

# COMUNE DI RUFINA

PROVINCIA DI FIRENZE



## REALIZZAZIONE DI UN EDIFICIO PER 9 ALLOGGI DI EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA IN LOCALITA' SCOPETI

Finanziamento Piano Nazionale di edilizia abitativa approvato con D.P.C.M. 16/07/2009 cofinanziato dalla Regione Toscana Deliberazione G.R.T. n. 856 del 04/10/2010 e Deliberazione G.R.T. n° 58 del 07/02/2011 come da Accordo di Programma fra il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti e la Regione Toscana sottoscritto in data 19/10/2011.

Operatore: CASA SPA



IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO:  
Arch. Marco Barone

PROGETTO DELLE STRUTTURE  
dott. Ing. Lorenzo Panerai

TAV. N°	DISEGNO:  A3 - RELAZIONE TECNICA GENERALE	SCALA:
ES-ST  00.2		-
		DATA:  Luglio 2018
RF01-ES-ST-00.2-01		

ADDETTO ALLA VERIFICA

Ing. Angela Bevilacqua

Geom. Alessandro Caioli

1	PREMESSA.....	2
2	DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA .....	2
3	NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO .....	2
4	RESISTENZE DI CALCOLO DEL CALCESTRUZZO ARMATO .....	3
5	CARATTERISTICHE DEL SISTEMA COSTRUTTIVO DELLA SOVRASTRUTTURA.....	5
5.1	Schematizzazione di calcolo .....	7
5.2	Gerarchia delle resistenze.....	7
5.3	Fattore di struttura .....	9
5.4	Verifica dei pannelli .....	10
5.5	Criteri adottati per le misure di sicurezza e metodo di calcolo degli elementi lignei .....	11
5.6	Criteri seguiti per la schematizzazione della struttura, dei vincoli e delle connessioni e rappresentatività del modello utilizzato .....	11
6	ANALISI DEI CARICHI .....	13
6.1	AZIONI STATICHE.....	13
6.2	Carico neve.....	14
6.3	Carico vento .....	14
7	METODO DI CALCOLO .....	15
7.1	AZIONI SOLLECITANTI.....	15
7.2	VITA NOMINALE E CLASSI D'USO.....	15
7.3	FASE STATICA .....	16
7.4	FASE SISMICA .....	17
7.5	FATTORE DI STRUTTURA .....	18
7.5.1	Regolarità.....	18
7.5.2	Determinazione del fattore di struttura .....	19
7.6	SPETTRI DI PROGETTO .....	19
7.7	PARAMETRI DI MODELLAZIONE AZIONI SISMICHE.....	20
7.8	COMPONENTE ORIZZONTALE.....	23
7.8.1	Componente verticale .....	24
7.9	APPLICAZIONE E CALCOLO DEGLI SPETTRI .....	25

## **1 PREMESSA**

La presente relazione riferisce sul progetto delle strutture di un edificio in cemento armato e legno da realizzarsi nel comune di Rufina, località Scopeti.

## **2 DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA**

L'intervento consta nella realizzazione di un edificio articolato su due piani abitabili fuori terra, oltre il piano terra e la copertura; è altresì presente un piano interrato adibito ad cantine e locali tecnici.

L'edificio è realizzato in travi, pilastri e setti in cemento armato fino al piano terra; oltre il piano terra è realizzato mediante il sistema costruttivo a compensato di tavole (x-lam); le fondazioni sono realizzate con una platea; il solaio di piano terra è realizzato mediante solai predalles. L'edificio è costituito da un unico blocco strutturale. La fondazione è diretta ed è costituita da una platea spessa 50 cm.

Lo scavo circostante è realizzato con una scarpata.

## **3 NORME TECNICHE DI RIFERIMENTO**

I calcoli delle sollecitazioni e le verifiche sono stati eseguiti in accordo alle seguenti disposizioni normativo – tecniche:

- Legge n.1086 del 05 11 1971 - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Legge n. 64 del 02.02.1974 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- DM 14 01 2008 Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare esplicativa N° 617 del 2/2/2009 delle Norme Tecniche per le costruzioni.
- UNI EN 1995-1-1: 2009 Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno – Regole generali - Regole generali e regole per gli edifici.
- UNI EN 1995-1-2: 2005 Eurocodice 5 – Progettazione delle strutture di legno – Regole generali – Progettazione strutturale contro l'incendio.
- UNI EN 1998-1:2005: EurocodICE 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.
- UNI EN 338:2009 Legno strutturale – Classi di resistenza
- UNI EN 1194: 2000: Strutture di legno – Legno lamellare incollato – Classi di resistenza e determinazione dei valori caratteristici
- CNR DT 206/2007 “Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno”.

## 4 RESISTENZE DI CALCOLO DEL CALCESTRUZZO ARMATO

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004. Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza riportate nella Tab. 4.1 .I della normativa. La valutazione della sicurezza va condotta secondo i principi fondamentali ed i metodi precisati al Cap. 2 della norma. In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare i metodi seguenti: a) analisi elastica lineare; b) analisi plastica; c) analisi non lineare.

### *Analisi elastica lineare*

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi.

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Le resistenze di calcolo  $f_d$  indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = f_k / \gamma_M \quad \text{dove:}$$

$f_k$  sono le resistenze caratteristiche del materiale;

$\gamma_M$  sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

### *Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo*

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione,  $f_{cd}$ , é:  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$

dove:

$\alpha_{cc}$  è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata;

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ck}$  è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Il coefficiente  $\gamma_c$  è pari ad 1,5.

Il coefficiente  $\alpha_{cc}$  è pari a 0,85.

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori minori di 50 mm, la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a  $0,80 f_{cd}$ .

### *Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo*

La resistenza di calcolo a trazione,  $f_{ctd}$ , vale:

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo;

$f_{ctk}$  è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Il coefficiente  $\gamma_c$  assume il valore 1,5.

### **Resistenza di calcolo dell'acciaio**

La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

$\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio;

$f_{yk}$  per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Il coefficiente  $\gamma_s$  assume sempre, per tutti i tipi di acciaio, il valore 1,15.

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo  $f_{bd}$  vale:

$$f_{bd} = f_{bk} / \gamma_c$$

dove:

$\gamma_c$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5;

$f_{bk}$  è la resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data da:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

in cui

$\eta = 1,0$  per barre di diametro  $\varphi \leq 32$  mm

$\eta = (132 - \varphi)/100$  per barre di diametro superiore.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

## **5 CARATTERISTICHE DEL SISTEMA COSTRUTTIVO DELLA SOVRASTRUTTURA**

Il sistema costruttivo utilizzato per la sovrastruttura in legno trae origine dal prodotto pannello di legno massiccio a strati incrociati ideato e sviluppato per la prima volta in Germania nella prima metà degli anni 90 che ha conosciuto negli ultimi 10-15 anni un rapido e crescente sviluppo in tutta Europa fino a diventare allo stato attuale probabilmente il sistema più utilizzato nella realizzazione di edifici a struttura di legno. Il pannello a strati incrociati è un prodotto formato dalla sovrapposizione di strati di tavole di legno massiccio disposti ortogonalmente fra loro e collegati mediante incollaggio. Le tavole che compongono il pannello sono tavole di legno massiccio generalmente di abete, di classe C24, di spessore variabile dai 15 ai 40 mm, che vengono giuntate in lunghezza, assemblate in strati disposti ortogonalmente fra loro in numero dispari (3,5,7 strati) e incollati a freddo con colle poliuretaniche (senza rilascio di formaldeide) o colle a base di melammina-urea-formaldeide (a basso rilascio di formaldeide). I pannelli così composti, con spessori variabili dai 70 ai circa 400 mm, risultano degli elementi costruttivi molto rigidi e resistenti che possono essere utilizzati come elementi parete o solaio.

Un edificio a pannelli portanti è sostanzialmente una struttura scatolare in cui le pareti e i solai sono formati da diaframmi costituiti da pannelli di legno massiccio molto rigidi e resistenti collegati fra loro mediante collegamenti meccanici. I pannelli per le pareti e i solai vengono prefabbricati in stabilimento mediante il taglio computerizzato con macchine a controllo numerico e arrivano in cantiere pronti per il montaggio già dotati di aperture per porte e finestre.

Il processo costruttivo parte dal montaggio delle pareti sopra il piano di fondazione, che in questo caso è costituito dal solaio del piano primo in c.a. Sopra le strutture di fondazione viene posizionato uno strato di guaina bituminosa che deve risvoltare sulla struttura di fondazione (e non sulla parete di legno) per evitare di creare delle trappole di umidità per la parete. Oltre alla guaina viene posizionato un ulteriore strato di gomma, utilizzato anche in tutte le zone di contatto fra le pareti ortogonali e fra pareti e solaio con la funzione di impedire il passaggio dell'aria attraverso le zone di contatto, ma anche come smorzatore acustico. Sopra la guaina vengono posate le pareti e collegate alle strutture di fondazione mediante piastre angolari di presidio al sollevamento (hold-down) e allo scorrimento (angolari metallici) per azioni orizzontali agenti nel piano della parete. Gli hold-down sono piastre metalliche angolari allungate posizionate in corrispondenza dei limiti estremi delle pareti e in prossimità delle aperture, collegati alle pareti di legno con chiodi a rilievi tronco-conici e alle fondazioni in calcestruzzo con delle barre filettate in acciaio inserite in fori sigillati con malta epossidica. I diametri, le posizioni e gli interassi e le lunghezze degli elementi di collegamento sono specificati nelle parti relative della presente relazione e nelle tavole di progetto.

La funzione di presidio allo scorrimento viene svolta invece dal collegamento realizzato con piastre metalliche angolari più piccole degli hold-down e distribuite con continuità lungo le pareti. Anche gli angolari vengono collegati alle pareti di legno con chiodi a rilievi tronco-conici e alle fondazioni in calcestruzzo con delle barre filettate in acciaio inserite in fori sigillati con malta epossidica. I diametri, le posizioni e gli interassi e le lunghezze degli elementi di collegamento sono specificati nelle parti relative della presente relazione e nelle tavole di progetto.

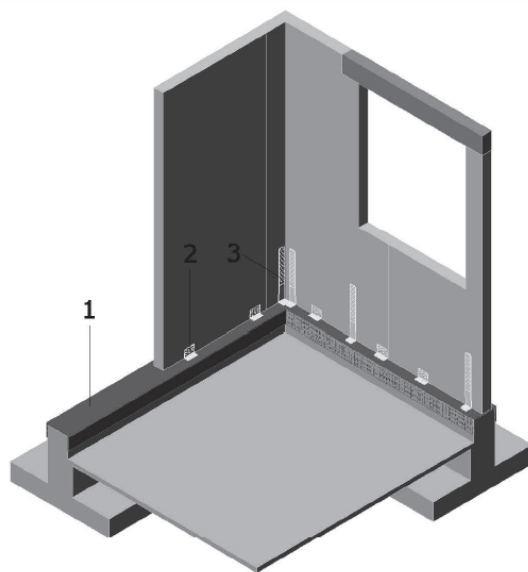


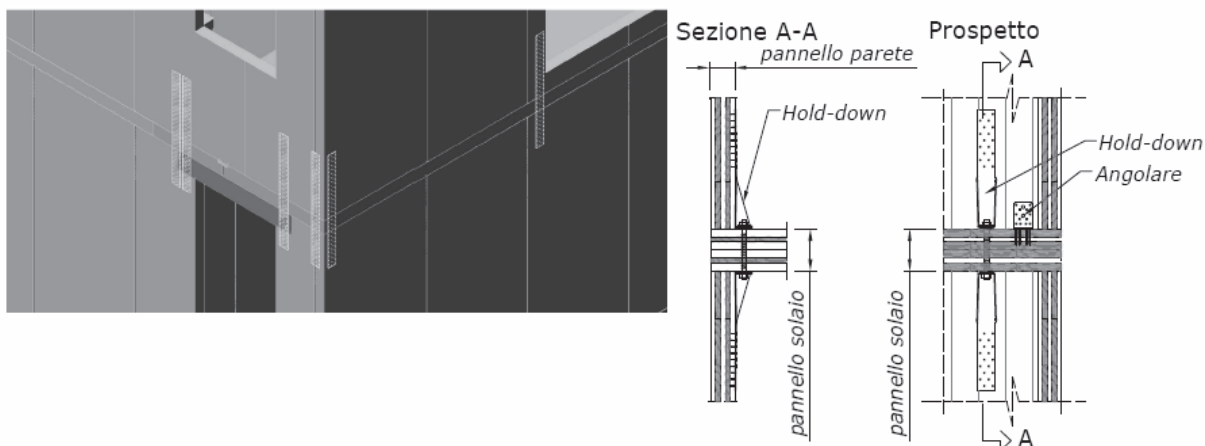
Fig. 2: Collegamento parete-fondazione (1 guaina bituminosa, 2 collegamento parete-fondazione con angolari metallici, 3 collegamento parete-fondazione con hold-down)

Il collegamento fra i pannelli (che hanno larghezza variabile, secondo le esigenze, da 2.5 a 9 m) avviene mediante giunti verticali realizzati con strisce di pannelli multistrato a base di legno inseriti in fresature apposite realizzate sui bordi del pannello e collegate con chiodi Ring, come illustrato nelle tavole di progetto. Il collegamento fra pareti ortogonali verrà effettuato con viti auto-foranti a tutto filetto disposte ad interasse ravvicinato per assicurare la realizzazione di un collegamento rigido.

Una volta completato il montaggio delle pareti del piano terra viene posato il solaio, formato da pannelli a strati incrociati di spessore solitamente maggiore di quello delle pareti, ovviamente in funzione delle luci e dei carichi che poggiano sulle pareti del piano inferiore e su travi di legno lamellare quando previste. Per il solaio, per esigenze di trasporto e montaggio, si preferisce il montaggio a pannelli di 2,50 m, che vengono poi collegati fra loro mediante giunti orizzontali realizzati con le stesse tecniche utilizzate per la realizzazione dei giunti verticali fra pannelli parete, ma con elementi di collegamento (viti auto-foranti e chiodi Ring) disposte ad interasse ravvicinato in modo da assicurare l'assenza di scorrimento fra i pannelli. Il collegamento alle pareti sottostanti viene effettuato mediante l'utilizzo di viti auto foranti disposte anche in questo caso ad interasse fitto per assicurare l'assenza di scorrimento. In corrispondenza degli architravi delle aperture verranno previste delle travi di legno lamellare collegate alle pareti.

Una volta realizzato il primo solaio il processo costruttivo si ripete: ossia il primo solaio fa da piattaforma per la realizzazione dei piani successivi. Le modalità di collegamento sono però differenti: come presidio al sollevamento si utilizzano delle bande metalliche forate da collegare sul lato esterno delle pareti perimetrali con chiodi sia alla parete del piano inferiore che a quella del piano superiore e per le pareti interne con hold-down dello stesso tipo di quelli utilizzati per il collegamento alle fondazioni posti sopra e sotto il solaio e collegati alle pareti con chiodi a rilievi tronco-conici e fra loro con un bullone. Il presidio allo scorrimento viene svolto invece da angolari metallici collegati alla parete con chiodi a rilievo tronco-conico e al solaio sempre con chiodi a rilievo tronco-conico e viti auto-foranti.





**Fig. 3: Collegamento pareti-solaio di interpiano, sul lato esterno delle pareti perimetrali con bande metalliche forate, e sulle pareti interne con hold-down posti sopra e sotto il solaio e angolari metallici.**

La struttura della copertura viene realizzata sempre con pannelli di legno massiccio a strati incrociati con le stesse modalità di realizzazione e di collegamento dei solai di interpiano.

### 5.1 Schematizzazione di calcolo

Per la sovrastruttura di legno le sollecitazioni sismiche di taglio e sollevamento su ogni parete sono calcolate mediante una analisi dinamica lineare effettuata con un programma agli elementi finiti come descritto nelle parti successive della relazione di calcolo. Il calcolo viene effettuato nell'ipotesi di solai e piano di copertura infinitamente rigidi e il taglio sismico di piano viene ripartito fra le varie pareti in funzione della loro rigidezza.

In fase di predimensionamento sono stati considerati gli effetti torsionali calcolati sommando alla eccentricità effettiva tra baricentro delle masse e baricentro delle rigidezze una eccentricità accidentale calcolata spostando il centro di massa di ogni piano in ogni direzione considerata di una distanza pari a  $\pm 5\%$  della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica come previsto dal DM 14/01/08 e dall'Eurocodice 8.

Il calcolo delle membrature soggette all'azione del fuoco sarà fatto con il "metodo della sezione efficace" contenuto in EN 1995-1-2. La valutazione della stabilità in condizioni di incendio sarà eseguita con riferimento alle sezioni ridotte, cioè sia nei confronti della sicurezza allo sbandamento (elementi prevalentemente compressi) che allo svergolamento (stabilità di trave). Generalmente sarà considerata la carbonizzazione sui quattro lati di ciascun elemento; in certi casi invece si considereranno protetti al fuoco, da altri elementi, uno o più lati.

### 5.2 Gerarchia delle resistenze

Allo scopo di garantire il comportamento scatolare dell'intero organismo strutturale è necessario che non intervengano prima cedimenti per perdita di geometria locale o globale, cioè la scatola strutturale non si apra ma resti connessa. A tale scopo alcune connessioni fra i diversi elementi strutturali devono essere dotate di adeguate riserve di sovrarresistenza in maniera tale da rimanere sempre in campo elastico evitando eccessive deformazioni, in modo da consentire, in accordo con il criterio della gerarchia delle resistenze, agli elementi e alle connessioni a comportamento duttile di dissipare l'energia trasferita dal sisma. Queste sono:

- la connessione fra i pannelli del solaio in modo da assicurare la pressoché totale assenza di scorrimento relativo e garantire l'ipotesi di diaframma rigido;



- la connessione fra solaio e sottostante parete in modo che ad ogni piano ci sia un diaframma rigido al quale le sottostanti pareti risultano rigidamente connesse e che quindi faccia da cintura di piano;
- la connessione verticale fra pareti che si intersecano fra loro, in particolare agli spigoli dell'edificio, in maniera che la stabilità delle pareti stesse e dell'intera scatola strutturale risulti sempre garantita.

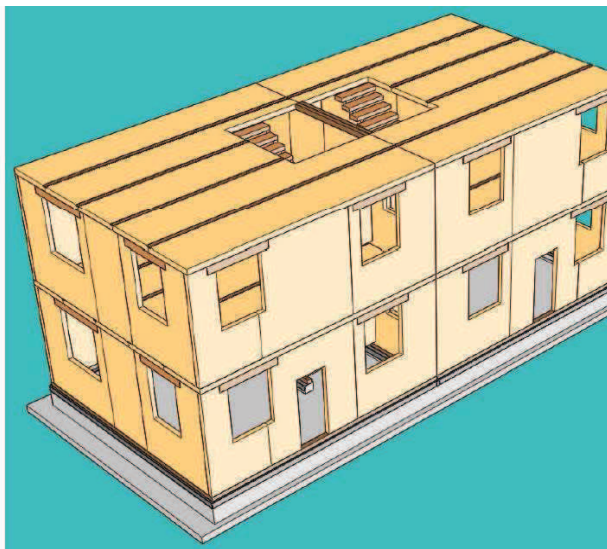


Fig. 4: Connessioni che in un edificio a pannelli devono essere dotate di sovrarresistenza (evidenziate in rosso) al fine di garantire il funzionamento della scatola strutturale.

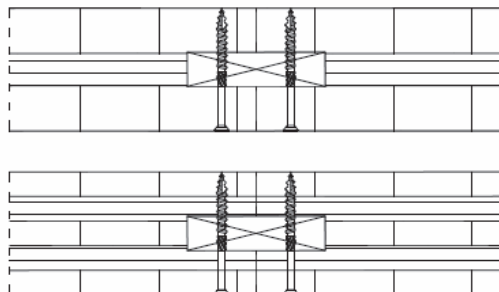
La sovrarresistenza è conferita adottando per i giunti interessati un interasse dei mezzi di unione ridotto almeno di  $1/1.3$  in classe di duttilità A. Gli elementi che invece sono devoluti alla dissipazione di energia attraverso un comportamento duttile e che pertanto vanno progettati, garantendo sufficienti riserve di resistenza, per le relative azioni di progetto sono:

- le connessioni verticali fra pannelli-parete, quando presenti;
- le connessioni a taglio alla base delle pareti;
- le connessioni a sollevamento (hold-down) all'inizio ed alla fine di ciascuna parete ed in corrispondenza delle aperture.

In accordo con il criterio della gerarchia delle resistenze è necessario che questi elementi siano progettati per resistere alle azioni sismiche di competenza, senza effettuare sovradimensionamenti. È quindi importante che la resistenza alle azioni orizzontali sia maggiore ai piani bassi e diminuisca ai piani alti proporzionalmente alla variazione in altezza del taglio di piano; va quindi evitato il sovradimensionamento delle unioni o quantomeno è opportuno adottare un fattore di sovradimensionamento unico a tutti i piani. In altre parole bisogna progettare in modo che, in linea teorica, a tutti i piani le unioni meccaniche si plasticizzino contemporaneamente. Questo aspetto è importante sia al fine di garantire il necessario livello di duttilità e di dissipazione all'intero organismo strutturale, sia al fine di evitare sovradimensionamenti di queste connessioni rispetto a quelle devolute al mantenimento del comportamento scatolare e che per questo motivo devono garantire una maggiore resistenza.

A questo proposito è opportuno osservare come la resistenza delle connessioni con mezzi di unione a gambo cilindrico (chiodi, spinotti, bulloni, viti) risenta fortemente dell'effetto della laminazione incrociata. Studi scientifici recenti in particolare hanno evidenziato come le tavole incollate ortogonalmente alla direzione dello sforzo scongiurano il pericolo dello "splitting" cioè della prematura rottura per divaricazione delle fibre, e che pertanto la resistenza possa risultare maggiore

del 50% rispetto a quella calcolata secondo la teoria classica delle connessioni meccaniche di Johansen descritta sull'Eurocodice 5 qualora la connessione interessi una parte di pannello in cui è presente l'effetto della laminazione incrociata. Tuttavia, in assenza di chiare indicazioni normative a riguardo, la resistenza delle connessioni deve essere calcolata secondo le formule attualmente riportate in normativa.



**Fig. 5:** In questo caso la connessione fra due pannelli prevede l'inserimento di una striscia di multistrato e viti. Nel caso del pannello a tre strati le viti interessano una zona in cui non è presente l'effetto della laminazione incrociata.

### 5.3 Fattore di struttura

Data la recente diffusione del sistema costruttivo a “pannelli portanti a strati incrociati” i riferimenti normativi presenti nel DM14/01/2008 "Norme tecniche per le costruzioni" e nelle norme tecniche di riferimento e supporto per la progettazione (CNR/DT 206/2007 e Eurocodici 5 e 8) sono mancanti.

Infatti il sistema costruttivo, pur garantendo pienamente la sicurezza e le prestazioni attese di cui al Capitolo 2 del DM, è significativamente diverso dagli altri sistemi costruttivi a struttura di legno trattati nella norma, tanto da ricadere nella tipologia del paragrafo 11.7.6 “Altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale”. Non fanno eccezione le prescrizioni per la progettazione in zona sismica contenute nel paragrafo 7.7, all’interno del Capitolo 7 “Progettazioni per azioni sismiche”, che definisce le regole aggiuntive per la progettazione delle strutture di legno nei confronti delle azioni sismiche ed è la pressoché fedele traduzione del corrispondente capitolo dell’Eurocodice 8 relativo alla progettazione delle strutture nei confronti delle azioni sismiche.

Il paragrafo definisce le tipologie strutturali ammesse in zona sismica ed i corrispondenti valori del fattore di struttura  $q$ , ossia del fattore da utilizzare nella progettazione per ridurre le forze ottenute da un’analisi lineare tenendo conto della risposta non lineare della struttura in funzione del materiale, del sistema strutturale e del procedimento di progettazione adottato dividendo, come per gli altri materiali, le tipologie strutturali ammesse in due classi di duttilità, le strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica (Classe B e valori di  $q$  compresi fra 2 e 2.5) e le strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica (Classe A e valori di  $q$  compresi fra 3 e 5).

Classe		$q$	Esempi di strutture
A	Strutture aventi una alta capacità di dissipazione energetica	3.0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni; strutture reticolari con giunti chiodati
		4.0	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del §7.7.3)
		5.0	Pannelli di parete chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi e bulloni
B	Strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica	2.0	<b>Pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni;</b> strutture reticolari con collegamenti a mezzo di bulloni o spinotti; strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismoresistente) in legno e tamponature non portanti. Portali isostatici con giunti con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del §7.7.3)
		2.5	Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, spinotti e bulloni (con le precisazioni contenute nei seguenti capoversi del §7.7.3)

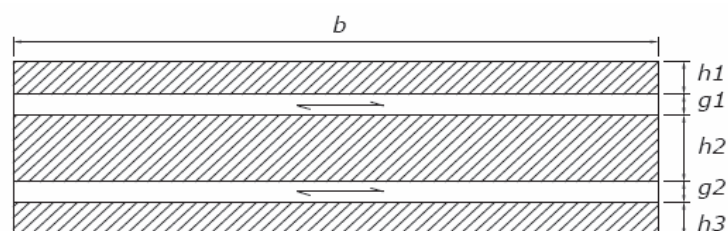
**Tab. 1 Tipologie strutturali e fattori di struttura massimi  $q$  per le classi di duttilità definite dalle Norme Tecniche per le costruzioni (DM 14/01/2008).**

Tra le tipologie strutturali citate, la più vicina come descrizione al sistema costruttivo è quella evidenziata in grassetto per la quale viene indicato come valore del fattore di struttura da utilizzare nella progettazione  $q = 2$ .

Per quanto concerne invece le strutture del piano interrato, compresa la fondazione, si è realizzato un secondo modello di calcolo in cui è stato assunto un fattore di struttura  $q = 1$ .

#### 5.4 Verifica dei pannelli

I pannelli di legno a strati di tavole incrociate vengono verificati secondo la Teoria di Möhler, espressa all'interno dell'Eurocodice 5 (EN 1995-1-1) nell'Appendice B. Considerando la sezione generica di un pannello composto da 5 strati si considera una sezione composta in cui gli strati paralleli alla direzione di sollecitazione sono indicati con il tratteggio e hanno gli spessori indicati con la notazione  $h_i$  e i restanti strati interni ortogonali hanno gli spessori indicati con la notazione  $g_i$ .



La rigidezza degli strati paralleli dipende dal modulo elastico parallelo  $E_0$  mentre la rigidezza degli strati ortogonali dipende dal modulo  $G_{RT}$  in quanto la sollecitazione di taglio in tale strato sollecita il legno a “taglio per rotolamento” (rolling shear). In pratica considerando il caso più comune per la teoria di Möhler di più sezioni di legno unite fra loro mediante elementi meccanici di collegamento che, sollecitati a taglio, contrastano lo scorrimento delle sezioni lignee, è come se gli strati ortogonali del pannello “fungessero” da elementi di collegamento fra gli strati paralleli, contrastando con la loro rigidezza a taglio ortogonale lo scorrimento degli strati paralleli.

Le verifiche sugli elementi trave della copertura sono invece condotte sempre con il metodo degli stati limite secondo schemi statici di travi su due o più appoggi secondo la teoria tecnica delle travi.

## **5.5 Criteri adottati per le misure di sicurezza e metodo di calcolo degli elementi lignei**

Il calcolo è stato effettuato con il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo le prescrizioni contenute nel DM 14/01/2008 “Norme Tecniche per le Costruzioni” e l’Eurocodice 5 (UNI EN 1995-1) “Progettazione delle strutture di legno”. La struttura è verificata per una resistenza al fuoco di 30 minuti. In particolare il legno protetto da cartongesso (pareti e solai) ha una resistenza superiore ai 30 minuti garantita dalla protezione in cartongesso, gli elementi di legno a vista (travi) sono calcolati secondo il “metodo della sezione efficace” (EN 1995-1-2) per almeno 30 minuti.

Il coefficiente di sicurezza sul materiale legno per le verifiche agli SLU è preso pari a  $\gamma_m=1.50$  per gli elementi di legno massiccio, per i pannelli a strati incrociati e per le unioni e  $\gamma_m=1.45$  per gli elementi di legno lamellare come indicato nel D.M. II.TT. 14/01/08 “Norme Tecniche per le Costruzioni”. Le azioni di progetto per i carichi permanenti, i sovraccarichi da neve, vento e sisma e il sovraccarico accidentale sul solaio sono state calcolate dal D.M. II.TT. 14/01/08 “Norme Tecniche per le Costruzioni”.

## **5.6 Criteri seguiti per la schematizzazione della struttura, dei vincoli e delle connessioni e rappresentatività del modello utilizzato**

Per le verifiche globali nei confronti delle azioni orizzontali dell'organismo strutturale nel suo insieme e delle connessioni fra i vari elementi strutturali, la struttura portante dell'edificio è stata schematizzata con diaframmi orizzontali per i solai e diaframmi verticali per le pareti e analizzata mediante un'analisi statica lineare in fase di predimensionamento e successivamente mediante una analisi dinamica lineare sia al fine di valutare le caratteristiche dinamiche dell'edificio sia di verifica del predimensionamento effettuato. I diaframmi orizzontali sono considerati infinitamente rigidi nel proprio piano e rigidamente connessi alle pareti sottostanti. I diaframmi verticali costituenti le pareti hanno rigidezza variabile in funzione della lunghezza di pannello strutturale resistente e sono rigidamente connessi fra loro lungo i bordi verticali di incrocio. Le caratteristiche di sollecitazione nei vari elementi sono state quindi ricavate, in fase di pre-dimensionamento caso per caso utilizzando schemi statici semplificati.

Le ipotesi di orizzontamenti rigidi e di collegamento rigido alle pareti sottostanti è pienamente giustificabile considerando le modalità di realizzazione degli stessi, anche in considerazione dei risultati scientifici di progetti di ricerca sullo studio del comportamento strutturale di questa tipologia di edifici i cui risultati sono citati nei riferimenti normativi e bibliografici. Nel seguito verranno anche esplicitate le verifiche di resistenza dei collegamenti fra pannelli solaio e fra solaio e pareti a giustificazione dell'assunzione di piano rigido.

Il collegamento delle pareti ai solai di interpiano e alle fondazioni, per quanto riguarda la trasmissione dei momenti flettenti, sono schematizzati come cerniere cilindriche, mentre per la trasmissione degli sforzi normali e del taglio come delle molle la cui rigidezza dipende dalle caratteristiche del giunto stesso.

Nelle verifiche locali sugli elementi di legno, gli elementi trave e pilastro e i pannelli solaio e parete sono schematizzati come elementi monodimensionali. In realtà per i pannelli il comportamento è più simile a quello di una piastra per i pannelli solaio e a quello di una lastra per i pannelli parete. Le caratteristiche di sollecitazione per elementi bidimensionali variano però sia in funzione delle condizioni di vincolo che delle condizioni di carico e sono di difficile valutazione, anche in considerazione della non omogeneità del materiale. Il metodo proposto pertanto, pur portando a risultati più penalizzanti rispetto all'analisi dell'effettivo comportamento bidimensionale, consente una valutazione sufficientemente attendibile e conservativa dei requisiti strutturali richiesti. Le metodologie utilizzate per l'analisi strutturale sono di tipo sia analitico che numerico derivanti dalla Scienza e dalla Tecnica delle Costruzioni.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

### 6.1 AZIONI STATICHE

Si riporta nel seguito il prospetto dei carichi agenti sugli impalcati da realizzare. I carichi sono stati stimati tenendo conto del pacchetto di finitura previsto ai vari livelli;

#### Platea di fondazione

<i>Carichi permanenti strutturali</i>		
Peso proprio platea (sp. 50 cm)	12.50	kN/mq
<i>Carichi permanenti non strutturali</i>		
Tramezzi	1.20	kN/mq
Pavimentazione industriale + igloo	5.00	kN/mq
<b>TOTALE</b>	<b>6.20</b>	<b>kN/mq</b>
<i>Carico accidentale</i>		
A – Ambienti ad uso residenziale	2.00	kN/mq

#### Solaio piano terra – zona abitazioni

<i>Carichi permanenti strutturali</i>		
Solaio predalles sp. 4+15+5	3.60	kN/mq
<i>Carichi permanenti non strutturali</i>		
Massetti e rivestimenti	3.00	kN/mq
Tramezzi	0.80	kN/mq
<b>TOTALE</b>	<b>3.80</b>	<b>kN/mq</b>
<i>Carico accidentale</i>		
A – Ambienti ad uso residenziale	2.00	kN/mq

#### Solaio piano terra – zone comuni

<i>Carichi permanenti strutturali</i>		
Solaio predalles sp. 4+15+5	3.60	kN/mq
<i>Carichi permanenti non strutturali</i>		
Massetti e rivestimenti	3.00	kN/mq
<i>Carico accidentale</i>		
C2 – Ambienti suscettibili di affollamento	4.00	kN/mq

#### Solaio piano tipo - ligneo – zona abitazioni

<i>Carichi permanenti strutturali</i>		
Solaio ligneo sp. 20 cm	1.00	kN/mq
<i>Carichi permanenti non strutturali</i>		
Massetti e rivestimenti	3.00	kN/mq
Tramezzi	0.80	kN/mq
<b>TOTALE</b>	<b>3.80</b>	<b>kN/mq</b>
<i>Carico accidentale</i>		
A – Ambienti ad uso residenziale	2.00	kN/mq

#### Solaio piano tipo - ligneo – zone comuni

<i>Carichi permanenti strutturali</i>		
Solaio ligneo sp. 20 cm	1.00	kN/mq
<i>Carichi permanenti non strutturali</i>		
	3.00	kN/mq
<i>Carico accidentale</i>		
C2 – Ambienti suscettibili di affollamento	4.00	kN/mq

#### Solaio piano sottotetto - ligneo

<i>Carichi permanenti strutturali</i>		
Solaio ligneo sp. 20 cm	1.00	kN/mq
<i>Carichi permanenti non strutturali</i>		
	1.00	kN/mq
<i>Carico accidentale</i>		
H1 - Manutenzione	0.50	kN/mq

#### Copertura Ligneo

<i>Carichi permanenti strutturali</i>		
Doppio assito ligneo sp. 25+25 mm	0.25	kN/mq
<i>Carichi permanenti non strutturali</i>		
	0.30	kN/mq
<i>Carico accidentale</i>		
Neve	0.80	kN/mq

#### Rivestimento pareti verticali (oltre peso proprio parete)



## 6.2 Carico neve

L'edificio è situato nel comune di Rufina (zona II) ad un'altitudine  $a_s=115$  m s.l.m. La copertura è a due falde inclinata di  $10^\circ$ . Il valore del coefficiente di forma  $\mu_1$  è  $\mu_1 = 0,80$ . Il valore caratteristico del carico neve per la zona II è:  $q_{s,k} = 1,00$  kN/m<sup>2</sup>

Pertanto il valore di progetto del carico neve agente è:  $q_s = 0,8 \times 1,0 = 0,80$  kN/m<sup>2</sup>

## 6.3 Carico vento

L'edificio è situato a Rufina, in località Scopeti, in provincia di Firenze (zona 2) ad un'altezza di 115 m s.l.m. Il valore del carico vento è dato dalla seguente espressione:

$$p = q_{ref} \times c_e \times c_p \times c_d$$

Il valore della velocità di riferimento è ( $a_s \leq a_0 = 500$  m):  $v_b = v_{b,0} = 27$  m/s

Il valore della pressione cinetica di riferimento è:  $q_b = 1,25 \times 27,02/2 = 455$  N/m<sup>2</sup>

Il valore del coefficiente di topografia è:  $c_t = 1,0$

Considerando una classe di rugosità B, una distanza dalla costa maggiore di 30 km e un'altezza inferiore a 500 m slm, si ricade nella categoria IV di esposizione del sito. Il valore del coefficiente di esposizione è:  $c_e = 1.85$

Il valore del coefficiente dinamico è:  $c_d = 1,0$

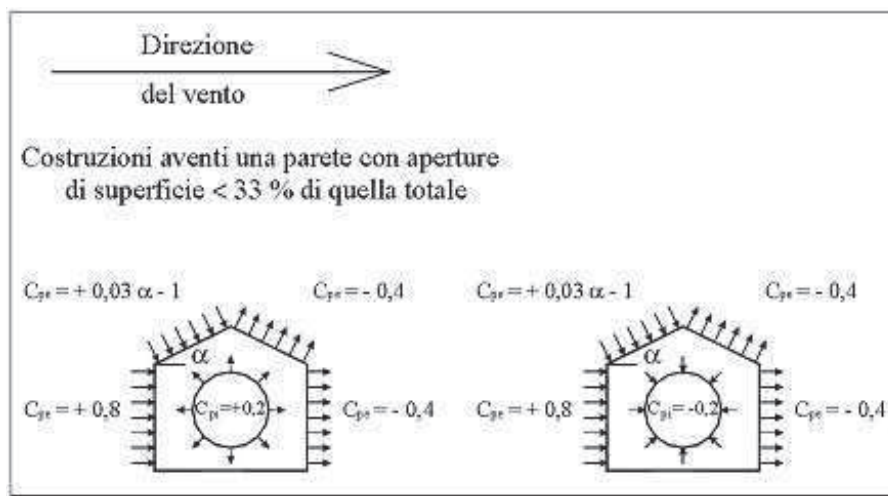


Figura 1- spinte del vento [NTC 08 Circ. Fig.C 3.3.3]

Il valore del coefficiente di pressione è:

- $c_p = 1$  per la parete sopravvento
- $c_p = -0,2$  per la parete sottovento
- $c_p = -0,4$  per la copertura
- $c_{f,0} = 0,04$  coefficiente d'attrito

Pertanto il valore del carico vento globale per le varie parti dell'edificio è il seguente:

$$p = 0,455 \times 1,85 \times 1 = 0,84 \text{ kN/m}^2 \text{ pareti sopravvento}$$

$$p = 0,455 \times 1,85 \times 0,20 \times 1 = 0,17 \text{ kN/m}^2 \text{ pareti sottovento}$$

$$p = -0,455 \times 1,85 \times 0,4 \times 1 = -0,336 \text{ kN/m}^2 \text{ copertura}$$



## 7 METODO DI CALCOLO

### 7.1 AZIONI SOLLECITANTI

L'edificio viene progettato applicando le prescrizioni normative imposte dal D.M. 14.01.2008, quindi tutti gli interventi vengono eseguiti in accordo a quanto previsto da entrambi per quanto concerne la valutazione degli effetti del sisma.

In primo luogo, si utilizza - come già indicato in premessa - la classificazione sismica del territorio nazionale e regionale, secondo la quale il comune di Firenze ricade in zona di categoria 3s.

In secondo luogo, si utilizza per il progetto e la verifica delle strutture il metodo semiprobabilistico degli Stati Limite, facendo riferimento a diversi livelli di impegno delle strutture. In particolare si considereranno varie combinazioni di carico, suddivise in più gruppi:

1. Verifica allo Stato Limite Ultimo (S.L.U.) in campo statico;
2. Verifica agli Stati Limite di Esercizio (S.L.E.) in campo statico;
3. Verifica S.L.U. in campo sismico;
4. Verifica degli spostamenti allo Stato Limite di Danno (S.L.D.) in fase sismica.

### 7.2 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

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 Tab. 2.4.I del DM2008 e deve essere precisata nei documenti di progetto. Nel seguente progetto in accordo con la committenza si è scelto una vita nominale dell'opera:

$V_N \geq 50$  anni

Per quanto riguarda la classe d'uso il DM 2008 prescrive che 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 nonpericolose 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.

Trattandosi di un abitazione per civile abitazione si è scelto una *Classe d'uso II*.

### 7.3 FASE STATICA

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali con la seguente relazione:

$$S_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot \left( Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk}) \right) \text{ dove:}$$

$G_k$  valore caratteristico delle azioni permanenti

$Q_{1k}$  valore caratteristico dell'azione accidentale principale

$Q_{jk}$  valori caratteristici delle altre azioni accidentali tra loro indipendenti

Il valore di  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$  variano a seconda dello stato limite considerato e del tipo di carico.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>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.

$\psi_{0j}$  coefficiente di contemporaneità per le altre azioni accidentali tra loro indipendenti; che nel nostro caso assume i seguenti valori:

0.7 abitazioni, uffici, negozi, ambienti aperti al pubblico, autorimesse

0.5 neve

0.6 effetti termici e vento

Per gli Stati Limite di Esercizio si prendono in considerazione tre diversi tipi di combinazioni delle azioni:

- Rare 
$$S_d = G_k + Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{0j} \cdot Q_{jk})$$

- Frequenti 
$$S_d = G_k + \psi_{1,1} \cdot Q_{1k} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

- Quasi permanenti 
$$S_d = G_k + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{jk})$$

dove i coefficienti parziali per le azioni valgono tutti 1.0 e i coefficienti di contemporaneità per la j-sima azione accidentale assumono i seguenti valori:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
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 $\leq 30$ 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	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ 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

In particolare sono stati adottati nel calcolo i seguenti valori:

Tipo destinazione	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}^*$
locali spogliatoi, piscine, saune	0.7	0.7	0.6
locali adibiti a biblioteca	1.0	0.9	0.8
scale	0.7	0.7	0.6
locali interni al piano terra ed al primo piano	0.7	0.7	0.6
ambienti pedonali esterni al piano terra	0.7	0.7	0.6
ambienti carrabili esterni al piano terra	0.6	0.6	0.2
copertura non praticabile (manutenzione)	0.0	0.0	0.0
carico neve	0.5	0.2	0.0

## 7.4 FASE SISMICA

Le azioni sollecitanti che derivano dal calcolo vengono confrontate con le capacità resistenti dei vari elementi, determinate secondo i criteri della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; le azioni sollecitanti vengono determinate combinando le azioni permanenti ed accidentali e gli effetti del sisma con la seguente relazione:

$$S_d = \cdot E + G_k + \sum_{i=1}^n (\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$$

dove i simboli hanno il significato riportato nel prospetto precedente ed inoltre è:

E azione sismica per lo S.L. in esame;

i valori dei coefficienti  $\psi_{2i}$  sono riportati nella tabella precedente per i carichi statici

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse determinate con la seguente relazione:

$$G_k + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} \cdot Q_{ik})$$

dove il coefficiente  $\psi_{2j}$  è un fattore di contemporaneità tra azioni accidentali pari al valore riportato nelle tabelle precedenti.

## 7.5 FATTORE DI STRUTTURA

### 7.5.1 Regolarità

Come detto in precedenza si determina il "fattore di struttura"  $q$  che è poi necessario per il calcolo dello spettro di progetto, delle azioni di calcolo da impiegare nelle verifiche etc.

La valutazione della regolarità strutturale della costruzione, fondamentale per l'assegnazione della classe di duttilità e quindi del coefficiente di struttura, viene eseguita a partire dallo spiccato del piano terra. Infatti tutto il piano interrato per come è stato concepito (pareti controterra collegate in sommità ed al piede con un piano rigido) può essere visto come un'unica grande fondazione scatolare.

Regolarità in pianta	Valutazione
la configurazione in pianta è compatta ed approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	SI
il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	SI
Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione	SI
Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti	SI

Regolarità in altezza	Valutazione
tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;	NO
massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%)	NO
eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento	SI

La struttura risulta regolare in pianta e **NON** regolare in altezza.

Per le strutture in legno, le NTC2008, al § 7.7.3 sesto capoverso punto a) indicano che i requisiti dissipativi previsti ai § 7.7.2 a) e § 7.7.2 b) nonché al capoverso 5 del § 7.7.3 “possono considerarsi soddisfatte nelle zone dissipative di ogni tipologia strutturale se si verifica quanto segue : i collegamenti legno-legno e legno-acciaio sono realizzati con perni o con chiodi presentanti diametro  $d$  non maggiore di 12 mm ed uno spessore delle membrature lignee collegate non minore di  $10d$ ”. Nella progettazione sono state rispettate le prescrizioni sui diametri dei connettori metallici e gli spessori delle membrature collegate, in particolare si sono usati chiodi di diametro massimo pari a 4 mm e viti di diametri compresi fra 8 e 12 mm e spessori degli elementi collegati maggiori di  $10d$ . La struttura è progettata per una classe di duttilità bassa (CD “B”). Le connessioni tra pannelli di solaio devono garantire il comportamento rigido degli orizzontamenti. Le Norme Tecniche prescrivono infatti (NTC 2008 § 7.3.6.1) : “In particolari gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall’analisi, aumentate del 30%.” Le unioni orizzontali fra pannelli di solaio, realizzate con viti., sono verificate per forze di taglio di piano aumentate del 30%.

### 7.5.2 Determinazione del fattore di struttura

Si tratta di un edificio con struttura fuori terra realizzata completamente in X-LAM vincolata a livello del terreno ad una struttura interrata in c.a. il piano interrato è realizzato in maniera da poter essere considerato alla stregua di una grande fondazione scatolare per cui la struttura sismicamente resistente è soltanto quella in legno. per questo motivo il fattore di struttura attribuito all’edificio è quello che compete alla costruzione in X-LAM. Gli edifici in X-LAM non sono espressamente citati fra quelli riportati in normativa, ma possono essere sicuramente fatti rientrare nella tipologia: “pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni” ai quali la normativa assegna la classe di duttilità B “strutture aventi una bassa capacità di dissipazione energetica” con coefficiente di struttura  $q_0 = 2$ . il coefficiente di struttura effettivo si ottiene correggendo quello massimo indicato dalla normativa in base alla regolarità strutturale prima definita. In definitiva avremo:

Tipologia strutturale (NTC08 7.7.3 tab. 7.7.I):	Pannelli parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni.
Classe di duttilità:	Bassa Duttilità
Valore massimo del fattore di struttura (NTC08 tab. 7.7.I):	$q_0 = 2$
Fattore riduttivo per la non regolarità in altezza:	$K_r = 0.8$
FATTORE DI STRUTTURA per XLAM:	$q = 1.6$
FATTORE DI STRUTTURA EDIFICIO:	$q = 1.6$

Per quanto riguarda la parte interrata, costituita da setti, si è assunto un fattore di struttura unitario.

## 7.6 SPETTRI DI PROGETTO

Vengono valutate le azioni sismiche con riferimento a differenti Stati Limite, sia di tipo "Ultimo" sia di tipo "di Esercizio". In particolare la normativa del 2008 prevede 4 differenti stati limite associati a differenti probabilità di raggiungimento e/o superamento durante la vita utile di progetto della struttura, che sono:

- SLC – Stato Limite di Collasso: a seguito del sisma la struttura subisce gravi danni e crolli di componenti non strutturali ed impiantistici, ma conserva un margine di sicurezza rispetto alle azioni verticali ed un ridotto margine di sicurezza rispetto al collasso per azioni orizzontali.

- **SLV** – Stato Limite di Salvaguardia della Vita: a seguito del sisma la struttura subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici cui si associa significativa perdita di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; conserva una parte della resistenza e rigidità alle azioni verticali ed un margine di sicurezza rispetto al collasso per azioni orizzontali
- **SLD** – Stato Limite di Danno: a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso – ivi incluse parti non strutturali ed impianti – subisce danni tali da non compromettere in modo significativo la capacità di resistenza e rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontale, mantenendosi utilizzabile eccetto parte delle apparecchiature.
- **SLO** – Stato Limite di Operatività: a seguito del sisma la costruzione nel suo complesso – ivi incluse parti non strutturali ed impianti – non deve subire né danni né interruzioni di uso significativi.

Probabilità di superamento del S.L. nel periodo di vita di riferimento della struttura:

SLO 81%

SLD 63%

SLV 10%

SLC 5%

I valori dell'accelerazione spettrale di riferimento per i vari tipi di S.L. sono determinati tramite la variabilità dei parametri fondamentali della curva dello spettro di riferimento, come riportato ai paragrafi seguenti, in funzione delle coordinate geografiche del sito di progetto, della vita utile presunta della struttura, della classe e categoria di importanza e di servizio della struttura stessa, del tipo di suolo e della configurazione topografica del sito di costruzione etc. etc. I parametri fondamentali, in funzione di questi dati sono i seguenti:

$a_g$  accelerazione di picco al suolo

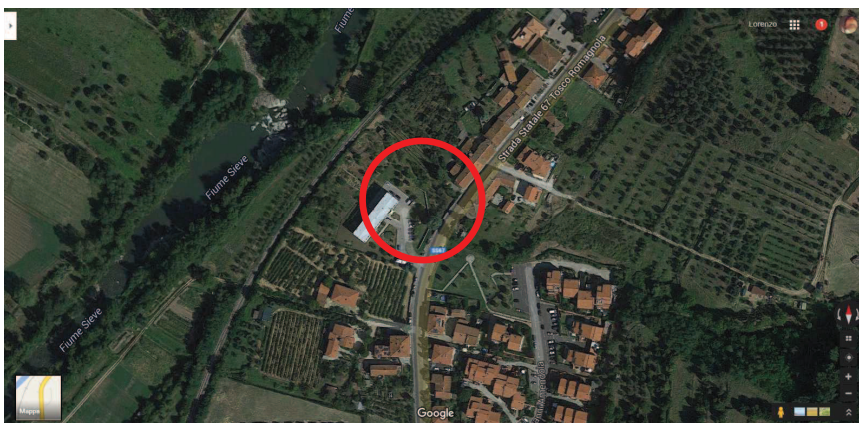
$F_o$  massima ordinata spettrale

$T_c^*$  periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Tutti gli altri parametri che descrivono lo spettro di progetto sono parametri dipendenti espressi in funzione di questi valori. In accordo al punto 7.1 del DM08 si assume come verifica il rispetto nei confronti dello stato limite ultimo lo stato SLV e nei confronti dello stato limite di esercizio lo SLD.

## 7.7 PARAMETRI DI MODELLAZIONE AZIONI SISMICHE

Nel caso in esame le caratteristiche principali sono riportate nel seguito.





## Coordinate geografiche del sito

Conversione Coordinate:

Latit.  $\Rightarrow$  43.822°

Long.  $\Rightarrow$  11.485°

Tipo di Costruzione:  $\Rightarrow$  vita nominale  $V_N \geq 50$  anni

Classe di uso > II  $\Rightarrow$  coefficiente di uso  $C_U = 1.00$

Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N \cdot C_U = 50$  anni

Pertanto effettuando le verifiche allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) si ha una probabilità di superamento del periodo di riferimento  $PVR = 10\%$ .

Il periodo proprio, in prima approssimazione e in assenza di analisi dinamica, può essere calcolato con la seguente formula (NTC08 [7.3.5]):

$$T_1 = 0,050 \times H^{3/4} = 0,050 \times 11,50^{3/4} = 0,312 \text{ s}$$

Questo valore del periodo è utilizzato per verifiche di massima e predimensionamenti, il periodo effettivo utilizzato nelle verifiche è ricavato dall'analisi dinamica.

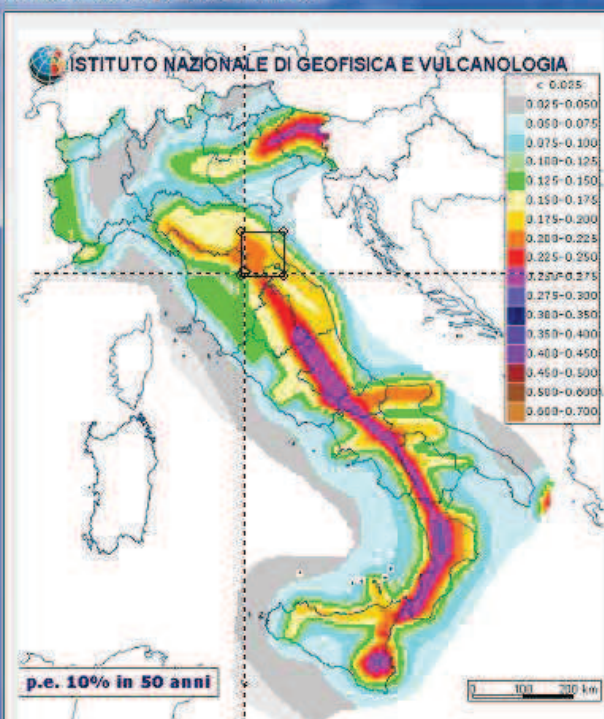
Categoria di suolo: A

Categoria topografica: T1

Sulla base di quanto disposto dal D.M. 2008 si ricavano i parametri principali per i vari S.L., che si riportano nella tabella seguente:

Valutazione della pericolosità sismica

ISTITUTO NAZIONALE DI GEOFISICA E VULCANOLOGIA



p.e. 10% in 50 anni

Nota: per il calcolo dei parametri sismici  
1) inserire le coordinate geografiche 2) introdurre  $V_N$  e  $C_U$   
Per le isole è possibile utilizzare come località: gruppo isole N [con N = 1, 2, 3, 4, 5]

Id nodo	Longitudine	Latitudine	Distanza [km]
19840	11.481	43.818	0.547
19841	11.550	43.819	5.208
19619	11.549	43.869	7.301
19618	11.479	43.868	5.121

Coordinate geografiche

Località: RUFINA (FI) Trova

Longitudine: 11.4850 Latitudine: 43.8220 Applica

Parametri per le forme spettrali

	Pver	Tr	ag [g]	Fo	T*c
SLO	81	30	0.056	2.500	0.260
SLD	63	50	0.069	2.490	0.270
SLV	10	475	0.169	2.390	0.300
SLC	5	975	0.215	2.380	0.300

Periodo di riferimento per l'azione sismica

Vita $V_N$ [anni]	Coefficiente uso $C_U$	Periodo $V_R$ [anni]	Livello di sicurezza per esistenti %
50	1	50	100

☐ Rimuovi limiti  $V_R$  e  $T_r$  (di norma NO) Reset Calcola

Annulla OK



**Passo 1**

Classe d'uso

☐ I edifici di minor importanza per la sicurezza pubblica [edifici agricoli...]

☒ II edifici ordinari

☐ III edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (scuole, teatri...)

☐ IV edifici la cui funzionalità ha importanza fondamentale per la protezione civile (ospedali, municipi...)

Osservazioni:

Pericolosità e zonazione

pericolosità sismica

Modalità di progettazione semplificata per zona 4

Strutture esistenti

☒ LC1: conoscenza limitata

☐ LC2: conoscenza adeguata

☐ LC3: conoscenza accurata

Fattore di confidenza FC:

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro   Avanti >   Annulla   Aggiorna

**Passo 2**

Categoria di suolo di fondazione

☒ A formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi

☐ B depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti

☐ C depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate o di argille di media consistenza

☐ D depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati o coesivi da poco a mediamente

☐ E profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali

Categoria topografica

☒ T1

☐ T2 in sommità al pendio

☐ T3 in cresta al rilievo con moderata pendenza

☐ T4 in cresta al rilievo

quota relativa (%)

Analisi dello smorzamento

smorzamento (%) del suolo

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro   Avanti >   Annulla   Aggiorna

**Passo 3**

Parametri e fattori spettri

S.L.	ag	eta	S	Fo	Fv	TB	TC	TD
SLO	<input type="text" value="0.056"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.000"/>	<input type="text" value="2.500"/>	<input type="text" value="0.797"/>	<input type="text" value="0.087"/>	<input type="text" value="0.260"/>	<input type="text" value="1.823"/>
SLD	<input type="text" value="0.069"/>	<input type="text" value="1.0"/>	<input type="text" value="1.000"/>	<input type="text" value="2.490"/>	<input type="text" value="0.886"/>	<input type="text" value="0.090"/>	<input type="text" value="0.270"/>	<input type="text" value="1.878"/>
SLV	<input type="text" value="0.169"/>		<input type="text" value="1.000"/>	<input type="text" value="2.390"/>	<input type="text" value="1.327"/>	<input type="text" value="0.100"/>	<input type="text" value="0.300"/>	<input type="text" value="2.276"/>
SLC	<input type="text" value="0.215"/>		<input type="text" value="1.000"/>	<input type="text" value="2.380"/>	<input type="text" value="1.490"/>	<input type="text" value="0.100"/>	<input type="text" value="0.300"/>	<input type="text" value="2.460"/>
Verticale per tutti:			<input type="text" value="1.000"/>			<input type="text" value="0.050"/>	<input type="text" value="0.150"/>	<input type="text" value="1.000"/>

Fattore di struttura

q x-x	q y-y	q z-z
<input type="text" value="1.6"/>	<input type="text" value="1.6"/>	<input type="text" value="1.5"/>

Aiuto...

Edifici isolati

periodo Tis  Smorz. esi

Classe di duttilità

☐ Alta ☒ Bassa

Risposta Sismica Locale

File RSL...

Infoma...

S (oriz.)

Sv (vert.)

< Indietro   Avanti >   Annulla   Aggiorna

Passo 4

<b>Dati comuni per le analisi</b> Quota spiccato [cm] <input type="text" value="363.0"/> Contributo carichi in fondazione <input type="checkbox"/> Eccentricità aggiuntiva X: <input type="text" value="5"/> Y: <input type="text" value="5"/> Spost. relativo limite 1000/h <input type="text" value="3"/> <input type="text" value="5"/>		<b>Dati per analisi statica lineare e non lineare</b> Altezza edificio [cm] <input type="text" value="1505.75"/> <input type="radio"/> telai in acciaio <input type="radio"/> altri <input checked="" type="radio"/> telai in c.a. <input type="radio"/> utente Fatt. Lambda [0.85 - 1] <input type="text" value="0.85"/> Periodo T1 [primo modo] <input type="text" value="0.573"/> <input type="text" value="0.573"/> <input type="text" value="0.573"/> Sd (T1) - SLU <input type="text" value="0.132"/> <input type="text" value="0.132"/> <input type="text" value="0.039"/> Se (T1) - SLD <input type="text" value="0.082"/> <input type="text" value="0.082"/> <input type="text" value="0.016"/>		
<b>Dati per analisi dinamica</b> N. modi <input type="text" value="30"/> N. modi rigidi <input type="text" value="0"/> Fattore per calcolo rigidezza secante <input type="text" value="1"/>		Accelerazione uniforme [F <sub>1</sub> =F <sub>h</sub> ] <input type="checkbox"/> NO Eccentricità convenzionale con momenti M <sub>2</sub> <input type="checkbox"/> NO Usa spostamenti medi di piano per pushover <input type="checkbox"/> SI Distrib. triangolare per pushover <input type="checkbox"/> SI		
<input type="button" value=" &lt; Indietro"/> <input type="button" value=" Avanti &gt;"/> <input type="button" value=" Annulla"/> <input type="button" value=" Aggiorna"/>				

## 7.8 COMPONENTE ORIZZONTALE

L'azione sismica di progetto è data dallo spettro di progetto per la componente orizzontale dell'azione sismica, valutato a partire dallo spettro di risposta elastico di normativa tramite il fattore di struttura  $q$  (si ottiene cioè dallo spettro elastico sostituendo al valore  $\eta$  il fattore  $1/q$  e semplificando). Nel nostro caso, per un suolo di categoria "B"z, si ha:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left( \frac{F_o}{q} \right)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_o}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_o}{q} \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

$a_g$  accelerazione orizzontale massima al suolo per il sito considerato

$F_o$  fattore di massima amplificazione spettrale

$q$  fattore di struttura

sono definiti al paragrafo precedente, mentre gli altri parametri, detti "parametri dipendenti" sono definiti nel seguito.

$T_C = C_C \times T^*$  Periodo di inizio tratto a velocità costante dello spettro

$T_B = T_C / 3$  Periodo di inizio tratto ad accelerazione costante dello spettro

$T_D = 1.6 + 4.0 \times a_g / g$  Periodo di inizio tratto a spostamento costante dello spettro

$S$  coefficiente che tiene conto della categoria del suolo  $S = S_S \cdot S_T$

essendo:

$S_s$  coefficiente di stratigrafia

$S_T$  coefficiente di topografia

$C_C$  coefficiente funzione del tipo di sottosuolo.

I valori di dei coefficienti  $S_s$ ,  $C_C$  ed  $S_T$  sono ottenuti in funzione del tipo di suolo e della categoria topografica dalle seguenti relazioni, valide per tutti i valori dei parametri indipendenti  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T^*_C$ .

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_C$
<b>A</b>	1.00	1.00
<b>B</b>	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T^*_C)^{-0.20}$
<b>C</b>	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T^*_C)^{-0.33}$
<b>D</b>	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T^*_C)^{-0.50}$
<b>E</b>	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_o \cdot a_g / g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T^*_C)^{-0.40}$

Categoria topografica	Ubicazione opera o intervento	$S_T$
<b>T1</b>	---	1.00
<b>T2</b>	<i>In corrispondenza di sommità di pendio</i>	1.20
<b>T3</b>	<i>In corrispondenza di cresta di rilievo</i>	1.20
<b>T4</b>	<i>In corrispondenza di cresta di rilievo</i>	1.40

### 7.8.1 Componente verticale

L'azione sismica di progetto è data dallo spettro di progetto per la componente verticale dell'azione sismica, valutato a partire dallo spettro di risposta elastico di normativa tramite il fattore di struttura  $q$ , che si assume pari a 1.5. Nel nostro caso, per un Suolo di categoria "C", si ha:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left( \frac{F_v}{q} \right)$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_v}{q} \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{F_v}{q} \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

dove:

$$F_v = 1.35 \cdot F_o \cdot \left( \frac{a_g}{g} \right)^{0.5} \quad \text{Fattore di massima amplificazione spettrale}$$

$S = S_s \cdot S_T$  dove  $S_s = 1.00$  per tutti i tipi di suolo ed  $S_T$  ha i valori riportati nella tabella relativa alla componente orizzontale dello spettro

$T_B = 0.05$ s	per tutti i tipi di suolo
$T_C = 0.15$ s	per tutti i tipi di suolo
$T_D = 1.00$ s	per tutti i tipi di suolo
$q = 1.50$	fattore di struttura per azione sismica verticale per tutti i casi

## 7.9 APPLICAZIONE E CALCOLO DEGLI SPETTRI

A seconda dello stato limite di riferimento, come già accennato in precedenza, variano i valori dei parametri fondamentali, in funzione dei quali sono espressi tutti gli altri parametri che definiscono i vari tipi di spettri da usare per l'analisi agli S.L.U. o agli S.L.E.

Si riportano nel seguito i grafici ed i valori di ordinata spettrale per gli spettri SLV e ed SLD utilizzati nell'analisi della struttura in condizioni sismiche.

**Spettri di risposta elastici per i diversi Stati Limite**

