Ufficio tecnico Comunale - Settore LL.PP.

COMUNE DI PALAZZO ADRIANO
PROVINCIA DI PALERMO

UNIVERSITÀ "KORE" DI ENNA

LAVORI DI MESSA IN SICUREZZA DEL PLESSO DELLA
SCUOLA ELEMENTARE E MEDIA "F.CRISPI" DI PALAZZO ADRIANO PALERMO
(PA)

PROGETTO ESECUTIVO

Redatto ai sensi dell'Art.33 D.P.R. n.207/2010

IL PROGETTISTA
Università "Kore" di Enna

Ing. Dario Ticali

Ing. Mario Denaro

IL R.U.P

Geom. Giuseppe Cuccia

IL SINDACO

Ing. Carmelo Nicola Cuccia

Tav.A.1.2

RELAZIONE DI CALCOLO STATO DI PROGETTO

Sommario

1. PREMESSA 2
1.1 Identificazione della geometria e dei dettagli costruttivi 2
1.2 Identificazione dei materiali 6
2. INTERVENTI PROGETTUALI STUDIATI E SOLUZIONE ADOTTATA 6
3. Normativa di riferimento 9
3.1 Azioni sulle strutture 9
3.2 Riferimenti tecnici essenziali 9
4. MISURA DELLA SICUREZZA 10
5. NUOVI MATERIALI 10
5.1 Conglomerato per opere in fondazione ed in elevazione 10
5.2 Tolleranze e copriferro 12
5.3 Ancoraggi e sovrapposizioni 14
5.4 Rilievo strutturale ed analisi dei carichi unitari ai sensi del D.M.14/01/2008 16
5.5 Pesi propri 16
5.6 Sovraccarichi variabili 16
6. ANALISI DEI CARICHI UNITARI 18
6.1 Carichi del progetto originario 18
6.2 Rilievo strutturale ed analisi dei carichi unitari ai sensi del D.M.14/01/2008 19
6.2.1 Pesi propri 19
6.2.2 Sovraccarichi variabili 20
7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA 22
7.1 Definizione dell'azione sismica 22
7.2 Vita nominale 22
7.3 Classe d'uso 23
7.4 Periodo di riferimento dell'azione sismica 23
7.5 Parametri di pericolosità sismica 23
7.6 Stati limite per le verifiche sismiche 24
7.7 Suolo di fondazione 25
7.8 Spettro elastico 25
8. METODO DI ANALISI 26
8.1 Analisi statica non lineare 26
8.2 Modelli di capacità per la valutazione degli elementi duttili 27
Stato limite di collasso 27
8.3 Stato limite di danno severo (DS) 28
8.4 Stato limite di danno limitato (DL) 28
8.5 Modelli di capacità per la valutazione degli elementi fragili 29
8.5.1 Travi e pilastri sollecitati a taglio 29
8.5.2 Nodi trave-pilastro 29
8.6 Curva di capacità 29
8.7 Indici di rischio e sintesi dei risultati 31
8.7.1 Corpo strutturale A1 31
8.7.2 Corpo strutturale A2 32
8.7.3 Rampa di accesso al piano 1 del corpo strutturale A1 33
8.7.4 Corpo strutturale B 35
9. VERIFICA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE 36

1. PREMESSA

La presente relazione di calcolo descrive nel dettaglio le norme di riferimento, le referenze tecniche, i criteri di calcolo, l'entità delle azioni e delle forze di progetto, le verifiche e la soluzione progettuale adottata relativa ai lavori di messa in sicurezza delle strutture in c.a. dell'edificio denominato "PLESSO SCOLASTICO ELEMENTARE E MEDIA "F.CRISPI" DI PALAZZO ADRIANO PALERMO (PA)".
A causa delle condizioni generali e dello stato "fisico-meccanico" dell'edificio, detto studio ha richiesto particolare impegno nella ricerca di soluzioni tecniche mirate, in grado di unire efficacia e concretezza garantendo, nel contempo, adeguata economicità.
La progettazione è stata preceduta da accurati sopralluoghi che hanno condizioni intrinseche ed estrinseche del complesso edilizio.

1.1 Identificazione della geometria e dei dettagli costruttivi

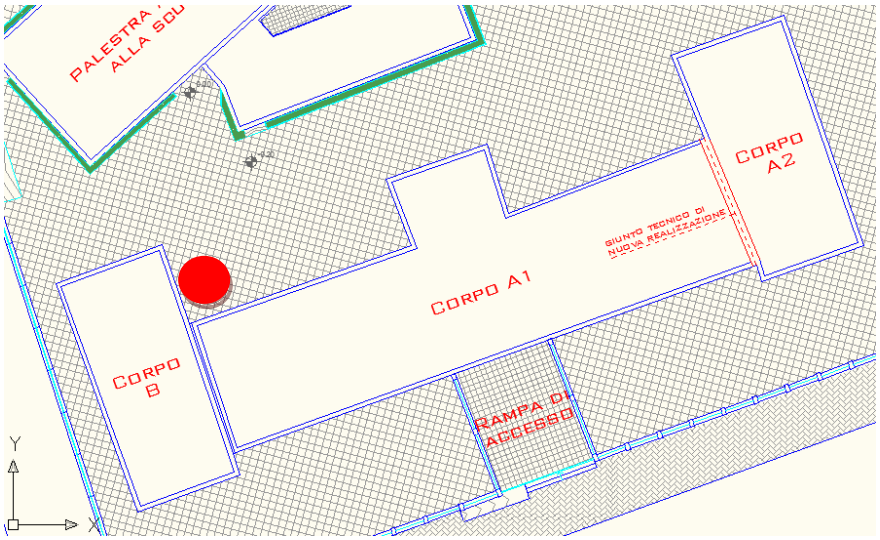
L'Amministrazione comunale, ha messo a disposizione dello scrivente copia del progetto di messa in sicurezza del Plesso scolastico elementare e media "F.Crispi" trasmesso all'ufficio del Genio Civile di Palermo per il rilascio del parere di competenza ed in particolare:

a) relazione tecnica illustrativa e di calcolo;
b) carpenterie degli impalcati;
c) disegni esecutivi dei plinti di fondazione per il Corpo A e delle travi di fondazione per il Corpo B;
d) distinta delle armature delle travi;
e) tabelle dei pilastri;

La geometria strutturale pur essendo nota, grazie al progetto messo a disposizione dell'Amministrazione comunale, è stata ulteriormente verificata tramite interventi di scorticamene a campione degli elementi strutturali in elevazione più rappresentativi e l'esecuzione di indagini pacometriche e con termocamera per la validazione delle tessiture dei solai e la quantità delle armature longitudinali e trasversali presenti.
Inoltre per la verifica della fondazione si è realizzato un pozzetto di ispezione che ha permesso di poter visionare direttamente e confermare la geometria e la disposizione dei plinti di fondazione del Corpo A e delle travi rovesce del Corpo B.
Questo intervento ci ha consentito di misurare la differenze di quota tra le due fondazione presenti.
I dati raccolti hanno permesso di conoscere:

a) sistema resistente laterale in entrambe le direzioni;
b) tessitura dei solai;
c) dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;
d) larghezza delle ali di travi a T;
e) quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri a campione
f) quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro a campione;

g) spessore del copriferro;



Pozzetto di ispezione

Figura 1 : Planimetria con ubicazione pozzetto di ispezione

Figura 2 : Pozzetto di ispezione per verifica fondazione

Come si evince dalla documentazione fotografica allegata è stato possibile misurare l'affondamento delle fonda

Figura 3: Scorticamento pilastro d'angolo e di parete con indagine pacometrica Corpo B

Figura 4: Scorticamento pilastri d'angolo e di parete con indagine pacometrica Corpo A

Figura 5: Prelievo di carota e scorticamento pilastri di parete Corpo A

Figura 6: Scorticamento pilastri interni

Figura 7: Scorticamento travi e foro passante per misura spessore solaio

Tali verifiche sono servite per accertare la corrispondenza tra le armature presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi forniti dall'Amministrazione Comunale e da quelli ottenute tramite un progetto simulato.

Le diffuse indagini pacometriche hanno consentito di estendere le verifiche di corrispondenza ad un elevato numero di elementi strutturali che presentavano un analogia strutturale.

I diametri impiegati sono stati accertati nelle sezioni indagate mediante misurazione con calibro.

Figura 8: Rilievi delle armature mediante pacometro e scarificazione del ricoprimento

Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si è tenuto conto delle situazioni ripetitive, che hanno consentito di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

1.2 Identificazione dei materiali

Per l'identificazione dei materiali, i dati raccolti hanno incluso i seguenti:

a) resistenza del calcestruzzo;

Per il calcestruzzo la misura delle caratteristiche meccaniche è stata acquisita dalla campagna di indagini fornitaci dall'Amministrazione comunale, già in possesso del Genio Civile di Palermo, caratterizzate da estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura.

2. INTERVENTI PROGETTUALI STUDIATI E SOLUZIONE ADOTTATA

Lo studio in essere è stato condotto dopo avere esaminato tutte le possibili alternative atte a conseguire il miglior livello di sicurezza possibile, considerata la consistenza generale dello stato di fatto del plesso edilizio.

In breve le alternative esaminate sono state:

a) Demolizione e ricostruzione;
b) Variazione della tipologia strutturale portante principale, da telai bidimensionale a muratura portante;
c) Rinforzo corticale con incamiciatura dei ritti e rinforzo degli orizzontamenti:

Soluzione 1

La demolizione e ricostruzione di cui al punto a) non e stata perseguita per economici.
Se da una parte un edificio di nuova costruzione può garantire ottimali standard di sicurezza, insieme a migliori e più moderni ambienti per uso didattico, dall'altra parte occorrono certamente maggiori risorse economiche.
Anche l'impatto ambientale e territoriale connesso al periodo delle demolizioni sarebbe stato certamente intenso per la comunità di Palazzo Adriano.

Soluzione 2

La trasformazione dei tompagni calcarenitici, da semplici paramenti a struttura portanti: in atto non è stata perseguita, in quanto i muri perimetrali hanno ampie superfici finestrate che avrebbero costituito soluzioni di continuità strutturale eccessiva, tuttavia la predetta soluzione presenterebbe pregi di maggiore vita in termini di tempo del manufatto.

Soluzione 3

Si è optato per la soluzione mirata a limitare le lavorazioni nei soli elementi orizzontali e verticali ammalorati, consolidandoli con l'ausilio di tecnologie e materiali all'avanguardia.
Per quanto concerne il rinforzo dei solai, si è pervenuti alla soluzione mirata alla diminuzione della luce libera di inflessione posizionando opportunamente appositi elementi reticolari di acciaio.
Di seguito si descrivono le soluzioni progettuali adottate distinte per tipologia di intervento

A) OPERE DI RINFORZO STRUTTURALE

Al fine della "messa in sicurezza" dell'edificio scolastico, si è deciso di intervenire in maniera sostanziale operando il recupero delle caratteristiche fisico-meccaniche della maniera costituente gli elementi strutturali.
In particolare si è progettato il completo recupero della rigidezza degli elementi verticali, operando la cerchiatura di tutti i pilastri; la "correzione" dei collegamenti orizzontali, operando la bonifica corticale dei calcestruzzi esistenti nonché il rinforzo delle travate con l'aggiunta di supplementi in acciaio costituiti da profili in acciaio opportunamente incastrati ai nodi; rinforzi concreti dei solai ottenuti inserendo travi IPE disposti ortogonalmente alle orditure esistenti, aventi la funzione di *sostegni efficaci.*
In fondazione, invece, è previsto il getto di una platea avente la funzione di collegamento dei plinti esistenti, nonché quella di aumentare la capacità portante delle fondazioni esistenti, viste le caratteristiche geologiche riscontrate nel litotipo di sedime.
Per maggiore chiarezza e dettagli costruttivi, si rimanda alla lettura degli elaborati grafici.
Un altro intervento previsto in questo progetto, è costituito "dall'isolamento" della passerella d'accesso rispetto al corpo "A" dell'edificio.
Poiché il Viale Vittorio Veneto si trova a quota più elevata rispetto al piano di sedime dell'edificio scolastico, in tempi passati è stata costruita una passerella che ne consente l'accesso dal tal Viale Vittorio Veneto.

Di fatto, però, tutte le eventuali azioni provenienti dal manufatto stradale o dalle sue opere di sostegno, possono, per il tramite di detta passerella, essere trasferite alle strutture dell'edificio con conseguenze anche gravi.
Per di più quest'ultime azioni, "attaccano" l'edificio ad una quota di oltre 4 metri dal piede dei ritti innescando gravose sollecitazioni potenzialmente esiziali.
L'isolamento strutturale comporterà, pertanto:
- la formazione di due pilastri affiancati all'edificio ed incastrati alle passerella, fondati su apposita trave rovescia;
- il doppio taglio delle due travi da eseguire a filo dell'edificio onde garantire giunto di ampiezza ammissibile per normativa;
- il completamento del bordo della passerella con la interposizione di giunto stradale in corrispondenza dell'accesso all'edificio.

Inoltre, relativamente al Corpo A si è previsto la scomposizione della struttura in due sub-strutture denominate Corpo A1 e Corpo A2 con la realizzazione di un giunto tecnico.
Tale intervento consente di realizzare due corpo strutturali regolari in pianta, con una notevole riduzione dell'eccentricità tra il centro di massa e di rigidezza di piano.

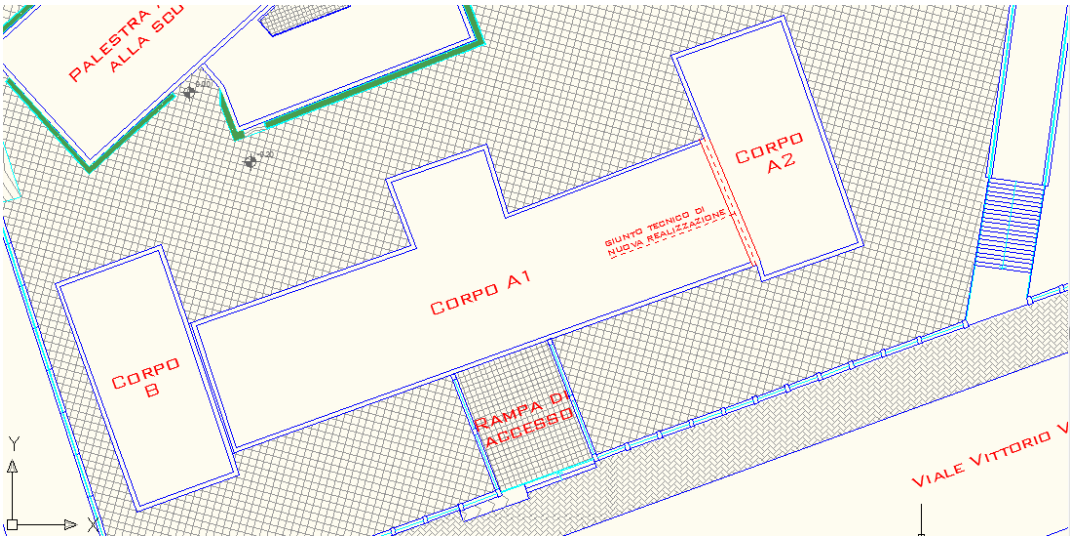


Figura 9: Planimetria con indicazione edificio scolastico e corpi strutturali di progetto

B) RIDUZIONE DELLA LUCE LIBERA D'INFLESSIONE DEI SOLAI

Considerata l'alta deformabilità dei solai, riscontrata nel corso della campagna di indagini sperimentali in sito, è stato progettato un sistema di sostegno e rinforzo che unisce praticità e semplicità di messa in opera, insieme al raggiungimento di elevati livelli di sicurezza.
Il metodo della interposizione di elementi di sostegno ortogonali alla orditura dei solai, consente di trasferire il maggiore onere del sostegno dei carichi ad elementi in acciaio nuovi e maggiormente adatti al compito di risposta ai carichi.
Inoltre, essendo quest'ultimi vincolati alla struttura esistente a mezzo di profili laminati di tipo standard (tipo IPE) uniscono semplicità di posa, leggerezza ed efficienza strutturale, non conferendo incremento significativo di massa sismica oscillante.

C) COLLEGAMENTI ORIZZONTALI AL PIEDE DEI RITTI

In fondazione è previsto per il Corpo A, il collegamento dei plinti isolati mediante travi rovesce di sezione 100*130, mentre per il Corpo B si è previsto il ringrosso della fondazione esistente che passerà da un a sezione iniziale 90*110 a 100*130..
Tali interventi consentono di aumentare la capacità portante delle fondazioni esistenti, compatibilmente con le caratteristiche geologiche riscontrate nel litotipo di sedime.
Per maggiore chiarezza e dettagli costruttivi, si rimanda alla lettura degli elaborati grafici.

3. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

3.1 Azioni sulle strutture

- **D.M. 14 gennaio 2008** - Norme tecniche per le costruzioni
- **Circolare 2 febbraio 2009 n. 617** - Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

3.2 Riferimenti tecnici essenziali

- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 n.3274 –** Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 2 ottobre 2003 n.3316 –** Modifiche e integrazioni all'ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 del 20 marzo 2003, recante "Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica".
- **Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 5 maggio 2005 n.3431**
- **UNI ENV 1992-1-1** Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 206-1/2001** - Calcestruzzo. Specificazioni, prestazioni, produzione e conformità.
- **UNI EN 1993-1-1** - Parte 1-1:Regole generali e regole per gli edifici.
- **UNI EN 1998-1** – Azioni sismiche e regole sulle costruzioni
- **UNI EN 1998-5** – Fondazioni ed opere di sostegno
- **CNR 10011** – Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione
- **Legge 5.11.1971 n. 1086** – Norma per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso e a struttura metallica.
- **Legge 2.02.1974 n. 64** – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

4. MISURA DELLA SICUREZZA

Il metodo di verifica della sicurezza adottato è quello degli Stati Limite (SL) che prevede due insiemi di verifiche rispettivamente per gli stati limite ultimi SLU e gli stati limite di esercizio SLE. La sicurezza viene quindi garantita progettando i vari elementi resistenti in modo da assicurare che la loro resistenza di calcolo sia sempre maggiore delle corrispondente domanda in termini di azioni di calcolo.

5. NUOVI MATERIALI

I materiali previsti sono calcestruzzo di classe Rck=30 Mpa (classe C25/30), acciaio per armature metalliche di tipo B450C (ex tipo FeB44k),

Pertanto, sono stati assunti i seguenti valori di resistenza:

5.1 Conglomerato per opere in fondazione ed in elevazione

Il conglomerato cementizio dovrà essere confezionato nel rispetto delle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (febbraio 2008) e della norma UNI EN 206-1:2006 riportate sinteticamente in tabella 1. Pertanto, dovrà rispondere alle seguenti caratteristiche:

Calcestruzzo per opere in fondazione (classe di esposizione XC2)

- rapporto acqua/cemento ..... a/c ≤ 0.60
- classe di resistenza minima C25/30
- dosaggio cemento ..... ≥ 300 kg/mc
- dimensione massima dell'aggregato (consigliata) ..... ≤ 30mm
- ricoprimento ..... ≥ 25 mm
- copriferro ..... ≥ 40 mm

Calcestruzzo per opere in elevazione protette dalla pioggia (classe di esposizione XC1)

- rapporto acqua/cemento ..... a/c ≤ 0.60
- classe di resistenza minima C25/30
- dosaggio cemento ..... ≥ 300 kg/mc
- dimensione massima dell'aggregato (consigliata) ..... ≤ 30mm
- ricoprimento ..... ≥ 25 mm
- copriferro ..... ≥ 40 mm

- ***calcestruzzo C25/30:***

resistenza media a compressione (par. 11.2.10.1) $f_{cm} = 33.90\,MPa$

- modulo elastico (par. 11.2.10.3) $E = 31447\,MPa$

- resistenza di calcolo a compressione (par. 4.1.2.1.1.1) $f_{cd} = 14.11\,MPa$

- resistenza media a trazione (par. 11.2.10.2) $f_{ctm} = 2.56\,MPa$

- resistenza caratteristica a trazione (par. 11.2.10.3) $f_{ctk} = 1.79\,MPa$

- resistenza di calcolo a trazione (par. 4.1.2.1.1.2) $f_{ctd} = 1.19\,MPa$

- resistenza caratteristica di aderenza (par. 4.1.2.1.1.4) $f_{bk} = 4.03\,MPa$

- resistenza di calcolo di aderenza (par. 4.1.2.1.1.4) $f_{bd} = 2.69\,MPa$

- coefficiente di poisson $0 \le \nu \le 0.20$

- coefficiente parziale del materiale $\gamma_c = 1.5$

- ***acciaio per armature metalliche B450C:***

$$f_{y,nom} = 450\ N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{t,nom} = 540\ N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{yk} \ge f_{y,nom} = 450\ N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3\ N \cdot mm^{-2}$$

$$\gamma_s = 1.15$$

- ***acciaio per carpenteria metallica S235:***

L'acciaio utilizzato per la struttura in elevazione è il tipo S235 (ex Fe360)

Le NTC08 (11.3.4.1) indicano, in sede di progettazione, i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

-modulo elastico $E = 210.000 N/mm^2$

-modulo di elasticità trasversale $G = E/[2(1+\nu)] N/mm^2$ =80769 N/mm^2

-coefficiente di Poisson $\nu = 0{,}3$

-coefficiente di espansione termica lineare $\alpha = 12x10^{-6}\ perC^{-1}$ (per temperature fino a 100°)

-densità $\rho = 7850 Kg/m^3$

Sempre in sede di progettazione, per gli acciai di cui alle norme europee EN 10025, EN 10210 ed EN 10219-1, si possono assumere nei calcoli i valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e di rottura riportati di seguito:

NORME E QUALITA' DEGLI ACCIAI	$f_{yk}\left[N/mm^2\right]$	$f_{tk}\left[N/mm^2\right]$
UNI EN 10025-2 *S 235*	235	360

I Coefficienti di sicurezza per la resistenza delle membrature e la stabilità sono riportati di seguito

Resistenza delle Sezioni di Classe 1-2-3-4	γ_{M0} = 1,05
Resistenza all'instabilità delle membrature	γ_{M1} = 1,05
Resistenza all'instabilità delle membrature di ponti stradali e ferroviari	γ_{M1} = 1,10
Resistenza, nei riguardi della frattura, delle sezioni tese (indebolite dai fori)	γ_{M2} = 1,25

Per il tipo di acciaio impiegato il coeff. di sovraresistenza è pari $\gamma_{RD} = 1,15$

Le unioni tra elementi sono stati effettuati con bulloni di diametro vario a secondo dei casi con classe 10.9

classe	10.9
f_{yb}(N/mmq)	1000
f_{tb}(N/mmq)	900

Le saldature sono state effettuate a cordone d'angolo di classe II con materiale d'apporto S235. Nei calcoli strutturali la sezione di gola viene considerata costante e di dimensioni pari a quelle riportate nelle tavole di progetto.

5.2 Tolleranze e copriferro

Nelle verifiche si è fatto riferimento ai valori nominali delle grandezze geometriche ipotizzando che le tolleranze ammesse in fase di realizzazione siano conformi alle norme EN 1992-1991- EN206 - EN 1992-2005:

Copriferro – 5 mm

Per dimensioni ≤150mm ± 5 mm

Per dimensioni ≤ 400 mm ± 15 mm

Per dimensioni ≥2500 mm ± 30 mm

Ai fini delle verifiche degli elementi strutturali principali e della durabilità del calcestruzzo è previsto un copriferro ≥ 35 mm oltre alle tolleranze su indicate, misurato dal lembo esterno della sezione all'asse delle armature longitudinali.

Tabella 1: Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Classe	Descrizione ambiente	Esempio	Massimo rapporto a/c	Minima Classe di resistenza	Contenuto minimo in aria (%)
1. Assenza di rischio di corrosione o attacco					
X0	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici:in ambiente molto asciutto.	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto a cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasione, gelo o attacco chimico.	-	C 12/15	
2. Corrosione indotta da carbonatazione					
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato.	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa, o immerse i acqua.	0,60	C 25/30	
XC2	Bagnato, raramente asciutto.	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	0,60	C 25/30	
XC3	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia, o in interni con umidità da moderata ad alta.	0,55	C 28/35	
XC4	Ciclicamente asciutto e bagnato.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette a alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani. Superfici a contatto con l'acqua non comprese nella classe XC2.	0,50	C 32/40	
3. Corrosione indotta da cloruri esclusi quelli provenenti dall'acqua di mare					
XD1	Umidità moderata.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in superfici o parti di ponti e viadotti esposti a spruzzi d'acqua contenenti cloruri.	0,55	C 28/35	
XD2	Bagnato, raramente asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in elementi strutturali totalmente immersi in acqua anche industriale contenete cloruri (Piscine).	0,50	C 32/40	
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, di elementi strutturali direttamente soggetti agli agenti disgelanti o agli spruzzi contenenti agenti disgelanti. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso, elementi con una superficie immersa in acqua contenente cloruri e l'altra esposta all'aria. Parti di ponti, pavimentazioni e parcheggi per auto.	0,45	C 35/45	
4. Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare					
XS1	Esposto alla salsedine marina ma non direttamente in contatto con l'acqua di mare .	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali sulle coste o in prossimità.	0,50	C 32/40	
XS2	Permanentemente sommerso.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso di strutture marine completamente immersi in acqua.	0,45	C 35/45	
XS3	Zone esposte agli spruzzi o alle marea.	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con elementi strutturali esposti alla battigia o alle zone soggette agli spruzzi ed onde del mare.	0,45	C 35/45	
5. Attacco dei cicli di gelo/disgelo con o senza disgelanti					
XF1	Moderata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante.	Superfici verticali di calcestruzzo come facciate e colonne esposte alla pioggia ed al gelo. Superfici non verticali e non soggette alla completa saturazione ma esposte al gelo, alla pioggia o all'acqua.	0,50	C 32/40	
XF2	Moderata saturazione d'acqua, in presenza di agente disgelante.	Elementi come parti di ponti che in altro modo sarebbero classificati come XF1 ma che sono esposti direttamente o indirettamente agli agenti disgelanti.	0,50	C 25/30	3,0
XF3	Elevata saturazione d'acqua, in assenza di agente disgelante	Superfici orizzontali in edifici dove l'acqua può accumularsi e che possono essere soggetti ai fenomeni di gelo, elementi soggetti a frequenti bagnature ed esposti al gelo.	0,50	C 25/30	3,0
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con presenza di agente antigelo oppure acqua di mare.	Superfici orizzontali quali strade o pavimentazioni esposte al gelo ed ai Sali disgelanti in modo diretto o indiretto, elementi esposti al gelo e soggetti a frequenti bagnature in presenza di agenti disgelanti o di acqua di mare.	0,45	C 28/35	3,0

5.3 Ancoraggi e sovrapposizioni

Nella disposizione delle armature, come indicato negli elaborati grafici allegati, devono essere rispettate le sovrapposizioni e gli ancoraggi previsti dal D.M. 14/01/2008 – par. 4.1.6.1.4. Pertanto vale la relazione:

$$L_b = \frac{f_{yd}}{4 \times f_{bd}} D = 33.7 \times D$$

Cautelativamente la lunghezza minima di ancoraggio e sovrapposizione è stata assunta pari a 40 diametri. In presenza di ancoraggi con piega a 90° o superiore il valore della lunghezza minima di ancoraggio può essere ridotto al 70%. In presenza di tensioni sulle barre di armatura inferiori al valore ammissibile l'ancoraggio può essere ridotto fino ad un valore minimo pari al 50% della lunghezza di ancoraggio base, nel rapporto tra la sollecitazione e resistenza.

Diametro della barra [mm]	Lunghezza di ancoraggio [cm]
8	32
10	40
12	48
14	56
16	64
18	72
20	80
22	88
24	96
26	104

sovrapposizioni e ancoraggi dritti

Diametro della barra [mm]	Lunghezza di ancoraggio [cm]
8	22
10	28
12	34
14	39
16	45
18	50
20	56
22	62
24	67
26	73

ancoraggi con piega a 90°

- ***calcestruzzo C25/30:***

  modulo elastico

  $$E_{cm} = 22.000 \cdot (0.1 f_{cm})^{0.3} = 31447\ N \cdot mm^{-2}$$

  $$0 \le \nu \le 0.20$$

  resistenza a compressione

$$R_{ck} = 30\, N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{ck} = 0.83 R_{ck} = 24.9\, N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9\, N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc}\, f_{ck}}{\gamma_C} = \frac{0.85 \times 20.75}{1.50} = 14.11\, N \cdot mm^{-2}$$

resistenza a trazione

$$f_{ctm} = 0.30\, f_{ck}^{2/3} = 2.56\, N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{ctk} = 0.70\, f_{ctm} = 1.79\, N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{cfm} = 1.20\, f_{ctm} = 3.072\, N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_C} = \frac{1.79}{1.5} = 1.193 N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{cfk} = 0.70\, f_{cfm} = 2.15\, N \cdot mm^{-2}$$

- ***acciaio per armature metalliche B450C:***

$$f_{y,nom} = 450\, N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{t,nom} = 540\, N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{yk} \geq f_{y,nom} = 450\, N \cdot mm^{-2}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3\, N \cdot mm^{-2}$$

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\,nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\,nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1{,}15$ $< 1{,}35$	10.0
$(f_y/f_{ynom})_k$	$\leq 1{,}25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7{,}5\ \%$	10.0

5.4 Rilievo strutturale ed analisi dei carichi unitari ai sensi del D.M.14/01/2008

Sulla scorta del rilievo effettuato degli elementi strutturali e non strutturali sono stati desunti i seguenti pesi impiegati nelle verifiche sismiche, concordemente a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008.

5.5 Pesi propri

I pesi degli elementi strutturali e nono strutturali presenti nell'edificio sono stati desunti dalla Tabella 3.1.I. del D.M. 14/01/2008 (*Tavola 2*)di seguito riportata.

Tabella 2: Peso unitario dei materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

5.6 Sovraccarichi variabili

I sovraccarichi variabili presenti nell'edificio sono stati desunti dalla Tabella 3.1.II. del D.M. 14/01/2008 (*Tabella 3*). In particolare trattandosi di edificio ospedaliero la norma prevede l'utilizzo del sovraccarico relativo ad ambienti suscettibili di affollamento:

- categoria C1. 3.00 ..... kN m^{-2}

Tabella 3 : Sovraccarichi variabili di normativa

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	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	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	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	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie…	5,00	5,00	2,00
E	**Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.**			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	**Rimesse e parcheggi.**			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	**Coperture e sottotetti**			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	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

Per la combinazione dei carichi variabili con le altre azioni si considerano i coefficienti di combinazione di cui al paragrafo 2.5.3. del D.M. 14.01.2008 e riportati in *Tabella 4*.

Tabella 4: Coefficienti di combinazione

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

6. ANALISI DEI CARICHI UNITARI

6.1 Carichi del progetto originario

I carichi unitari di progetto sono stati desunti da indagini e saggi in campo:

Corpo A:

SOLAIO TIPO campata 700 cm H=25+5

ANALISI DEI CARICHI SOLAI

	Larghezze			Altezze			Peso Spec		Peso	COMPOSIZIONE CARICO PERMANENTE						
Car. N.ro	Trav cm	Cald cm	Pign cm	Cald cm	Pign cm	Copp cm	Trav kg/ml	Pign kg/ml	Propr kg/mq	Strato N.ro	Descrizione strato	Spess cm	PesoSp kg/mc	Posiz	Peso kg/mq	TotStr kg/mq
2	8	41	33	5	25	0	2500	800	408	1	massetto	2	2200	Sup.	44	98
										2	pavimentazione	2	1800	Sup.	27	
										3	intonaco	2	1800	Inf.	27	
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		0	0		0	0

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO

Car. N.ro	Peso Strut kg/mq	Perman. NONstru kg/mq	Varia bile kg/mq	Neve kg/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	408	98	300	121	Categ. C	0,7	0,7	0,6	S2	Solaio1-orizz
3	350	150	400	0	Categ. C	0,7	0,7	0,6		scala
7	408	100	50	121	CopNeve<1k	0,5	0,2	0,0		Solaio copertura
8	408	100	300	121	CopNeve<1k	0,5	0,2	0,0		rampa di accesso piano 1

Peso proprio solaio	*408*	*kg/mq*	
Massetto 2 cm	*44*	*kg/mq*	
Intonaco	*27*	*kg/mq*	
Pavimento	*27*	*kg/mq*	
	506	*kg/mq*	
Sovraccarico	*300*	*kg/mq*	*(50 kg/mq per le coperture)*
Totale	*806*	*kg/mq*	*(556 kg/mq per le coperture)*

SCALA (carichi riferiti ad una larghezza di 30 cm)

Peso proprio	*60*	*kg/m*
Pietra + gres	*40*	*kg/m*
Soletta 22cm	*190*	*kg/m*
	290	*kg/m*
Sovraccarico	*120*	*kg/m*
Totale	*410*	*kg/m*

Corpo B:

SOLAIO TIPO H=25+5

ANALISI DEI CARICHI SOLAI

	Larghezze			Altezze			Peso Spec		Peso	COMPOSIZIONE CARICO PERMANENTE							Peso
Car. N.ro	Trav cm	Cald cm	Pign cm	Cald cm	Pign cm	Copp cm	Trav daN/ml	Pign	Propr daN/m	Strato N.ro	Descrizione strato	Spess cm	PesoSp daN/mc	Posiz	Peso daN/m	TotStr daN/m	Tram.
2	8	41	33	5	25	0	2500	800	408	1	massetto	2	2200	Sup.	44	98	0
										2	pavimentazione	2	1800	Sup.	27		
										3	intonaco	2	1800	Inf.	27		

ARCHIVIO TIPOLOGIE DI CARICO

Car. N.ro	Peso Strut dN/mq	Perman. NONstru dN/mq	Varia bile dN/mq	Neve dN/mq	Destinaz. d'Uso	Psi 0	Psi 1	Psi 2	Anal Car. N.ro	DESCRIZIONE SINTETICA DEL TIPO DI CARICO
1	408	98	300	121	Categ. C	0,7	0,7	0,6	S2	Solaio interpiano
7	408	100	50	121	CopNeve<1k	0,5	0,2	0,0		Solaio di copertura

Peso proprio solaio	*408*	*kg/mq*	
Massetto 2 cm	*44*	*kg/mq*	
Intonaco	*27*	*kg/mq*	
Pavimento	*27*	*kg/mq*	
	506	*kg/mq*	
Sovraccarico	*300*	*kg/mq*	*(50 kg/mq per le coperture)*
Totale	*806*	*kg/mq*	*(556 kg/mq per le coperture)*

6.2 Rilievo strutturale ed analisi dei carichi unitari ai sensi del D.M.14/01/2008

Sulla scorta del rilievo effettuato degli elementi strutturali e non strutturali sono stati desunti i seguenti pesi impiegati nelle verifiche sismiche, concordemente a quanto previsto dal D.M. 14.01.2008.

Inoltre sono state rilevate le armature presenti negli elementi strutturali, distinti per tipologia.

6.2.1 Pesi propri

I pesi degli elementi strutturali e nono strutturali presenti nell'edificio sono stati desunti dalla Tabella 3.1.I. del D.M. 14/01/2008 di seguito riportata in Tabella 5.

Tabella 5: Peso unitario dei materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0
Per materiali non compresi nella tabella si potrà far riferimento a specifiche indagini sperimentali o a normative di comprovata validità assumendo i valori nominali come valori caratteristici.	

6.2.2 Sovraccarichi variabili

I sovraccarichi variabili presenti nell'edificio sono stati desunti dalla Tabella 3.1.II. del D.M. 14/01/2008 (*Tabella 6*). In particolare trattandosi di edificio ospedaliero la norma prevede l'utilizzo del sovraccarico relativo ad ambienti suscettibili di affollamento:

- categoria C1. 3.00 ..... kN m^{-2}

Tabella 6 : Sovraccarichi variabili di normativa

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	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	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	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini, librerie…	5,00	5,00	2,00
E	**Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.**			
	Cat. E1 Biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	6,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale, da valutarsi caso per caso	—	—	—
F-G	**Rimesse e parcheggi.**			
	Cat. F Rimesse e parcheggi per il transito di automezzi di peso a pieno carico fino a 30 kN	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Rimesse e parcheggi per transito di automezzi di peso a pieno carico superiore a 30 kN: da valutarsi caso per caso	—	—	—
H	**Coperture e sottotetti**			
	Cat. H1 Coperture e sottotetti accessibili per sola manutenzione	0,50	1,20	1,00
	Cat. H2 Coperture praticabili	secondo categoria di appartenenza		
	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			

Per la combinazione dei carichi variabili con le altre azioni si considerano i coefficienti di combinazione di cui al paragrafo 2.5.3. del D.M. 14.01.2008 e riportati in *Tabella 7*.

Tabella 7: Coefficienti di combinazione

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

7. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA SISMICA

7.1 Definizione dell'azione sismica

La valutazione della sicurezza sismica delle strutture è effettuata mediante il confronto tra la domanda e la capacità sia negli elementi duttili sia negli elementi/meccanismi fragili post-intervento.
La domanda – ovvero l'azione sismica di progetto per un determinato stato limite – è commisurata all'importanza dell'opera in questione secondo i principi richiamati dal D.M. 14.01.2008 al § 3.2.3. 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 quale definita al § 3.2.2 del D.M. 14.01.2008), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR}, come definite nel § 3.2.1, nel periodo di riferimento V_R, come definito nel § 2.4 dello stesso decreto.
Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}, a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T^*_C periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

I valori dei parametri spettrali per l'edificio in questione sono definiti sulla scorta dei valori forniti dall'Appendice B al D.M. 14/01/2008 relativi ad una griglia di lato 30 km rispetto ai quali è eseguita una interpolazione lineare.

7.2 Vita nominale

La vita nominale dell'opera 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 riportata in *Tabella 8*.

Tabella 8: Vita nominale degli edifici

Tipi di costruzione		**Vita Nominale V_N** (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100

Per l'edificio in questione, trattandosi di edificio di caratteristiche ordinarie, si è assunto:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

7.3 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 I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

Classe 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.

Classe 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.

Classe 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.

Per l'edificio in questione, trattandosi di opera di importanza strategica ai fini di protezione civile, si è assunto il coefficiente d'uso Cu:

$$C_U = 1.5 \text{ (Classe III)}$$

7.4 Periodo di riferimento dell'azione sismica

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:

$$V_R = 75 \text{ anni}$$

7.5 Parametri di pericolosità sismica

Noto il periodo di riferimento per l'azione sismica su determinato ed nota l'esatta ubicazione dell'edificio rispetto alla griglia di valori prevista dal D.M. 14./01.2008 sono stati definiti i valori dei parametri di pericolosità sismica relativi ai diversi stati limite. Detti valori sono riportati di seguito (*Figura 2*).

Parametri di Pericolosità Sismica

Stato Limite	Tr	$a_g=A_g/g$	F_o	T^*_c
Operatività (SLO)	120	0.054	2.481	0.292
Danno (SLD)	201	0.065	2.522	0.318
Salvag. Vita (SLV)	1898	0.139	2.658	0.372
Collasso (SLC)	3899	0.15	2.67	0.378

Figura 10: Parametri di pericolosità sismica

7.6 Stati limite per le verifiche sismiche

Per la verifica di edifici esistenti il D.M. 14.01.2008 prevede che siano eseguite verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali;
- **Stato Limite di salvaguardia della vita umana (SLV)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- **Stato Limite di Danno (SLD):** a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.
- **Stato Limite di Operatività** (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva *Tabella 9*.

Tabella 9 : Probabilità di superamento per gli stati limite

Stati limite	P_{VR}: Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
SLO (o DO)	81%
SLD (o DL)	63 %
SLU (o DS)	10 %
SLC (o CO)	5 %

Nella fattispecie, trattandosi di struttura ospedaliera le verifiche sono state condotte con riferimento prevalentemente allo Stato Limite di Collasso, per quanto concerne gli stati limite ultimi, e allo Stato Limite di Operatività, per quanto concerne gli stati limite di esercizio.

7.7 Suolo di fondazione

Le indagini sismiche condotte sul suolo di fondazione hanno consentito di determinare la velocità delle onde di taglio nello spessore di 30 m dal piano di fondazione:

$$\mathbf{V_{s,30} = 258\ m/s}$$

I dati ottenuti dall'indagine sono stati confrontati e validati da altre indagini geologico-geognostiche condotte nella stessa area. Tutte le risultanze confermano che il terreno è classificabile come **suolo di tipo C** secondo quando previsto dal D.M. 14.01.2008 al paragrafo 3.2.2.; infatti trattasi di *"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)."*.
Si rimanda per ulteriori dettagli al report dell'indagine.

7.8 Spettro elastico

Noti il tipo di suolo ed i parametri del sito sono definiti tutti gli altri parametri correlati per la determinazione dello spettro elastico come di seguito richiamato.

$$S_T = 1.00 \text{ (categoria T1)} \qquad S_S = 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1.20 \qquad S = S_S \times S_T$$

$$C_C = 1.10 \cdot \left(T_C^*\right)^{-0.20} \qquad T_B = T_C / 3 \qquad T_C = C_C \cdot T_C^* \qquad T_D = 4.0 \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Gli spettri così determinati sono riportati nella sottostante *Figura 4*.

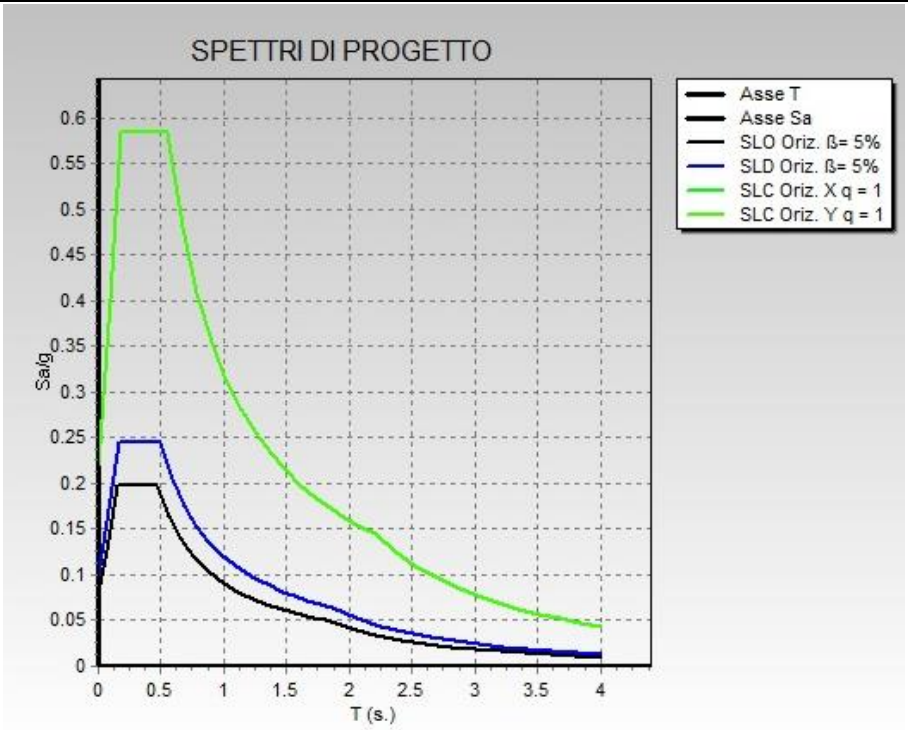


Figura 11 : Spettri elastici

8. METODO DI ANALISI

8.1 Analisi statica non lineare

La valutazione della risposta sismica dell'organismo strutturale è stata effettuata mediante l'analisi statica non lineare (*pushover*).

Tale analisi prevede l'applicazione incrementale di assegnate distribuzioni di forze (analisi non adattiva) allo schema strutturale sino al raggiungimento delle resistenza plastica in una sezione critica di travi o pilastri. Raggiunto tale valore in quella sezione non può aversi un incremento delle sollecitazioni che rimarranno costanti e pari al valore resistente; tale sezione sarà libera di ruotare sino all'eventuale raggiungimento del limite di rotazione previsto per lo stato limite in questione. Se non si verificano rotture delle cerniere plastiche che si formano nello schema le forze statiche possono crescere sino alla formazione di un meccanismo di collasso ottenuto mediante una distribuzione di cerniere plastiche tali da generare un cinematismo (labilità della struttura).

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili da utilizzare per le verifiche sono quelle derivanti dall'analisi strutturale.

La verifica di sicurezza degli elementi/meccanismi duttili si esegue confrontando la domanda e la capacità in termini di deformazioni.

La verifica di sicurezza degli elementi/meccanismi fragili si esegue confrontando la domanda e la capacità in termini di resistenza.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili o fragili, dove questa sia confrontata con la domanda per la verifica di sicurezza come sopra indicato, si impiegano le

proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute dalle prove in sito, divise per i fattori di confidenza. Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi *pushover* con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, si considera inoltre:

1. nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
2. nel caso di elementi fragili la domanda in termini di taglio si può calcolare in questo modo:
   - dall'analisi *pushover* del sistema a più gradi di libertà si ricava il taglio massimo alla base V_{bu};
   - si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente a tale taglio
   - se lo spostamento d_{max} relativo ad un dato SL è minore di d_{cu}, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{max}
   - se $d_{max} > d_{cu}$, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{cu}.

8.2 Modelli di capacità per la valutazione degli elementi duttili

Per le travi e i pilastri soggette a flessione con e senza sforzo normale, la capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione ("rotazione rispetto alla corda") θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio:

$$L_V = M/V$$

Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

Stato limite di collasso

Per le verifiche allo SL di collasso (CO) la capacità ultima θ_u è definita mediante la relazione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 \cdot (0{,}3^{\nu}) \cdot \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c \right]^{0{,}225} \cdot \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0{,}35} \cdot 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c}\right)} \left(1{,}25^{100\,\rho_d}\right)$$

dove:

- γ_{el} = 1.5 per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari,
- $\nu = N / (A_c\, f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione Ac,
- $\omega = \frac{A_s\, f_y}{(b_x h_x f_c)}$ e $\omega' = \frac{A'_s\, f_y}{(b_x h_x f_c)}$ sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione;
- b, h sono base ed altezza della sezione;
- f_c, f_y e f_{yw} sono le resistenza medie a compressione del calcestruzzo e di snervamento dell'acciaio longitudinale e trasversale, divise per il fattore di confidenza;

- $\rho = \frac{A_{sx}}{(b_w x s_h)}$ è la percentuale di armatura trasversale,
- s_h è l'interasse delle staffe nella zona critica),
- ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione,
- α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right)\left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right)\left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0 b_0}\right)$$

essendo b_o e h_o le dimensioni della nucleo confinato, e b_i le distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro.
Per le pareti oppure in caso di acciaio incrudente il valore ottenuto deve essere diviso per 1.6.
Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico il valore dato dall'espressione deve essere moltiplicato per 0.85.
In presenza di barre lisce e di condizioni di ancoraggio insoddisfacenti il valore dato dall'espressione deve essere moltiplicato per 0.575.

8.3 Stato limite di danno severo (DS)

Per le verifiche allo SL di danno severo (DS) la capacità è valutata come il 75% della capacità ultima $\square_u$ valutata per lo stato limite di collasso.

8.4 Stato limite di danno limitato (DL)

Per le verifiche allo SL di danno limitato (DL) la capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo snervamento θ_y può essere valutata mediante:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0{,}0013 \cdot \left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_v}\right) + 0{,}13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$ per travi e pilastri

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0{,}002 \cdot \left(1 + 0{,}125\frac{h}{L_v}\right) + 0{,}13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$ per pareti

dove:
- $\square_y$ è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento;
- h è l'altezza della sezione,
- d_b è il diametro medio delle barre longitudinali,
- f_c e f_y sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione divise per il fattore di confidenza.

8.5 Modelli di capacità per la valutazione degli elementi fragili

8.5.1 Travi e pilastri sollecitati a taglio

Per le travi ed i pilastri sollecitati a taglio la resistenza si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche, considerando comunque un contributo del conglomerato al massimo pari a quello relativo agli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio. Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato e per il coefficiente parziale del materiale.
In caso di pilastri soggetti a valori di sforzo normale particolarmente elevato va presa in considerazione la possibilità di comportamento fragile.

8.5.2 Nodi trave-pilastro

Per i nodi non confinati deve essere verificata sia la resistenza a trazione che quella a compressione, entrambe diagonali. Le relative espressioni sono:
- per la resistenza a trazione:

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \leq 0{,}3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa})$$

- per la resistenza a compressione:

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0{,}5 f_c$$

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_n indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave, A_g indica la sezione orizzontale del nodo.
Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale del materiale.

8.6 Curva di capacità

La verifica dei livelli di sicurezza sismica dell'edificio è stata eseguita mediante la determinazione della curva di capacità e la conseguente valutazione del rapporto tra le accelerazioni sismiche attese e le accelerazioni al suolo corrispondenti ai differenti stati limite. Tali valutazioni, come già anticipato nei paragrafi precedenti, sono state effettuate a mezzo di analisi non lineari, in particolare mediante analisi *pushover*. Per tale analisi è stato necessario definire i modelli reologici dei materiali acciaio e calcestruzzo (*Figura 6*) individuando i seguenti parametri:
- f_c resistenza a compressione del calcestruzzo;
- f_{ct} resistenza a trazione del calcestruzzo;
- f_t resistenza a snervamento dell'acciaio.

Il legame costitutivo del calcestruzzo utilizzato è di tipo elasto-plastico a duttilità limitata a compressione ed elasto-fragile a trazione. Per l'acciaio il legame costitutivo è elasto-plastico perfetto a duttilità limitata simmetrico a compressione e a trazione.

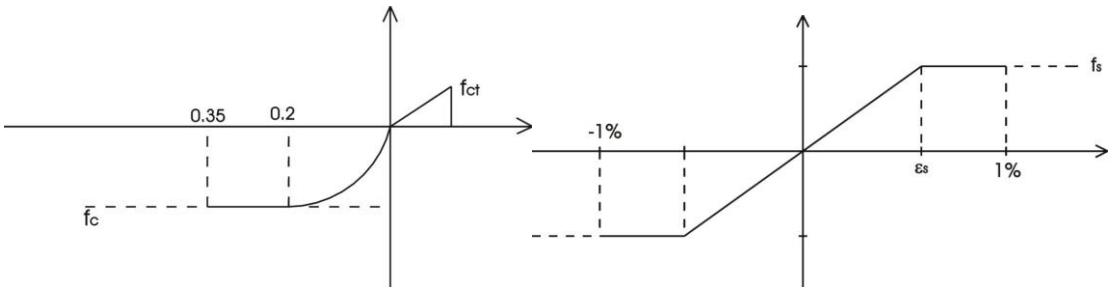


Figura 12: Legami costitutivi calcestruzzo ed acciaio

Dall'indagine sono stati desunti i valori di deformazione e di resistenza per i materiali anche alla luce delle caratteristiche costruttive rilevate (quantità e disposizione delle armature, confinamento delle staffe, etc.). Eseguite le indagini utili per l'accertamento della geometria, dei dettagli costruttivi, e dei materiali si è potuto procedere alla definizione del modello strutturale tridimensionale e, per ciascuna sezione strutturale, della geometria, delle armature ed del legame momento curvatura.

E' stata esaminata la risposta del sistema strutturale sotto l'azione di due distinte distribuzioni di forze orizzontali:

- distribuzione proporzionale alle masse;
- distribuzione proporzionale al prodotto della massa per la deformata del primo modo ottenuta attraverso un'analisi dinamica modale.

Le verifiche di duttilità e di resistenza di ciascun elemento/meccanismo sono eseguite per la distribuzione di forze più sfavorevole.

Definito quale "punto di controllo" il centro di massa dell'ultimo impalcato è stato possibile tracciare il legame forza-spostamento generalizzato tra il taglio alla base V_b e lo spostamento d di tale punto. Tale legame rappresenta la cosiddetta curva di capacità dell'edificio (*Figura 5*).

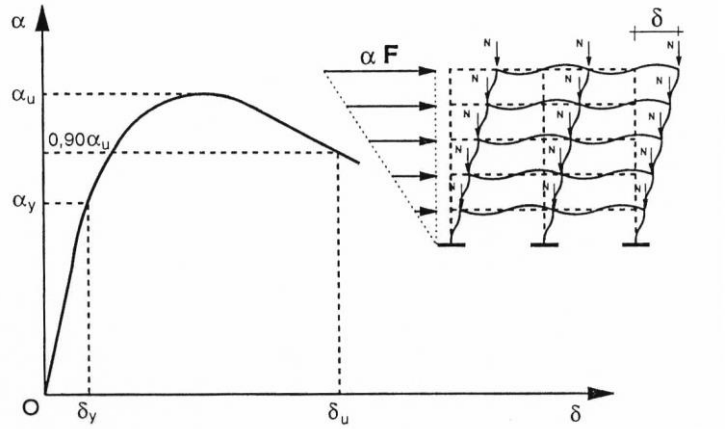


Figura 13: Curva di capacità tipo

8.7 Indici di rischio e sintesi dei risultati

Attraverso la valutazione "*step by step*" del regime di sforzo e di deformazione sono state determinate le condizioni di raggiungimento di uno specifico stato limite e le relative accelerazioni sismiche ad esso associate. Come previsto dalla normativa la curva di capacità è stata confrontata con gli spettri di risposta elastica mediante il grafico ADSR al fine di ottenere gli indicatori di rischio relativi agli stati limite considerati. Di seguono sono illustrate le curve di capacità ed i relativi meccanismi di collasso associati alle diverse analisi svolte mediante il software CDS (release 2013) distribuito dalla STS s.r.l. via Tre Torri – Sant'Agata Li Battiati (CT).

8.7.1 Corpo strutturale A1

Il modello strutturale analizzato è costituito dalle fondazioni su plinti collegati tramite travi in c.a. di sezione 100*130 cm, dai pilastri in c.a. opportunamente ingrossati, dalle travi in c.a. rinforzati all'intradosso da travi IPE collegate alla sovrastante trave tramite idoneo sistema di aggancio.
Inoltre il sistema di rinforzo dei solai è costituito da travi IPE disposte ortogonalmente rispetto all'orditura dei solaio stessi in modo da ridurre la luce e la relativa freccia.

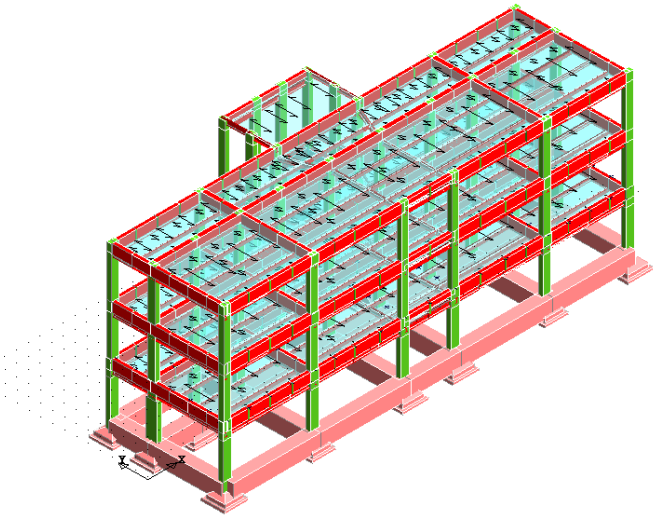


Figura 14: Modello di calcolo utilizzato Corpo A1

La *Figura 15* pone gli spettri ADSR relativi alle due direzioni principali X e Y a confronto.

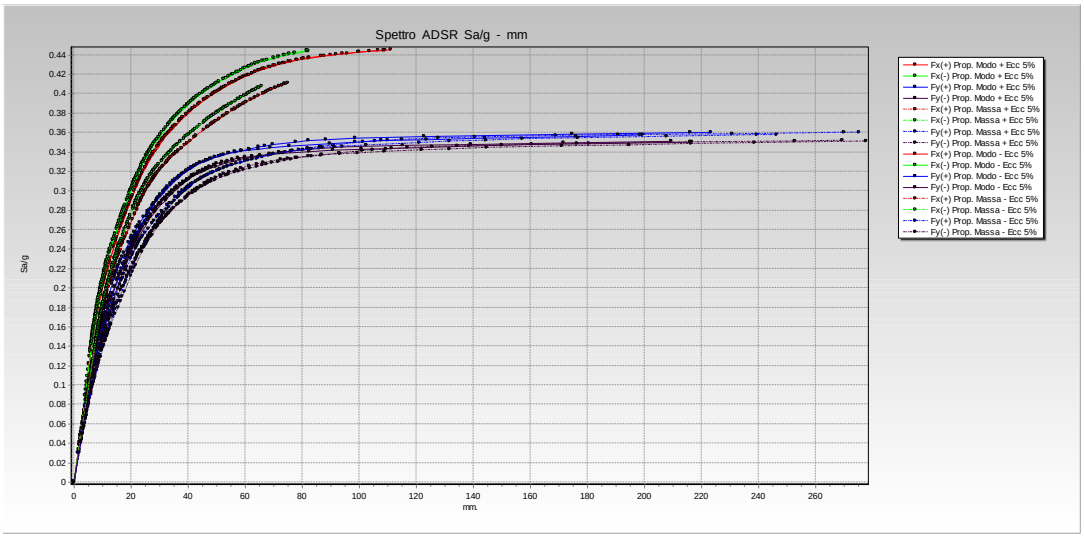


Figura 15: Curve PUSH-OVER (Sisma in entrambe le direzioni)

L'analisi dei meccanismi di rottura evidenzia un comportamento duttile del corpo strutturale, la mancanza di comportamenti fragili dei nodi e di collasso flessionale delle aste, associata a una buona dissipazione energetica.

L'intersezione della curva di capacità con gli spettri inelastici (in formato ADSR), corrispondenti agli stati limite di interesse, ha consentito di calcolare i valori di accelerazione al suolo ed tempi di ritorno ad essi associati.

8.7.2 Corpo strutturale A2

Il modello strutturale analizzato è costituito dalle fondazioni su plinti collegati tramite travi in c.a. di sezione 100*130 cm, dai pilastri in c.a. opportunamente ingrossati, dalle travi in c.a. rinforzati all'intradosso da travi IPE collegate alla sovrastante trave tramite idoneo sistema di aggancio.
Inoltre il sistema di rinforzo dei solai è costituito da travi IPE disposte ortogonalmente rispetto all'orditura dei solaio stessi in modo da ridurre la luce e la relativa freccia.

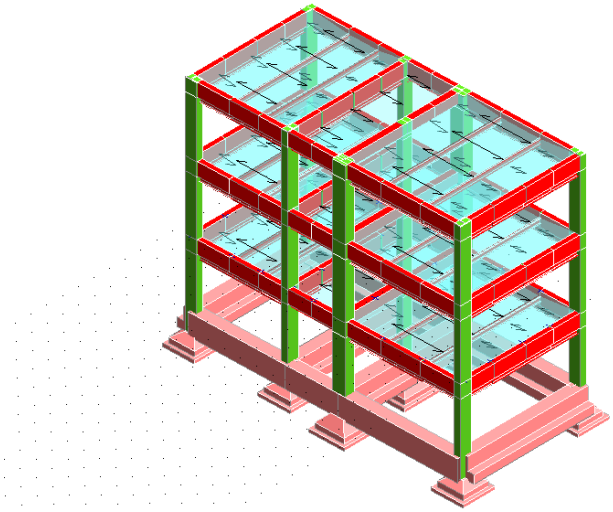


Figura 16: Modello di calcolo utilizzato Corpo A2

La *Figura 17* pone gli spettri ADSR relativi alle due direzioni principali X e Y a confronto.

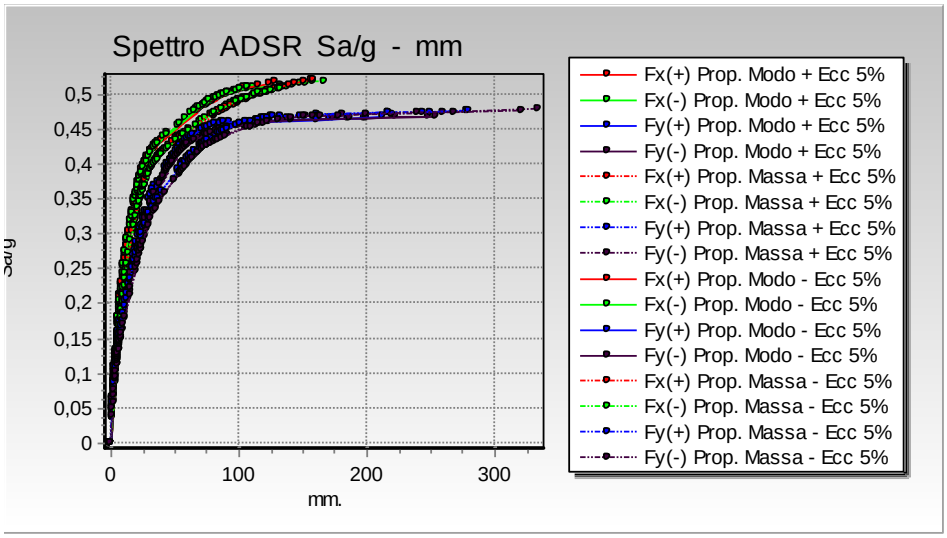


Figura 17: Curve PUSH-OVER (Sisma in entrambe le direzioni)

L'analisi dei meccanismi di rottura evidenzia un comportamento duttile del corpo strutturale, la mancanza di comportamenti fragili dei nodi e di collasso flessionale delle aste, associata a una buona dissipazione energetica.

L'intersezione della curva di capacità con gli spettri inelastici (in formato ADSR), corrispondenti agli stati limite di interesse, ha consentito di calcolare i valori di accelerazione al suolo ed tempi di ritorno ad essi associati.

8.7.3 Rampa di accesso al piano 1 del corpo strutturale A1

Il modello strutturale analizzato è costituito dalle fondazioni su plinti collegati tramite travi rovesce in c.a. di sezione, dai pilastri in c.a. opportunamente ingrossati, dall'inserimento di

n.2 nuovi pilastri utili per lo scollegamento della rampa dal corpo Strutturale denominato “A1”.

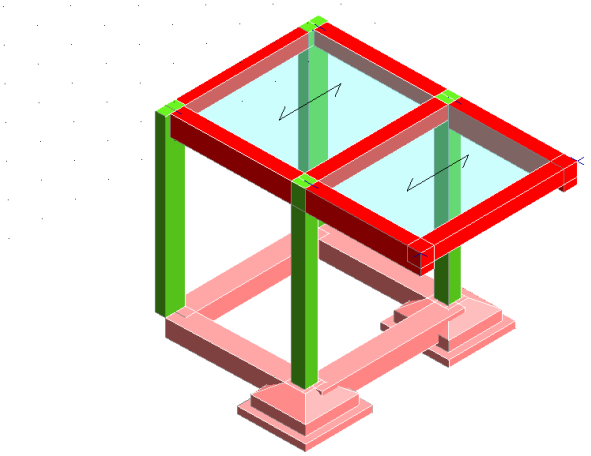


Figura 18: Modello di calcolo utilizzato Rampa di accesso al piano 1 del corpo strutturale A1

La *Figura 19* pone gli spettri ADSR relativi alle due direzioni principali X e Y a confronto.

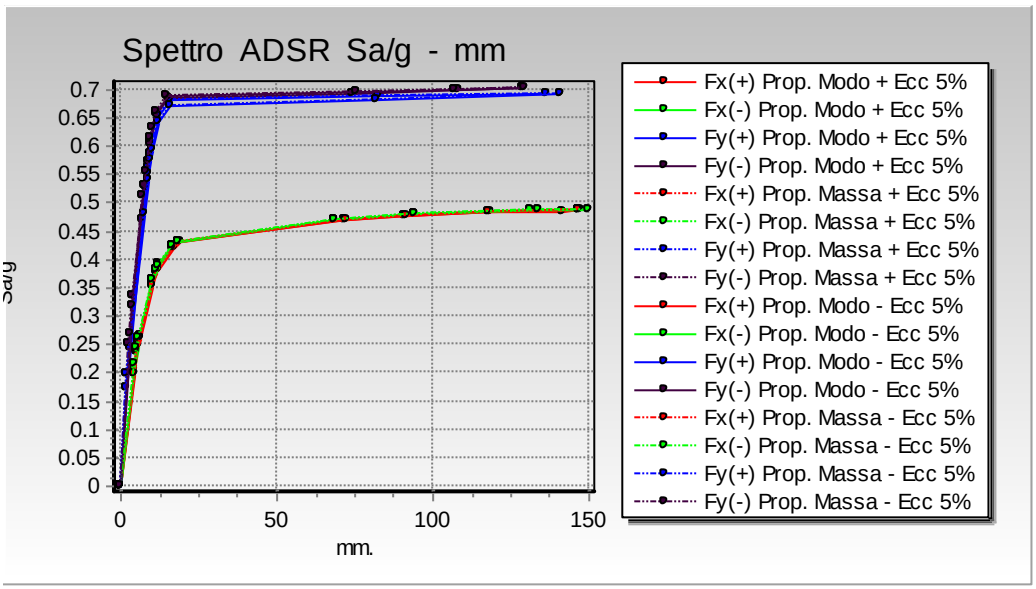


Figura 19: Curve PUSH-OVER (Sisma in entrambe le direzioni)

L’analisi dei meccanismi di rottura evidenzia un comportamento duttile del corpo strutturale, la mancanza di comportamenti fragili dei nodi e di collasso flessionale delle aste, associata a una buona dissipazione energetica.

L'intersezione della curva di capacità con gli spettri inelastici (in formato ADSR), corrispondenti agli stati limite di interesse, ha consentito di calcolare i valori di accelerazione al suolo ed tempi di ritorno ad essi associati.

8.7.4 Corpo strutturale B

Il modello strutturale analizzato è costituito dalle fondazioni in travi rovesce ingrossate al fine di garantire la portanza, dai pilastri in c.a. opportunamente ingrossati, dalle travi in c.a. rinforzati all'intradosso da travi IPE collegate alla sovrastante trave tramite idoneo sistema di aggancio.
Inoltre il sistema di rinforzo dei solai è costituito da travi IPE disposte ortogonalmente rispetto all'orditura dei solaio stessi in modo da ridurre la luce e la relativa freccia.

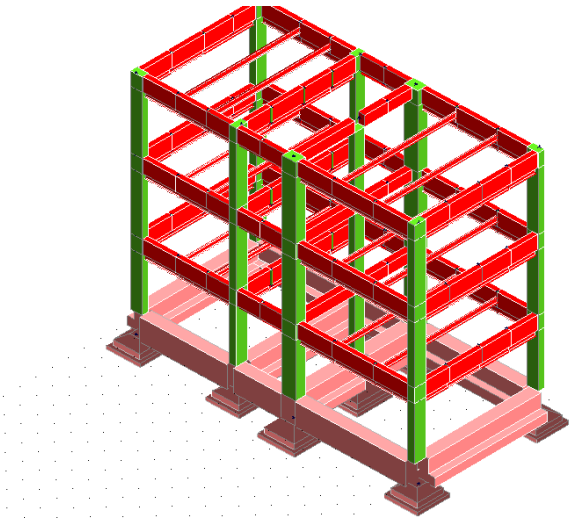


Figura 20: Modello di calcolo utilizzato corpo B

La *Figura 21* pone gli spettri ADSR relativi alle due direzioni principali X e Y a confronto.

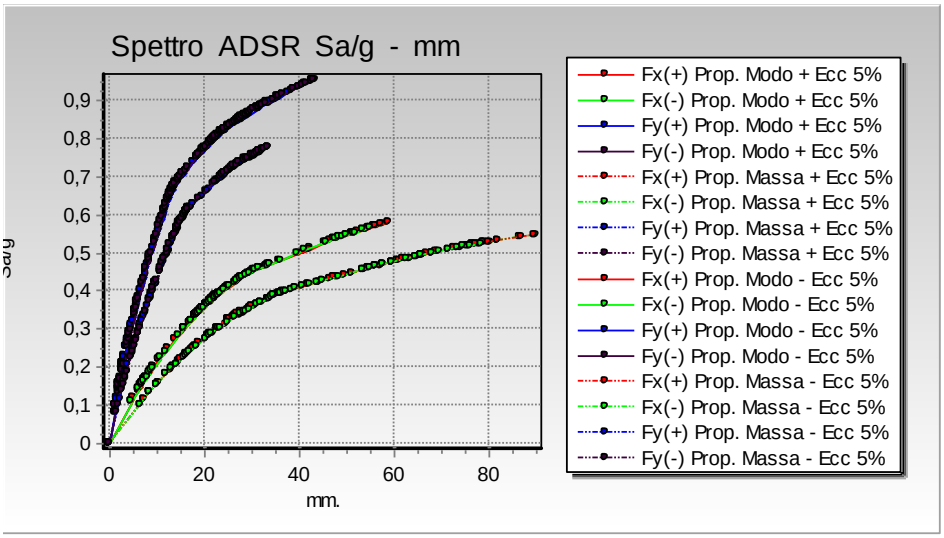


Figura 21: Confronto tra le curve PUSH-OVER nelle due direzioni

L'analisi dei meccanismi di rottura evidenzia un comportamento duttile del corpo strutturale, la mancanza di comportamenti fragili dei nodi e di collasso flessionale delle aste, associata a una buona dissipazione energetica.

Per ulteriori dettagli sulle verifiche numeriche si rimanda ai fascicoli di calcolo.

9. VERIFICA DELLE STRUTTURE DI FONDAZIONE

Le strutture di fondazione del corpo denominato “B” sono costituite dalle travi esistenti che andranno rinforzate e ingrandite per aumentarne la capacità portante. Per i corpi strutturali che ne deriveranno dal corpo “A” (A1+ A2 + rampa), ai fini della verifica della portanza, a favore di sicurezza si è trascurato il contributo dato dai plinti esistenti, affidando l’intera portanza della sovrastruttura alle nuove fondazioni costituite da travi rovesce. Per le verifiche delle opere in fondazione si rimanda al fascicolo di verifica geotecnica allegato.

IL TECNICO
dott. ing. Dario Ticali

_____

IL TECNICO
dott. ing. Mario Denaro

_____

BIBLIOGRAFIA

1. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 1997. *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 274*, October 1997, Washington D.C.
2. Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000. *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356*, November 2000, Washington D.C.
3. CEN, 2004. Eurocode 8 - *Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofitting of buildings (draft n. 6), prEN 1998-3*, Brussels.
4. UNI (1987). UNI 6131, *Prelevamento campioni di calcestruzzo indurito*, giugno 1987.
5. UNI, 1980. UNI 6130 (parte 1), *Provini di calcestruzzo per prove di resistenza meccanica*, settembre 1980.
6. Angelo Masi. *La stima della resistenza del calcestruzzo in situ mediante prove distruttive e non distruttive*, Giornale delle Prove non Distruttive Monitoraggio Diagnostica, 1/2005
7. OPCM N.3274/3431. *Norme Tecniche per il Progetto, la Valutazione e l'Adeguamento Sismico degli Edifici*.
8. UNI EN 12504-1: Prove sul calcestruzzo nelle strutture - Carote - Prelievo, esame e prova di compressione.
9. Linee guida per il calcestruzzo strutturale – Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
10. Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito mediante prove non distruttive – Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
11. D.M. 14/01/2008: Norme tecniche per le Costruzioni
12. Circolare 2 febbraio 2009 n. 617: Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27).