



FOLIGNANO (AP)

REALIZZAZIONE DI MODULI SCOLASTICI PER LA SCUOLA INFANZIA DI PIANE DI MORRO DA REALIZZARE IN FOLIGNANO CAPOLUOGO

PROGETTISTI:



STUDIO TECNICO GRUPPO MARCHE
Contrada Potenza, 11 62100 Macerata
P.Iva 00141310433
Tel. +39 0733 492522
azienda certificata ISO 9001:2015 - ISO 14001:2015

**COLLABORATORI
PROGETTO ARCHITETTONICO:**

Arch. Elisa Scalabroni
Ing. Jessica Ianni
Arch. Marco Marozzi

Progetto Esecutivo

Elaborati generali RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Repertorio/Posizione 2799/01

Data Settembre 2019

Verificato da AC

E-GA-3

Scala

N.	Descrizione	Data
0	Prima Emissione	Set 2019
1	Variante	Feb 2021
2		
3		
4		





Comune di Folignano

REALIZZAZIONE DI MODULI SCOLASTICI PER LA SCUOLA INFANZIA DI PIANE DI
MORRO DA REALIZZARE IN FOLIGNANO CAPOLUOGO

Progetto Esecutivo

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

INDICE

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
2. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA	5
3. CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE	8
4. PRESCRIZIONI SUI MATERIALI	10
4.1. ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO	10
4.1.1. Calcestruzzo non armato per sottofondazioni	10
4.1.2. Calcestruzzo armato per elementi di fondazione e opere di sostegno	10
4.1.3. Prescrizioni relative alle strutture di fondazione	11
4.2. ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO	12
4.2.1. Saldature	13
4.2.2. Bulloni	13
4.2.3. Tirafondi	13
4.3. ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO	14
4.4. CONNESSIONI PER LEGNO	14
5. TIPOLOGIA COSTRUTTIVA E ANALISI STRUTTURALE	15
7. PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITÀ	18
8. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONE DELLE AZIONI	19
8.1. Azioni verticali: permanenti e variabili (DM2018 §3.1)	19
8.2. Azione della neve (DM2018 §3.4)	20
8.3. Azione del vento (DM2018 §3.3)	22
8.4. AZIONE SISMICA (DM2018 §3.2)	27
9. COMBINAZIONE DI CARICO	30
10. ANALISI DEI MODELLI STRUTTURALI AGLI ELEMENTI FINITI	34
11. MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA	48
12. SINTESI DEI RISULTATI E CRITERI DI ACCETTABILITÀ	52

1. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Legge 5 novembre 1971 N. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.

Circolare Ministero dei lavori Pubblici 14 Febbraio 1974, N.11951 - "Applicazione delle norme sul cemento armato".

Circolare Ministero dei lavori Pubblici 25 Gennaio 1975, N.13229 - "L'impiego di materiali con elevate caratteristiche di resistenza per cemento armato normale e precompresso.

D.M. 11.03.1988 - "Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione"

Circolare MIN. LL. PP. n°30483 del 24.09.1988 - "Istruzioni riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.

C.N.R. - UNI 10011-97 - "Costruzioni di acciaio: Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione".

CNR 10011 - "Costruzioni di acciaio - Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione - Novembre 1997"

Istruzioni CNR 10025/98 - "Istruzioni per il progetto, l'esecuzione ed il controllo delle strutture prefabbricate in calcestruzzo"

Norma CNR 10016-2000 - "Strutture composte da acciaio e calcestruzzo istruzioni per l'impiego nelle costruzioni".

D.M. 18.09.2002 - GU nr.227 DEL 27.09.2002 - "Approvazione della regola tecnica di prevenzione incendi per la progettazione, la costruzione e l'esercizio delle strutture sanitarie pubbliche e private.

UNI 11104:2004 Calcestruzzo - "Specificazione, prestazione, produzione e conformità - Istruzioni complementari per l'applicazione della EN 206-1"

CNR - DT 206/2007 - "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo delle strutture in legno"

D.M. 16.02.2007 - "Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione"

DM 09.03.2007 - "Prestazioni di resistenza al fuoco delle costruzioni nelle attività soggette al controllo del Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco"

UNI 9502 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi strutturali in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso.

UNI 9503 - Procedimento analitico per valutare la resistenza al fuoco degli elementi

strutturali in acciaio.

UNI EN 15129:2009 “Dispositivi antisismici”

UNI EN 338 – “Legno strutturale classi di resistenza”

UNI EN 1194 – “Strutture in legno – Legno lamellare incollato – Classi di resistenza e determinazione dei valori caratteristici

UNI EN 14080 – Strutture in legno – Legno lamellare incollato e legno massiccio incollato - Requisiti

CNR-DT 210/2012 – “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Costruzioni con Elementi Strutturali di Vetro”

EUROCODE 2 - “Design of concrete structures”

EUROCODE 3- “Design of steel structures”

EUROCODE 5- “Design of timber structures”

EUROCODE 8 - “Design of structures for earthquake resistance”

D.M. 16.02.2007 – “Classificazione di resistenza al fuoco di prodotti ed elementi costruttivi di opere da costruzione”

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI – D.M. del 17Gennaio 2018 (NTC2018) - “Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni”

Circolare del 2 Febbraio 2009 n° 617/C.S.LL.PP – “Istruzioni per l’applicazione delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al D.M. 14 gennaio 2008”

La progettazione è stata svolta secondo i principi e le indicazioni riportate in:

D.M. 22.12.2000 e s.m.i. - “Raccomandazioni per il miglioramento della sicurezza sismica e della funzionalità degli ospedali” redatte dal Ministero della Salute

Rapporti “ATC (Applied Technology Council)” sviluppati in collaborazione con il servizio sismico nazionale.

2. DESCRIZIONE GENERALE DELLA STRUTTURA

L'intervento riguarda la costruzione della nuova scuola di infanzia sita a Folignano in provincia di Ascoli Piceno. L'edificio è costituito da un unico piano con copertura non praticabile, ma accessibile per sola manutenzione, di dimensioni pari a circa 580 mq.

L'edificio verrà realizzato in un'area attualmente verde, acclive, nella porzione sud del comune di Folignano.

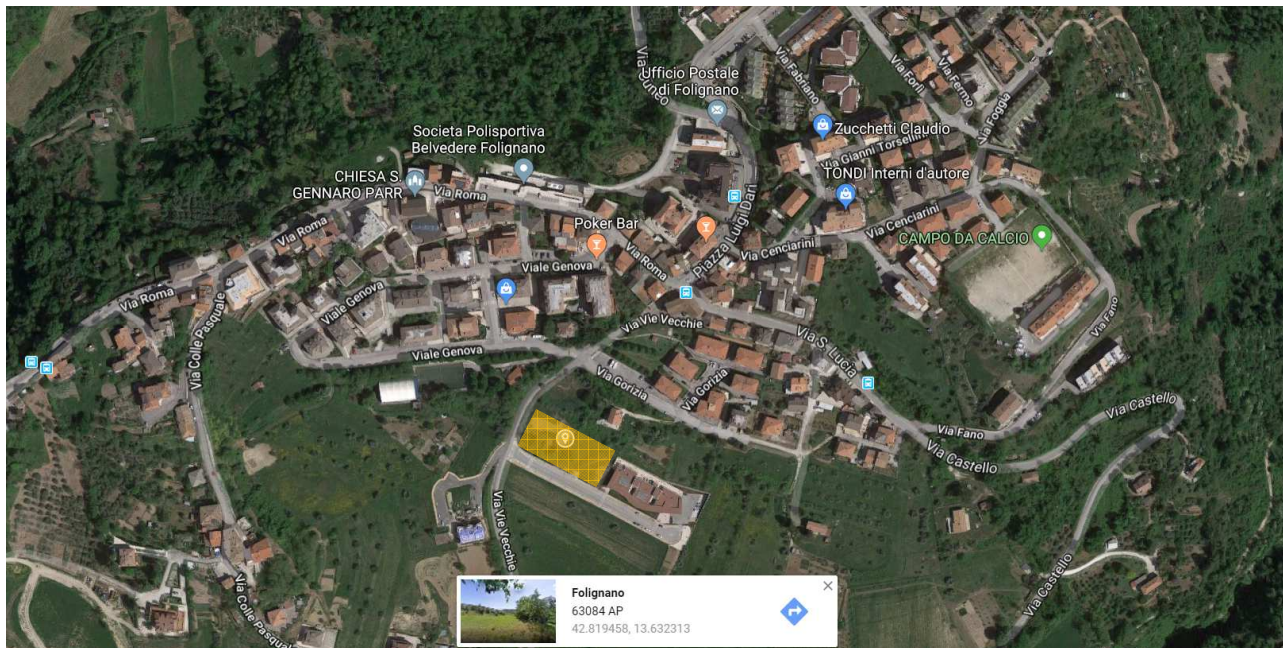


Figura 1 - Inquadramento dell'intervento

L'intera struttura portante in elevazione sarà realizzata in legno X-LAM. Tale tecnologia costruttiva offre dal punto di vista tecnico e strutturale prestazioni elevate e superiori a quanto altri materiali della costruzione in legno siano in grado di offrire, permettendo la realizzazione di una struttura scatolare formata da superfici strutturali sottili particolarmente performanti, anche in caso di sollecitazioni sismiche.

Data la destinazione d'uso della costruzione si prevede una resistenza al fuoco di tutti gli elementi strutturali pari a R30. Per garantire tale requisito verranno posati pannelli di protezione in cartongesso sui lati interni delle pareti, in modo da proteggere anche le connessioni metalliche.

Nel dettaglio la struttura è così composta:

- Le fondazioni profonde saranno realizzate mediante una platea su pali di diametro pari ad 80 cm e lunghezza 10 m. Si prevede, inoltre, la realizzazione di un vespaio aerato per il passaggio degli impianti per un'altezza pari a 35+5 cm.
- Le pareti portanti perimetrali esterne ed interne saranno realizzate in legno tipo X-LAM di spessore 100/140 mm a tre/cinque strati. Alla base delle pareti si prevede la realizzazione di una nervatura di fondazione sulla quale verrà posto un elemento in vetro cellulare.
- La copertura a due falde, con pendenza trasversale del 5%, sarà realizzata in legno lamellare di spessore 180 mm.



La modellazione è stata condotta al fine di analizzare la tipologia costruttiva e quindi mostrare la fattibilità dell'opera secondo le scelte effettuate.

3. CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

Le sollecitazioni agenti sulla struttura sono dovute al peso proprio, all'azione sismica e ai carichi permanenti e accidentali, la loro valutazione è stata eseguita mediante i metodi derivanti dalla Scienza delle Costruzioni. Più precisamente, sono state ritenute valide le ipotesi di base della teoria tecnica della trave per quanto riguarda gli elementi monodirezionali (travi e pilastri) e quelle della teoria tecnica di lastre o piastre per gli elementi bidirezionali (lastre e piastre); si è proceduto ad un calcolo agli elementi finiti per la valutazione degli stati tensionali nelle parti strutturali discretizzando le stesse in elementi "beam", "shell" o "mesh" ed utilizzando un modello tridimensionale analizzato mediante il software dedicato ENEXSYS (Ditta produttrice: En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno, Bologna – N° di serie 2003GMSRVZ e 2003GMSRV1 versione 2016 048).

Nella progettazione sviluppata sono stati considerati i seguenti obiettivi:

- Sicurezza

Le soluzioni progettuali sono state studiate in modo da garantire la massima sicurezza nel rispetto delle Norme, considerando il carattere strategico della struttura, per cui è stata garantita la completa funzionalità anche in corrispondenza di eventi eccezionali. Alla struttura viene quindi richiesto di resistere senza danni alla forza d'urto del sisma, ciò significa che è stata posta particolare attenzione non solo agli elementi portanti, ma anche a quelli non strutturali e impiantistici.

- Prestazione statica in esercizio

Sono state garantite le prestazioni statiche nonché la congruenza con i carichi e le esigenze funzionali derivanti dallo sviluppo dei progetti architettonici ed impiantistici.

- Prestazione in caso di sisma

L'azione sismica è stata determinata secondo i criteri descritti nelle NTC 2018 e relativa circolare applicativa. La progettazione ha avuto il duplice scopo di garantire la capacità delle strutture di sostenere le azioni sismiche di progetto e di assicurare il mantenimento della completa funzionalità (strutturale e impiantistica).

- Prestazione in caso di incendio

La progettazione svolta garantisce la capacità dell'edificio di sostenere i carichi di incendio identificati nelle vigenti normative. In particolare, il progetto è stato svolto tenendo conto di un REI 30.

- Igienicità

Le scelte progettuali sono state fatte considerando tale aspetto e, in particolare, hanno avuto tra gli obiettivi quello di contribuire a garantire l'igiene negli ambienti puliti, in particolare evitando o limitando il più possibile superfici che favoriscano il ristagno della polvere, fessurazioni estese, emissioni di umidità o polveri dalle superfici strutturali, emissione di gas dalle strutture sotto carico di incendio, etc.

- Coordinamento con le altre discipline

Nella progettazione delle strutture sono state debitamente considerate interrelazioni con le altre discipline del progetto, con le condizioni dei manufatti esistenti e le esigenze di funzionalità in fase di cantiere.

- Flessibilità.

La progettazione strutturale svolta ha tenuto conto dell'esigenza di realizzare una struttura con il più elevato grado di flessibilità possibile, così da limitare i vincoli a futuri adeguamenti dei layout.

- Durabilità

Le prescrizioni dei materiali e dei componenti strutturali sono state fatte in modo da massimizzarne la durabilità, e conseguentemente ridurre al minimo gli oneri di manutenzione. A tal proposito è stata definita la Vita Nominale della struttura, considerato un valore della stessa non minore di 50 anni. Ciò ha comportato la necessità di prevedere tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. A tale scopo sono state definite le diverse classi di esposizione per i diversi elementi strutturali in calcestruzzo armato, prevedendo, sulla base dell'ambiente in cui sono poste, le possibili cause di degrado. Sulla base delle classi di esposizione così individuate sono stati fissati i parametri che maggiormente sono coinvolti nei processi di degrado del materiale: massimo rapporto acqua/cemento, minimo dosaggio di cemento, minimo spessore del copriferro e minima classe di resistenza. La qualità del materiale prescritto e le dimensioni degli elementi sono progettati per garantire tali obiettivi. Per le strutture della fondazione, è previsto l'utilizzo in classe di esposizione "XC2" (UNI EN 206-1) e per assicurare una adeguata protezione alle barre di armatura è stato progettato un ricoprimento di 50mm, ampiamente maggiore del minimo da normativa. Mentre per la durabilità delle opere lignee è stata posta particolare attenzione nell'isolamento di queste dai possibili fattori esterni che ne potrebbero causare il degrado.

La costruzione soggetta alle azioni statiche e sismiche sarà progettata in accordo ai seguenti comportamenti strutturali:

- a) Comportamento strutturale non dissipativo, SLE: gli effetti sono calcolati senza tener conto delle non linearità di comportamento (di materiale e geometriche).
- b) Comportamento strutturale dissipativo, SLU: gli effetti sono calcolati, in funzione della tipologia strutturale adottata, tenendo conto delle non linearità di comportamento (di materiale sempre, geometriche quando rilevanti e comunque sempre quando precisato).

Gli elementi strutturali di fondazione sono dimensionati sulla base delle sollecitazioni ad essi trasmesse dalla struttura sovrastante, con gli accorgimenti previsti dalla normativa vigente, tenendo conto che questi devono avere comportamento non dissipativo, indipendentemente dal comportamento attribuito alla struttura su di esse gravante.

Le verifiche di resistenza del terreno sono state effettuate in base alle classiche teorie della geotecnica relative alla portanza dei terreni, cioè tenendo conto dei termini attritivi, coesivi e di confinamento come caratteristiche resistenti da confrontare con le sollecitazioni scaricate.

4. PRESCRIZIONI SUI MATERIALI

4.1. ELEMENTI STRUTTURALI IN CEMENTO ARMATO

4.1.1. Calcestruzzo non armato per sottofondazioni

CALCESTRUZZO “a prestazione” (UNI EN 206-1) confezionato con sabbia naturale o artificiale, per frantumazione di pietra calcarea, priva di materie organiche e di adeguata granulometria, con ghiaia ben assortita a spigoli vivi e con acqua limpida, dolce, esente da cloruri e da solfati. Il calcestruzzo dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione a 28gg. $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ (C12/15).

4.1.2. Calcestruzzo armato per elementi di fondazione e opere di sostegno

CALCESTRUZZO “a prestazione” (UNI EN 206-1) confezionato con sabbia naturale o artificiale, per frantumazione di pietra calcarea, priva di materie organiche e di adeguata granulometria, con ghiaia ben assortita a spigoli vivi e con acqua limpida, dolce, esente da cloruri e da solfati. Il calcestruzzo dovrà avere le seguenti caratteristiche:

- Resistenza caratteristica a compressione a 28gg. $R_{ck} \geq 25 \text{ N/mm}^2$ (C25/30).
- Inerte in tre classi granulometriche in accordo alle UNI 8520 parte 2 categoria A o B con diametro massimo: 30mm per le platee e pali di fondazione e paratie di pali e 25mm per i muri controterra.
- Rapporto acqua/cemento massimo 0,55.
- Classe di consistenza allo scarico (UNI EN 206-1): S4
- Tipo e classe di resistenza del cemento (UNI ENV 197/1): CEM II/B-M – Classe di resistenza 42.5R, cemento portland composito - pozzolanico.

Per la struttura in oggetto è previsto l'utilizzo in classe di esposizione “XC2” (UNI EN 206-1); per assicurare una adeguata protezione alle barre di armatura deve essere garantito un ricoprimento di 50mm per platee di fondazione e pali, tenendo conto che la vita nominale della struttura è ≥ 50 anni. Si considera invece un ricoprimento di 40mm per i muri controterra. È inoltre vietata qualsiasi aggiunta di acqua in cantiere, il raggiungimento della prescritta lavorabilità deve essere assicurato con l'eventuale aggiunta di additivo fluidificante.

- **Acciaio per c.a.**

ACCIAIO PER C.A. ad aderenza migliorata del tipo B 450 C (ex FeB44k), saldabile, con le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{yk}=450 \text{ N/mm}^2$
- $f_{tk}=540 \text{ N/mm}^2$
- allungamento uniforme al carico max $e_{su,k} > 7,5\%$.

Dato l'impiego in zona sismica si richiede, inoltre, che l'acciaio rispetti i seguenti limiti:

$$(f_{y,eff} / f_{y,nom}) < 1,25 \qquad 1,15 = (f_t/f_y)_{medio} < 1,35$$

4.1.3. Prescrizioni relative alle strutture di fondazione

4.1.3.1. *Controlli in cantiere delle barre d'armatura*

(3 spezzoni dello stesso diametro)

$$f_y = f_m - 10 \text{ N/mm}^2$$

4.1.3.2. *Qualità dei componenti*

La sabbia deve essere viva, con grani assortiti in grossezza da 0 a 3 mm, non proveniente da rocce in decomposizione, scricchiolante alla mano, pulita, priva di materie organiche, melmose, terrose e di salsedine.

La ghiaia deve contenere elementi assortiti, di dimensioni fino a 16-20 mm, resistenti e non gelivi, non friabili, scevri di sostanze estranee, terra e salsedine. Le ghiaie sporche vanno accuratamente lavate. Anche il pietrisco proveniente da rocce compatte, non gessose né gelive, dovrà essere privo di impurità od elementi in decomposizione.

In definitiva gli inerti dovranno essere lavati ed esenti da corpi terrosi ed organici. Non sarà consentito assolutamente il misto di fiume. L'acqua da utilizzare per gli impasti dovrà essere potabile, priva di sali (cloruri e solfuri).

Potranno essere impiegati additivi fluidificanti o superfluidificanti per contenere il rapporto acqua/cemento mantenendo la lavorabilità necessaria.

a) Prescrizione per inerti:

Sabbia viva 0-7 mm, pulita, priva di materie organiche e terrose; sabbia fino a 30 mm (70mm per fondazioni), non geliva, lavata; pietrisco di roccia compatta.

Assortimento granulometrico in composizione compresa tra le curve granulometriche sperimentali:

- passante al vaglio di mm 16 = 100%
- passante al vaglio di mm 8 = 88-60%
- passante al vaglio di mm 4 = 78-36%
- passante al vaglio di mm 2 = 62-21%
- passante al vaglio di mm 1 = 49-12%
- passante al vaglio di mm 0.25 = 18-3%

4.1.3.3. *Prescrizione per il disarmo:*

Per ogni porzione di struttura, il disarmo non può essere eseguito se non previa autorizzazione della Direzione Lavori.

4.1.3.4. Provini da prelevarsi in cantiere:

Viene prescritto il controllo di tipo A, riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300mc:n° 2cubi di lato 15 cm per un prelievo ogni 100 mc. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato un prelievo.

Le seguenti disuguaglianze devono essere rispettate:

$$R_{ck,28} < R_m - 3,5 \text{ N/mm}^2$$

$$R_{min} > R_{ck} - 3,5 \text{ N/mm}^2$$

R_m = resistenza media dei prelievi (N/mm^2)

R_{min} = minor valore di resistenza dei prelievi (N/mm^2)

4.1.3.5. Tolleranze di posa della misura dei copriferri utilizzati:

I copriferri prescritti per le strutture di fondazione e di elevazione si intendono comprensivi delle tolleranze di posa, assunte pari a 5 mm (p.to 4.4.1.3 EC2.3), in quanto si prevede l'impiego di distanziatori che assicurano il copriferro, secondo le indicazioni di normative di comprovata validità.

4.2. ELEMENTI STRUTTURALI IN ACCIAIO

Le caratteristiche dei materiali metallici impiegati dovranno corrispondere a quanto prescritto dal D.M. 17Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e dalle Norme UNI-EN10025 "prodotti laminati a caldo di acciai non legati per impieghi strutturali", che fissano le caratteristiche qualitative e le prove di accettazione dei materiali.

In particolare, dovranno essere impiegati materiali aventi le caratteristiche sotto indicate:

- per profilati, piatti e lamiere con spessori $\geq 3 \text{ mm}$ e $\leq 100 \text{ mm}$

Acciaio tipo Fe 430 grado B secondo UNI-EN 10025 ovvero S 275J, secondo la notazione eurocodici, calmato:

- tensione di rottura a trazione $410 \text{ Nmm}^2 \leq f_t \leq 560 \text{ Nmm}^2$;
- tensione di snervamento $275 \text{ Nmm}^2 \leq f_y$;
- resilienza $K_v \geq 27 \text{ J}$;
- allungamento % a rottura:
 - per lamiere $\epsilon_t \geq 20$;
 - per profilati e larghi piatti $\epsilon_t \geq 22$;

- per i tubolari, le flange e i fazzoletti di irrigidimento delle colonne
 - acciaio tipo S355J0:
 - tensione di rottura a trazione $510 \text{ Nmm}^2 \leq f_t$;
 - tensione di snervamento $355 \text{ Nmm}^2 \leq f_y$;

4.2.1. Saldature

I giunti saldati devono essere realizzati secondo i procedimenti all'arco elettrico codificati secondo ISO 4063; essi devono essere effettuati con elettrodi di qualità 3 o 4 secondo UNI 5132 e realizzati con accurata eliminazione di ogni difetto al vertice prima di effettuare la ripresa o la seconda saldatura.

I saldatori nei procedimenti manuali o semiautomatici dovranno essere qualificati secondo EN287-1 da ente terzo; gli operatori di procedimenti automatici dovranno essere qualificati secondo EN1418. Tutti i procedimenti di saldatura dovranno essere qualificati secondo EN2883. Sono richieste caratteristiche di duttilità, snervamento, resistenza e tenacità in zona fusa ed in zona termica alterata non inferiori a quelli del materiale base.

Nell'esecuzione delle saldature dovranno inoltre essere seguite le prescrizioni della EN 1011 punti 1 e 2 per gli acciai ferritici e della parte 3 per gli acciai inossidabili. Per la preparazione dei lembi si applicherà, salvo casi particolari, la EN 29692.

Le saldature saranno sottoposte a controlli non distruttivi finali per accertare la corrispondenza ai livelli di qualità stabiliti dal progettista nel corso del progetto esecutivo. L'entità ed il tipo di tali controlli, distruttivi e non distruttivi, in aggiunta a quello visivo al 100 per cento, saranno definiti dal progettista ed eseguiti sotto la responsabilità del direttore dei lavori, che potrà integrarli ed estenderli in base all'andamento dei lavori, ed accettati ed eventualmente integrati dal collaudatore. Ai fini dei controlli non distruttivi si possono usare metodi di superficie (ad esempio liquidi penetranti o polveri magnetiche), ovvero metodi volumetrici (esempio raggi X o gamma o ultrasuoni). Per le modalità di esecuzione dei controlli ed i livelli di accettabilità si potrà fare riferimento alle prescrizioni della EN 12062. Tutti gli operatori che eseguiranno i controlli dovranno essere qualificati secondo EN 473 almeno di secondo livello.

4.2.2. Bulloni

I bulloni dei diametri nominali indicati sui disegni costruttivi dovranno essere composti come segue:

- VITI di classe 8.8
- DADI di classe 8
- ROSETTE e PIASTRINE in acciaio.

I bulloni conformi per le caratteristiche dimensionali alle norme UNI EN ISO 4016:2002 e UNI 5592:1968 devono appartenere alle sotto classi della norma UNI EN ISO 898-1:2001.

I bulloni ad attrito devono essere serrati secondo le coppie di serraggio previste dalla norma CNR-UNI10011.

4.2.3. Tirafondi

acciaio tipo S275 secondo UNI-EN 10025, (Fe 510 grado B calmato o semicalmato):

- tensione di rottura a trazione $410 \text{ Nmm}^2 \leq f_t \leq 560 \text{ Nmm}^2$;
- tensione di snervamento $275 \text{ Nmm}^2 \leq f_y$;

- resilienza $K_V \geq 27 \text{ J};$
- allungamento % a rottura:
 - per lamiere $\epsilon_t \geq 20;$
 - per profilati e larghi piatti $\epsilon_t \geq 22.$

4.3.ELEMENTI STRUTTURALI IN LEGNO

Gli elementi strutturali in legno sono in classe di resistenza GL24h che secondo la UNI EN 1194 e la UNI EN 14080 risultano avere le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Resistenza caratteristica a flessione: $f_{m,k} = 24.00 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione parallela alla fibratura: $f_{t,0,k} = 16.50 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione perpendicolare alla fibratura: $f_{t,90,k} = 0.40 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a compressione parallela alla fibratura: $f_{c,0,k} = 24.00 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a compressione perpendicolare alla fibratura: $f_{c,90,k} = 2.70 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a taglio: $f_{v,k} = 2.70 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a taglio per “rollingshear”: $f_{v,r,k} = 1.00 \text{ MPa}$
- Modulo elastico medio parallelo alle fibre: $E_{0,mean} = 11.6 \text{ GPa}$
- Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre: $E_{0,05} = 9.4 \text{ GPa}$
- Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre: $E_{90,mean} = 0.39 \text{ GPa}$
- Modulo di taglio medio: $G_{mean} = 0.72 \text{ GPa}$

4.4.CONNESSIONI PER LEGNO

Le connessioni per il legno, le staffe, gli angolari e gli elementi di giunzione in acciaio saranno di tipo S235 JR UNI EN 10326 zincato aventi marcatura CE sulla base di ETAG15 e conformità ETA.

Le bullonerie e viterie per legno (HBS, VGS, KKF) dovranno essere almeno di classe 4.6 e i chiodi per il legno saranno di tipo Anker.

5. TIPOLOGIA COSTRUTTIVA E ANALISI STRUTTURALE

Come già sopra esposto, l'intervento prevede la realizzazione della nuova scuola di infanzia sita nel comune di Folignano in provincia di Ascoli Piceno. L'edificio di un solo piano, con una superficie pari a circa 580 mq, verrà realizzato interamente in legno mentre le fondazioni in calcestruzzo armato.

Si riportano di seguito le considerazioni sugli elementi strutturali al fine del loro corretto dimensionamento:

- **STRUTTURE DI FONDAZIONE**

Le fondazioni profonde saranno realizzate con una platea, di spessore 30 cm, su pali trivellati di diametro 80 cm e lunghezza 10 m. I pali verranno disposti secondo una maglia rettangolare di dimensione massima pari a 5.50x7.20 m. In corrispondenza della testa dei pali verrà realizzato un plinto a base quadrata, 1.00x1.00 m, e altezza di 0.60 m al fine di garantire un sufficiente ancoraggio. Al di sopra della platea si prevede un vespaio aerato, per il passaggio degli impianti, con iglu di altezza pari a 35 cm e soletta di spessore pari a 5 cm. Si riporta di seguito un esempio di tipologia di vespaio aerato.

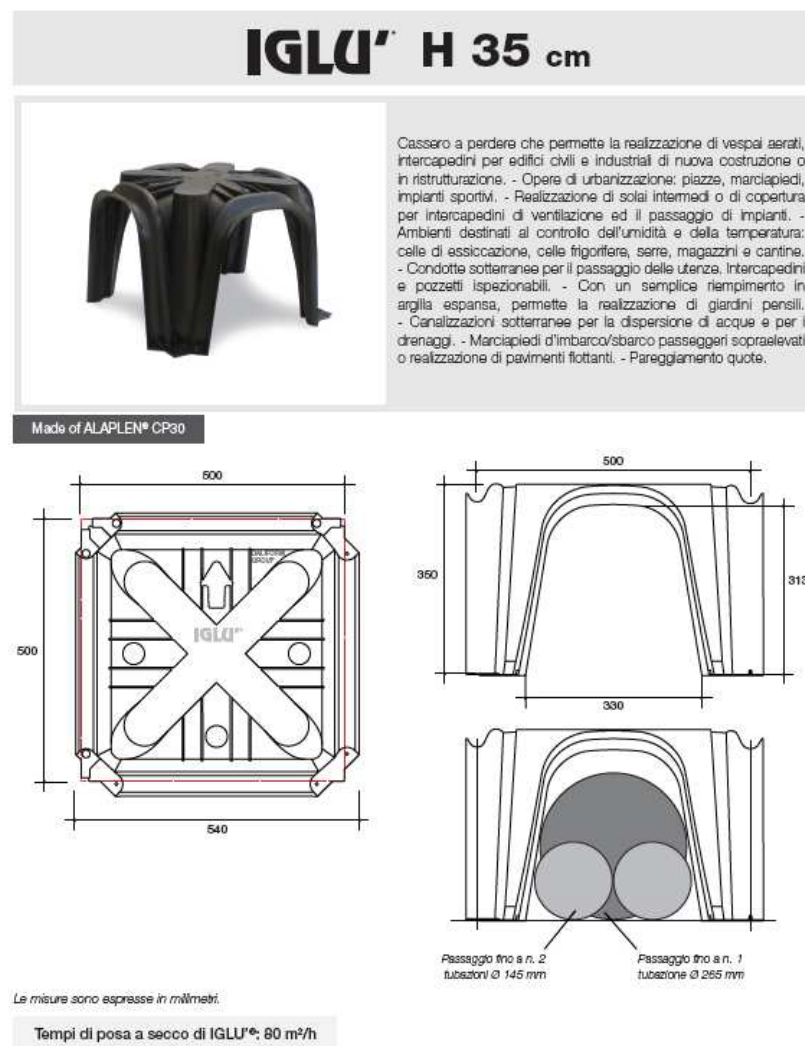


Figura 4 - Esempio di iglu per la realizzazione di vespaio aerato

- **STRUTTURA VERTICALI**

Le strutture verticali saranno realizzate in legno con tecnologia costruttiva tipo X-LAM. Le pareti esterne ed interne sono state predimensionate tenendo conto dei carichi verticali gravanti su di esse, della loro altezza e delle prestazioni da garantire nei confronti del fuoco, tenendo conto che tutte le pareti saranno rivestite. Dal predimensionamento e dai successivi risultati di calcolo si adotteranno dei pannelli a 3 strati (30, 40, 30 mm) di spessore totale pari a 100 mm. Questi verranno giuntati alla fondazione tramite staffaggi tipo Hold-Down, che permettono l'assorbimento di forze di trazione, e piastre per l'assorbimento delle forze di taglio.

- **STRUTTURE ORIZZONTALI**

Le falde di copertura, con pendenza trasversale del 5%, saranno realizzate in legno lamellare da 180 mm. Il predimensionamento dello spessore necessario è stato effettuato considerando i carichi permanenti e il carico neve gravante sul solaio e la luce di appoggio.

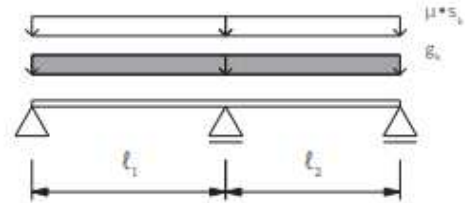
RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Secondo ETA-06/0138

ÖNORM EN 1995-1-1:2019 e ÖNORM B 1995-1-1:2019

ÖNORM EN 1995-1-2:2011 e ÖNORM B 1995-1-2:2011

Carico da neve distribuito uniformemente su entrambe le campate
Spessori minimi dei pannelli per le campate indicate



Carico permanente	Carico da neve sul tetto	CAMPATA TRAVE SU TRE APPOGGI l_1				
$s_{k,k}$	$s = \mu * s_k$	$l_2 = \text{da } 0,8 * l_1 \text{ a } 1,0 * l_1$				
[kN/m²]	[kN/m²]	3,00 m	4,00 m	5,00 m	6,00 m	7,00 m
0,50	1,00		3s 60 DL	3s 80 DL	3s 100 DL	3s 100 DL
	2,00	3s 60 DL	3s 70 DL	3s 90 DL	3s 100 DL	3s 120 DL
	3,00		3s 80 DL	3s 100 DL	3s 120 DL	5s 140 DL
	4,00	3s 70 DL	3s 90 DL	3s 110 DL	5s 140 DL	5s 150 DL
	5,00		3s 100 DL	3s 120 DL	5s 150 DL	5s 170 DL
	6,00	3s 80 DL	3s 110 DL	5s 140 DL	5s 160 DL	5s 200 DL
	7,00		3s 120 DL	5s 180 DL	5s 200 DL	7s 200 DL
1,00	1,00		3s 70 DL	3s 80 DL	3s 100 DL	3s 120 DL
	2,00	3s 60 DL	3s 80 DL	3s 90 DL	3s 110 DL	5s 130 DL
	3,00		3s 90 DL	3s 100 DL	3s 120 DL	5s 140 DL
	4,00	3s 70 DL	3s 90 DL	3s 110 DL	5s 140 DL	5s 160 DL
	5,00		3s 100 DL	3s 120 DL	5s 150 DL	5s 180 DL
	6,00	3s 80 DL	3s 110 DL	5s 140 DL	5s 160 DL	7s 200 DL
	7,00		3s 120 DL	5s 180 DL	5s 200 DL	7s 200 DL
1,50	1,00		3s 70 DL	3s 90 DL	3s 110 DL	5s 130 DL
	2,00	3s 60 DL	3s 80 DL	3s 100 DL	3s 120 DL	5s 140 DL
	3,00		3s 90 DL	3s 110 DL	5s 130 DL	5s 150 DL
	4,00	3s 70 DL	3s 90 DL	3s 120 DL	5s 140 DL	5s 170 DL
	5,00		3s 100 DL	5s 130 DL	5s 150 DL	5s 190 DL
	6,00	3s 80 DL	3s 110 DL	5s 140 DL	5s 170 DL	7s 200 DL
	7,00		3s 120 DL	5s 180 DL	5s 200 DL	7s 200 DL
2,00	1,00		3s 80 DL	3s 100 DL	3s 120 DL	5s 140 DL
	2,00	3s 60 DL	3s 90 DL	3s 110 DL	5s 130 DL	5s 160 DL
	3,00		3s 100 DL	3s 120 DL	5s 140 DL	5s 180 DL
	4,00	3s 70 DL	3s 110 DL	5s 140 DL	5s 160 DL	7s 200 DL
	5,00		3s 120 DL	5s 150 DL	5s 180 DL	7s 200 DL
	6,00	3s 80 DL	3s 130 DL	5s 160 DL	5s 200 DL	7s 220 DL
	7,00		3s 140 DL	5s 180 DL	5s 220 DL	7s 220 DL
2,50	1,00		3s 90 DL	3s 110 DL	3s 120 DL	5s 150 DL
	2,00	3s 60 DL	3s 100 DL	3s 120 DL	5s 130 DL	5s 160 DL
	3,00		3s 110 DL	3s 130 DL	5s 140 DL	5s 170 DL
	4,00	3s 70 DL	3s 120 DL	5s 140 DL	5s 150 DL	5s 190 DL
	5,00		3s 130 DL	5s 150 DL	5s 170 DL	7s 200 DL
	6,00	3s 80 DL	3s 140 DL	5s 160 DL	5s 180 DL	7s 220 DL
	7,00		3s 150 DL	5s 180 DL	5s 200 DL	7s 220 DL

R 0	R 30	R 60	R 90	R 120
-----	------	------	------	-------

Figura 5 – Predimensionamento solaio di copertura

7. PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITÀ

Le prestazioni della struttura e le condizioni per la sua sicurezza sono state individuate considerando il tipo della struttura, il suo uso e le possibili conseguenze di azioni anche accidentali; particolare rilievo è stato dato alla sicurezza delle persone. Risulta così definito l'insieme degli stati limite riscontrabili nella vita della struttura ed è stato accertato, in fase di dimensionamento, che essi non siano superati.

Altrettanta cura è stata posta per garantire la durabilità della struttura, con la consapevolezza che tutte le prestazioni attese potranno essere adeguatamente realizzate solo mediante opportune procedure da seguire non solo in fase di progettazione, ma anche di costruzione, manutenzione e gestione dell'opera. Per quanto riguarda la durabilità si sono presi tutti gli accorgimenti utili alla conservazione delle caratteristiche fisiche e dinamiche dei materiali e delle strutture, in considerazione dell'ambiente in cui l'opera dovrà vivere e dei cicli di carico a cui sarà sottoposta. La qualità dei materiali e le dimensioni degli elementi sono coerenti con tali obiettivi.

In fase di costruzione saranno attuate severe procedure di controllo sulla qualità, in particolare per quanto riguarda materiali, componenti, lavorazione, metodi costruttivi.

Saranno seguiti tutte le indicazioni previste nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni 2018".

I principali parametri di calcolo adottati per tutte le strutture oggetto della presente progettazione risultano:

- Opera ordinaria con Vita nominale $V_N \geq 50$ anni
- Classe d'uso IV: $C_U = 2.0$
- Periodo di riferimento per l'azione sismica: $V_R = V_N \times C_U = 50 \times 2.0 = 100$ anni

La possibilità di accedere a riserve anelastiche delle costruzioni con struttura X-LAM è stata dimostrata ampiamente, fra l'altro, da prove sperimentali su edifici di dimensioni ragguardevoli. Nelle NTC le strutture formate da pannelli X-LAM, sotto forma di pareti e di solette collegate fra di loro tramite connettori meccanici, fanno parte della tipologia strutturale "pannelli di parete incollati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi e bulloni", e sono quindi definite come strutture aventi quanto meno una bassa capacità di dissipazione energetica, cui viene attribuito il fattore di struttura $q_0 = 2.5$. Ciò nonostante, essendo la struttura monopiano, e quindi con un numero limitato di risorse di possibile plasticizzazione, si è scelto in via conservativa di assumere un comportamento non dissipativo per il caso in esame, utilizzando un fattore di struttura pari a $q = 1.5$.

8. ANALISI DEI CARICHI E COMBINAZIONE DELLE AZIONI

La valutazione delle azioni sulle strutture, ovvero i carichi statici, l'azione della neve, l'azione del vento e l'azione sismica, è effettuata conformemente al D.M. 17-01-2018.

In particolare, l'azione sismica, calcolata mediante analisi sismica dinamica modale, è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni del D.M. 17-01-2018 per il sito in esame tenendo conto delle sue coordinate geografiche.

8.1. Azioni verticali: permanenti e variabili (DM2018 §3.1)

SOLAIO DI BASE

Sovraccarico PERMANENTE: G_2				109.32 kg/m ²
- Massetto	4 cm	x	1600 kg/m ³	64.00 kg/m ²
- Isolante	10 cm	x	40 kg/m ³	4.00 kg/m ²
- Igloo (s = 35 cm)	40 cm	x	103.3 kg/m ³	41.32 kg/m ²

Sovraccarico VARIABILE - CATEGORIA C: Q_k 300.00 kg/m²

SOLAIO DI COPERTURA IN LEGNO

PESO PROPRIO: G_1				48.00 kg/m ²
- X-LAM	12 cm	x	400 kg/m ³	48.00 kg/m ²

Sovraccarico PERMANENTE: G_2				65.00 kg/m ²
- Riverclack				9.00 kg/m ²
- Impianti				40.00 kg/m ³
- Isolamento	16 cm	x	100 kg/m ³	16.00 kg/m ³

Sovraccarico VARIABILE - NEVE: Q_k 100.00 kg/m²

8.2. Azione della neve (DM2018 §3.4)

3.4 AZIONI DELLA NEVE

3.4.1 CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

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

q_s	valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2
μ_i	coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3
C_E	coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4
C_t	coefficiente termico di cui al § 3.4.5

3.4.2 VALORE DI RIFERIMENTO DEL CARICO DELLA NEVE AL SUOLO

Località:

Ascoli Piceno

Zona di carico della neve:

Altitudine di riferimento:

Valore di riferimento del carico della neve al suolo:

			Zona II	
a_s	=		319	m
q_{sk}	=		1.224	kN/m ²

3.4.4 COEFFICIENTE DI ESPOSIZIONE

Tab. 3.4.I - Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0.9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1.0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1.1

Topografia:

Normale

Coefficiente di esposizione:

 C_E = 1.0 -

3.4.5 COEFFICIENTE TERMICO

Coefficiente termico:

 C_t = 1.0 -

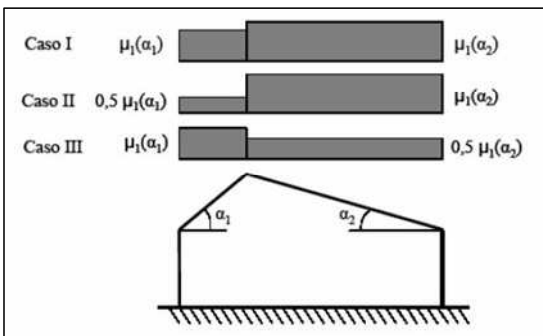
3.4.3 COEFFICIENTE DI FORMA DELLE COPERTURE

3.4.3.1 GENERALITA'

Tab. 3.4.II - Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0.8	$0.8 (60-\alpha)/30$	0.0

3.4.3.1 COPERTURA A DUE FALDE



Angoli di inclinazione delle falde rispetto all'orizzontale:

α_1	=	5	°
α_2	=	5	°

Coefficienti di forma:

$\mu_1(\alpha_1)$	=	0.80	-
$\mu_1(\alpha_2)$	=	0.80	-

Condizioni di carico alternative:

	q_s Falda 1	q_s Falda 2	
Caso I	0.979	0.979	kN/m ²
Caso II	0.490	0.979	kN/m ²
Caso III	0.979	0.490	kN/m ²

Per quanto riguarda il carico neve in corrispondenza dei parapetti di bordo presenti in copertura si può considerare lo stesso valore di q_s di cui sopra, poiché il valore del coefficiente μ_2 risulta inferiore al minimo imposto da normativa pari a 0.80, coincidente con μ_1 .

8.3. Azione del vento (DM2018 §3.3)

AZIONE DEL VENTO PAR. 3.3 NTC18**DEFINIZIONE DEI DATI**

zona:

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)



Classe di rugosità del terreno:

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muni, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D. Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati.

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Affinché una costruzione possa dirsi ubicata in classe A o B è necessario che la situazione che contraddistingue la classe permanga intorno alla costruzione per non meno di 1 km e comunque non meno di 20 volte l'altezza della costruzione. Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, a meno di analisi dettagliate, verrà assegnata la classe più sfavorevole.

Nelle fasce entro i 40km dalla costa delle zone 1,2,3,4,5 e 6 la categoria di esposizione è indipendente dall'altitudine del sito.

 a_c (altitudine sul livello del mare della costruzione):

Distanza dalla costa

 T_R (Tempo di ritorno):

Categoria di esposizione

319	[m]
25	[km]
50	[anni]
III	

ZONE 1,2,3,4,5						
	costa					
	mare					
	2 km	10 km	30 km	500m	750m	
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**
* Categoria II in zona 1,2,3,4 Categoria III in zona 5						
** Categoria III in zona 2,3,4,5 Categoria IV in zona 1						

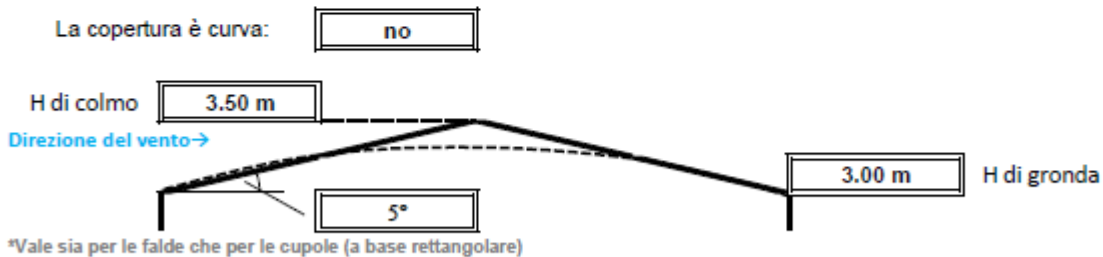
ZONA 6					
	costa				
	mare				
	2 km	10 km	30 km	500m	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
	costa	
	mare	
	1.5 km	0.5 km
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

ZONA 9	
	costa
	mare
A	I
B	I
C	I
D	I

Altezza del colmo della copertura, rispetto al suolo e inclinazione della falda sopravvento

E' consigliabile calcolare la pressione del vento per ogni facciata del fabbricato modificando i parametri per ogni caso. Nel caso di studio su prospetto di timpano, la valutazione della pressione del vento si conduce come se la copertura fosse piana e la parete alta fino alla linea di colmo. Nel caso di coperture a padiglione, la valutazione delle pressioni si esegue su ogni facciata del fabbricato utilizzando di volta in volta l'angolo della falda investito dal vento. Nel caso di coperture curve, si deve inserire l'angolo della retta tangente al bordo della copertura, in sostanza l'angolo di attacco della copertura. (per cupole a tutto sesto l'angolo è di 90°, per cupole a sesto ribassato è minore di 90°). Nel caso di studio su prospetto piano l'analisi si conduce come su prospetto di timpano. Si osserva che oltre alle pressioni andrebbe considerata anche la forza tangenziale esercitata dal vento sul fabbricato. Generalmente essa si trascura, è necessaria modellarla solo per grandi coperture piane ad esempio: coperture di grandi capannoni industriali. Il foglio di calcolo è utilizzabile per fabbricati a base rettangolare.



CALCOLO VELOCITA' DI RIFERIMENTO DEL VENTO §3.3.2.

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s	C_a
3	27	500	0.37	1.000

$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$	
$c_a = 1$	per $a_s \leq a_0$
$c_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$	per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità base di riferimento) 27.00 m/s

$v_r = v_b \cdot c_r$	
c_r coefficiente di ritorno	1.00
v_r (velocità di riferimento)	27.02 m/s

PRESSIONE CINETICA DI RIFERIMENTO §3.3.6.

q_r (pressione cinetica di riferimento [N/mq])

$q_r = 1/2 \cdot \rho \cdot v_r^2$ ($\rho = 1,25$ kg/m³)

Pressione cinetica di riferimento q_r 456.29 [N/m²]

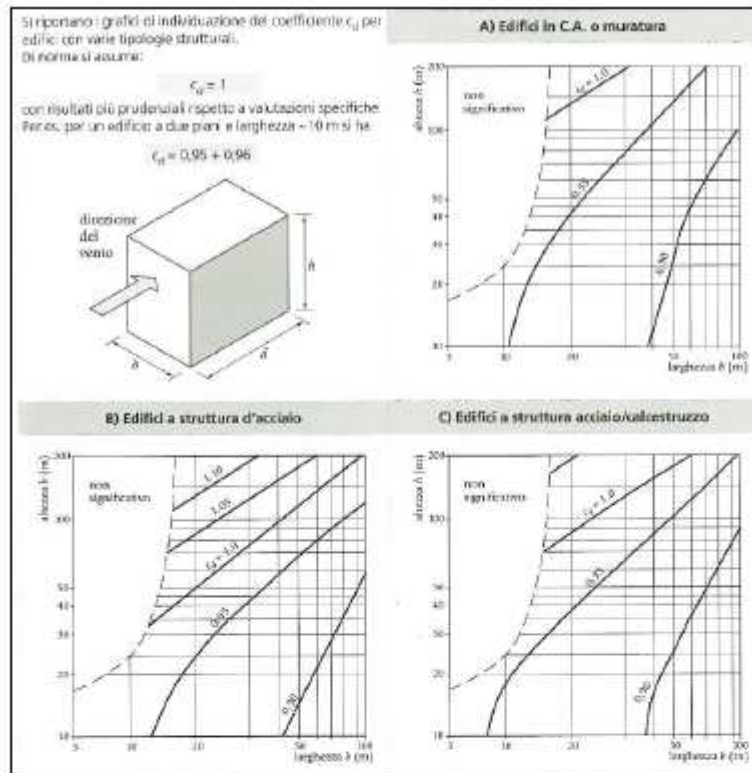
CALCOLO DEI COEFFICIENTI

Coefficiente dinamico [§3.3.8]

c_d	<input type="text" value="1.00"/>
-------	-----------------------------------

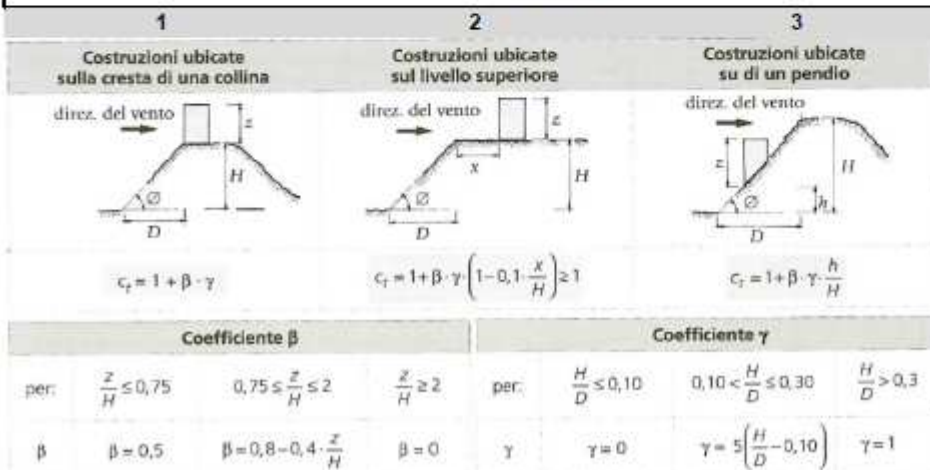
Esso può essere assunto cautelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE



Coefficiente Topografico (Orografico)

Il coefficiente topografico si assume di norma uguale ad 1, sia per zone pianeggianti, ondulate, collinose e montane. Nel caso di costruzioni che sorgono presso la sommità di colline o pendii isolati si procede nel modo seguente:



Caso selezionato:

Condizione non isolata

Coefficiente di esposizione [§3.3.7]

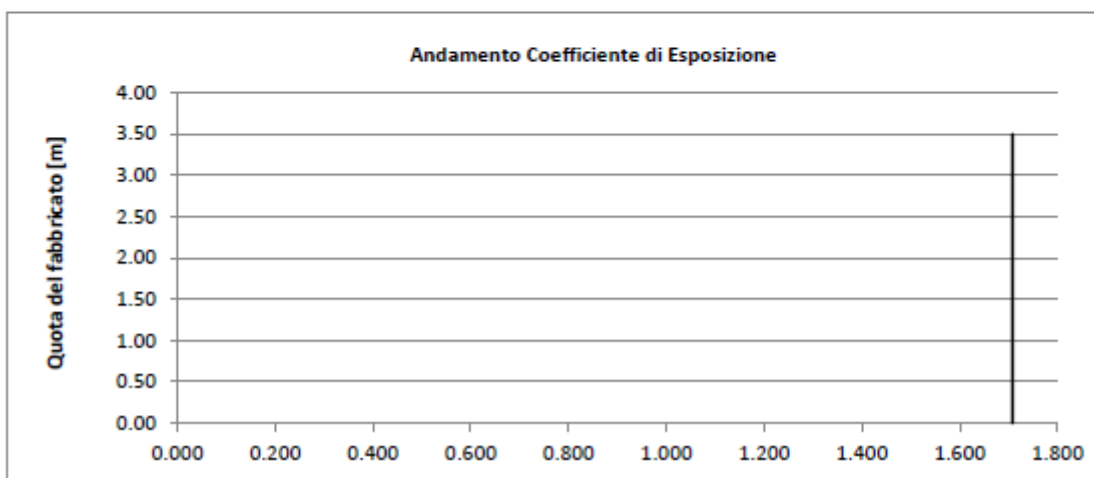
Il coefficiente di esposizione dipende dall'altezza z sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito (e quindi dalla classe di rugosità del terreno) ove sorge la costruzione; per altezze non maggiori di $z=200\text{m}$ valgono le seguenti espressioni

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

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

k_r	z_0 [m]	z_{\min} [m]
0.20	0.10	5.00

Coefficiente di esposizione minimo	$c_{e,\min}$	1.71	$z < 5.00$
Coefficiente di esposizione alla gronda	$c_{e,\text{gronda}}$	1.71	$z = 3.00$
Coefficiente di esposizione al colmo	$c_{e,\text{colmo}}$	1.71	$z = 3.50$



Pressione del vento

Pressione cinetica di riferimento $q_r = 0.456 \text{ kN/m}^2$

VENTO IN DIREZIONE X, $c_{pi} = + 0.20$					
	$q_r [\text{kN/m}^2]$	C_d	C_e	$C_{pe} + C_{pi}$	$p [\text{kN/m}^2]$
Parete sopravento	0.456	1.00	1.71	0.92	0.72
Parete sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.39	-0.30
Pareti laterali	0.456	1.00	1.71	-0.13	-0.10
Copertura sopravento	0.456	1.00	1.71	-0.40	-0.31
Copertura sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.40	-0.31

VENTO IN DIREZIONE X, $c_{pi} = - 0.30$					
	$q_r [\text{kN/m}^2]$	C_d	C_e	$C_{pe} + C_{pi}$	$p [\text{kN/m}^2]$
Parete sopravento	0.456	1.00	1.71	0.42	0.33
Parete sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.89	-0.69
Pareti laterali	0.456	1.00	1.71	-0.63	-0.49
Copertura sopravento	0.456	1.00	1.71	-0.90	-0.70
Copertura sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.90	-0.70

VENTO IN DIREZIONE Y, $c_{pi} = + 0.20$ e $c_{pe,falda} = - 0.70$					
	$q_r [\text{kN/m}^2]$	C_d	C_e	$C_{pe} + C_{pi}$	$p [\text{kN/m}^2]$
Parete sopravento	0.456	1.00	1.71	0.92	0.72
Parete sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.48	-0.37
Pareti laterali	0.456	1.00	1.71	-0.15	-0.12
Copertura sopravento	0.456	1.00	1.71	-0.50	-0.39
Copertura sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.40	-0.31

VENTO IN DIREZIONE Y, $c_{pi} = + 0.20$ e $c_{pe,falda} = + 0.10$					
	$q_r [\text{kN/m}^2]$	C_d	C_e	$C_{pe} + C_{pi}$	$p [\text{kN/m}^2]$
Parete sopravento	0.456	1.00	1.71	0.92	0.72
Parete sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.48	-0.37
Pareti laterali	0.456	1.00	1.71	-0.15	-0.12
Copertura sopravento	0.456	1.00	1.71	0.30	0.23
Copertura sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.40	-0.31

VENTO IN DIREZIONE Y, $c_{pi} = - 0.30$ e $c_{pe,falda} = - 0.70$					
	$q_r [\text{kN/m}^2]$	C_d	C_e	$C_{pe} + C_{pi}$	$p [\text{kN/m}^2]$
Parete sopravento	0.456	1.00	1.71	0.42	0.33
Parete sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.98	-0.76
Pareti laterali	0.456	1.00	1.71	-0.65	-0.51
Copertura sopravento	0.456	1.00	1.71	-1.00	-0.78
Copertura sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.90	-0.70

VENTO IN DIREZIONE Y, $c_{pi} = - 0.30$ e $c_{pe,falda} = + 0.10$					
	$q_r [\text{kN/m}^2]$	C_d	C_e	$C_{pe} + C_{pi}$	$p [\text{kN/m}^2]$
Parete sopravento	0.456	1.00	1.71	0.42	0.33
Parete sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.98	-0.76
Pareti laterali	0.456	1.00	1.71	-0.65	-0.51
Copertura sopravento	0.456	1.00	1.71	-0.20	-0.16
Copertura sottovento	0.456	1.00	1.71	-0.90	-0.70

8.4.AZIONE SISMICA (DM2018 §3.2)

Si è condotta l'analisi dell'intero complesso edilizio, facendo riferimento alle coordinate del sito dove sarà realizzato il complesso edilizio.

Nello studio di fattibilità si è dimostrato come la ricerca per comune rispetto alla ricerca per coordinate non influenza sostanzialmente l'input sismico.

Al fine di una maggiore precisione si considera l'input sismico relativo alla ricerca per coordinate.

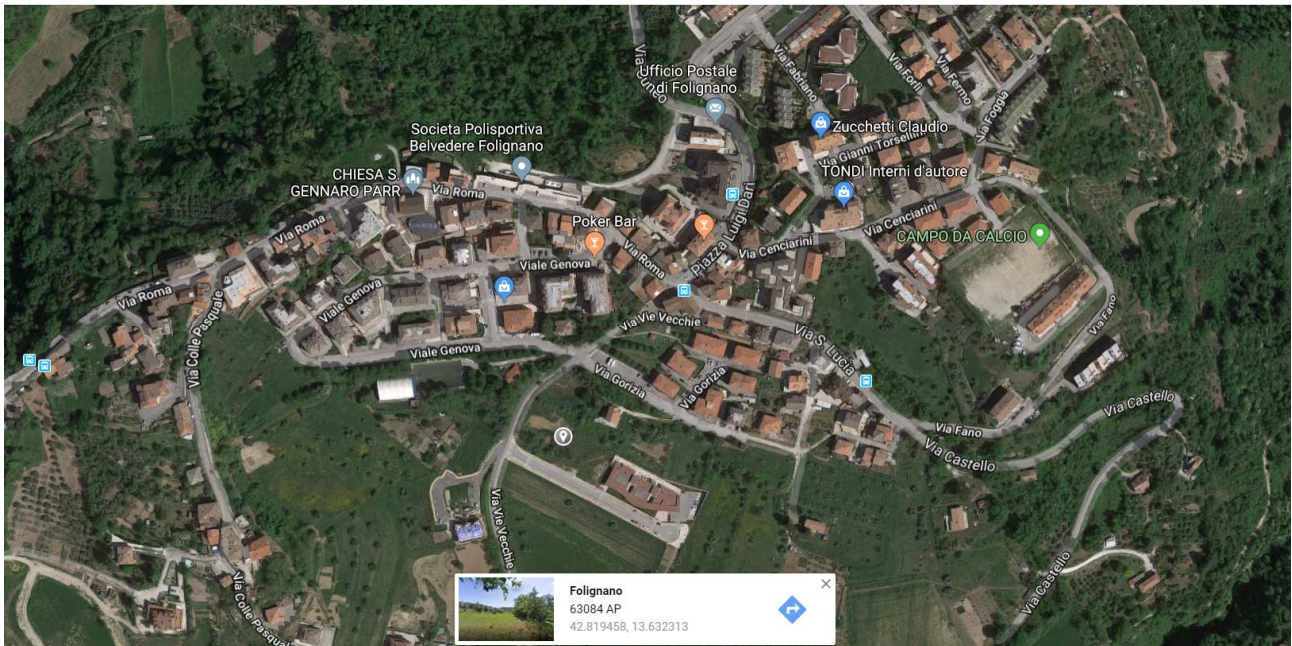


Figura 6 - Localizzazione del sito in esame

Azione sismica con ricerca per coordinate

Ubicazione	Folignano AP
Latitudine	42.8195
Longitudine	13.6323
<input type="checkbox"/> Usa un'interpolazione bilineare sul reticolo al posto di quella (pesata) proposta dalla norma	
<div> <div>Lista dei comuni Italiani</div> <div>Localizza con Google Map</div> </div>	

RELAZIONE SISMICA E SULLE STRUTTURE

Tipo di suolo:

Condizioni Topografiche

Coefficiente di amplificazione topografica ST

Vita Nominale

Vita nominale della struttura VN (anni)

Classe d'Uso

Coefficiente d'uso CU

Classe di duttilità della struttura: ☒ CDB ☐ CDA ☐ Struttura Non Dissipativa

Fattore di struttura per sisma Orizzontale

Kr	<input type="text" value="1"/>	C SLV	<input type="text" value="1.5"/>	fattore di struttura q SLV	<input type="text" value="1.5"/>
Kw	<input type="text" value="1"/>	C SLC	<input type="text" value="2"/>	fattore di struttura q SLC	<input type="text" value="2"/>
α_w/α_1	<input type="text" value="1"/>	C SLD	<input type="text" value="2"/>	fattore di struttura q SLD	<input type="text" value="2"/>
$q_0 = C \alpha_w/\alpha_1$ $q = q_0 K_r K_w$		C SLO	<input type="text" value="1"/>	fattore di struttura q SLO	<input type="text" value="1"/>

Fattore di struttura per sisma Verticale

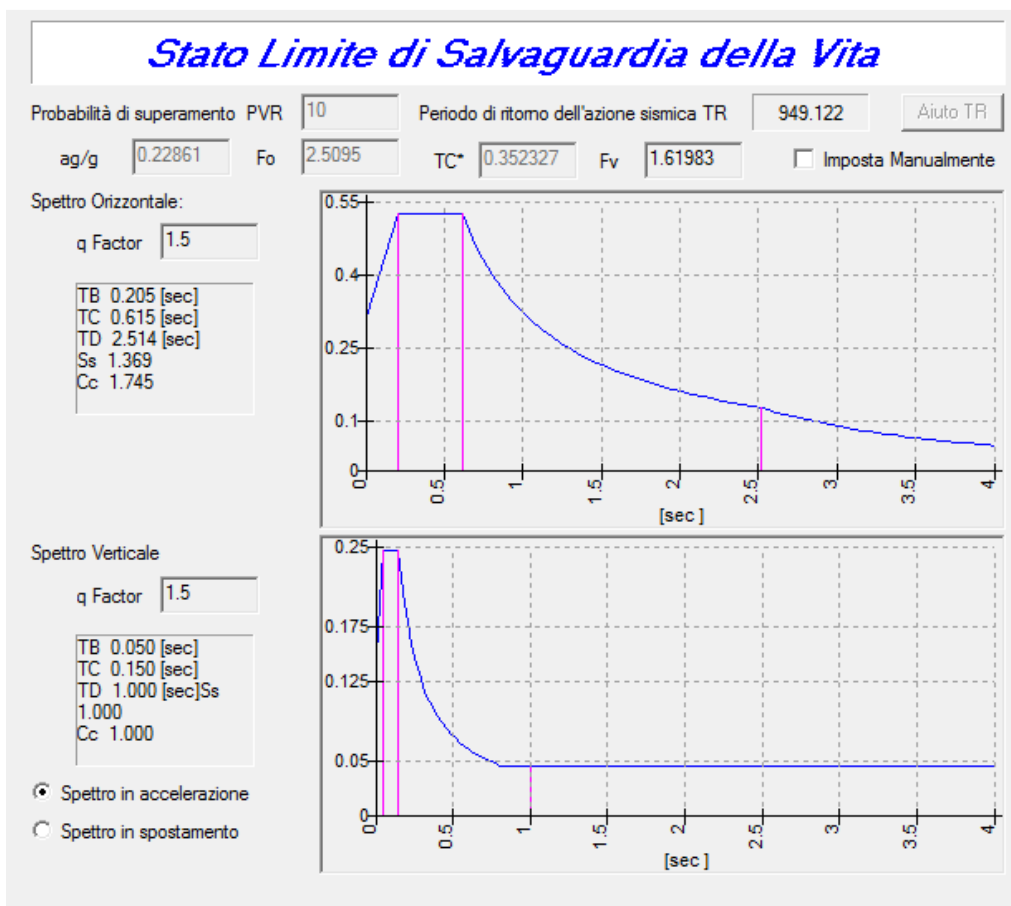
fattore di struttura q

Strutture isolate:

☐ Abbatti lo spettro per $T > 0.8 T_{is}$: Smorzamento equivalente ξ_{eq}

Esponente calcolo vulnerabilità:

Esponente nella formula $T = (T_C/T_R)^a$



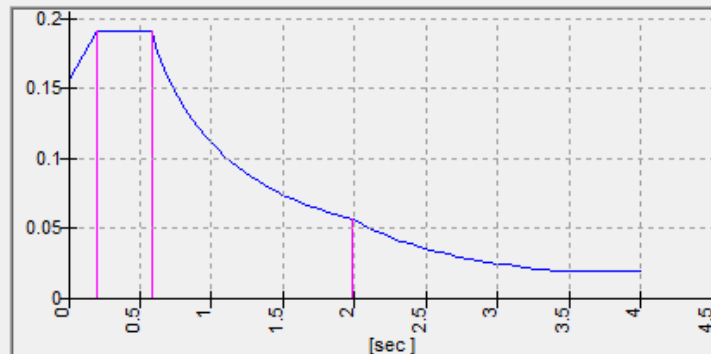
Stato Limite di Danno

Probabilità di superamento PVR Periodo di ritorno dell'azione sismica TR
 ag/g Fo TC* Fv ☐ Imposta Manualmente

Spettro Orizzontale:

q Factor

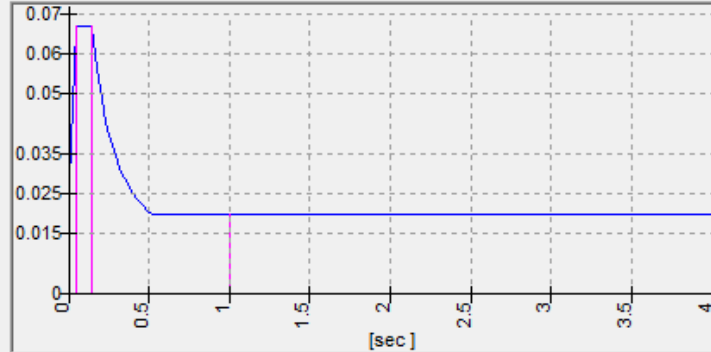
TB 0.193 [sec]
 TC 0.580 [sec]
 TD 1.989 [sec]
 Ss 1.600
 Cc 1.814



Spettro Verticale

q Factor

TB 0.050 [sec]
 TC 0.150 [sec]
 TD 1.000 [sec]
 Ss 1.000
 Cc 1.000



☒ Spettro in accelerazione

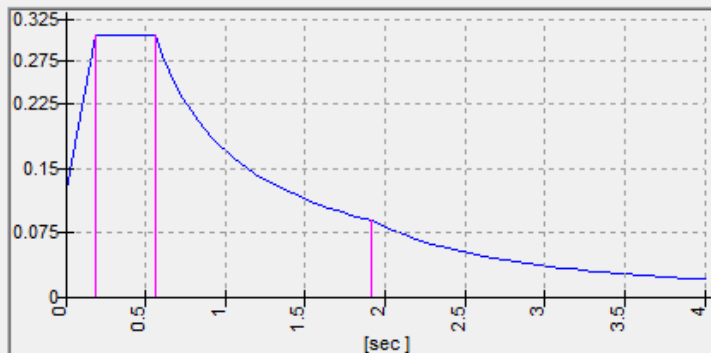
☐ Spettro in spostamento

Stato Limite di Operatività

Probabilità di superamento PVR Periodo di ritorno dell'azione sismica TR
 ag/g Fo TC* Fv ☐ Imposta Manualmente

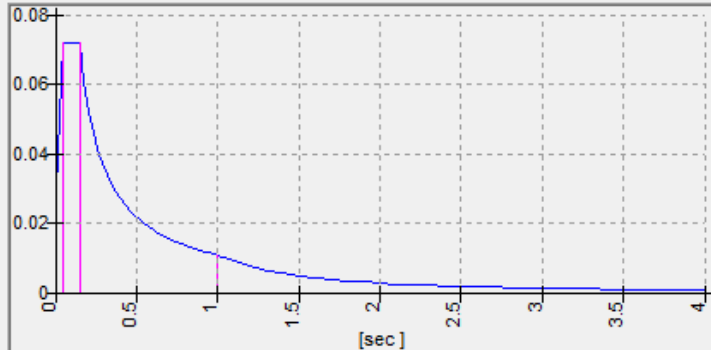
Spettro Orizzontale:

TB 0.186 [sec]
 TC 0.558 [sec]
 TD 1.912 [sec]
 Ss 1.600
 Cc 1.861



Spettro Verticale

TB 0.050 [sec]
 TC 0.150 [sec]
 TD 1.000 [sec]
 Ss 1.000
 Cc 1.000



☒ Spettro in accelerazione

☐ Spettro in spostamento

9. COMBINAZIONE DI CARICO

Con riferimento alle azioni elementari prima determinate, si sono considerate le seguenti combinazioni di carico:

- **Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):**

$$F_d = \gamma_g G_k + \gamma_p P_k + \gamma_q \left[Q_{1k} + \sum_{i=2}^{i=n} \psi_{0i} Q_{ik} \right]$$

dove:

- G_k = valore caratteristico delle azioni permanenti
- P_k = valore caratteristico della forza di precompressione
- Q_{1k} = valore caratteristico dell'azione variabile di base di ogni combinazione
- Q_{ik} = valore caratteristico dell'i-esima azione variabile
- γ_g = coeff. parziale = 1.3 (1.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)
- γ_p = coeff. parziale = 0.9 (1.2 se il suo contributo diminuisce la sicurezza)
- γ_q = coeff. parziale = 1.5 (0.0 se il suo contributo aumenta la sicurezza)

- **Combinazione sismica (SLV):**

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[\sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

- E = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame
- Q_k = valore caratteristico delle azioni permanenti
- P_k = valore caratteristico delle azioni di precompressione
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti
- $\psi_{0,i}$ = coeff. che fornisce il valore raro dell'azione variabile

- **Stato Limite di Danno (SLD):**

L'azione sismica, ottenuta dallo spettro di progetto per lo stato limite di danno, è stata combinata con le altre azioni mediante la seguente relazione:

$$F_d = E + G_k + P_k + \left[\sum_i (\psi_{ji} Q_{ik}) \right]$$

dove:

- E = valore dell'azione sismica per lo stato limite in esame
- Q_k = valore caratteristico delle azioni permanenti
- P_k = valore caratteristico delle azioni di precompressione
- Q_{ki} = valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti
- $\psi_{0,i}$ = coeff. che fornisce il valore raro dell'azione variabile

- Stato Limite di Esercizio (SLE):

Le combinazioni previste per gli SLE sono le seguenti:

$F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum_i (\psi_{0i} Q_{ik})$	combinazione rara
$F_f = G_k + P_k + \psi_{11} Q_{1k} + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$	combinazione frequente
$F_q = G_k + P_k + \sum_i (\psi_{2i} Q_{ik})$	combinazione quasi permanente

dove:

ψ_{1i} = coeff. atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattali di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

ψ_{2i} = coeff. atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei

Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse:

Condizione	Commento	Fattore di Partecipazione
1	p.p.	1.000000
2	peso proprio solaio	1.000000
3	permanenti portanti	1.000000
4	variabile piano	0.600000
5	neve	0.000000

Analisi dinamica con condensazione di piano ed inclusione delle masse dei nodi liberi

Direzioni d'ingresso del Sisma

SLV Direzione 1 Angolo in pianta 0.00 [°]

SLV Direzione 2 Angolo in pianta 0.00 [°]

SLV Direzione 3 Angolo in pianta 90.00 [°]

SLV Direzione 4 Angolo in pianta 90.00 [°]

SLV Direzione 5 Angolo in pianta 180.00 [°]

SLV Direzione 6 Angolo in pianta 180.00 [°]

SLV Direzione 7 Angolo in pianta 270.00 [°]

SLV Direzione 8 Angolo in pianta 270.00 [°]

SLC Direzione 9 Angolo in pianta 0.00 [°]

SLC Direzione 10 Angolo in pianta 0.00 [°]

SLC Direzione 11 Angolo in pianta 90.00 [°]

SLC Direzione 12 Angolo in pianta 90.00 [°]

SLC Direzione 13 Angolo in pianta 180.00 [°]
 SLC Direzione 14 Angolo in pianta 180.00 [°]
 SLC Direzione 15 Angolo in pianta 270.00 [°]
 SLC Direzione 16 Angolo in pianta 270.00 [°]
 SLD Direzione 17 Angolo in pianta 0.00 [°]
 SLD Direzione 18 Angolo in pianta 0.00 [°]
 SLD Direzione 19 Angolo in pianta 90.00 [°]
 SLD Direzione 20 Angolo in pianta 90.00 [°]
 SLD Direzione 21 Angolo in pianta 180.00 [°]
 SLD Direzione 22 Angolo in pianta 180.00 [°]
 SLD Direzione 23 Angolo in pianta 270.00 [°]
 SLD Direzione 24 Angolo in pianta 270.00 [°]
 SLO Direzione 25 Angolo in pianta 0.00 [°]
 SLO Direzione 26 Angolo in pianta 0.00 [°]
 SLO Direzione 27 Angolo in pianta 90.00 [°]
 SLO Direzione 28 Angolo in pianta 90.00 [°]
 SLO Direzione 29 Angolo in pianta 180.00 [°]
 SLO Direzione 30 Angolo in pianta 180.00 [°]
 SLO Direzione 31 Angolo in pianta 270.00 [°]
 SLO Direzione 32 Angolo in pianta 270.00 [°]

Percentuale della massa di piano utilizzata per la valutazione delle azioni dovute ad eccentricità addizionali del centro di massa 100.0%

Fattori di partecipazione per il calcolo delle masse:

Condizione	Commento	Fattore di Partecipazione
1	p.p.	1.000000
2	perm. portati	1.000000
3	Variabile	0.600000
4	Neve	0.000000

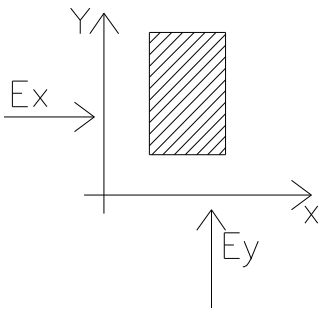
Direzioni d'ingresso del Sisma

- SLV Direzione 1 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLV Direzione 2 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLV Direzione 3 Angolo in pianta 180.00 [°]

- SLV Direzione 4 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLD Direzione 5 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLD Direzione 6 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLD Direzione 7 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLD Direzione 8 Angolo in pianta 270.00 [°]
- SLO Direzione 9 Angolo in pianta 0.00 [°]
- SLO Direzione 10 Angolo in pianta 90.00 [°]
- SLO Direzione 11 Angolo in pianta 180.00 [°]
- SLO Direzione 12 Angolo in pianta 270.00 [°]

Percentuale della massa di piano utilizzata per la valutazione delle azioni dovute ad eccentricità addizionali del centro di massa 100.0%.

Rappresentazione della direzione di ingresso del sisma di tutte le strutture:



Le direzioni di ingresso del sisma sono 4:

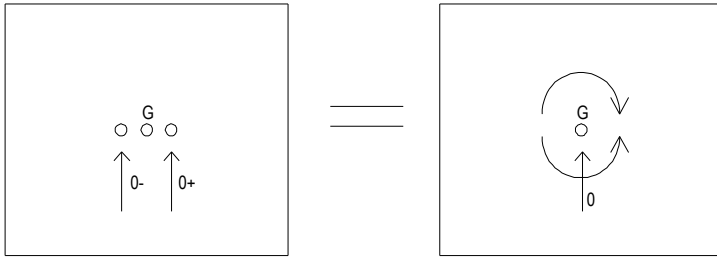
- Angolo 0°
- Angolo 90°
- Angolo 180°
- Angolo 270°

La normativa però prescrive di considerare una eccentricità accidentale del centro di massa non inferiore al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Questo significa applicare per ogni direzione del sisma due momenti torcenti di piano (pari alla forzante di piano sismica moltiplicata per l'eccentricità).

Come si può notare dallo schema sotto, per ogni "angolo di direzione" di ingresso del sisma si avranno due differenti azioni, una che considera il torcente positivo e una che considera il torcente negativo.

In totale si avranno perciò non 4 direzioni di ingresso ma 8 direzioni di ingresso.

Queste direzioni di ingresso sono state poi opportunamente combinate tra loro come da normativa (es: $E_x + 0.3 E_y$) e in totale per ogni stato limite considerato si avranno 16 combinazioni di carico.



NB: Ha senso spostare il centro di massa solo nei solai che vengono considerati infinitamente rigidi perché la massa è concentrata nel baricentro. (Non ha senso spostare un centro di massa che non è stato possibile definire, infatti nel caso di solai non rigidi la massa è concentrata in ogni nodo in base all'incidenza dei carichi).

10. ANALISI DEI MODELLI STRUTTURALI AGLI ELEMENTI FINITI

I calcoli sono stati condotti secondo i criteri della Scienza delle Costruzioni assumendo i carichi di normativa e valutando le sollecitazioni per via numerica. L'analisi strutturale viene eseguita per mezzo di un elaboratore elettronico dei dati utilizzando un codice di calcolo del tipo "SAP" basato sul metodo degli elementi finiti, concettualmente riconducibile al metodo degli spostamenti. L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo ENEXSYS (Ditta produttrice: En.Ex.Sys. s.r.l. - Via Tizzano 46/2 - Casalecchio di Reno, Bologna – N° di serie 2003GMSRVZ e 2003GMSRV1 versione 2016 048) .E' stato utilizzata un'analisi lineare dinamica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo degli stati limite ultimo e di esercizio. Il solutore individua le sollecitazioni per ogni nodo e quindi i post processor nella verifica delle aste determinano le sollecitazioni per ogni sezione delle stesse.

La struttura e il suo comportamento sotto le azioni statiche e dinamiche sono state adeguatamente valutate e trasferite nel modello che si caratterizza per la sua impostazione completamente tridimensionale. A tal fine ai nodi strutturali possono convergere diverse tipologie di elementi, che corrispondono nel codice numerico di calcolo in altrettante tipologie di elementi finiti. Travi e pilastri, ovvero componenti in cui una dimensione prevale sulle altre due, vengono modellati con elementi "beam", il cui comportamento può essere opportunamente perfezionato attraverso alcune opzioni quali quelle in grado di definire le modalità di connessione all'estremità. Eventuali elementi soggetti a solo sforzo normale possono essere trattati come elementi "truss" oppure con elementi "beam" opportunamente svincolati. Le pareti, le piastre, le platee ovvero in generale i componenti strutturali bidimensionali, con due dimensioni prevalenti sulla terza (lo spessore), sono stati modellati con elementi "shell" a comportamento flessionale e membranale. I vincoli con il mondo esterno vengono rappresentati con elementi in grado di definire le modalità di vincolo e le rigidità nello spazio. Questi elementi, coniugati con i precedenti, consentono di modellare i casi più complessi ma più frequenti di interazione con il terreno, realizzabile tipicamente mediante fondazioni, pali, platee nonché attraverso una combinazione di tali situazioni. Il comportamento del terreno è sostanzialmente rappresentato tramite una schematizzazione lineare alla Winkler, principalmente caratterizzabile attraverso una opportuna costante di sottofondo, che può essere anche variata nella superficie di contatto fra struttura e

terreno e quindi essere in grado di descrivere anche situazioni più complesse. Nel caso dei pali il comportamento del terreno implica anche l'introduzione di vincoli per la traslazione orizzontale.

I parametri dei materiali utilizzati per la modellazione riguardano il modulo di Young, il coefficiente di Poisson, ma sono disponibili anche opzioni per ridurre la rigidità flessionale e tagliente dei materiali per considerare l'effetto di fenomeni fessurativi nei materiali.

Il calcolo viene condotto mediante analisi lineare, ma vengono considerati gli effetti del secondo ordine e si può simulare il comportamento di elementi resistenti a sola trazione o compressione.

La presenza di diaframmi orizzontali, se rigidi, nel piano viene gestita attraverso l'impostazione di un'apposita relazione fra i nodi strutturali coinvolti, che ne condiziona il movimento relativo. Relazioni analoghe possono essere impostate anche fra elementi contigui.

Si ritiene che i modelli utilizzati siano rappresentativi del comportamento reale di ciascuna struttura. Sono stati inoltre valutati tutti i possibili effetti o le azioni anche transitorie che possano essere significative e avere implicazione per la struttura.

E' stata impiegata un'analisi dinamica modale in campo lineare con adozione di spettro di risposta conforme al DM2018. Agli effetti del dimensionamento è stato quindi impiegato il metodo degli stati limite ultimo e di esercizio.

Gli elementi del modello numerico

I NODI

La struttura è individuata da nodi riportati in coordinate. Ogni nodo possiede sei gradi di libertà, associati alle sei possibili deformazioni. I gradi di libertà possono essere liberi (spostamenti generalizzati incogniti), bloccati (spostamenti generalizzati corrispondente uguale a zero), di tipo slave o linked (il parametro cinematico dipende dalla relazione con altri gradi di libertà). Si può intervenire sui gradi di libertà bloccando uno o più gradi. I blocchi vengono applicate nella direzione della terna locale del nodo.

Le relazioni complesse creano un legame tra uno o più gradi di libertà di un nodo detto slave con quelli di un altro nodo detto master. Esistono tre tipi di relazioni complesse. Le relazioni di tipo link prescrivono l'uguaglianza tra gradi di libertà analoghi di nodi diversi. Specificare una relazione di tipo link significa specificare il nodo slave assieme ai gradi di libertà che partecipano al vincolo ed il nodo master. I gradi di libertà slave saranno eguagliati ai rispettivi gradi di libertà del nodo master.

La relazione di piano rigido prescrive che il nodo slave appartiene ad un piano rigido e quindi che i due spostamenti in piano e la rotazione normale al piano sono legati ai tre parametri di roto-traslazione rigida di un piano. Il Corpo rigido prescrive che il nodo slave fa parte di un corpo rigido e tutti e sei i suoi gradi di libertà sono legati ai sei gradi di libertà posseduti dal corpo rigido (i gradi di libertà del suo nodo master).

I MATERIALI

I materiali sono individuati da un codice specifico e descritti dal modulo di elasticità, dal coefficiente di Poisson, dal peso specifico, dal coefficiente di dilatazione termica.

LE SEZIONI

Le sezioni sono individuate in ogni caso da un codice numerico specifico, dal tipo e dai relativi parametri identificativi. La simbologia adottata dal programma è la seguente:

- Rettangolare piena (Rp);
- Rettangolare cava (Rc);
- Circolare piena (Cp);
- Circolare cava (Cc);
- T (T.);
- T rovescia (Tr);
- L (L.);
- C (C.);
- C rovescia (Cr);
- Cassone (Ca);
- Profilo singolo (Ps);
- Profilo doppio (Pd);
- Generica (Ge).

I CARICHI

I carichi agenti sulla struttura possono essere suddivisi in carichi nodali e carichi elementari. I carichi nodali sono forze e coppie concentrate applicate ai nodi della discretizzazione. I carichi elementari sono forze, coppie e sollecitazioni termiche.

I carichi in luce sono individuati da un codice numerico, da un tipo e da una descrizione. Sono previsti carichi distribuiti trapezoidali riferiti agli assi globali (f_x , f_y , f_z , f_v) e locali (f_x , f_y , f_z), forze concentrate riferite agli assi globali (F_x , F_y , F_z , F_v) o locali (F_x , F_y , F_z), momenti concentrati riferiti agli assi locali (M_x , M_y , M_z), momento torcente distribuito riferito all'asse locale x (m_x), carichi termici (t_x , t_y , t_z), descritti con i relativi parametri identificativi, aliquote inerziali comprese, rispetto al riferimento locale. I carichi in luce possono essere attribuiti solo a elementi finiti del tipo trave o trave di fondazione.

GLI ELEMENTI FINITI

La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

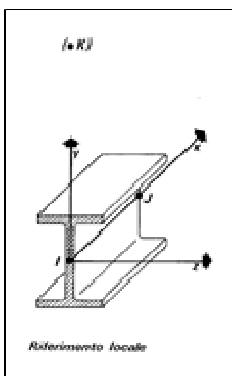
ELEMENTO TRUSS (ASTA RETICOLARE)

L'elemento truss (asta reticolare) rappresenta il modello meccanico della biella elastica. Possiede 2 nodi I e J e di conseguenza 12 gradi di libertà.

Gli elementi truss sono caratterizzati da 4 parametri fisici e geometrici ovvero:

1. A Area della sezione.
2. E. Modulo elastico.
3. ρ . Densità di peso (peso per unità di volume).
4. α . Coefficiente termico di dilatazione cubica.

I dati di input e i risultati del calcolo relativi all'elemento stesso sono riferiti alla terna locale di riferimento indicata in figura.



ELEMENTO FRAME (TRAVE E PILASTRO, TRAVE DI FONDAZIONE)

L'elemento frame implementa il modello della trave nello spazio tridimensionale. E' caratterizzato da 2 nodi principali I e J posti alle sue estremità ed un nodo geometrico facoltativo K che serve solamente a fissare univocamente la posizione degli assi locali.

L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

Ogni elemento viene riferito a una terna locale destra x, y, z, come mostrato in figura. L'elemento frame supporta varie opzioni tra cui:

1. deformabilità da taglio (travi tozze);
2. sconnessioni totali o parziali alle estremità;
3. connessioni elastiche alle estremità;
4. offsets, ovvero tratti rigidi eventualmente fuori asse alle estremità;
5. suolo elastico alla Winkler nelle tre direzioni locali e a torsione.

L'elemento frame supporta i seguenti carichi:

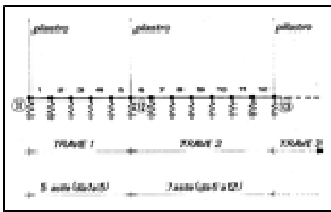
1. carichi distribuiti trapezoidali in tutte le direzioni locali o globali;
2. sollecitazioni termiche uniformi e gradienti termici nelle due direzioni principali;
3. forza concentrata in tutte le direzioni locali o globali applicata in un punto arbitrario;
4. carichi generici mediante prescrizione delle reazioni di incastro perfetto.

I gruppi formati da elementi del tipo trave riportano, in ordine, i numeri dei nodi iniziale (I), finale (J) e di riferimento (K), la situazione degli svincoli ai nodi I e J (indicate in legenda eventuali situazioni diverse dall'incastro perfetto ad entrambi i nodi), i codici dei materiali e delle sezioni, la situazione di carico nelle otto possibili condizioni A, B, C, D, E, F, G, H: se è presente un numero, esso individua il coefficiente moltiplicativo del carico corrispondente.

I gruppi relativi all'elemento trave di fondazione riportano informazioni analoghe; le condizioni di carico sono limitate a due (A e B); È indicata la caratteristica del suolo, la larghezza di contatto con il terreno e il numero di suddivisioni interne. Per la trave di fondazione il programma abilita automaticamente solo i gradi di libertà relativi alla rotazione intorno agli assi globali X, Y e alla traslazione secondo Z, bloccando gli altri gradi di libertà. Ogni trave di fondazione è suddivisa in un numero adeguato di parti (aste). Ogni singola asta interagisce con il terreno mediante un elemento finito del tipo vincolo elastico alla traslazione verticale tZ convergente ai suoi nodi (vedi figura), il cui valore di rigidezza viene determinato da programma moltiplicando la costante di sottofondo assegnata dall'utente per l'area di contatto con il terreno in corrispondenza del nodo.

I tipi di carichi ammessi sono solo di tipo distribuito fZ, fV, fy. Inoltre accade che:

$V_i = V_f$; $d_i = d_f = 0$, ovvero il carico è di tipo rettangolare esteso per tutta la lunghezza della trave.



ELEMENTO SHELL (GUSCIO)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. È caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K ed L posti nei vertici e 6 gradi di libertà per ogni nodo. Il comportamento flessionale e quello membranale sono disaccoppiati.

Gli elementi guscio/piastra si caratterizzano perché possono subire carichi nel piano ma anche ortogonali al piano ed essere quindi soggetti anche ad azioni flettenti e torcenti.

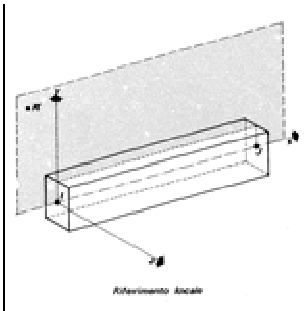
Gli elementi in esame hanno formalmente tutti i sei gradi di libertà attivi, ma non posseggono rigidezza per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà, uX, uY, rZ, per tutti i nodi del gruppo.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito da questi parametri:

1. elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);
2. nodi di riferimento I, J, K, L;
3. spessore;

4. materiale;
5. pressioni e relative aliquote dinamiche;
6. temperatura;
7. gradiente termico;
8. carichi distribuiti e relative aliquote dinamiche.



ELEMENTO PLANE (STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICO)

L'elemento plane implementa i modelli dell'elasticità piana nelle tre classiche varianti degli stati piani di tensione, di deformazione e dei problemi assialsimmetrici, per materiali ortotropi nello spazio bidimensionale. E' caratterizzato da 3 o 4 nodi I, J, K, L posti nei vertici e 2 gradi di libertà per ogni nodo.

Gli elementi in stato piano di tensione, di deformazione o assialsimmetrici sono elementi piani quadrilateri (4 nodi) o triangolari (3 nodi) bidimensionali, caratterizzati da due dimensioni dello stesso ordine di grandezza, prevalenti sulla terza dimensione, che individua lo spessore. Vengono utilizzati per rappresentare strutture bidimensionali caricate nel piano: sono nulle le tensioni ortogonali al piano dell'elemento.

Gli elementi in Stato Piano di Deformazione sono elementi per cui è nulla la deformazione ortogonale al piano, ma non la tensione relativa. Vanno obbligatoriamente analizzati nel piano YZ e si assume uno sviluppo unitario sulla terza dimensione (lungo X). Hanno attivi i due gradi di libertà relativi agli spostamenti nel piano YZ.

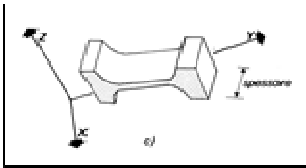
Gli elementi Assialsimmetrici rappresentano solidi simmetrici, ottenuti per rotazione intorno all'asse verticale Z e simmetricamente caricati; sono individuati dalla loro sezione nel piano YZ. Anche gli elementi assialsimmetrici vanno studiati nel piano YZ e hanno attivi i gradi di libertà relativi agli spostamenti in questo piano.

Il programma analizza il loro comportamento per uno sviluppo angolare di un radiante.

Ogni gruppo può contenere uno o più elementi (max 1999). Ogni elemento viene definito con questi parametri:

1. numero elemento (massimo 1999 per gruppo);
2. nodi di riferimento I, J, K, L;
3. spessore;

4. materiale;
5. carichi (o pressioni) e relative aliquote dinamiche;
6. temperatura.

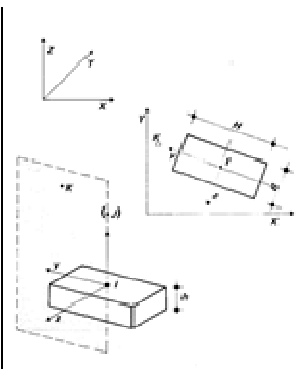


ELEMENTO BOUNDARY (VINCOLO)

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidezza assiale in una direzione specificata e rigidezza torsionale attorno alla stessa direzione. E' utile quando si vogliono determinare le reazioni vincolari oppure quando si vogliono imporre degli spostamenti o delle rotazioni di alcuni nodi (cedimenti vincolari).

I parametri relativi ad ogni singolo vincolo sono:

1. il nodo a cui è collegato il vincolo (o i vincoli, massimo sei);
2. la traslazione imposta (L) o la rotazione imposta (radianti);
3. la rigidezza (per le traslazioni in F/L , per le rotazioni in $F \cdot L/\text{rad}$).



ELEMENTO PLINTO

Il plinto viene modellato mediante vincoli elastici alla traslazione e alla rotazione. Il nodo I è il nodo di attacco del plinto e generalmente corrisponde con il nodo al piede di un pilastro. Si suppone, implicitamente, l'esistenza di un nodo J posizionato sopra I, sulla sua verticale (vedi figura). Il nodo K consente, assieme a I e J, di orientare il plinto nello spazio. Valgono al riguardo considerazioni analoghe a quelle fatte per i pilastri. L'asse locale x è diretto da I verso J, l'asse locale y è ortogonale a x e punta verso K, l'asse locale z forma, con x e y l'usuale terna cartesiana destrorsa.

La sezione del plinto è quella orizzontale in pianta, esclusivamente rettangolare. La base della sezione si misura parallelamente all'asse locale z , l'altezza si valuta secondo y .

L'altezza h del plinto si misura in verticale (secondo l'asse globale Z).

I metodi di calcolo

ANALISI STATICA LINEARE

L'analisi statica lineare è la più comune e tradizionale delle analisi strutturali possibili. L'aggettivo statica sottintende che i carichi applicati non dipendono dal tempo o più esattamente variano molto lentamente tra l'istante iniziale di applicazione t_0 e l'istante finale di osservazione t_f (carichi quasi-statici).

Ipotizzando inoltre che la forza di reazione interna dipenda linearmente dagli spostamenti, attraverso una matrice di rigidezza costante K e che le forze esterne siano costituite da carichi indipendenti dallo spostamento, si ottiene l'equazione di equilibrio classica per i problemi quasi statici lineari

$$KU = F$$

dove K è la matrice di rigidezza, U è il vettore delle deformazioni nodali, F è il vettore dei carichi.

E' bene ricordare che la linearità della risposta strutturale deriva da almeno due grandi semplificazioni: l'ipotesi di elasticità lineare del materiale (linearità materiale) e l'ipotesi di piccolezza degli spostamenti e delle deformazioni (linearità geometrica).

Nell'analisi sismica con il metodo statico equivalente, le corrispondenti forze inerziali vengono automaticamente aggiunte agli altri carichi eventualmente presenti sulla struttura.

Note le deformazioni vengono calcolate le sollecitazioni.

ANALISI DINAMICA MODALE

Il programma effettua l'analisi dinamica con il metodo dello spettro di risposta.

Il sistema da analizzare è essere visto come un oscillatore a n gradi di libertà, di cui vanno individuati i modi propri di vibrazione. Il numero di frequenze da considerare è un dato di ingresso che l'utente deve assegnare. In generale si osservi che il numero di modi propri di vibrazione non può superare il numero di gradi di libertà del sistema.

La procedura attua l'analisi dinamica in due fasi distinte: la prima si occupa di calcolare le frequenze proprie di vibrazione, la seconda calcola spostamenti e sollecitazioni conseguenti allo spettro di risposta assegnato in input.

Nell'analisi spettrale il programma utilizza lo spettro di risposta assegnato in input, coerentemente con quanto previsto dalla normativa. L'eventuale spettro nella direzione globale Z è unitario. L'ampiezza degli spettri di risposta è determinata dai parametri sismici previsti dalla normativa e assegnati in input dall'utente.

La procedura calcola inizialmente i coefficienti di partecipazione modale per ogni direzione del sisma e per ogni frequenza. Tali coefficienti possono essere visti come il contributo dinamico di ogni modo di vibrazione nelle direzioni assegnate. Si potrà perciò notare in quale direzione il singolo modo di vibrazione ha effetti predominanti.

Successivamente vengono calcolati, per ogni modo di vibrazione, gli spostamenti e le sollecitazioni relative a ciascuna direzione dinamica attivata, per ogni modo di vibrazione. Per ogni direzione dinamica viene calcolato l'effetto globale, dovuto ai singoli modi di vibrazione, mediante la radice quadrata della somma dei quadrati dei singoli effetti. E' prevista una specifica fase di stampa per tali risultati.

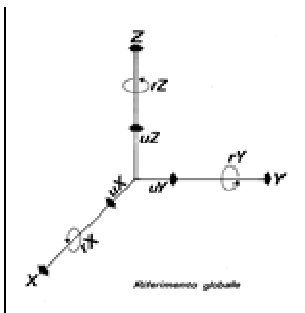
L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

Lettura dei risultati dell'elaborazione

DEFORMATE

Per ogni combinazione di carico e per tutti i nodi non completamente bloccati il programma calcola spostamenti (unità di misura L) e rotazioni (radianti). Viene anche rappresentata la deformata in luce dell'asta che riproduce il comportamento di una funzione polinomiale di quarto grado. Gli spostamenti sono positivi se diretti nel verso degli assi globali X Y Z, le rotazioni positive se antiorarie rispetto all'asse di riferimento, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo (vedi figura a lato).

Viene anche determinato il valore massimo assoluto (con segno) di ogni singola deformazione e il valore massimo dello spostamento nello spazio (radice quadrata della somma dei quadrati degli spostamenti).



ASPETTI PARTICOLARI DELL'ANALISI DINAMICA

Nella stampa degli autovettori vengono riportati i relativi risultati, pertinenti ad ogni nodo.

Nel calcolo della risposta spettrale vengono determinate, per ogni verso del sisma, le deformazioni relative ai vari modi di vibrare e la corrispondente media quadratica. Tali risultati vengono successivamente combinati e danno luogo ad uno o più involuppi in relazione a quanto imposto dall'utente nella fase iniziale di intestazione del lavoro.

Nel caso dell'applicazione dell'Ordinanza 3431 (ex 3272) vengono anche determinate le deformazioni allo stato limite ultimo, che risultano amplificate per effetto dei fattori di struttura q rassegnati alle due direzioni orizzontali e a quella verticale.

ASTE RETICOLARI

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono calcolate:

- tensione unitaria ($F/L2$);
- forza assiale (F).

Il segno positivo indica trazione.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni asta, viene indicato il modo che dà luogo al massimo effetto e il relativo valore, nonché l'effetto risultante calcolato in base al criterio SRSS o CQC come scelto dall'utente.

Nella stampa degli involucri viene riportata la tensione e lo sforzo assiale F_x calcolato secondo la modalità scelta dall'utente nella fase di input riguardante l'assegnazione dell'intestazione e dei parametri iniziali.

TRAVI, PILASTRI E TRAVI DI FONDAZIONE

Il programma calcola ai due nodi estremi di ogni elemento e per ogni combinazione di carico sei sollecitazioni, riferite agli assi locali (come indicato nella figura a lato):

- F_x = forza assiale nella direzione locale x ;
- F_y = taglio nella direzione locale y ;
- F_z = taglio nella direzione locale z ;
- M_x = momento torcente attorno all'asse locale x ;
- M_y = momento flettente attorno all'asse locale y ;
- M_z = momento flettente attorno all'asse locale z ,

con le seguenti convenzioni sui segni:

- forze positive se concordi con gli assi locali (F);
- momenti positivi se antiorari rispetto gli assi locali, per un osservatore disteso lungo il corrispondente semiasse positivo ($F*L$).

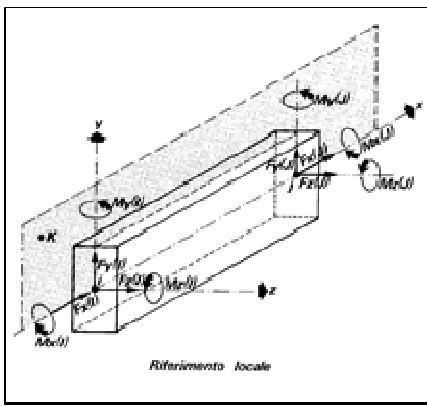
Tali convenzioni sono caratteristiche dei codici di calcolo numerico e sono mantenute soltanto nelle stampe globali. Nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe delle verifiche di sicurezza vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

In caso di analisi sismica con il metodo statico equivalente viene riportato un prospetto riguardante il peso sismico del gruppo, le coordinate baricentriche relative, il coefficiente di distribuzione globale del gruppo funzione della sua quota, il coefficiente globale ricavato dal precedente in base ai parametri sismici, la forza sismica relativa.

Nell'analisi dinamica vengono calcolate le medesime sollecitazioni per ognuna delle tre azioni si-smiche previste (Z eventuale). Viene evidenziato il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta alla combinazione di tutti i modi di vibrazione mediante il criterio prescelto dall'utente.

Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- F_y = taglio nella direzione locale y (F);
- M_x = momento torcente attorno asse locale x ($F \cdot L$);
- M_z = momento flettente attorno asse locale z ($F \cdot L$);
- U_z = spostamento lungo Z (L);
- r_x = rotazione intorno X (rad);
- r_y = rotazione intorno Y (rad);
- pressione sul suolo (F/L^2).



GUSCI

Il programma propone i risultati al "centro" di ogni elemento. Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

- S_{xx} (F/L^2);
- S_{yy} (F/L^2);
- S_{xy} (F/L^2);
- M_{xx} ($F \cdot L/L$);
- M_{yy} ($F \cdot L/L$);
- M_{xy} ($F \cdot L/L$);
- σ_{idsup} (F/L^2);
- σ_{idinf} (F/L^2).
- S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} rappresentano le tensioni membranali (vedi figura)
- M_{xx} rappresenta il momento flettente (per unità di lunghezza) che produce tensioni in direzione locale x; analogamente per M_{yy} ;
- M_{xy} rappresenta il momento torcente (sempre per unità di lunghezza).

Le tensioni ideali σ_{idsup} (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e σ_{idinf} sono calcolate mediante il criterio di Huber-Hencky-Mises. I momenti flettenti generano ai bordi dell'elemento delle tensioni valutate in base al modulo di resistenza dell'elemento. Le

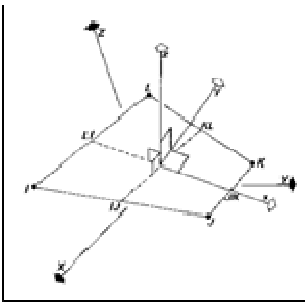
tensioni da momento flettente M_{xx} si sovrappongono alle tensioni S_{xx} , con segno positivo al bordo superiore, con segno negativo al bordo inferiore (analogamente per M_{yy} e S_{yy}). Gli effetti tensionali da momento torcente vengono sovrapposti a S_{xy} .

Le convenzioni sui segni dei momenti sono caratteristiche dei codici di calcolo automatici e sono mantenute solo nelle stampe dei risultati conseguenti all'elaborazione strutturale, nelle rappresentazioni grafiche e nelle stampe dei postprocessori vengono invece adottate le convenzioni tipiche della Scienza delle Costruzioni.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo, la risultante per sovrapposizione modale per S_{xx} , S_{yy} , S_{xy} , M_{xx} , M_{yy} , M_{xy} .

Nel calcolo degli involuپی viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involuپی dinamici, fra i risultati, alla fine di ogni gruppo vengono riportati i massimi delle tensioni (comprese quelle ideali) e dei momenti, nonché il numero dell'elemento e la combinazione di carico relativa.



ELEMENTO IN STATO PIANO DI TENSIONE, STATO PIANO DI DEFORMAZIONE, ASSIALSIMMETRICI

Il programma calcola le tensioni ($F/L2$) al centro di ogni elemento.

Per ogni elemento e per ogni combinazione di carico statica vengono evidenziate:

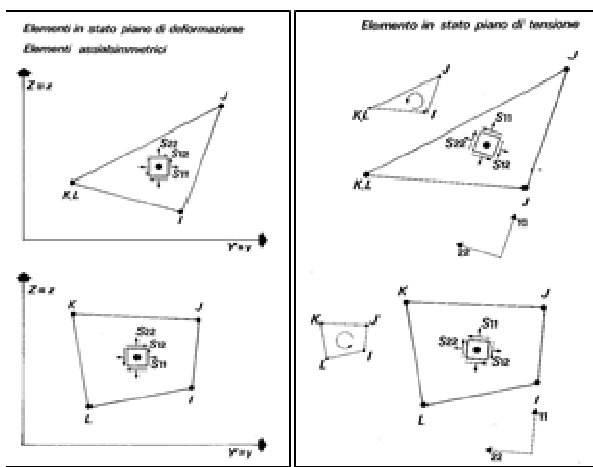
- S_{11} ;
- S_{22} ;
- S_{33} (sempre nullo per l'elemento in stato piano di tensione);
- S_{12} ;
- S_{max} ;
- S_{min} ;
- Angolo.

Per il significato di S_{11} , S_{22} , S_{12} si osservino le figure successive. La tensione S_{33} è ortogonale al piano dell'elemento ed è, per definizione, nulla per l'elemento in stato piano di tensione. La tensione è positiva se diretta verso l'osservatore (che vede i nodi dell'elemento susseguirsi, da I a L, in verso antiorario).

Le tensioni S_{max} e S_{min} rappresentano le tensioni principali. L'angolo riportato fra i risultati rappresenta l'angolo in gradi sessagesimali compreso fra l'asse locale 11 e la direzione di S_{max} . In questo modo le tensioni principali sono completamente note, in valore, direzione e verso.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione sismica e per ogni elemento, vengono riportate le tensioni S_{11} , S_{22} , S_{33} , S_{12} nei punti desiderati (a seconda dell'opzione di stampa scelta), specificando altresì il modo di vibrazione che dà luogo all'effetto massimo, il valore di tale effetto (con segno), la risultante dovuta a tutti i modi di vibrazione (secondo il metodo SRSS o CQC scelto).

Per ogni gruppo, per l'analisi statica e per gli involucri dinamici, in stampa viene riportato un prospetto riepilogativo riguardante i valori massimi negativi e positivi delle tensioni, nonché gli elementi e le combinazioni di carico interessate.



VINCOLI

In stampa vengono fornite, per ogni nodo vincolato, le reazioni corrispondenti ai vincoli assegnati. Per quanto concerne i versi si tenga presente che è stata adottata la convenzione tradizionale. In generale le forze vincolari (unità di misura F) sono positive se vanno nel verso dell'asse di riferimento, i momenti ($F \cdot L$) sono positivi se antiorari per un osservatore disposto lungo il corrispondente semiasse positivo; tali sollecitazioni tendono a contrastare deformazioni di segno opposto.

Per quanto concerne i vincoli comunque disposti nello spazio vale la stessa regola: se uno spostamento è positivo tende ad allontanare il nodo N da I; la conseguente reazione è di segno opposto, cioè negativa.

Nell'analisi dinamica, per ogni direzione, per ogni nodo vincolato, viene indicato il modo che dà luogo all'effetto massimo e il relativo valore; viene anche indicato il risultato complessivo calcolato a partire dai singoli effetti modali. Nella stampa degli involucri viene calcolata la risultante obbedendo alla modalità scelta dall'utente.

PLINTI

La procedura calcola le rigidità del plinto e le assegna come avviene per un elemento "vincolo" disposto secondo le direzioni globali X, Y, Z. Pertanto i risultati per un plinto corrispondono a quelli

proposti per l'elemento "vincolo". Nelle verifiche vengono invece riportati i risultati secondo le direzioni locali, come più consueto.

La rigidezza alla traslazione verticale del plinto viene calcolata moltiplicando l'area del plinto per la costante di sottofondo.

Le rigidzze alla rotazione rispetto ai due assi locali x e y vengono calcolate moltiplicando il relativo momento d'inerzia flessionale per la costante di sottofondo. Tali rigidzze alla rotazione vengono quindi riportate agli assi globali X e Y con le usuali regole di trasformazione, perché il programma tratta i vincoli come se fossero assegnati secondo le direzioni globali.

Le due rigidzze alla traslazione secondo gli assi globali X e Y, nonché la rigidzza alla rotazione intorno l'asse globale Z vengono automaticamente poste ad un valore elevato, che dà luogo a deformazioni trascurabili. Si assume infatti che il plinto non possa spostarsi nel piano orizzontale e ruotare intorno all'asse verticale Z.

Criteri di progetto e calcolo delle strutture di fondazione

Per quanto riguarda il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del complesso fondazione-terreno, le sollecitazioni sono state calcolate in accordo al §7.2.5 del DM 17.01.2018, adottando un secondo modello di calcolo ausiliario in cui è stato considerato un fattore di struttura pari ad 1 così da ottenere le azioni di progetto. Se tali azioni fossero maggiori di quelle resistenti, tale scelta sarebbe dalla parte della sicurezza.

11. MODELLAZIONE E ANALISI DELLA STRUTTURA

L'edificio è stato modellato con elementi tipo "setto", identificando così le pareti in X-LAM, incastrato alla base.

È stata condotta un'analisi numerica di tipo dinamico modale al fine di determinare le sollecitazioni e gli spostamenti per i carichi verticali e sotto l'azione sismica di normativa. Sono state quindi determinate le sollecitazioni di involucro, sia per i carichi verticali sia per le azioni sismiche e del vento, considerando le combinazioni di carico come da normativa. Per quelle più gravose sono state effettuate le verifiche preliminari delle strutture, in termini di sollecitazione e di deformazione.

La tipologia strutturale di riferimento è quella di un edificio in legno a pareti portanti a cui è affidata la resistenza alle azioni orizzontali. In ogni caso gli elementi resistenti sono stati distribuiti in pianta e in altezza verificando che il centro di massa non risulti troppo distante dal centro di rigidezza, così da limitare gli effetti torsionali che si manifestano quando si ha una concentrazione di rigidezza condensata in una determinata zona del fabbricato. Gli effetti torsionali, infatti, sono i più dannosi per l'edificio in quanto la struttura non risponde in maniera omogenea, vengono sollecitati in modo non uniforme i vari elementi e non si ottiene la massima dissipazione di energia. Avere un edificio torsionalmente disaccoppiato (cioè un edificio che ha i primi modi di vibrare traslazionali) permette di sfruttare appieno le risorse di duttilità, dissipando quindi gran parte dell'energia sismica. La resistenza e la rigidezza flessionali sono distribuite equamente secondo le due direzioni ortogonali, senza privilegiarne una in particolare, assicurando un buon comportamento della struttura qualunque sia la direzione del moto sismico. Per limitare al massimo gli effetti torsionali, infine, sono state garantite resistenza e rigidezza torsionali elevate in modo da ridurre il rischio che spostamenti differenziati dovuti a tali effetti nei diversi elementi strutturali inducano sollecitazioni non uniformi.

I solai sono stati considerati rigidi, ad eccezioni di quelli di copertura delle pensiline in acciaio, ed è stata svolta un'analisi con condensazione delle azioni al livello di piano.

La struttura ha mostrato un buon comportamento sia sotto l'azione dei carichi verticali, sia sotto l'azione del vento (che per alcuni elementi è la combinazione di carico più importante) che sotto l'azione sismica. Si riportano di seguito alcune schermate rappresentative delle deformate e delle sollecitazioni principali della struttura che attestano il corretto dimensionamento svolto.

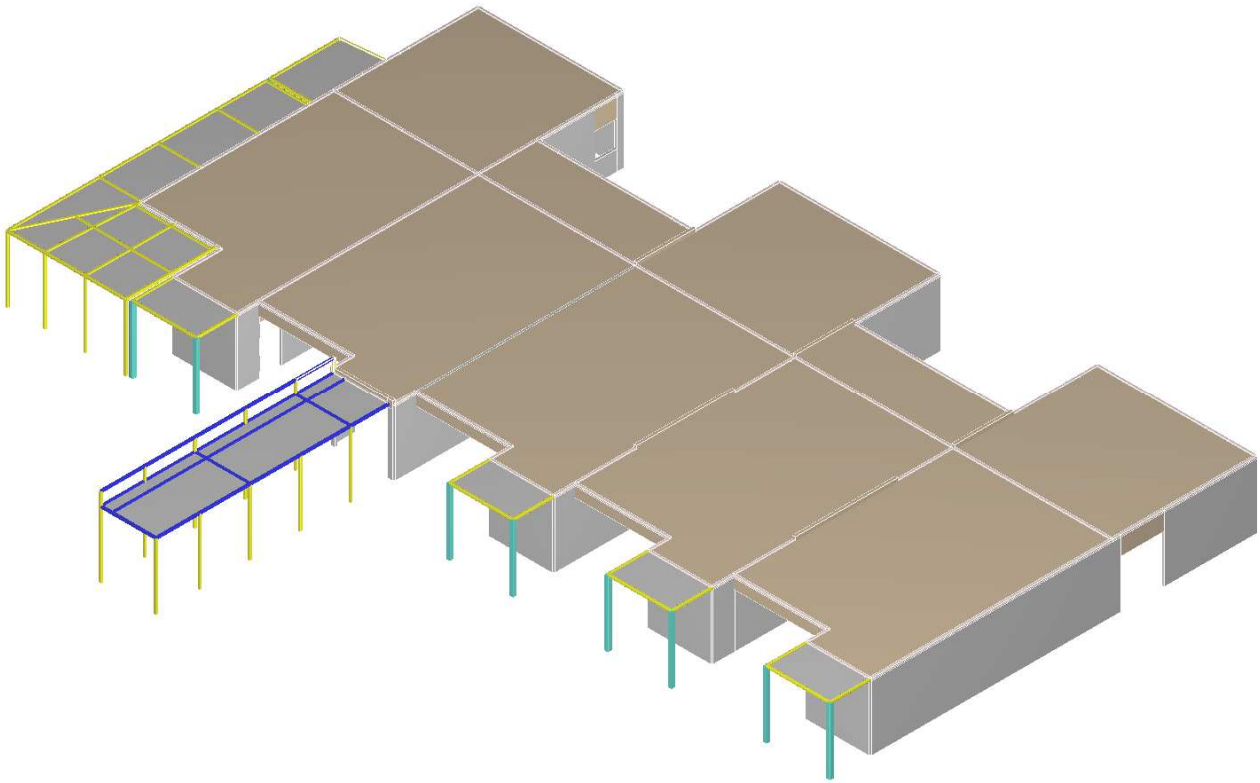
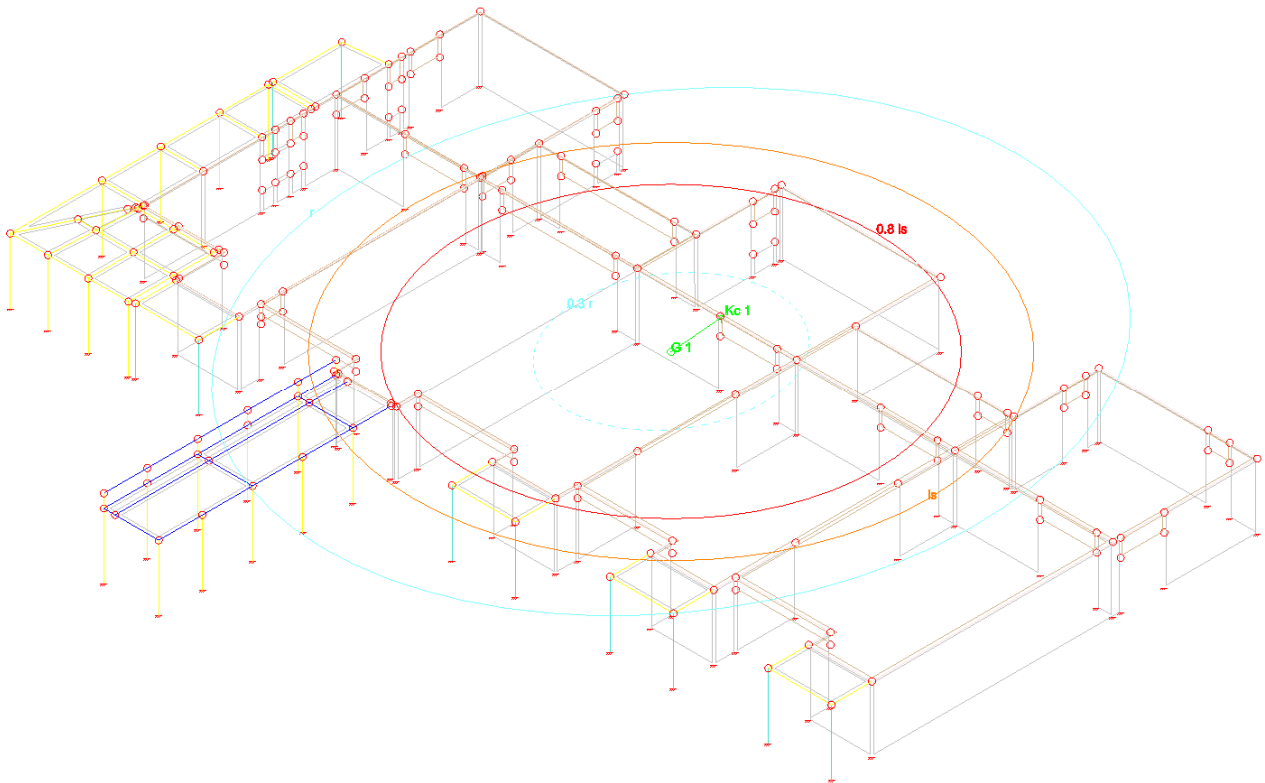


Figura 7 - Schema assonometrico



Solaio	x_G [m]	y_G [m]	K_x [kN/m]	K_y [kN/m]	K_{xy} [kN/m]	K_{min} [kN/m]	K_{max} [kN/m]	α [°]	r_{min} [m]	r_{max} [m]	d_x [m]	d_y [m]	l_s [m]
1	17.98	6.30	1.174277e+06	1.519668e+06	4.081707e+03	1.519717e+06	1.174229e+06	0.68	15.80	13.88	-0.23	2.71	11.76

Figura 8 - Centro di Massa e Centro di Rigidezza

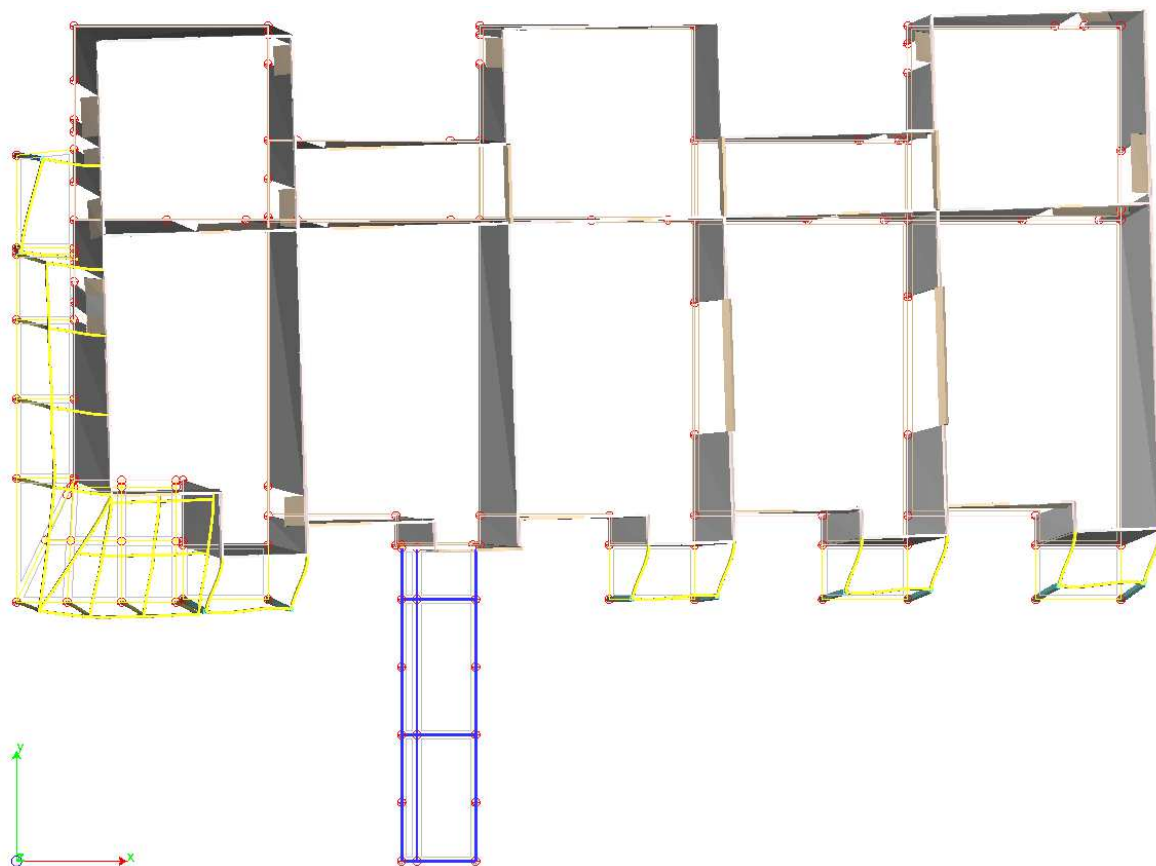


Figura 9 - 1° Modo di Vibrare, $T = 0.05$ s

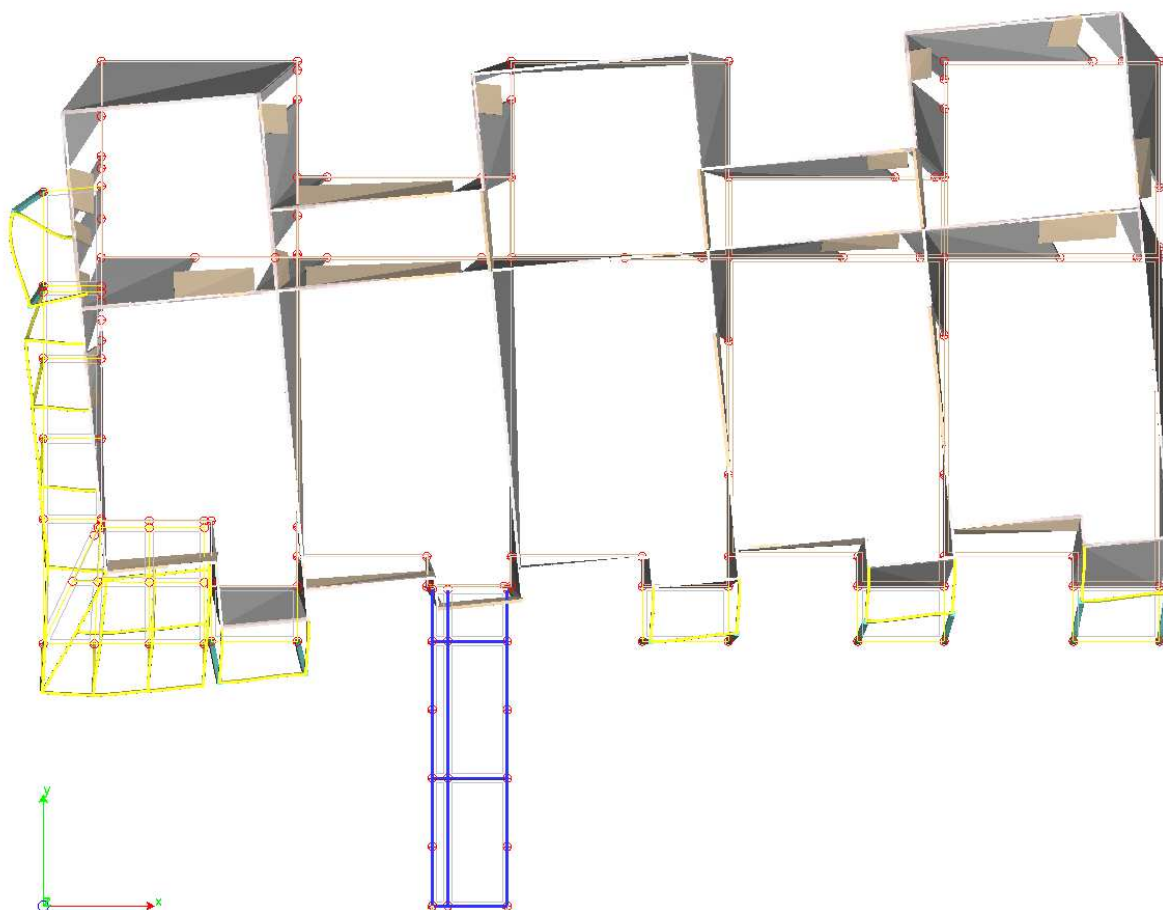


Figura 10 - 2° Modo di Vibrare, $T = 0.04$ s

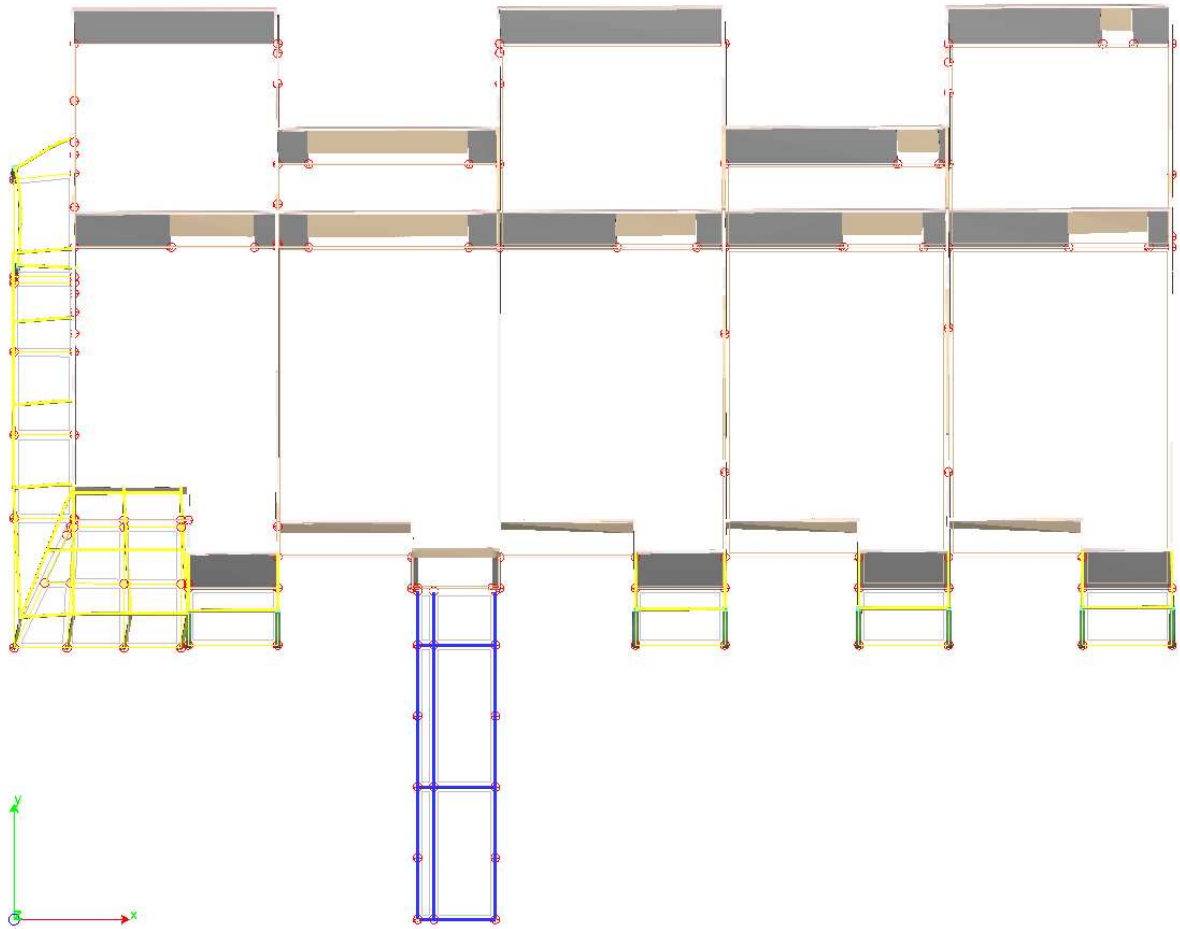


Figura 11 - 3° Modo di Vibrare, $T = 0.04$ s

12. SINTESI DEI RISULTATI E CRITERI DI ACCETTABILITÀ

Pannello XLam: controllo verifiche

Fonte: Test interno EnExSys

Tipi di analisi: statica e dinamica lineare

Descrizione schema statico: monopiano a base quadrata costituito da quattro pannelli uguali disposti lungo il perimetro della pianta. Ogni parete ha i bordi verticali liberi, base $L_w = 350$ cm, altezza $H_w = 338$ cm, spessore complessivo del pannello $t = 15$ cm.

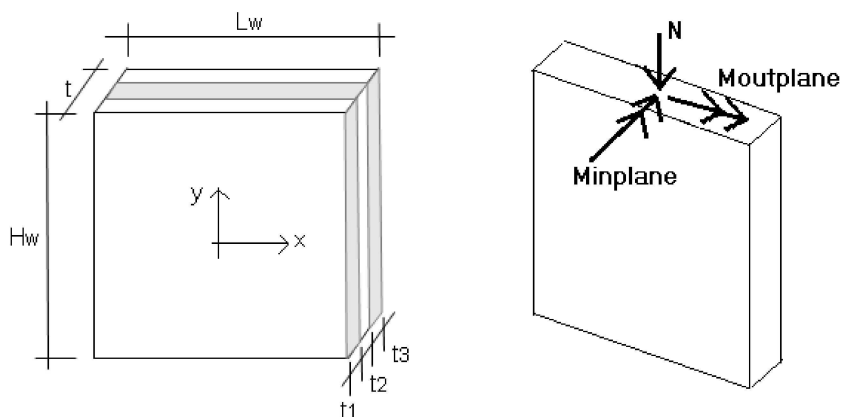


Fig.1 Schemastatico

Il modello geometrico del pannello considera i parametri seguenti:

L_w lunghezza del pannello

H_w altezza del pannello

t spessore totale del pannello ($\sum (t_i)$)

t_1, t_2, t_3 spessori dei rispettivi strati

t_x spessore totale degli strati disposti con le fibre in direzione orizzontale nel pannello (nell'esempio di figura $t_x = t_2$)

t_y spessore totale degli strati disposti con le fibre in direzione verticale nel pannello (nell'esempio di figura $t_y = t_1 + t_3$)

t_f spessore totale (equivalente) del pannello ai fini del calcolo della rigidità flessionale fuori piano.

Obiettivo: Eseguire le verifiche per un pannello XLam con le procedure automatiche e confrontare i risultati con quelli ottenuti manualmente.



Dati

Materiale GL32h legno lamellare omogeneo

$$t_x = 6 \text{ [cm]}$$

$$t_y = 9 \text{ [cm]}$$

$$t_f = 6 \text{ [cm]}$$

$$\text{Larghezza lamelle } b_w = 20 \text{ [cm]}$$

$$\text{Numero strati } n_{\text{strati}} = 3$$

$$K_{\text{mod}} = 0.9 \gamma_M = 1.45$$

$$\text{Resistenza a flessione } f_{mk} = 32 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{t0k} = 22.5 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Resistenza a compressione } f_{c0k} = 29 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Resistenza a taglio } f_{vk} = 3.8 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Resistenza a trazione } f_{t90k} = 0.5 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Resistenza a compressione } f_{c90k} = 3.3 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Resistenza a torsione } f_{Tk, XLam} = 2.5 \text{ [MPa]}$$

$$\text{Resistenza a taglio "rollingshear" } f_{Rk, XLam} = 1 \text{ [MPa]}$$

Modello: Il modello di calcolo adotta l'ipotesi di impalcato rigido ed i nodi di base sono incastrati. La finalità del modello è quella di ricreare le condizioni di verifica selezionate per la parete di test: parete sottoposta a carichi noti da sottoporre a verifiche in combinazione sismica. Le verifiche sono svolte sulla parete 1-2. In questo esempio si considerano resistenti tutti gli strati presenti nella sezione di base del pannello (spessore pari a $t = t_x + t_y$ avendo posto $E_{y,0} = E_{y,90}$).

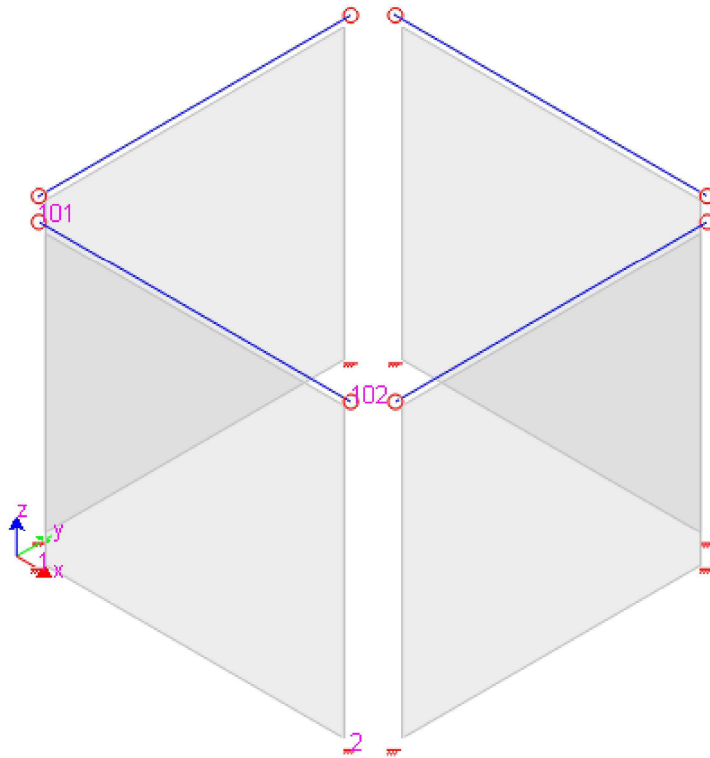


Fig.2Modello

VERIFICHE CON CALCOLO MANUALE

1- VERIFICA A PRESSOFLESSIONE AZIONI PARALLELE ALLE FIBRE

Considerando la sezione di base del pannello le azioni sollecitanti sono: $N = 182.10$ kN (compressione)

$$M_{inplane} = 241.21 \text{ kNm}$$

$M_{outplane} = 0$ kNm la tensione normale σ_N prodotta dalle sollecitazioni agenti nel piano del pannello vale:

$$\sigma_N = N / [(t_x + t_y) L_w] + 6 M_{inplane} / [(t_x + t_y) L_w^2]$$

$$\sigma_N = 182.1 \cdot 10^3 / [(60+90) 3500] + 6 \cdot 241.1 \cdot 10^6 / [(60+90) 3500^2] = 0.347 + 0.787 = 1.13 \text{ MPa}$$

La tensione normale σ_M prodotta dalla sollecitazione flettente agente fuori dal piano del pannello vale: $\sigma_M = 6 M_{outplane} / (1000 \text{ mm } t_f^2)$ $\sigma_M = 0$ MPa pertanto la verifica diventa:

$$f_{cod} = K_{mod} f_{cok} / \gamma_M = 0.9 \cdot 29 / 1.45 = 18 \text{ MPa} \quad f_{md} = K_{mod} f_{mk} / \gamma_M = 0.9 \cdot 32 / 1.45 = 19.86 \text{ MPa}$$

$$\sigma_N / f_{cod} + \sigma_M / f_{md} \leq 1$$

$$1.13 / 18 + 0 = 0.063 < 1 \text{ (verificato)}$$

2- VERIFICA A COMPRESSIONE PER AZIONI PERPENDICOLARI ALLE FIBRE

Considerando la sezione di base del pannello le azioni sollecitanti sono: $N = 182.10$ kN (compressione)

$M_{inplane} = 241.21 \text{ kNm}$ e la tensione normale prodotta dalle sollecitazioni agenti nel piano del pannello vale ancora $\sigma_N = 1.13 \text{ MPa}$.

In questo caso la verifica diventa:

$$f_{c90d} = K_{mod} f_{c90k} / \gamma_M = 0.9 \cdot 3.3 / 1.45 = 2.05 \text{ MPa} \quad K_c = 1.0 \quad \sigma_N / (K_c f_{c90d}) \leq 1$$

$$1.13 / (1.0 \cdot 2.05) = 0.551 < 1 \text{ (verificato)}$$

3- VERIFICA DI RESISTENZA A TENSIONI NORMALI

Considerando la sezione di base del pannello le azioni sollecitanti sono: $N=182.10\text{kN}$ (compressione)

$$M_{inplane} = 241.21 \text{ kNm}$$

$$M_{outplane} = 0 \text{ kNm} \quad \sigma_N = 1.13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_M = 0 \text{ MPa}$$

In questo caso la verifica diventa:

$$f_{md} = K_{mod} f_{mk} / \gamma_M = 0.9 \cdot 32 / 1.45 = 19.86 \text{ MPa}$$

$$(\sigma_N + \sigma_M) / f_{md} \leq 1$$

$$(1.13 + 0) / 19.86 = 0.06 < 1 \text{ (verificato)}$$

4- VERIFICA DI RESISTENZA A TAGLIO E TAGLIO-TORSIONE

Considerando la sezione di base del pannello la sollecitazione tagliante vale:

$$V = 71.36 \text{ kN}$$

per cui le tensioni tangenziali di progetto a taglio (τ_{Vd}) e torsione (τ_{Td}) diventano:

$$\tau_{Vd} = 2 V / [L_w (t_x + t_y)] = 71.36 \cdot 10^3 / [3500 (60 + 90)] = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_{Td} = 3 \tau_{Vd} (t_x + t_y) / (b_w n_{strati}) = 3 \cdot 0.27 (60 + 90) / (200 \cdot 3) = 0.20 \text{ MPa}$$

In questo caso la verifica diventa: $f_{vd} = K_{mod} f_{vk} / \gamma_M = 0.9 \cdot 3.8 / 1.45 = 2.36 \text{ MPa}$

$$(\tau_{Vd} / f_{vd})^2 + (\tau_{Td} / f_{vd})^2 \leq 1$$

$$(0.27 / 2.36)^2 + (0.20 / 2.36)^2 = 0.02 < 1 \text{ (verificato)} \quad \tau_{Vd} / f_{vd} \leq 1$$

$$0.27 / 2.36 = 0.12 < 1 \text{ (verificato)}$$

5- VERIFICA DI RESISTENZA A TORSIONE INCOLLAGGIO

Considerando la sezione di base del pannello la sollecitazione tagliante vale:

$$V = 71.36 \text{ kN}$$

per cui la tensione tangenziale di progetto a torsione (τ_{Td}) diventa:

$$\tau_{Td} = 3 \tau_{Vd} (t_x + t_y) / (b_w n_{strati}) = 3 \cdot 0.27 (60 + 90) / (200 \cdot 3) = 0.20 \text{ MPa}$$

In questo caso la verifica diventa:

$$f_{Td, XLAM} = K_{mod} f_{Tk, XLAM} / \gamma_M = 0.9 \cdot 2.5 / 1.45 = 1.55 \text{ MPa} \quad \tau_{Td} / f_{Td, XLAM} \leq 1$$

$$0.20 / 1.55 = 0.13 < 1 \text{ (verificato)}$$

6- VERIFICA A COMPRESSIONE E TAGLIO DA ROTOLAMENTO

Considerando la sezione di base del pannello le azioni sollecitanti sono: $N = 182.10 \text{ kN}$ (compressione)

$$M_{\text{inplane}} = 241.21 \text{ kNm}$$

$$V = 71.36 \text{ kN}$$

la tensione normale σ_N prodotta dalle sollecitazioni agenti nel piano del pannello vale:

$$\sigma_N = N / [(t_x + t_y) L_w] + 6 M_{\text{inplane}} / [(t_x + t_y) L_w^2]$$

$$\sigma_N = 182.1 \cdot 10^3 / [(60+90) 3500] + 6 \cdot 241.1 \cdot 10^6 / [(60+90) 3500^2] = 0.347 + 0.787 = 1.13 \text{ MPa}$$

La tensione tangenziale sollecitante di progetto a torsione (τ_{Td}) vale:

$$\tau_{Td} = 3 \tau_{Vd} (t_x + t_y) / (b_w n_{\text{strati}}) = 3 \cdot 0.27 (60+90) / (200 \cdot 3) = 0.20 \text{ MPa}$$

In questo caso la verifica diventa:

$$f_{c90d} = K_{\text{mod}} f_{c90k} / \gamma_M = 0.9 \cdot 3.3 / 1.45 = 2.05 \text{ MPa} \quad f_{Rd, XLAM} = K_{\text{mod}} f_{Rk, XLAM} / \gamma_M = 0.9 \cdot 1.0 / 1.45 = 0.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_N / f_{c90d} + \tau_{Td} / f_{Rd, XLAM} \leq 1$$

$$1.13 / 2.05 + 0.20 / 0.62 = 0.88 < 1 \text{ (verificato)}$$

7- VERIFICA DI STABILITÀ

Considerando la sezione di mezzzeria del pannello le azioni sollecitanti sono: $N = 178.55 \text{ kN}$ (compressione)

$$M_{\text{inplane}} = 120.60 \text{ kNm}$$

$M_{\text{outplane}} = 0.86 \text{ kNm}$ la tensione normale σ_N prodotta dalle sollecitazioni agenti nel piano del pannello vale:

$$\sigma_N = N / [(t_x + t_y) L_w] + 6 M_{\text{inplane}} / [(t_x + t_y) L_w^2]$$

$$\sigma_N = 178.55 \cdot 10^3 / [(60+90) 3500] + 6 \cdot 120.60 \cdot 10^6 / [(60+90) 3500^2] = 0.34 + 0.39 = 0.73 \text{ MPa}$$

La tensione normale σ_M prodotta dalla sollecitazione flettente agente fuori dal piano del pannello su una striscia unitaria larga 1000mm vale:

$$\sigma_M = 6 M_{\text{outplane}} / (1000 \text{ mm } t^2) \quad \sigma_M = 6 \cdot 0.86 \cdot 10^6 / [1000 \cdot 60^2] = 1.43 \text{ MPa}$$

Le formule di verifica da impiegare dipendono dal valore della snellezza relativa λ_{rel} :

$$i_{\text{MIN}} = (t_x + t_y) / \sqrt{12} = (60+90) / \sqrt{12} = 43 \text{ mm} \quad \lambda = H_w / i_{\text{MIN}} = 338 / 43 = 78.1$$

$$\lambda_{\text{rel}} = (\lambda / \pi) \sqrt{f_{\text{cok}} / E_{005}} = (78.1 / \pi) \sqrt{29 / 11100} = 1.27$$

pertanto la verifica diventa:

$$f_{\text{cod}} = K_{\text{mod}} f_{\text{cok}} / \gamma_M = 0.9 \cdot 29 / 1.45 = 18 \text{ MPa}$$

$$f_{\text{md}} = K_{\text{mod}} f_{\text{mk}} / \gamma_M = 0.9 \cdot 32 / 1.45 = 19.86 \text{ MPa per } \lambda_{\text{rel}} > 0.3 :$$

$$\sigma_N / (K_c f_{\text{cod}}) + \sigma_M / f_{\text{md}} \leq 1$$

$$0.73/(0.547 \cdot 18) + 1.43/19.86 = 0.15 < 1 \text{ (verificato) essendo}$$

$$k = 0.5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0.3) + \lambda_{rel}^2] = 0.5 [1 + 0.1 (1.27 - 0.3) + 1.27^2] = 1.355 \quad \beta_c = 0.1$$

$$K_c = 1/[k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}] = 0.547$$

8- SOLLECITAZIONI AGLI ANCORAGGI

Considerando la sezione di base del pannello le azioni sollecitanti sono: $N = 182.10 \text{ kN}$ (compressione)

$$M_{inplane} = 241.21 \text{ kNm}$$

$$V = 71.36 \text{ kN}$$

Il pannello risulta ancorato in prossimità di ciascun bordo verticale con gli hold down ad impedire il ribaltamento.

La sollecitazione massima agente su un punto di vincolo viene determinata con la somma della componente prodotta dalla flessione con la componente prodotta dallo sforzo assiale (presi con lo stesso segno) per cui si ha:

$$F = M/(L_w - 2 d) + N/2 = 241.21/(3.5 - 2 \cdot 0.1) + 182.1/2 = 164.14 \text{ kN} \text{ essendo } d = 0.10 \text{ m il margine libero tra asse hold down e spigolo verticale del pannello.}$$

La sollecitazione risultante **F** andrà ripartita tra gli hold down installati in prossimità dello stesso spigolo.

L'azione di taglio **V** dovrà essere ripartita tra tutti gli angolari installati sul bordo inferiore del pannello ad impedirne lo scorrimento.

RISULTATI DELLA PROCEDURA AUTOMATICA**Verifiche a presso/tenso flessione azioni parallele alle fibre**

Pannello	Sez	Mat	L [cm]	H [cm]	Quota	N [kN]	M _{InPlane} [kNm]	M _{OutPlane} [kNm]	σ_N [MPa]	$\sigma_{M,In}$ [MPa]	$\sigma_{M,Out}$ [MPa]	Comb.	S_D/S_R
1 .. 2	1	5	350.0	338.0	B	182.10	241.21	0.00	0.35	0.79	0.00	1	0.06

Verifiche a compressione azioni perpendicolari alle fibre

Pannello	Sez	Mat	L [cm]	H [cm]	Quota	N [kN]	M _{InPlane} [kNm]	σ_N [MPa]	σ_M [MPa]	σ_{N+M} [MPa]	Comb.	S_D/S_R
1 .. 2	1	5	350.0	338.0	B	182.10	241.21	0.35	0.79	1.13	1	0.55

Verifiche per tensioni normali

Pannello	Sez	Mat	L [cm]	H [cm]	Quota	N [kN]	M _{InPlane} [kNm]	M _{OutPlane} [kNm]	σ_N [MPa]	$\sigma_{M,In}$ [MPa]	$\sigma_{M,Out}$ [MPa]	Comb.	S_D/S_R
1 .. 2	1	5	350.0	338.0	B	182.10	241.21	0.00	0.35	0.79	0.00	1	0.06

Verifiche per taglio-torsione

Pannello	Sez	Mat	L [cm]	H [cm]	Quota	V [kN]	τ_V [MPa]	τ_T [MPa]	Comb.	S_D/S_R
1 .. 2	1	5	350.0	338.0	B	-71.36	0.27	0.20	1	0.12

Verifiche per torsione incollaggio

Pannello	Sez	Mat	L [cm]	H [cm]	Quota	V [kN]	τ_T [MPa]	Comb.	S_D/S_R
1 .. 2	1	5	350.0	338.0	B	-71.36	0.20	1	0.13

Verifiche a trazione/compressione e taglio 'rolling shear'

Pannello	Sez	Mat	L [cm]	H [cm]	Quota	N [kN]	V [kN]	M _{InPlane} [kNm]	σ_N [MPa]	σ_M [MPa]	σ_{N+M} [MPa]	τ_T [MPa]	Comb.	S_D/S_R
1 .. 2	1	5	350.0	338.0	B	182.10	-71.36	241.21	0.35	0.79	1.13	0.20	1	0.88

Verifiche di instabilità

Pannello	Sez	Mat	L [cm]	H [cm]	λ	λ_{Rel}	K_c	N [kN]	M _{InPlane} [kNm]	M _{OutPlane} [kNm]	σ_N [MPa]	$\sigma_{M,In}$ [MPa]	$\sigma_{M,Out}$ [MPa]	Comb.	S_D/S_R
1 .. 2	1	5	350.0	338.0	78.06	1.27	0.55	178.55	120.60	0.86	0.34	0.39	1.43	1	0.15

Azioni agli ancoraggi

Pannello	Sez	Mat	L [cm]	H [cm]	d [cm]	Quota	T_{Max} [kN]	V_{Max} [kN]
1 .. 2	1	5	350.0	338.0	10.0	B	-164.14 (1)	-71.36 (1)

Fig.3 Verifiche automatiche

Analisi dei risultati:

Sollecitazione resistente	Winstrand	Calcolo manuale	Rapporto
N-M _{IN} tensioni // alle fibre	0.06	0.06	1.000
N-M _{IN} tensioni _ _ alle fibre	0.55	0.55	1.000
N-M _{IN} -M _{OUT} tensioni _ _ alle fibre	0.06	0.06	1.000
Taglio e taglio-torsione	0.12	0.12	1.000
Torsione incollaggio	0.13	0.13	1.000
Compressione e taglio da rotolamento	0.88	0.88	1.000
Stabilità	0.15	0.15	1.000
Reazione max vincolamento a ribaltamento	164.14 kN	164.14 kN	1.000
Reazione totale vincolamento scorrimento	71.36 kN	71.36 kN	1.000

Le immagini del comportamento strutturale delle pagine precedenti non vogliono in alcun modo sostituire i tabulati di calcolo e le verifiche, ma vuole presentare “qualitativamente” i risultati dell’analisi strutturale agli elementi finiti.

La struttura ha mostrato un buon comportamento sia sotto l’azione dei carichi verticali (che per alcuni elementi è la combinazione di carico più importante) sia sotto l’azione sismica.

Giudizio di accettabilità: i risultati dei modelli strutturali sia in termini di spostamento sia in termini di sollecitazione rispondono esattamente a quanto ipotizzato e calcolato a mano dallo scrivente in fase di predimensionamento. In particolare, le sollecitazioni agli SLU, derivanti dai carichi verticali, degli elementi strutturali più significativi risultano coerenti con i risultati di calcoli semplificati (utilizzando gli schemi statici di travi semplicemente appoggiate, telai piani...), mentre per quanto riguarda l’analisi sismica è stato fatto un controllo relativamente al calcolo delle masse sismiche, dei tagli di piano e delle rigidezze di piano, nonché dei massimi spostamenti, confrontando i risultati del software con quelli ottenuti da analisi lineari statiche su telai piani.

Tutte le strutture risultano verificate secondo le attuali NTC2018.