

COMUNE DI MASSA DI SOMMA

Città Metropolitana di Napoli

REV.	DATA DATE	DESCRIZIONE DESCRIPTION	REDATTO PREPARED	CONTROLLATO CHECKED	APPROVATO APPROVED	AUTORIZZATO AUTHORIZED

PROGETTO ESECUTIVO

ADEGUAMENTO SISMICO CON RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE DI UN EDIFICIO STRATEGICO REGIONALE DI PROPRIETÀ COMUNALE SITO IN VIA MARINI, 1

*IL RESPONSABILE
DEL PROCEDIMENTO*

.....

IL DIRETTORE DEI LAVORI

.....

IL SINDACO

.....

Scala	TITOLO DEL GRAFICO PROGETTO STRUTTURALE: RELAZIONE TECNICA - RELAZIONE SUI MATERIALI RELAZIONE DI CALCOLO - RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI - MODEL. SISMICA DEL SOTTOS.		
Scale			
Rev. mod. CAD			
CAD mod. rev.			
ELABORATO		Classe d'archivio e progressivo	Rev.
14		—	0
		Account class & progressive	

INDICE

1.0 RELAZIONE TECNICA	2
Premessa	3
Normative di riferimento	9
RELAZIONE SUI MATERIALI	10
2.1 Diagrammi di calcolo tensione deformazione	11
2.2. Resistenze di calcolo tensione dei materiali	12
2.3 Classe di esposizione e durabilità delle strutture	14
RELAZIONE DI CALCOLO	15
3.2 Metodo di Analisi	16
3.3 Programma di Calcolo Impiegato	17
3.3.1 Descrizione del programma	17
3.4 Modello di calcolo	17
3.5 Vita Nominale, Classe D'uso e Periodo di Riferimento	18
3.6 Azione Sismica	18
3.7 Categorie Di Sottosuolo e Condizioni Topografiche	20
3.8 Azioni Di Calcolo	20
3.8.1 Valutazione dell'Azione Sismica	20
3.8.2 Spettri di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale	200
3.8.3 Spettri di progetto per gli SLE	22
3.8.4 Spettri di progetto per gli SLU	22
3.9 Tipologia Strutturale, Fattore di Struttura e Classe di Duttilità	23
3.10 Valutazione delle Azioni da Carichi Verticali	23
Peso Proprio 310daN/mq	23
Sovraccarico Accidentale 200 daN/mq	23
Sovraccarico Accidentali Sbalzi e Ballatoi 400 daN/mq	23
Peso Proprio 310daN/mq	23
Sovraccarico Accidentale 200 daN/mq	23
3.11 Condizioni e Combinazioni di Calcolo	23
RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI	26
MODELLA SISMICA DEL SOTTOSUOLO	26
4.1 Premessa	27
4.2 Modellazione Sismica del Sottosuolo	27
4.3 Metodo utilizzato per la verifica (SLU)	29
CONCLUSIONI	33
Conclusioni	34

COMUNE DI MASSA DI SOMMA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO STRATEGICO REGIONALE CON RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE

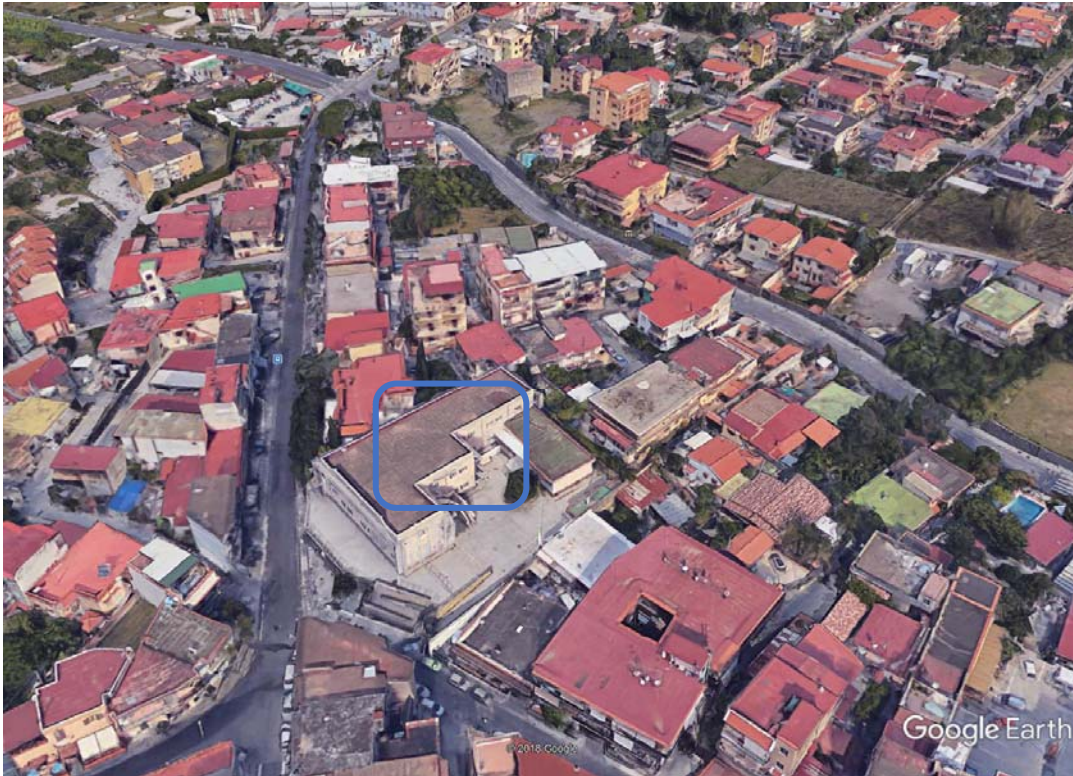
Ubicazione: Via Marini 1

COMMITTENTE: COMUNE DI MASSA DI SOMMA.

1.0 RELAZIONE TECNICA

Premessa

La presente relazione di calcolo ha per obiettivo il progetto di adeguamento sismico del plesso comunale sito alla Via Marini 1 nel Comune di Massa di Somma da destinare a Centro Operativo Comunale a servizio della Protezione Civile.



L'edificio in esame, costituito da una costruzione ad un unico piano terra, è strutturalmente giuntato rispetto al confinante edificio scolastico "Sabin" ed è costituito da un sistema intelaiato di travi e pilastri con solaio in latero cementizio realizzato all'inizio degli anni settanta.

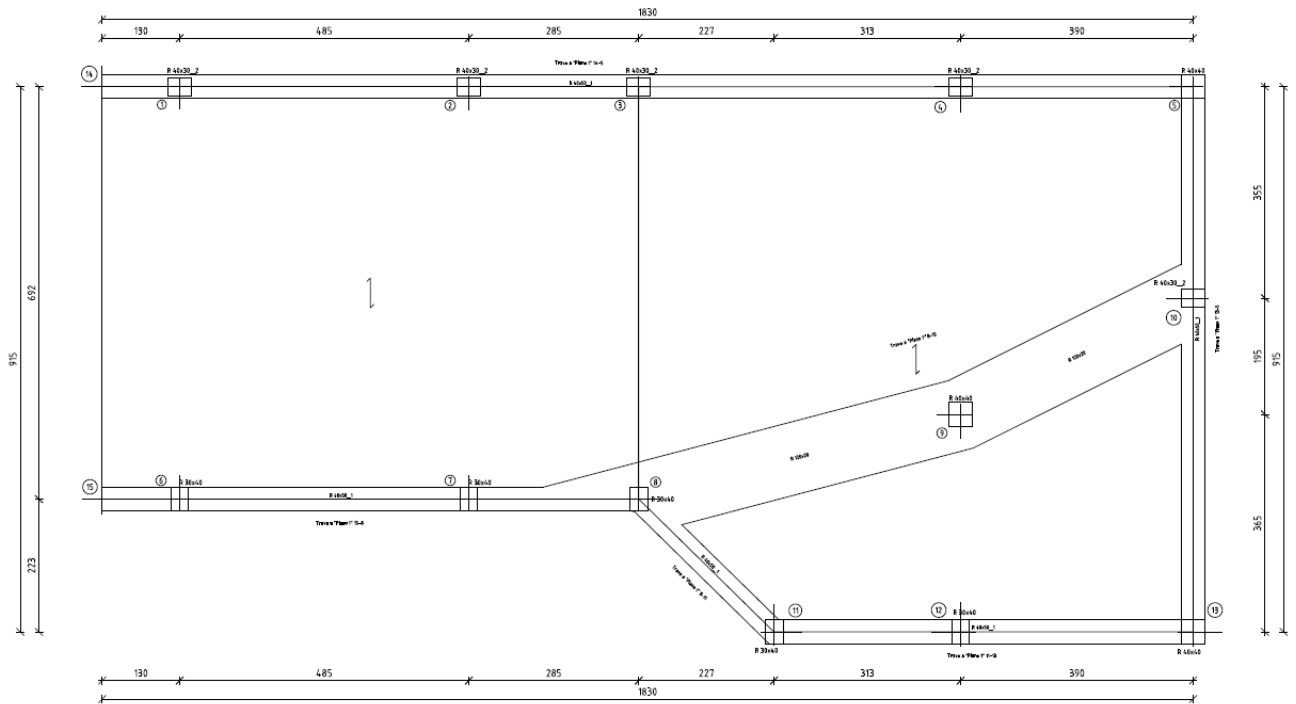
Indagini e Livello di Conoscenza

Per la definizione ed identificazione del corpo edilizio sono state eseguiti rilievi geometrici in situ su tutti gli elementi strutturali ed eseguite prove estese in situ in quanto non è stato possibile reperire né i disegni originali delle strutture né i certificati originali di prova dei materiali.

In prima analisi è stato effettuato il progetto simulato delle armature tenuto conto della geometria delle sezioni strutturali rilevate, ossia, eseguito in base e secondo la pratica dell'epoca della costruzione e, quindi, in assenza di azioni sismiche (si veda allegato tabulato).

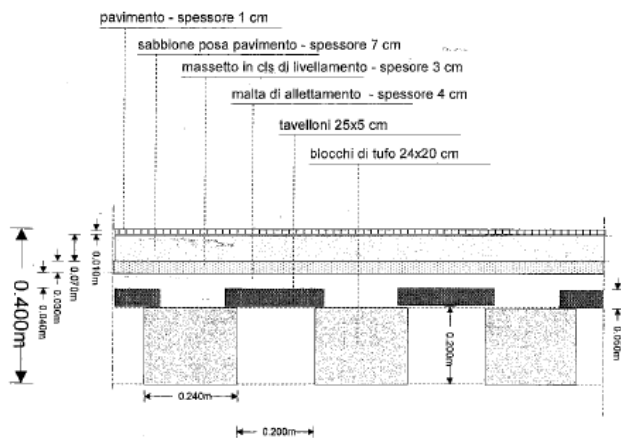
Per la conferma di quanto ricavato dal progetto simulato sono state eseguite, con due diverse tempistiche, indagini strumentali in situ sia di tipo distruttivo che non distruttivo effettuate dalla ditta "A.G.C. Analisi Generali Costruzioni s.r.l." che si allegano al presente progetto.

In dettaglio, per la struttura in esame sono stati rilevati, da n. 13 pilastri, n. 06 travi di impalcato e n. 13 plinti isolati per quanto riguarda la fondazione; l'impalcato di copertura è costituito da solaio in latero cemento di spessore complessivo 20 cm mentre quello di calpestio, posto a +1.02 ml rispetto al piano di campagna, è costituito da elementi in laterizio poggianti su muratura di tufo e con getto di completamento in c.l.s.



INDIVIDUAZIONE ELEMENTI STRUTTURALI

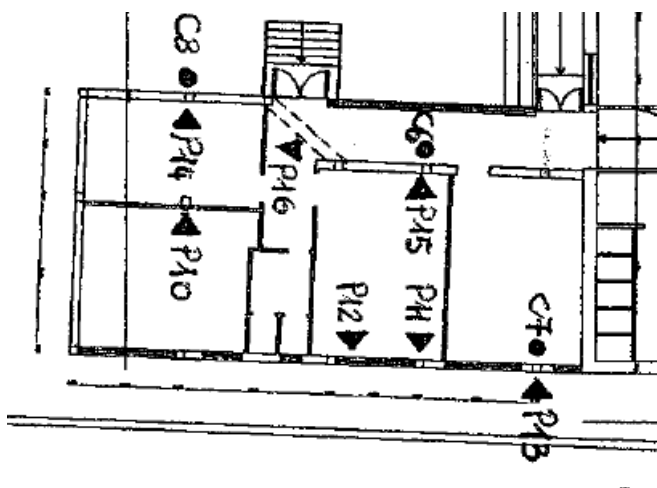
Prova n° 6 - endoscopia



INDAGINE ENDOSCOPICA SOLAIO CALPESTIO

Le indagini effettuate in data 17-18/04/2014 sulle strutture della scuola "Sabin" hanno riguardato anche elementi strutturali del plesso in esame ed, in particolare:

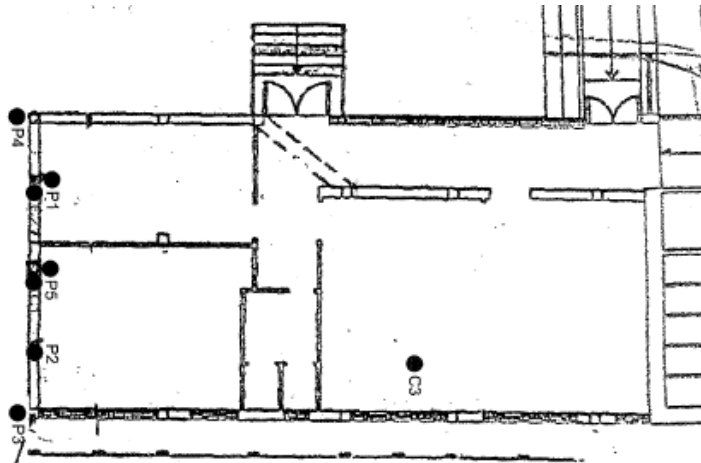
- C6 carotaggio con prelievo campione cls cilindrico pilastro
- C7 carotaggio con prelievo campione cls cilindrico pilastro
- C8 carotaggio con prelievo campione cls cilindrico pilastro
- P10 indagine pacometrica pilastro
- P11 indagine pacometrica pilastro
- P12 indagine pacometrica trave emergente
- P13 indagine pacometrica pilastro
- P14 indagine pacometrica pilastro
- P15 indagine pacometrica pilastro
- P16 indagine pacometrica trave emergente



Le indagini effettuate in data 13/06/2018, ad integrazione, hanno riguardato i seguenti elementi strutturali:

- Prova di carico su solaio di copertura
- Indagine pacometrica sulla trave emergente P1
- Indagine pacometrica sulla trave emergente P2
- P3 indagine pacometrica pilastro
- P4 indagine pacometrica pilastro
- P5 indagine pacometrica pilastro
- Indagine endoscopica solaio di calpestio

- C1 carotaggio trave copertura
- C2 carotaggio pilastro



Complessivamente, le indagini che hanno interessato 8 pilastri su 13 e 3 travi su 6 soddisfano numericamente e qualitativamente il livello prescritto di “verifiche estese in situ” che prevede:

1. Il rilievo in termini di qualità e disposizione dell’armatura per almeno il 35% degli elementi
2. Prelievi di 2 provini di cls per 300 mq di piano dell’edificio e 2 campioni di armatura per piano di edificio.

In considerazione delle prove effettuate e delle indagini effettuate si ritiene corretto applicare il livello di conoscenza LC2 – Conoscenza Adeguata con il Fattore di Confidenza **FC=1.2**.

Proprietà dei materiali

La misura delle caratteristiche meccaniche sono state ottenute mediante estrazione di n. 02 campioni ed esecuzione delle prove di compressione fino a rottura.

Per convertire le N resistenze ottenute sulle carote $f_{car,i}$ nelle corrispondenti resistenze in-situ $f_{cis,i}$ viene proposta la seguente relazione:

$$f_{cis,i} = (C_{h/D} * C_{dia} * C_a * C_d) f_{car,i}$$

dove:

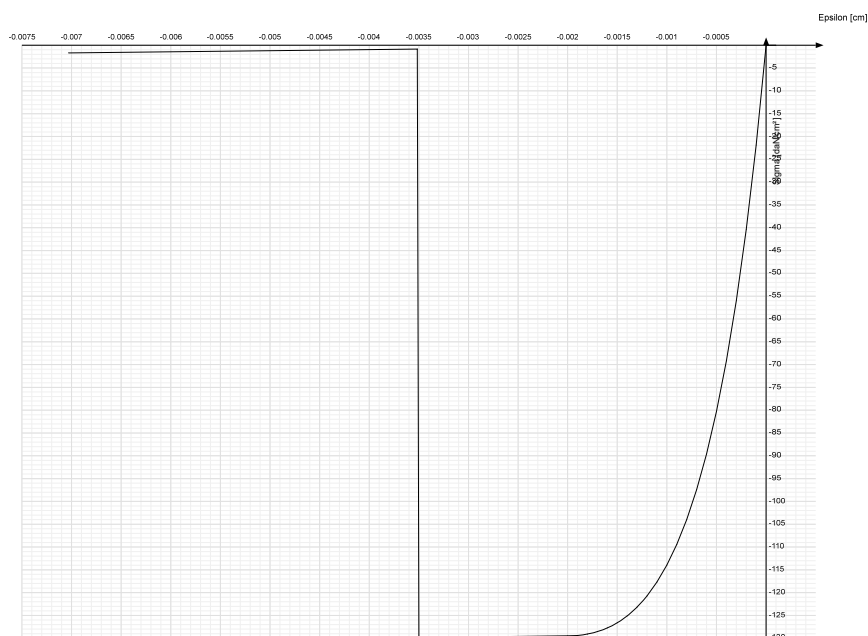
- $C_{h/d}$ è il coefficiente correttivo per rapporti h/D diversi da 2, pari a $C_{h/d} = 2/(1.5 + D/h)$;
- C_{dia} è il coefficiente correttivo relativo al diametro, da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per D pari, rispettivamente, a 50, 100 e 150 mm;
- C_a è il coefficiente correttivo relativo alla presenza di armature incluse, variabile tra 1.03 per barre di piccolo diametro ($\varnothing 10$) a 1.13 per barre di diametro elevato ($\varnothing 20$).

• C_d è il coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione.

Le norme FEMA 274 [2] suggeriscono di assumere un valore costante pari a 1.06, mentre in letteratura si propone di assumere il valore 1.10, in entrambi i casi per operazioni di prelievo condotte con estrema accuratezza. Tenendo però conto del fatto che il rimaneggiamento è tanto maggiore quanto minore è la qualità del calcestruzzo da carotare, appare più convincente l'indicazione che suggerisce di assumere $C_d = 1.20$ per $f_{car} < 20$ MPa, e $C_d = 1.10$ per $f_{car} > 20$ MPa.

Il valore caratteristico della resistenza cubica assunto per il calcestruzzo in base alle prove a rottura è stato assunto pari a 156 daN/cm².

	Reaz.traz.	Comp.frag.	E.compr.	Incr.compr.	EpsEc	EpsUc	E.traz.	Incr.traz.	EpsEt	EpsUt
RCK 156 LC2	No	Si	237729.73	0.001	-0.002	-0.0035	237729.73	0.001	0.0000487	0.0000536



I valori caratteristici assunti per le barre di armatura prelevate dalla struttura ed oggetto di prove è stato assunto pari a:

Descrizione	f_{yk}	$\sigma_{amm.}$	Tipo	E	γ	ν	α	Livello di conoscenza
B450C	4500	2550	Aderenza migliorata	2060000	0.00785	0.3	0.000012	Nuovo
FEB32 LC2	3200	2550	Liscio	2060000	0.00785	0.3	0.000012	LC2 (FC = 1,2)

Relazione Tecnica Generale

Il calcolo delle azioni sismiche è stato effettuato, con l'ausilio del programma di calcolo l'analisi lineare dinamica, come consentito dal punto 7.3.3.1 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018 – Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

Il Comune di MASSA DI SOMMA (NA) è individuato dalla vigente normativa con grado di sismicità $s = 9$ ($ag=0.25g$) (Delibera Giunta regionale n°5447 del 07/11/02); per la valutazione dell'azione sismica si farà riferimento alla determinazione dell'accelerazione alla base valutata di quanto riportato nel D.M. 2018 che fornisce valori puntuali dell'accelerazione di progetto.

Il progetto di adeguamento della struttura del Centro Operativo Comunale è stato redatto considerando lo spettro elastico delle accelerazioni.

Tipo di costruzione:	2 Costruzioni con livelli di prestazioni ordinarie $V_N \geq 50$ anni
Classe d'uso	IV caratterizzato da $C_U = 2$
Classe di duttilità:	EDIFICIO NON DISSIPATIVO
Terreno di fondazione	Tipo "C" (vedi anche relazione geologica)
Categoria topografica	T_1
Fattore di struttura	$q=1.50$

Per la modellazione la struttura è stata schematizzata come di telaio spaziale costituito da un insieme di elementi monodimensionali, travi e pilastri; la fondazione, costituita da piastra è modellata con elementi shell, gli elementi travi e pilastri come elementi frame.

Il calcolo è stato condotto secondo i metodi e le indicazioni della Scienza e Tecnica delle Costruzioni; l'analisi strutturale è stata eseguita basata su metodi elastici (analisi elastica globale). La verifica degli elementi è stata effettuata con il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite" secondo quanto previsto nel cap. 2 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018.

Le verifiche di resistenza delle varie sezioni strutturali sono effettuate seguendo le procedure:

- a) Analisi dei carichi verticali del tipo permanente ed accidentale;
- b) Calcolo delle forze orizzontali dovute all'azione sismica seguendo il procedimento dell'analisi dinamica;
- c) Controllo degli spostamenti di interpiano in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali;
- d) Progetto delle sezioni resistenti;
- e) Risoluzione degli schemi statici per le condizioni più sfavorevoli;
- f) Verifica di resistenza delle sezioni caratteristiche in c.a.

Per il controllo degli spostamenti di interpiano si è verificato che lo spostamento relativo fra due impalcati sia limitato con $d_r \leq 0,005 h$.

Relativamente alle azioni orizzontali si è valutato che l'azione del vento è molto inferiore a quella delle azioni sismiche per la qual cosa tale sollecitazioni vengono trascurate rispetto a quelle de terremoto per cui nel seguito si farà pertanto riferimento alle sole azioni sismiche.

Normative di riferimento

La costruzione in oggetto ricade in zona sismica pertanto tutte le analisi numeriche svolte per il calcolo e le verifiche dei vari elementi strutturali sono state effettuate in accordo alla normativa vigente ed in particolare:

- **Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni**

Decreto Ministeriale Infrastrutture 17 gennaio 2018, pubblicato su S.O.n°42 alla G.U. del 20 Febbraio 2018.

- **Circolare 02 febbraio 2009 n° 617/C.S.L.L.PP.**

pubblicata su S.O.n°27 alla G.U. del 26 Febbraio 2009 , n°47

- **Eurocodice 2 - 2006**

Progetto di strutture in calcestruzzo. Parte 1: Principi generali e regole per edifici.

- **Eurocodice 8 - 2006**

Progetto di strutture in zona simica. Parte 1: Principi generali e regole per edifici.

- **Eurocodice 8 - 2006**

Progetto di strutture in zona sismica. Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici.

- **Decreto Presidente della Repubblica n°380 del 06 giugno 2001**

Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.

- **UNI – EN 206-1:2006**

Calcestruzzo - Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità.

Il Progettista Strutturale

COMUNE DI MASSA DI SOMMA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO STRATEGICO REGIONALE CON RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE

Ubicazione: Via Marini 1

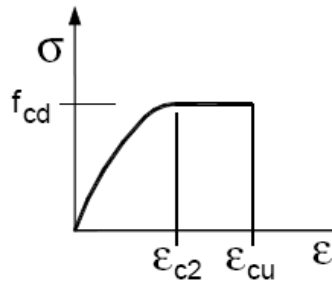
COMMITTENTE: COMUNE DI MASSA DI SOMMA.

RELAZIONE SUI MATERIALI

2.1 Diagrammi di calcolo tensione deformazione

2.1.1 Calcestruzzo

Per il calcestruzzo e' stato adottato il diagramma di calcolo tensione-deformazione schematizzato con il modello parabola-rettangolo (punto 4.1.2.1.2.2 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018). In particolare, utilizzando nel caso in esame una classe di resistenza inferiore a C50/60 si può porre che il vertice alla parabola ha ascissa $\varepsilon_{c2} = 0.2\%$, l'estremità del segmento ha ascissa $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$.



Per sezioni o parti di sezioni soggette a distribuzioni di tensione di compressione approssimativamente uniformi, si assume per la deformazione ultima a rottura il valore ε_{c2} anziché ε_{cu} .

Le resistenze di calcolo f_d sono state valutate mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

assumendo per il coefficiente γ_m i valori di seguito riportati:

Stati limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
Ultimi	1.15	- 1.5 per c.a. e c.a. con precompressione parziale.
Esercizio	1.00	- 1.00

Per spessori inferiori a 5 cm il coefficiente la resistenza di calcolo a compressione va ridotta a 0,80 f_{cd}.

In particolare, la resistenza di calcolo del calcestruzzo f_{cd} risulta pari a:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

Per strutture o parti strutturali sottoposte a presso-flessione con prevalenza di sforzo normale esposte in ambienti poco o moderatamente aggressivo si adottano le seguenti limitazioni:

- Per combinazione rara: $0.6 f_{ck}$
- Per combinazione quasi permanente $0.45 f_{ck}$

Per tenere conto della riduzione di resistenza dovuta a carichi di lunga durata, si assume il coefficiente $\alpha_{cc} = 0.85$.

2.1.2 Acciaio per cemento armato

Per l'acciaio si adotta il legame tensioni-deformazioni schematizzato con un legame elastico-perfettamente plastico (punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. Infrastrutture del 14/01/2008).

La resistenza di snervamento di calcolo dell'acciaio f_{yd} risulta pari a (punto 4.1.2.1.1.3):

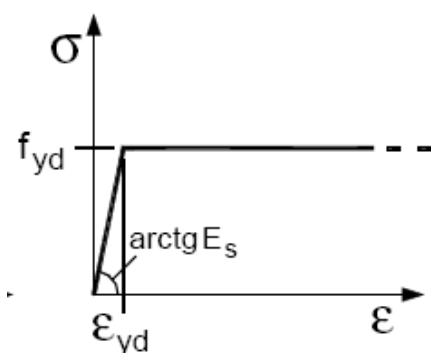
$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Il valore della deformazione ultima di calcolo

$$\varepsilon_{ud} = 0.9\varepsilon_{uk}$$

in cui si assume che la deformazione uniforme ultima:

$$\varepsilon_{uk} = (A_{gt})_k = 7.5\%$$



2.2. Resistenze di calcolo tensione dei materiali

2.2.1 Calcestruzzo

Per le strutture di fondazione si prescrive l'utilizzo di calcestruzzo di classe **C25/30** con le seguenti resistenze di calcolo:

Calcestruzzo C 25/30

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} 30 \text{ N/mm}^2$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1.5 \text{ (SLU)}$
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 0.83 \cdot 30 = 24.9 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 14.11 \text{ N/mm}^2$
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 32.9 \text{ N/mm}^2$

Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 2.56 N / mmq$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.07 N / mmq$
Valore caratteristico a trazione frattili del 5%	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.79 N / mmq$
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $\eta=1$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm	$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.03 N / mmq$
Resistenza tangenziale di calcolo	$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 2.69 N / mmq$
Modulo elastico medio	$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 31447 N / mmq$

Per le strutture in elevazione si prescrive l'utilizzo di calcestruzzo di classe **C28/35** con le seguenti resistenze di calcolo:

Calcestruzzo C 28/35

Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck} = 35 N / mmq$
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_c = 1.5$ (SLU)
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0.85$
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck} = 0.83 \cdot R_{ck} = 0.83 \cdot 30 = 29.05 N / mmq$
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 16.46 N / mmq$
Valore medio della resistenza cilindrica	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 29.05 N / mmq$
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctm} = 0.30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 1.98 N / mmq$
Resistenza a trazione per flessione	$f_{cfm} = 1.2 \cdot f_{ctm} = 3.40 N / mmq$
Valore caratteristico a trazione frattili del 5%	$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} = 1.98 N / mmq$
Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza $\eta=1$ per barre di diametro $\phi \leq 32$ mm	$f_{bk} = 2.25 \cdot \eta \cdot f_{ctk} = 4.47 N / mmq$
Resistenza tangenziale di calcolo	$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c} = 2.98 N / mmq$
Modulo elastico medio	$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} = 32588 N / mmq$

2.2.2 Acciaio

Si prevede l'utilizzo di acciaio di classe B450C con le seguenti resistenze di calcolo:

Acciaio Classe B450C

Coefficiente di sicurezza

$$\gamma_s = 1.15 \text{ (SLU)}$$

Tensione nominale di snervamento

$$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2$$

Tensione nominale di rottura

$$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

Tensione caratteristica di snervamento

$$f_{yk} \geq f_{y,nom}$$

Tensione caratteristica di rottura

$$f_{tk} \geq f_{t,nom}$$

Resistenza di calcolo dell'acciaio

$$f_{yd} = \frac{f_{y,nom}}{\gamma_s} = 391 \text{ N/mm}^2$$

Sovreresistenza del materiale:

$$1.15 \leq \left(\frac{f_t}{f_y} \right)_k \leq 1.35; \quad \left(\frac{f_t}{f_{y,nom}} \right)_k \leq 1.25$$

Valore caratteristico dell'allungamento al massimo sforzo (frattile 10%)

$$(A_{gt})_k \geq 7.50\%$$

$$\varepsilon_{ud} = 0.9 \cdot (A_{gt})_k$$

Modulo Elastico (o di Young):

$$E_s = 206000 \text{ N/mm}^2.$$

2.3 Classe di esposizione e durabilità delle strutture

Date le caratteristiche d'uso previste per l'edificio e tenuto conto della sua ubicazione, nei confronti della durabilità e dell'esposizione all'ambiente si prescrive quanto segue:

Classe di esposizione (norma UNI EN 206-1)

- Ambiente aggressività Normale;
- Classe di esposizione XC3 – XC2

elemento	classe di esposizione (1)	max rapporto A/C	contenuto minimo in cemento	classe di resistenza	classe di consistenza	diametro max inerte	copriferro staffe (2)
FONDAZIONI	XC2	0.60	300 kg/mc	C25/30	S4	25 mm	40 mm
PARETI IN ELEVAZIONE	XC3	0.55	320 kg/mc	C28/35	S4	20 mm	35 mm
PILASTRI	XC3	0.55	320 kg/mc	C28/35	S4	20 mm	35 mm
TRAVI E SOLA ORIZZONTALI	XC3	0.55	320 kg/mc	C28/35	S4	20 mm	35 mm
SOLETTE INCLINATE	XC3	0.55	320 kg/mc	C28/35	S4	20 mm	35 mm

Il Progettista Strutturale

COMUNE DI MASSA DI SOMMA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO STRATEGICO REGIONALE CON RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE

Ubicazione: Via Marini 1

COMMITTENTE: COMUNE DI MASSA DI SOMMA.

RELAZIONE DI CALCOLO

3.1 Metodo di Verifica

L'analisi strutturale globale è stata eseguita nel rispetto dei metodi basati sull'elasticità lineare; in particolare, si è utilizzato il "metodo degli spostamenti" per la risoluzione della struttura. Il metodo di calcolo per le verifiche di resistenza è stato condotto seguendo le regole del "**Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite**".

Per la verifica di resistenza per tensioni normali (sforzo normale e flessione retta/composta) si assumono le seguenti ipotesi di base (punto 4.1.2.1.2.1 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018):

- Conservazione delle sezioni piane;
- Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo;
- Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla (tranne che per le verifiche allo stato limite di esercizio di fessurazione e deformazione);
- Rottura del calcestruzzo determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima a compressione;
- Rottura dell'armatura tesa determinata dal raggiungimento della sua capacità deformativa ultima;

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'armatura sono dedotte a partire dalle deformazioni, utilizzando i rispettivi diagrammi tensione-deformazione.

Le verifiche di sicurezza e prestazioni attese sono state eseguite nel rispetto del punto 2 del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018 considerando quindi i seguenti stati limite:

- Stati limite ultimi (SLU);
- Stati limite di esercizio (SLE).

3.2 Metodo di Analisi

Il metodo utilizzato per il presente calcolo strutturale è stato l'analisi lineare dinamica descritta al punto 7.3.3.1 del D.M. 2018. La predetta analisi è stata eseguita per un modello tridimensionale dei corpi di fabbrica. In tale analisi sono stati considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi è stata utilizzata la Combinazione Quadratica Completa degli effetti relativi a ciascun modo. Tale analisi procede secondo i seguenti steps:

- determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- combinazione di questi effetti.

In aggiunta all'eccentricità effettiva, è stata considerata, in forza di quanto prescritto al punto 7.2.6 del D.M. 14/01/2018, un'eccentricità accidentale e_i . L'eccentricità accidentale in ogni direzione è considerata pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.

3.3 Programma di Calcolo Impiegato

Il calcolo delle sollecitazioni e le verifiche allo stato limite di esercizio ed ultimo condotte per gli elementi in c.a. caratterizzanti le strutture progettate, si è fatto ricorso al computer implementato del programma di calcolo Sismicad® della Concrete s.r.l. concesso in uso con regolare licenza.

3.3.1 Descrizione del programma

SismiCad è un programma per il calcolo strutturale con modellazione agli elementi finiti (FEM), dotato di un proprio solutore tridimensionale. Tale programma consente la progettazione di edifici in c.a. schematizzati attraverso un modello unico di struttura spaziale composta da elementi monodimensionali e bidimensionali con fondazioni poggianti su suolo elastico alla Winkler od elastoplastico, oppure su palificate.

L'iter applicato nella definizione dei vari modelli caratterizzanti l'intervento è stato il seguente:

- Definizione della struttura;
- Modellazione degli elementi finiti dell'intera struttura;
- Progettazione interattiva di ciascun elemento strutturale;
- Produzione delle relazioni specialistiche e dei relativi tabulati di calcolo.

3.4 Modello di calcolo

Nella modellazione degli elementi in c.a. si definiscono le caratteristiche geometrico-meccaniche, considerando una sezione interamente reagente di calcestruzzo. In realtà tali caratteristiche dipendono anche dall'entità e distribuzione delle armature, nonché da effetti di riduzione della rigidezza a causa della fessurazione, che in ogni caso porterebbero a procedure di calcolo complesse ed iterative, sproporzionate rispetto agli obiettivi del calcolo. I risultati ottenibili da queste assunzioni semplificate sono in generale cautelativi, in quanto sovrastimando la rigidezza dell'edificio si ottengono periodi di oscillazione più bassi e quindi azioni sismiche non inferiori a quelle ottenibili con una valutazione più fedele alla realtà (con rigidezza minore per effetto della fessurazione).

Per la modellazione del fabbricato, lo schema utilizzato è quello di telaio spaziale costituito da un insieme di elementi monodimensionali, trave e pilastri, che costituiscono i telai; la fondazione, costituita piastra su pali, viene modellata su suolo elastico alla Winkler; infine, gli impalcati orizzontali sono considerati planimetricamente indeformabili.

3.5 Vita Nominale, Classe D'uso e Periodo di Riferimento

Per la valutazione della sicurezza strutturale occorre preliminarmente determinare la vita nominale, la classe d'uso ed il periodo di riferimento per l'azione sismica in forza di quanto prescritto al punto 2.4 del D.M. Infrastrutture 14/01/2008.

La **vita nominale** V_N della struttura in esame è calcolata sulla base della Tabella 2.4.I del D.M. 2018. Nel caso in esame si assume che:

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

ovvero che la struttura ricada tra *Costruzioni* con livelli di progettazione ordinari (costruzione tipo 2).

Per quanto attiene la **classe d'uso** si assume che la struttura sia classificata come:

Classe IV

in quanto essa rientra tra le *costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti*, trattandosi di un edificio da destinare a centro operativo comunale.

Le azioni sismiche vengono calcolate in relazione ad un **periodo di riferimento** V_R che si ricava dalla seguente espressione:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

in cui il **coefficiente d'uso** C_U si ricava dalla Tabella 2.4. II. In particolare per la classe d'uso assunta per la costruzione in oggetto si ha che:

$$C_U = 2.0$$

da cui consegue che il periodo di riferimento V_R assume per la struttura in esame una entità pari a:

$$V_R = 50 \cdot 2.0 = 100 \text{ anni}$$

Note la vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento è, quindi, possibile valutare le azioni sismiche da applicare alla struttura in oggetto così come descritto nel paragrafo successivo. Le azioni sismiche sono state valutate facendo riferimento agli spettri di risposta in termini di accelerazioni.

3.6 Azione Sismica

La determinazione delle azioni sismiche è stata effettuata sulla base di quanto previsto al punto 3.2 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018; in particolare, dette azioni sono valutate a partire dalla cosiddetta *pericolosità di base* del sito di costruzione, nella fattispecie il Comune di MASSA DI SOMMA (NA).

La pericolosità sismica è espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale al

quale viene associato uno spettro di risposta elastico di accelerazioni ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a quattro prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R pari a 50 anni, stabilito come in precedenza.

Per la verifica di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, gli stati limite da considerare sono quelli riportati e descritti al punto 3.2.1 del D.M. Infrastrutture 14/01/2018, ovvero:

- Stati limite di esercizio (SLE):

- Stato limite di Operatività (SLO);
- Stato limite di Danno (SLD);

- Stati limite ultimo (SLU):

- Stati limite di salvaguardia della Vita (SLV);
- Stati limite di prevenzione del Collasso (SLC).

Le probabilità di superamento P_{VR} sono funzione dello stato limite e sono desumibili dalla Tabella 3.2.I, che si riporta per convenienza.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{VR} al variare dello stato limite considerato.

Stati limite		P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Le azioni di progetto si ricavano, dalle accelerazioni a_g e dalle relative forme spettrali. Le forme spettrali sono definite, in funzione dei tre parametri:

a_g accelerazione orizzontale massima del terreno;

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;

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

Per ciascun nodo del *reticolo di riferimento* e per ciascuno dei periodi di ritorno T_R considerati dalla *pericolosità sismica*, i tre parametri si ricavano riferendosi ai valori corrispondenti al 50^{esimo} percentile ed attribuendo a:

a_g il valore previsto dalla *pericolosità sismica*;

F_0 e T_C^* i valori ottenuti imponendo che le forme spettrali in accelerazione previste dalla norma scartino al minimo dalle corrispondenti forme spettrali previste dalla *pericolosità sismica*.

Le forme spettrali sono altresì funzione degli stati limite e quindi delle probabilità di superamento P_{VR} riportate in Tabella 3.2.I, oltre che della vita di riferimento V_R che per la struttura in esame è pari a 50

anni, come valutata nel paragrafo precedente. La pericolosità sismica è in funzione del periodo di ritorno T_R dell'azione sismica, espresso in anni. Detto periodo di ritorno si può ricavare dalla seguente relazione, in funzione della vita di riferimento V_R (pari a 50 anni, nel caso in esame) e della probabilità di superamento P_{VR} riportata per ciascuno stato limite in Tabella 3.2.I:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1-P_{VR})} = C_u V_n / (\ln(1-P_{VR}))$$

3.7 Categorie Di Sottosuolo e Condizioni Topografiche

La categoria di sottosuolo del sito di costruzione può essere classificata sulla base del valore della velocità equivalente $V_{s,30}$ di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30m di profondità. Essa è assimilabile al sottosuolo **tipo C** (Tabella 3.2.II del D.M. Infrastrutture 14/01/2018), caratterizzati da rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati a grana fina molto consistenti e caratterizzati un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800m/s.

La categoria topografica del sito di costruzione è assimilabile a quella denominata T1 (*superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$*) della Tabella 3.2.IV del D.M. LL.PP. 14/01/2018 e quindi utilizzando i valori in Tabella 3.2.VI si ha che il coefficiente di amplificazione topografica S_T è pari a:

$$S_T = 1.0$$

3.8 Azioni Di Calcolo

Le verifiche sono state condotte sia per gli stati limite di esercizio che per lo stato limite ultimo. Le azioni di calcolo considerate risultano essere state ottenute attraverso una serie di combinazioni di carico elementari.

3.8.1 Valutazione dell'Azione Sismica

L'azione sismica per il sito in esame è espressa in termini di spettro di risposta in accelerazione. Tenuto conto della tipologia della costruzione in oggetto si utilizza il solo spettro di accelerazioni relativo alle componenti orizzontali, in accordo di quanto prescritto al punto 7.2.1. del D.M. Infrastrutture del 17/01/2018.

3.8.2 Spettri di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore dell'accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale.

L'espressione dello spettro di risposta elastico $S_e(T)$ in accelerazione delle componenti orizzontali è data da:

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

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

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

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_O \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

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

$$S = S_S \cdot S_T$$

dove S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica. Nel caso in esame $S_T=1.0$ (vedi Tabella 3.2.VI) come stabilito in precedenza, mentre S_S si ricava per la categoria di sottosuolo tipo B, dall'espressione riportata in Tabella 3.2.IV:

$$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_O \cdot \frac{1}{\eta} \leq 1.50$$

Nell'espressione dello spettro di risposta η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%.

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

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione. Nel caso in esame si assume che $\xi = 5\%$ e quindi $\eta = 1.00$.

Per la definizione dello spettro di risposta occorre altresì definire:

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

$$T_C = C_C \cdot T_C^*$$

dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo, espresso da (vedi Tabella 3.2.IV):

$$C_C = 1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$$

T_B periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, che può calcolarsi come:

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

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

$$T_D = 4.0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6$$

Sotto l'effetto delle azioni sismiche deve essere garantito il rispetto degli SLE e SLU. In virtù di quanto riportato al punto 7.1 del D.M. Infrastrutture 14/01/2018 si ha che il rispetto dei vari stati limite si considera soddisfatto:

- nei confronti di tutti gli SLE, qualora siano rispettate le verifiche relative al solo SLD;
- nei confronti di tutti gli SLU, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nella Sezione 7 del D.M. già menzionato e siano soddisfatte le verifiche relative al solo SLV.

Nel caso in esame, trattandosi di una costruzione di *classe d'uso II*, per gli elementi non strutturali e gli impianti, è richiesto il rispetto delle verifiche di sicurezza per lo SLD.

Pertanto, le verifiche svolte per i vari elementi strutturali che caratterizzano gli edifici in parola comprendono:

- allo SLU:
 - *Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza;*
 - *Verifiche degli elementi strutturali in termini di duttilità e capacità di deformazione;*
 - *Verifiche degli elementi non strutturali e degli impianti.*
- allo SLE:
 - *Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza;*
 - *Verifiche degli elementi strutturali in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali;*
 - *Verifiche degli impianti in termini di mantenimento della funzionalità*

3.8.3 Spettri di progetto per gli SLE

Per gli SLE gli spettri di progetto in accelerazione $S_d(T)$ delle componenti orizzontali da utilizzare per le verifiche allo SLD sono gli spettri elastici, riferiti alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} .

3.8.4 Spettri di progetto per gli SLU

Ai fini del progetto e della verifica delle strutture le capacità dissipative dei sistemi strutturali in esame vengono determinate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tiene conto della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza e dell'allungamento del periodo

fondamentale di vibrazione determinato dalla plasticizzazione. Gli spettri di progetto in accelerazione $S_d(T)$ delle componenti orizzontali da utilizzare per le verifiche allo SLU (ed in particolare allo SLV) sono gli spettri elastici, riferiti alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , con le ordinate ridotte sostituendo il fattore η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura definito la tipologia strutturale considerata.

3.9 Tipologia Strutturale, Fattore di Struttura e Classe di Duttilità

Si è scelto di operare considerando l'edificio da adeguare non dissipativo e, quindi, si è valutata la struttura considerando lo spettro elastico riducendone l'ordinata con il fattore di struttura $q=1.5$.

Ai sensi dell'art. 7.4.1 delle NTC 2018 la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2.

Per i nodi trave-pilastro di strutture a comportamento non dissipativo si devono applicare le regole di progetto relative alla CD "B" contenute nel § 7.4.4.3.

3.10 Valutazione delle Azioni da Carichi Verticali

La seguente analisi dei carichi è stata condotta in accordo a quanto prescritto del D.M. Infrastrutture 14/01/2018 – Capitolo 3

Il solaio di copertura è del tipo latero cemento di spessore di $16+4=20$ cm. Pertanto, in funzione alle caratteristiche geometriche di seguito riportate, sono state sviluppate le seguenti analisi dei carichi:

SOLAIO di CALPESTIO

Peso Proprio	260daN/mq
Permanenti Portati Calpestio	250daN/mq
Sovraccarico Accidentale	50 daN/mq

Per il solaio di copertura è stata effettuata, dalla società Analisi Generali Costruzioni s.r.l., la prova di carico allegata alla presente relazione di calcolo. (Rapporto di Prova n. CCE131/2018).

3.11 Condizioni e Combinazioni di Calcolo

La verifica sismica allo SLE e SLU e' stata effettuata per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni.

$$G_k + E + \sum_i (\psi_{2j} Q_{kj})$$

dove:

E azione sismica per lo stato limite in esame;

- G_K carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- Ψ_{2j} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile Q_{kj} ;
- Q_{kj} valore caratteristico della azione variabile Q_j .

Per le verifiche statiche a soli carichi verticali, i coefficienti di combinazione Ψ_0 , Ψ_1 e Ψ_2 sono stati assunti, nel rispetto del dettato della Tabella 2.5.I del D.M. Infrastrutture 14/01/2018, pari a:

AZIONI	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Coperture accessibili solo per manutenzione	0.0	0.0	0.0

I valori dell'azione sismica E sono stati specificati in precedenza per lo SLE e lo SLU, rispettivamente. Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2j} Q_{kj})$$

dove:

ψ_{2j} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{2j} Q_{kj}$ siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma.

I valori dei coefficienti ψ_{2j} adottati per la struttura sono pari a $\psi_{2j} = 0,60$. Tali valori sono stati ricavati dalla Tabella 2.5.I del D.M. Infrastrutture 17/01/2018, così come specificato al punto 3.2.4.

Le verifiche statiche (soli carichi gravitazionali) sono state eseguite nei riguardi degli stati limite di esercizio e degli stati limite ultimi, così come prescritto al punto 2.1 del D.M. Infrastrutture 17/01/2018. In, particolare, le azioni per la struttura in esame sono state cumulate in modo da determinare condizioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della probabilità ridotta di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli, come consentito dalle norme vigenti.

Per gli stati limite ultimi si sono adottate le combinazioni del tipo:

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{j=2}^{j=n} (\psi_{0j} Q_{jk}) \right]$$

essendo:

- G_k il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- Q_{1k} il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;
- Q_{ik} i valori caratteristici delle azioni variabili tra loro indipendenti;
- $\gamma_g = 1,3$ (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_q = 1,5$ (0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

ψ_{0j} = coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche.

Per gli stati limite di esercizio sono state tenute in conto le combinazioni rare, frequenti e quasi permanenti con $\gamma_g = \gamma_p = \gamma_q = 1$. Pertanto, le combinazioni convenzionali adottate per le verifiche allo stato limite di esercizio, il cui dettaglio viene in seguito riportato, sono espresse come di seguito:

combinazioni rare:

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

combinazioni frequenti:

$$F_d = G_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_{j=2}^{j=n} (\psi_{2j} Q_{jk})$$

combinazioni quasi permanenti:

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

ψ_{1j} coefficiente atto a definire i valori delle azioni assimilabili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2j} coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni variabili assimilabili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Pertanto, l'involuppo delle sollecitazioni massime per ogni elemento strutturale componente l'impianto strutturale di che trattasi, è stato determinato attraverso le combinazioni di carico precedentemente riportate.

Il Progettista Strutturale

COMUNE DI MASSA DI SOMMA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO STRATEGICO REGIONALE CON RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE

Ubicazione: Via Marini 1

COMMITTENTE: COMUNE DI MASSA DI SOMMA.

**RELAZIONE GEOTECNICA E SULLE FONDAZIONI
MODELLA SISMICA DEL SOTTOSUOLO**

4.1 Premessa

Il sottosuolo dell'area interessata dall'intervento, così come evidenziato dalla relazione geologica redatta dal dott. geol. Luigi Franzese, iscritto all'Ordine dei Geologi della Regione Campania al n. 2321, risulta costituito da terreni di natura vulcanica.

Dal punto di vista idrogeologico fino alla profondità investigata non vi è presenza di la falda idrica che risulta situata a circa 100 metri di profondità rispetto al piano di campagna.

Per la redazione dello studio geologico tecnico, sono state eseguite le seguenti prove geognostiche:

- n. 5+1 sondaggi ad estrazione di nucleo eseguiti dalla società "D'Angelo Trivellazioni;
- n. 6 prove S.P.T. in foro eseguite dalla società En-Geo s.a.s.
- n. 1 indagine sismica tipo "Masw" per la caratterizzazione sismica e determinazione delle V_{s30}

Nella tabella che segue vengono riportati in riepilogo, quelle che sono le caratteristiche geomeccaniche opportunamente estrapolate dalla relazione geologica e di interesse per l'opera di fondazione. Dallo studio degli elaborati geologici prodotti è stato possibile definire i seguenti strati omogenei:

STRATO di RIPORTO COSTITUITO DA SABBIE VULCANICHE E PIROCLASTITI – Si tratta di uno strato spesso 2.10 metri. I valori dei principali parametri geotecnici risultano i seguenti:

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	δ	Coeff. di Adesione	Coeff. di spinta K_0	γ naturale	γ saturo	E	v	Rqd	Permeabilità Kh	Permeabilità Kv
TERRENO DI RIPORTO	0	0	28	25	1	0.53	0.0013	0.00186	27	0.3	0	0.1	0.01
CONGLOMERATO DI SCORIE	0	0	45	25	1	0.29	0.00231	0.0025	156	0.3	0	0.1	0.01

STRATO 2 CONGLOMERATO DI SCORIE LAVICHE - Si tratta di uno strato spesso 6.00 metri I valori dei principali parametri geotecnici risultano i seguenti:

Descrizione	Coesione	Coesione non drenata	Attrito interno	δ	Coeff. di Adesione	Coeff. di spinta K_0	γ naturale	γ saturo	E	v	Rqd	Permeabilità Kh	Permeabilità Kv
TERRENO DI RIPORTO	0	0	28	25	1	0.53	0.0013	0.00186	27	0.3	0	0.1	0.01
CONGLOMERATO DI SCORIE	0	0	45	25	1	0.29	0.00231	0.0025	156	0.3	0	0.1	0.01

4.2 Modellazione Sismica del Sottosuolo

Per quanto concerne la valutazione della velocità delle onde superficiali, si è effettuata una un'indagine MASW.

(Si allegano alla relazione geologica le prove delle indagini).

Da quanto sopra si ricava che la categoria del suolo ai fini sismici può essere assimilata alla Categoria C (tabella 3.2.II del DM 2018).

Tabella 3.2.II – Categorie di sottosuolo

Categoria	Descrizione
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $N_{SPT,30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
C	<i>Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < N_{SPT,30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).
D	<i>Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti</i> , con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 180 m/s (ovvero $N_{SPT,30} < 15$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} < 70$ kPa nei terreni a grana fina).
E	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m</i> , posti sul substrato di riferimento (con $V_s > 800$ m/s).

4.3 Metodo utilizzato per la verifica (SLU)

Le verifiche di sicurezza per il sistema di fondazione su pali adottato sono state eseguite nel rispetto dei punti 6.4.2 (azioni gravitazionali) e 7.11.5.3.1 (azioni sismiche) del D.M. Infrastrutture 14/01/2018. In particolare, si sono eseguite verifiche sia agli stati limite ultimi (SLU) che agli stati limite di esercizio (SLE). In particolare, per gli SLU le verifiche sono state effettuate nei confronti dei seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
 - collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
 - collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
 - stabilità globale
- SLU di tipo strutturale (STR):
 - raggiungimento della resistenza dei pali;
 - raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali, accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni caso limite considerato.

Verifica di scorrimento

La verifica di scorrimento della fondazione superficiale viene eseguita considerando le caratteristiche del terreno immediatamente sottostante al piano di posa della fondazione, ricavato in base alla stratigrafia associata all'elemento, e trascurando, a favore di sicurezza, l'eventuale spinta passiva laterale.

Lo scorrimento di una fondazione avviene nel momento in cui le componenti delle forze parallele al piano di contatto tra fondazione e terreno vincono l'attrito e la coesione terreno-fondazione e, qualora

fosse presente, la spinta passiva laterale.

Il coefficiente di sicurezza a scorrimento si ottiene dal rapporto tra le forze stabilizzanti di progetto (Rd) e quelle instabilizzanti (Ed):

$$Rd = (N \cdot \tan(\varphi) + c_a \cdot B \cdot L + \alpha \cdot S_p) / \gamma_{Rs}$$
$$|Ed = \sqrt{T_x^2 + T_y^2}$$

dove:

N = risultante delle forze normali al piano di scorrimento;

Tx, Ty = componenti delle forze tangenziali al piano di scorrimento;

tan(phi) = coefficiente di attrito terreno-fondazione;

ca = aderenza alla base, pari alla coesione del terreno di fondazione o ad una sua frazione;

B, L = dimensioni della fondazione;

alpha = fattore di riduzione della spinta passiva;

Sp = spinta passiva dell'eventuale terreno laterale;

gamma rs = fattore di sicurezza parziale per lo scorrimento;

Le normative prevedono che il fattore di sicurezza a scorrimento FS=Rd/Ed sia non minore di un prefissato limite.

Verifica di capacità portante

La verifica di capacità portante della fondazione superficiale viene eseguita mediante formulazioni di letteratura geotecnica considerando le caratteristiche dei terreni sottostanti al piano di posa della fondazione, ricavati in base alla stratigrafia associata all'elemento.

Qualora l'elemento in verifica sia formato da parti non omogenee tra loro, ad esempio una travata in cui le singole travi di fondazione siano associate ad un differente sondaggio, verranno condotte verifiche geotecniche distinte sui singoli tratti.

La verifica viene fatta raffrontando la portanza di progetto (Rd) con la sollecitazione di progetto (Ed); la prima deriva dalla portanza calcolata con metodi della letteratura geotecnica, ridotta da opportuni fattori di sicurezza parziali; la seconda viene valutata ricavando la risultante della sollecitazione scaricata al suolo con una integrazione delle pressioni nel tratto di calcolo. Le normative prevedono che il fattore di sicurezza alla capacità portante, espresso come rapporto tra il carico ultimo di progetto della fondazione (Rd) ed il carico agente (Ed), sia non minore di un prefissato limite.

La portanza di una fondazione rappresenta il carico ultimo trasmissibile al suolo prima di arrivare alla rottura del terreno. Le formule di calcolo presenti in letteratura sono nate per la fondazione nastriforme indefinita ma aggiungono una serie di termini correttivi per considerare le effettive condizioni al contorno della fondazione, esprimendo la capacità portante ultima in termini di pressione limite agente su di una fondazione equivalente soggetta a carico centrato.

La determinazione della capacità portante ai fini della verifica è stata condotta secondo il metodo di Vesic, che viene descritto nei paragrafi successivi.

Metodo di Vesic

La capacità portante valutata attraverso la formula di Vesic risulta, nel caso generale:

$$Q_{lim} = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + \frac{1}{2} \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

Nel caso di terreno eminentemente coesivo ($\phi = 0$) tale relazione diventa:

$$Q_{lim} = (2 + \pi) \cdot c_u \cdot (1 + s'_c + d'_c - i'_c - b'_c - g'_c) + q$$

dove:

- gamma' = peso di volume efficace dello strato di fondazione;
- B = larghezza efficace della fondazione ($B = B_f - 2e$);
- L = lunghezza efficace della fondazione ($L = L_f - 2e$);
- c = coesione dello strato di fondazione;
- cu = coesione non drenata dello strato di fondazione;
- q = sovraccarico del terreno sovrastante il piano di fondazione;
- Nc, Nq, Ny = fattori di capacità portante;
- sc, sq, sy = fattori di forma della fondazione;
- dc, dq, dy = fattori di profondità del piano di posa della fondazione;
- ic, iq, iy = fattori di inclinazione del carico;
- bc, bq, by = fattori di inclinazione della base della fondazione;
- gc, gq, gy = fattori di inclinazione del piano campagna;

Nel caso di piano di campagna inclinato ($\beta > 0$) e $\phi = 0$, Vesic propone l'aggiunta, nella formula sopra definita, del termine

$$0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_{\gamma} \quad \text{con } N_{\gamma} = -2 \cdot \tan \beta$$

Per la teoria di Vesic i coefficienti sopra definiti assumono le espressioni che seguono:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi; \quad N_q = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \phi)}; \quad N_\gamma = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \phi$$

$$s_c = 1 + \frac{B}{L} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad s'_c = 0.2 \cdot \frac{B}{L}; \quad s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot \frac{B}{L}$$

$$d_c = 1 + 0.4 \cdot k; \quad d'_c = 0.4 \cdot k; \quad d_q = 1 + 2 \cdot k \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2; \quad d_\gamma = 1$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}; \quad i'_c = \frac{m \cdot H}{B \cdot L \cdot c_a \cdot N_c}; \quad i_q = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^m;$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B \cdot L \cdot c_a \cdot \cot \phi} \right)^{m+1}$$

$$g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g'_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}; \quad g_q = (1 - \tan \beta)^2; \quad g_\gamma = g_q$$

$$b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b'_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}; \quad b_q = (1 - \eta \cdot \tan \phi)^2; \quad b_\gamma = b_q$$

$$k = \frac{D}{B_f} \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} \leq 1 \right); \quad k = \arctg \left(\frac{D}{B_f} \right) \quad \left(\text{se } \frac{D}{B_f} > 1 \right); \quad m = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}}$$

nelle quali si sono considerati i seguenti dati:

phi = angolo di attrito dello strato di fondazione;

ca = aderenza alla base della fondazione;

nu = inclinazione del piano di posa della fondazione sull'orizzontale (nu = 0 se orizzontale);

beta = inclinazione del pendio;

H = componente orizzontale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

V = componente verticale del carico trasmesso sul piano di posa della fondazione;

D = profondità del piano di posa della fondazione dal piano campagna;

Influenza degli strati sulla capacità portante

Le formulazioni utilizzate per la portanza prevedono la presenza di uno stesso terreno nella zona interessata dalla potenziale rottura. In prima approssimazione lo spessore di tale zona è pari a:

$$H = \frac{1}{2} \cdot B \cdot \tan(45^\circ + \phi / 2)$$

In presenza di stratificazioni di terreni diversi all'interno di tale zona, il calcolo diventa più complesso; non esiste una metodologia univoca per questi casi, differenti autori hanno proposto soluzioni diverse a seconda dei casi che si possono presentare. In prima approssimazione, nel caso di stratificazioni, viene trovata una media delle caratteristiche dei terreni, pesata sullo spessore degli strati interessati. Nel caso in cui il primo strato incontrato sia coesivo viene anche verificato che la compressione media agente sulla fondazione non superi la tensione limite di espulsione, circostanza che provocherebbe il rifluimento del terreno da sotto la fondazione, rendendo impossibile la portanza.

La tensione limite di espulsione q_{ult} per terreno coesivo viene calcolata come:

$$q_{ult} = 4c + q$$

dove c è la coesione e q è il sovraccarico agente sul piano di posa.

Influenza del sisma sulla capacità portante

La capacità portante nelle combinazioni sismiche viene valutata mediante l'estensione di procedure classiche al caso di azione sismica.

L'**effetto inerziale** prodotto dalla struttura in elevazione sulla fondazione può essere considerato tenendo conto dell'effetto dell'inclinazione (rapporto tra forze T parallele al piano di posa e carico normale N) e dell'eccentricità (rapporto tra momento M e carico normale N) delle azioni in fondazione, e produce variazioni di tutti i coefficienti di capacità portante del carico limite, oltre alla riduzione dell'area efficace.

L'**effetto cinematico** si manifesta per effetto dell'inerzia delle masse del suolo sotto la fondazione come una riduzione della resistenza teorica calcolata in condizioni statiche; tale riduzione è in funzione del coefficiente sismico orizzontale k_h , cioè dell'accelerazione normalizzata massima attesa al suolo, e delle caratteristiche del suolo. L'effetto è più marcato su terreni granulari, mentre nei suoli coesivi è poco rilevante.

Per tener conto nella determinazione del carico limite di tali effetti inerziali vengono introdotti nelle combinazioni sismiche anche i fattori correttivi e (earthquake), valutati secondo **Paolucci e Pecker**:

$$e_q = \left(1 - \frac{k_h}{\tan \phi}\right)^{0.35}; \quad e_c = 1 - 0.32 \cdot k_h; \quad e_\gamma = e_q$$

Verifiche geotecniche

Dati geometrici dell'impronta di calcolo

Forma dell'impronta di calcolo: rettangolare di area equivalente

Centro impronta, nel sistema globale: 915; 477.5; -125

Lato minore B dell'impronta: 915

Lato maggiore L dell'impronta: 1830

Area dell'impronta rettangolare di calcolo: 1674450

Verifica di scorrimento sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per scorrimento 1.99

Comb.	Fh	Fv	Cnd	Ad	Phi	RPI	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
SLU 1	6	-377080	LT	0	25	0	1.1	159850	6	27751.19	Si
SLV 12	98287	-461358	LT	0	25	0	1.1	195577	98287	1.99	Si

Verifica di capacità portante sul piano di posa

Coefficiente di sicurezza minimo per portanza 88.96

ID	Comb.	Fx	Fy	Fz	Mx	My	ex	ey	B'	L'	Cnd	C	Phi	ys	Qs	Amax	yR	Rd	Ed	Rd/Ed	Verifica
1	SLU 8	4	3	-739867	10056758	868847	1	14	888	1828	LT	0	44	0.00224	0	0	2.3	129839879	-739867	175.49	Si
2	SLV 5	-22914	-95573	-482264	49837361	-	-44	103	708	1742	LT	0	44	0.00224	0	0.09	2.3	42903280	-482264	88.96	Si
3	SLD 5	-9902	-41237	-476290	25791694	-8272577	-17	54	807	1795	LT	0	44	0.00224	0	0.04	2.3	82367051	-476290	172.93	Si

Verifiche geotecniche di capacità portante - fattori utilizzati nel calcolo di Rd

ID	N			S			D			I			B			G			P			E			
	Nq	Nc	Ng	Sq	Sc	Sg	Dq	Dc	Dg	Iq	lc	Ig	Bq	Bc	Bg	Gq	Gc	Gg	Pq	Pc	Pg	Eq	Ec	Eq	
1	117	120	229	1.47	1.47	0.81	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
2	117	120	229	1.39	1.4	0.84	1	1	1	0.68	0.68	0.54	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.97	0.97	0.97
3	117	120	229	1.44	1.44	0.82	1	1	1	0.86	0.85	0.78	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0.99	0.99	0.99

COMUNE DI MASSA DI SOMMA

CITTÀ METROPOLITANA DI NAPOLI

PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO STRATEGICO REGIONALE CON RIQUALIFICAZIONE FUNZIONALE

Ubicazione: Via Marini 1

COMMITTENTE: COMUNE DI MASSA DI SOMMA.

CONCLUSIONI

Conclusioni

Il calcolo è stato condotto con i metodi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni, eseguendo l'analisi strutturale globale nell'ipotesi di elasticità lineare. Le verifiche locali (di elemento e sezione) sono state condotte utilizzando il "Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limiti" ipotizzando un comportamento non lineare dei materiali da costruzione (calcestruzzo ed acciaio). La procedura di calcolo, utilizzata per il calcolo delle fondazioni e delle strutture in elevazione in c.a., è stata effettuata avvalendosi del programma agli elementi finiti SISMI-CAD della Concrete ®, sistema di analisi strutturale che consente la progettazione di strutture in c.a. schematizzandole attraverso un modello matematico unico.

Nel Tabulato di calcolo, che forma parte integrante della presente relazione, sono riportati le sezioni caratteristiche, le azioni di carico, e quanto altro occorra per meglio identificare i dati di input ed output sviluppati secondo quanto descritto nel Decreto Ministeriale 2018.

Le ipotesi di calcolo assunte nelle analisi numeriche nella presente relazione di calcolo, corrispondono ai dati di progetto.

I programmi di calcolo adottati, sono di riconosciuta affidabilità ed hanno fornito sollecitazioni compatibili con le tensioni di calcolo assunte per i materiali impiegati. Pertanto, in relazione all'output ottenuto e sulla base degli accertamenti e delle verifiche eseguite localmente e per ogni singolo elemento ed in fondazione, si ritengono soddisfacenti i risultati ottenuti.

Il Progettista Strutturale
