

REGIONE BASILICATA COMUNE DI MATERA



Programma Integrato di Promozione di Edilizia Residenziale Sociale e di Riqualificazione Urbana

L.R. 07/08/2009 n. 25 art. 4; D.G.R. 28/09/2010 n. 1612

RIQUALIFICAZIONE ZONA PERIURBANA VIALE CARLO LEVI



PROGETTO DEFINITIVO

■ SOGGETTO PROPONENTE:

CONSORZIO:

CON.AR.ED. CONSORZIO ARTIGIANI EDILI - SOCIETA' COOPERATIVA

Via Broggia n. 18 - 80135 Napoli

CONSORZIATA:

EDILPROGRESS S.R.L.

Via Carlo Levi n. 8/bis - 75100 Matera

■ GRUPPO DI PROGETTAZIONE:

Ing. Francesco VOLPE

Piazza degli Olmi n. 14 - 75100 Matera

Coordinatore

Dott. Geol. Angelo VENEZIA

Ing. Pietro CASCIONE

Dott. For. Mimma Bruna GIOVINAZZO

Ing. Annalisa DI MARZIO

Geom. Mario CHIETERA

Studio geologico

Impianti

Studio Valutazione d'Incidenza e Verde Urbano

Collaboratore

Collaboratore

S.01

STRUTTURE RELAZIONE DI CALCOLO PRELIMINARE

OTTOBRE 2012

SOMMARIO

SOMMARIO	1
1 RELAZIONE GENERALE	2
1.1 PREMESSA	2
1.2 DESCRIZIONE GENERALE	2
1.2.1 Localizzazione	2
1.2.2 Destinazione e tipologia	2
1.2.3 Dimensioni principali	2
1.2.4 Caratteristiche del sito	2
1.2.5 Caratteristiche geotecniche	3
1.2.6 Materiali	3
1.3 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE, AZIONI E VERIFICHE	3
1.3.1 Stati limite e valutazione della sicurezza e delle prestazioni	3
1.3.2 Vita nominale, Classe d'uso e periodo di riferimento	3
1.3.3 Azioni, combinazioni e degrado	4
1.3.4 Criteri di verifica agli stati limite	5
1.4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO	6
2 RELAZIONE SUI MATERIALI	7
2.1 CALCESTRUZZO	7
2.1.1 Leganti	7
2.1.2 Aggregati	7
2.1.3 Acqua di impasto	7
2.1.4 Impasti	7
2.2 ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO NORMALE	8
2.3 SOLAI E MURATURE	8
3 RELAZIONE GEOTECNICA E FONDAZIONI	10
3.1 PREMESSA	10
3.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO	10
3.2.1 Parametri di resistenza	10
3.2.2 Parametri di deformabilità	11
3.3 DESCRIZIONE GENERALE FONDAZIONI	11
3.4 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	11
3.4.1 Azioni di calcolo	12
3.4.2 Verifiche agli stati limite	12
3.4.3 Interferro, copriferro, ancoraggi, sovrapposizioni	16
3.5 FRONTI DI SCAVO	16
3.6 PIANI DI CONTROLLO E MONITORAGGIO	16
4 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	17
4.1 ANALISI E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI	17
4.1.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo	17
4.1.2 Affidabilità e validazione dei codici	18
4.2 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI	18
4.2.2 Azioni di calcolo e combinazioni	19
4.2.3 Verifiche agli stati limite	23
4.2.4 Interferro, copriferro, ancoraggi, sovrapposizioni	23
4.3 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'	26

1 RELAZIONE GENERALE

1.1 PREMESSA

La presente relazione generale si riferisce al progetto definitivo delle strutture in cemento armato per la realizzazione di un programma integrato di promozione di edilizia residenziale sociale e di riqualificazione urbana (Legge Regionale n. 25 del 07/08/2009 – art. 4 e Delibera di G. R. n. 1612 del 28 settembre 2010), denominato:

RIQUALIFICAZIONE ZONA PERIURBANA – VIALE CARLO LEVI

Il progetto si attuerà a Matera in Viale Carlo Levi.

Il progetto comprende oltre alla presente relazione generale, la relazione sui materiali, la relazione geotecnica e fondazioni, la relazione di calcolo strutturale e una tavola rappresentante le caratteristiche fondamentali, con particolare attenzione alle fondazioni.

1.2 DESCRIZIONE GENERALE

1.2.1 Localizzazione

Il sito in questione è in periferia dell'abitato di Matera, Viale Carlo Levi. Dal punto di vista dell'azione sismica, il sito in questione ricade in **Zona 3**, con "pericolosità sismica di base" riportata al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** L'esatta individuazione del sito è riportata nei grafici di progetto.

1.2.2 Destinazione e tipologia

Gli edifici da realizzare saranno adibiti a residenze e servizi. In particolare i piani saranno così destinati:

- Edifici residenziali
- Autorimessa e locali commerciali (piano seminterrato);
- Residenze (primo e secondo);
- Locali tecnologici (terzo piano);
- Edificio Interesse Comune
- Uffici (piano seminterrato e primo).

1.2.3 Dimensioni principali

L'edificio è composto da tre corpi di fabbrica a pianta rettangolare, delle dimensioni riportate negli elaborati di progetto.

La struttura in elevazione è in cemento armato a travi, pilastri e pareti gettati in opera. Sono previsti solai del tipo misto in c.a.p. e laterizi. La fondazione è del tipo indiretto su pali ϕ 40 cm per una lunghezza di 12 m collegati da travi di collegamento.

1.2.4 Caratteristiche del sito

L'area in oggetto si sviluppa su una superficie pseudo rettangolare e leggermente inclinata alla periferia dell'abitato di Matera. Le caratteristiche geologiche sono descritte in dettaglio nel capitolo 3 e nella relazione geologica

allegata al progetto redatta dal geologo dott. Angelo Venezia. In particolare, dal punto di vista idrogeologico, non c'è una falda idrica.

Dal punto di vista dell'azione sismica il suolo di fondazione si definisce di Tipo **B**.

1.2.5 Caratteristiche geotecniche

Le caratteristiche geotecniche sono descritte in dettaglio nel capitolo 3.

In particolare lo strato di sottosuolo interessato da variazioni tensionali causate dalla costruzione è un deposito di sabbie e argille grigio-azzurre.

1.2.6 Materiali

I materiali previsti sono i seguenti:

- Calcestruzzo **C25/30** $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C**
- Solaio spessore 20+5 interasse 50 cm travetto monotrave 9×12

1.3 SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE, AZIONI E VERIFICHE

1.3.1 Stati limite e valutazione della sicurezza e delle prestazioni

Tutti gli elementi strutturali e geotecnici sono verificati per i seguenti stati limite:

- a) stati limite ultimi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni (**SLU**);
- b) stati limite di esercizio, in relazione alle prestazioni attese (**SLE**).

Per la valutazione della sicurezza si adotta il “metodo semiprobabilistico agli stati limite”.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi si effettua con il “metodo dei coefficienti parziali”, espresso dalla seguente relazione formale:

$$E_d \leq R_d$$

- E_d = Valore di progetto dell'effetto delle azioni;
- R_d = Resistenza di progetto

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite di esercizio si effettua controllando aspetti di funzionalità e stato tensionale.

1.3.2 Vita nominale, Classe d'uso e periodo di riferimento

La vita nominale dell'opera, intesa come il numero di anni nel quale la struttura purché soggetta alla manutenzione ordinaria (vedi piano di manutenzione) deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata, considerato che la stessa è un'opera ordinaria di **Tipo 2** (NTC 2008 punto 2.4), è pari a:

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

La classe d'uso di riferimento è la **Classe II** (Costruzione il cui uso prevede normale affollamento).

Il periodo di riferimento per l'azione sismica è pari a:

$$V_R = V_N \times C_U = 50 \times 1,0 = \mathbf{50 \text{ anni}}$$

1.3.3 Azioni, combinazioni e degrado

1.3.3.1 Azioni

Le azioni considerate, sono le seguenti:

- 1) carichi permanenti (G_1) – peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- 2) carichi permanenti (G_{2-3}) – peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
- 3) azioni variabili (Q_i) – carichi variabili legati alla destinazione d'uso, azione del vento, azione della neve, azioni della temperatura;
- 4) azione sismica (E) – azione derivante dai terremoti.

Inoltre è stata verificata la robustezza dell'opera, imponendo azioni nominali convenzionali applicate in due direzioni ortogonali consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%.

Per quando riguarda le fasi costruttive intermedie, la struttura non risulta cimentata in maniera più gravosa della fase finale.

L'azione sismica è calcolata come da NTC 2008 con i seguenti dati di struttura e di calcolo:

- Zona sismica: **zona 3**
- Sito di costruzione: **Matera LON. 16,60659 LAT. 40,65779**
- Pericolosità sismica:

	P_{VR}	a_g/g	F_0	T_c^*
Stato limite di Danno (SLD)	63%	0,0504	2,52	0,30
Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV)	10%	0,1422	2,50	0,34

- Categoria del suolo di fondazione: **B**
- Categoria topografica: **T1**
- Smorzamento spettro: **5%**

1.3.3.2 Combinazioni

In generale, la modellazione delle azioni di calcolo è fatta attraverso varie combinazioni delle azioni di carico applicate alla struttura. Le azioni più significative considerate sono applicate nelle varie combinazioni, nel rispetto delle norme vigenti (NTC 2008 punto 2.5 e 2.6), con i coefficienti parziali per le azioni e i coefficienti di combinazione indicati rispettivamente nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** Nelle verifiche si adotta l'approccio progettuale 2 delle NTC 2008, con un'unica combinazione dei gruppi di coefficienti.

Tabella 1. Coefficienti parziali azioni.

CARICHI		γ_F	STR – GEO	SLE	SLV – SLD
Permanenti	Favorevole	γ_{G1}	1,0	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,3	1,0	1,0
Permanenti non strutturali	Favorevole	γ_{G2}	0,0	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,5	1,0	1,0
Variabili	Favorevole	γ_{Qi}	0,0	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,5	1,0	1,0

Tabella 2. Coefficienti di combinazione

Tipo CCE	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Variabili Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Variabili Categoria B Uffici aperti al pubblico	0,7	0,5	0,3
Variabili Categoria C Balconi e scale	0,7	0,7	0,6
Variabili Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Variabili Vento	0,6	0,2	0,0
Variabili Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

1.3.3.3 Degrado

Per garantire la durabilità della struttura sono stati presi in considerazioni opportuni stati limite di esercizio (SLE) in funzione dell'uso e dell'ambiente in cui la struttura dovrà vivere limitando gli stati tensionali, le deformazioni e l'ampiezza delle fessure. La definizione quantitativa delle prestazioni, la classe di esposizione e le verifiche sono state fatte come descritto al capitolo 4.

Durante le fasi di costruzione il direttore dei lavori implementerà procedure di controllo sulla qualità dei materiali, sulle metodologie di lavorazione e sulla conformità delle opere eseguite al progetto esecutivo nonché alle prescrizioni contenute nelle NTC 2008 e relative Istruzioni.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura anche alla manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

1.3.4 Criteri di verifica agli stati limite

Tutti gli elementi strutturali e geotecnici sono verificati per gli stati limite indicati in **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**, in conseguenza di tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura. Le verifiche sono eseguite per tutte le situazioni di progetto e per tutti i casi di carico rilevanti.

Tabella 3. Stati limite.

VERIFICHE STATICHE			
SLU	GEO	Raggiungimento della resistenza ultima del terreno	- resistenza elementi geotecnici
	STR	Raggiungimento della resistenza ultima degli elementi strutturali	- resistenza elementi strutturali
SLE		Stato limite di esercizio	- fessurazione calcestruzzo - cedimenti - deformazioni - degrado
VERIFICHE SISMICHE			
SLU	SLV	Stato limite si salvaguardia della vita	$P_{VR}=10\%$
SLE	SLD	Stato limite di danno	$P_{VR}=63\%$

I coefficienti parziali dei materiali sono indicati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Tabella 4. Coefficienti parziali materiali

Materiali		γ_M	
Calcestruzzo		γ_c	1,5
Acciaio		γ_s	1,15
Terreno	Tangente dell'angolo di resistenza a taglio ($\tan \varphi'$)	$\gamma_{\varphi'}$	1,0
	Coesione efficace (c')	$\gamma_{c'}$	1,0
	Resistenza non drenata (c_u)	γ_{c_u}	1,0
	Peso dell'unità di volume (γ)	γ_γ	1,0

I risultati dell'analisi sono riportati al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** per la parte geotecnica-fondazioni e al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** per la parte strutturale in elevazione.

1.4 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

La normativa di riferimento è la seguente:

- **Legge n° 1086 del 5/11/1971** – Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica.
- **Legge n° 64 del 2/2/1974** – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- **D.P.R. n° 380 del 6/06/2001** – Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia.
- **D.M. del 14/01/2008** – Nuove Norme tecniche per le costruzioni – Testo unico.
- **Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 2 febbraio 2009, n° 617** – Istruzioni per l'applicazione delle “Nuove norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- **EUROCODICE 2** – Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici.
- **EUROCODICE 7** – Progettazione geotecnica – Parte 1: Regole generali.
- **EUROCODICE 8** – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 1: Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici.

2 RELAZIONE SUI MATERIALI

Nell'esecuzione delle opere in oggetto è previsto l'impiego dei seguenti materiali.

2.1 CALCESTRUZZO

Deve impiegarsi calcestruzzo per impieghi strutturali (cemento armato ordinario) a prestazione garantita (UNI EN 206-1) con i seguenti parametri fondamentali:

- Classe di resistenza **C25/30** con resistenza caratteristica $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$;
- Classe di esposizione **XC1** in elevazione e **XC2** in fondazione;
- Dimensione nominale massima dell'aggregato pari a $d_g = 31,5 \text{ mm}$;
- Classe di consistenza **S5** in elevazione e **S4** in fondazione;

Il calcestruzzo deve essere confezionato rispettando i seguenti requisiti.

2.1.1 Leganti

Devono impiegarsi esclusivamente i leganti idraulici previsti dalle disposizioni vigenti in materia (Legge n° 595 del 26/05/1965 e norme armonizzate della serie UNI EN 197), dotati di certificato di conformità. È escluso l'impiego di cementi alluminosi.

2.1.2 Aggregati

Gli aggregati, naturali o artificiali, devono essere conformi alla norma UNI EN 12620. Devono essere costituiti da elementi non gelivi e non friabili, privi di sostanze organiche, limose ed argillose, di gesso, ecc., in proporzioni nocive all'indurimento del conglomerato od alla conservazione delle armature. Devono essere esclusi aggregati reattivi agli alcali e contenenti impurità, che determinano gravi inconvenienti nel calcestruzzo come ad esempio fenomeni di espansione, diminuzione della resistenza e della durabilità.

Gli aggregati devono essere proporzionati secondo una curva teorica di riferimento, in modo da garantire la migliore lavorabilità, omogeneità e compattezza dell'impasto di calcestruzzo.

2.1.3 Acqua di impasto

L'acqua di impasto, ivi compresa l'acqua di riciclo, deve essere conforme alla norma UNI EN 1008. Non deve contenere componenti dannosi in quantità tali da risultare nocivi alla presa, all'indurimento ed alla durabilità del calcestruzzo o da causare corrosione dell'armatura.

2.1.4 Impasti

La distribuzione granulometrica degli inerti, il tipo di cemento e la consistenza dell'impasto, devono essere adeguati alla particolare destinazione del getto ed al procedimento di posa in opera del conglomerato. La quantità d'acqua deve essere il minimo necessario a consentire una buona lavorabilità del conglomerato, tenendo conto anche dell'acqua contenuta negli inerti. Partendo dagli elementi già fissati, il rapporto acqua-cemento, e quindi il dosaggio del cemento, deve essere scelto in relazione alla resistenza richiesta per il

conglomerato. L'impiego eventuale degli additivi deve essere subordinato all'accertamento dell'assenza d'ogni pericolo d'aggressività. L'impasto deve essere fatto con mezzi idonei, ed il dosaggio degli elementi deve essere eseguito con modi atti a garantire la resistenza caratteristica richiesta. Gli impasti devono essere preparati e trasportati in modo da escludere pericoli di segregazione dei componenti o di prematuro inizio della presa al momento del getto. Il getto deve essere convenientemente compattato; la superficie dei getti deve essere mantenuta umida per almeno tre giorni.

In generale per la composizione della miscela, per i processi di maturazione e per le procedure di posa in opera si deve fare riferimento alla norma UNI ENV 13670-1, alla norma UNI EN 206-1 e alle Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

2.2 ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO NORMALE

Deve impiegarsi acciaio in barre ad aderenza migliorata del tipo **B450C**, con le seguenti caratteristiche:

- tensione nominale di snervamento $f_{y\text{ nom}} = 450 \text{ N/mm}^2$
- tensione nominale di rottura $f_{t\text{ nom}} = 540 \text{ N/mm}^2$
- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{y\text{ nom}}$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{t\text{ nom}}$
- $1,15 \leq (f_t / f_y)_k < 1,35$;
- $(f_y / f_{y\text{ nom}})_k \leq 1,25$;

Esclusivamente per le reti elettrosaldate è ammesso l'uso di acciaio del tipo **B450A** con le seguenti caratteristiche:

- tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq f_{y\text{ nom}}$
- tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq f_{t\text{ nom}}$
- $(f_t / f_y)_k \geq 1,05$;
- $(f_y / f_{y\text{ nom}})_k \leq 1,25$;

Le armature non si devono porre in opera se eccessivamente ossidate, corrose, recanti difetti superficiali che ne menomino la resistenza o ricoperte da sostanze che possano ridurre sensibilmente l'aderenza al conglomerato.

2.3 SOLAI E MURATURE

I solai sono del tipo misto, formati con travetti prefabbricati in calcestruzzo armato precompresso aventi sezione a T rovescio e blocchi intermedi di laterizio. Il solaio è completato da getto di calcestruzzo in opera previa posa in opera d'armatura metallica di ripartizione, rete elettrosaldata diametro ϕ 6 a maglia $15 \times 15 \text{ cm}$. È previsto un solo tipo di solaio:

- spessore $20+5$ interasse 50 cm travetto monotrave 9×12

Le murature esterne di tompagno sono del tipo a blocchi di cls a massa alleggerita o similari d'uguale peso; esse hanno solo funzione di chiusura senza assumere alcun onere statico. Nei giunti di malta, ogni 50 cm di altezza, è posta un'armatura metallica orizzontale a traliccio di larghezza 50 mm , formata da due

fili tondi ϕ 4 collegati da un filo tondo sinusoidale ϕ 3,75, atta ad evitare collassi fragili e prematuri e la possibile espulsione.

I divisori interni sono realizzati con forati.

3 RELAZIONE GEOTECNICA E FONDAZIONI

3.1 PREMESSA

L'area in oggetto si sviluppa su una superficie pseudo rettangolare e leggermente inclinata alla periferia dell'abitato di Matera.

Il modello geologico del sito a cui si fa riferimento, che ricostruisce i caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e, più in generale, di pericolosità geologica del territorio, è quello riportato nella relazione geologica allegata al progetto redatta dal geologo dott. Angelo Venezia.

L'assetto geologico è costituito da un basamento di argille grigio-azzurre ed in successione da un deposito di sabbie più o meno cementate.

Dal punto di vista idrogeologico il deposito, ad eccezione della parte superficiale, è una formazione poco permeabile e non si è rinvenuta una falda idrica superficiale.

Dal punto di vista dell'azione sismica, in seguito alle indagini sismiche svolte e descritte nelle suddette relazioni geologiche, il suolo di fondazione si definisce di Tipo **B**.

3.2 INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA DEL SOTTOSUOLO

Le indagini sono state eseguite attraverso il rilevamento di campagna dell'area in oggetto e delle aree adiacenti. Si fa riferimento inoltre alla relazione geologica allegata al progetto redatta dal geologo dott. Angelo Venezia.

La successione stratigrafica è costituita dalle seguenti unità litografiche, dall'alto verso il basso:

- Sabbie (Sabbie di Monte Marano) h = 3 m;
- Sabbie cementate h = 10÷60 cm;
- Argille grigio azzurre (Argille di Gravina) h > 3,50 m

Dal punto di vista geotecnico, l'unità litografica interessata dalle variazioni tensionali causate dalla costruzione, trascurando i primi strati che saranno quasi totalmente asportati, si può considerare come un deposito di argille con limo debolmente sabbiose di consistenza solido plastica con caratteristiche di resistenza e deformabilità uniformi.

Dal punto di vista idrogeologico il deposito, ad eccezione della parte superficiale, è una formazione poco permeabile senza la presenza di falda idrica.

3.2.1 Parametri di resistenza

Per la caratterizzazione geotecnica del sottosuolo oggetto della costruzione, si ritiene sufficiente fare riferimento ai dati deducibili dalla vasta letteratura scientifica esistente sulle cosiddette "argille azzurre" confortati dai risultati e dai riscontri effettuati nel corso di interventi realizzati in aree simili, con i seguenti parametri geotecnici:

- Breve termine		
Angolo di attrito		$\varphi = 0^\circ$
Coesione		$c_u = 8 \text{ t/m}^2$
Peso di volume		$\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$
- Lungo termine		
Angolo di attrito		$\varphi' = 20^\circ$
Coesione		$c' = 1 \text{ t/m}^2$
Peso di volume		$\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$

3.2.2 Parametri di deformabilità

Le caratteristiche di compressibilità della formazione sono trascurabili per i motivi di cui ai punti successivi.

3.3 DESCRIZIONE GENERALE FONDAZIONI

La scelta della tipologia delle fondazioni da adottare è fatta tenuto conto delle prestazioni attese, dei caratteri geologici e geotecnici sopra descritti, delle condizioni ambientali, nonché delle seguenti considerazioni:

- 1) il piano di posa delle fondazioni è posto ad una profondità di circa 3,00 mt dal piano campagna;
- 2) tale profondità non garantisce cedimenti differenziali accettabili;
- 3) il terreno interessato dalle variazioni tensionali causate dalla costruzione è un terreno con caratteristiche di compressibilità non uniformi;
- 4) le strutture di fondazione devono essere collegate tra loro da un reticolo di travi per garantire, soprattutto in caso di sisma, elevata rigidezza estensionale nel piano orizzontale e adeguata rigidezza flessionale, evitando spostamenti relativi non compatibili con la funzionalità della struttura e limitando gli effetti delle eccentricità dei carichi e dei momenti al piede dei pilastri.

In base a queste considerazioni la scelta ricade sulla tipologia delle fondazioni indirette su pali ϕ 40 cm di lunghezza 12 m, collegati da travi di collegamento. Il numero dei pali dipende dagli scarichi in fondazione. Il tipo di palo adottato è quello dislocante (trivellato con asportazione di terreno). Con questo tipo di fondazione i carichi vengono trasmessi al terreno in profondità.

3.4 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Tutti gli elementi strutturali e geotecnici sono verificati secondo i criteri indicati al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Per le verifiche si adotta l'Approccio progettuale 2 delle NTC 2008 con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti: **A1+M1+R3**.

In particolare le verifiche si effettuano nei confronti degli stati limite indicati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Tabella 5. Stati limite.

VERIFICHE			
SLU	GEO	Raggiungimento della resistenza ultima del terreno	- capacità portante verticale pali - capacità portante trasversale pali

	STR	Raggiungimento della resistenza ultima degli elementi strutturali	- resistenza dei pali - resistenza travi di collegamento - resistenza muro di fondazione controterra
SLE		Stato limite di esercizio	- cedimenti verticali pali - spostamenti trasversali pali

Le verifiche in termini di resistenza si fanno confrontando ciascuna sollecitazione (E_d), calcolata secondo quanto indicato al paragrafo seguente, con la corrispondente resistenza di progetto (R_d), calcolata secondo quanto previsto al punto 6.4.3 delle NTC 2008 con le prescrizioni del punto 7.11.5.3.2 delle NTC 2008.

3.4.1 Azioni di calcolo

Le azioni trasmesse in fondazione derivano dall'analisi del comportamento dell'intera opera condotta esaminando la sola struttura in elevazione alla quale sono applicate le azioni statiche e sismiche, riportata al capitolo 4. In particolare, le azioni che si considerano nell'analisi della sicurezza delle fondazioni, sono le reazioni vincolari trasmesse dalla struttura in elevazione (vincolo schematizzato come incastro), derivanti dall'analisi strutturale sopradetta amplificate con un coefficiente γ_{Rd} pari a 1,1 (punto 7.2.5 delle NTC 2008) nel caso di combinazioni sismiche. Si considera irrilevante l'interazione cinematica terreno-struttura.

Per la verifica della sicurezza delle travi di collegamento si è analizzata una seconda struttura corrispondente al reticolo delle travi di collegamento con i carichi derivanti dalla struttura in elevazione. La condizione impostata per schematizzare il vincolo, a favore di sicurezza, è quella di suolo alla Winkler per le travi di collegamento con appoggi elastici in corrispondenza dei pali (a favore di sicurezza la rigidità dei pali si considera concentrata in corrispondenza dei pilastri).

3.4.1.1 Riepilogo azioni di calcolo

La sintesi dei risultati complessivi è riportata nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.. Errore. L'origine riferimento non è stata trovata. Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Tabella 6. Carichi pali.

Descrizione	Carico assiale (t)		Carico trasversale (t)
	$E_{d,c}$	$E_{d,t}$	E_d
PILASTRI	38,3	-3,5	4,4
Valore di progetto max	38,3	-3,5	6,0

3.4.2 Verifiche agli stati limite

3.4.2.1 Stati limite ultimi (GEO): carichi assiali

Per il calcolo dei valori della resistenza assiale a compressione e a trazione del palo singolo $R_{c,cal}$ e $R_{t,cal}$, si utilizza la teoria di Berezantzev:

$$\begin{aligned}
 R_{base} &= A_b \times (c \times N_c + \gamma \times L \times N_q) \\
 R_{lat} &= \pi \times D \times \int_L (c_a + K \times \sigma_v \times \tan \varphi_a) dz \\
 R_{c,cal} &= R_{base} + R_{lat} - W \\
 R_{t,cal} &= R_{lat} + W
 \end{aligned}$$

$A_b = 0,125 \text{ m}^2$ (area del palo); $D = 0,40 \text{ m}$ (diametro del palo); $L = 12 \text{ m}$ (lunghezza del palo); $W = 3,8 \text{ t}$ (peso del palo); c = coesione; φ = angolo di attrito del terreno; $\gamma = 2,0 \text{ t/m}^3$ (peso di volume del terreno); N_c , N_q = coefficienti

funzione dell'angolo di attrito. I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono stati considerati pari a $\gamma_M = 1$ – Approccio 2, A1+M1+R3.

Per il calcolo del carico limite si considerano due condizioni, a breve termine ed a lungo termine con i seguenti parametri:

– Breve termine

$$c = c_u = 8 \text{ t/m}^2; \varphi = 0^\circ; \gamma = 2 \text{ t/m}^3; N_c = 9; N_q = 1;$$

– Lungo termine

$$c = c' = 1 \text{ t/m}^2; \varphi = 20^\circ; \gamma = 2 \text{ t/m}^3; N_c = 38; N_q = 15; 2 \times 12 = 24 \text{ t/m}^2; c_a = 0; K = 1 - \sin \varphi = 0.66; \varphi_a = 20^\circ$$

Con tali parametri, i valori di calcolo della resistenza alla base e laterale del palo singolo risultano :

– Breve termine

$$R_{\text{base}} = 0,125 \times (8 \times 9 + 24 \times 1) = 12,0 \text{ t}$$

$$R_{\text{lat}} = \pi \times 0,4 \times 8 \times 12 = 120,6 \text{ t}$$

– Lungo termine

$$R_{\text{base}} = 0,125 \times (1 \times 38 + 24 \times 15) = 49,8 \text{ t}$$

$$R_{\text{lat}} = \pi \times 0,4 \times (0,66 \times (2 \times 12 \times 12/2) \times \tan 20^\circ) = 43,4 \text{ t}$$

Le resistenze di progetto R_d , rispettivamente a compressione e a trazione, si ottengono nel seguente modo (Approccio 2, A1+M1+R3):

$$R_{d,c} = R_{c,cal} / \xi_3 = (R_{\text{base}} / \gamma_b + R_{\text{lat}} / \gamma_s - W \times \gamma_{G1}) / \xi_3$$

$$R_{d,t} = R_{t,cal} / \xi_4 = (R_{\text{lat}} / \gamma_{st} + W \times \gamma_{G1}) / \xi_4$$

- $\xi_3 = 1,70$ coefficiente di correlazione – compressione;
- $\xi_4 = 1,70$ coefficiente di correlazione – trazione;
- $\gamma_b = 1,35$ coefficiente parziale – resistenza alla base;
- $\gamma_s = 1,15$ coefficiente parziale – resistenza laterale compressione;
- $\gamma_{st} = 1,25$ coefficiente parziale – resistenza laterale trazione;
- $\gamma_{G1} = 1,00 \div 1,30$ coefficiente parziale – carichi permanenti, fav., sfav.;

Le resistenze di progetto risultano:

- Breve termine

$$R_{d,c} = (12,0 / 1,35 + 120,6 / 1,15 - 3,8 \times 1,3) / 1,70 = \mathbf{64,0 \text{ t}}$$

$$R_{d,t} = (120,6 / 1,25 + 3,8 \times 1,0) / 1,70 = \mathbf{59,0 \text{ t}}$$

- Lungo termine

$$- R_{d,c} = (49,8 / 1,35 + 43,4 / 1,15 - 3,8 \times 1,3) / 1,70 = \mathbf{41,0 \text{ t}}$$

$$- R_{d,t} = (43,4 / 1,25 + 3,8 \times 1,0) / 1,70 = \mathbf{22,7 \text{ t}}$$

La verifica della sicurezza è la seguente:

$$E_{d,c} = 38,3 \text{ t} < R_d = 41,0 \text{ t}$$

$$E_{d,t} = 3,5 \text{ t} < R_d = 22,7 \text{ t}$$

Questi valori del margine di sicurezza sono pienamente accettabili.

3.4.2.2 Stati limite ultimi (GEO): carichi trasversali

Per il calcolo del valore della resistenza trasversale del palo singolo $R_{tr,cal}$, si utilizza la teoria di Broms (caso di palo “lungo” con rotazione in testa impedita):

$$R_{tr,cal} = I \times c_u \times D^2$$

$I = 13$ (coefficiente funzione di c_u , D e M_y); $c_u = 8 \text{ t/m}^2$ (coesione non drenata); $M_y = 9,3 \text{ tm}$ (Momento ultimo della sezione del palo armato con $8\phi 16$ e spirale $\phi 8$ passo 10 cm). I coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno sono stati considerati pari a $\gamma_M = 1$ – Approccio 2, A1+M1+R3).

Con tali parametri, il valore della resistenza trasversale del palo singolo $R_{tr,cal}$ risulta (si considera soltanto la condizione a breve termine per il caso si sollecitazioni trasversali):

$$R_{tr,cal} = 13 \times 8 \times 0,4^2 = 16,6 \text{ t}$$

La resistenza di progetto R_d si ottiene nel seguente modo (Approccio 2, A1+M1+R3):

$$R_d = (R_{tr,cal} / \xi_3) / \gamma_T$$

- $\xi_3 = 1,70$ coefficiente di correlazione;
- $\gamma_T = 1,30$ coefficiente parziale – resistenza trasversale;

La resistenza di progetto risulta:

$$R_d = (16,6 / 1,70) / 1,30 = 7,5 \text{ t}$$

La verifica della sicurezza è la seguente:

$$E_d = 6,0 \text{ t} < R_d = 7,5 \text{ t}$$

Questo valore del margine di sicurezza è pienamente accettabile.

3.4.2.3 Stati limite ultimi (STR): resistenza pali

L'armatura del palo soddisfa i requisiti del punto 9.8.5 dell'EC2 e quelli del punto 7.2.5 delle NTC 2008:

- armatura longitudinale $8\phi 16$; spirale $\phi 8/10$
- numero barre $8 > 6$
- distanze barre $(2 \times \pi \times 200)/8 = 157 \text{ mm} < 200 \text{ mm}$
- $A_{min} = 16 \text{ cm}^2 > 0,5\% A_C = 6,28 \text{ cm}^2$
- $A_{min} = 16 \text{ cm}^2 > 1\% A_C = 12,56 \text{ cm}^2$ (comportamento duttile)

Le sollecitazioni di calcolo massime sono (a favore di sicurezza) le resistenze di progetto del palo singolo calcolate al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** ai fini geotecnici:

$$E_{d,c} = R_{d,c} = 64.000 \text{ kg}$$

$$E_{d,t} = R_{d,t} = 59.000 \text{ kg}$$

Considerando la sezione del diametro $\phi 40 \text{ cm}$ armata con $8\phi 16$ la resistenza di calcolo è la seguente:

$$R_{d,c} = 280.000 \text{ kg} > E_{d,c} = 64.000 \text{ kg}$$

$$R_{d,t} = 62.712 \text{ kg} > E_{d,t} = 59.000 \text{ kg}$$

3.4.2.4 Stati limite ultimi (STR): resistenza travi di collegamento

Le travi di collegamento sono dimensionate per assorbire gli spostamenti relativi del terreno sul piano orizzontale. Le verifiche sono state fatte come descritto al capitolo 4.

3.4.2.5 Stati limite ultimi (STR): muro di fondazione controterra

Il muro di fondazione controterra ha un'altezza di 3,00 m.

Non si fanno verifiche di sicurezza di tipo geotecnico (scorrimento e ribaltamento) poiché lo spostamento trasversale è impedito sia alla base che in sommità, rispettivamente dalla fondazione e dal primo solaio.

Per le verifiche strutturali il muro è schematizzato a trave appoggiata di luce 3,00 m e larghezza unitaria con le azioni derivanti dalla spinta del terreno. Per il calcolo della spinta si adotta il modello di Rankine ($\sigma_h = -2c'\sqrt{K_a} + K_a \sigma_v$) con i seguenti parametri geotecnici (terreno di riporto):

- Angolo di attrito $\phi' = 35^\circ$
- Coesione $c' = 0 \text{ t/m}^2$
- Peso di volume $\gamma = 1,90 \text{ t/m}^3$
- Coeff. di spinta attiva $K_a = (1 - \sin\phi) / (1 + \sin\phi) = 0,27$

Il diagramma della pressione orizzontale ha una forma triangolare con un punto di nullo in sommità ed un valore di $0,27 \times 1,90 \times 3,00 = 1,5 \text{ t/m}^2$ alla base.

La sollecitazione di calcolo massima è la seguente:

$$M_{Ed} = 0,064 \times 1500 \times 3,00^2 = 864 \text{ kgm}$$

Considerando la sezione 100×30 cm armata con 3+3φ12 la resistenza di calcolo è la seguente:

$$M_{Rd} = 3.723 \text{ kgm} > M_{Ed} = 864 \text{ kgm}$$

3.4.2.6 Stati limite di esercizio (SLE): cedimenti verticali e trasversali

Si ritiene che i cedimenti verticali assoluti e differenziali siano trascurabili e quindi accettabili, considerato che:

- il carico è trasmesso al terreno in profondità e quindi l'incremento dello stato tensionale del terreno (pari alla σ indotta dalla costruzione) è di modesta entità ($\Delta\sigma = 4 \text{ t/m}^2$) in rapporto alla σ litostatica ($\sigma_{lit} = 16 \text{ t/mq}$) con $\Delta\sigma/\sigma_{lit} = 4/16 = 0,25$ (si considera che il carico complessivo della struttura pari a circa 4 t/m^2 è trasmesso ad una profondità di $Z = L \times 2/3 = 12 \times 2/3 = 8 \text{ m}$);
- il carico massimo di esercizio del palo è un'aliquota pari al 75 % del carico ultimo per attrito laterale che si mobilita per piccoli abbassamenti del palo;
- le travi di collegamento forniscono un'accettabile rigidezza strutturale d'insieme;
- il dimensionamento delle strutture di fondazione è fatto al fine di contenere i cedimenti differenziali ed assoluti;

Si ritiene che anche gli spostamenti trasversali siano trascurabili e quindi accettabili, considerato che i plinti di fondazione sono collegati da travi di collegamento sufficientemente rigide e dimensionate secondo quanto prescritto al punto 7.2.5.1 delle NTC 2008 (vedi paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**).

3.4.3 Interferro, copriferro, ancoraggi, sovrapposizioni

Il calcolo, per semplicità di esposizione, è riportato al capitolo 4 paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

3.5 FRONTI DI SCAVO

La costruzione prevede la realizzazione di un piano interrato con uno scavo di sbancamento di altezza massima, rispetto alla quota del terreno naturale, pari a 3,00 m.

Il valore dell'altezza di scavo, denominata altezza critica H_c , per cui si ha la perdita di stabilità della scarpata verticale è pari a:

$$H_c = 2 \times c_u / \gamma$$

Con $c_u = 8 \text{ t/m}^2$ e $\gamma = 2,00 \text{ t/m}^3$ risulta:

$$H_c = 2 \times 8 / 2,00 = \mathbf{8,0 \text{ m}}$$

Il coefficiente di sicurezza risulta:

$$\eta = H_c / h = 8,0 / 3,0 = 2,7$$

Considerato che i fronti di scavo sono di limitata profondità ed hanno carattere provvisorio, il coefficiente di sicurezza è pienamente accettabile.

3.6 PIANI DI CONTROLLO E MONITORAGGIO

Nella fase di esecuzione, in seguito allo scavo di sbancamento, si devono controllare, con misure ed osservazioni nel corso dei lavori, la validità delle ipotesi e dei dati di progetto per adeguare, eventualmente, la costruzione alle situazioni riscontrate e non previste. Si devono controllare inoltre il grado di cementazione, l'integrità, l'alterazione e la degradazione del tufo che comportino sostanziali decadimenti delle caratteristiche meccaniche. Si deve controllare anche l'eventuale presenza di macro-fratture.

Inoltre per garantire la durabilità, così come tutte le prestazioni attese, è necessario che si ponga adeguata cura anche alla manutenzione e gestione della struttura e si utilizzino tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

4 RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE

4.1 ANALISI E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DEI VINCOLI

La modellazione globale della struttura, per il calcolo delle deformazioni e delle sollecitazioni, è fatta utilizzando il metodo degli elementi finiti, in modo tridimensionale.

Le travi ed i pilastri sono schematizzati con elementi trave a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio utilizzando funzioni di forma appropriate. Tale modello finito fornisce la soluzione esatta in campo elastico lineare per cui non necessita di ulteriore discretizzazione degli elementi strutturali.

Gli elementi strutturali bidimensionali (muri, pareti a taglio, setti, nuclei irrigidenti) sono schematizzati con elementi di tipo shell a 3 o 4 nodi con comportamento membranale (lastra) e flessionale (piastra). Tale elemento finito di tipo isoparametrico è modellato con funzioni di forma appropriate che fornisce una soluzione congruente ma non esatta nello spirito del metodo FEM. La precisione dei risultati ottenuti dipende dalla forma e densità della mesh, che è stata pertanto scelta in relazione alla natura del problema esaminato. 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 non si tiene conto dei disassamenti tra i vari elementi strutturali, visto che la geometria della struttura è stata progettata evitando per quanto possibile eccentricità.

I vincoli tra i vari elementi strutturali sono modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale. Sono state considerate infinitamente rigide le connessioni tra travi, pilastri e elementi bidimensionali, con una riduzione del 50%. La schematizzazione del vincolo in fondazione è fatta secondo l'ipotesi dell'incastro. Si considera irrilevante l'interazione cinematica terreno-struttura.

L'analisi strutturale (statica) per la valutazione degli effetti delle azioni è fatta secondo il metodo dell'analisi elastica lineare. Si trascurano gli effetti del secondo ordine, perché irrilevanti.

Gli effetti sismici sono valutati convenzionalmente mediante analisi dinamica modale in campo lineare con l'associato spettro di progetto. Gli elementi strutturali autoportanti (tamponature e tramezzi) si considerano solamente in termini di massa, trascurandone la rigidezza e la resistenza, perché non significative. I diaframmi orizzontali (solai) di connessione delle strutture verticali sono schematizzati a piani rigidi con il metodo Master – Slave (solo per l'analisi sismica).

4.1.1 Origine e caratteristiche dei codici di calcolo

La modellazione della struttura, la rielaborazione dei risultati del calcolo e le verifiche degli elementi strutturali sono effettuati con il software di pre-post processore grafico interattivo:

ModeSt ver. 7.28 – Licenza Codice n° 5518.

Produttore: Tecnisoft s.a.s. – Prato.

La struttura è calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti (FEM), integrato e collegato direttamente con il pre-post processore grafico:

Xfinest ver. 8.2 – Licenza Codice n° 5611.

Produttore: Ce.A.S. S.r.l. – Milano

4.1.2 Affidabilità e validazione dei codici

Come previsto al punto 10.2 delle NTC 2008 l'affidabilità dei codici utilizzati è stata verificata in generale, 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.

In particolare per il codice **ModeSt ver. 7.28**, è stata verificata l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico in esame, attraverso la seguente documentazione fornita dal produttore:

- Manuale utente che spiega il software ed il suo utilizzo, il metodo adottato per la risoluzione del problema strutturale (collegamento e compatibilità con il solutore FEM), le basi teoriche e la metodologia seguita per la verifica o per il progetto-verifica delle sezioni, la normativa utilizzata.

Per il codice **Xfinest ver. 8.2** è stata verificata l'affidabilità e soprattutto l'idoneità al caso specifico in esame, attraverso la seguente documentazione fornita dal produttore:

- Manuale utente che spiega il software ed il suo utilizzo.
- Manuale teorico che contiene: l'indicazione esauriente della bibliografia degli elementi finiti e dei tipi di analisi possibili, la descrizione delle basi teoriche e degli algoritmi impiegati, l'individuazione dei campi d'impiego.
- Manuale di qualifica e validazione (corredato dei file di input necessari a riprodurre l'elaborazione) che descrive i risultati di una serie di test di verifica dell'accuratezza e della validità dei diversi tipi di elementi finiti contenuti nel programma; i test (casi prova interamente risolti e commentati) dimostrano l'affidabilità e la robustezza del codice di calcolo attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.
- Manuale Codifica Errori e Warning che riassume i messaggi di errore e di Warning che sono visualizzati durante un'analisi numerica e fornisce informazioni sul significato e la risoluzione degli stessi messaggi.

Per entrambi i codici inoltre, è possibile reperire informazioni generali sulle caratteristiche di funzionamento, patch di aggiornamento, faq di problemi risolti, ecc., sui rispettivi siti internet.

4.2 VERIFICA DELLA SICUREZZA E DELLE PRESTAZIONI

Tutti gli elementi strutturali e geotecnici sono verificati secondo i criteri indicati ai paragrafi **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** e **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Per le verifiche si adotta l'Approccio progettuale 2 delle NTC 2008 con un'unica combinazione di gruppi di coefficienti.

In particolare le verifiche si effettuano nei confronti degli stati limite indicati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Tabella 7. Stati limite.

VERIFICHE STATICHE			
SLU	STR	Raggiungimento della resistenza ultima degli elementi strutturali	- resistenza travi e pilastri - nodi - scala
SLE		Stato limite di esercizio	- fessurazione calcestruzzo - cedimenti - deformazioni - degrado
VERIFICHE SISMICHE			
SLU	SLV	Stato limite di salvaguardia della vita	$P_{VR} = 10\%$
SLE	SLD	Stato limite di danno	$P_{VR} = 63\%$

4.2.1.1 Verifica agli stati limite ultimi per azioni sismiche

In particolare le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali (SLV) si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

Le verifiche in termini di resistenza si fanno confrontando ciascuna sollecitazione (E_d), calcolata secondo le regole di gerarchia delle resistenze, con la corrispondente resistenza di progetto (R_d), calcolata secondo le regole generali (cap. 4 NTC 2008) e particolari per azioni sismiche (cap. 7 NTC 2008).

Le verifiche di duttilità si ritengono implicitamente soddisfatte perché nel progetto sono applicate le regole specifiche di cui al cap. 7 delle NTC 2008.

4.2.1.2 Verifica agli stati limite di esercizio per azioni sismiche

In particolare, considerando che la costruzione è di Classe II, le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio si effettuano solo in termini di contenimento del danno agli elementi non strutturali (SLD).

Le verifiche si fanno confrontando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi con i limiti riportati al punto 7.3.7.2 delle NTC 2008.

4.2.2 Azioni di calcolo e combinazioni

Le azioni e combinazioni considerate sono quelle definite al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

In particolare, per l'indagine della risposta strutturale del modello alle azioni considerate, le varie azioni sono raggruppate in condizioni di carico elementare (CCE). I Carichi di una CCE si determinano nella modellazione della struttura con la schematizzazione di 4 tipi di solai riportati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..** Si considerano, inoltre, in alcune CCE dei carichi lineari, applicati ad alcuni elementi trave, dei carichi concentrati applicati ad alcuni nodi, l'azione sismica, l'azione del vento e l'azione della temperatura. Infine, le CCE sono combinate fra loro per formare le combinazioni di carico (CC).

Tabella 8. Solai.

	Descrizione	Permanenti Strutturali G_1 (Kg/m ²)	Permanenti non Strutt. G_2 (Kg/m ²)	Variabile Q_k (Kg/m ²)
A	ABITAZIONE TIPO	320	380	200
B	BALCONI	320	230	400
C	UFFICI	320	230	300
C	COPERTURA	320	260	65

Le condizioni di carico elementari (CCE) e le combinazioni di carico (CC) esaminate sono di seguito riportate.

4.2.2.1 CCE Peso proprio elementi strutturali (solai, travi, pilastri e muri) – (G_1)

Il peso proprio della struttura è rappresentato da un unico valore nominale, calcolato a partire dalle dimensioni degli elementi di progetto, con il prodotto del volume della struttura (travi, pilastri e muri) per il peso per unità di volume del calcestruzzo armato, inteso come valore medio $G_k = G_m = 2500 \text{ kg/m}^3$.

Per i solai in c.a. si considera il seguente valore, ricavato dalla relativa scheda tecnica:

- $G_1 = 320 \text{ kg/m}^2$ (s=20+5 int. 50 trav. mon. 9×12)

4.2.2.2 CCE Peso proprio elementi non strutturali (solai, murature) – ($G_{2,3}$)

I carichi permanenti portati dai solai (intonaci, pavimenti, ecc.) sono calcolati moltiplicando i volumi effettivi per i pesi per unità di volume rispettivi, e sono riportati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

I divisori interni si considerano come carichi equivalenti uniformemente distribuiti pari a $g_2 = 160 \text{ Kg/m}^2$ (si considera il peso proprio dei divisori con spessore 10 cm pari a 125 kg/m^2 corrispondenti a 350 kg/m con $h = 2,80 \text{ m}$).

Tabella 9. Carichi permanenti non strutturali solai.

Solaio	Descrizione	$G_2 \text{ (kg/m}^2\text{)}$
Abitazione- Uffici	Intonaco (sp = 1,5 cm)	30
	Massetto (ps = 1.800 kg/m^3 sp = 8 cm)	150
	Pavimento e collante (tipo gres sp = 1 cm)	40
	Divisori interni	160
	Totale	380
Balconi	Intonaco (sp = 1,5 cm)	30
	Massetto (ps = 1.800 kg/m^3 sp = 8 cm)	150
	Manto impermeabile	10
	Pavimento e collante (tipo gres s = 1 cm)	40
	Totale	230
Copertura	Intonaco (s = 1,5 cm)	30
	Massetto (p = 600 kg/m^3 s = 12 cm; p = 1.400 kg/m^3 s = 2 cm)	100
	Impermeabilizzazione e coibentazione	60
	Pavimento e collante (tipo gres sp = 1 cm)	40
	Pannelli solari	30
	Totale	260

Le murature di tompagno e i parapetti sono inseriti come carichi lineari applicati ad elementi trave pari a (G_3):

- $G_k = 1.000 \text{ kg/m}$ (p.p. muratura esterna s = 30 cm tipo monoblocco cls alleggerito, intonaco, coibentazione a cappotto, rivestimento: $235 + 30 + 30 + 5 + 50 = 350 \text{ kg/m}^2$; $h = 2,80 \text{ m}$);
- $G_k = 600 \text{ kg/m}$ (p.p. muratura interna s = 20 cm tipo monoblocco laterizio, intonaco: $150 + 30 + 30 = 210 \text{ kg/m}^2$; $h = 2,80 \text{ m}$);
- $G_k = 300 \text{ kg/m}$ (parapetti s = 12 cm; p. p. = 2500 kg/m^3 ; $h = 1,00 \text{ m}$).

4.2.2.3 CCE Carichi variabili di esercizio – (Q₁)

Si considerano i seguenti carichi variabili di esercizio, schematizzati nei solai:

- $Q_k = 200 \text{ kg/m}^2$ (uso residenziale – Categoria A)
- $Q_k = 300 \text{ kg/m}^2$ (uso ufficio – Categoria B)
- $Q_k = 400 \text{ kg/m}^2$ (balconi e scale – Categoria C2)

4.2.2.4 CCE Neve – (Q₂)

Sul solaio di copertura si considera l'azione della neve come di seguito calcolata:

$$q_s = \mu_i \times q_{sk} \times C_E \times C_t$$

- q_s = carico neve sulla copertura
- μ_i = coefficiente di forma della copertura
- q_{sk} = valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo
- C_E = coefficiente di esposizione
- C_t = coefficiente termico.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

In Zona III con $a_s = 370 \text{ m}$ si ottiene:

$$q_{sk} = 0,51 \times [1 + (370/481)^2] = 0,81 \text{ kN/m}^2 = 81 \text{ kg/m}^2$$

Si considera la condizione di carico con neve uniforme e si ottiene con $\mu_i = 0,8$, $C_E = 1$ (topografia normale) e $C_t = 1$:

$$q_s = 0,8 \times 81 \times 1 \times 1 = 65 \text{ kg/m}^2$$

4.2.2.5 CCE Azioni termiche – (Q₃₋₄)

Si considera una variazione termica uniforme degli elementi strutturali pari a (strutture protette):

$$\Delta T_u = \pm 10^\circ$$

4.2.2.6 CCE Vento in direzione X e Y – (Q₅₋₆₋₇₋₈)

La pressione del vento è data dall'espressione:

$$p = q_b \times c_e \times c_p \times c_d$$

- q_b = pressione cinetica di riferimento;
- c_e = coefficiente di esposizione;
- c_p = coefficiente di forma;
- c_d = coefficiente dinamico.

In Zona 3, Classe di rugosità B, Categoria IV con $Z = 10 \text{ m}$ si ottiene:

$$q_b = 0,5 \times 1,25 \times 27^2 = 456 \text{ N/m}^2 = 46 \text{ kg/m}^2$$

$$c_e = 1,8; c_p = 1,2; c_d = 1,0$$

$$p = 46 \times 1,8 \times 1,2 \times 1,0 = 100 \text{ kg/m}^2$$

4.2.2.7 CCE Azioni nominali convenzionali – (F_c)

Si considerano azioni nominali convenzionali orizzontali applicate in due direzioni ortogonali consistenti in una frazione dei carichi pari all'1%, positive e negative.

4.2.2.8 CCE Sisma - (S)

L'azione sismica è calcolata come da NTC 2008 con i seguenti dati di struttura e di calcolo:

- Zona sismica: **zona 3**
- Sito di costruzione: **Matera LON. 16,60659 LAT. 40,65779**
- Pericolosità sismica:

	P_{VR}	a_g/g	F_0	T_c^*
Stato limite di Danno (SLD)	63%	0,0504	2,52	0,30
Stato limite di salvaguardia della Vita (SLV)	10%	0,1422	2,50	0,34

- Categoria del suolo di fondazione: **B**
- Categoria topografica: **T1**
- Smorzamento spettro: **5%**

L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è data dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3.2 delle NTC 2008, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata per i due stati limite SLV e SLD, rispettivamente 10% e 63%. Nel caso degli stati limite ultimi SLV le ordinate dello spettro elastico sono ridotte del fattore di struttura q di seguito riportato:

$$q = q_0 \times K_R = 3,9 \times 1,0 = \mathbf{3,9}$$

- $q_0 = 3,0 \times \alpha_U/\alpha_1 = 3,9$ (funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità: struttura a telaio con più piani e più campate, CD "B", edificio regolare in pianta $\alpha_U/\alpha_1 = 1,3$);
- $K_R = 1,0$ (Edifici regolari in altezza);

L'azione sismica è considerata agente, non contemporaneamente, in due direzioni orizzontali ortogonali. Si trascura la componente verticale.

4.2.2.9 CC. Combinazione delle Condizioni di Carico Elementari

L'analisi strutturale è fatta combinando tra loro le condizioni di carico elementari (CCE), per formare le combinazioni di carico (CC), indicate simbolicamente negli "ambienti di carico" riportati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Tabella 10. Ambienti di carico.

N	G_1	G_2	G_3	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	F_c	S	SLV	SLD	SLU	SLR	SLF	SLQ
1	X	X	X	X					X	X	X				
2	X	X	X	X	X	X					X	X	X	X	X
3	X	X	X	X	X		X				X	X	X	X	
4	X	X	X	X	X	X		X			X	X	X	X	X
5	X	X	X	X	X		X	X			X	X	X	X	

Le combinazioni di carico effettive (CC) derivano dalla rotazione dei relativi coefficienti parziali di sicurezza e di combinazione in funzione della tipologia di combinazione e di stato limite considerato. I coefficienti parziali di sicurezza e di combinazione considerati sono quelli indicati al paragrafo **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

4.2.3 Verifiche agli stati limite

4.2.3.1 Stati limite ultimi (STR): travi e pilastri

Le verifiche delle travi e dei pilastri in c.a. sono state effettuate come riportato al paragrafo 4.1.

4.2.3.2 Stati limite ultimi (STR): nodi

Non si effettuano verifiche di resistenza dei nodi (CD "B").

In tutti i nodi trave-pilastro non confinati è verificata la condizione di cui al punto 7.4.6.2.3 delle NTC 2008. Si calcola l'interasse delle staffe nel seguente modo:

$$i \leq (n_{st} \times A_{st} / b_j) \times [(f_{yk} / f_{ck}) / 0,05]$$

- n_{st} = numero bracci staffe
- A_{st} = area sezione trasversale staffa ($\phi 8 = 0,50 \text{ cm}^2$)
- b_j = larghezza utile nodo
- $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$
- $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$

4.2.3.3 Stati limite ultimi (STR): scala

La scala è schematizzata a trave semincastrata, con luce max di 4,70 m e sezione 120×15 cm. I carichi applicati sono i seguenti:

- peso proprio ($s = 15 \text{ cm}$) $G_1 = 375 \text{ kg/m}^2$
- pavimentazione $G_2 = 125 \text{ kg/m}^2$
- gradini $G_2 = 215 \text{ kg/m}^2$
- carico variabile d'esercizio $Q_1 = 400 \text{ kg/m}^2$

L'azione di calcolo più gravosa è la seguente:

$$F_d = [1,3 \times 375 + 1,5 \times (125 + 215) + 1,5 \times 400] \times 1,20 = 1.917 \text{ kg/m}$$

La sollecitazione di calcolo massima è la seguente:

$$M_{Ed} = \pm 1.917 \times 4,70^2 / 12 = \pm 3.529 \text{ kgm}$$

Considerando la sezione 120×15 cm armata con 8+8 ϕ 16 la resistenza di calcolo è la seguente:

$$M_{Rd} = \pm 6.039 \text{ kgm} > M_{Ed} = \pm 3.529 \text{ kgm}$$

4.2.3.4 Stati limite di esercizio (SLE)

Le verifiche delle travi e dei pilastri in c.a. sono state effettuate come riportato al paragrafo 4.1.

4.2.3.5 Stati limite di danno (SLD)

La verifica è soddisfatta considerato che il rapporto massimo tra spostamento e altezza di interpiano è il seguente:

$$d_r / h = 0,0017 < 0,005$$

4.2.4 Interferro, copriferro, ancoraggi, sovrapposizioni

4.2.4.1 Interferro

La distanza tra le barre è tale da consentire la messa in opera e compattazione del calcestruzzo con riferimento al necessario sviluppo delle tensioni di aderenza acciaio-calcestruzzo. Si considera un interferro di **40 mm**, anche in funzione della dimensione massima dell'aggregato $d_g = 31,5 \text{ mm}$ ($31,5 < 40-5$).

4.2.4.2 Copriferro

I copriferri sono calcolati nel rispetto di quanto previsto dall'EC2 al punto 4.4 secondo la seguente formula:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

- c_{nom} = valore nominale del copriferro;
- c_{min} = valore minimo del copriferro;
- Δc_{dev} = margine di progetto per gli scostamenti (10 mm).

Il valore del copriferro minimo c_{min} , al fine di garantire la corretta trasmissione delle forze di aderenza e la protezione dell'armatura contro la corrosione, è dato dalla seguente espressione:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10 \text{ mm}\}$$

- $c_{min,b}$ = copriferro minimo dovuto al requisito di aderenza (diametro barra);
- $c_{min,dur}$ = copriferro minimo dovuto alle condizioni ambientali (posp. 4.4N).

I valori di calcolo sono riportati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata..**

Tabella 11. Copriferri (mm).

	CLS	CLASSE			$c_{min,b}$	$c_{min,dur}$	c_{min}	c_{nom}
FONDAZIONE	C25/30	XC2	TRAVI COLL.	Staffe $\phi 8$	8	25	25	35
				Long. $\phi 12$	12	25	25	35
				Long. $\phi 16$	16	25	25	35
ELEVAZIONE	C25/30	XC1	TRAVI	Staffe $\phi 8$	8	15	15	25
				Long. $\phi 14$	14	15	15	25
				Long. $\phi 16$	16	15	16	26
			PILASTRI	Staffe $\phi 8$	8	15	15	25
				Long. $\phi 16$	16	15	16	26
			MURI	Staffe $\phi 8$	8	15	15	25
				Vert. $\phi 12$	12	15	15	25

Per le travi, pilastri e muri si adotta il copriferro minimo di **25 mm** (relativo alle staffe) risultando il copriferro dei ferri longitudinali maggiore di quello minimo richiesto (travi: $25 + 8 = 33 > 26$; pilastri: $25 + 8 = 33 > 26$).

Per la fondazione si adotta il copriferro minimo di **35 mm**.

4.2.4.3 Ancoraggi e sovrapposizioni

L'ancoraggio dell'armatura longitudinale è calcolato nel rispetto di quanto previsto dall'EC2 al punto 8.4, con le prescrizioni aggiuntive previste dalle EC8 al punto 5.6.2, secondo la seguente formula:

$$l_{bd} = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$$

- l_{bd} = lunghezza ancoraggio di progetto
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ = coefficienti assunti pari a 1
- $l_{b,rqd}$ = lunghezza ancoraggio di base = $(\phi/4) \times (\sigma_{sd}/f_{bd})$
- σ_{sd} = si assume pari a $f_{yd} = f_{yk}/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$ (per la parte terminale delle travi si assume $\sigma_{sd} = 0,8 \times f_{yd} = 313 \text{ N/mm}^2$; in realtà si può

ragionevolmente ritenere che il tasso di sfruttamento dell'acciaio è sempre inferiore al 100% in tutte le situazioni di progetto)

- $f_{bd} = 2,25 \times f_{ctd} = 2,25 \times f_{ctk,0,05} / \gamma_C = 2,25 \times 1,8 / 1,5 = 2,7 \text{ N/mm}^2$
- $l_{b,min} = \text{lungh. di ancoraggio minima} = \max \{0,3 \div 0,6 l_{b,rqd}; 10\phi; 100 \text{ mm}\}$ (il valore 0,3 in trazione e 0,6 in compressione)

Le sovrapposizioni sono calcolate nel rispetto di quanto previsto dall'EC2 al punto 8.7, con le prescrizioni aggiuntive previste dalle EC8 al punto 5.6.3, secondo la seguente formula:

$$l_0 = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times \alpha_6 \times l_{b,rqd} \geq l_{0,min}$$

- l_0 = lunghezza sovrapposizione di progetto
- $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$ = coefficienti assunti pari a 1; $\alpha_6 = 1,5$
- $l_{b,rqd}$ = lunghezza ancoraggio di base = $(\phi/4) \times (\sigma_{sd}/f_{bd})$
- σ_{sd} = si assume pari a f_{yd} , $\sigma_{sd} = f_{yk}/1,15 = 391 \text{ N/mm}^2$ (in realtà si può ragionevolmente ritenere che il tasso di sfruttamento dell'acciaio è sempre inferiore al 100% in tutte le situazioni di progetto)
- $f_{bd} = 2,25 \times f_{ctd} = 2,25 \times f_{ctk,0,05} / \gamma_C = 2,25 \times 1,8 / 1,5 = 2,7 \text{ N/mm}^2$
- $l_{0,min} = \text{lungh. di ancoraggio minima} = \max \{0,3 \alpha_6 l_{b,rqd}; 15\phi; 200 \text{ mm}\}$

I valori di calcolo sono riportati nella **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**

Tabella 12. Ancoraggi e sovrapposizioni (mm).

	ANCORAGGI			SOVRAPPOSIZIONI		
	$l_{b,rqd}/l_{b,rqd}(tr)$	$l_{b,min}/l_{b,min}(tr)$	$l_{b,d}/l_{b,d}(tr)$	$l_{b,rqd}$	$l_{b,min}$	l_0
$\phi 12$	434/348	260/209	434/348	434	200	651
$\phi 14$	507/406	304/244	507/406	507	228	761
$\phi 16$	579/464	347/278	579/464	579	260	869

Tali ancoraggi e sovrapposizioni sono garantiti in tutte le situazioni di progetto.

L'ancoraggio delle staffe è calcolato nel rispetto di quanto previsto dall'EC8 al punto 5.6.1 con piegature ad uncino di 135° della lunghezza pari a 10ϕ .

Il diametro massimo delle barre longitudinali delle travi, al fine di prevenire crisi di aderenza, è stato scelto secondo i criteri del punto 5.6.2.2 dell'EC8 (si considera solo il caso di nodi esterni perché gli ancoraggi nei nodi interni è stato evitato in tutte le situazioni di progetto):

$$d_{bl} \leq h_c \times [(7,5 \times f_{ctm}) / (\gamma_{Rd} \times f_{yd})] \times (1 + 0,8 \times v_d)$$

- h_c = larghezza pilastro nella direzione delle barre (si assume il valore più piccolo pari a 300 mm)
- $\gamma_{Rd} = 1,0$
- v_d = forza assiale di progetto normalizzata (si assume il valore massimo garantito in tutte le situazioni di progetto pari a 0,055)
- $f_{ctm} = 2,6 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$

Pertanto il diametro massimo delle barre longitudinali delle travi risulta:

$$d_{bl} \leq 300 \times [(7,5 \times 2,6) / (1,0 \times 391)] \times (1 + 0,8 \times 0,055) = \mathbf{16 \text{ mm}}$$

4.3 VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITA'

I software utilizzati prevedono una serie di controlli automatici (check) che consentono l'individuazione di errori di modellazione, calcolo e verifica. Al termine dell'analisi un controllo automatico identifica la presenza di varie anomalie. In particolare i software sono dotati dei seguenti filtri e controlli:

- Filtri e controlli di autodiagnostica che agiscono a vari livelli sia della definizione del modello che del calcolo vero e proprio (congruenza geometrica del modello di calcolo generato, presenza di elementi non connessi, interferenze, labilità, mesh non congruenti o non adeguate, precisione numerica ottenuta, controlli su eventuali mal condizionamenti delle matrici, verifica dell'indice di condizionamento, ecc.).
- Controlli sulle verifiche sezionali e sui limiti dimensionali per i vari elementi strutturali in funzione della normativa utilizzata.
- Controlli e verifiche sugli esecutivi prodotti.

I controlli vengono visualizzati, sotto forma di tabulati, di videate a colori o finestre di messaggi. Tutte le funzioni di controllo ed autodiagnostica del software hanno dato esito positivo.

Inoltre, le funzioni di visualizzazione ed interrogazione sul modello permettono di controllare sia la coerenza geometrica che le azioni applicate rispetto alla realtà fisica. La visualizzazione ed interrogazione dei risultati ottenuti dall'analisi quali sollecitazioni, tensioni, deformazioni, spostamenti, reazioni vincolari hanno permesso un immediato controllo.

Tali risultati sono stati sottoposti a controlli che ne comprovano l'attendibilità. La valutazione ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali e adottati anche in fase di primo proporzionamento della struttura. In particolare:

- le reazioni vincolari sono state confrontate con la sommatoria di tutti i carichi applicati;
- i valori dei taglianti di base delle azioni sismiche sono stati confrontati con valori ottenuti da modelli semplificati;
- le sollecitazioni ottenute sulle travi per i carichi verticali direttamente agenti sono state confrontate e integrate con semplici schemi a trave continua;
- le sollecitazioni sui pilastri sono state confrontate con quelle derivanti da semplici schemi a "superfici di influenza";
- le sollecitazioni sugli elementi inflessi di tipo bidimensionale sono state confrontate con i valori ottenuti con schemi semplificati.

Pertanto, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, in riferimento anche al confronto positivo con strutture precedentemente calcolate, si valutano accettabili le scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni e si può asserire che l'elaborazione sia corretta e completa.