


COMMITTENTE	FORZE OPERATIVE NORD 7° REPARTO INFRASTRUTTURE FIRENZE			
SOGGETTO REALIZZATORE	<div style="display: flex; align-items: center;">  <div> <p>S2R s.r.l.</p> <p>Spin off dell'Università degli Studi di Firenze</p> <p>Sede: Via Vittorio Emanuele II, 161 50134 Firenze - Italia</p> <p>info@s2r-sismosafe.it - s2r.pec@dmmail.it - tel: 055 471460</p> <p>UNI EN ISO 9001:2015</p> <p>Dasa-Rägister S.p.A. Certificato n. IQ-1120-13</p> </div> </div>			
PROGETTO	<p>FIRENZE Caserma PEROTTI</p> <p>Servizio di progettazione definitiva, esecutiva e coordinamento della sicurezza in fase di progettazione per i lavori di realizzazione nuova palazzina ad uso asilo nido in sostituzione della palazzina mensa unificata. E.F. 2021.</p> <p>Lettera Ordinativo n. 3LA080/2020 del 08/06/2021. CIG 861246816E</p> <p style="text-align: center;">PROGETTO DEFINITIVO</p>			
UBICAZIONE	REGIONE	PROVINCIA	COMUNE	COORDINATE GEO.
	Toscana	Firenze	Firenze	43.7735°N 11.3003°E
ELABORATO	<p style="text-align: center;">PROGETTO STRUTTURALE</p> <p style="text-align: center;">RELAZIONE DI CALCOLO</p> <p style="text-align: center;">codice elaborato: C2133_PD_ST_RC_rev00</p>			
PROGETTISTI GENERALI E DIRETTORI TECNICI	PROG. E D.T.		D.T.	
	Ing. Ph.D. Andrea Borghini	Ing. Ph.D. Emanuele Del Monte	Prof. Ing. Andrea Vignoli	
ALTRI PROGETTISTI	<p>Prog. architettonica: Arch. Francesco Vannucci</p> <p>Prog. strutturale: Ing. Michele Fredducci</p> <p>Prog. impiantistica: Ing. Stefano Ciabattini (ESAERG srl) Ing. Nicola Carboni (ESAERG srl)</p> <p>Prog. antincendio: Ing. Stefano Ciabattini (ESAERG srl)</p>			
COORDINATORE SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE E SUPPORTO ALLA PROGETTAZIONE	C.S.P.	SUPP. PROG.		
	Ing. Vidan Ilic	Ing. Ph.D. Alberto Ciavattone Ing. Matteo Blascone		
NOTE				

Rev.	Data	Redatto	Verificato	Approvato
00	29/10/2021	M.Fredducci	A. Ciavattone	A. Borghini

INDICE:

1	Relazione tecnica generale.....	4
1.1	Sistema costruttivo adottato	4
1.2	Sistema in elevazione	4
1.3	Fondazioni	5
1.4	Opere esterne	5
1.5	Normativa di riferimento	6
1.6	Documentazione geologica acquisita	6
2	Relazione sui materiali impiegati.....	8
2.1	Calcestruzzo per c.a.	8
2.2	Acciaio per c.a.	8
2.3	Legno per X-Lam	9
2.4	Legno lamellare	10
2.5	Bulloni, tirafondi e barre filettate	10
2.6	Elementi di collegamento per pannelli X-Lam	11
2.6.1	Ancorante chimico	11
3	Relazione geotecnica.....	12
4	Relazione sulle fondazioni.....	13
5	Relazione di calcolo.....	14
5.1	Analisi dei carichi	14
5.1.1	Azioni permanenti	14
5.1.2	Azioni variabili	15
5.1.3	Azione sismica	19
5.2	Modellazione	20
5.2.1	Assegnazione dei carichi	22
5.2.2	Giudizio motivato di accettabilità dei risultati	23
5.3	Analisi strutturale e verifiche di sicurezza	23
5.3.1	Verifica di resistenza agli SLU	24
5.3.2	Verifica dei collegamenti	25
5.3.3	Verifica del solaio di copertura	25
5.4	Verifica opere esterne	27
5.4.1	Premessa	27
5.4.2	Metodo di calcolo	27
5.4.3	Verifiche su nuovo muro lato NORD e lato EST	28
5.4.4	Verifiche su muro esistente lato OVEST	32

1 Relazione tecnica generale

Nel presente capitolo si riporta la progettazione strutturale relativa all'edificio destinato ad asilo nido, da realizzarsi all'interno della Caserma Perotti di Firenze, ubicata in Via del Gignoro, in sostituzione di una palazzina destinata a mensa; il fabbricato in oggetto è da realizzare con struttura in cemento armato per quanto riguarda il sistema di fondazione, e con struttura a pannelli X-Lam in legno per quanto riguarda le opere in elevazione.

1.1 Sistema costruttivo adottato

Per la realizzazione della parte in elevazione del fabbricato è stato adottato il sistema costruttivo X-Lam, il quale prevede in generale l'impiego di pannelli in legno sia come elementi portanti verticali, sia come orizzontamenti di calpestio e di copertura, eventualmente combinato con elementi strutturali lineari quali pilastri e travi in legno lamellare. Il pannello del sistema X-Lam è composto da strati sovrapposti di tavole in legno massiccio (minimo 3 strati), incollati uno sull'altro con andamento incrociato; viene prefabbricato in stabilimento mediante taglio computerizzato con macchine a controllo numerico e inviato in cantiere pronto per il montaggio. Tale sistema consente di realizzare una struttura a comportamento scatolare, in cui pareti e impalcati sono formati da diaframmi rigidi e resistenti, solidarizzati tra loro mediante collegamenti meccanici in acciaio. Le pareti possono essere costituite da un singolo pannello, già dotato di aperture per eventuali porte e finestre, oppure da più pannelli tra loro giuntati: tale scelta è dipendente anche dalle dimensioni massime producibili e trasportabili (solitamente intorno ai 3.0 m di larghezza e 12.0 m di lunghezza). I solai sono generalmente costituiti da strisce di pannelli giuntati orizzontalmente tra loro e collegati alle pareti sottostanti sempre tramite collegamenti meccanici in acciaio.

1.2 Sistema in elevazione

L'edificio in oggetto è strutturalmente indipendente ed ha pianta rettangolare di lati 23.00 m x 16.00 m, al netto di un volume destinato a deposito passeggini, in corrispondenza dell'ingresso principale, di dimensioni 3.65 m x 4.30 m, aperto lateralmente ma coperto. Sui due fronti paralleli alla Via del Gignoro è presente una loggia di dimensioni pari a circa 10.00 m x 2.00 m.

La copertura è a capanna, con due falde inclinate e linea di colmo parallela alla Via del Gignoro; la copertura aggetta in gronda per una profondità di 85 cm.

Le strutture portanti verticali del fabbricato in oggetto sono costituite da pareti composte di pannelli X-Lam da 140 mm a 5 strati, ad eccezione delle pareti che compongono il volume minore in corrispondenza dell'ingresso, di

spessore 100 mm a 5 strati. I pilastri delle logge e le relative travi sono in legno lamellare.

Il solaio dell'impalcato di copertura è realizzata con pannelli affiancati in X-Lam 180 mm a 5 strati; l'aggetto di gronda è realizzato con pannello in X-Lam di spessore 57 mm, collegato con viti al pannello del solaio di copertura.

Tutti gli elementi strutturali in elevazione dell'edificio sono collegati fra loro e alle strutture di fondazione con elementi meccanici di collegamento la cui configurazione è riportata negli elaborati grafici di progetto.

Si anticipa già in questa fase che, relativamente alla sicurezza antincendio, la struttura risulta totalmente protetta da opportuni sistemi e non sono quindi necessarie verifiche di resistenza al fuoco degli elementi strutturali.

1.3 Fondazioni

Il sistema di fondazione dell'edificio è costituito da una platea in cemento armato gettato in opera, di spessore 25 cm, su strato di regolarizzazione in calcestruzzo magro di spessore 20 cm. La platea è irrigidita da nervature di altezza 65 cm e spessore 25 cm, disposte prevalentemente in corrispondenza delle pareti portanti della struttura in elevazione. Sulla platea sono disposti casseri a perdere in materiale plastico di altezza 60 cm, sui quali è gettata una soletta in cemento armato, di spessore 5 cm. In corrispondenza delle nervature è prevista la realizzazione di cordoli di sopralzo (cordolo "radice") di altezza 27 cm e spessore 14 cm, sui quali viene impostata la parete in X-Lam della sovrastruttura. Per l'armatura della platea, delle nervature e della soletta si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

1.4 Opere esterne

Nell'ottica di realizzare la divisione del lotto del nuovo asilo rispetto alla restante area della Caserma Perotti, come indicato dalla Committenza, risulta necessario realizzare un nuovo muro di altezza fuori terra pari a 2.5 m, con ulteriore 1.0 m di recinzione soprastante.

Tale muro verrà realizzato sia parallelamente a Via del Gignoro, separando il lotto dell'asilo dalla viabilità interna della Caserma Perotti, che ortogonale a questo, andando a separare la porzione carrabile progettata a servizio dell'asilo dalla zona prospiciente il prospetto laterale della Palazzina di Comando esistente.

Si sceglie di realizzare un muro in cemento armato, con ciabatta di fondazione idonea a soddisfare i requisiti di sicurezza sia dal punto di vista geotecnico che strutturale, garantendo il soddisfacimento di tutte le verifiche, con particolare riferimento alla verifica a ribaltamento dello stesso sotto azioni orizzontali quali vento o sisma.

Per quanto riguarda il muro di cinta esistente lato via del Gignoro, è stato previsto un rinforzo diffuso mediante applicazione di intonaco armato su

entrambe le superfici della parete muraria, oltre alla realizzazione di due cordoli in c.a. i cui intradossi sono posti ad almeno 50 cm di profondità dall'attuale piano di campagna. Per garantire gli accessi lato strada (accesso carrabile ed accesso pedonale), è necessario eseguire due demolizioni localizzate dell'attuale muro di cinta del lotto della Caserma Perotti, nelle posizioni indicate negli elaborati grafici. Col fine di ripristinare la continuità strutturale del muro e garantire così la sicurezza sia degli occupanti del lotto asilo che dei passanti sul marciapiede esterno al lotto della Caserma, risulta necessario realizzare un rinforzo in cemento armato, costituito da pilastri strutturalmente connessi (tramite opportune connessioni) alle murature esistenti, oltre a fondazione di collegamento tra i pilastri appena citati. Si rimanda agli elaborati grafici per maggiori dettagli circa le opere appena descritte.

1.5 Normativa di riferimento

Il progetto in oggetto è stato redatto in accordo con la seguente normativa:

- [1] - Legge 05/11/1971 n°1086 recante "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica";
- [2] - Legge 02/02/1974 n°64 recante "Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche";
- [3] - D.M. 17/01/2018 recante "Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni";
- [4] - Circolare 21/01/2019 n°7 recante "Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17.01.2018";
- [5] - CNR-DT206/2018 "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture di legno".

1.6 Documentazione geologica acquisita

Per la corretta definizione dell'azione sismica da adottare per la progettazione strutturale, e per le verifiche geotecniche da eseguirsi sul terreno di fondazione, è necessario acquisire informazioni di carattere geologico. La Committenza ha fornito la seguente relazione geologica, relativa ad un intervento di consolidamento all'interno del lotto della Caserma Perotti, redatta dal Dott. Geol. Samuele Morandi in data Febbraio 2021: "*Servizio di indagini geologiche e geotecniche ai fini dell'intervento di consolidamento e rafforzamento delle strutture portanti della palazzina S presso la Caserma Perotti in Firenze - Relazione geologico-tecnica*".

In tale documento sono presenti le risultanze dell'indagine geognostica realizzata durante tale fase di lavoro, così composta:

- 1 sondaggio a carotaggio continuo spinto fino alla profondità di 10 m dal p.c.;
- 2 prove penetrometriche dinamiche SPT;

- 3 saggi geognostici realizzati sulle pareti perimetrali della palazzina oggetto di tali valutazioni.

Analizzati i contenuti della relazione sopra citata, si sono ritenuti sufficienti i dati contenuti in tale documento per lo sviluppo del progetto qua descritto. Si rimanda ai dettagli della progettazione strutturale contenuti nel presente documento.

2 Relazione sui materiali impiegati

Nei paragrafi che seguono si riportano le caratteristiche dei materiali di uso strutturale impiegati nel progetto in oggetto.

2.1 Calcestruzzo per c.a.

Per quanto riguarda lo strato di allettamento sotto la platea si adotta calcestruzzo della classe di resistenza C12/15, le cui caratteristiche di resistenza sono riportate nella tabella seguente.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO DA CEMENTO ARMATO	
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	12 N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cubica	15 N/mm ²

Per quanto riguarda la platea di fondazione e le nervature in cemento armato si adotta calcestruzzo della classe di resistenza C25/30, le cui caratteristiche di resistenza sono riportate nella tabella seguente.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEL CALCESTRUZZO DA CEMENTO ARMATO	
resistenza caratteristica a compressione cilindrica	25 N/mm ²
resistenza caratteristica a compressione cubica	30 N/mm ²

2.2 Acciaio per c.a.

Per quanto riguarda l'acciaio da impiegare per strutture in cemento armato si adotta acciaio di tipo B450C, le cui caratteristiche di resistenza sono riportate nella tabella seguente.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DELL'ACCIAIO DA CEMENTO ARMATO	
tensione caratteristica di snervamento	450 N/mm ²
tensione caratteristica di rottura	540 N/mm ²
modulo elastico	206000 N/mm ²

2.3 Legno per X-Lam

Le pareti portanti verticali e gli orizzontamenti di copertura saranno realizzati con pannelli XLAM di abete rosso di classe di resistenza minima C24, le cui caratteristiche di resistenza e rigidezza sono riportate nella tabella seguente. Per la determinazione del peso proprio dei pannelli strutturali si considera un peso specifico di 5.00 kN/m³.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEL LEGNO PER X-LAM	
resistenza a flessione parallela alla fibratura	24.0 N/mm ²
resistenza a trazione parallela alla fibratura	14.0 N/mm ²
resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	0.4 N/mm ²
resistenza a compressione parallela alla fibratura	21.0 N/mm ²
resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	2.5 N/mm ²
resistenza a taglio parallela alla fibratura	2.5 N/mm ²
resistenza a taglio perpendicolare alla fibratura	0.7 N/mm ²
modulo di elasticità parallelo alla fibratura	11000 N/mm ²
modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura	370 N/mm ²
modulo di taglio parallelo alla fibratura	690 N/mm ²
modulo di taglio perpendicolare alla fibratura	50 N/mm ²

2.4 Legno lamellare

I pilastri e le travi saranno realizzati con legno lamellare incollato di abete di classe GL24h secondo UNI EN 14080, le cui caratteristiche di resistenza e rigidezza sono riportate nella tabella seguente.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEL LEGNO LAMELLARE	
resistenza a flessione parallela alla fibratura	24.0 N/mm ²
resistenza a trazione parallela alla fibratura	19.2 N/mm ²
resistenza a trazione perpendicolare alla fibratura	0.5 N/mm ²
resistenza a compressione parallela alla fibratura	24.0 N/mm ²
resistenza a compressione perpendicolare alla fibratura	2.5 N/mm ²
resistenza a taglio	3.5 N/mm ²
modulo di elasticità parallelo alla fibratura	11500 N/mm ²
modulo di elasticità perpendicolare alla fibratura	250 N/mm ²
modulo di taglio	650 N/mm ²

2.5 Bulloni, tirafondi e barre filettate

Si prevede l'utilizzo di bulloni e barre filettate classe 8.8, accoppiati a dadi classe 8.

CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DI BULLONI	
tensione caratteristica di snervamento	640 N/mm ²
tensione caratteristica di rottura	800 N/mm ²

2.6 Elementi di collegamento per pannelli X-Lam

Come elementi di connessione tra i pannelli X-Lam si utilizzano i seguenti:

- Piastra angolare a trazione (holdown) WHT620 Rothoblaas o equivalente
- Piastra a taglio TCP200 Rothoblaas o equivalente
- Piastra angolare WBO100 Rothoblaas o equivalente
- Piastra angolare TTN240 Rothoblaas o equivalente
- Chiodi LBA Anker 4x60 $f_u \geq 600\text{N/mm}^2$ per il collegamento delle piastre
- Viti da legno autoforanti $f_{y,k} \geq 1000\text{N/mm}^2$
- Viti da legno a tutto filetto $f_{y,k} \geq 1000\text{N/mm}^2$

2.6.1 Ancorante chimico

Per il collegamento delle barre filettate alle strutture in cemento armato si impiega ancorante chimico per calcestruzzo fessurato e non fessurato, di categoria di prestazione sismica C2 o equivalente.

3 Relazione geotecnica

Ai fini delle verifiche geotecniche, si è fatto riferimento alla stratigrafia e ai parametri geotecnici riportati nella relazione geologica redatta dal Dott. Geol. Samuele Morandi in data Febbraio 2021 sopra citata, nella quale si legge che, oltre al primo strato di terreno di riporto (fino a -0.50m dal p.c.), si ha un secondo strato di limo argilloso (da -0.50 m a -3.20 m) e un terzo strato di sabbie e ghiaie grossolane (da -3.20 m a -10.00 m).

Si riportano di seguito i parametri geotecnici del 2° strato (limo argilloso)

- peso di volume $\gamma = 2.0 \text{ t/mc}$
- Resistenza non drenata $C_u = 1.8 \text{ Kg/cmq}$
- coesione efficace $c' = 0.23 \text{ Kg/cmq}$
- angolo di attrito $\phi' = 22.7^\circ$
- modulo edometrico $M_o = 66.2 \text{ Kg/cmq}$

e del 3° strato (sabbie e ghiaie grossolane):

- peso di volume $\gamma = 1.80 \text{ t/mc}$
- coesione efficace $c' = 0$
- angolo di attrito $\phi' = 35^\circ$
- modulo edometrico $M_o = 110.0 \text{ Kg/cmq}$

Nelle verifiche geotecniche si considera, a vantaggio di sicurezza, una profondità del 1° strato di terreno di riporto pari a 2.50 m, al fine di tener conto del riempimento del volume occupato dal piano interrato del precedente fabbricato.

Le verifiche geotecniche sono effettuate utilizzando l'approccio 2; i coefficienti per le azioni sono posti pari all'unità per le verifiche in condizioni sismiche.

Sono applicati i seguenti coefficienti per i parametri geotecnici:

- tangente dell'angolo di attrito $\gamma_M = 1.00$
- coesione efficace $\gamma_M = 1.00$
- coesione non drenata $\gamma_M = 1.00$

e i seguenti coefficienti parziali per la resistenza delle fondazioni:

- capacità portante $\gamma_R = 2.30.$

Le verifiche di tipo geotecnico sono riportate nell'allegato "Fascicolo dei calcoli".

4 Relazione sulle fondazioni

Dato che l'edificio esistente si presenta con piano interrato oltre a piano terra, e tenuto conto che la sagoma dell'edificio demolito non coincide con quella del nuovo edificio da realizzarsi, si ritiene necessario procedere, a demolizione ultimata, ad una fase di rinterro e costipazione del terreno, in modo da conferire la necessaria rigidità alle zone manomesse durante la demolizione, offrendo quindi un piano di imposta compatto per la nuova costruzione, che sarà fondata in parte anche su zone non interessate direttamente dalle demolizioni del manufatto esistente.

Con l'ottica di garantire un buon comportamento del nuovo sistema di fondazione del manufatto da realizzarsi, tenuto conto di quanto sopra esplicitato, si sceglie inoltre di realizzare un sistema di fondazione rigido in relazione alla sovrastruttura da realizzarsi. È necessario precisare i seguenti due aspetti:

- il sistema strutturale della sovrastruttura previsto (struttura in legno con pannelli X-Lam) prevede uno scarico lineare dei carichi sul terreno, e quindi con una buona ripartizione degli sforzi sullo stesso;
- la struttura che verrà realizzata sarà monopiano, quindi con carichi modesti legati alla presenza di un unico piano calpestabile.

Come già sopra descritto, il sistema di fondazione dell'edificio è costituito da una platea in cemento armato gettato in opera, di spessore 25 cm, su strato di regolarizzazione in calcestruzzo magro di spessore 20 cm. La platea è irrigidita da nervature di altezza 65 cm e spessore 25 cm, disposte prevalentemente in corrispondenza delle pareti portanti della struttura in elevazione. Sulla platea sono disposti casseri a perdere in materiale plastico di altezza 60 cm, sui quali è gettata una soletta in cemento armato, di spessore 5 cm. In corrispondenza delle nervature è prevista la realizzazione di cordoli di sopralzo (cordolo "radice") di altezza 27 cm e spessore 14 cm, sui quali viene impostata la parete in X-Lam della sovrastruttura. Per l'armatura della platea, delle nervature e della soletta si rimanda agli elaborati grafici di progetto. Le verifiche di tipo strutturale sulle opere di fondazione sono riportate nell'allegato "Fascicolo dei calcoli".

5 Relazione di calcolo

Nel presente capitolo si riporta la relazione di calcolo relativa al progetto sopra descritto, comprensiva dell'analisi dei carichi gravanti sulle opere in progetto, e le analisi e verifiche sia globali che locali.

5.1 Analisi dei carichi

Nei paragrafi seguenti si riporta l'analisi dei carichi relativa al progetto in oggetto, facendo riferimento alle prescrizioni contenute nel D.M. 17/01/2018 (cap. 3).

Relativamente alla sicurezza antincendio, la struttura risulta totalmente protetta e non sono quindi necessarie verifiche di resistenza al fuoco degli elementi strutturali.

5.1.1 Azioni permanenti

Sono definite come "permanenti" quelle azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione e la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità; nel caso in esame si considerano le seguenti azioni permanenti:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali,
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali portati.

Nella seguente tabella è riportato il valore del peso proprio dei materiali di uso strutturale impiegati nel progetto.

PESO PROPRIO DEI MATERIALI DI USO STRUTTURALE	
cemento armato	25.00 kN/m ³
legno	5.00 kN/m ³

Nelle seguenti tabelle è riportata l'analisi dei carichi permanenti non strutturali gravanti al piano terra e all'impalcato di copertura.

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI AL PIANO TERRA	
incidenza elementi divisori interni	1.60 kN/m ²
pavimentazione	0.40 kN/m ²
impianto radiante	2.20 kN/m ²
massetto di allettamento e per impianti	1.00 kN/m ²

CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI AL PIANO DI COPERTURA	
pannello isolante	0.30 kN/m ²

guaina impermeabilizzante	0.10 kN/m ²
manto di copertura	0.60 kN/m ²
pannello fotovoltaico	0.50 kN/m ²

Ne consegue che il carico permanente non strutturale è pari a:

- $g_{1,k} = 5.20 \text{ kN/m}^2$ al piano terra,
- $g_{1,k} = 1.50 \text{ kN/m}^2$ al piano di copertura.

5.1.2 Azioni variabili

Sono definite come "variabili" quelle azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura; nel caso in esame si considerano le seguenti azioni variabili:

- sovraccarichi d'esercizio,
- azioni della neve,
- azione del vento.

SOVRACCARICHI DI ESERCIZIO

I sovraccarichi d'esercizio sono legati alla destinazione d'uso dell'edificio: nel caso in esame si considerano agire sull'impalcato del piano terra i seguenti carichi variabili, con i loro valori caratteristici, comprensivi degli effetti dinamici ordinari (cat. C1, ambienti suscettibili di affollamento, tab. 3.1.II del D.M. 17/01/2018):

$$q_k = 3.00 \text{ kN/m}^2$$

AZIONE DELLA NEVE

Per quanto riguarda il calcolo dell'azione della neve sulle parti strutturali dell'opera in progetto, si fa riferimento al par.3.4. del D.M. 17/01/2018. L'azione della neve è data dalla seguente espressione:

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

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura,
- C_E è il coefficiente di esposizione,
- C_t è il coefficiente termico.

Il carico della neve al suolo q_{sk} (par. 3.4.2. del D.M. 17/01/2018) dipende dalle condizioni locali di clima ed esposizione; di seguito sono riportati i dati necessari per la sua determinazione:

- zona di ubicazione dell'opera (fig. 3.4.1 del D.M. 17/01/2018): 2
- altitudine sul livello del mare: 50 m.

Da tali dati si ricava il seguente valore del carico neve al suolo:

$$q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2.$$

Per la valutazione del coefficiente di forma della copertura μ_i (par. 3.4.3. del D.M. 17/01/2018) si fa riferimento al caso di coperture a due falde:

$$\mu_i = 0.8 \quad \text{per } a \leq 30^\circ$$

Il coefficiente di esposizione C_E (par. 3.4.4. del D.M. 17/01/2018) ed il coefficiente termico C_t (par. 3.4.5. del D.M. 17/01/2018) sono assunti pari ad 1.

In conclusione, il carico provocato dalla neve è pari a:

$$q_s = 0.80 \text{ kN/m}^2.$$

AZIONE DEL VENTO

Nel presente paragrafo si riporta il calcolo dell'azione del vento sulle parti strutturali dell'opera in progetto. A tale proposito si fa riferimento, oltre che al par. 3.3. del D.M. 17/01/2018, anche alla norma CNR DT 207/2008 "Istruzioni per la valutazione delle azioni e degli effetti del vento sulle costruzioni".

L'azione del vento è data in generale dalla seguente espressione:

$$p = q_r \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$$

dove:

- q_r è la pressione cinetica di riferimento,
- C_e è il coefficiente di esposizione,
- C_p è il coefficiente di pressione,
- C_d è il coefficiente dinamico, assunto cautelativamente pari ad 1.

La pressione cinetica di riferimento q_r (par. 3.3.6. del D.M. 17/01/2018) è ricavata tramite la seguente relazione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 \quad [\text{N/m}^2]$$

dove:

- $\rho = 1.25 \text{ kg/m}^3$ è la densità dell'aria,
- v_r è la velocità di riferimento in m/s.

La velocità di riferimento (par. 3.3.2. del D.M. 17/01/2018) è determinata con la seguente relazione:

$$v_r = v_b C_r$$

dove

- v_b è la velocità base di riferimento in m/s,
- C_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R : assumendo $T_R=50$, si ottiene $C_r = 1$.

La velocità base di riferimento (par. 3.3.1. del D.M. 17/01/2018) è determinata con la seguente relazione:

$$V_b = V_{b,0} C_a$$

dove

- $V_{b,0}$ è la velocità base di riferimento in m/s, a livello del mare, assegnata in tab. 3.3.I del D.M. 17/01/2018 in funzione della zona di ubicazione dell'opera,
- C_a è il coefficiente di altitudine.

Il coefficiente di altitudine è fornito dalla seguente relazione:

$$C_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$C_a = 1 + k_s \left(\frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

dove

- a_0, k_s sono parametri riportati in tab. 3.3.I del D.M. 17/01/2018 in funzione della zona di ubicazione dell'opera,
- a_s è l'altitudine sul livello del mare del sito di ubicazione dell'opera.

Nella seguente tabella sono riportati i dati necessari per la determinazione della velocità di riferimento.

PARAMETRI PER IL CALCOLO DELLA VELOCITA' DI RIFERIMENTO	
zona di ubicazione dell'opera (fig. 3.3.1 D.M. 17/01/2018)	3
altitudine sul livello del mare dell'opera	60 m
velocità base di riferimento a livello del mare da tab. 3.3.I D.M. 17/01/2018	27 m/s
parametro da tab. 3.3.I del D.M. 17/01/2018	$a_0 = 500 \text{ m}$
parametro da tab. 3.3.I del D.M. 17/01/2018	$k_s = 0.37$

Dai dati riportati in tabella, si ricava il seguente valore della velocità di riferimento:

$$V_r = 27 \text{ m/s}$$

e quindi il seguente valore della pressione cinetica di riferimento:

$$q_r = 0.46 \text{ kN/m}^2.$$

Il coefficiente di esposizione c_e (par. 3.3.7. del D.M. 17/01/2018) è dipendente dalla quota z del punto della costruzione su cui si considera applicata l'azione del vento, dalla topografia del terreno e dalla categoria

di esposizione del sito; a favore di sicurezza, si considera una pressione del vento uniforme, pari a quella individuabile ad una quota uguale a quella massima della copertura. Il valore di tale coefficiente è pari a:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) [7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right)] \quad \text{per } z \geq z_{min}$$

$$c_e(z) = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min}$$

dove

- k_t, z_0, z_{min} sono parametri riportati in tab. 3.3.II del D.M. 17/01/2018 in funzione della categoria di esposizione della zona di ubicazione dell'opera,
- c_t è il coefficiente di topografia, assunto pari a 1.

Nella seguente tabella sono riportati i dati necessari per la determinazione del coefficiente di esposizione.

PARAMETRI PER IL CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE	
classe di rugosità del terreno (tab. 3.3.III D.M. 17/01/2018)	B
categoria di esposizione del sito (fig. 3.3.2 D.M. 17/01/2018)	IV
parametro da tab. 3.3.II del D.M. 17/01/2018	$k_r = 0.22$
parametro da tab. 3.3.II del D.M. 17/01/2018	$z_0 = 0.30$
parametro da tab. 3.3.II del D.M. 17/01/2018	$z_{min} = 8$

Considerando un'altezza massima della costruzione pari a:

$$z = 3.00 \text{ m}$$

il coefficiente di esposizione assume il seguente valore:

$$c_e = 1.70.$$

Il coefficiente di pressione (par. 3.3.8. del D.M. 17/01/2018) dipende dalla tipologia e geometria dell'opera e dal suo orientamento rispetto al vento; per la sua determinazione si fa riferimento alle indicazioni riportate all'appendice G della norma CNR DT 207/2008 (par. G.5 Muri e parapetti); considerando la presenza di chiusura laterale della parete, si ottiene il seguente valore del coefficiente:

$$c_p = 2.1.$$

In conclusione si ottiene il seguente valore per la pressione del vento:

$$p_v = 1.65 \text{ kN/m}^2.$$

5.1.3 Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto in base alle quali valutare il rispetto degli stati limite considerati sono definite in base alla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione; questa è definita tramite le ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_e(T)$, a sua volta identificato, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{Vr} (come definite al par. 3.2.2 del D.M. 17/01/2018) nel periodo di riferimento (come definito al par. 2.4 del D.M. 14/01/2008), tramite il valore dei seguenti parametri (par. 3.2. del D.M. 17/01/2018):

- a_g accelerazione orizzontale massima in condizione di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale,
- 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.

Il valore di tali parametri è ricavabile, per ogni sito del territorio nazionale, dall'allegato al D.M. 14/01/2008. Relativamente al caso in esame i valori di latitudine e longitudine sono pari a:

- LATITUDINE: 43.7735
- LONGITUDINE: 11.3002

Per quanto riguarda la vita nominale di progetto, la classe d'uso e il periodo di riferimento per l'azione sismica (par. 2.4. del D.M. 17/01/2018), si adottano per il caso in esame i valori di seguito riportati:

- vita nominale: $V_N=50$ anni,
- classe d'uso: III ($C_U=1.5$)
- periodo di riferimento: $V_R=V_N \cdot C_U=75$ anni.

Nei confronti delle azioni sismiche sono stati presi in considerazione i seguenti stati limite:

- stato limite di operatività (SLO),
- stato limite di danno (SLD),
- stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Come risulta dalla "Relazione geologico-tecnica" redatta dal Dott. Geol. Samuele Morandi in data Febbraio 2021 precedentemente citata, fornita dalla Committenza, per la categoria di sottosuolo e per la categoria topografica relative al sito di progetto si adottano i valori di seguito riportati:

- categoria di sottosuolo: B
- categoria topografica: T1

5.2 Modellazione

Ai fini della valutazione della sicurezza e delle prestazioni della struttura costituente l'opera in oggetto, sono stati realizzati modelli tridimensionali della stessa, con l'ausilio dei seguenti programmi di calcolo; in particolare, la modellazione della struttura, la rielaborazione dei risultati del calcolo e la progettazione degli elementi strutturali modellati è stata effettuata tramite il seguente programma (i cui estremi di licenza sono riportati nell'allegato "Fascicolo dei calcoli"):

- ModeSt ver. 8.25, prodotto da Tecnisoft s.a.s. (Prato),
mentre la struttura è stata calcolata utilizzando come solutore agli elementi finiti il seguente programma:

- Xfinest ver. 9.0.1., prodotto da Ce.A.S. s.r.l. (Milano).

Conformemente a quanto indicato al par. 7.2.6. del D.M. 17/01/2018, i modelli realizzati sono tridimensionali e rappresentano in modo adeguato le effettive distribuzioni di massa, rigidezza e resistenza dell'opera in oggetto.

Gli elementi strutturali di fondazione, ossia platea e nervature, sono modellati tramite elementi di tipo "shell" con comportamento membranale e flessionale suddivisi mediante una mesh con dimensione massima della maglia di 50 cm per 50 cm. Sulla platea è assegnato il carico permanente e d'esercizio derivante dal solaio del piano terra, realizzato con cassetatura a perdere. Analogamente, la struttura in elevazione a pannelli X-Lam è stata modellata schematizzando le pareti stesse tramite elementi di tipo "shell" con comportamento flessionale suddivisi mediante una mesh con dimensione massima della maglia di 50 cm per 50 cm. Le pareti sono state schematizzate con materiale isotropo, le cui caratteristiche di rigidezza vengono definite partendo dalle caratteristiche del materiale stesso che caratterizza le tavole di cui i pannelli sono composti, e ricavando un modulo elastico E equivalente per tenere conto della successione di strati con direzione della fibratura verticale e orizzontale: in particolare, vengono valutati i due moduli elastici equivalenti nelle due direzioni come media pesata sugli spessori delle tavole; per il calcolo viene poi utilizzato il maggiore dei due (generalmente quello verticale), cosicché la struttura in questo modo è più rigida e quindi risulta generalmente a vantaggio di sicurezza per il calcolo dell'azione sismica.

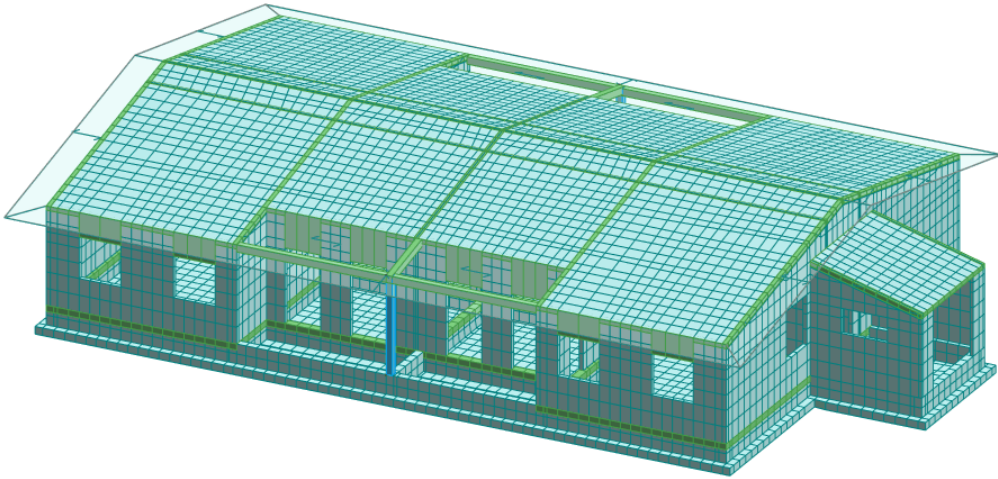


Figura 1: Vista prospettica del modello FEM.

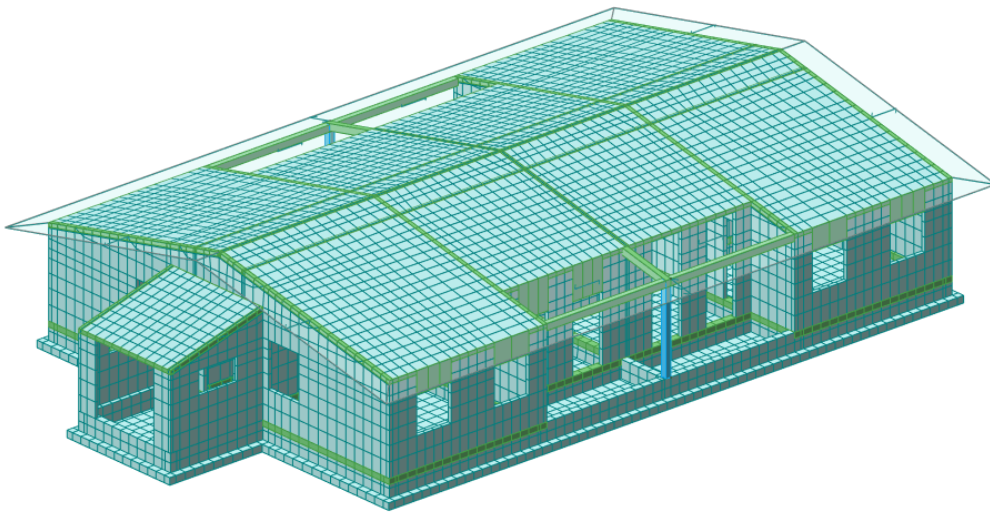


Figura 2: Vista prospettica del modello FEM.

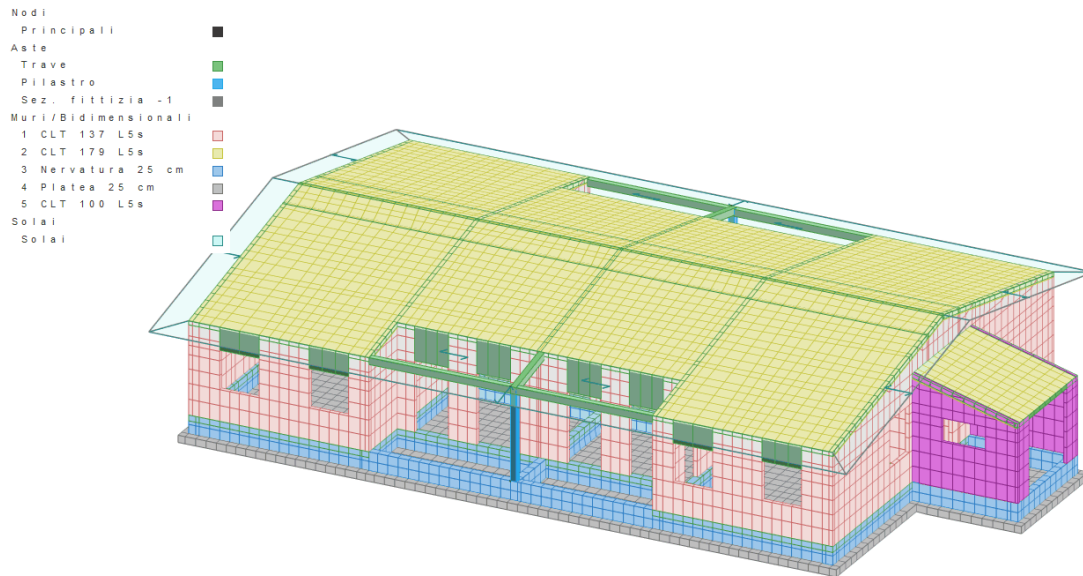


Figura 3: Vista prospettica del modello FEM, con colorazione elementi in relazione alle caratteristiche geometriche (spessore).

5.2.1 Assegnazione dei carichi

Per l'assegnazione dei carichi in fase di modellazione, si fa riferimento all'analisi dei carichi sopra riportata. Il peso proprio degli elementi strutturali rappresentati nel modello (platea in c.a., pareti e solai in legno, pilastri e travi in legno) è determinato dal programma di calcolo in relazione a materiale e geometria ad essi assegnati. Tali carichi sono raggruppati, per analogia, nelle condizioni di carico elementare (CCE) riportate in tabella seguente.

Tipo CCE	Comm.	Tipo	Durata	γ min.	γ max.	ψ_0	ψ_1	ψ_2
1	D.M. 18 Permanenti strutturali	G	P	1.00	1.30			
2	D.M. 18 Permanenti non strutturali	G	L	0.80	1.50			
12	D.M. 18 Variabili Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	Q	M	0.00	1.50	0.50	0.20	0.00
5	D.M. 18 Variabili Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	Q	M	0.00	1.50	0.70	0.70	0.60

CCE	Comm.	Tipo CCE	s	Dir. <grad>	Tipo	Mx	My	Mz	Jpx	Jpy	Jpz
1	Peso proprio modello (G _{1k})	1	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
2	Peso proprio copertura (G _{1k})	1	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
3	Perm. non strutturali (G _{2k})	2	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
4	Carico neve (Q _k)	12	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00
5	Carichi d'esercizio, cat. C1 (Q _k)	5	1.00	--	--	1.00	1.00	0.00	0.00	0.00	1.00

Le condizioni di carico elementari (CCE) sopra elencate sono sommate (combinare) nelle seguenti combinazioni non sismiche:

- $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2}$ comb. fondamentale (SLU),
- $G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2}$ comb. rara (SLE),
- $G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$ comb. frequente (SLE),
- $G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$ comb. quasi permanente (SLE),

e nella seguente combinazione sismica:

$$- E + G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2}$$

I valori dei coefficienti ψ_0, ψ_1, ψ_2 e dei coefficienti γ_G, γ_Q sono riportati rispettivamente in tab. 2.5.I e in tab. 2.6.I del D.M. 17/01/2018.

Nel caso in esame si ottengono dunque le combinazioni sismiche (da CC1 a CC12) e non sismiche (da CC13 a CC16) riportate nella seguente tabella.

CC	Comm.	TCC	An.	Bk	1	2	3	4	5	$\pm S X$	$\pm S Y$
1	Amb. 1 (SLU S) S +X+0.3Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.30
2	Amb. 1 (SLE) S +X+0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.30
3	Amb. 1 (SLE) S +X+0.3Y	SLO	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	1.00	0.30
4	Amb. 1 (SLU S) S +X-0.3Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	1.00	-0.30
5	Amb. 1 (SLE) S +X-0.3Y	SLD	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	1.00	-0.30
6	Amb. 1 (SLE) S +X-0.3Y	SLO	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	1.00	-0.30
7	Amb. 1 (SLU S) S +0.3X+Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	0.30	1.00
8	Amb. 1 (SLE) S +0.3X+Y	SLD	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	0.30	1.00
9	Amb. 1 (SLE) S +0.3X+Y	SLO	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	0.30	1.00
10	Amb. 1 (SLU S) S -0.3X+Y	SLV+SND	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	-0.30	1.00
11	Amb. 1 (SLE) S -0.3X+Y	SLD	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	-0.30	1.00
12	Amb. 1 (SLE) S -0.3X+Y	SLO	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	-0.30	1.00
13	Amb. 2 (SLU)	SLU	L	N	1.30	1.30	1.50	1.50	1.50	0.00	0.00
14	Amb. 2 (SLE R)	SLE R	L	N	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	0.00	0.00
15	Amb. 2 (SLE F)	SLE F	L	N	1.00	1.00	1.00	0.20	0.70	0.00	0.00
16	Amb. 2 (SLE Q)	SLE Q	L	N	1.00	1.00	1.00	0.00	0.60	0.00	0.00

Non sono state prese in esame le combinazioni con l'azione del vento in quanto tale azione non risulta dimensionante per la struttura, come risulta dal raffronto con il taglio sismico alla base, superiore rispetto a quello dovuto all'azione del vento. Inoltre non si ha sollevamento, per il contributo dei carichi permanenti strutturali e portati agenti in copertura.

5.2.2 Giudizio motivato di accettabilità dei risultati

I programmi di calcolo utilizzati per le verifiche (pre e post-processore e solutore) sono molto noti e utilizzati largamente in ambito progettuale e la loro affidabilità è dimostrata dalle innumerevoli realizzazioni di opere calcolate e verificate con essi. Si è tuttavia proceduto ad un controllo dei risultati forniti dal programma di calcolo tramite un confronto con calcolo manuale delle masse sismiche e del taglio sismico alla base, al fine di poter attestare l'accettabilità dei risultati ottenuti.

5.3 Analisi strutturale e verifiche di sicurezza

L'analisi è stata effettuata con il metodo semiprobabilistico agli stati limite secondo le prescrizioni contenute nel D.M. 17/01/2018. Il coefficiente di sicurezza sul materiale per le verifiche agli SLU è assunto pari a $\gamma_m=1.50$ per gli elementi di legno massiccio e per le unioni e $\gamma_m=1.45$ per gli elementi di legno lamellare, come da Colonna A della Tab. 1 del D.M. 17/01/18. Al fine di calcolare le sollecitazioni, sulle strutture di fondazione, sulle strutture in elevazione e sugli elementi di collegamento, si è proceduto alla realizzazione di un modello numerico come precedentemente descritto; su tale

modellazione si è condotta, oltre ad una analisi per carichi gravitazionali, anche un'analisi dinamica lineare tramite l'impiego del fattore di comportamento q , determinato secondo quanto indicato al par. 7.3.1.e al par. 7.4.3.2 del D.M. 17/01/2018, vale a dire:

$$q = q_0 \cdot K_R$$

dove:

- q_0 dipende dalle tipologie e dalle classi di duttilità (tab.7.3.II del D.M. 17/01/2018),
- K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza.

Nel caso in esame ("Pannelli di parete incollati a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni") si applica la progettazione considerando la struttura come dissipativa e regolare in altezza ossia assumendo il seguente valore del fattore di comportamento:

$$q = 2.50.$$

I parametri modali sono riportati nella tabella seguente.

Φ_x = Coefficiente di partecipazione in dir. X
 Φ_y = Coefficiente di partecipazione in dir. Y
 Φ_z = Coefficiente di partecipazione in dir. Z
 $\%J_{pz}$ = Percentuale momento d'inerzia polare partecipante intorno all'asse Z
 $\%M_x$ = Percentuale massa partecipante in dir. X
 $\%M_y$ = Percentuale massa partecipante in dir. Y
 $\%M_z$ = Percentuale massa partecipante in dir. Z
C = * indica che il modo è stato considerato
Diff. = Minima differenza percentuale dagli altri periodi
Modo = Numero del modo di vibrare
T = Periodo

Modo	C	T	Diff.	Φ_x	Φ_y	Φ_z	$\%M_x$	$\%M_y$	$\%M_z$	$\%J_{pz}$
1*	0.08	10.23	118.73	-0.23	0.00	95.49	0.00	0.00	0.00	0.00
2*	0.08	10.23	0.93	115.70	0.00	0.01	90.69	0.00	0.00	0.00
3*	0.06	11.44	2.80	-25.92	0.00	0.05	4.55	0.00	0.00	0.00
4*	0.06	1.41	-0.37	0.31	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
5*	0.05	0.01	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
6*	0.05	0.01	-0.17	-0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Tot.cons.							95.55	95.24	0.00	0.00

5.3.1 Verifica di resistenza agli SLU

Le verifiche di sicurezza sono riportate nell'allegato "Fascicolo dei calcoli"; per la numerazione dei pannelli di X-Lam si faccia riferimento a quanto riportato negli elaborati grafici di progetto.

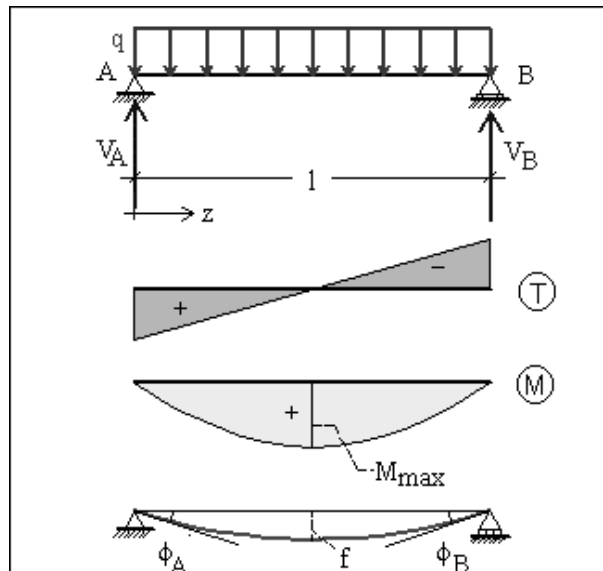
5.3.2 Verifica dei collegamenti

Tutti gli elementi strutturali in elevazione sono collegati fra loro e alle strutture di fondazione con elementi meccanici di collegamento la cui configurazione è riportata negli elaborati grafici. Nella tabella seguente è riportato il valore delle resistenze di progetto dei collegamenti meccanici, inseriti nel programma di calcolo. Le verifiche dei collegamenti sono riportate nell'allegato "Fascicolo dei calcoli".

VALORE DELLE RESISTENZE DI PROGETTO DEI COLLEGAMENTI MECCANICI	
piastra angolare a trazione tipo WHT620 Rothoblaas	24.20 kN
piastra a taglio tipo TCP200 Rothoblaas	6.50 kN
piastra angolare tipo WBO100 Rothoblaas	8.80 kN
piastra angolare tipo TTN240 Rothoblaas	37.90 kN

5.3.3 Verifica del solaio di copertura

Nel presente paragrafo si riporta la verifica del solaio di copertura, realizzata con pannelli affiancati in X-Lam 180 mm a 5 strati; si prende in esame la configurazione maggiormente sollecitante. Ai fini delle verifiche di resistenza e deformabilità, si schematizza il solaio come una trave con vincolo di appoggio alle estremità, e si riferisce il calcolo ad una striscia di larghezza unitaria.



DATI PER LA VERIFICA DEL SOLAIO	
luce	6.15 m
peso proprio	0.90 kN/m ²
carichi permanenti strutturali	-
carichi permanenti non strutturali	1.50 kN/m ²
carichi variabili	0.80 kN/m ²

Si esegue la verifica per carichi permanenti (con $k_{mod}=0.60$):

- $M_{Sd,perm} = 16.35 \text{ kNm}$,
- $V_{Sd,perm} = 10.55 \text{ kN}$,
- $\sigma_{m,d} = 2.99 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 9.93 \text{ N/mm}^2$
- $\tau_{m,d} = 0.09 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 1.66 \text{ N/mm}^2$

la verifica risulta soddisfatta.

Si esegue la verifica allo stato limite ultimo SLU (con $k_{mod}=0.90$):

- $M_{Sd,SLU} = 21.85 \text{ kNm}$,
- $V_{Sd,perm} = 14.25 \text{ kN}$,
- $\sigma_{m,d} = 4.05 \text{ N/mm}^2 < f_{m,d} = 14.90 \text{ N/mm}^2$
- $\tau_{m,d} = 0.12 \text{ N/mm}^2 < f_{v,d} = 2.48 \text{ N/mm}^2$

la verifica risulta soddisfatta.

Si esegue la verifica allo stato limite d'esercizio SLE:

- $u_{0,d} = 11.3 \text{ mm} < L/300 = 20.5 \text{ mm}$
- $u_{fin,d} = 18.5 \text{ mm} < L/250 = 24.6 \text{ mm}$

la verifica risulta soddisfatta.

5.4 Verifica opere esterne

5.4.1 Premessa

Si effettua la progettazione del nuovo muro di cinta in calcestruzzo armato lato NORD e lato EST. Il nuovo muro di cinta lato NORD e lato EST presenterà altezza della parete verticale di 280 cm, con altezza fuori terra di 250 cm e spessore costante di 25 cm; la fondazione si attesterà a 65 cm di profondità rispetto al piano campagna, su un letto di magrone spesso 15 cm, e avrà dimensioni pari a 160 cm x 35 cm.

Si effettuano inoltre le verifiche sul muro di cinta esistente lato OVEST a seguito del suo rinforzo, così realizzato:

- rinforzo mediante intonaco armato di tipo tradizionale, su ambo le superfici della parete muraria. Il rinforzo verrà applicato sino ad una profondità di 50 cm rispetto al piano campagna attuale;
- rinforzo del sistema di fondazione mediante il getto di due cordoli alla base della muratura e la loro conseguente solidarizzazione per mezzo di inghisaggi.

La muratura esistente lato OVEST presenta altezza fuori terra di 250 cm e uno spessore minimo di 45 cm. L'intonaco armato di tipo tradizionale avrà spessore di 4 cm per superficie e i nuovi cordoli, da realizzarsi in calcestruzzo armato, avranno dimensioni pari a 40 cm x 40 cm e si attesteranno a 50 cm di profondità dal piano campagna su un magrone di spessore 10 cm.

5.4.2 Metodo di calcolo

Tutte le verifiche effettuate nel presente paragrafo sono condotte con riferimento alla metodologia degli Stati Limite.

Si eseguono, per il nuovo muro in calcestruzzo armato, le seguenti verifiche agli SLU:

- verifica EQU di ribaltamento semplice;
- verifica GEO di portanza del terreno di fondazione;
- verifica STR di resistenza alla flessione della parete verticale.

Si eseguono, per il muro esistente, le seguenti verifiche allo stato attuale:

- verifica EQU di ribaltamento semplice (che risulta non soddisfatta, richiedendo quindi la progettazione dell'intervento strutturale di rinforzo sia a livello di fondazione che elevazione).

Una volta dimensionato l'intervento, si eseguono (per il muro esistente consolidato) le seguenti verifiche allo stato di progetto:

- verifica EQU di ribaltamento semplice;
- verifica GEO di portanza del terreno di fondazione;
- verifica STR di resistenza alla flessione della parete verticale.

NB: TUTTE LE VERIFICHE SISMICHE SONO SVOLTE CON FATTORE DI COMPORTAMENTO UNITARIO ($q=1.0$).

5.4.3 Verifiche su nuovo muro lato NORD e lato EST

5.4.3.1 Verifica EQU su nuovo muro

Si riporta adesso la verifica EQU effettuata sul nuovo muro di cinta.

DIMENSIONI		
lunghezza tratto di muro considerato		
L	1.00	m
fondazione		
B	1.60	m
sp	0.35	m
muro		
sp	0.25	m
H	2.80	m
braccio _{sx}	0.15	m
braccio _{dx}	1.20	m
h _G	1.75	m

altezza di spinta dell'azione sismica

FORZE RIBALTANTI		
F _{d,x}	4.62	kN
S _{e(max)}	0.44	g
F _{sismica}	8	kN

forza da applicare per vento impattante
azione sismica massima
spinta sismica

MOMENTI RIBALTANTI TOTALI		
M _{Fd,x}	8	kNm
M _{Fsismica 1m}	13	kNm

momento ribaltante della forza del vento
momento ribaltante della spinta sismica

PESI ELEMENTI IN C.A.		
P _{fondazione}	14.000	kN
P _{muro}	17.500	kN

MOMENTI STABILIZZANTI PARZIALI		
M _{fondazione}	11	kNm
M _{muro_sx}	5	kNm
M _{muro_dx}	23	kNm

spinta sollecitante verso sinistra
spinta sollecitante verso destra

MOMENTI STABILIZZANTI TOTALI		
M _{sx}	16	kNm
M _{dx}	34	kNm

FORZE RIBALTANTI AGLI S.L.		
F _{d,x SLU}	7	kN
S _{e(max)}	0.44	g
F _{sismica}	8	kN

forza da applicare per vento impattante
azione sismica massima
spinta sismica

MOMENTI RIBALTANTI AGLI S.L.		
M _{Fd,x}	12	kNm
M _{Fsismica 1m}	13	kNm

momento ribaltante della forza del vento
momento ribaltante della spinta sismica

MOMENTI STABILIZZANTI AGLI S.L.		
M _{sx SLU}	14	kNm
M _{dx SLU}	31	kNm
M _{sx SLV}	16	kNm
M _{dx SLV}	34	kNm

VERIFICA A RIBALTAMENTO		
sismica _{SLV}	1.20	
vento _{SLU}	1.19	

La verifica a ribaltamento risulta soddisfatta per ogni combinazione di calcolo.

5.4.3.2 Verifica GEO su nuovo muro

Viene eseguita la verifica di capacità portante secondo il meccanismo di rottura di Terzaghi, adottando la formulazione di Vesic per tenere in considerazione i fattori di forma e profondità della fondazione superficiale reale.

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

- s fattori di forma
- d fattori di profondità
- i fattori di inclinazione del carico

Nella presente valutazione, il fattore di inclinazione del carico risulta pari ad 1.

Per i fattori di forma e profondità sono state assunte le seguenti formulazioni:

Tabella 15.1: Fattori di forma (Vesic, 1975)

Forma della fondazione	s_c	s_q	s_γ
Rettangolare	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \frac{N_q}{N_c}$	$1 + \frac{B'}{L'} \cdot \tan \phi$	$1 - 0,4 \cdot \frac{B'}{L'}$

Tabella 15.2: Fattori di profondità (Vesic, 1975)

Valore di ϕ	d_c	d_q	d_γ
$\phi = 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 0,4 \cdot \frac{D}{B'}$	1
argilla saturata in condizioni non drenate	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 0,4 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1
$\phi > 0$	$\frac{D}{B'} \leq 1$	$1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D}{B'}$	1
sabbia e argilla in condizioni drenate	$\frac{D}{B'} > 1$	$1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \arctan\left(\frac{D}{B'}\right)$	1

Nella valutazione viene considerata la parzializzazione della sezione di base della fondazione, con riferimento al seguente schema:

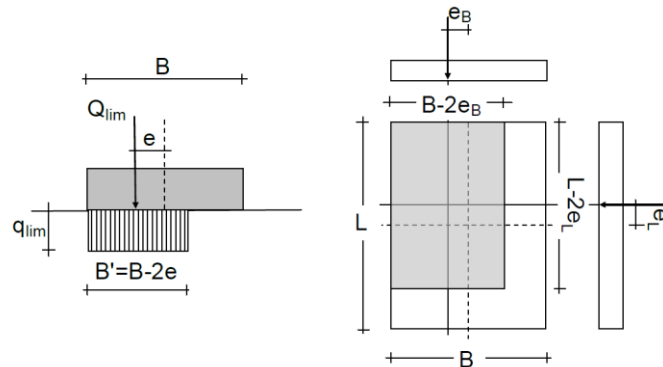


Figura 4: Ipotesi per la valutazione della parzializzazione della sezione di base del plinto.

Per il calcolo dei fattori di capacità portante si fa riferimento alle seguenti formulazioni:

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi} \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \phi$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \cdot \tan \phi$$

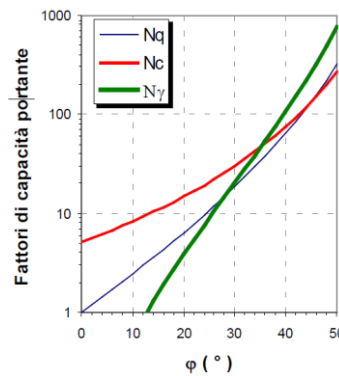


Figura 5: Calcolo dei fattori di capacità portante.

Nel calcolo delle azioni alla base della fondazione viene computato anche il peso proprio del plinto.

Si riportano adesso le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione in condizioni drenate e non drenate.

	VERIFICA NON DRENATA	VERIFICA DRENATA
N_q	1	8.4
N_c	5.14	17.7
N_γ	0	6.2
N_q/N_c	0.19	0.47

ϕ	22.7 °	valore caratteristico (VER. DRENATA)
	0.396 rad	
c'	23 kPa	valore caratteristico (VER. DRENATA)
c_{u_k}	180 kPa	valore caratteristico (VER. NON DRENATA)
D	0.60 m	profondità piano di posa fondazione
γ	20 kN/m ³	peso medio del terreno laterale
coeff R3	2.3	

SOLLECITAZIONI				GEOMETRIA PLINTO			SEZIONE RIDOTTA PLINTO			
PLINTO	N_{TOT} [kN]	e_y [m]	e_x [m]	B [m]	L [m]	A [m ²]	B' [m]	L' [m]	A' [m ²]	% RID. AREA
cc1 - SISMICA	32	0.71	0.00	1.60	1.00	1.60	0.17	1.00	0.17	89%
cc2 - VENTO	32	0.68	0.00	1.60	1.00	1.60	0.25	1.00	0.25	85%

VERIFICA NON DRENATA								
s_c [-]	d_c [-]	s_q [-]	d_q [-]	s_γ [-]	d_γ [-]	q_{lim} [MPa]	Q_{lim} [kN]	FS [-]
1.033	1.52	1.071	1.00	0.93	1.00	0.64	109	3.45
1.048	1.47	1.103	1.00	0.90	1.00	0.63	155	4.91
VERIFICA DRENATA								
s_c [-]	d_c [-]	s_q [-]	d_q [-]	s_γ [-]	d_γ [-]	q_{lim} [MPa]	Q_{lim} [kN]	FS [-]
1.081	1.46	1.071	1.41	0.93	1.00	0.35	60	1.90
1.117	1.42	1.103	1.37	0.90	1.00	0.35	87	2.77

Le verifiche risultano soddisfatte in entrambe le condizioni e per entrambe le combinazioni considerate.

5.4.3.3 Verifica STR su nuovo muro

Si considerano le sollecitazioni derivanti dall'azione del vento impattante e dall'azione sismica, entrambe valutate in combinazione agli Stati Limite. Si hanno i seguenti valori sollecitanti del momento alla base della parete:

MOMENTI RIBALTANTI AGLI S.L.		
$M_{Fd,x}$	12 kNm	momento ribaltante della forza del vento
$M_{Fsismica\ 1m}$	13 kNm	momento ribaltante della spinta sismica

La parete sarà realizzata in calcestruzzo armato di classe C25/30 e presenterà armatura $\Phi 16$ a passo 20 cm. Si riporta la valutazione del momento resistente:

Verifica C.A. S.L.U. - File: C2133_PD_Verifica STR muro nuovo_rev00_v00

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	3
2	10.05	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 0 kNm
M_{yEd} 0

P.to applicazione N
Centro Baricentro cls
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ?
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

M_{xRd} 80.82 kNm
 σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 ‰
 ϵ_s 20.99 ‰
d 22 cm
x 3.144 x/d 0.1429
 δ 0.7

Tipo Sezione
Rettan.re Trapezi
a T Circolare
Rettangoli Coord.

Metodo di calcolo
S.L.U.+ S.L.U.-
Metodo n

Tipo flessione
Retta Deviata

N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Figura 6: Estratto della verifica a flessione su nuovo muro in c.a..

La verifica a flessione alla base della parete verticale risulta soddisfatta in entrambe le combinazioni considerate, con un fattore di sicurezza minimo pari a 6.15.

5.4.4 Verifiche su muro esistente lato OVEST

5.4.4.1 Verifica EQU su nuovo esistente allo stato attuale

Si riporta adesso la verifica EQU effettuata sul nuovo esistente.

DIMENSIONI		
lunghezza tratto di muro considerato		
L	1.00	m
fondazione		
B	0.45	m
sp	0.00	m
muro		
sp	0.45	m
H	2.70	m
braccio _{sx}	0.00	m
braccio _{dx}	0.00	m
h _G	1.35	m

altezza di spinta dell'azione sismica equivalente

FORZE RIBALTANTI		
F _{d,x}	4.46	kN
S _{e(max)}	0.44	g
F _{sismica}	13	kN

forza da applicare per vento impattante
azione sismica massima
spinta sismica

MOMENTI RIBALTANTI TOTALI		
M _{Fd,x}	6	kNm
M _{Fsismica 1m}	18	kNm

momento ribaltante della forza del vento
momento ribaltante della spinta sismica

PESI ELEMENTI IN C.A.		
P _{fondazione}	0.000	kN
P _{muro}	30.375	kN

MOMENTI STABILIZZANTI PARZIALI		
M _{fondazione}	0	kNm
M _{muro_sx}	7	kNm
M _{muro_dx}	7	kNm

spinta sollecitante verso sinistra
spinta sollecitante verso destra

MOMENTI STABILIZZANTI TOTALI		
M _{sx}	7	kNm
M _{dx}	7	kNm

FORZE RIBALTANTI AGLI S.L.		
F _{d,x_SLU}	7	kN
S _{e(max)}	0.44	g
F _{sismica}	13	kN

forza da applicare per vento impattante
azione sismica massima
spinta sismica

MOMENTI RIBALTANTI AGLI S.L.		
M _{Fd,x}	9	kNm
M _{Fsismica 1m}	18	kNm

momento ribaltante della forza del vento
momento ribaltante della spinta sismica

MOMENTI STABILIZZANTI AGLI S.L.		
M _{sx_SLU}	6	kNm
M _{dx_SLU}	6	kNm
M _{sx_SLV}	7	kNm
M _{dx_SLV}	7	kNm

VERIFICA A RIBALTAMENTO		
sismica _{SLV}	0.38	
vento _{SLU}	0.68	

La verifica a ribaltamento del muro esistente non risulta soddisfatta, pertanto è stato previsto il suo rinforzo come meglio specificato nei paragrafi precedenti.

5.4.4.2 Verifica EQU su nuovo esistente allo stato di progetto

DIMENSIONI		
lunghezza tratto di muro considerato		
L	1.00	m
fondazione		
B	1.25	m
sp	0.40	m
muro		
sp	0.45	m
H	2.70	m
braccio _{sx}	0.40	m
braccio _{dx}	0.40	m
h _c	1.75	m

altezza di spinta dell'azione sismica equivalente

FORZE RIBALTANTI		
F _{d,x}	4.46	kN
S _{e(max)}	0.44	g
F _{sismica}	13	kN

forza da applicare per vento impattante
azione sismica massima
spinta sismica

MOMENTI RIBALTANTI TOTALI		
M _{Fd,x}	8	kNm
M _{Fsismica 1m}	23	kNm

momento ribaltante della forza del vento
momento ribaltante della spinta sismica

PESI ELEMENTI IN C.A.		
P _{fondazione}	12.500	kN
P _{muro}	30.375	kN

MOMENTI STABILIZZANTI PARZIALI		
M _{fondazione}	8	kNm
M _{muro_sx}	19	kNm
M _{muro_dx}	19	kNm

spinta sollecitante verso sinistra
spinta sollecitante verso destra

MOMENTI STABILIZZANTI TOTALI		
M _{sx}	27	kNm
M _{dx}	27	kNm

FORZE RIBALTANTI AGLI S.L.		
F _{d,x SLU}	7	kN
S _{e(max)}	0.44	g
F _{sismica}	13	kN

forza da applicare per vento impattante
azione sismica massima
spinta sismica

MOMENTI RIBALTANTI AGLI S.L.		
M _{Fd,x}	12	kNm
M _{Fsismica 1m}	23	kNm

momento ribaltante della forza del vento
momento ribaltante della spinta sismica

MOMENTI STABILIZZANTI AGLI S.L.		
M _{sx SLU}	24	kNm
M _{dx SLU}	24	kNm
M _{sx SLV}	27	kNm
M _{dx SLV}	27	kNm

VERIFICA A RIBALTAMENTO		
sismica _{SLV}	1.16	
vento _{SLU}	2.06	

La verifica EQU su muro esistente allo stato di progetto risulta soddisfatta.

5.4.4.3 Verifica GEO su muro esistente allo stato di progetto

Si riportano adesso le verifiche di capacità portante del terreno di fondazione in condizioni drenate e non drenate.

	Verifica non drenata	Verifica drenata
N_q	1	8.4
N_c	5.14	17.7
N_γ	0	6.2
N_q/N_c	0.19	0.47

φ	22.7 ° 0.396 Rad	valore caratteristico (VER. DRENATA)
c'	23 kPa	valore caratteristico (VER. DRENATA)
c_{u_k}	180 kPa	valore caratteristico (VER. NON DRENATA)
D	0.60 M	profondità piano di posa fondazione
γ	20 kN/m ³	peso medio del terreno laterale
coeff R3	2.3	

SOLLECITAZIONI				GEOMETRIA FONDAZIONE			SEZIONE RIDOTTA FONDAZIONE			
PLINTO	N_{TOT} [kN]	e_y [m]	e_x [m]	B [m]	L [m]	A [m ²]	B' [m]	L' [m]	A' [m ²]	% RID. AREA
cc1 - SISMICA	43	0.54	0.00	1.25	1.00	1.25	0.17	1.00	0.17	86%
cc2 - VENTO	43	0.27	0.00	1.25	1.00	1.25	0.70	1.00	0.70	44%

VERIFICA NON DRENATA								
s_c [-]	d_c [-]	s_q [-]	d_q [-]	s_γ [-]	d_γ [-]	q_{lim} [MPa]	Q_{lim} [kN]	FS [-]
1.033	1.52	1.072	1.00	0.93	1.00	0.64	109	2.54
1.137	1.34	1.295	1.00	0.72	1.00	0.62	437	10.19
VERIFICA DRENATA								
s_c [-]	d_c [-]	s_q [-]	d_q [-]	s_γ [-]	d_γ [-]	q_{lim} [MPa]	Q_{lim} [kN]	FS [-]
1.081	1.46	1.072	1.41	0.93	1.00	0.35	60	1.40
1.335	1.31	1.295	1.27	0.72	1.00	0.39	277	6.47

Le verifiche risultano soddisfatte in entrambe le condizioni e per entrambe le combinazioni considerate.

5.4.4.4 Verifica STR su muro esistente allo stato di progetto

Si considerano le sollecitazioni derivanti dall'azione del vento impattante e dall'azione sismica, entrambe valutate in combinazione agli Stati Limite. Si hanno i seguenti valori sollecitanti del momento alla base della parete:

MOMENTI RIBALTANTI AGLI S.L.		
$M_{Fd,x}$	12 kNm	momento ribaltante della forza del vento
$M_{Fsismica\ 1m}$	23 kNm	momento ribaltante della spinta sismica

La parete sarà rinforzata con intonaco armato avente rete elettrosaldata in acciaio B450 C costituita da ferri $\Phi 6$ a passo 10 cm x 10 cm. Si riporta la valutazione del momento resistente:

Verifica C.A. S.L.U. - File: C2133_PD_Verifica STR muro esistente stato di progetto_rev00...

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

Titolo :

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	53

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2.83	3
2	2.83	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN M_{xEd} 25.14 kNm M_{yEd} 0 kNm

P.to applicazione N Centro Baricentro cls Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipo flessione Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali B450C C20/25

ϵ_{su} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰ f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰ E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 11.33 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 8.5 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.5333 τ_{c1} 1.686

M_{xRd} 25.14 kNm

σ_c -11.33 N/mm² σ_s 391.3 N/mm² ϵ_c 3.5 ‰ ϵ_s 33.08 ‰ d 26.5 cm x 2.105 x/d 0.07942 δ 0.7

Figura 7: Estratto della verifica a flessione su muro rinforzato.

La verifica a flessione alla base della parete verticale risulta soddisfatta in entrambe le combinazioni considerate, con un fattore di sicurezza minimo pari a 1.10.