

Azioni sulle costruzioni – Capitolo 3 | NTC 2018

Il Capitolo 3 codifica i modelli per la descrizione delle azioni agenti sulle strutture (pesi e carichi permanenti, sovraccarichi variabili, azione sismica, azioni del vento, azioni della neve, azioni della temperatura, azioni eccezionali).

3.1. Opere civili e industriali

- 3.1.1. Generalità
- 3.1.2. Pesi propri dei materiali strutturali
- 3.1.3. Carichi permanenti non strutturali
- 3.1.4. Sovraccarichi
 - 3.1.4.1 Sovraccarichi verticali uniformemente distribuiti
 - 3.1.4.2 Sovraccarichi verticali concentrati
 - 3.1.4.3 Sovraccarichi orizzontali lineari

3.2. Azione sismica

- 3.2.1. Stati limite e relative probabilità di superamento
- 3.2.2. Categorie di sottosuolo e condizioni topografiche
- 3.2.3. Valutazione dell'azione sismica
 - 3.2.3.1 Descrizione del moto sismico in superficie e sul piano di fondazione
 - 3.2.3.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione
 - 3.2.3.2.1 Spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti orizzontali
 - 3.2.3.2.2 Spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale
 - 3.2.3.2.3 Spettro di risposta elastico in spostamento delle componenti orizzontali
 - 3.2.3.3 Spostamento orizzontale e velocità orizzontale del terreno
 - 3.2.3.4 Spettri di risposta di progetto per lo stato limite di operatività (slo)
 - 3.2.3.5 Spettri di risp. di prog. per gli stati limite di danno (sld), di salvag. della vita (slv) e di prevenz. del collasso (slc)
 - 3.2.3.6 Impiego di storie temporali del moto del terreno
- 3.2.4. Effetti della variabilità spaziale del moto
 - 3.2.4.1 Variabilità spaziale del moto
 - 3.2.4.2 Spostamento assoluto e relativo del terreno

3.3. Azioni del vento

- 3.3.1. Velocità base di riferimento
- 3.3.2. Velocità di riferimento
- 3.3.3. Azioni statiche equivalenti
- 3.3.4. Pressione del vento
- 3.3.5. Azione tangente del vento
- 3.3.6. Pressione cinetica di riferimento
- 3.3.7. Coefficiente di esposizione
- 3.3.8. Coefficienti aerodinamici
- 3.3.9. Coefficiente dinamico
- 3.3.10. Avvertenze progettuali

3.4. Azioni della neve

- 3.4.1. Carico della neve sulle coperture
- 3.4.2. Valore di riferimento del carico della neve al suolo
- 3.4.3. Coefficiente di forma delle coperture
 - 3.4.3.1 Generalità
 - 3.4.3.2 Copertura ad una falda
 - 3.4.3.3 Copertura a due falde
- 3.4.4. Coefficiente di esposizione
- 3.4.5. Coefficiente termico

3.5. Azioni della temperatura

- 3.5.1. Generalità
- 3.5.2. Temperatura dell'aria esterna
- 3.5.3. Temperatura dell'aria interna
- 3.5.4. Distribuzione della temperatura negli elementi strutturali
- 3.5.5. Azioni termiche sugli edifici
- 3.5.6. Particolari precauzioni nel progetto di strutture soggette ad azioni termiche speciali
- 3.5.7. Effetti delle azioni termiche

3.6. Azioni eccezionali

- 3.6.1. Incendio
 - 3.6.1.1 Definizioni
 - 3.6.1.2 Richieste di prestazione
 - 3.6.1.3 Classi di resistenza al fuoco
 - 3.6.1.4 Criteri di progettazione
 - 3.6.1.5 Procedura di analisi della resistenza al fuoco
 - 3.6.1.5.1 Incendio di progetto
 - 3.6.1.5.2 Analisi dell'evoluzione della temperatura
 - 3.6.1.5.3 Analisi del comportamento meccanico
 - 3.6.1.5.4 Verifiche di sicurezza
- 3.6.2. Esplosioni
 - 3.6.2.1 Generalità
 - 3.6.2.2 Classificazione delle azioni dovute alle esplosioni
 - 3.6.2.3 Modellazione delle azioni dovute alle esplosioni
 - 3.6.2.4 Criteri di progettazione
- 3.6.3. Urti
 - 3.6.3.1 Generalità
 - 3.6.3.2 Classificazione delle azioni dovute agli urti
 - 3.6.3.3 Urti da traffico veicolare
 - 3.6.3.3.1 Traffico veicolare sotto ponti o altre strutture
 - 3.6.3.3.2 Traffico veicolare sopra i ponti
 - 3.6.3.4 Urti da traffico ferroviario
 - 3.6.3.5 Urti di imbarcazioni ed aeromobili

Costruzioni civili e industriali – Capitolo 4 | NTC 2018

Il Capitolo 4 tratta le diverse tipologie di costruzioni civili ed industriali in funzione del materiale utilizzato (calcestruzzo, acciaio, legno, muratura, altri materiali).

4.1. Costruzioni di calcestruzzo

4.1.1. Valutazione della sicurezza e metodi di analisi

4.1.1.1 Analisi elastica lineare

4.1.1.2 Analisi plastica

4.1.1.3 Analisi non lineare

4.1.1.4 Effetti delle deformazioni

4.1.2. Verifiche degli stati limite

4.1.2.1 Materiali

4.1.2.1.1 Resistenze di calcolo dei materiali

4.1.2.1.1.1 Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

4.1.2.1.1.2 Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

4.1.2.1.1.3 Resistenza di calcolo dell'acciaio

4.1.2.1.1.4 Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

4.1.2.1.2 Diagrammi di calcolo dei materiali

4.1.2.1.2.1 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo confinato

4.1.2.1.2.2 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

4.1.2.2 Stati limite di esercizio

4.1.2.2.1 Generalità

4.1.2.2.2 Stato limite di deformazione

4.1.2.2.3 Stato limite per vibrazioni

4.1.2.2.4 Stato limite di fessurazione

4.1.2.2.4.1 Combinazioni di azioni

4.1.2.2.4.2 Condizioni ambientali

4.1.2.2.4.3 Sensibilità delle armature alla corrosione

4.1.2.2.4.4 Scelta degli stati limite di fessurazione

4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione

Stato limite di decompressione e di formazione delle fessure

Stato limite di apertura delle fessure

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

4.1.2.2.5.2 Tensione massima dell'acciaio in condizioni di esercizio

4.1.2.3 Stati limite ultimi

4.1.2.3.1 Generalità

- 4.1.2.3.1 Generalità
- 4.1.2.3.2 Stato limite di resistenza
- 4.1.2.3.3 Stato limite di duttilità
- 4.1.2.3.4 Resistenza flessionale e duttilità massima in presenza e in assenza di sforzo assiale
 - 4.1.2.3.4.1 Ipotesi di base
 - 4.1.2.3.4.2 Verifiche di resistenza e duttilità
- 4.1.2.3.5 Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti
 - 4.1.2.3.5.1 Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio
 - 4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio
 - 4.1.2.3.5.3 Casi particolari
- Componenti trasversali
 - Carichi in prossimità degli appoggi
 - Carichi appesi o indiretti
 - 4.1.2.3.5.4 Verifica al punzonamento
- 4.1.2.3.6 Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti
 - Sollecitazioni composte
 - 4.1.2.3.7 Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffuse e nei nodi
 - 4.1.2.3.8 Resistenza a fatica
 - 4.1.2.3.9 Indicazioni specifiche relative a pilastri e pareti
 - 4.1.2.3.9.1 Pilastri cerchiati
 - 4.1.2.3.9.2 Verifiche di stabilità per elementi snelli - Snellezza limite per pilastri singoli - Effetti globali negli edifici
 - 4.1.2.3.9.3 Metodi di verifica
- Analisi elastica lineare
- Analisi non lineare
- 4.1. 2.3.10 Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il calcestruzzo
- 4.1.3. Verifiche per situazioni transitorie
- 4.1.4. Verifiche per situazioni eccezionali
- 4.1.5 progettazione integrata da prove e verifica mediante prove
- 4.1.6. Dettagli costruttivi
 - 4.1.6.1 Elementi monodimensionali: travi e pilastri
 - 4.1.6.1.1 Armatura delle travi
 - 4.1.6.1.2 Armatura dei pilastri
 - 4.1.6.1.3 Copriferro e interferro
 - 4.1.6.1.4 Ancoraggio delle barre e loro giunzioni
- 4.1.7. Esecuzione
- 4.1.8. Norme ulteriori per il calcestruzzo armato precompresso
 - 4.1.8.1 Valutazione della sicurezza - norme di calcolo
 - 4.1.8.1.1 Stati limite ultimi
 - 4.1.8.1.2 Stati limite di esercizio
 - 4.1.8.1.3 Tensioni di esercizio nel calcestruzzo a cadute avvenute
 - 4.1.8.1.4 Tensioni iniziali nel calcestruzzo
 - 4.1.8.1.5 Tensioni limite per gli acciai da precompressione

- 4.1.8.1.5 Tensioni limite per gli acciai da precompressione
- 4.1.8.2 Dettagli costruttivi per il calcestruzzo armato precompresso
 - 4.1.8.2.1 Armatura longitudinale ordinaria
 - 4.1.8.2.2 Staffe
- 4.1.8.3 Esecuzione delle opere in calcestruzzo armato precompresso
- 4.1.9. Norme ulteriori per i solai
 - 4.1.9.1 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi forati in laterizio
 - 4.1.9.2 Solai misti di c.a. e c.a.p. e blocchi diversi dal laterizio o calcestruzzo
 - 4.1.9.3 Solai realizzati con l'associazione di componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.
- 4.1.10. Norme ulteriori per le strutture prefabbricate
 - 4.1.10.1 Prodotti prefabbricati non soggetti a marcatura ce
 - 4.1.10.2 Prodotti prefabbricati in serie
 - 4.1.10.2.1 Prodotti prefabbricati in serie dichiarata
 - 4.1.10.2.2 Prodotti prefabbricati in serie controllata
 - 4.1.10.3 Responsabilità e competenze
 - 4.1.10.4 Prove su componenti
 - 4.1.10.5 Norme complementari
 - 4.1.10.5.1 Appoggi
 - 4.1.10.5.2 Realizzazione delle unioni
 - 4.1.10.5.3 Tolleranze
- 4.1.11. Calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato
 - 4.1.11.1 Valutazione della sicurezza – norme di calcolo
- 4.1.12. Calcestruzzo di aggregati leggeri
 - 4.1.12.1 Norme di calcolo
- 4.1.13. Resistenza al fuoco

4.2. **Costruzioni di acciaio**

- 4.2.1. Materiali
 - 4.2.1.1 Acciaio laminato
 - 4.2.1.2 Acciaio inossidabile
 - 4.2.1.3 Saldature
 - 4.2.1.4 Bulloni e chiodi
- 4.2.2. Valutazione della sicurezza
 - 4.2.2.1 Stati limite
- 4.2.3. Analisi strutturale
 - 4.2.3.1 Classificazione delle sezioni
 - 4.2.3.2 Capacità resistente delle sezioni
 - 4.2.3.3 Metodi di analisi globale
 - 4.2.3.4 Effetti delle deformazioni
 - 4.2.3.5 Effetto delle imperfezioni
- 4.2.4. Verifiche
 - 4.2.4.1 Verifiche agli stati limite ultimi
 - 4.2.4.1.1 Resistenza di calcolo

4.3. Costruzioni composte di acciaio - calcestruzzo

4.3.1. Valutazione della sicurezza

4.3.1.1 Stati limite ultimi

4.3.1.2 Stati limite di esercizio

4.3.1.3 Fasi costruttive

4.3.2. Analisi strutturale

4.3.2.1 Classificazione delle sezioni

4.3.2.2 Metodi di analisi globale

4.3.2.2.1 Analisi lineare elastica

4.3.2.2.2 Analisi plastica

4.3.2.2.3 Analisi non lineare

4.3.2.3 Larghezze efficaci

4.3.2.4 Effetti delle deformazioni

4.3.2.5 Effetti delle imperfezioni

4.3.3. Resistenze di calcolo

4.3.3.1 Materiali

4.3.3.1.1 Acciaio

4.3.3.1.2 Calcestruzzo

4.3.4. Travi con soletta collaborante

4.3.4.1 Tipologia delle sezioni

4.3.4.2 Resistenza delle sezioni

4.3.4.2.1 Resistenza a flessione

4.3.4.2.1.1 Metodo elastico

4.3.4.2.1.2 Metodo plastico

4.3.4.2.1.3 Metodo elasto-plastico

4.3.4.2.2 Resistenza a taglio

4.3.4.3 Sistemi di connessione acciaio-calcestruzzo

4.3.4.3.1 Connessioni a taglio con pioli

4.3.4.3.1.1 Disposizione e limitazioni

4.3.4.3.1.2 Resistenza dei connettori

4.3.4.3.2 Altri tipi di connettori

4.3.4.3.3 Valutazione delle sollecitazioni di taglio agenti sul sistema di connessione

4.3.4.3.4 Dettagli costruttivi della zona di connessione a taglio

4.3.4.3.5 Armatura trasversale

4.3.4.4 Modalità esecutive

4.3.4.5 Spessori minimi

4.3.5. Colonne composte

4.3.5.1 Generalità e tipologie

4.3.5.2 Rigidezza flessionale, snellezza e contributo meccanico dell'acciaio

4.3.5.3 Resistenza delle sezioni

4.4. Costruzioni di legno

- 4.4.1. Valutazione della sicurezza
- 4.4.2. Analisi strutturale
- 4.4.3. Azioni e loro combinazioni
- 4.4.4. Classi di durata del carico
- 4.4.5. Classi di servizio
- 4.4.6. Resistenza di calcolo
- 4.4.7. Stati limite di esercizio
- 4.4.8. Stati limite ultimi
 - 4.4.8.1 verifiche di resistenza
 - 4.4.8.1.1 Trazione parallela alla fibratura
 - 4.4.8.1.2 Trazione perpendicolare alla fibratura
 - 4.4.8.1.3 Compressione parallela alla fibratura
 - 4.4.8.1.4 Compressione perpendicolare alla fibratura
 - 4.4.8.1.5 Compressione inclinata rispetto alla fibratura
 - 4.4.8.1.6 Flessione
 - 4.4.8.1.7 Tensoflessione
 - 4.4.8.1.8 Pressoflessione
 - 4.4.8.1.9 Taglio
 - 4.4.8.1.10 Torsione
 - 4.4.8.1.11 Taglio e torsione
 - 4.4.8.2 Verifiche di stabilità
 - 4.4.8.2.1 Elementi inflessi (instabilità di trave)
 - 4.4.8.2.2 Elementi compressi (instabilità di colonna)
- 4.4.9. Collegamenti
- 4.4.10. Elementi strutturali
- 4.4.11. Sistemi strutturali
- 4.4.12. Robustezza
- 4.4.13. Durabilità
- 4.4.14. Resistenza al fuoco
- 4.4.15. Regole per l'esecuzione
- 4.4.16. Verifiche per situazioni transitorie, controlli e prove di carico
- 4.4.17. Verifiche per situazioni progettuali eccezionali
- 4.4.18. Progettazione integrata da prove e verifica mediante prove

4.5. Costruzioni di muratura

- 4.5.1. Definizioni
- 4.5.2. Materiali e caratteristiche tipologiche
 - 4.5.2.1 Malte
 - 4.5.2.2 Elementi resistenti in muratura
- Elementi artificiali
- Elementi naturali

Ponti – Capitolo 5 | NTC 2018

Il Capitolo 5 disciplina i criteri generali e le indicazioni tecniche per la progettazione e l'esecuzione dei ponti stradali e ferroviari. Per i ponti stradali, oltre alle principali caratteristiche geometriche, definisce le diverse possibili azioni agenti, con i diversi schemi di carico per quanto attiene le azioni variabili da traffico. Per i ponti ferroviari particolare attenzione è posta sui carichi ed i relativi effetti dinamici. Particolari e dettagliate prescrizioni sono, poi, fornite per le verifiche, sia agli SLU che agli SLE

5.1. Ponti stradali

5.1.1. Oggetto

5.1.2. Prescrizioni generali

5.1.2.1 Geometria della sede stradale

5.1.2.2 Altezza libera

5.1.2.3 Compatibilità idraulica

5.1.3. Azioni sui ponti stradali

5.1.3.1 Azioni permanenti

5.1.3.2 Distorsioni e deformazioni impresse

5.1.3.3 Azioni variabili da traffico. carichi verticali: q_1

5.1.3.3.1 Premessa

5.1.3.3.2 Definizione delle corsie convenzionali

5.1.3.3.3 Schemi di Carico

5.1.3.3.4 Categorie Stradali

5.1.3.3.5 Disposizione dei carichi mobili per realizzare le condizioni di carico più gravose

5.1.3.3.6 Strutture secondarie di impalcato

Diffusione dei carichi locali

Calcolo delle strutture secondarie di impalcato

5.1.3.4 Azioni variabili da traffico. incremento dinamico addizionale in presenza di discontinuità strutturali: q_2

5.1.3.5 Azioni variabili da traffico. azione longitudinale di frenamento o di accelerazione: q_3

5.1.3.6 Azioni variabili da traffico. azione centrifuga: q_4

5.1.3.7 Azioni di neve e di vento: q_5

5.1.3.8 Azioni idrodinamiche: q_6

5.1.3.9 Azioni della temperatura: q_7

5.1.3.10 Azioni sui parapetti e urto di veicolo in svio: q_8

5.1.3.11 Resistenze passive dei vincoli: q_9

5.1.3.12 Azioni sismiche: E

5.1.3.13 Azioni eccezionali: A

5.1.3.14 Combinazioni di carico

5.1.4. Verifiche di sicurezza

Il Capitolo 6 tratta il problema della progettazione geotecnica distinguendo, in particolare, il progetto e la realizzazione:

- delle opere di fondazione;
- delle opere di sostegno;
- delle opere in sotterraneo;
- delle opere e manufatti di materiali sciolti naturali;
- dei fronti di scavo;
- del miglioramento e rinforzo dei terreni e degli ammassi rocciosi;
- del consolidamento dei terreni interessanti opere esistenti, nonché la valutazione della sicurezza dei pendii e la fattibilità di opere che hanno riflessi su grandi aree.

Nell'articolazione del progetto vengono introdotte, distintamente, la modellazione geologica e la modellazione geotecnica del sito i cui metodi e risultati delle indagini devono essere esaurientemente esposti e commentati, rispettivamente, nella "relazione geologica" e nella "relazione geotecnica". Dopo le indicazioni relative alle verifiche agli stati limite, si fa un breve ma significativo cenno al metodo osservazionale ed al monitoraggio del complesso opera-terreno. È introdotto, infine, un importante paragrafo sui tiranti di ancoraggio, con le relative verifiche, regole di realizzazione e prove di carico.

6.1. Disposizioni generali

6.1.1. Oggetto delle norme

6.1.2. Prescrizioni generali

6.2. Articolazione del progetto

6.2.1. Caratterizzazione e modellazione geologica del sito

6.2.2. Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

6.2.3. Fasi e modalità costruttive

6.2.4. Verifiche della sicurezza e delle prestazioni

6.2.4.1 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi (slu)

6.2.4.1.1 Azioni

6.2.4.1.2 Resistenze

6.2.4.1.3. Verifiche SLU con l'analisi di interazione terreno-struttura

6.2.4.2 Verifiche nei confronti degli stati limite ultimi idraulici

6.2.4.3 Verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio (sle)

6.2.5 Impiego del metodo osservazionale

6.2.6. Monitoraggio del complesso opera-terreno

6.3. Stabilità dei pendii naturali

6.3.1. Prescrizioni generali

6.3.2. Modellazione geologica del pendio

Il Capitolo 7 tratta la progettazione in presenza di azioni sismiche ed introduce un importante paragrafo riguardante esplicitamente i criteri generali di progettazione e modellazione delle strutture, per la evidente riconosciuta importanza che assume nella progettazione la corretta modellazione delle strutture, anche in relazione all'ormai inevitabile impiego dei programmi automatici di calcolo. Nel paragrafo inerente i metodi di analisi ed i criteri di verifica, viene opportunamente trattata, accanto a quella lineare, l'analisi non lineare. Sono, poi, fornite le disposizioni per il calcolo e le verifiche delle diverse tipologie di strutture (cemento armato, acciaio, miste acciaiocalcestruzzo, legno, muratura, ponti, opere e sistemi geotecnica)

7.0. Generalità

7.1. Requisiti delle costruzioni nei confronti degli stati limite

7.2. Criteri generali di progettazione e modellazione

7.2.1. Caratteristiche generali delle costruzioni

7.2.2. Criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali

7.2.3. Criteri di progettazione di elementi strutturali "secondari" ed elementi costruttivi non strutturali

7.2.4. Criteri di progettazione degli impianti

7.2.5. Requisiti strutturali degli elementi di fondazione

7.2.6. Criteri di modellazione della struttura e dell'azione sismica

7.3. Metodi di analisi e criteri di verifica

7.3.1. Analisi lineare o non lineare

7.3.2. Analisi dinamica o statica

7.3.3. Analisi lineare dinamica o statica

7.3.3.1 Analisi lineare dinamica

7.3.3.2 Analisi lineare statica

7.3.3.3 Valutazione degli spostamenti della struttura

7.3.4. Analisi non lineare dinamica o statica

7.3.4.1 Analisi non lineare dinamica

7.3.4.2 Analisi non lineare statica

7.3.5. Risposta alle diverse componenti dell'azione sismica ed alla variabilità spaziale del moto

7.3.6. Rispetto dei requisiti nei confronti degli stati limite

7.3.6.1 Elementi strutturali (st)

7.3.6.2 Elementi non strutturali (ns)

7.3.6.3 Impianti (im)

Costruzioni esistenti – Capitolo 8 | NTC 2018

Il Capitolo 8 affronta il delicato problema della costruzioni esistenti; dopo i criteri generali sulle diverse tipologie di edifici e le variabili che consentono di definirne lo stato di conservazione, introduce la distinzione fondamentale dei tre diversi tipi di intervento che possono essere effettuati su una costruzione esistente:

- riparazioni o interventi locali, che interessino elementi isolati e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.
- interventi di miglioramento, atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle NTC;
- interventi di adeguamento, atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle NTC;

Un ulteriore importante paragrafo riporta le disposizioni per la progettazione degli interventi in presenza di azioni sismiche nelle diverse tipologie di edifici.

8.1. Oggetto

8.2. Criteri generali

8.3. Valutazione della sicurezza

8.4. Classificazione degli interventi

- 8.4.1. Riparazione o intervento locale
- 8.4.2. Intervento di miglioramento
- 8.4.3. Intervento di adeguamento

8.5. Definizione del modello di riferimento per le analisi

- 8.5.1. Analisi storico-critica
- 8.5.2. Rilievo
- 8.5.3. Caratterizzazione meccanica dei materiali
- 8.5.4. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza
- 8.5.5. Azioni

8.6. Materiali

8.7. Progettazione degli interventi in presenza di azioni sismiche

- 8.7.1. Costruzioni in muratura
- 8.7.2. Costruzioni in calcestruzzo armato o in acciaio
- 8.7.3. Costruzioni miste
- 8.7.4. Criteri e tipi d'intervento
- 8.7.5. Elaborati del progetto dell'intervento

Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo – Capitolo 10 | NTC 2018

Il Capitolo 10 tratta le regole generali per la redazione dei progetti strutturali e delle relazioni di calcolo, ovvero della completezza della documentazione che caratterizza un buon progetto esecutivo. Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo, un paragrafo indica al progettista i controlli da effettuare sull'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti.

10.1. Caratteristiche generali

10.2. Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

10.2.1. Relazione di calcolo

Tipo di analisi svolta

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Modalità di presentazione dei risultati.

Informazioni generali sull'elaborazione.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

10.2.2. Valutazione indipendente del calcolo

Redazione dei progetti strutturali esecutivi e delle relazioni di calcolo – Capitolo 10 | NTC 2018

Il Capitolo 10 tratta le regole generali per la redazione dei progetti strutturali e delle relazioni di calcolo, ovvero della completezza della documentazione che caratterizza un buon progetto esecutivo. Qualora l'analisi strutturale e le relative verifiche siano condotte con l'ausilio di codici di calcolo, un paragrafo indica al progettista i controlli da effettuare sull'affidabilità dei codici utilizzati e l'attendibilità dei risultati ottenuti.

10.1. Caratteristiche generali

10.2. Analisi e verifiche svolte con l'ausilio di codici di calcolo

10.2.1. Relazione di calcolo

Tipo di analisi svolta

Origine e Caratteristiche dei Codici di Calcolo

Modalità di presentazione dei risultati.

Informazioni generali sull'elaborazione.

Giudizio motivato di accettabilità dei risultati.

10.2.2. Valutazione indipendente del calcolo

Materiali e prodotti per uso strutturale – Capitolo 11 | NTC 2018

Il Capitolo 11 completa i contenuti tecnici delle norme fornendo le regole di qualificazione, certificazione ed accettazione dei materiali e prodotti per uso strutturale, rese coerenti con le procedure consolidate del Servizio Tecnico Centrale e del Consiglio Superiore e le disposizioni comunitarie in materia.

11.1. Generalità

11.2. Calcestruzzo

- 11.2.1. Specifiche per il calcestruzzo
- 11.2.2. Controlli di qualità del calcestruzzo
- 11.2.3. Valutazione preliminare
- 11.2.4. Prelievo e prova dei campioni
- 11.2.5. Controllo di accettazione
 - 11.2.5.1 Controllo di tipo a
 - 11.2.5.2 Controllo di tipo b
 - 11.2.5.3 Prescrizioni comuni per entrambi i criteri di controllo
- 11.2.6. Controllo della resistenza del calcestruzzo in opera
- 11.2.7. Prove complementari
- 11.2.8. Prescrizioni relative al calcestruzzo confezionato con processo industrializzato
- 11.2.9. Componenti del calcestruzzo
 - 11.2.9.1 Leganti
 - 11.2.9.2 Aggregati
 - 11.2.9.3 Aggiunte
 - 11.2.9.4 Additivi
 - 11.2.9.5 Acqua di impasto
 - 11.2.9.6 Miscele preconfezionate di componenti per calcestruzzo
- 11.2.10. Caratteristiche del calcestruzzo
 - 11.2.10.1 Resistenza a compressione
 - 11.2.10.2 Resistenza a trazione
 - 11.2.10.3 Modulo elastico
 - 11.2.10.4 Coefficiente di poisson

- 11.3.4.11.2.1 Centri di produzione di lamiere grecate e profilati formati a freddo
- 11.3.4.11.2.2 Centri di prelaborazione di componenti strutturali
- 11.3.4.11.2.3 Officine per la produzione di carpenterie metalliche
- 11.3.4.11.2.4 Officine per la produzione di bulloni e chiodi
- 11.3.4.11.3 Controlli di accettazione in cantiere

11.4. Ancoranti per uso strutturale e giunti di dilatazione

- 11.4.1. Ancoranti per uso strutturale
- 11.4.2. Giunti di dilatazione stradale

11.5. Sistemi di precompressione a cavi post-tesi e tiranti di ancoraggio

- 11.5.1. Sistemi di precompressione a cavi post tesi
- 11.5.2. Tiranti di ancoraggio per uso geotecnico

11.6. Appoggi strutturali

11.7. Materiali e prodotti a base di legno

- 11.7.1 Generalità
 - 11.7.1.1 Proprietà dei materiali
- 11.7.2 Legno massiccio
- 11.7.3 Legno strutturale con giunti a dita
- 11.7.4. Legno lamellare incollato e legno massiccio incollato
- 11.7.5 Pannelli a base di legno
- 11.7.6 Altri prodotti derivati dal legno per uso strutturale
- 11.7.7 Adesivi
 - 11.7.7.1 Adesivi per elementi incollati in stabilimento
 - 11.7.7.2 Adesivi per giunti realizzati in cantiere
- 11.7.8 Elementi meccanici di collegamento
- 11.7.9 Durabilità del legno e derivati
 - 11.7.9.1 Generalità
 - 11.7.9.2 Requisiti di durabilità naturale dei materiali a base di legno
- 11.7.10 Procedure di identificazione, qualificazione e accettazione
 - 11.7.10.1 Disposizioni generali
 - 11.7.10.1.1 Identificazione e rintracciabilità dei prodotti qualificati
 - 11.7.10.1.2 Forniture, documentazione di accompagnamento, controlli di accettazione in cantiere
 - 11.7.10.2 Controllo di accettazione in cantiere

11.8. Componenti prefabbricati in c.a. e c.a.p.

- 11.8.1. Generalità
- 11.8.2. Requisiti minimi degli stabilimenti e degli impianti di produzione
- 11.8.3. Controllo di produzione
 - 11.8.3.1 Controllo sui materiali per elementi di serie
 - 11.8.3.2 Controllo di produzione in serie controllata

11.9. Dispositivi antisismici e di controllo delle vibrazioni

- 11.9.1. Tipologie di dispositivi
- 11.9.2. Procedura di qualificazione
- 11.9.3. Procedura di accettazione
- 11.9.4. Dispositivi a comportamento lineare
 - 11.9.4.1 Prove di accettazione sui dispositivi
- 11.9.5. Dispositivi a comportamento non lineare
 - 11.9.5.1 Prove di accettazione sui dispositivi
- 11.9.6. Dispositivi a comportamento viscoso
 - 11.9.6.1 Prove di accettazione sui dispositivi
- 11.9.7. Isolatori elastomerici
 - 11.9.7.1 Prove di accettazione sui dispositivi
- 11.9.8. Isolatori a scorrimento
 - 11.9.8.1 Prove di accettazione sui dispositivi
- 11.9.9. Dispositivi a vincolo rigido del tipo a "fusibile"
 - 11.9.9.1 Prove di accettazione sui dispositivi
- 11.9.10. Dispositivi (dinamici) di vincolo provvisorio
 - 11.9.10.1 Prove di accettazione sui dispositivi

11.10. Muratura portante

- 11.10.1. Elementi per muratura
 - 11.10.1.1 Prove di accettazione
 - 11.10.1.1.1 Resistenza a compressione degli elementi resistenti artificiali o naturali
- 11.10.2. Malte per muratura
 - 11.10.2.1 Malte a prestazione garantita
 - 11.10.2.2 Malte a composizione prescritta
 - 11.10.2.3 Malte prodotte in cantiere
 - 11.10.2.4 Prove di accettazione
- 11.10.3. Determinazione dei parametri meccanici della muratura
 - 11.10.3.1 Resistenza a compressione
 - 11.10.3.1.1 Determinazione sperimentale della resistenza a compressione
 - 11.10.3.1.2 Stima della resistenza a compressione
 - 11.10.3.2 Resistenza caratteristica a taglio in assenza di tensioni normali
 - 11.10.3.2.1 Determinazione sperimentale della resistenza a taglio
 - 11.10.3.2.2 Stima della resistenza a taglio
 - 11.10.3.3 Resistenza caratteristica a taglio
 - 11.10.3.4 Moduli di elasticità secanti

Il Capitolo 2 individua i principi fondamentali per la valutazione della sicurezza, definendo altresì gli Stati Limite Ultimi (SLU) e gli Stati Limite di Esercizio (SLE) per i quali devono essere effettuate le opportune verifiche sulle opere; introduce, inoltre, i concetti di Vita nominale di progetto e Classi d'uso; classifica, infine, le possibili azioni agenti sulle costruzioni ed indica le diverse combinazioni delle stesse e le verifiche da eseguire.

2.1. Principi fondamentali

2.2. Requisiti delle opere strutturali

2.2.1. Stati limite ultimi (slu)

2.2.2. Stati limite di esercizio (sle)

2.2.3. Sicurezza antincendio

2.2.4. Durabilità

2.2.5. Robustezza

2.2.6. Verifiche

2.3. Valutazione della sicurezza

2.4. Vita nominale di progetto, classi d'uso e periodo di riferimento

2.4.1. Vita nominale di progetto

2.4.2. Classi d'uso

2.4.3. Periodo di riferimento per l'azione sismica

2.5. Azioni sulle costruzioni

2.5.1. Classificazione delle azioni

2.5.1.1 Classificazione delle azioni in base al modo di esplicarsi

2.5.1.2 Classificazione delle azioni secondo la risposta strutturale

2.5.1.3 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

2.5.2. Caratterizzazione delle azioni elementari

2.5.3. Combinazioni delle azioni

2.6. Azioni nelle verifiche agli stati limite

2.6.1. Stati limite ultimi

2.6.2. Stati limite di esercizio

RELAZIONE SULLA MODELLAZIONE SISMICA DEL SITO

Indice:

Normativa di riferimento	2
Coordinate geografiche del sito	3
Pericolosità sismica di base / individuazione grafica	4
Categoria di sottosuolo	4
Categoria Topografica	4
Coefficiente di amplificazione stratigrafica.....	5
Spettri di risposta elastici	8
Verifica del fattore di struttura q.....	12

Normativa di riferimento

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e per la modellazione sismica del sito si costruzione, è la NTC18, Norme Tecniche per le Costruzioni emanate con il D.M.17/01/2018 pubblicato sulla G.U. 42 del 20/02/2018.

In particolare si fa riferimento a quanto previsto al punto 3.2 delle NTC 2018 che rimanda alle NTC 2008, dove la pericolosità sismica di un sito è descritta dalla probabilità che, in un lasso di tempo, in detto sito si verifichi un evento sismico di entità almeno pari ad un valore prefissato. Nelle NTC, tale lasso di tempo, espresso in anni, è denominato *“periodo di riferimento”* V_r e la probabilità è denominata *“probabilità di eccedenza o di superamento nel periodo di riferimento”* P_vr .

Pertanto ai fini della determinazione delle azioni sismiche di progetto nei modi previsti, la pericolosità sismica del sito è definita attraverso l'individuazione di due parametri fondamentali quali:

- ***categoria del Suolo*** (*Categoria di suolo “B” nel nostro caso*), che sta ad indicare il tipo di terreno classificato in base a valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s
- ***coefficiente di topografia (T)***: Coefficiente topografico “T1” nel nostro caso.

Tali parametri permettono di determinare le forme spettrali di risposta elastici agli stati limiti che caratterizzano la pericolosità del sito di costruzione in oggetto

Di seguito si riportano in tabella i parametri utilizzati per il calcolo ed indicativi del sito dove si trova la struttura. Trattasi appunto di struttura esistente in muratura e telai in calcestruzzo armato.

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
<i>DATI GENERALI DI STRUTTURA</i>			
Massima dimens. dir. X (m)	5,10	Altezza edificio (m)	8,10
Massima dimens. dir. Y (m)	11,65	Differenza temperatura(°C)	15
<i>PARAMETRI SISMICI</i>			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	II Cu=1.0
Longitudine Est (Grd)	14,34037	Latitudine Nord (Grd)	41,03666
Categoria Suolo	B	Coeff. Condiz. Topogr.	1,00000
Sistema Costruttivo Dir.1	Muratura	Sistema Costruttivo Dir.2	Muratura
Regolarita' in Altezza	NO(KR= 8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0,00000
Tipo Intervento	Intervento locale	Tipo Analisi Sismica	PUSH-OVER
Livello Sicurezza Min. (%)	100		
<i>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.</i>			
Probabilita' Pvr	0,63	Periodo di Ritorno Anni	50,00
Accelerazione Ag/g	0,06	Periodo T'c (sec.)	0,32
Fo	2,37	Fv	0,77
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,15
Periodo TC (sec.)	0,44	Periodo TD (sec.)	1,83
<i>PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.</i>			
Probabilita' Pvr	0,10	Periodo di Ritorno Anni	475,00
Accelerazione Ag/g	0,14	Periodo T'c (sec.)	0,41
Fo	2,47	Fv	1,23
Fattore Stratigrafia'Ss'	1,20	Periodo TB (sec.)	0,18
Periodo TC (sec.)	0,54	Periodo TD (sec.)	2,14
<i>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO MURATURA - D I R. 1</i>			
Sistema Strutturale	Ordinaria	AlfaU/Alfa1	1,70
Fattore di comportam 'q'	1,89		
<i>PARAMETRI SISTEMA COSTRUTTIVO MURATURA - D I R. 2</i>			
Sistema Strutturale	Ordinaria	AlfaU/Alfa1	1,70
Fattore di comportam 'q'	1,89		
<i>COEFFICIENTI DI SICUREZZA PARZIALI DEI MATERIALI</i>			
Acciaio per CLS armato	1,15	Calcestruzzo CLS armato	1,50
Muratura azioni sismiche	2,00	Murat. Nuova Az. Statiche	2,00
Murat.Esist. Az. Statiche	2,00		
Legno per comb. eccez.	1,00	Legno per comb. fondament.:	1,30
Livello conoscenza	LC1		
FRP Collasso Tipo 'A'	1,10	FRP Delaminazione Tipo 'A'	1,20
FRP Collasso Tipo 'B'	1,25	FRP Delaminazione Tipo 'B'	1,50
FRP Resist. Press/Fless	1,00	FRP Resist. Taglio/Torsione	1,20
FRP Resist. Confinamento	1,10		

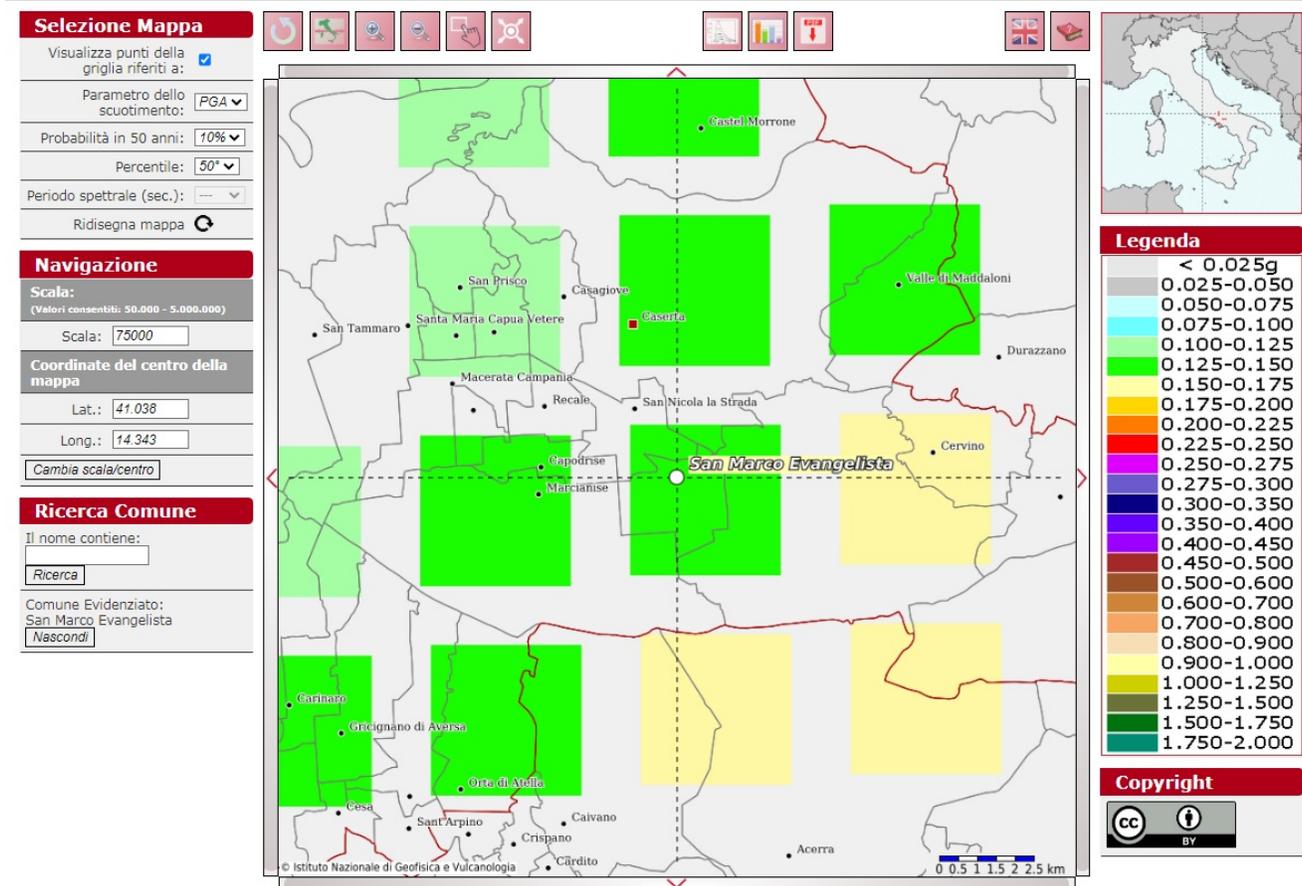
Coordinate geografiche del sito

Longitudine 14,34037

Latitudine 41,03666

Pericolosità sismica di base / individuazione grafica

Modello di pericolosità sismica MPS04-S1



Le indagini per la determinazione delle Vs30 sono quelle evidenziate nella relazione geologica in allegato cui si rimanda per un migliore chiarimento.

Analisi di tipo MASW.

Categoria di sottosuolo “C”

Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.

Categoria Topografica “T1” NTC 18 - § 3.2.2 Tab. 3.2.V

$$S_T = 1,0$$

Per tener conto delle condizioni topografiche ed in assenza di specifiche analisi di risposta locale, si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati nella tabella citata in funzione delle categorie topografiche definite nel § 3.2.2 e dell'ubicazione dell'opera. S_T rappresenta il valore massimo del coefficiente di amplificazione topografica

Coefficiente di amplificazione stratigrafica

“ S_s ” NTC 18 - §3.2.3.1 Tab. 3.2 V

L'influenza del profilo stratigrafico sulla risposta sismica locale può essere valutata in prima approssimazione con riferimento alle categorie di sottosuolo di cui al § 3.2.2. Il moto sismico alla superficie di un sito, associato a ciascuna categoria di sottosuolo, è definito mediante l'accelerazione massima (a_{max}) attesa in superficie ed una forma spettrale ancorata ad essa. Il valore di a_{max} può essere ricavato dalla relazione $a_{max} = S_s \cdot a_g$ dove a_g è l'accelerazione massima su sito di riferimento rigido ed S_s è il coefficiente di amplificazione stratigrafica.

Per strutture con $T > 4,0$ s o in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2** lo spettro deve essere definito da appositi studi ovvero l'azione sismica viene descritta mediante accelerogrammi.

Per strutture con $T \leq 4,0$ s ed in presenza di categorie di sottosuolo **A, B, C, D, E** si definisce:

$$S_e(T) = a_g \times S \times \eta \times F_o \times \begin{cases} \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \times F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] & 0 \leq T < T_B \\ 1 & T_B \leq T < T_C \\ \frac{T_C}{T} & T_C \leq T < T_D \\ \frac{T_C T_D}{T^2} & T_D \leq T \end{cases}$$

dove:

- 1) S coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche:

$$S = S_S \times S_T$$

in cui S_S =coefficiente di amplificazione stratigrafica (**Tab. 3.2.V**) ed S_T =coefficiente topografico (**Tab. 3.2.VI**);

- 2) η fattore che altera lo spettro elastico per smorzamenti viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%:

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,55$$

il coefficiente di smorzamento viscoso convenzionale ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;

- 3) F_o fattore di amplificazione spettrale:

$$F_o = \frac{S_{e, max}}{a_g}$$

4) T_C periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante:

$$T_C = 2 \times \pi \times C_C \times \frac{S_{Ve,max}}{S_{e,max}}$$

in cui C_C = coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (**Tab. 3.2.V**);

5) T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante:

$$T_B = 0,35 \times T_C$$

6) T_D periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento:

$$T_D = \frac{a_g}{g} \times 4,0s + 1,6s$$

Effetti locali stratigrafici $\rightarrow S_S$ e C_C (**Tab. 3.2.V**)

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,30 - 0,10 \times \frac{S_{e,max}}{g}$	$\left(1,35 + 0,50 \times \frac{S_{e,max}}{g}\right) \times \left(1 - 0,60 \times \frac{S_e^*(1s)}{g}\right)$
C	$1,50 - 0,40 \times \frac{S_{e,max}}{g}$	$\left(1,35 + 0,80 \times \frac{S_{e,max}}{g}\right) \times \left(1 - 0,60 \times \frac{S_e^*(1s)}{g}\right)$
D	$1,90 - 0,75 \times \frac{S_{e,max}}{g}$	$\left(0,50 + 3,00 \times \frac{S_{e,max}}{g}\right) \times \left(1 - 0,60 \times \frac{S_e^*(1s)}{g}\right)$
E	$1,50 - 0,10 \times \frac{S_{e,max}}{g}$	$\left(1,50 + 0,30 \times \frac{S_{e,max}}{g}\right) \times \left(1 - 0,60 \times \frac{S_e^*(1s)}{g}\right)$

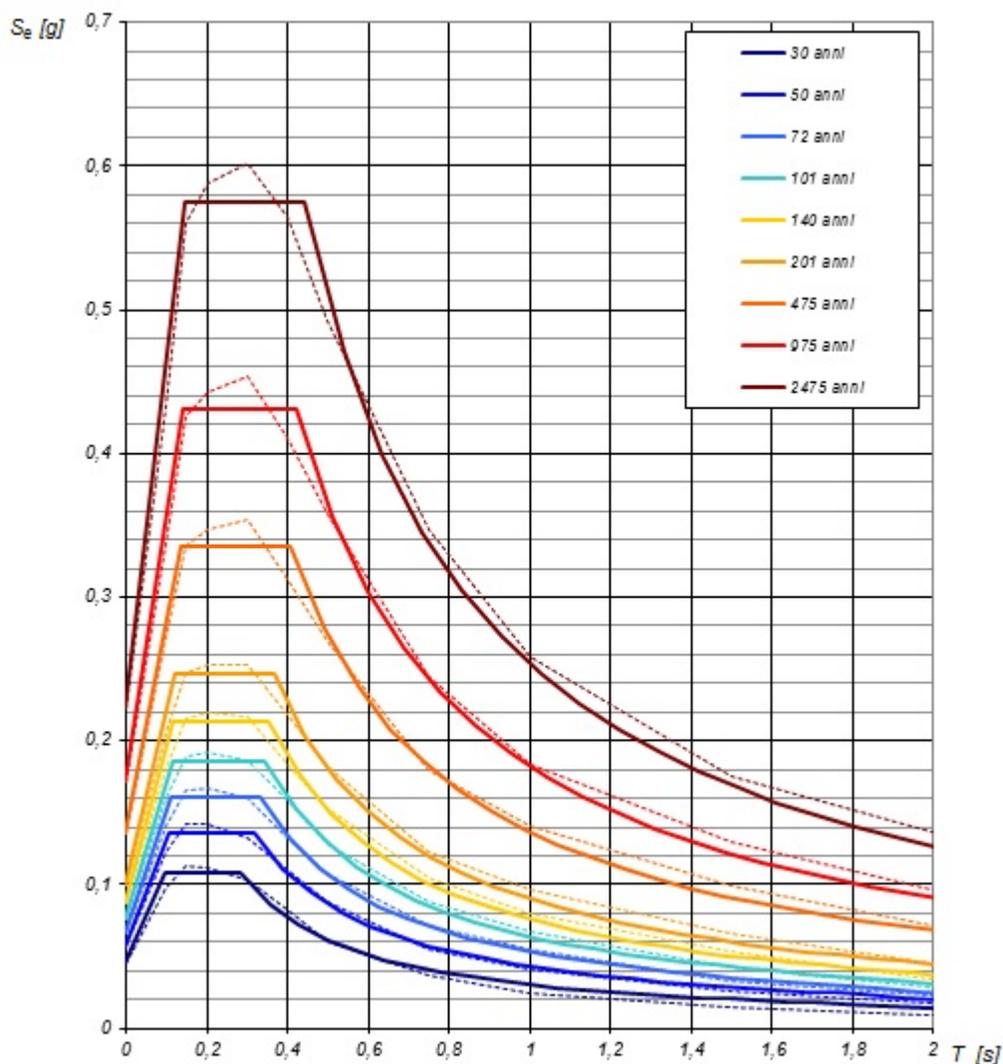
dove $S_e^*(1s) = 2 \times \pi \times S_{Ve,max} / 1s$

Se $0,25g \leq S_{e,max} \leq 1,25g$ e $0,10g \leq S_e^*(1s) \leq 0,50g \rightarrow$ si usano $S_{e,max}$ ed $S_e^*(1s)$

Altrimenti $\rightarrow S_{e,max}$ ed $S_e^*(1s)$ sono assunti pari al valore più prossimo sull'intervallo corrispondente

Spettri di risposta elastici

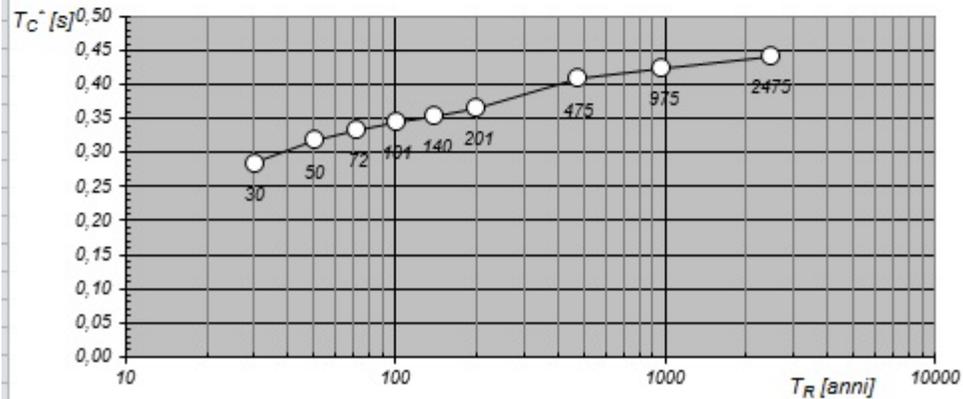
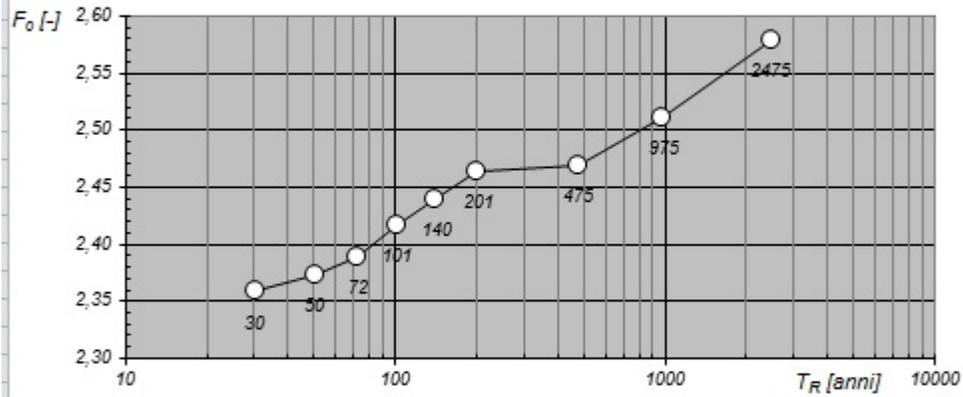
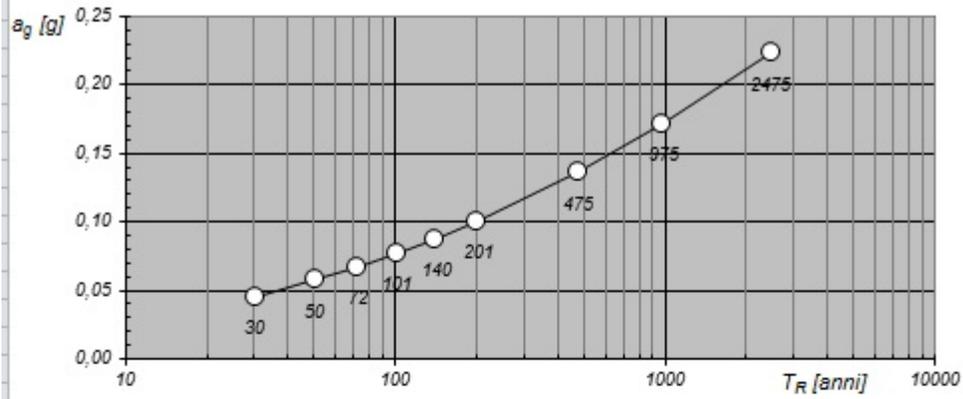
Spettri di risposta elastici per i periodi di ritorno T_R di riferimento



NOTA:

Con linea continua si rappresentano gli spettri di Normativa, con linea tratteggiata gli spettri del progetto S1-INGV da cui sono derivati.

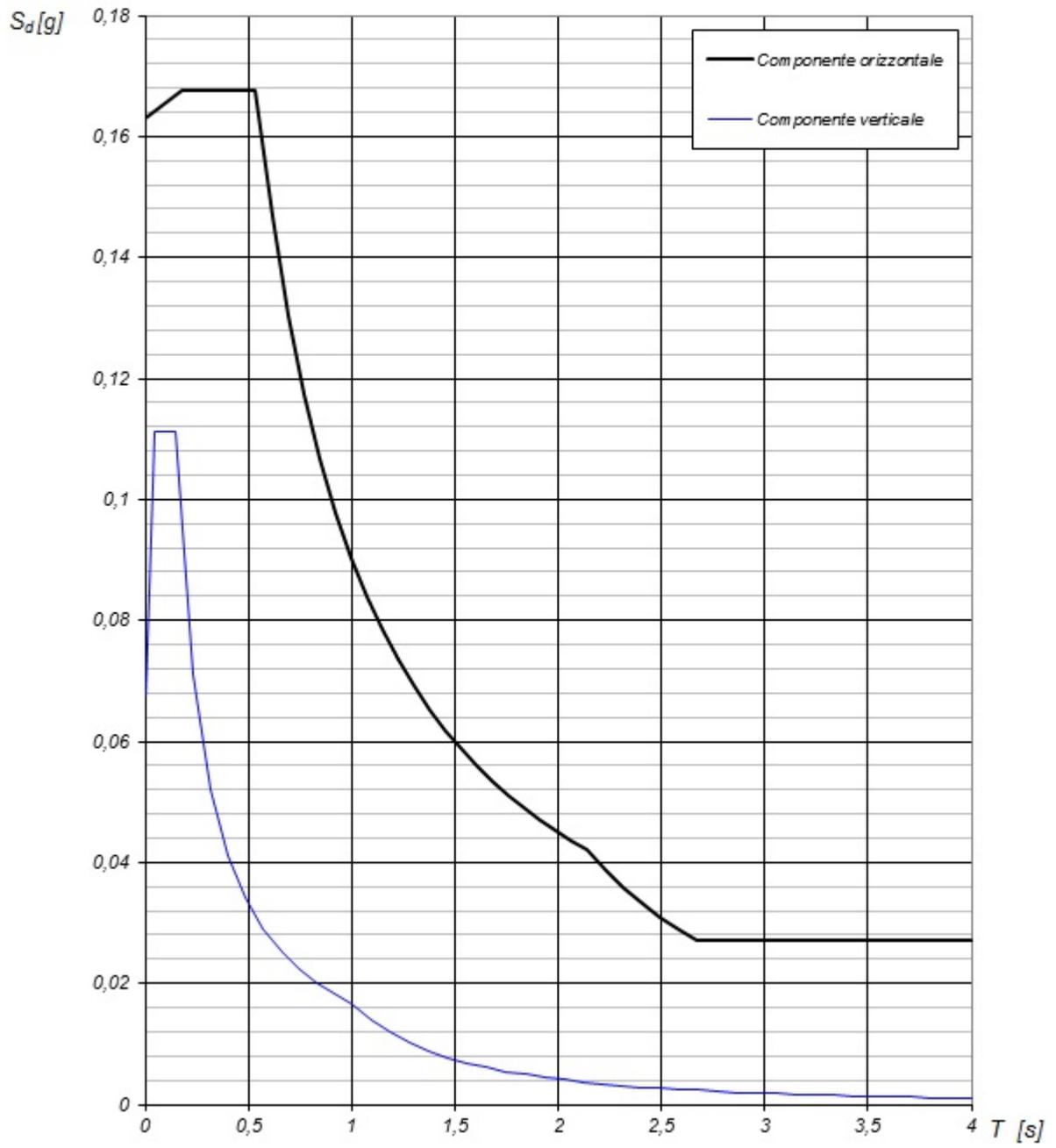
Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* : variabilità col periodo di ritorno T_R



Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R di riferimento

T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
30	0,046	2,358	0,285
50	0,057	2,374	0,317
72	0,067	2,389	0,332
101	0,077	2,417	0,345
140	0,088	2,439	0,355
201	0,100	2,464	0,365
475	0,136	2,469	0,408
975	0,171	2,511	0,424
2475	0,223	2,579	0,441

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0,136 g
F_g	2,469
T_c	0,408 s
S_s	1,200
C_c	1,316
S_T	1,000
q	2,400

Parametri dipendenti

S	1,200
η	0,417
T_B	0,179 s
T_C	0,537 s
T_D	2,143 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

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

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

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

$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_o(T)$ sostituendo η con η/q , dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	S_e [g]
	0,000	0,163
T_B ←	0,179	0,168
T_C ←	0,537	0,168
	0,613	0,147
	0,690	0,130
	0,766	0,117
	0,843	0,107
	0,919	0,098
	0,996	0,090
	1,072	0,084
	1,149	0,078
	1,225	0,073
	1,302	0,069
	1,378	0,065
	1,455	0,062
	1,531	0,059
	1,608	0,056
	1,684	0,053
	1,761	0,051
	1,837	0,049
	1,914	0,047
	1,990	0,045
	2,067	0,044
T_D ←	2,143	0,042
	2,232	0,039
	2,320	0,036
	2,409	0,033
	2,497	0,031
	2,585	0,029
	2,674	0,027
	2,762	0,027
	2,851	0,027
	2,939	0,027
	3,027	0,027
	3,116	0,027
	3,204	0,027
	3,293	0,027
	3,381	0,027
	3,470	0,027
	3,558	0,027
	3,646	0,027
	3,735	0,027
	3,823	0,027
	3,912	0,027
	4,000	0,027

Verifica del fattore di struttura q [Cfr. NTC18 – NTC 08 § C8.7.1.2]

$$q = q_0 \times K_R$$

La Normativa provvede a fornire il valore di q_0 in funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità e del rapporto α_u/α_1 .

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Si calcola con l'espressione $q=q_0 * K_R$ [§7.8.1.3 NTC18] dove q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal materiale, dalla tipologia, dal livello di duttilità globale, dalla sovra resistenza, dalla regolarità in pianta

K_R dipende dalla regolarità in altezza e per il Nostro è pari a 0.8 Il valore di q_0

VEDI Tabella 7.3.II NTC 18 e quest'ultimo termine (α_u/α_1) si può valutare pari a 1.35 secondo le specifiche valutazioni eseguite attraverso il software di calcolo adottato come da indicazioni § 7.3.4.2 NTC 18

Da cui: $q= 1.86$ valore adottato nell'analisi strutturale.

Attenzione a non confondere q con q_0

**RELAZIONE TECNICA PER LA REALIZZAZIONE
DI UNA VILLETTA UNIFAMILIARE
E ATTIGUA TETTOIA DESTINATA A RICOVERO ATTREZZI / GARAGE
RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE
AI SENSI DEL D.M. 17/01/2018**

Indice:

Normativa di riferimento:	2
Ubicazione del fabbricato e descrizione dell'area.....	3
Tipo di costruzione	3
Tipo analisi svolta	3
Origine e caratteristiche dei codici di calcolo.....	6
Affidabilità dei codici utilizzati.....	7
Giudizio motivato di accettabilità.....	7
Verifiche di regolarità	8
Fattore di struttura	10
Azioni sulla costruzione	11
Azioni ambientali e naturali.....	12
Azioni antropiche e pesi propri – Analisi dei carichi.....	15
Analisi dei carichi	15
Calcolo del giunto sismico tra gli edifici	17
Verifica Saldature	19
Interazione tra fondazione in progetto e fondazione del fabbricato esistente sul lotto attiguo di aliena proprietà	23

Segue in appendice:

Valutazione dei cedimenti

Calcolo del giunto sismico tra le strutture

Grafici delle sollecitazioni struttura villetta

Grafici delle sollecitazioni struttura tettoia attigua / garage

Relazione ai sensi del cap.10 .2 NTC 18 > vedi indice dedicato

Relazione generale programma di calcolo > vedi indice dedicato

Normativa di riferimento:

Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica".

Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche".

Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 14 gennaio 2008 (G. U. 4 febbraio 2008, n. 29 - Suppl. Ord.) "Norme tecniche per le Costruzioni" (NTC)

Circolare 2 febbraio 2009 n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (G.U. 26 febbraio 2009 n. 27 – Suppl. Ord.) "Istruzioni per l'applicazione delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 14 gennaio 2008"

Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti del 17 Gennaio 2018



- **Individuazione del lotto libero**

Il lotto risulta libero da qualsiasi manufatto e ha prospicienza sulla strada B D'Avanzo.

I materiali delle strutture portanti saranno in calcestruzzo armato come meglio indicato nei grafici di riferimento e la copertura dell'abitazione unifamiliare sarà in acciaio con pannelli coibentati.

La struttura del garage attiguo sarà in cls e copertura in legno lamellare ad unico impalcato.

Ubicazione del fabbricato e descrizione dell'area

Il fabbricato sarà realizzato nel centro abitato in provincia di in via , in un'area priva di strutture dedicata alla costruzione nuova.

La quota del sito è circa 70 m s.l.m. Terreno di tipo "C" sub pianeggiante, categoria topografica "T1"

Le coordinate geografiche sono recepite in WGS84 ed inserite nel software di calcolo che le utilizza per la definizione dello spettro sismico di analisi:

Longitudine 14,111111

Latitudine 41,111111

Tipo di costruzione

La costruzione è di tipo in muratura ordinaria con vita nominale $V_N > 50$ anni

Classe d'uso II: il cui uso prevede normali affollamenti

Coefficiente d'uso $C_u = 1.0$

Classe di duttilità: Bassa

Tipo analisi svolta

- Tipo di analisi e motivazione

L'analisi per le combinazioni delle azioni permanenti e variabili è stata condotta in regime elastico lineare.

Per quanto riguarda le azioni sismiche, tenendo conto che per la tipologia strutturale in esame possono essere significativi i modi superiori, si è optato per l'analisi modale con spettro di risposta di progetto e fattore di struttura. La scelta è stata anche dettata dal fatto che tale tipo di analisi è nelle NTC2018 indicata come analisi di riferimento che può essere utilizzata senza limitazione di sorta. Nelle analisi sono state considerate le eccentricità accidentali pari al 5% della dimensione della struttura nella direzione trasversale al sisma.

- Metodo di risoluzione della struttura

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. In particolare le travi ed i pilastri sono stati schematizzati con elementi asta a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite. Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare, per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Per gli elementi strutturali bidimensionali (pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti, piastre o superfici generiche) è stato utilizzato un modello finito a 3 o 4 nodi di tipo shell che modella sia il comportamento membranale (lastra) che flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico è stato modellato con funzioni di forma di tipo polinomiale che rappresentano una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. Per questo tipo di elementi finiti la precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della MESH. Il metodo è efficiente per il calcolo degli spostamenti nodali ed è sempre rispettoso dell'equilibrio a livello nodale con le azioni esterne.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. La presenza di eventuali orizzontamenti è stata tenuta in conto o con vincoli cinematici rigidi o con modellazione della soletta con elementi SHELL. I vincoli tra i vari elementi

strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

In particolare, il modello di calcolo ha tenuto conto dell'interazione suolo-struttura schematizzando le fondazione superficiali (con elementi plinto, trave o piastra) come elementi su suolo elastico alla Winkler.

I legami costitutivi utilizzati nelle analisi globali finalizzate al calcolo delle sollecitazioni sono del tipo elastico lineare.

- Metodo di verifica sezionale

Le verifiche sono state condotte con il metodo degli stati limite (SLU e SLE) utilizzando i coefficienti parziali della normativa di cui al DM 17/01/2018.

Le verifiche degli elementi bidimensionali sono state effettuate direttamente sullo stato tensionale ottenuto, per le azioni di tipo statico e di esercizio. Per le azioni dovute al sisma (ed in genere per le azioni che provocano elevata domanda di deformazione anelastica), le verifiche sono state effettuate sulle risultanti (forze e momenti) agenti globalmente su una sezione dell'oggetto strutturale (muro a taglio, trave accoppiamento, etc..)

Per le verifiche sezionali degli elementi in c.a. ed acciaio sono stati utilizzati i seguenti legami:

Legame parabola rettangolo per il cls

Legame elastico perfettamente plastico o incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

- Combinazioni di carico adottate

Le combinazioni di calcolo considerate sono quelle previste dal DM 17/01/2018 per i vari stati limite e per le varie azioni e tipologie costruttive. In particolare, ai fini delle verifiche degli stati limite, sono state considerate le combinazioni delle azioni di cui al § 2.5.3 delle NTC 2018, per i seguenti casi di carico:

SLO	NO
SLD	SI
SLV	SI

SLC	NO
Combinazione Rara	SI
Combinazione frequente	SI
Combinazione quasi permanente	SI
SLU terreno A1 – Approccio 1/ Approccio 2	SI
SLU terreno A2 – Approccio 1	SI

- Motivazione delle combinazioni e dei percorsi di carico

Il sottoscritto progettista ha verificato che le combinazioni prese in considerazione per il calcolo sono sufficienti a garantire il soddisfacimento delle prestazioni sia per gli stati limite ultimi che per gli stati limite di esercizio.

Le combinazioni considerate ai fini del progetto tengono infatti in conto le azioni derivanti dai pesi propri, dai carichi permanenti, dalle azioni variabili, dalle azioni termiche e dalle azioni sismiche combinate utilizzando i coefficienti parziali previsti dalle NTC 2018 per le prestazioni di SLU e SLE.

In particolare per le azioni sismiche si sono considerate le azioni derivanti dallo spettro di progetto ridotto del fattore q e le eccentricità accidentali pari al 5%. Inoltre le azioni sismiche sono state combinate spazialmente sommando al sisma della direzione analizzata il 30% delle azioni derivanti dal sisma ortogonale.

Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

Produttore	S.T.S. S.r.l.
Titolo	CDSWin
Versione	Rel. 2020
Nr Licenza	

Ragione sociale completa del produttore del software:
S.T.S. s.r.l. Software Tecnico Scientifico S.r.l.
Via Tre Torri n°11 – Complesso Tre Torri
95030 Sant'Agata li Battiati (CT).

Affidabilità dei codici utilizzati

L'affidabilità del codice utilizzato e la sua idoneità al caso in esame, è stata attentamente verificata sia effettuando il raffronto tra casi prova di cui si conoscono i risultati esatti sia esaminando le indicazioni, la documentazione ed i test forniti dal produttore stesso.

La S.T.S. s.r.l., a riprova dell'affidabilità dei risultati ottenuti, fornisce direttamente on-line i test sui casi prova liberamente consultabili all' indirizzo:

<http://www.stsweb.it/STSWeb/ITA/homepage.htm>

Giudizio motivato di accettabilità

Il software utilizzato ha permesso di modellare analiticamente il comportamento fisico della struttura utilizzando la libreria disponibile di elementi finiti.

Le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello hanno consentito di controllare sia la coerenza geometrica che la adeguatezza delle azioni applicate rispetto alla realtà fisica.

Inoltre la visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali: sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti e reazioni vincolari, hanno permesso un immediato controllo di tali valori con i risultati ottenuti mediante schemi semplificati della struttura stessa.

Si è inoltre riscontrato che le reazioni vincolari sono in equilibrio con i carichi applicati, e che i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono confrontabili con gli omologhi valori ottenuti da modelli SDOF semplificati.

Sono state inoltre individuate un numero di travi ritenute significative e, per tali elementi, è stata effettuata una apposita verifica a flessione e taglio.

Le sollecitazioni fornite dal solutore per tali travi, per le combinazioni di carico indicate nel tabulato di verifica del CDSWin, sono state validate effettuando gli equilibri alla rotazione e traslazione delle dette travi, secondo quanto meglio descritto nel calcolo semplificato, allegato alla presente relazione.

Si sono infine eseguite le verifiche di tali travi con metodologie semplificate e, confrontandole con le analoghe verifiche prodotte in automatico dal programma,

si è potuto riscontrare la congruenza di tali risultati con i valori riportati dal software.

Si è inoltre verificato che tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software abbiano dato tutte esito positivo.

Da quanto sopra esposto si può quindi affermare che il calcolo è andato a buon fine e che il modello di calcolo utilizzato è risultato essere rappresentativo della realtà fisica, anche in funzione delle modalità e sequenze costruttive.

Verifiche di regolarità

Sia per la scelta del metodo di calcolo, sia per la valutazione del fattore di struttura adottato, deve essere effettuato il controllo della regolarità della struttura. La tabella seguente riepiloga, per la struttura in esame, le condizioni di regolarità in pianta ed in altezza soddisfatte.

➤ REGOLARITÀ

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN PIANTA

1. La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze

NO

2. Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4

SI - $L/l = 18/10 = 1.8$

3. Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione

SI

4. Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti

SI

REGOLARITÀ DELLA STRUTTURA IN ALTEZZA

- 1 Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione

SI

- 2 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%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. o pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base

SI

- 3 Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti

SI

- 4 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

A vantaggio di sicurezza si può definire il calcolo eseguibile:

- NON REGOLARE in pianta
- REGOLARE in altezza

La regolarità strutturale è sicuramente uno degli obiettivi da perseguire nella progettazione ex novo tuttavia nel caso di manufatti esistenti non si può fare altro che analizzare lo stato dei luoghi e comprendere in quale modo la regolarità possa condizionare il comportamento e quindi la scelta del modello di calcolo da

utilizzare. Confrontando i requisiti dell'Eurocodice 8 e le definizioni di regolarità NTC18 §7.2.2 si evince che l'unico beneficio progettuale di una struttura regolare è quello di poter adottare un modello strutturale piano anziché telaio spaziale per l'analisi globale.

Le NTC18 al paragrafo §7.2.6 chiariscono che il modello della struttura deve essere tridimensionale e quindi la semplificazione indotta dalla regolarità di pianta che permette l'analisi del telaio piano non trova concreta approvazione né risvolto utile vista la capacità di calcolo espressa dai moderni calcolatori che eseguono un'analisi globale spaziale. Pertanto nel modello di calcolo a vantaggio di sicurezza sarà considerato un edificio NON regolare in pianta e NON regolare in altezza.

Fattore di struttura

$$q = q_0 \times K_R$$

La Normativa provvede a fornire il valore di q_0 in funzione della tipologia strutturale, della classe di duttilità e del rapporto α_u/α_1 .

q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;

K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.

Si calcola con l'espressione $q = q_0 \times K_R$ [§7.8.1.3 NTC18] dove q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal materiale, dalla tipologia, dal livello di duttilità globale, dalla sovra resistenza, dalla regolarità in pianta e vale $q_0 = 3.45$;

K_R dipende dalla regolarità in altezza e per il Nostro è pari a 0.8 Il valore di q_0 , per costruzioni in muratura calcestruzzo è pari a: $1.75 \times (\alpha_u/\alpha_1)$

VEDI Tabella 7.3.II NTC 18 e quest'ultimo termine (α_w/α_1) si può valutare pari a 1.35 secondo le specifiche valutazioni eseguite attraverso il software di calcolo adottato come da indicazioni § 7.3.4.2 NTC 18

Da cui: $q = 2.76$ valore adottato nell'analisi strutturale.

FATTORE COMPORT. C.A.	
Classe Dutt	Media
Sotto-Sist.	Telaio
AlfaU/Alfa1	Tel +P +C
SnellParete	1
FATTORE COMPORTAMENTO	
$q_0 =$	3.45
$KW = (1 + SnellParete) / 3 =$	1
$KR =$.8
$q = q_0 * KR * KW =$	2.76

Attenzione a non confondere q con q_0

Modello di calcolo

Si sono utilizzati come modelli di calcolo quelli esplicitamente richiamati nel D.M. 17.01.2018 ed in particolare:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici
- analisi dinamica modale con spettri di progetto per il calcolo delle sollecitazioni di progetto dovute all'azione sismica
- analisi degli effetti del 2° ordine quando significativi
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastoplastico incrudente a duttilità limitata per l'acciaio

Per quanto riguarda le azioni sismiche ed in particolare per la determinazione del fattore di struttura, dei dettagli costruttivi e le prestazioni sia agli SLU che allo SLD si è fatto riferimento al D.M. 14.01.08 e alla circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009, n. 617 che è stata utilizzata come norma di dettaglio ed assorbita dalla vigente NTC18.

La definizione quantitativa delle prestazioni e le verifiche sono state riportate nel fascicolo delle elaborazioni numeriche allegate.

Azioni sulla costruzione

- OPERE CIVILI ED INDUSTRIALI
 1. Generalità
 2. Pesi propri dei materiali strutturali

3. Carichi permanenti non strutturali
4. Carichi variabili

- AZIONI SISMICA
- AZIONI DEL VENTO
- AZIONI DELLA NEVE
- AZIONI DELLA TEMPERATURA
- AZIONI ECCEZIONALI

Azioni ambientali e naturali

Si è concordato con il Committente che le prestazioni attese nei confronti delle azioni sismiche siano verificate agli stati limite, sia di esercizio che ultimi individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite di esercizio sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**
- **Stato Limite di Danno (SLD)**

Gli stati limite ultimi sono:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)**
- *Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)*

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva tabella:

<i>Stati Limite PVR :</i>		<i>Probabilità di superamento nel periodo di riferimento VR</i>
<i>Stati limite di esercizio</i>	<i>SLO</i>	81%
	<i>SLD</i>	63%
<i>Stati limite ultimi</i>	<i>SLV</i>	10%
	<i>SLC</i>	5%

Per la definizione delle forme spettrali (spettri elastici e spettri di progetto), in conformità ai dettami del D.M. 17 gennaio 2018 § 3.2.3. sono stati definiti i seguenti termini:

- Vita Nominale
- Classe d'Uso;
- Categoria del suolo;
- Coefficiente Topografico;

- Latitudine e longitudine del sito oggetto di edificazione

Tali valori sono stati utilizzati da apposita procedura informatizzata sviluppata dalla STS s.r.l., che, a partire dalle coordinate del sito oggetto di intervento, fornisce i parametri di pericolosità sismica da considerare ai fini del calcolo strutturale, riportati nei tabulati di calcolo.

Si è inoltre concordato che le verifiche delle prestazioni saranno effettuate per le azioni derivanti dalla *neve, dal vento e dalla temperatura* secondo quanto previsto al cap. 3 del DM 17.01.18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617 per un periodo di ritorno coerente alla classe della struttura ed alla sua vita utile.

Nel caso in specie trattandosi di opere di classe 2, gli stati limite da verificare ed il tipo di verifica da effettuare secondo norma sono i seguenti:

- Stato Limite di Danno (SLD) con controllo degli spostamenti;
- Stato Limite di Salvaguardia (SLV) con verifica di resistenza.

L'azione sismica viene valutata attraverso la localizzazione geografica utilizzando la subroutine del programma che tiene conto del reticolo di suddivisione del territorio italiano calibrando il valore dell'accelerazione sismica con una media ponderata dei valori nodali.

AZIONE SISMICA

Come indicato nelle NTC 2018 l'azione sismica è stata caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, considerate tra di loro indipendenti, ed in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:

- *accelerazione massima attesa in superficie;*
- *accelerazione massima e relativo spettro di risposta attesi in superficie;*
- *accelerogramma.*

l'azione in superficie è stata assunta come agente su tali piani.

Le due componenti ortogonali indipendenti che descrivono il moto orizzontale sono state caratterizzate dallo stesso spettro di risposta. L'accelerazione massima e lo spettro di risposta della componente verticale attesa in superficie sono stati determinati sulla base dell'accelerazione massima e dello spettro di risposta delle due componenti orizzontali.

In allegato alle NTC, per tutti i siti considerati, sono stati forniti i valori dei precedenti parametri di pericolosità sismica necessari per la determinazione delle azioni sismiche.

AZIONI DOVUTE AL VENTO

Le azioni del vento sono state determinate in conformità al §3.3 del DM 17.01.18 e della Circolare del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti del 2 febbraio 2009 n. 617. Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come ad esempio le strutture in acciaio; in questa verifica le azioni del vento non sono dimensionanti e quindi non essendo significative vengono trascurate.

AZIONI DOVUTE ALLA TEMPERATURA

E' stato tenuto conto delle variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, irraggiamento solare e convezione comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali, con un delta di temperatura di 15° C.

Nel calcolo delle azioni termiche, si è tenuto conto di più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura, la eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti, le temperature dell'aria esterne (Cfr. § 3.5.2), dell'aria interna (Cfr. § 3.5.3) e la distribuzione della temperatura negli elementi strutturali (Cfr § 3.5.4) viene assunta in conformità ai dettami delle NTC 2018; in questa verifica le azioni dovute alla temperatura non sono dimensionanti e quindi non essendo significative vengono trascurate.

NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione di normativa:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t \quad (\text{Cfr. §3.4.1})$$

dove: q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, fornito al (Cfr. § 3.4.5);

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [kN/m^2], fornito al (Cfr. § 3.4.2) delle NTC per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al (Cfr. § 3.4.3);

C_t è il coefficiente termico di cui al (Cfr. § 3.4.4).

In conformità al §3.4.1 NTC18 il carico da neve viene stimato per 48 kg/m^2 ed imputato nella modellazione sismica per 50 kg/m^2

AZIONI ECCEZIONALI

Per quanto riguarda le azioni eccezionali, quali esplosioni ed urti, si può considerare che il manufatto in questione non risulta suscettibile di alcun probabile evento eccezionale, né tantomeno la committenza necessita di verifiche in tal senso. § 3.6 delle NTC 18, non

risultando verosimile scenario di rischio.

§3.6.1 delle NTC 18

Incendio:

l'attività in oggetto di verifica si può ricondurre all'attività 66.1 A del DLgs.8 marzo 2006 n.139 e ss.mm.ii. per cui il tipo di rischio incendio si configura come Categoria A,

- attività a basso rischio e standardizzate. Appartengono alla categoria A le attività che non sono suscettibili di provocare rischi significativi per l'incolumità pubblica e che sono contraddistinte da un limitato livello di complessità e da norme tecniche di riferimento.

Per tale attività si può considerare un livello di prestazione in caso di incendio di tipo I *Livello I “ nessun requisito specifico di resistenza al fuoco dove le conseguenze del collasso delle strutture siano accettabili o dove il rischio incendio sia trascurabile”*

Per il caso in esame non si riscontra tale necessità.

§3.6.2.1 delle NTC 18

Esplosioni:

gli effetti delle esplosioni possono essere tenuti in conto nella progettazione di quelle costruzioni in cui possono presentarsi miscele esplosive di polveri o gas in aria o in cui sono contenuti materiali esplosivi.

Per il caso in esame non si riscontra tale necessità.

§3.6.3.2 delle NTC 18

Urti:

azioni dovute ad urti da traffico veicolare; urti da traffico ferroviario; urti da imbarcazioni ed aeromobili.

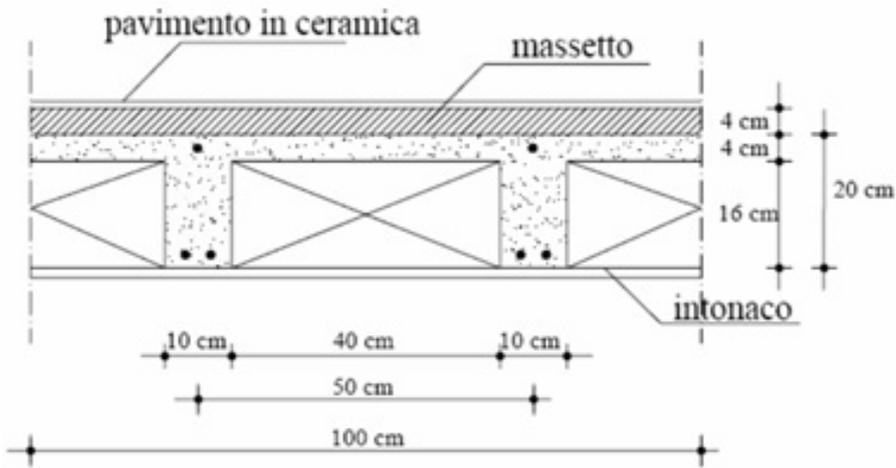
Per il caso in esame non si riscontra tale necessità.

Azioni antropiche e pesi propri – Analisi dei carichi

La valutazione della spinta del terreno sulle pareti interrato è stata adottata tenendo conto di una sola tipologia di terreno ed eventuali sovraccarichi indotti dal flusso veicolare sulle strade perimetrali in adiacenza al fabbricato, considerando anche i carichi passivi di parcheggio delle auto.

Analisi dei carichi

Schema solaio do progetto tipo S



Schema tipo

L'analisi dei carichi è stato eseguito considerando il sistema di piano per solaio gettato in opera
 Pesì permanenti strutturali:

Elemento	Spessore	Peso unitario	Carico considerabile
Soletta collaborante	4 cm	25 KN/ m ³	1.00 KN/ m ²
Nervature in CLS	20 cm i=50 cm	25 KN/ m ³	0.80 KN/ m ²
Laterizio di alleggerimento	16 cm	11 KN/ m ³	1.41 KN/ m ²
		Totale	3.21 KN/ m²

Pesì permanenti NON strutturali:

Elemento	Spessore	Peso unitario	Carico considerabile
Pavimento in ceramica/marmo	2 cm	24 KN/ m ³	0.50 KN/ m ²
Sottofondo di allettamento	4 cm	25 KN/ m ³	0.80 KN/ m ²
Intonaco civile	2 cm	20 KN/ m ³	0.40 KN/ m ²
Divisori tramezzi in muratura	20 cm	16 KN/ m ³	3.20 KN/ m ²
		Totale	4.90 KN/ m²

Carichi variabili accidentali: Tabella 3.1.II NTC 18 Cat. A

Ambienti ad uso residenziale	2.00 KN/ m²
------------------------------	-------------------------------

Calcolo del giunto sismico tra gli edifici

La verifica dei giunti sismici di verifica al martellamento delle strutture deve essere eseguita sia per l'adiacenza tra il garage ad unico livello ed il costruito storico attiguo che per la struttura residenziale unifamiliare in progetto

L'impalcato del garage risulta attiguo alla muratura esistente ma tuttavia disgiunto da un giunto sismico calcolato e modellato per consentire i micro spostamenti indotti dalle sollecitazioni sismiche. La verifica del giunto strutturale consiste nella valutazione del massimo spostamento degli edifici contigui secondo le indicazioni delle NTC 2018 § 7.2.2 Distanza tra costruzioni contigue tale da evitare il martellamento reciproco delle due strutture.

In particolare lo spostamento dell'edificio esistente è valutabile con la formula $s = (1/100 * H) * a_g * S / 0,5 * g$

H = altezza dell'edificio dallo spiccatto di fondazione

a_g = accelerazione massima del terreno

S = coefficiente della categoria del sottosuolo e delle condizioni topografiche

g = accelerazione di gravità

$s = 0,015 \text{ m} = 1,5 \text{ cm}$

Per quanto riguarda l'edificio garage a farsi si rimanda ai tabulati di calcolo in cui si legge un massimo spostamento stimato in 1,19 mm.

Considerando la possibilità di oscillazioni in contrapposizione di fase il giunto sismico assumerà le dimensioni di $1,5 \text{ cm} + 0,119 \text{ cm} = 1,61 \text{ cm}$

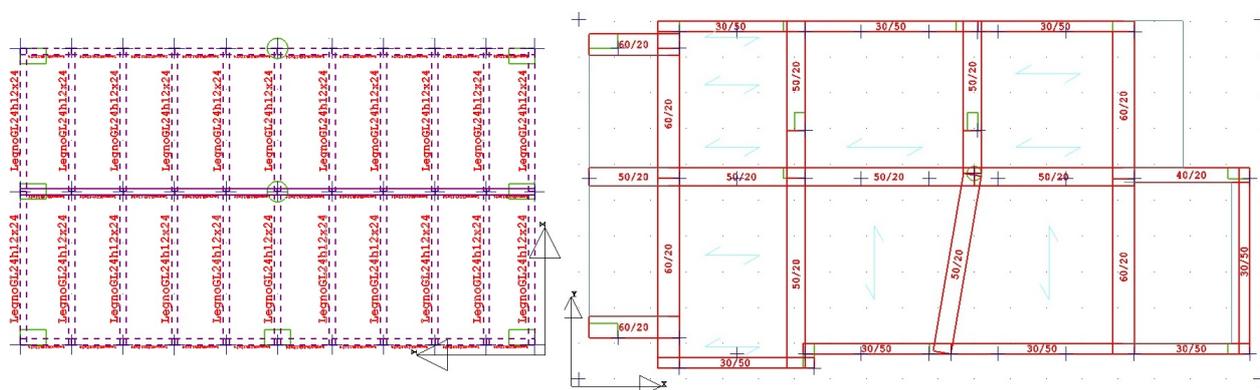
Il giunto strutturale tra il manufatto in oggetto e la struttura esistente è stato valutato quindi in 5,0 cm, evidentemente idoneo alla funzione richiesta.

Altrettanto vale per le due strutture di progetto per cui si legge nei tabulati uno spostamento massimo orizzontale alla quota impalcato pari a

1.19 mm nella direzione y per il garage

15.05 mm nella direzione x per la residenza

La somma degli spostamenti stimati in controfase è pari a $16,24 \text{ mm} = 1,6 \text{ cm}$ ed il giunto di progetto è di 5 cm, evidentemente idoneo alla funzione scelta.



GARAGE SPOSTAMENTI S.L.V. PER GIUNTI SISMICI

Sisma Direzione X $\mu d=9.8$ - Direzione Y $\mu d=9.8$

IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
1	3,39	10	1,35	0,92	1,37	2	3,49	11	1,35	0,99	1,39
3	3,39	12	1,35	1,19	1,43	4	3,39	13	1,13	1,19	1,24
5	3,39	14	1,35	1,19	1,43	6	3,49	15	1,35	0,99	1,39
7	3,39	16	1,35	0,92	1,37	8	3,39	17	1,13	0,92	1,18
9	3,49	18	1,13	0,99	1,17	33	3,49	19	1,31	0,99	1,34
31	3,39	20	1,31	1,19	1,38	32	3,39	21	1,31	0,92	1,32
10	3,39	22	1,31	0,92	1,33	11	3,49	23	1,31	0,99	1,35
13	3,39	24	1,27	0,92	1,28	14	3,49	25	1,27	0,99	1,30
16	3,39	26	1,22	0,92	1,24	17	3,49	27	1,22	0,99	1,26
19	3,39	28	1,18	0,92	1,19	20	3,49	29	1,18	0,99	1,22
23	3,39	30	1,17	0,92	1,19	24	3,49	31	1,17	0,99	1,21
26	3,39	32	1,22	0,92	1,24	27	3,49	33	1,22	0,99	1,26
29	3,39	34	1,26	0,92	1,28	30	3,49	35	1,26	0,99	1,30
12	3,39	36	1,31	1,19	1,38	15	3,39	37	1,27	1,19	1,34
18	3,39	38	1,22	1,19	1,30	21	3,39	39	1,18	1,19	1,27
22	3,39	40	1,17	1,19	1,27	25	3,39	41	1,22	1,19	1,30
28	3,39	42	1,26	1,19	1,34						

EDIFICIO RESIDENZIALE SPOSTAMENTI S.L.V. PER GIUNTI SISMICI

Sisma Direzione X $\mu d=4.88$ - Direzione Y $\mu d=3.36$

IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.			IDENTIFICATIVO			SPOSTAMENTI S.L.U.		
Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)	Filo N.ro	Quota (m)	Nodo3D N.ro	SpMax X (mm)	SpMax Y (mm)	SpMax R (mm)
1	4,90	2	13,92	25,04	25,04	2	4,90	4	13,92	22,58	23,13
3	4,90	6	13,80	21,46	21,88	4	4,90	8	13,80	22,09	22,50
5	4,90	10	13,80	22,52	22,92	6	4,90	12	12,42	22,52	22,88
7	4,90	14	12,42	22,09	22,46	8	4,90	16	12,45	21,53	21,91
9	4,90	18	12,43	22,74	23,01	10	4,90	20	12,43	25,04	25,28
11	4,90	22	15,05	25,04	25,84	12	4,90	24	15,05	22,74	23,62
13	4,90	26	15,05	21,54	21,95	14	4,90	28	15,05	22,09	22,48
15	4,90	30	13,14	22,74	23,18	16	4,90	32	13,14	21,54	21,91
17	4,90	34	13,66	26,17	26,19	18	4,90	36	14,73	26,17	26,87
23	4,90	37	12,42	26,71	26,93	24	4,90	38	13,66	25,04	25,06
25	4,90	39	14,73	25,04	25,77	1	8,00	40	20,80	40,63	40,63
2	8,00	41	20,80	36,61	37,35	3	8,00	42	20,60	34,37	35,01
4	8,00	43	20,60	34,96	35,59	7	8,00	44	18,37	34,96	35,48
8	8,00	45	18,41	34,43	34,96	9	8,00	46	18,38	36,88	37,22
10	8,00	47	18,38	40,63	40,94	11	8,00	48	22,37	40,63	41,77
12	8,00	49	22,37	36,88	38,13	13	8,00	50	22,37	34,44	34,97
14	8,00	51	22,37	34,96	35,48	15	8,00	52	19,43	36,88	37,47
16	8,00	53	19,43	34,44	34,94	17	8,00	54	20,38	42,48	42,49
35	8,00	71	20,60	35,29	36,25	32	8,00	72	20,60	34,32	35,29
29	8,00	73	20,60	34,50	35,14	26	8,00	74	20,60	34,72	35,36
38	8,00	75	20,60	36,88	37,42	41	8,00	76	22,37	38,90	40,09
40	8,00	77	20,60	38,90	38,90						

Verifica Saldature

La colonna risulta collegata alla piastra di giunto tramite una saldatura a cordoni d'angolo che deve

essere opportunamente dimensionata.

Le sollecitazioni presenti alla base della colonna sono riconducibili ad uno sforzo normale N_{Ed} ,

ad un taglio in direzione ortogonale dell'asse forte $V_{z,Ed}$ e ad un momento flettente $M_{y,Ed}$ con

asse parallelo ad y .

Nel progetto in esame i parametri geometrici assumono i seguenti valori:

Ret.30x60

Ret.100x100

$h_p = b_p = 200$ mm dimensioni piastra in acciaio;

$s = 20$ mm spessore piastra di ancoraggio in acciaio

La sezione resistente delle saldature (sezione di gola) può immaginarsi ribaltata sul piano del

piatto di giunto le cui dimensioni sono espresse nei particolari ed hanno valore minimo 140×140 mm \times 20 mm

In fase di progetto si può ipotizzare che i cordoni d'ala si facciano carico delle azioni normali

e che quelli d'anima portino le azioni tangenziali.

In altre parole si assume che, in fase di progetto, i cordoni centrifugati assorbano le sollecitazioni normali mentre il cordone d'anima assorbano gli sforzi di taglio.

<i>Progetto Saldature</i>					
Colonna	COMB.	a_1 [mm]	a_2 [mm]	$a_{1,eff}$ [mm]	$a_{2,eff}$ [mm]
Colonna	SLU1 (T+)	2.986	0.425	10	10
	SLU1 (T-)	3.213	0.449	10	10
	SLU2 (T+)	4.423	0.735	10	10
	SLU2 (T-)	4.650	0.759	10	10
	SLU3	4.196	0.742	10	10
	SLU4	1.143	0.020	10	10

Per la verifica dei cordoni si considera lo stato tensionale reale a cui sono soggette le saldature, per cui indicando con:

- A_w area sezione resistente della saldatura
- $I_{w,y}$ momento di inerzia baricentrico rispetto ad y della sezione resistente della Saldatura

Verifica cordone 1

A_w [mm ²]	$I_{w,y}$ [mm ⁴]	n_{ort} [Mpa]	n_{res} [Mpa]	esito
1184	11700380	56.25605	192.5	verificato
1184	11700380	61.05813	192.5	verificato
1184	11700380	87.67085	192.5	verificato
1184	11700380	92.47294	192.5	verificato
1184	11700380	84.91207	192.5	verificato
1184	11700380	17.06339	192.5	verificato
1184	11700380	63.05407	192.5	verificato
1184	11700380	58.25199	192.5	verificato
1184	11700380	89.54433	192.5	verificato
1184	11700380	84.74224	192.5	verificato
1184	11700380	84.42075	192.5	verificato
1184	11700380	17.06339	192.5	verificato
1184	11700380	56.25605	192.5	verificato

Considerando un cordone di saldatura di circa 12 mm (elettrodo standard

E44)

LUNGHEZZA MINIMA DEL CORDONE DI SALDATURA= 98 mm =

10 cm

VERIFICA GIUNTO DI ATTACCO STRUTTURA IN ACCIAIO CON SOTTOSTRUTTURA IN CLS

Pur rappresentando solo un carico di copertura perché di altezza non praticabile la struttura in acciaio sarà ancorata alla sottostruttura in cls realizzando un giunto a taglio con piastra in acciaio di spessore minimo di 20 mm del tipo S235 con ancoraggio meccanico.

Dai tabulati di calcolo si evincono le sollecitazioni cui sono sottoposti tali giunti e per la verifica si valuta l'involuppo delle stesse. **T = 1250 Kg - M = 2035 Kg m - N = 3630 Kg**

Le verifiche di seguito riportate risultano soddisfatte così come prescritto dalle N.T.C. 2018 e Circolare 2019; in particolare sono state eseguite:

- verifica a taglio sui bulloni di ancoraggio (tirafondi)
- verifica a trazione dei tirafondi
- verifica a punzonamento della piastra
- verifica a rifollamento della piastra
- verifica ad estrazione dei tirafondi

Verifica a taglio sui bulloni

La verifica a taglio dei bulloni, in questo caso barre tirafondo filettate, viene eseguita secondo la formula 4.2.57 § 4.2.8.1.1 NTC 18 valida per bulloni di classe 8.8

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 9408 \text{ Kg} > \mathbf{T} = 1250 \text{ Kg}$$

f_{tb} = resistenza a rottura

A_{res} = area resistente dei bulloni M20

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza

-verifica soddisfatta

Verifica a trazione dei tirafondi

La verifica a trazione dei bulloni, in questo caso barre tirafondo filettate, viene eseguita secondo le indicazioni al paragrafo § 4.2.8.1.1 NTC 18 valida per bulloni di classe 8.8

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} = 14112 \text{ Kg} > \mathbf{F} = 10711 \text{ Kg}$$

f_{tb} = resistenza a rottura

A_{res} = area resistente dei bulloni M20

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza

$$F = M/d = 10711 \text{ Kg}$$

verifica soddisfatta

Verifica a punzonamento della piastra

La verifica a punzonamento della piastra viene eseguita secondo le indicazioni al paragrafo § 4.2.8.1.1 NTC 18 formula 4.2.64

$$B_{p,Rd} = 0,6 d_m t_b f_{tk} / \gamma_{M2} = 10893 \text{ Kg} > \mathbf{F} = 10711 \text{ Kg}$$

f_{tk} = resistenza a rottura

d_m = diametro medio di impronta sulla piastra

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza

t_b = spessore della piastra

-verifica soddisfatta

Verifica a rifollamento della piastra

La verifica a punzonamento della piastra viene eseguita secondo le indicazioni al paragrafo § 4.2.8.1.1 NTC 18 formula 4.2.61

$$F_{p,Rd} = k \alpha d t f_{tk} / \gamma_{M2} = 11524 \text{ Kg} > \mathbf{T} = 1250 / 2 = 625 \text{ Kg}$$

f_{tk} = resistenza a rottura

d = diametro del bullone

γ_{M2} = coefficiente di sicurezza

t = spessore della piastra

-verifica soddisfatta

Verifica ad estrazione dei tirafondi

La verifica ad estrazione dei tirafondi viene eseguita secondo le indicazioni del metodo semiprobabilistico, di comprovata validità e ampiamente richiamata nelle pubblicazioni di settore ed in particolare dai proff. G. Ballio e F.M. Mazzolani nei loro testi sulle Strutture in acciaio. Si considera l'ancoraggio con tirafondi ad uncino.

$$F_1 = (L + 3.5 L_1) \pi \phi f_{ad,d} / (1 + \phi / \underline{a}) = 11963 \text{ Kg} > \mathbf{F} = 10711 \text{ Kg}$$

$f_{ad,d}$ = valore di aderenza

\underline{a} = distanza minima dal bordo esterno del pilastro di ancoraggio

L = profondità di ancoraggio = 20 cm

L_1 = lunghezza di ancoraggio del tirafondo

-verifica soddisfatta

Interazione tra fondazione in progetto e fondazione del fabbricato esistente sul lotto attiguo di aliena proprietà

In osservanza del rilievo che precede, in allegato, sono stati prodotti apposite verifiche indicative della condizione *post-operam* con indicazione delle condizioni di soddisfacimento delle verifiche di norma nei confronti dello stato limite geotecnico GEO e di tipo strutturale STR

I medesimi tabulati forniscono anche il valore dei cedimenti massimi (per le diverse combinazioni di carico)

Tabellina riassuntiva della portanza Struttura residenziale

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cmq)	0.72	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale	1.10	VERIFICATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento	7.29	VERIFICATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	0.31	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	3.20	

Tabellina riassuntiva della portanza struttura garage attiguo

	VALORE	STATUS
Sigma Terreno Massima (kg/cmq)	0.20	
Coeff. di Sicurezza Portanza Globale	7.87	VERIFICATO
Coeff. di Sicurezza Scorrimento	8.81	VERIFICATO
Cedimento Elastico Massimo (cm)	0.03	
Cedimento Edometrico Massimo (cm)	0.38	

A voler trascurare le condizioni della fondazione attigua ma soltanto la loro mutua possibile interazione, va evidenziato che il valore di 3,2 cm, considerando le dimensioni in pianta del manufatto e, quindi, la distorsione possibile in termini di cedimento differenziale ed angolare, non desta preoccupazioni né alle fondazioni da realizzare né a quella esistente, rientrando abbondantemente nei regimi consentiti di osservazione del danno dall'abaco di Rebecca Grant.

L'analisi del carico limite del substrato fondale ed il confronto con i valori di tensione indotti nel terreno, come si vede nelle considerazioni che seguono, non mostrano segni di sofferenza fondale in termini ingegneristicamente significativi.

Con riferimento alle valutazioni eseguite, si esplicitano di seguito gli elementi più significativi posti a base del calcolo ed i risultati ottenuti.

Costituzione del sottosuolo - terreni di fondazione

Il piano di indagine geologico segue la valutazione della fondazione come analisi della risposta geotecnica da modellazione e, quindi, verifica dei parametri di calcolo in termini di valutazione della sicurezza. Attesa la valutabilità dell'intervento, resta determinata la metodologia di indagine prevista in fase di analisi geologica.

L'area indagata è sismicamente omogenea, a medio rischio sismico – ZONA 2 – con sottosuolo di categoria C cfr. tab. 3.2.II NTC 2018, categoria topografica del sito T1.cfr. tab 3.2.IV.

La caratterizzazione geotecnica è stata eseguita considerando i risultati della prova penetrometrica e della prospezione sismica.

Come da § C.6.2.2 della Circolare C.S.LL.PP. 2019, la scelta dei valori caratteristici dei parametri geotecnica è avvenuta in due fasi: quella di identificazione dei parametri geotecnici appropriati ai fini progettuali e quella della valutazione dei valori caratteristici degli stessi parametri.

Le caratteristiche fisiche quali spessore, peso specifico ed angolo di attrito sono immediatamente leggibili dai tabulati di prova. Le caratteristiche meccaniche specifiche quali coesione, modulo elastico e modulo edometrico, coefficiente di Piosson sono ricavate da dati sperimentali e basi teoriche ampiamente dimostrate (Terzaghi – Peck – Brinch – Hansen).

Il regime delle pressioni interstiziali è chiaramente indicato dai parametri di coesione non drenata ed attrito efficace; infatti, il terreno di posa delle fondazioni è identificabile come un terreno di tipo incoerente con piccole frazioni di terreno a grana fine, inoltre, il fatto stesso che si tratti di un edificio esistente implica che si sia completamente sviluppato il regime di allontanamento della fase liquida con la conseguenza che il carico strutturale grava completamente sullo scheletro solido.

Tipologia di fondazione - criteri generali

La tipologia di fondazione è chiaramente quella superficiale in perfetta coerenza con le caratteristiche geologiche della zona e con le scelte operate per quasi tutti gli altri edifici della zona che presentano la medesima tipologia fondale.

La metodologia di calcolo, mediante analisi dinamica, ha permesso di valutare la risposta sismica della struttura e di effettuare le verifiche agli stati limite ultimi e di esercizio.

La verifica di durabilità, tenendo conto della modestia delle dimensioni del manufatto e delle condizioni al contorno, è stata esaustivamente realizzata attraverso un apposito saggio eseguito sulla struttura fondale, con cui si è potuto constatare, oltre alle caratteristiche geometriche necessarie alla imputazione del calcolo, il buono stato di conservazione dei materiali e la buona fattura degli elementi strutturali del fabbricato attiguo

Nella condizione post intervento il muro viene considerato nelle immediate vicinanze della fondazione del manufatto edilizio adiacente ed a vantaggio di sicurezza si considera nullo il carico stabilizzante del fabbricato stesso sul cono di scorrimento tangenziale della fondazione superficiale del muro.

VERIFICHE

In accordo con il § 6.4.2.1. NTC 2018 sono state eseguite le verifiche di sicurezza agli stati limite ultimi sia a breve che a lungo termine, nei confronti dello stato limite geotecnico GEO e di tipo strutturale STR:

- collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno
- collasso per scorrimento del piano di posa
- stabilità globale – verifica a scorrimento
- raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali

Da una prima disamina, potrebbe dedursi che la verifica degli stati limite di esercizio risulta non verificata come si evince dai tabulati di calcolo. Tale risultato non deve, però, trarre in inganno: infatti, come già detto sopra, trattasi di un valore teorico non realistico, essendo riferito alla condizione $t = 0$ che, nel caso in specie, trattandosi di un intervento previsto su un edificio esistente da molti decenni, non è pertinente. Infatti, la condizione reale consente di affermare che lo stato dei luoghi, riferito all'interazione fondazione-terreno, è abbondantemente lontano dalla condizione non drenata di applicazione iniziale dei carichi. Peraltro, se anche si volesse valutare tale ipotesi, si dovrebbe ipotizzare il tipico comportamento delle terre a grana medio-grossa in cui il cedimento iniziale assume un alto percentile rispetto a quello finale.

Come detto, il cedimento valutato attraverso l'elaborazione del programma di calcolo, risulta congruente con le attese di pre-dimensionamento e concorde con il suo omologo valutato nella configurazione pre-intervento. Entrambi rinvenuti dall'analisi della modellazione eseguita

Il carico limite del terreno di fondazione d'interesse è stato calcolato, considerato il tipo di terreno presente in situ, con il metodo di Terzaghi inputando un angolo di attrito di 24°

$$Q = \gamma_1 h N_q + c N_c + 0.5 \gamma_2 B N_\gamma,$$

$$\text{con } N_q = N_q(\varphi) = e^{\pi \cdot \text{tg } \varphi} (1 + \text{Sen } \varphi) / (1 - \text{Sen } \varphi) = 9,70$$

$$N_\gamma = N_\gamma (\varphi) = 2 \operatorname{tg} \varphi \cdot [N_q - 1] = 12,70$$

$$N_c = N_c (\varphi) = \operatorname{cotg} \varphi \cdot [N_q - 1] = 25,10$$

(cfr. Coefficienti carico limite Tab. 7.1 C. Viggiani Fondazioni)

$c = 0$ (coesione assente)

da cui si ricava:

$$Q_{\text{lim}} = 8.76 \text{ Kg/cm}^2$$

Dunque, la verifica risulta soddisfatta, dal momento che tutti i valori dello stato tensionale del terreno di sedime, all'interfaccia terreno fondazione sono minori di questo valore.