sulla tessitura di alcune pareti
- Materiale di rilievo integrativo effettuato in fase di progettazione esecutiva, con aggiunta del rilievo delle coperture della navata centrale, delle navate laterali e sopra l'abside, delle pareti interne del campanile, delle centine lignee sopra la navata centrale, della volta dell'abside
- Indagini integrative effettuato in fase di progettazione esecutiva;
- Materiale documentale e fotografico dello stato di fatto ante-sisma e post-sisma.

3.2. Campagna di indagini

Per la redazione del Esecutivo sono state fatte le seguenti indagini sull'edificio:

- Rilievo accurato della geometria dell'edificio ad integrazione e verifica dei dati riportati negli elaborati a disposizione, con particolare riguardo alle caratteristiche geometriche dei principali elementi costruttivi (spessore dei muri, geometria delle volte, spessore delle stesse, ricostruito anche con sopralluoghi e rilievi visivi);
- Rilievo approfondito delle tipologie costruttive presenti, con conseguente individuazione di differenti tipologie di volte e di elementi di copertura presenti;
- Indagini da parte di tecnologo del legno (Dott. Gabriele Bonamini – Studio Legnio-Wood Consulting) sulla qualità, stato di conservazione, difettosità e grado di danneggiamento delle membrature di copertura sopra la navata centrale, laterali, sulla centinatura lignea e sopra l'abside
- Indagini strumentali (n. 4 endoscopie ad asse verticale sugli impalcati e sulle volte, n. 5 endoscopie ad asse orizzontale sulle pareti murarie; n. 3 prove con martinetti piatti doppi, 3 saggi sugli orizzontamenti;



3.3. Valori assunti nel calcolo

Si riportano di seguito le assunzioni fatte a seguito delle campagne di indagine effettuate.

3.3.1. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Si fa riferimento alle indicazioni riportate nel capitolo C8A dell'appendice della Circolare del 04/02/2009 alle NTC08 e nelle Linee Guida per gli interventi sui beni tutelati: si è valutato il livello di conoscenza raggiunto mediante l'integrazione della documentazione disponibile con i rilievi e le indagini in situ e si è conseguentemente assunto un valore coerente del Fattore di Confidenza.

Si considera di aver raggiunto un livello di conoscenza corrispondente ad un livello LC2. Si reputa di aver raggiunto tale livello di conoscenza sulla base del livello di conoscenza delle seguenti caratteristiche del edificio e delle sue membrature:

Rilievo geometrico: rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche)

FC1 = 0.0

Identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica: restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche)

FC2 = 0.06

Proprietà meccaniche dei materiali: limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali

FC3 = 0.06

Terreno e fondazioni: estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni

FC4 = 0.0

Rilievo geometrico	identificazione delle specificità storiche e costruttive della fabbrica	Proprietà meccaniche dei materiali	Terreno e fondazioni
rilievo geometrico completo F _{C1} = 0.05	restituzione ipotetica delle fasi costruttive basata su un limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) F _{C2} = 0.12	parametri meccanici desunti da dati già disponibili F _{C3} = 0.12	limitate indagini sul terreno e le fondazioni, in assenza di dati geotecnici e disponibilità d'informazioni sulle fondazioni F _{C4} = 0.06
rilievo geometrico completo, con restituzione grafica dei quadri fessurativi e deformativi F _{C1} = 0	restituzione parziale delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su: a) limitato rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione e alla verifica delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, verifica diagnostica delle ipotesi storiografiche); b) esteso rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche) F _{C2} = 0.06	limitate indagini sui parametri meccanici dei materiali F _{C3} = 0.06	disponibilità di dati geotecnici e sulle strutture fondazionali; limitate indagini sul terreno e le fondazioni F _{C4} = 0.03
	restituzione completa delle fasi costruttive e interpretazione del comportamento strutturale fondate su un esaustivo rilievo materico e degli elementi costruttivi associato alla comprensione delle vicende di trasformazione (indagini documentarie e tematiche, eventuali indagini diagnostiche) F _{C2} = 0	estese indagini sui parametri meccanici dei materiali F _{C3} = 0	estese o esaustive indagini sul terreno e le fondazioni F _{C4} = 0

Si otterrebbe pertanto un valore cumulativo di FC pario a:

$$F_C = 1 + \sum_{k=1}^4 F_{Ck}$$

F_C = 1.12

Per analogia si fa riferimento pertanto ad un livello LC2: pertanto come valori caratteristici di riferimento per la determinazione dei valori di calcolo si fa riferimento a:

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

3.3.2. Muratura

Si riporta di seguito quanto suggerito nel capitolo C8A in merito ai valori di resistenza da assumere in base al livello di conoscenza raggiunto.

- LC3 – caso a), nel caso siano disponibili tre o più valori sperimentali di resistenza
 - o Resistenze: media dei risultati delle prove
 - o Moduli elastici: media delle prove o valori medi degli intervalli riportati nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione
- LC3 – caso b), nel caso siano disponibili due valori sperimentali di resistenza
 - o Resistenze: se il valore medio delle resistenze è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione si assumerà il valore medio dell'intervallo, se è maggiore dell'estremo superiore dell'intervallo si assume quest'ultimo come resistenza, se è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore medio sperimentale
 - o Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).
- LC3 – caso c), nel caso sia disponibile un valore sperimentale di resistenza
 - o Resistenze: se il valore di resistenza è compreso nell'intervallo riportato nella Tabella C8A.2.1 per la tipologia muraria in considerazione, oppure superiore, si assume il valore medio dell'intervallo, se il valore di resistenza è inferiore al minimo dell'intervallo, si utilizza come valore medio il valore sperimentale
 - o Moduli elastici: vale quanto indicato per il caso LC3 – caso a).

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

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbozzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤ 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

3.3.2.1. Muratura in mattoni pieni

Si considerano i valori riportati in tabella per muratura in mattoni pieni e malta di calce, applicando i coefficienti correttivi per tenere conto delle migliori condizioni della muratura rispetto a quella di base cui fa riferimento la tabella:

Muratura pieni e malta di calce

- Resistenza di rottura a compressione:

$$f_m=240-400 \text{ N/cm}^2$$

- Resistenza di taglio:

$$\tau_0=6-9.2 \text{ N/cm}^2$$

- Modulo medio del modulo di elasticità verticale:

$$E=1200-1800 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo medio del modulo di elasticità tangenziale:

$$G=400-600 \text{ N/mm}^2$$

- Peso specifico medio della muratura:

$$w=18 \text{ KN/m}^3$$

Si applicano i seguenti coefficienti correttivi:

- 1,3 connessione trasversale: applicato ai soli valori di resistenza (per le pareti che non presentano paramenti separati);

- Resistenza di rottura a compressione:

$$f_m = (320 \times 1.3) / 1.12 = 371.43,11 \text{ N/cm}^2$$

- Resistenza di taglio:

$$\tau_0 = (7.6 \times 1.3) / 1.12 = 8.82 \text{ N/cm}^2$$

- Modulo medio del modulo di elasticità verticale:

$$E = 1500 \text{ N/mm}^2$$

- Modulo medio del modulo di elasticità tangenziale:

$$G = 500 \text{ N/mm}^2$$

- Peso specifico medio della muratura:

$$w = 18 \text{ KN/m}^3$$

3.3.3. Caratteristiche del terreno

Si riportano di seguito i risultati delle indagini effettuate dal geologo Dr. Dallari a seguito di indagini specifiche, descritte nella 'Relazione geologica'. Tale relazione viene allegata al presente progetto.

.

Rischio di liquefazione

Sono stati effettuati nuovamente i calcoli relativi al rischio di liquefazione e di risposta sismica locale, aggiornando correttamente la classe di appartenenza dell'edificio (classe III e non IV come considerato nel preliminare). Il valori del potenziale di liquefazione sono pertanto risultati significativamente più bassi e portano ad escludere possibili fenomeni di liquefazione.

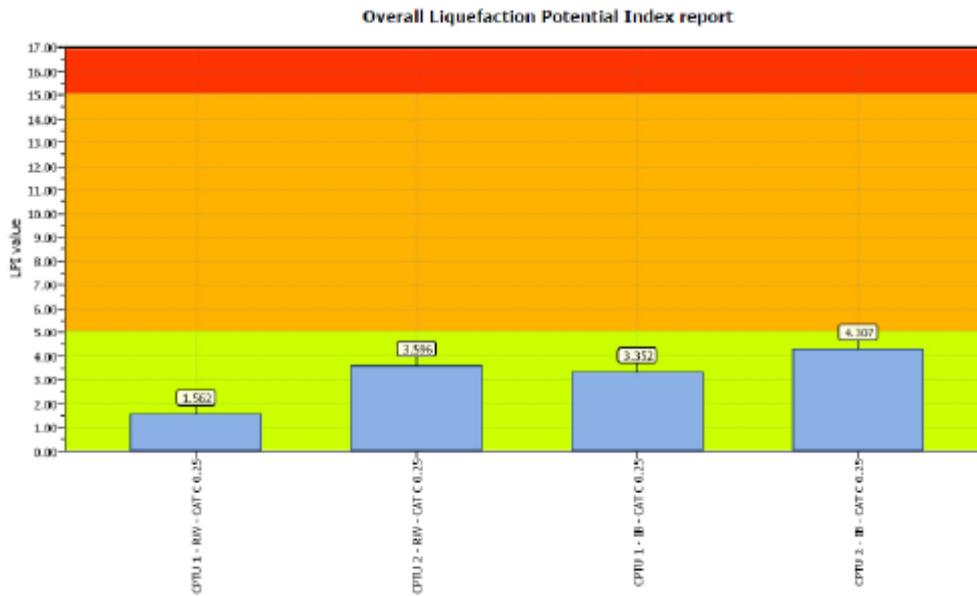


Fig. 3.1: Indici potenziali di liquefazione calcolati per l'azione sismica derivata da approccio semplificato NNTC 2008

Caratterizzazione sismica del terreno

Si riporta lo spettro elastico ottenuto mediante analisi di risposta sismica locale:

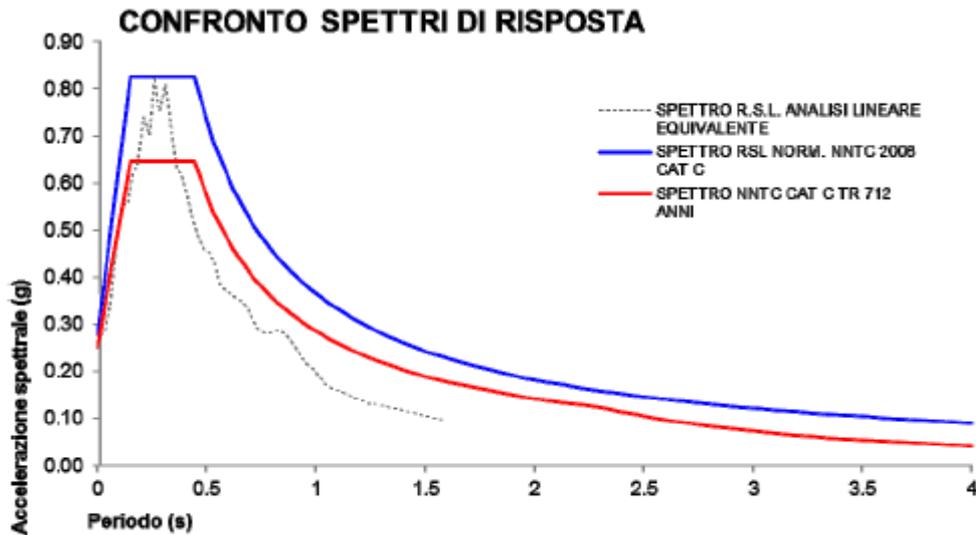


Fig. 2.4: Confronto tra lo spettro di accelerazione calcolato secondo NTC (CAT. C-SLV) (in rosso) e lo spettro di accelerazione normalizzato ottenuto dal calcolo mediante software STRATA (in blu) (SLV).

	Tr	Ag (g)	S	n	T*	f ₀	T _c (Sec)	T _b (Sec)	T _d (Sec)	Amax (g)
SLV	712	0.176	1.57	1	0.274	2.981	0.441	0.147	2.308	0.277

T (s)	Ag
0.000	0.277
0.147	0.825
0.441	0.825
0.530	0.687
0.619	0.588
0.707	0.514

T (s)	Ag
2.388	0.153
2.487	0.148
2.548	0.143
2.628	0.138
2.709	0.134
2.790	0.130

0.796	0.457	2.870	0.127
0.885	0.411	2.951	0.123
0.974	0.374	3.032	0.120
1.063	0.343	3.112	0.117
1.151	0.316	3.193	0.114
1.240	0.293	3.274	0.111
1.329	0.274	3.354	0.108
1.418	0.257	3.435	0.106
1.506	0.242	3.516	0.104
1.595	0.228	3.597	0.101
1.684	0.216	3.677	0.099
1.773	0.205	3.758	0.097
1.862	0.195	3.839	0.095
1.950	0.187	3.919	0.093
2.039	0.178	4.000	0.091
2.128	0.171		
2.217	0.164		
2.306	0.158		

Tab. 5.1: Spetro NNTC normalizzato derivante dall'analisi RSL svolta.

4. AZIONI

Si riepilogano di seguito le azioni assunte nei calcoli di verifica strutturale.

4.1. PESI PROPRI

Si assumono i seguenti valori per i materiali costituenti le strutture portanti:

$$\gamma_{\text{cls}} = 2400 \text{ daN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{c.a.}} = 2500 \text{ daN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{acciaio}} = 7850 \text{ daN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{terreno}} = 1800 \text{ daN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{LEGNO,MASSICCIO}} = 415 \text{ daN/m}^3$$

4.2. CARICHI PERMANENTI

Si riportano di seguito le analisi dei carichi relative ai pacchetti di piano dei solai e delle volte esistenti ricavati dalle indagini e dai rilievi effettuati.

4.2.1. Volte a vela navate laterali

Volte a crociera navate laterali

Riempimento incoerente	100 DaN/m ²
Volte in mattoni in foglio - sp=6 cm	108 DaN/m ²
intonaco	<u>30 DaN/m²</u>
TOTALE:	G= 238DaN/m ²

Carichi variabili:

Si assume un carico per Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

Cat. H1 variabile:

$$Q=50 \text{ DaN/m}^2$$

4.2.2. Volta a botte navata centrale

Volte in tavolette di legno e gesso mattoni in foglio	<u>60 DaN/m²</u>
TOTALE:	G= 60 DaN/m ²

Carichi variabili:

Si assume un carico per Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

Cat. H1 variabile:

$$Q=50 \text{ DaN/m}^2$$

4.2.3. Volta a botte corpo abside

Copertura

Riempimento in materiale incoerente	200 DaN/m ²
Volte in mattoni di coltello - sp=14 cm	252 DaN/m ²
intonaco	<u>30 DaN/m²</u>
TOTALE:	G= 482 DaN/m ²

Carichi variabili:

Si assume un carico per Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

Cat. H1 variabile:

Q=50 DaN/m²

4.2.4. Copertura

Copertura

Carichi permanenti portati:

Manto in coppi doppi	80 DaN/m ²
Tavelle in laterizio (sp=3 cm)	54 DaN/m ²
Travetti lignei	<u>18 DaN/m²</u>
TOTALE:	G= 152 DaN/m ²

Incidenza terzere 15 DaN/m²

Incidenza travi inclinate/capriate 10 DaN/m²

Carichi variabili:

Si assume un carico variabile dovuto alla neve:

Q=120 DaN/m²

4.3. CARICHI VARIABILI

I carichi variabili di piano sono stati assunti secondo quanto prescritto dalla normativa vigente, seguendo la classificazione seguente in funzione della destinazione d'uso dell'ambiente.

Per le coperture si è assunto un carico uniformemente distribuito della neve.

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

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

Si adottano i seguenti carichi variabili:

- sottotetti:

Si assume un carico per Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione:

Cat. H1 variabile:

$$Q=50 \text{ DaN/m}^2$$

4.4. AZIONE DELLA NEVE

Il carico dovuto alla neve viene valutato secondo quanto prescritto dalla normativa vigente in particolare dal D.M. 14-01-2008 “Norme tecniche per le costruzioni” e viene valutato secondo la seguente relazione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E C_T$$

dove

q_s è il carico neve sulla copertura

μ_i è il coefficiente di forma della copertura

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico da neve al suolo, in kN/m²

C_E è il coefficiente di esposizione

C_T è il coefficiente termico

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

4.4.1. Carico neve al suolo

I valori caratteristici minimi del carico della neve al suolo sono forniti dalla norma in funzione dell'altitudine di riferimento a_s che è la quota del suolo sul livello del mare e della zona del sito di realizzazione dell'edificio.

Zona	Descrizione	q_{sk}	
		$a_s \leq 200$ m	$a_s > 200$ m
1 - Alpina	Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza	$q_{sk} = 1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{sk} = 1.39 \left[1 + \left(\frac{a_s}{728} \right)^2 \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
1 - Mediterranea	Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:	$q_{sk} = 1.50 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{sk} = 1.35 \left[1 + \left(\frac{a_s}{602} \right)^2 \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
2	Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:	$q_{sk} = 1.00 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{sk} = 0.85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
3	Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:	$q_{sk} = 0.60 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	$q_{sk} = 0.51 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

4.4.2. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$. Si adotta $C_E = 1$

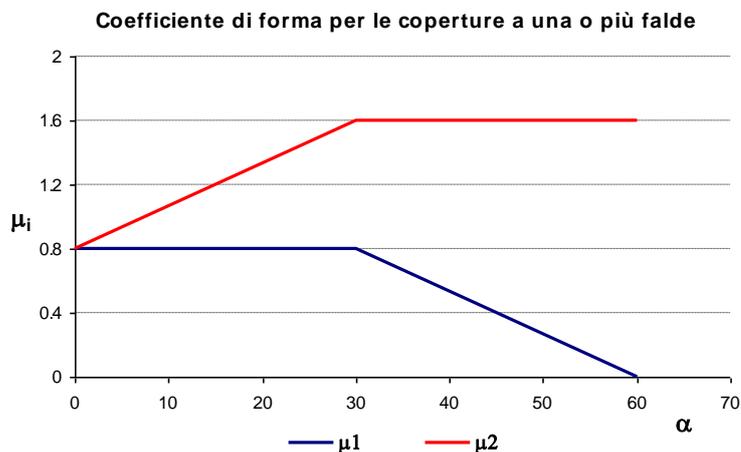
4.4.3. Coefficiente termico

Il coefficiente termico C_T può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato $C_T = 1$. Si adotta $C_T = 1$

4.4.4. Coefficiente di forma della copertura

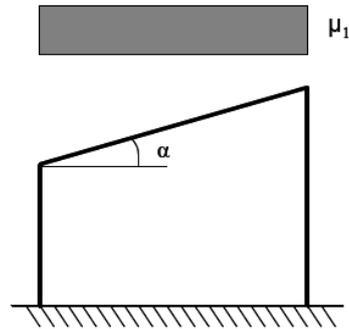
Per coperture a una o più falde, il coefficienti di forma della copertura è dato dalle relazioni successive, in funzione dell'inclinazione della falda rispetto l'orizzontale:

	$0 \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ \leq \alpha \leq 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0
μ_2	$0.8 + 0.8 \frac{\alpha}{30}$	1.6	----



4.4.4.1. Copertura ad una falda

Si considera la seguente distribuzione:



4.4.5. Valori considerati nel calcolo

Da quanto descritto sopra si ricava per il caso in esame:

	Singola falda
μ_i	0.8
q_{sk}	$q_{sk} = 1.50 \frac{kN}{m^2}$
q_s	$q_s = 1.20 \frac{kN}{m^2}$

4.5. AZIONE DEL VENTO

L'azione del vento viene calcolata secondo quanto prescritto dalla normativa vigente in particolare dal D.M. 14-01-2008 "Norme tecniche per le costruzioni".

4.5.1. Pressione del vento

La pressione del vento è data dall'espressione

$$p = q_b c_e c_p c_d$$

dove

q_b è la pressione cinetica di riferimento

c_e è il coefficiente di esposizione

c_p è il coefficiente di forma, funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alle vibrazioni strutturali.

4.5.2. Pressione cinetica di riferimento

La pressione cinetica di riferimento q_b (in N/m²) è data dall'espressione:

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2$$

dove

v_b è la velocità di riferimento del vento (in m/s)

ρ è la densità dell'aria assunta convenzionalmente costante e pari a 1,25 kg/m³.

La velocità di riferimento v_b è il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II, mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni. In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$v_b = v_{b,o} \quad a_s \leq a_o$$

$$v_b = v_{b,o} + k_a (a_s - a_o) \quad a_s > a_o$$

dove

$v_{b,o}$ k_a a_o sono parametri legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano

a_s è l'altezza sul livello del mare del sito dove sorge la costruzione

Zona	Descrizione	$v_{b,o}$ (m/s)	a_o (m)	k_r (1/s)
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0.010
2	Emilia Romagna	25	750	0.015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0.020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0.020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	75'0	0.015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di	28	500	0.020

	Maddalena)			
7	Liguria	28	1000	0.015
8	Provincia di Trieste	30	1500	0.010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0.020

4.5.3. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione c_e dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno, e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione. In assenza di analisi specifiche che tengano in conto la direzione di provenienza del vento e l'effettiva scabrezza e topografia del terreno che circonda la costruzione, per altezze sul suolo non maggiori di $z = 200m$, esso è dato dalla formula:

$$c_e(z) = c_e(z_{\min}) \quad z < z_{\min}$$

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \cdot \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_o}\right)\right] \quad z \geq z_{\min}$$

dove

k_r, z_o, z_{\min} sono assegnati in funzione della categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione

c_t è il coefficiente di topografia. Il coefficiente di topografia c_t è posto generalmente pari a 1, sia per le zone pianeggianti sia per quelle ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni ubicate presso la sommità di colline o pendii isolati il coefficiente di topografia c_t può essere valutato dal progettista con analisi più approfondite.

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	Aree prive di ostacoli (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nel nostro caso si considera un'altezza massima dell'edificio pari a c.ca $z=12$ m.

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare			500m	750m	
	2 km	10 km	30 km			
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

Categoria di esposizione del sito	k_r	z_0 (m)	z_{min} (m)
I	0.17	0.01	2
II	0.19	0.05	4
III	0.20	0.10	5
IV	0.22	0.30	8
V	0.23	0.70	12

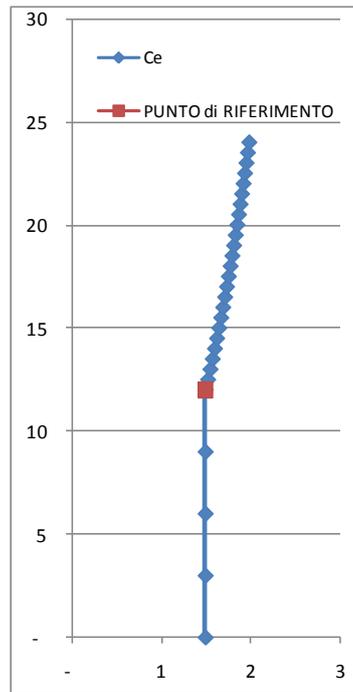


fig. 1: andamento di Ce di calcolo

4.5.4. Coefficiente di forma

Per la valutazione della pressione esterna si assumerà quanto segue, si intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni.

elemento	Cpe
per elementi sopravento (cioè direttamente investiti dal vento), con inclinazione sull'orizzontale $\alpha \geq 60^\circ$	+0.8
per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $20^\circ < \alpha < 60^\circ$	$0.03 \alpha - 1$
per elementi sopravento, con inclinazione sull'orizzontale $0^\circ \leq \alpha \leq 20^\circ$ e per elementi sottovento (intendendo come tali quelli non direttamente investiti dal vento o quelli investiti da vento radente)	-0.4

Per la valutazione della pressione interna si assumerà

elemento	Cpe
per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie minore di 1/3 di	± 0.2

quella totale:	
per costruzioni che hanno (o possono anche avere in condizioni eccezionali) una parete con aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale:	+ 0.8 per elementi sopravvento - 0.5 per elementi sottovento o paralleli al vento
per costruzioni che presentano su due pareti opposte, normali alla direzione del vento, aperture di superficie non minore di 1/3 di quella totale	$C_{pe} + C_{pi} = \pm 1.2$ per elementi normali alla direzione del vento $C_{pi} = \pm 0.2$ per gli altri elementi

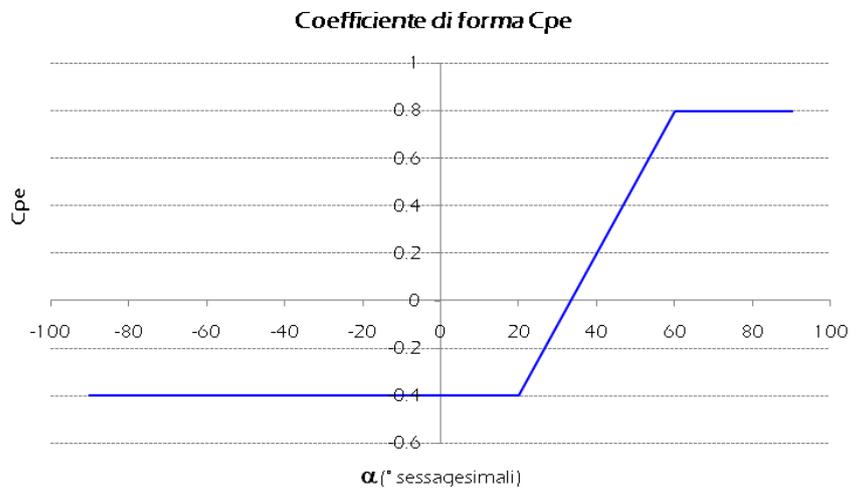
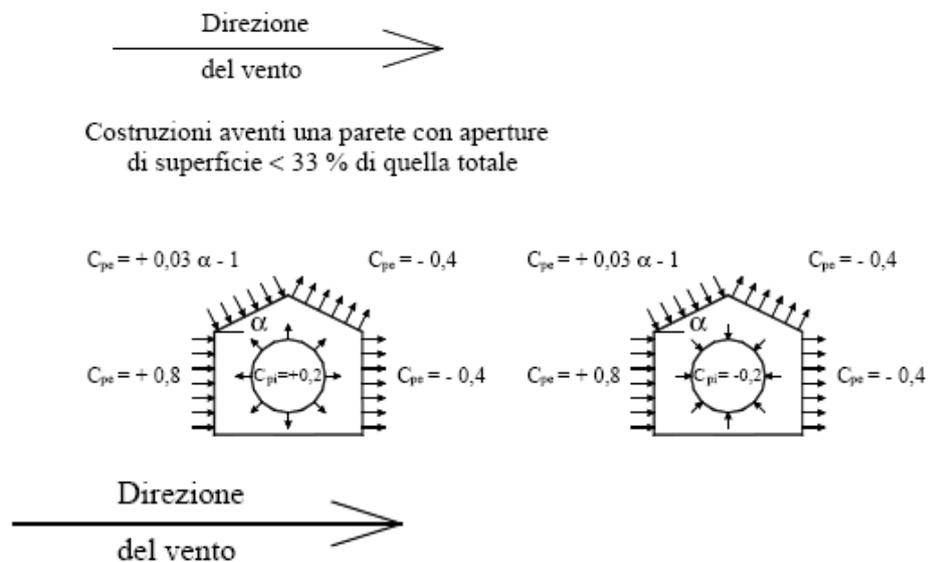


fig. 2: andamento di C_{pe} per edifici a pianta rettangolare con tetti piani, a falde, inclinate, curve



4.5.5. Valori considerati nel calcolo

Per le strutture in elevazione si considerano i seguenti carichi da vento, in funzione della forma e dell'orientamento della superficie rispetto la direzione del vento, intendono positive le pressioni dirette verso l'interno delle costruzioni. Si considera la costruzione stagna.

Si considera:

q _b	0.39 $\frac{kN}{m^2}$
c _e	1.48
c _d	1

SUPERFICIE	c _{pe} + c _{pi}	p
sopravvento con aperture < 33%	+1.0	+0.58 $\frac{kN}{m^2}$
sottovento con aperture < 33%	-0.4	-0.232 $\frac{kN}{m^2}$

Si ottengono pertanto le seguenti pressioni di calcolo del vento:

- Pareti sopravvento: p= 58 DaN/m²
- Pareti sottovento: p= -23.2 DaN/m²

4.6. AZIONI SISMICHE

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza R_{VR} .

Ai fini della presente normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di

riferimento rigido orizzontale:

a_g accelerazione orizzontale massima al sito;

F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale.

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

Al fine della determinazione dei parametri caratterizzanti lo spettro di risposta elastico, prevede l'assegnazione alla struttura di una vita nominale, una classe di utilizzo per ottenere un periodo di riferimento rispetto al quale calcolare la probabilità di superamento di un dato stato limite.

4.6.1. Vita nominale

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella tabella successiva:

TIPI DI COSTRUZIONE	Vita nominale (anni)
Opere provvisorie - Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva**	≤ 10
Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

** Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.

4.6.2. Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

CLASSE D'USO	DESCRIZIONE
I	Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
II	Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi

	per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
III	Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
IV	Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Si adotta una classe d'uso III.

4.6.3. Coefficiente di utilizzo e periodo di riferimento

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_u :

CLASSE D'USO	COEFFICIENTE C_u
I	0.7
II	1
III	1.5
IV	2

Il periodo di riferimento V_R è dato da

$$V_R = V_N \cdot C_u$$

mentre dalla relazione

$$T_R = -\frac{V_N}{\ln(1-P_{V_R})} = -\frac{C_u \cdot V_N}{\ln(1-P_{V_R})}$$

si ottiene, per i vari stati limite, il tempo di ritorno associati ai vari stati limite e poi in funzione di questo, si ricavano dal reticolo di pericolosità sismica, conoscendo la posizione del sito in termini di longitudine e latitudine, la terna di parametri a_g, F_o, T_c^* che consentono di determinare gli spettri di risposta elastici relativi ai singoli stati limite.

STATI LIMITE		P _{VR}
Stati limite di esercizio	SLO	81 %
	SLD	63 %
Stati limite ultimi	SLV	10 %
	SLC	5 %

4.6.4. Categorie di sottosuolo

Per poter definire l'azione di progetto è necessario identificare la tipologia di sottosuolo sul quale è fondata la costruzione. A questo scopo la norma individua le seguenti tipologie di sottosuolo:

Categoria di sottosuolo	Descrizione
A	Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di Vs,30 superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero NSPT,30 > 50 nei terreni a grana grossa e cu,30 > 250 kPa nei terreni a grana fina).
C	Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero 15 < NSPT,30 < 50 nei terreni a grana grossa e 70 < cu,30 < 250 kPa nei terreni a grana fina).
D	Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di Vs,30 inferiori a 180 m/s (ovvero NSPT,30 < 15 nei terreni a grana grossa e cu,30 < 70 kPa

	nei terreni a grana fina).
E	Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

4.6.5. Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T 1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T 2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T 3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T 4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

4.6.6. Spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T}$$

$$T_D < T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}$$

nelle quali:

T , S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale.

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S S_T$$

essendo

S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica

S_T il coefficiente di amplificazione topografica

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \frac{10}{5 + \xi} \geq 0.55$$

dove ξ è espresso in percentuale e valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione.

F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

$$T_C = C_C T_C^*$$

T_C^* ottenuto dal reticolo sismico in funzione della probabilità di superamento scelta

C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo ricavato dalla tabella seguente

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

$$T_B = \frac{T_C}{3}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4 \frac{a_g}{g} + 1.6$$

4.6.7. Amplificazione stratigrafica

Per sottosuolo di categoria A i coefficienti S_S e C_C valgono 1.

Per le categorie di sottosuolo B, C, D ed E i coefficienti S_S e C_C possono essere calcolati, in funzione dei valori di F_o e T_C^* relativi al sottosuolo di categoria A, mediante le espressioni fornite nella tabella successiva, nelle quali g è l'accelerazione di gravità ed il tempo è espresso in secondi.

Categoria di sottosuolo	S_S	C_C
A	1	1
B	$1 \leq 1.4 - 0.4 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.2$	$1.1 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1 \leq 1.7 - 0.6 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.5$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.9 \leq 2.4 - 1.5 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.8$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$0.9 \leq 2 - 1.1 \cdot F_0 \frac{a_g}{g} \leq 1.6$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

4.6.8. Amplificazione topografica

Per tener conto delle condizioni topografiche e in assenza di specifiche analisi di risposta sismica locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tabella successiva, funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera o dell'intervento.

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T 1	-----	1
T 2	In corrispondenza della sommità del pendio	1.2
T 3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.2
T 4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1.4

La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità o cresta fino alla base dove S_T assume valore unitario.

4.6.9. Spettri considerati nel calcolo

È stata condotta un'analisi specifica di risposta sismica locale.

Si riporta lo spettro elastico ottenuto mediante analisi di risposta sismica locale:

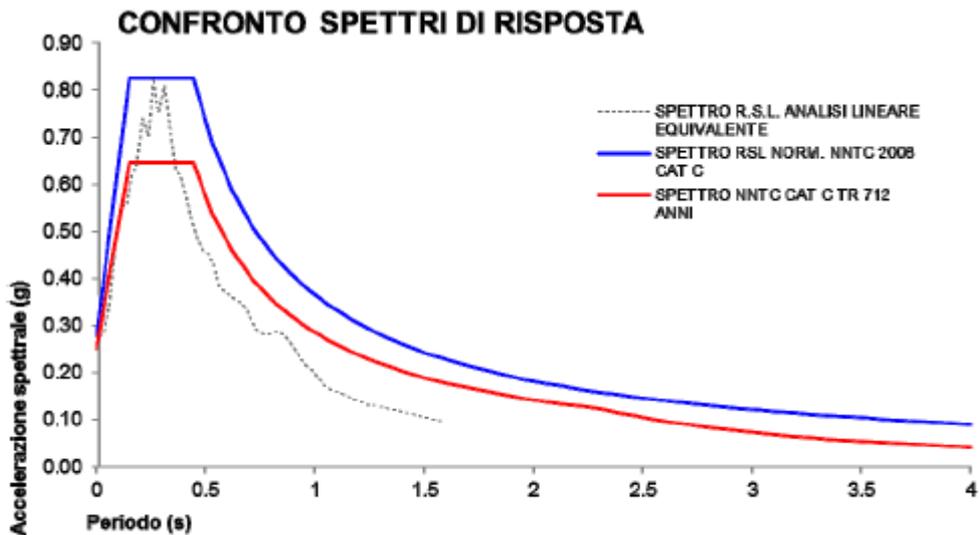


Fig. 2.4: Confronto tra lo spettro di accelerazione calcolato secondo NTC (CAT. C-SLV) (in rosso) e lo spettro di accelerazione normalizzato ottenuto dal calcolo mediante software STRATA (in blu) (SLV).

	Tr	Ag (g)	S	n	T*	f ₀	T _c (Sec)	T _b (Sec)	T _d (Sec)	Amax (g)
SLV	712	0.176	1.57	1	0.274	2.981	0.441	0.147	2.308	0.277

T (s)	Ag
0.000	0.277
0.147	0.825
0.441	0.825
0.530	0.687
0.619	0.588
0.707	0.514

T (s)	Ag
2.388	0.153
2.467	0.148
2.548	0.143
2.628	0.138
2.709	0.134
2.790	0.130

0.796	0.457
0.885	0.411
0.974	0.374
1.063	0.343
1.151	0.316
1.240	0.293
1.329	0.274
1.418	0.257
1.506	0.242
1.595	0.228
1.684	0.216
1.773	0.205
1.862	0.195
1.950	0.187
2.039	0.178
2.128	0.171
2.217	0.164
2.306	0.158

2.870	0.127
2.951	0.123
3.032	0.120
3.112	0.117
3.193	0.114
3.274	0.111
3.354	0.108
3.435	0.106
3.516	0.104
3.597	0.101
3.677	0.099
3.758	0.097
3.839	0.095
3.919	0.093
4.000	0.091

Tab. 5.1: Spettro NNTC normalizzato derivante dall'analisi RSL svolta.

4.7. COMBINAZIONI DI CARICO

Si descrivono di seguito i criteri in base ai quali sono state assunte le varie combinazioni delle condizioni elementari di carico.

Le combinazioni devono rispettare la seguente relazioni:

- allo SLU:

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_P P + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \sum \gamma_{Qi}\psi_{0i}Q_{ki}$$

- combinazioni sismiche:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{2i}Q_{k1} + \sum \psi_{2i}Q_{ki}$$

- allo SLE (combinazione rara):

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \sum \psi_{0i}Q_{ki}$$

I coefficienti ψ_{ji} si ricavano dalla seguente tabella

AZIONE	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0.7	0.5	0.3
Categoria B Uffici	0.7	0.5	0.3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0.7	0.7	0.6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0.7	0.7	0.6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1	0.9	0.8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso \leq 30 kN)	0.7	0.7	0.6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $>$ 30 kN)	0.7	0.5	0.3
Categoria H Coperture	0	0	0
Vento	0.6	0.2	0
Neve (a quota \leq 1000 m s.l.m.)	0.5	0.2	0
Neve (a quota $>$ 1000 m s.l.m.)	0.7	0.5	0.2
Variazioni termiche	0.6	0.5	0

AZIONE		γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0.9	1	1
	sfavorevoli		1.1	1.3	1
Carichi permanenti non strutturali**	favorevoli	γ_{G2}	0	0	0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3

Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0	0	0
	sfavorevoli		1.5	1.5	1.3
** Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.					

5. VERIFICA DELLE STRUTTURE: STATO DI FATTO

Si riportano di seguito le verifiche di sicurezza dei principali elementi strutturali esistenti allo stato di fatto.

5.1. VERIFICHE PER CARICHI SISMICI: MECCANISMI LOCALI

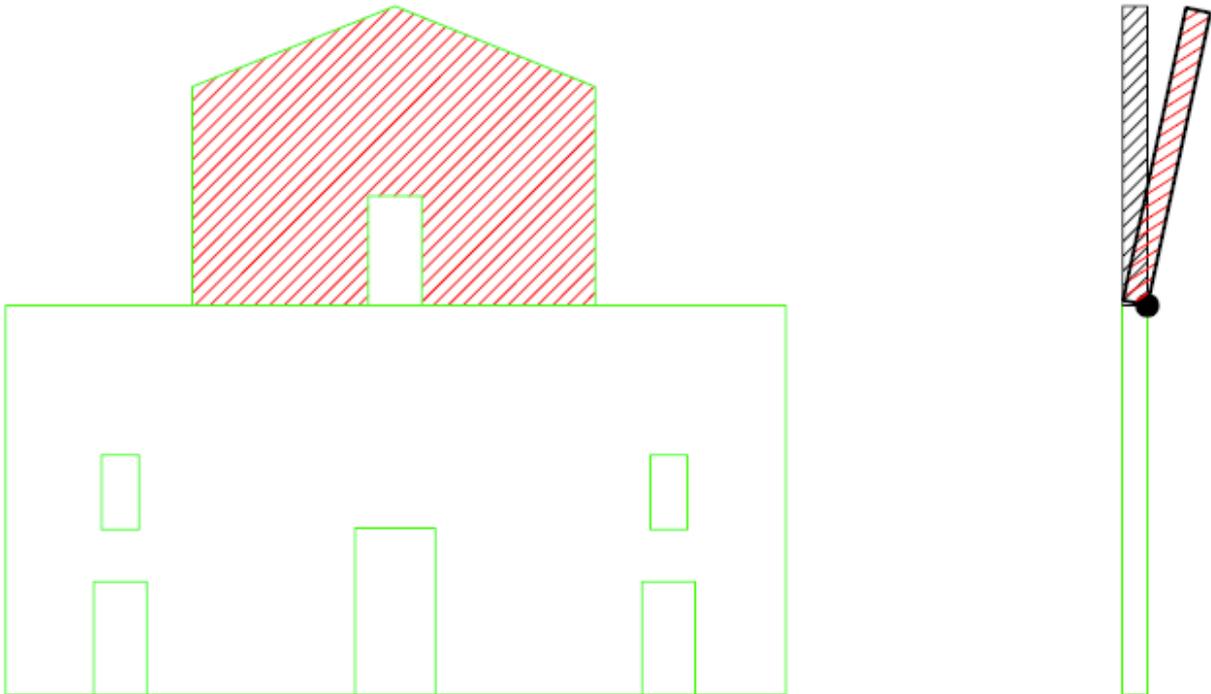
A seguito degli eventi sismici del maggio 2012 lo stato di danneggiamento rilevato ha messo in evidenza lesioni e crolli per innesco di meccanismi locali di ribaltamento di singole parti

dell'edificio. L'edificio infatti non presenta impalcati intermedi o di copertura né sufficientemente rigidi nel proprio piano per trasferire le azioni sismiche alle pareti parallele al sisma né adeguatamente collegati alle pareti murarie: questi quindi non rappresentano un vincolo per le pareti nei confronti del ribaltamento ortogonalmente al loro piano, ma anzi esaltano tali fenomeni, in quanto si trasformano in carichi orizzontali in stabilizzanti in occasioni di azioni orizzontali sismiche di inerzia. Le chiese sono poi intrinsecamente, per la loro natura geometrica, vulnerabili nei confronti dei meccanismi locali. A questo si aggiunge lo scarso grado di ammorsamento offerto dai muri interni alla facciata. Allo stato di fatto pertanto l'edificio non è in grado di esibire un comportamento sismico globale ed ordinato in quanto vanno in crisi prima singole porzioni di edificio, che si distaccano dalle altre e per ribaltamento locale portano al collasso l'intera struttura. Allo stato di fatto quindi il comportamento dell'edificio è interamente descritto dalle valutazioni di sicurezza dei meccanismi locali. Riportiamo di seguito le verifiche di sicurezza sui principali meccanismi che si sono effettivamente verificati o che risultano più probabili e più critici, alla luce sia del quadro di danno che dell'analisi della vulnerabilità geometrico-costruttiva dell'edificio.

In particolare si considerano i seguenti meccanismi:

- Meccanismo 'A': ribaltamento della porzione sommitale della facciata verso l'esterno attorno ad una giacitura posta in quota (corrispondente alla quota del punto più basso della porzione crollata);
- Meccanismo 'B': ribaltamento di una porzione di profondità unitaria di parete esterna del piano terra della navata esterna sul lato sinistro;
- Meccanismo 'C': ribaltamento di una porzione di profondità unitaria di parete esterna del piano primo della parete longitudinale tra navata centrale e navate laterali;

5.1.1. Meccanismo 'A' – Facciata



Si considera che la facciata non sia ammortata ai muri retrostanti e che quindi la porzione individuata tenda a ribaltare come un unico corpo rigido verso l'esterno. Si considera il ribaltamento della facciata attorno allo spigolo esterno della sezione di base, che ha uno spessore medio di circa 0.75 m.

Si effettua un'analisi cinematica lineare in conformità con il DM08. Si considera che sulla parete gravi il solo peso proprio, in quanto gli scarichi della copertura risultano sicuramente trascurabili rispetto al peso proprio della parete.

Riportiamo di seguito le masse e i carichi in gioco:

$W_{PAR}=121662$ DaN carico verticale relativo al peso proprio dell'intera facciata

$M_{PAR}=124018$ kg massa totale dell'intera facciata

$b_{PAR}=0,375$ m braccio del peso proprio della parete rispetto alla cerniera alla base

$h_G= 4.09$ m altezza del baricentro rispetto alla giacitura di base attorno a cui si ipotizza il ribaltamento

In corrispondenza dei punti di applicazione dei carichi verticali si considerano applicate delle forze orizzontali, proporzionali a quelle verticali mediante un coefficiente moltiplicativo α .

Si calcolano i momenti stabilizzanti ed i momenti ribaltanti: uguagliandoli si ottiene il valore del moltiplicatore dei carichi che implica l'attivazione del meccanismo.

$$M_{STAB} = W_{PAR} \cdot b_{PAR}$$

$$M_{RIB} = \alpha \cdot (W_{PAR} \cdot h_G)$$

Imponendo che $M_{RIB} = M_{STAB}$ si ottiene:

$$\alpha = 0.092$$

La verifica del meccanismo viene effettuata mediante analisi cinematica lineare in conformità con il paragrafo C8A4 della Circolare al DM08.

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (C8A.4.3)$$

dove:

- $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (C8A.4.4)$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- $e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;
- FC è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}$$

Si riportano di seguito le prescrizioni normative per la verifica di meccanismi locali di ribaltamento di porzioni di parete in quota:

$$a_0^* \geq \frac{S_s(T_1) \cdot \Psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;
- T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma=3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

$q=2$

Si ottiene pertanto:

$$M^*=124018 \text{ kg}$$

$$e^*=1$$

Si adotta $FC=1,35$ (ribaltamento attorno a cerniera di estremità):

$$a_0^*=0.068 \cdot g = 0.669 \text{ m/s}^2$$

Si adottano i seguenti valori:

$$a_g(P_{VR})=1.73 \text{ m/s}^2=0.176 \cdot g$$

$$S=1.57$$

Si adottano i seguenti valori:

$$Z=11.82 \text{ m}$$

$$H=18.45 \text{ m}$$

$$\gamma=3N/(2N+1)=1.2 \quad \text{con } N=2= \text{ numero di piani}$$

$$\Psi=Z/H=0.64$$

Si valuta il periodo proprio dell'edificio con la formula approssimata riportata nel DM08:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

$$C_1=0.050$$

$$H=8.45 \text{ m} \quad (\text{si considera altezza in gronda})$$

$$T_1=0.44 \text{ sec} \quad (\text{cade praticamente in corrispondenza del plateau dello spettro})$$

Si considera quindi il valore dello spettro in corrispondenza del plateau:

esso vale $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$

dove:

$S=1.57$

$F_0=2.981$

Si ottiene un valore dello spettro allo SLV di:

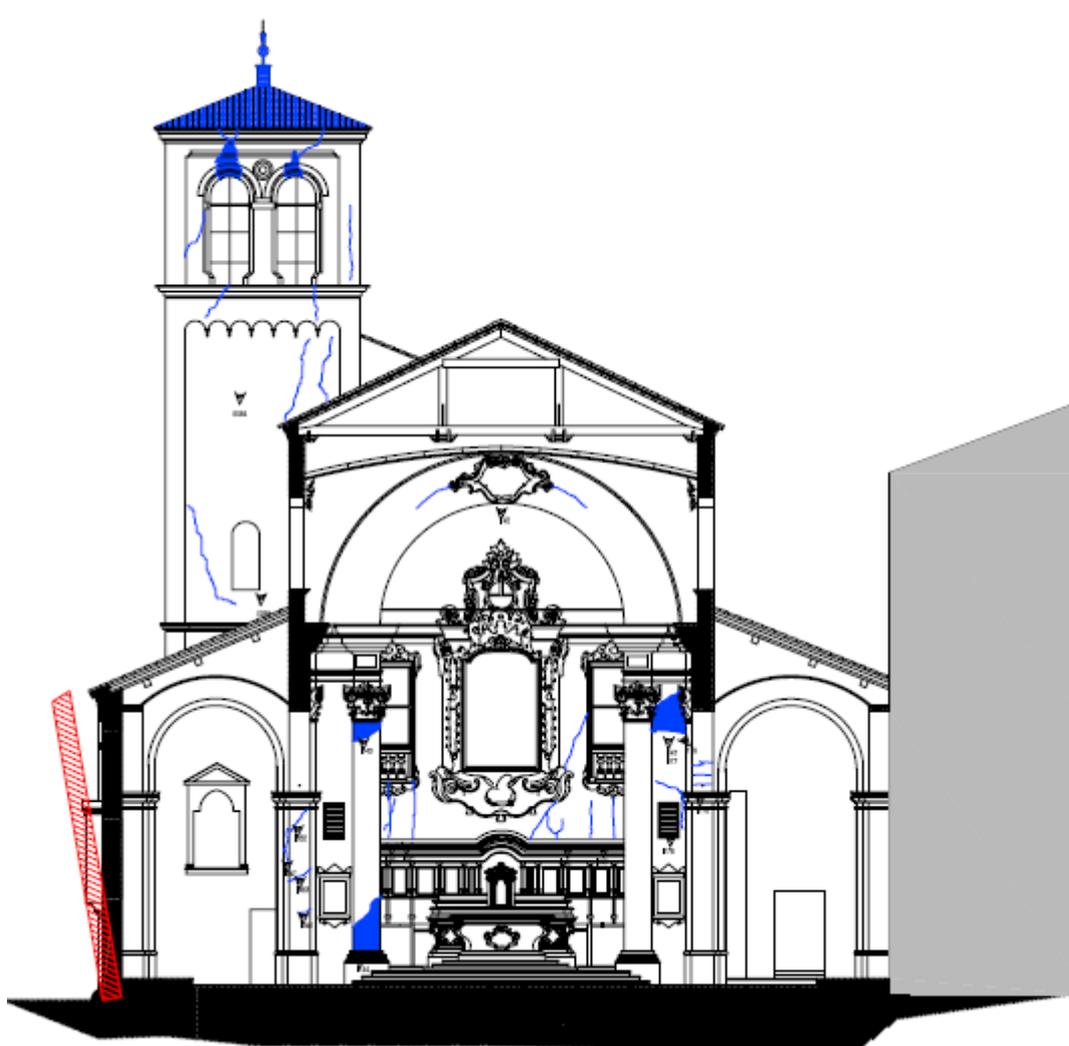
$S_e(T_1)=8,09 \text{ m/sec}^2=0.825 \cdot g$

Si ottiene pertanto:

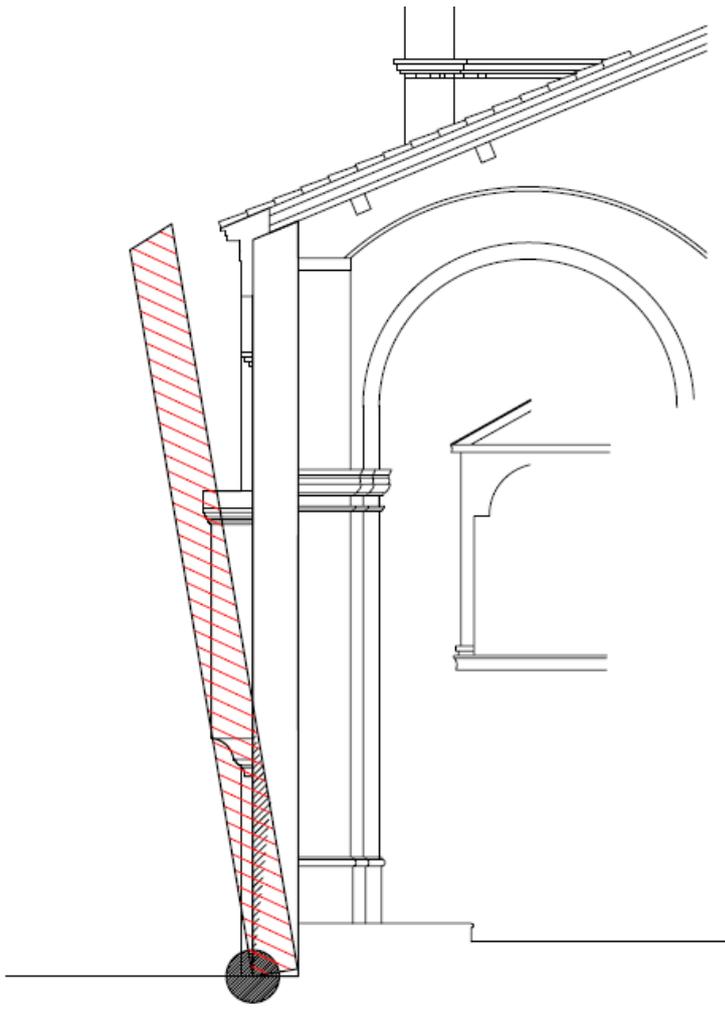
$a_0^*=0.068 \cdot g < (S_e(T_1) \cdot \Psi \cdot \gamma)/2=0.317 \cdot g$

Coefficiente di sicurezza= $0.068 \cdot g/0.317 \cdot g=0.21 < < 1$

5.1.2. Meccanismo 'B' - Muro esterno navata laterale sinistra



Individuazione porzione parete che si ipotizza ribalti verso l'esterno



Si considera che la parete esterna a piano terra della navata laterale sinistra, non sia vincolata alla traslazione verso l'esterno in sommità. Si considera il ribaltamento di una porzione di profondità unitaria della parete, attorno allo spigolo esterno della sezione di base, che ha uno spessore $sp=0.45$ m. La parete ha un'altezza totale di $h=8.87$ m.

Si effettua un'analisi cinematica lineare in conformità con il DM08. Si considera che sulla parete gravi il peso proprio e i carichi trasmessi in sommità dalla volta a botte e dalla copertura, considerati trasmessi in mezzeria alla parete.

Si trascura lo scarico che la copertura opera in sommità sulla parete.

Riportiamo di seguito le masse e i carichi in gioco:

$W=0.45 \times 1 \times 8.87 \times 1800=7185$ DaN peso totale parete

$M=W/g=7324$ kg massa totale della parete

Si valutano poi i bracci di leva delle forze verticali ed orizzontali generate dalle masse e dai carichi sopra descritti rispetto alla cerniera attorno a cui si ipotizza il ribaltamento:

$x_G= 0.225$ m (distanza orizzontale del baricentro della parete dal filo esterno della parete a terra)

$y_G = 4.44$ m (distanza verticale del baricentro della parete dalla cerniera in corrispondenza del piano terra)

In corrispondenza dei punti di applicazione dei carichi verticali si considerano applicate delle forze orizzontali, proporzionali a quelle verticali mediante un coefficiente moltiplicativo α .

Si calcolano i momenti stabilizzanti ed i momenti ribaltanti: uguagliandoli si ottiene il valore del moltiplicatore dei carichi che implica l'attivazione del meccanismo.

$$M_{STAB} = W \cdot x_G$$

$$M_{RIB} = \alpha \cdot W \cdot y_G$$

Imponendo che $M_{RIB} = M_{STAB}$ si ottiene:

$$\alpha = 0.0507$$

La verifica del meccanismo viene effettuata mediante analisi cinematica lineare in conformità con il paragrafo C8A4 della Circolare al DM08.

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (C8A.4.3)$$

dove:

- $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (C8A.4.4)$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- $e^* = g M^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;
- FC è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}$$

Vista che la facciata appoggia a terra si fa riferimento alla formula di verifica per parete direttamente poggiante sul terreno..

Verifica semplificata con fattore di struttura q (analisi cinematica lineare)

Nel caso in cui la verifica riguardi un elemento isolato o una porzione della costruzione comunque sostanzialmente appoggiata a terra, la verifica di sicurezza nei confronti dello Stato limite di salvaguardia della vita è soddisfatta se l'accelerazione spettrale a_0^* che attiva il meccanismo soddisfa la seguente disuguaglianza:

$$a_0^* \geq \frac{a_g(P_{VR})S}{q} \quad (C8A.4.9)$$

in cui a_g è funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto e della vita di riferimento come definiti al § 3.2 delle NTC, S è definito al § 3.2.3.2.1 delle NTC e q è il fattore di struttura, che può essere assunto uguale a 2.0.

q=2

Si ottiene pertanto:

$M^*=7324$ kg

$e^*=1$

Si adotta FC=1,35 (ribaltamento attorno a cerniera di estremità):

$a_0^*=0.0375*g=0.368$ m/s²

Si ottiene uno spostamento spettrale ultimo pari a:

$d_{k0}^*=22.5$ cm

Si adottano i seguenti valori:

$a_g(P_{VR})=1.73$ m/s²=0.176*g

S=1.57

q=2

pertanto:

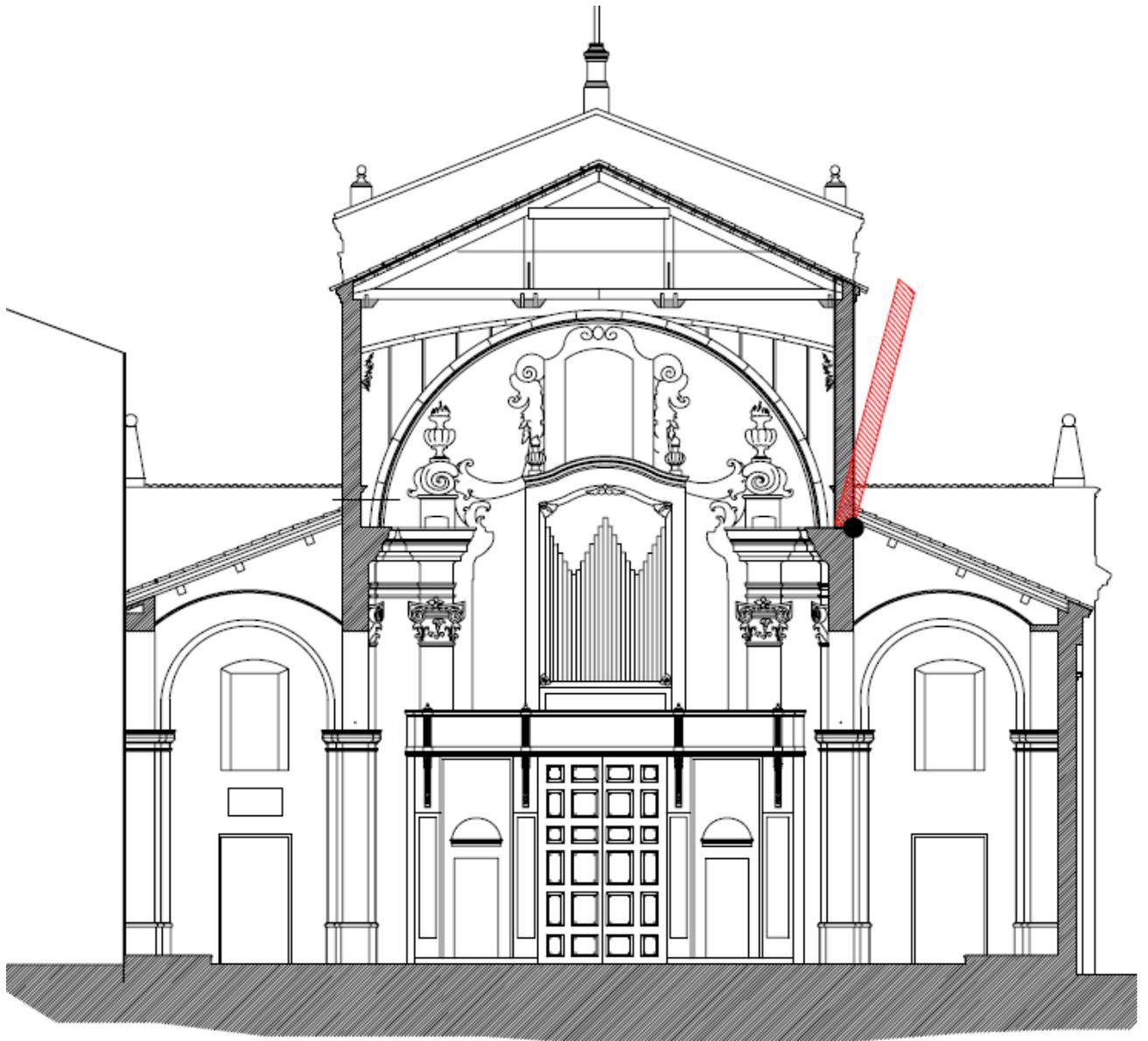
$(a_g(P_{VR})*S)/q=0.138$ g

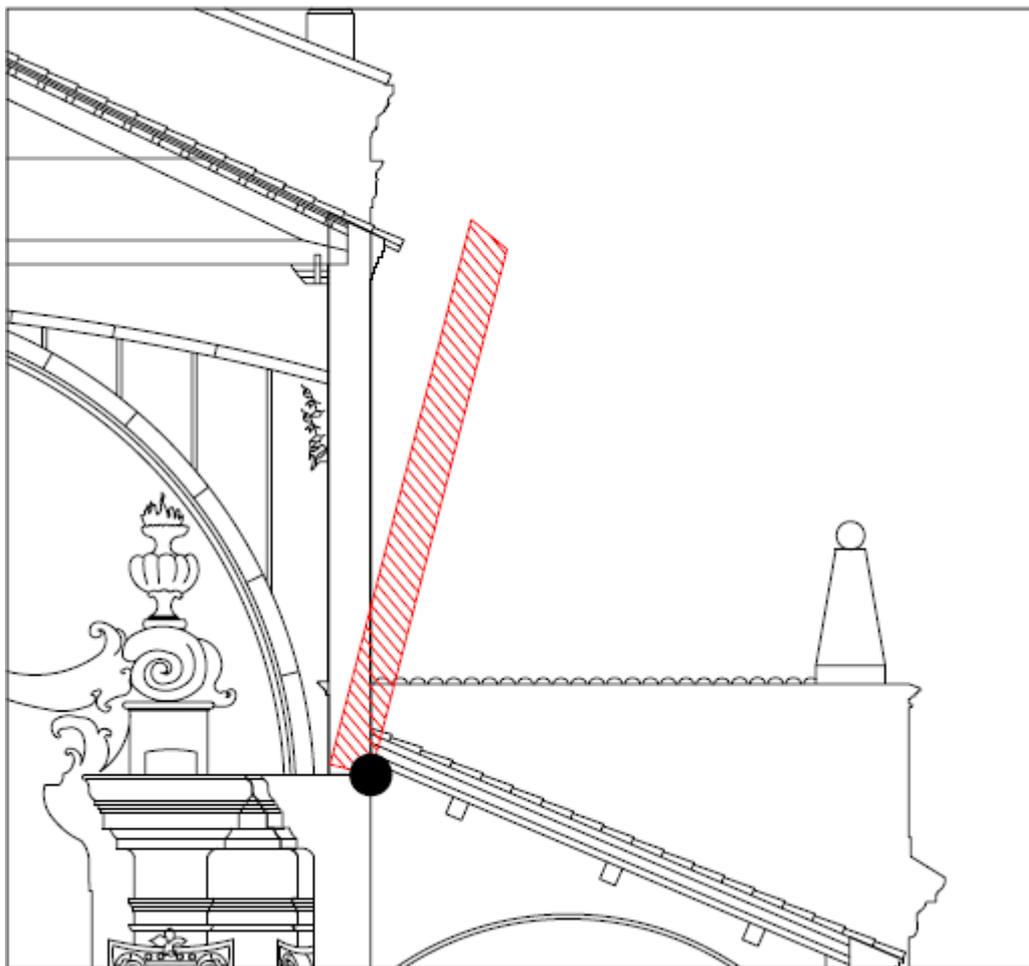
Si ottiene pertanto:

$a_0^*=0.0375*g \ll (a_g(P_{VR})*S)/q =0.138$ g

Coefficiente di sicurezza=0.0375*g/0.138g=0.272 << 1

5.1.3. Meccanismo 'C' – Parete longitudinale in elevazione





Si considera che la copertura non eserciti una funzione di ritegno e che pertanto la parete tenda a ribaltare come un unico corpo rigido verso l'esterno. Si considera il ribaltamento di una porzione di profondità unitaria di parete, che ha uno spessore medio di circa 0.45 m.

Si effettua un'analisi cinematica lineare in conformità con il DM08. Si considera che sulla parete gravi il solo peso proprio, in quanto gli scarichi della copertura risultano sicuramente trascurabili rispetto al peso proprio della parete.

Riportiamo di seguito le masse e i carichi in gioco:

$W_{PAR}=4811$ DaN carico verticale relativo al peso proprio dell'intera facciata

$M_{PAR}=4904$ kg massa totale dell'intera facciata

$b_{PAR}=0,225$ m braccio del peso proprio della parete rispetto alla cerniera alla base

$h_G= 2.97$ m altezza del baricentro rispetto alla giacitura di base attorno a cui si ipotizza il ribaltamento

In corrispondenza dei punti di applicazione dei carichi verticali si considerano applicate delle forze orizzontali, proporzionali a quelle verticali mediante un coefficiente moltiplicativo α .

Si calcolano i momenti stabilizzanti ed i momenti ribaltanti: uguagliandoli si ottiene il valore del moltiplicatore dei carichi che implica l'attivazione del meccanismo.

$$M_{STAB} = W_{PAR} \cdot b_{PAR}$$

$$M_{RIB} = \alpha \cdot (W_{PAR} \cdot h_G)$$

Imponendo che $M_{RIB} = M_{STAB}$ si ottiene:

$$\alpha = 0.076$$

La verifica del meccanismo viene effettuata mediante analisi cinematica lineare in conformità con il paragrafo C8A4 della Circolare al DM08.

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i} \right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (C8A.4.3)$$

dove:

- $n+m$ è il numero delle forze peso P_i applicate le cui masse, per effetto dell'azione sismica, generano forze orizzontali sugli elementi della catena cinematica;
- $\delta_{x,i}$ è lo spostamento virtuale orizzontale del punto di applicazione dell' i -esimo peso P_i .

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^* FC} = \frac{\alpha_0 g}{e^* FC} \quad (C8A.4.4)$$

dove:

- g è l'accelerazione di gravità;
- $e^* = gM^* / \sum_{i=1}^{n+m} P_i$ è la frazione di massa partecipante della struttura;
- FC è il fattore di confidenza. Nel caso in cui per la valutazione del moltiplicatore α non si tenga conto della resistenza a compressione della muratura, il fattore di confidenza da utilizzare sarà comunque quello relativo al livello di conoscenza LC1.

$$d^* = d_k \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2}{\delta_{x,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}}$$

Si riportano di seguito le prescrizioni normative per la verifica di meccanismi locali di ribaltamento di porzioni di parete in quota:

$$a_0^* \geq \frac{S_e(T_1) \cdot \psi(Z) \cdot \gamma}{q}$$

dove:

- $S_e(T_1)$ è lo spettro elastico definito nel § 3.2.3.2.1 delle NTC, funzione della probabilità di superamento dello stato limite scelto (in questo caso 63%) e del periodo di riferimento V_R come definiti al § 3.2. delle NTC, calcolato per il periodo T_1 ;
- T_1 è il primo periodo di vibrazione dell'intera struttura nella direzione considerata;
- $\psi(Z)$ è il primo modo di vibrazione nella direzione considerata, normalizzato ad uno in sommità all'edificio; in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\psi(Z)=Z/H$, dove H è l'altezza della struttura rispetto alla fondazione;
- Z è l'altezza, rispetto alla fondazione dell'edificio, del baricentro delle linee di vincolo tra i blocchi interessati dal meccanismo ed il resto della struttura;
- γ è il corrispondente coefficiente di partecipazione modale (in assenza di valutazioni più accurate può essere assunto $\gamma=3N/(2N+1)$, con N numero di piani dell'edificio).

$$q=2$$

Si ottiene pertanto:

$$M^*=4904 \text{ kg kg}$$

$$e^*=1$$

Si adotta $FC=1,35$ (ribaltamento attorno a cerniera di estremità):

$$a_0^*=0.056 \cdot g=0.552 \text{ m/s}^2$$

Si adottano i seguenti valori:

$$a_g(P_{VR})=1.73 \text{ m/s}^2=0.176 \cdot g$$

$$S=1.57$$

Si adottano i seguenti valori:

$$Z=10.47 \text{ m}$$

$$H=18.45 \text{ m}$$

$$\gamma=3N/(2N+1)=1.2 \quad \text{con } N=2= \text{ numero di piani}$$

$$\Psi=Z/H=0.57$$

Si valuta il periodo proprio dell'edificio con la formula approssimata riportata nel DM08:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

$$C_1=0.050$$

$$H=8.45 \text{ m} \quad (\text{si considera altezza in gronda})$$

$T_1=0.44$ sec (cade praticamente in corrispondenza del plateau dello spettro)

Si considera quindi il valore dello spettro in corrispondenza del plateau:

esso vale $S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$

dove:

$S=1.57$

$F_0=2.981$

Si ottiene un valore dello spettro allo SLV di:

$S_e(T_1)=8,09$ m/sec²=0.825 *g

Si ottiene pertanto:

$a_0^*=0.056$ *g < $(S_e(T_1) \cdot \Psi^* \cdot \gamma)/2=0.281$ *g

Coefficiente di sicurezza= 0.056 *g/ 0.281 *g=**0.20**<<1

5.2. CONCLUSIONI

Si riepilogano di seguito i principali risultati delle verifiche di sicurezza effettuate: i principali problemi sono dovuti alla vulnerabilità di parti dell'edificio nei confronti dei ribaltamenti fuori piano per meccanismi locali. L'edificio non possiede impalcati in grado di esercitare una funzione di diaframma di piano e quindi di consentire un comportamento scatolare dell'edificio: il comportamento globale dell'edificio non si manifesta quindi in quanto si giunge a crolli parziali per meccanismi locali.

Riportiamo di seguito i risultati principali in cui le verifiche di sicurezza non sono soddisfatte.

.- MECCANISMO 'A' – FACCIATA

Facciata

$a_0^*=0.068$ *g << $(S_e(T_1) \cdot \Psi^* \cdot \gamma)/2=0.317$ *g

Coefficiente di sicurezza= 0.068 *g/ 0.317 *g=**0.21**<<1

- MECCANISMO 'B' – MURO ESTERNO NAVATA LATERALE SINISTRA

Parete esterna navata laterale sinistra

$a_0^*=0.0375$ *g << $(a_g(P_{VR}) \cdot S)/q =0.138$ g

Coefficiente di sicurezza=0.0375*g/0.138g=0.272 << 1

- MECCANISMO 'C' – PARETE LONGITUDINALE IN ELEVAZIONE

Parete longitudinale tra navata centrale e laterali

$a_0^*=0.056$ *g << $(S_e(T_1) \cdot \Psi^* \cdot \gamma)/2=0.281$ *g

Coefficiente di sicurezza= 0.056 *g/ 0.281 *g=**0.20**<<1

L'edificio presenta pertanto una serie di vulnerabilità nei confronti dell'azioni sismiche che hanno prodotto le lesioni ed i crolli riscontrati e che devono essere sanate attraverso un intervento organico di consolidamento e miglioramento sismico, che consenta di risolvere le principali cause di vulnerabilità, permettendo all'edificio di esibire un comportamento scatolare globale nei confronti dell'azione sismica e innalzando il coefficiente di sicurezza dal valore minimo del 20% dello stato di fatto ad un valore sensibilmente più alto.