

**Comune di CASORATE SEMPIONE**  
**Provincia di VARESE**

**RELAZIONE TECNICA GENERALE**

**E**

**RELAZIONE DI CALCOLO DELLA STRUTTURA**

**CON FASCICOLI DEI CALCOLI DELLE  
STRUTTURE PORTANTI**


**OGGETTO:** SCUOLA PRIMARIA "MILITE IGNOTO"  
Via De Amicis, 1 – Casorate Sempione (VA)

**RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO SOLAI ALA EST  
ED ATRIO CON INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO  
STRUTTURALE**


**COMMITTENTE:** Comune di Casorate Sempione (VA)  
Via De Amicis, 7 – Casorate Sempione (VA)

Cardano al Campo (VA), Marzo 2017

Il Progettista  
**dott. ing. Mario Palazzi**  
Ordine Ing. Varese n. 2737



Il Direttore dei Lavori  
**dott. ing. Mario Palazzi**  
Ordine Ing. Varese n. 2737





**Comune di CASORATE SEMPIONE**  
**Provincia di VARESE**

**RELAZIONE TECNICA GENERALE**

**OGGETTO:** SCUOLA PRIMARIA "MILITE IGNOTO"  
Via De Amicis, 1 – Casorate Sempione (VA)

**RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO SOLAI ALA EST  
ED ATRIO CON INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO  
STRUTTURALE**

**COMMITTENTE:** Comune di Casorate Sempione (VA)  
Via De Amicis, 7 – Casorate Sempione (VA)



## SOMMARIO

<b>1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E COLLOCAZIONE NEL TERRITORIO .....</b>	<b>2</b>
1.1 PREMESSA STORICA E SUCCESSIVI AMPLIAMENTI E MODIFICAZIONI .....	3
1.2 SCHEMA STATICO E TIPOLOGIA DEI MATERIALI .....	4
1.2.1 <i>RIEPILOGO DELLE ATTIVITA' DI VERIFICA DI STATICITA' E INDAGINI ESEGUITE</i> .....	4
1.3 CRITICITA' STRUTTURALI RILEVATE. ....	5
<b>2. STRATEGIA DI INTERVENTO .....</b>	<b>6</b>
<b>3. SCHEMA STATICO .....</b>	<b>6</b>
<b>4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>7</b>
<b>5. LE CARATTERISTICHE DEL SITO DI FABBRICA E DEL TERRENO.....</b>	<b>8</b>
<b>6. EDIFICI ESISTENTI - CAP. 8 DEL D.M. 2008.....</b>	<b>10</b>
6.1 LIVELLI DI CONOSCENZA E CONFIDENZA. ....	10
<b>7. PRESTAZIONI DI PROGETTO, CLASSE DELLA STRUTTURA, VITA UTILE E PROCEDURE DI QUALITÀ.....</b>	<b>11</b>
<b>8. DATI DI PROGETTO.....</b>	<b>11</b>
<b>9. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO.....</b>	<b>12</b>
9.1 CALCESTRUZZO.....	12
9.1.1 <i>CARATTERISTICHE DI LAVORABILITÀ E DURABILITÀ</i> .....	13
9.1.1.1 CLASSE DI ESPOSIZIONE.....	13
9.1.1.2 GRANULOMETRIA E LAVORABILITÀ.....	14
9.1.1.3 COPRIFERRO.....	14
9.1.1.4 CLASSE DI CONSISTENZA.....	15
9.1.1.5 AGGREGATI.....	16
9.2 ACCIAIO PER C.A. ....	16
9.3 MURATURA.....	16
9.4 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA.....	17
<b>10. LE AZIONI APPLICATE ALLA STRUTTURA .....</b>	<b>18</b>
10.1 CARICHI VARIABILI: .....	18
10.2 AZIONI SISMICHE .....	19



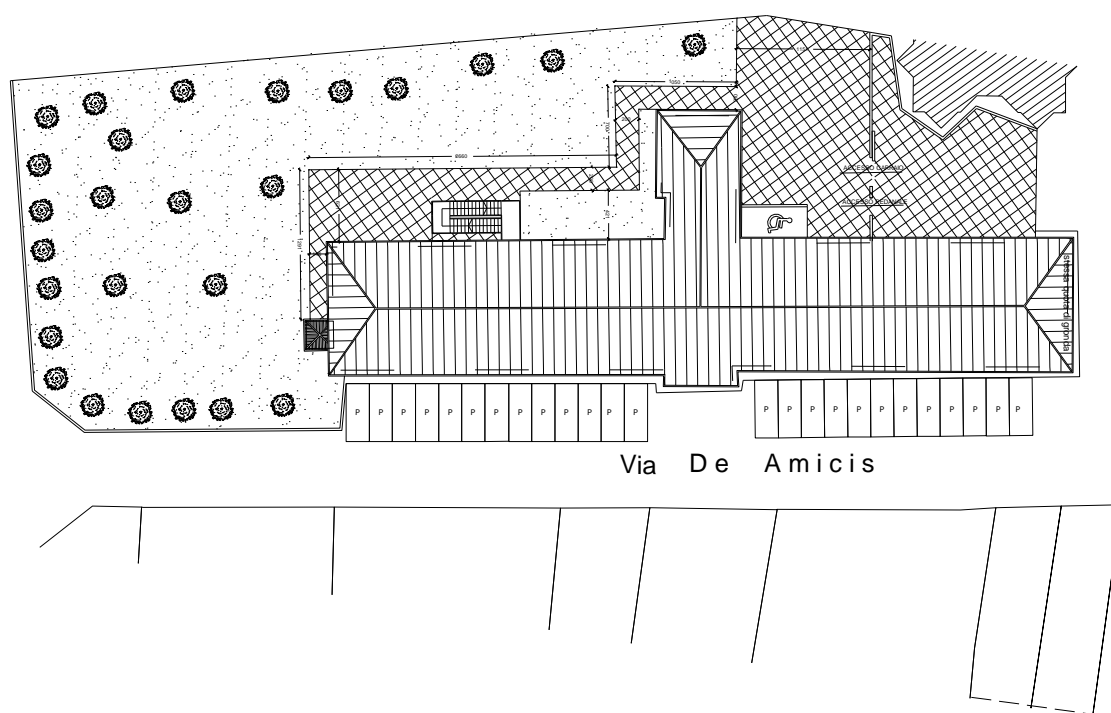
## 1. DESCRIZIONE DELL'OPERA E COLLOCAZIONE NEL TERRITORIO

L'intervento in oggetto riguarda gli interventi per il miglioramento sismico e la messa in sicurezza dell'edificio scolastico di Via De Amicis 1 a Casorate Sempione (VA).

Il fabbricato è composto da 3 piani fuori terra, oltre ad una piccola porzione ammezzata in corrispondenza dell'ala Ovest dell'edificio. Due piccole porzioni dell'edificio sono interrato.

La copertura è a falde, con struttura in legno e copertura in tegole.

La pianta è approssimativamente rettangolare con dimensioni di 64,00x11,20 m, l'altezza alla gronda è di circa 14,8 m con altezza al colmo di 17,50 m.



PLANIMETRIA GENERALE

### **1.1 PREMESSA STORICA E SUCCESSIVI AMPLIAMENTI E MODIFICAZIONI**

Dalle informazioni acquisite risulta che la scuola è stata edificata all'inizio del secolo scorso, presumibilmente nel 1912, ed in origine comprendeva il Corpo Ovest su due livelli, mentre non si è trovata conferma della presenza del corpo Est, che in ogni caso prevedeva il solo piano terra, adibito a palestra.

Negli anni '30 la scuola ha subito un primo ampliamento che ha interessato il corpo Est, con la realizzazione delle aule al secondo piano.



La scuola dopo gli interventi del 1930

Tra gli anni 1952 e 1953 la scuola ha subito un ulteriore importante ampliamento che ha previsto la realizzazione di un'ulteriore piano, oltre al nuovo vano scala per raggiungere il secondo piano, assumendo la configurazione attuale.



La scuola nella configurazione attuale, con tre piani.

Successivamente sono stati eseguiti altri interventi minori, che non hanno interessato il corpo principale della scuola.

Nel 1992 sono stati rifatti i bagni al primo piano dell'Ala Est ed è stata realizzata la rampa disabili posta nel cortile interno.



Successivamente è stata realizzata una scala di sicurezza, con struttura metallica, in corrispondenza del corpo Est.

Nel 2007-2008 è stato poi installato, in prossimità della scala di emergenza, un ascensore per migliorare l'accessibilità ai piani.

L'impianto strutturale originario non è stato mai modificato.

I solai dell'Ala Ovest sono disposti su due campate, con il muro tra il corridoio e le aule realizzato in muratura portante.

Viceversa, il Corpo Est, per lasciare la massima fruibilità del piano terreno, in origine utilizzato come palestra ed ora come mensa, ha mantenuto l'impostazione originaria con solai di grande luce (oltre 10 mt) ed in campata unica.

Nel corso degli anni sono state eseguite numerose verifiche di portata dei solai.

## **1.2 SCHEMA STATICO E TIPOLOGIA DEI MATERIALI**

La struttura portante del corpo principale della scuola è costituita da muratura portante in mattoni pieni con solai di differente fattura.

In particolare, ed a riprova delle differenti fasi esecutive, si riscontra un solaio realizzato con travi in acciaio con interposti tavelloni per il primo solaio del corpo Ovest (realizzazione 1912), un solaio gettato in opera con alleggerimento in laterizio per il primo solaio del corpo Est (realizzazione 1930) e solai gettati in opera, di differente tipologia, per il secondo solaio (e presumibilmente per il sottotetto) di entrambi i corpi di fabbrica (realizzazione 1952-53).

Le scale interne sono realizzate con gradini prefabbricati incastrati nella muratura perimetrale.

La scala metallica esterna è realizzata con profili laminati zincati a caldo, con gradini metallici prefabbricati e ripiani in grigliato metallico.

Il vano ascensore, con struttura mista in calcestruzzo ed acciaio, è stato realizzato più recentemente ed è già conforme alle nuove norme antisismiche.

Per quanto riguarda i materiali si hanno informazioni dalla campagna di analisi del 2007, che indicano un calcestruzzo di classe Rck 200 o Rck250 daN/cm<sup>2</sup>, con acciaio tondo liscio, che a seconda delle epoche costruttive, potrebbe appartenere alla tipologia AQ50 o Feb32k, con tensioni di snervamento tra 1200 e 1600 daN/cm<sup>2</sup>.

Le prove con martinetto piatto hanno fornito invece una resistenza a rottura della muratura pari a 27 daN/cm<sup>2</sup>, con tensione di esercizio di circa 6,5 daN/cm<sup>2</sup>.

Facendo riferimento alla indagine geologica eseguita a supporto della progettazione del vano ascensore e delle ulteriori prove eseguite all'interno del sedime del locale mensa, risulta che il terreno, presenta uno strato soffice a partire dai 2 mt di profondità fino ad arrivare a 5-6 mt dal piano di campagna.

Tenendo conto di una possibile quota di imposta delle fondazioni a circa 1 mt di profondità, si deduce un carico di rottura del terreno di circa 5 daN/cm<sup>2</sup>, con una pressione ammissibile di circa 1,5 daN/cm<sup>2</sup> (Fs=3,00), da limitare ulteriormente per evitare cedimenti eccessivi.

### **1.2.1 RIEPILOGO DELLE ATTIVITA' DI VERIFICA DI STATICITA' E INDAGINI ESEGUITE**

L'edificio ha manifestato già da tempo delle criticità, tanto che già dal 1991 si ha traccia di perizie statiche sull'edificio.

La prima perizia di cui si ha traccia è stata redatta nel 1991 dall'ing. Pariani.

Tale perizia ha riguardato la staticità del solaio dei bagni di primo piano sia dell'Ala Ovest (si segnalavano fessure nel solaio ed uno "scollamento" della facciata), che dell'Ala Est (grossa fessura a pavimento e nel tavolato che separa la zona servizi dalla prima aula). Inoltre è stata eseguita una verifica sulla scala che porta al secondo piano, per la quale era stata evidenziata una eccessiva flessibilità e sulla quale era stata eseguito un intervento di "legatura" con profili metallici, tuttora visibile.

Esistono poi certificati di idoneità statica rilasciati nel 1994 (ing Pariani) e 1996 (ing. Guenzani).

Tra il 2007 e 2009 è stata poi eseguita una estesa campagna di verifiche strutturali affidata agli ing. Moglia e ing. Piccinin.

Lo scopo delle verifiche, oltre alla determinazione delle portate dei solai, riguardava nuovamente le fessurazioni in corrispondenza delle testate e di alcuni tavolati dell'Ala Est. Inoltre era stata evidenziata una eccessiva flessibilità dei solai degli atri scala e una deformazione evidente dei solai dell'Ala Est. Era inoltre stato segnalato un distacco di intonaco da un solaio dell'Ala Est.

La campagna di indagini ha previsto la realizzazione di n° 6 prove di carico ed una prova con martinetti piatti (determinazione delle caratteristiche della muratura) affidate ad una ditta specializzata. Oltre a queste indagini sono stati eseguiti saggi strutturali su tutti i solai calpestabili ed un rilievo, sia all'intradosso che all'estradosso, delle frecce inelastiche dei solai.

Nel 2013 è stata poi eseguita una verifica di vulnerabilità sismica degli stabili comunali, compresa la scuola in oggetto, affidata all'ing. Anania.

Tale indagine ha evidenziato la vulnerabilità sismica dell'edificio.

### ***1.3 CRITICITA' STRUTTURALI RILEVATE.***

#### **Criticità nei confronti dei carichi verticali:**

1. Le murature portanti presentano una serie di piccole lesioni che, allo stato dei fatti, non evidenziano importanti cedimenti fondazionali.
2. I solai dell'Ala Ovest, su due campate di luce più ridotta, non evidenziano particolari carenze, anche le portate sono idonee all'uso attuale.
3. I solai dell' Est presentano invece delle criticità legate principalmente alla flessibilità dei solai che sono impostati in campata singola. In particolare a piano terreno l'edificio è a pianta libera (mensa) mentre ai piani superiori è presente un tavolato di separazione tra le aule ed il corridoio, realizzato con materiale pesante e direttamente impostato sul solaio. In tale tavolato si evidenziano delle fessurazioni ed un distacco a livello dell'incrocio tra tavolato e intradosso solaio, indicatore evidente di un assestamento del solaio. Tutti i solai presentano delle frecce, anche significative. A scopo cautelativo, si era provveduto alla puntellazione del solaio della mensa.
4. Tutti i solai sono poi privi di cappa di ripartizione armata e quindi possono essere soggetti a fessurazioni parallele ai travetti dovute a differenti intensità dei carichi, visibili a soffitto del locale mensa ed in alcune delle aule.
5. Non esiste un'indagine specifica dello stato delle fondazioni che potrebbero presentare tassi di lavoro del terreno eccessivi.

#### **Criticità nei confronti delle azioni sismiche:**

1. I solai non presentano le caratteristiche minime richieste dalla normativa per poterli considerare piani rigidi e quindi non è completamente assicurato il comportamento scatolare dell'edificio.
2. La mancanza di una idonea armatura di ripartizione non assicura un adeguato collegamento tra murature di testata e solaio che è ordito parallelamente ad esse.
3. Alcuni maschi murari presentano eccessive sollecitazioni in caso di sisma e possono essere soggetti a meccanismi locali di dissesto non avendo un efficace collegamento ai solai.

## 2. STRATEGIA DI INTERVENTO

L'intervento in oggetto riguarda principalmente il risanamento delle problematiche evidenziate dal sopralluogo dei tecnici VVFF eseguito in data 8/4/2014.

A seguito delle segnalazioni del dirigente scolastico, che in data 3 aprile 2014 chiedeva al Comune di Casorate urgenti interventi per: "presenza di crepa nella pavimentazione del bagno ovest primo piano", il sopralluogo tecnico disposto dal Comune, si riscontravano, dove indicato dal personale della scuola, delle lesioni trasversali nella pavimentazione del bagno e mancanza di complanarità della stessa pavimentazione.

In data 8 aprile intervenivano i Vigili del Fuoco per verifica di stabilità all'edificio.

In pari data, i Vigili del Fuoco comunicavano al Comune di Casorate ed al Prefetto di Varese che: *"a seguito di suddetta verifica si è riscontrato che l'edificio di vecchia data realizzato con struttura in muratura, presentava diverse fessurazioni sulle mura perimetrali di media entità, nonché su alcune strutture orizzontali in particolare nel locale adibito a servizi igienici, che presenta evidenti lesioni di nuova e vecchia data. ... a salvaguardia della privata e pubblica incolumità, necessita rendere inagibile l'edificio in questione fino al consolidamento delle strutture murarie interessate fino al ripristino delle normali condizioni di sicurezza."*

A tal fine si sono evidenziate le situazioni più critiche della struttura e si procederà al loro risanamento ottenendo un **MIGLIORAMENTO STATICO/SISMICO** della struttura.

In particolare si procederà a:

1. Realizzare un rinforzo intradossale per i solai dell'ala Est, in singola campata, al fine di aumentarne le portate e ridurre la flessibilità. Inoltre questo intervento riduce le sollecitazioni delle murature di facciata che risultano particolarmente sollecitate.
2. Realizzazione di un graticcio metallico a intradosso del primo solaio ala Est per riprodurre il comportamento di solaio rigido e ripristinare il comportamento scatolare di questa porzione di fabbricato.
3. Realizzare un rinforzo, mediante betoncino armato, dei maschi murari del piano terra ala est per migliorarne il comportamento statico e incrementare la duttilità
4. Realizzare un controsoffitto antisfondellamento in corrispondenza del locale mensa e nei bagni dell'ala Ovest, dove si sono evidenziate alcune lesioni, per prevenire possibili distacchi di pignatte o porzioni di intonaco.
5. Realizzare un rinforzo del solaio dell'atrio scala a primo piano che presenta una eccessiva elasticità, riportandolo nei parametri di confort abitativo.
6. Integrare i rinforzi delle rampe scala posteriore, che risultano eccessivamente flessibili.

## 3. SCHEMA STATICO

Lo schema strutturale dell'edificio prevede:

### a) **EDIFICIO ESISTENTE**

- Fondazioni a nastro in corrispondenza delle murature portanti
- Murature di cantinato a gravità, realizzate con mattoni pieni
- Murature portanti in mattoni pieni
- Solaio realizzato con travi in acciaio, con interposti tavelloni e getto di completamento, per il primo solaio ala Est e per gli atri scala;
- Solaio realizzato con travetti prefabbricati, elementi di alleggerimento in laterizio, getto di completamento non armato, con vari interessi ed altezze, per i rimanenti solai.
- Copertura in legno con manto in tegole
- Scala di sicurezza esterna in carpenteria metallica

- Vano ascensore in struttura mista calcestruzzo acciaio, esterno all'edificio principale.

#### **b) NUOVE STRUTTURE**

- Fondazioni a plinto su micropali in corrispondenza dei pilastri della nuova trave rompitratta ala Est
- Pilastri in acciaio realizzati con profili laminati ad ala larga;
- Trave rompitratta realizzata con profili laminati in acciaio
- Graticcio di irrigidimento realizzato con puntoni in profili laminati a caldo e tiranti in acciaio a sezione circolare con tenditori
- Rinforzo cordolo di piano realizzato con piatto in acciaio solidarizzato alla muratura con ancoranti chimici
- Rinforzo delle murature (parziale) con betoncino fibrorinforzato e reti di armatura idoneamente ancorate ai maschi murari
- Rinforzo intradossale con profili laminati a caldo in corrispondenza del solaio dell'atrio scale a primo piano.
- Rinforzo intradossale con profili laminati a caldo in corrispondenza delle rampe scala posteriore, da piano terra a secondo piano.
- Controsoffitti antisfondellamento.

## **4. NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Le fasi di analisi e verifica della struttura sono state condotte in accordo alle seguenti disposizioni normative, per quanto applicabili in relazione al criterio di calcolo adottato dal progettista, evidenziato nel prosieguo della presente relazione:

**Legge 5 novembre 1971 n. 1086** (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321)

"Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"

**D.P.R. 6 giugno 2001, n. 380.**

"Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia"

**Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri 20 marzo 2003 n. 3274** (G. U. 8 maggio 2003 n. 127 Suppl. Ord. n.72) e s.m.i.

"Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica"

**Decreto Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 14 febbraio 2008, n. 29 - Suppl. Ord.)

"Norme tecniche per le costruzioni"

**Circolare 2 febbraio 2009, n. 617** (GU n. 47 del 26-2-2009 - Suppl. Ordinario n.27)

"Circolare applicativa delle NTC2008 D.M. 14.01.2008 - Istruzioni per l'applicazione delle 'Nuove norme tecniche per le costruzioni' di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008."

**ENV 1991 - Eurocodice 1– Azioni sulle strutture**

UNI EN 1991-1-1:2004 Parte 1-1: Azioni in generale - Pesi per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per gli edifici

### **ENV 1992 – Eurocodice 2**

Progettazione delle strutture cementizie" Parte 1: Regole generali e regole per edifici.

### **ENV 1993 - Eurocodice 3– Progettazione delle strutture in acciaio**

Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici

Parte 1-3: Regole generali - Regole supplementari per l'impiego dei profilati e delle lamiere sottili piegati a freddo

Parte 1-8: Progettazione dei collegamenti

### **ENV 1998 – Eurocodice 8**

Indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture"Parte 1: Regole generali e regole per edifici.

### **UNI 9858 ENV 206**

"Calcestruzzo: Prestazioni Procedure Posa in opera e Criteri di Conformità";

### **CNR-UNI 10011**

"Costruzioni di acciaio – Istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione"

### **Ordinanza 3431 del 3 maggio 2005:**

"Norme tecniche per il progetto, la valutazione e l'adeguamento sismico degli edifici "

## **5.LE CARATTERISTICHE DEL SITO DI FABBRICA E DEL TERRENO**

Il terreno è pianeggiante, inserito nell'ambito del Comune di Casorate Sempione, già ampiamente edificato. Dalle analisi eseguite dal Dott. Geol. Luca Fontana e dal dott. Cristiano Nericcio, si evince che il terreno è di tipo coesivo da "debolmente consistente" a "mediamente consistente", quindi con caratteristiche meccaniche sufficienti per la realizzazione di fondazioni dirette.

L'edificio è ad uso scolastico, il tipo di costruzione è in classe 2 (opera ordinaria di impiego normale), con vita nominale  $V_n \geq 50$  anni, il coefficiente d'uso  $C_u$  è III, il periodo di riferimento per l'azione sismica è quindi  $V_r = V_n \cdot C_u = 50 \text{ anni} \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$ .

Il territorio del Comune di Casorate Sempione risulta in classe 4 per quanto riguarda la nuova classificazione sismica del territorio italiano.

L'area oggetto d'intervento è sita in Via De amicis, 1 ad una quota media di circa 274 m.s.l.d.m.

Non è evidente alcun tipo di movimento geologico che possa creare impedimento alla realizzazione dell'opera.

Per quanto riguarda la caratterizzazione geolitologica del sito in esame le indagini eseguite hanno evidenziato che il terreno presenta caratteristiche tipiche della categoria C, "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti" come di seguito evidenziato:

<b>CATEGORIA</b>	<b>DESCRIZIONE</b>
<b>A</b>	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi</i> caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie uno strato di alterazione, con spessore massimo pari a 3 m.
<b>B</b>	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero $NSPT_{30} > 50$ nei terreni a grana grossa e $c_{u,30} > 250$ kPa nei terreni a grana fina).
<b>C</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti</i> con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di $V_{s,30}$ compresi tra 180 m/s e 360 m/s (ovvero $15 < NSPT_{30} < 50$ nei terreni a grana grossa e $70 < c_{u,30} < 250$ kPa nei terreni a grana fina).

<b>D</b>	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con spessori superiori a 30 m, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di <math>V_{s,30}</math> inferiori a 180 m/s (ovvero <math>NSPT_{30} &lt; 15</math> nei terreni a grana grossa e <math>c_{u,30} &lt; 70</math> kPa nei terreni a grana fina).</i>
<b>E</b>	<i>Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 20 m, posti sul substrato di riferimento (con <math>V_s &gt; 800</math> m/s).</i>
<b>S1</b>	Depositi di terreni caratterizzati da valori di $V_{s,30}$ inferiori a 100 m/s (ovvero $10 < c_{u,30} < 20$ kPa), che includono uno strato di almeno 8 m di terreni a grana fina di bassa consistenza, oppure che includono almeno 3 m di torba o di argille altamente organiche.
<b>S2</b>	Depositi di terreni suscettibili di liquefazione, di argille sensitive o qualsiasi altra categoria di sottosuolo non classificabile nei tipi precedenti.

Per quanto concerne la categoria topografica, l'area è ascrivibile alla categoria T1 (superfici pianeggianti)

<b>CATEGORIA</b>	<b>CARATTERISTICHE DELLA SUPERFICIE TOPOGRAFICA</b>
<b>T1</b>	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
<b>T2</b>	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
<b>T3</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i$
<b>T4</b>	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

La valutazione del carico di rottura del terreno secondo l'approccio 2 previsto dalle NTC2008 (combinazione A1+M1+R3) utilizzando le formule di Brich-Hansen comporta:

$$q(ult) \geq 4,21 \text{ Kg/cm}^2$$

da assoggettare al coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_m = 2,3$

$$R_d = 1,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Costante di Winkler : } 1,70\text{-}2,00 \text{ Kg/cm}^3$$

Per limitare l'entità dei cedimenti attesi si adotterà una pressione di esercizio pari a:

$$q(es) = 0,80 \text{ Kg/cm}^2 \text{ per fondazioni a plinto}$$

$$q(es) = 0,70 \text{ Kg/cm}^2 \text{ per fondazioni a nastro}$$

da valutare per la combinazione di carico di esercizio.

## 6. EDIFICI ESISTENTI - Cap. 8 del D.M. 2008

Poiché gli interventi riguarderanno solo alcune parti dell'organismo edilizio, ai sensi del par. 8.4 della citata norma, si configura l'esecuzione di un **INTERVENTO DI MIGLIORAMENTO**. Inoltre nel realizzare le nuove strutture si presterà attenzione a fare in modo che esse accrescano la capacità di resistenza della struttura esistente nel suo complesso.

Il progetto e la valutazione della sicurezza, nel caso di interventi che possano essere considerati locali, saranno riferiti alle sole porzioni di fabbricato interessate dagli interventi e documenteranno che nella struttura, a seguito dell'intervento, non si produrranno sostanziali modifiche al comportamento globale e che gli interventi comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti.

Si è inoltre verificato che le parti strutturali che non soddisfano le prescrizioni minime per le strutture in zona sismica (dimensioni, minimi di armatura) possano essere considerate come **elementi secondari**

### 6.1 LIVELLI DI CONOSCENZA E CONFIDENZA.

La tipologia strutturale dell'edificio esistente è stata compiutamente determinata mediante ispezioni e saggi in loco, sono inoltre disponibili solo gli elaborati architettonici delle strutture esistenti e le indagini e prove di carico già eseguite.

La struttura si presenta in buono stato di conservazione.

Tenuto conto che:

- la tipologia e schema statico della struttura è ben determinato;
- la qualità dei materiali e la loro conservazione appare discreta;
- non si conosce nel dettaglio esecutivo la distribuzione delle armature, ma sono state rilevate le loro posizioni nei punti più significativi;

utilizzando la tabella di valutazione seguente, si ottiene il fattore di confidenza :

$$F_c = 1,20$$

che verrà applicato come ulteriore fattore di sicurezza nelle analisi della parte esistente dell'edificio

**Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura**

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8B.1	Tutti	1.35
LC2		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8B.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8B.1		1.20
LC3			Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8B.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8B.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8B.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8B.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

## **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 comunemente dal progettista e dal committente. A tal fine è stata posta attenzione al tipo di struttura, al suo uso e alle 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 tutti gli inderogabili suggerimenti previsti nelle "Norme Tecniche per le Costruzioni".

## **8. DATI DI PROGETTO**

- **Progetto di edificio in calcestruzzo in zona sismica**
- **Classificazione sismica del Comune: Zona 4**
- Regione Lombardia – Provincia VARESE
- Comune di CASORATE SEMPIONE
- Latitudine: 45°40'25,53"
- Longitudine: 8°44'31,40"
- Quota sul livello del mare: 274 m
- Destinazione d'uso: Edificio scolastico
- **(Vita Utile) Classe di Tipo 2:** Vengono definite come opere di Classe 2 quelle che possiedono una vita utile di almeno 50 anni. In questa tipologia si trovano le opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
- **Classe d'Uso III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.



- **Parametri sismici:**

Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)
45.67197217	8.74100152
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)
45.673761	8.742058
Altitudine (mt)	274
Classe dell'edificio	III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi
Vita Nominale Struttura	50
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	75

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_o$ [-]	$T^*_c$ [s]
Operatività	45	0.017	2.575	0.168
Danno	75	0.021	2.510	0.201
Salvaguardia Vita	712	0.042	2.620	0.289
Prevenzione Collasso	1462	0.049	2.643	0.310

- **Metodo di calcolo:** Analisi dinamica modale per la struttura prefabbricata. Le fondazioni sono state dimensionate in base ai carichi al piede trasmessi dalle strutture prefabbricate, comunicati dal progettista.
- **Unità di misura:** daN (Kg), mm, cm, cmq, m, mq, mc, sec.

## 9. MATERIALI IMPIEGATI E RESISTENZE DI CALCOLO

I valori dei parametri caratteristici dei materiali sono riportati nei tabulati di calcolo, nella relativa sezione.  
Per la realizzazione dell'opera in oggetto saranno impiegati i seguenti materiali:

### 9.1 CALCESTRUZZO.

**Riferimenti:**

- D.M. 14.01.2008, par. 11.2;
- Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale;
- UNI EN 206-1/2006;
- UNI 11104.

<b>Tipologia strutturale:</b>	<b>Sottofondazioni – Magroni</b>
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	15 N/mm <sup>2</sup> (150 daN/cm <sup>2</sup> )
Condizioni ambientali:	Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva.
Classe di esposizione:	X0
Rapporto acqua/cemento max:	-
Classe di consistenza:	-
Diametro massimo aggregati:	-
<b>Tipologia strutturale:</b>	<b>Fondazioni / cordoli sottomurazioni</b>
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm <sup>2</sup> (300 daN/cm <sup>2</sup> )
Condizioni ambientali:	Strutture completamente interrato in terreno permeabile.
Classe di esposizione:	XC2
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S3 (Plastica)
Diametro massimo aggregati:	32 mm

<b>Tipologia strutturale:</b>	<b>Solai , travi e cappe di ripartizione</b>
Classe di resistenza necessaria ai fini statici:	30 N/mm <sup>2</sup> (300 daN/cm <sup>2</sup> )
Condizioni ambientali:	Strutture interne di edifici non industriali con umidità bassa.
Classe di esposizione:	XC1
Rapporto acqua/cemento max:	0.60
Classe di consistenza:	S4 (Fluida) con Additivo Superfluidificante
Diametro massimo aggregati:	32 mm

### 9.1.1 CARATTERISTICHE DI LAVORABILITÀ E DURABILITÀ

Le Norme Tecniche per le Costruzioni introducono nei principi fondamentali l'importanza dello studio dell'ambiente con le relative aggressioni sulle opere in calcestruzzo armato, al fine di garantire il raggiungimento della vita di servizio prevista. Per "vita di servizio" si intende il tempo durante il quale le strutture e/o i materiali conservano le loro prestazioni iniziali mantenendo il livello di sicurezza e di efficienza funzionale di progetto, per qualsiasi azione e condizione ambientale prevista.

Tale procedimento si esplica nella definizione sia delle caratteristiche del calcestruzzo da impiegare (in termini di materiali costituenti e resistenza meccanica) sia del valore dei copriferri idonei a fronteggiare le aggressioni ambientali, assicurando pienamente la durabilità dell'opera.

Le prescrizioni delle caratteristiche dei calcestruzzi, conformi alle classi d'esposizione ambientale, valgono per una vita utile di 50 anni (Classe di Tipo 2 / Classe d'uso II secondo il DM 14/01/08 e Classe strutturale 4 secondo l'EC2:2005). Può essere utilizzato calcestruzzo di una Classe di resistenza inferiore, aumentando conseguentemente il valore del copriferro nominale per garantire lo stesso grado di protezione.

#### 9.1.1.1 CLASSE DI ESPOSIZIONE

L'unico tipo di aggressione prevedibile per la struttura è quella da carbonatazione – risultano quindi applicabili le classi XC secondo la norma UNI 11104.

Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali secondo norma UNI 11104:2004 e UNI EN 206-1:2006

Denom. della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione	UNI 9858	A/C MAX	R'ck min.	Dos. Min. Cem. KG.
<b>1 Assenza di rischio di corrosione o attacco</b>						
<b>X0</b>	Per calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo e disgelo o attacco chimico. Calcestruzzi con armatura o inserti metallici: in ambiente molto asciutto	Interno di edifici con umidità relativa molto bassa. Calcestruzzo non armato all'interno di edifici. Calcestruzzo non armato immerso in suolo non aggressivo o in acqua non aggressiva. Calcestruzzo non armato soggetto ad cicli di bagnato asciutto ma non soggetto ad abrasioni, gelo o attacco chimico	1	---	15	---
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>						
Nota – Le condizioni di umidità si riferiscono a quelle presenti nel copriferro e nel ricoprimento di inserti metallici, ma in molti casi si può considerare che tali condizioni riflettano quelle dell'ambiente circostante, in questi la classificazione dell'ambiente circostante può essere adeguata. Questo può non essere il caso se c'è una barriera fra il calcestruzzo ed il suo ambiente.						
<b>XC1</b>	Asciutto o permanentemente bagnato	Interni di edifici con umidità relativa bassa. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso con le superfici all'interno di strutture con eccezione delle parti esposte a condensa o immerse in acqua	2a	0,60	30	300
<b>XC2</b>	Bagnato, raramente asciutto	Parti di strutture di contenimento liquidi, fondazioni. Calcestruzzo armato ordinario o precompresso prevalentemente immerso in acqua o terreno non aggressivo.	2a	0,60	30	300
<b>XC3</b>	Umidità moderata	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici esterne riparate dalla pioggia o in interni con umidità da moderata ad alta	5a	0,55	35	320
<b>XC4</b>	Ciclicamente asciutto e bagnato	Calcestruzzo armato ordinario o precompresso in esterni con superfici soggette ad alternanze di asciutto ed umido. Calcestruzzi a vista in ambienti urbani.	4a, 5b	0,50	40	340

Nelle strutture in esame sono presenti le classi:

X0	per le sottofondazioni
XC1	per i muri in cls, i pilastri, i setti, le travi e i solai all'interno dell'edificio
XC2	per le fondazioni

#### **9.1.1.2 GRANULOMETRIA E LAVORABILITÀ**

Tali requisiti "complementari" per l'individuazione e la prescrizione di una miscela di calcestruzzo sono definiti dalla UNI-EN 206-1 come:

- il diametro massimo dell'aggregato  $d_{g,max}$ , espresso in mm;
- la classe di consistenza (misurata, di solito, con la prova di abbassamento al cono di Abrams).

Il diametro massimo dell'aggregato serve per consentire al Produttore di fissare la curva granulometrica per il confezionamento del conglomerato; esso è funzione della geometria della struttura o dell'elemento in esame, nonché dell'interferro minimo e del copriferro.

La lavorabilità dell'impasto viene garantita fornendo l'indicazione della classe di consistenza, che dovrebbe essere basata, oltre che sulle caratteristiche di ciascun getto (in verticale, inclinato, orizzontale, per spessori piccoli – medi – grossi, con finitura superficiale faccia a vista o grezza, etc.), anche sulla conoscenza delle modalità di messa in opera del calcestruzzo adottate in fase esecutiva e delle attrezzature di cui il costruttore dispone (pompa o secchioni per la posa, vibrator per la compattazione, etc.).

Poiché tali informazioni sono raramente disponibili in fase di progetto e stanti le difficoltà che si possono avere in cantiere se si deve procedere alla messa in opera di un calcestruzzo poco lavorabile, il Progettista deve, sulla base delle informazioni relative alla geometria della struttura, prescrivere una classe di consistenza tale da rendere comunque agevole la messa in opera del calcestruzzo, anche in assenza di mezzi di compattazione adeguati.

Ciò soprattutto per evitare qualsiasi aggiunta d'acqua in cantiere a un calcestruzzo la cui lavorabilità, in assenza di indicazioni di progetto e di capitolato, sia stata erroneamente prescritta. **L'aggiunta d'acqua è una pratica deleteria** che riduce fortemente le prestazioni meccaniche del materiale e, aumentandone il rapporto a/c e quindi la permeabilità, ne mette a rischio la durabilità.

#### **9.1.1.3 COPRIFERRO**

Si è detto che le caratteristiche del calcestruzzo dettate dalla norma UNI 11104 valgono soltanto se il copriferro è valutato correttamente in fase progettuale e, ovviamente, garantito in fase esecutiva.

L'EC 2 definisce COPRIFERRO NOMINALE ( $c_{nom}$ ) la distanza tra la superficie dell'armatura più esterna e la faccia del calcestruzzo più prossima.

Il  $c_{nom}$  è così definito:

$$c_{nom} [mm] = c_{min} + \Delta c = \max (c_{min,b}; c_{min,dur}; c_{min, fuoco}) + 10$$

dove:

- $c_{min}$  = copriferro minimo per soddisfare i requisiti di aderenza, durabilità ed eventuale resistenza al fuoco; esso corrisponderà al maggiore dei tre valori;
- $c_{min,b} = \emptyset b n$  = copriferro minimo per garantire l'aderenza, pari al diametro per il numero di barre nel caso di eventuali gruppi di barre;
- $c_{min, fuoco}$  = garantisce la resistenza all'incendio (gli spessori sono riportati in EN 1992-1-2 e nel DM 16/02/07);
- $c_{min,dur}$  = copriferro minimo per garantire la durabilità dell'opera, definito dalle classi di esposizione.
- $\Delta c$  = tolleranza di posizionamento delle armature, pari a 10mm;

Nella tabella seguente sono riassunti i valori dei prospetti 4.4N e 4.5N dell'EC2, che si riferiscono a strutture con vita utile di 50 e 100 anni.

SPESSORE MINIMO DI COPRIFERRO (cmin,dur)				
CLASSE D'ESPOSIZIONE AMBIENTALE	VITA UTILE 50 ANNI		VITA UTILE 100 ANNI	
	C.A.	C.A.P.	C.A.	C.A.P.
X0	10	10	20	20
XC1	15	25	25	35
XC2, XC3	25	35	35	45
XC4	30	40	40	50
XS1, XD1	35	45	45	55
XS2, XD2	40	50	50	60
XS3, XD3	45	55	55	65

Nel caso di calcestruzzi a contatto con superfici irregolari, i valori del cmin debbono essere incrementati per tener conto delle maggiori tolleranze di esecuzione previste. L'incremento è proporzionale all'entità delle prevedibili irregolarità.

Il copriferro minimo deve essere almeno pari a 40 mm per un calcestruzzo gettato in opera contro terreni trattati (compreso calcestruzzo di spianatura: plinti su magrone e pavimentazioni industriali su massiciata) e a 75 mm per un calcestruzzo gettato direttamente contro il terreno senza lisciatura delle pareti verticali di scavo (per es. muri contro terra o di sostegno). Tali valori tengono già conto della difficoltà o impossibilità, per le strutture di fondazione e contro terra, di rilevare visivamente un processo degenerativo del calcestruzzo e/o dei ferri d'armatura.

Nelle strutture in esame si utilizzerà:

- Fondazioni
- Travi Solai e Pilastri fuori terra

copriferro = 4.0 cm;  
copriferro = 2.5 cm.

#### 9.1.1.4 CLASSE DI CONSISTENZA

Classe di Consistenza	Abbassamento al cono (mm)	Denominazione corrente	Applicazioni
<b>S1</b>	Da 10 a 40	Umida	Strade-Piste aeroportuali (stesura con vibrofinitrice)
<b>S2</b>	Da 50 a 90	Plastica	Getti in pendenza (Rampe, Falde, ecc.)
<b>S3</b>	Da 100 a 150	Semifluida	Scale, Fondazioni, Pavimentazioni eseguite con vibrofinitrice
<b>S4</b>	Da 160 a 210	Fluida	Plinti, Pilastri, Strutture verticali, Getti ciclopici, Pareti contro terra, Platee, Getti con pompa, Strutture faccia a vista, Intercapedini
<b>S5</b>	>210	Superfluida	Pavimentazioni eseguite manualmente, Strutture molto armate, Volte, Strutture con rapp. a/c $\leq 0.50$

Nelle strutture in esame si utilizzerà:

- Fondazioni
- Travi e solai fuori terra

classe S3;  
classe S4;

### 9.1.1.5 AGGREGATI

La dimensione massima degli aggregati è il valore minimo tra:

- Il copriferro minimo aumentato del 30%
- $\frac{1}{4}$  dello spessore minimo della sezione strutturale
- L'interferro minimo diminuito della tolleranza (5 mm)

Per le strutture in esame risulta:

$$d_g, \max = \min [C_{\min} \times 1.3, \text{Spessore min. struttura} \times \frac{1}{4}, \text{Interferro min.} - 5 \text{ mm}] = \mathbf{32 \text{ mm}}$$

$$\min [32,5 \text{ mm} ; 50,0 \text{ mm} ; 45 \text{ mm}].$$

## 9.2 ACCIAIO PER C.A.

### Riferimenti:

D.M. 14.01.2008, par. 11.3.2;

Acciaio per C.A. B450C	
$f_{yk}$ tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
$f_{tk}$ tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
$f_{td}$ tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.35 \quad f_t / f_y \geq 1.15$$

Diametro delle barre:  $6 \leq \phi \leq 40 \text{ mm}$ .

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri  $\leq 16 \text{ mm}$ .

Reti e tralicci con elementi base di diametro  $6 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$ .

Rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci:  $\phi_{\min} / \phi_{\max} \geq 0.6$

Acciaio per C.A. B450A	
$f_{yk}$ tensione nominale di snervamento:	$\geq 4580 \text{ kg/cm}^2 (\geq 450 \text{ N/mm}^2)$
$f_{tk}$ tensione nominale di rottura:	$\geq 5500 \text{ kg/cm}^2 (\geq 540 \text{ N/mm}^2)$
$f_{td}$ tensione di progetto a rottura:	$f_{yk} / \gamma_S = f_{yk} / 1.15 = 3980 \text{ kg/cm}^2 (= 391 \text{ N/mm}^2)$

L'acciaio dovrà rispettare i seguenti rapporti:

$$f_y / f_{yk} < 1.25 \quad f_t / f_y \geq 1.05$$

Diametro delle barre:  $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$ .

E' ammesso l'uso di acciai forniti in rotoli per diametri  $\leq 10 \text{ mm}$ .

Reti e tralicci con elementi base di diametro  $5 \leq \phi \leq 10 \text{ mm}$ .

## 9.3 MURATURA

### Riferimenti:

- D.M. 14.01.2008, par. 11.10;

Caratteristiche minime dei materiali impiegati per la costruzione delle strutture analizzate con la presente relazione, secondo il D.M. 20/11/1987 (e riprese nel D.M. 14/01/2008 "Norme Tecniche per le Costruzioni").

Modulo di elasticità normale secante E:  $E = 1000 \cdot f_k$

Modulo di elasticità tangenziale secante G:  $G = 0.4 \cdot E$

### **Parametri caratteristici:**

$f_k$ : resistenza caratteristica a compressione della muratura;

$f_{vk0}$ : resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali;  $f_{vk0} = 0.7 f_{vm}$ ;

$f_{vk}$ : resistenza caratteristica a taglio in presenza di tensioni di compressione;

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n;$$

### **Valore della $f_k$ per murature in elementi artificiali pieni e semipieni**

Resistenza caratteristica a compressione $f_{bk}$ dell'elemento N/mm <sup>2</sup>	Tipo di malta			
	M15	M10	M5	M2,5
2.0	1.2	1.2	1.2	1.2
3.0	2.2	2.2	2.2	2.0
5.0	3.5	3.4	3.3	3.0
7.5	5.0	4.5	4.1	3.5
10.0	6.2	5.3	4.7	4.1
15.0	8.2	6.7	6.0	5.1
20.0	9.7	8.0	7.0	6.1
30.0	12.0	10.0	8.6	7.2
40.0	14.3	12.0	10.4	--

## **9.4 ACCIAIO PER CARPENTERIA METALLICA**

### **Riferimenti:**

- D.M. 14.01.2008, par. 11.3.4;

### **Proprietà dei materiali per la fase di analisi strutturale**

Modulo Elastico:  $E = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2$  ( $210.000 \text{ N/mm}^2$ )

Coefficiente di Poisson:  $\nu = 0.3$

Modulo di elasticità trasversale:  $G = E / [2*(1+\nu)]$  ( $\text{N/mm}^2$ )

Coefficiente di espansione termica lineare:  $\alpha = 12*10^{-6}$  per  $^{\circ}\text{C}^{-1}$  (per  $T < 100^{\circ}\text{C}$ )

Densità:  $\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$

### **Caratteristiche minime dei materiali**

	S235	S275	S355	S355
tensione di rottura	360 N/mm <sup>2</sup>	430 N/mm <sup>2</sup>	510 N/mm <sup>2</sup>	550 N/mm <sup>2</sup>
tensione di snervamento	235 N/mm <sup>2</sup>	275 N/mm <sup>2</sup>	355 N/mm <sup>2</sup>	440 N/mm <sup>2</sup>

### **Bulloneria**

Nelle unioni con bulloni si assumono le seguenti resistenze di calcolo:

STATO DI TENSIONE					
CLASSE VITE	$f_{tb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{yb}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{k,N}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{d,N}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$f_{d,V}$ (N/mm <sup>2</sup> )
4.6	400	240	240	240	170
5.6	500	300	300	300	212
6.8	600	480	360	360	255
8.8	800	640	560	560	396
10.9	1000	900	700	700	495

legenda:

$f_{k,N}$  è assunto pari al minore dei due valori  $f_{k,N} = 0.7 f_t$  ( $f_{k,N} = 0.6 f_t$  per viti di classe 6.8)

$f_{k,N} = f_y$  essendo  $f_{tb}$  ed  $f_{yb}$  le tensioni di rottura e di snervamento

$f_{d,N} = f_{k,N}$  = resistenza di calcolo a trazione

$f_{d,V} = f_{k,N} / \sqrt{2}$  = resistenza di calcolo a taglio

## Saldature

Su tutte le saldature sarà eseguito un controllo visivo e dimensionale. Le saldature più importanti (ad esempio le saldature delle giunzioni flangiate) dovranno essere controllate a mezzo di particelle magnetiche e/o ultrasuoni.

Il filo di saldatura utilizzato è di tipo IT-SG3 (Saldature ad alta resistenza, fino a 600N/mm<sup>2</sup>), ed ha le seguenti caratteristiche:

Caratteristiche meccaniche: R=590N/mm<sup>2</sup>; S=420N/mm<sup>2</sup>; KV (20°C) = 50J

Composizione chimica media: C = 0.08%; Mn = 1.4%; Si = 0.8%; P = 0.02%; S = 0.02%.

I saldatori utilizzati per la costruzione delle strutture sono certificati secondo la UNI EN 287/1.

## 10. LE AZIONI APPLICATE ALLA STRUTTURA

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni dei seguenti provvedimenti:

### Decreto Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008

(G. U. 14 febbraio 2008, n. 29 - Suppl. Ord.)-"Norme tecniche per le costruzioni" – **Capitoli 3, 5, 6, 7**

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive. Una analisi dei carichi dettagliata è riportata nella relazione di calcolo della struttura.

### 10.1 CARICHI VARIABILI:

Cat	Ambienti	qk
C1	<b>Ambienti suscettibili di affollamento.</b> Sono compresi in questa categoria ospedali, ristoranti, caffè, banche, scuole.	300 kg/mq (3,00 kN/mq)
C2	<b>Ambienti suscettibili di affollamento.</b> Sono compresi in questa categoria i balconi e le scale.	400 kg/mq (4,00 kN/mq)

## **10.2 AZIONI SISMICHE**

### **Analisi svolta secondo il D.M. 14.01.2008**

L'azione sismica è stata applicata alla struttura in conformità alle disposizioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14.01.2008).

L'azione sismica è calcolata mediante analisi **sismica statica**

I parametri che determinano l'azione sismica sono i seguenti:

### **INTESTAZIONE E DATI CARATTERISTICI DELLA STRUTTURA**

Tipo di struttura	Nello Spazio
Tipo di analisi	Statica sismica equivalente
Tipo di soluzione	Lineare
Unita' di misura delle forze	Kg
Unita' di misura delle lunghezze	m, cm
Normativa	NTC/2008

### **NORMATIVA**

Vita nominale costruzione	<b>50 anni</b>
Classe d'uso costruzione	<b>III</b>
Vita di riferimento	<b>75</b>
Spettro di risposta	<b>Sd(t)=0,07 g</b>
Probabilità di superamento periodo di riferimento	<b>10%</b>
Tempo di ritorno del sisma	<b>712</b>
Località	<b>Casorate Sempione (VA)</b>
Ag	<b>0,042</b>
F0	<b>2,620</b>
Tc	<b>0,289</b>
Categoria del suolo	<b>C</b>
Fattore topografico	<b>1</b>

Cardano al Campo, Marzo 2017

Il Progettista  
**dott. ing. Mario Palazzi**  
Ordine Ing. Varese n. 2737





**Comune di CASORATE SEMPIONE**  
**Provincia di VARESE**

**RELAZIONE DI CALCOLO  
DELLA STRUTTURA**

**OGGETTO:** SCUOLA PRIMARIA "MILITE IGNOTO"  
Via De Amicis, 1 – Casorate Sempione (VA)

**RESTAURO E RISANAMENTO CONSERVATIVO SOLAI ALA EST  
ED ATRIO CON INTERVENTO DI CONSOLIDAMENTO  
STRUTTURALE**

**COMMITTENTE:** Comune di Casorate Sempione (VA)  
Via De Amicis, 7 – Casorate Sempione (VA)



## SOMMARIO

<b>1.</b>	<b>CRITERI PER LA MISURA DELLA SICUREZZA.....</b>	<b>2</b>
1.1	STATO LIMITE ULTIMO .....	2
1.2	STATI LIMITE DI ESERCIZIO .....	3
1.3	COMBINAZIONE SISMICA.....	4
<b>2.</b>	<b>DATI DI PROGETTO .....</b>	<b>5</b>
2.1.1	<i>Determinazione e giustificazione del fattore di struttura.....</i>	<i>6</i>
<b>3.</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>7</b>
3.1	SOVRACCARICHI .....	7
3.1.1	<i>Murature portanti / tavolati pesanti .....</i>	<i>7</i>
3.1.2	<i>Primo impalcato – Ala ESt.....</i>	<i>8</i>
3.1.3	<i>Secondo impalcato – Ala ESt.....</i>	<i>8</i>
3.1.4	<i>Primo impalcato – Ala Ovest .....</i>	<i>9</i>
3.1.5	<i>Secondo impalcato – Ala Ovest .....</i>	<i>9</i>
3.1.6	<i>Sottotetto .....</i>	<i>9</i>
3.1.7	<i>Copertura .....</i>	<i>10</i>
<b>4.</b>	<b>PRESENTAZIONE DEL MODELLO STRUTTURALE E SUE PROPRIETÀ.....</b>	<b>13</b>
4.1	DESCRIZIONE E MODELLO DEL FABBRICATO .....	13
<b>5.</b>	<b>RISULTATI DEI CALCOLI.....</b>	<b>13</b>
<b>6.</b>	<b>CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO .....</b>	<b>14</b>
6.1.1	<i>I nodi .....</i>	<i>14</i>
6.1.2	<i>I materiali.....</i>	<i>14</i>
6.1.3	<i>Le sezioni .....</i>	<i>14</i>
6.1.4	<i>I carichi.....</i>	<i>14</i>
6.1.5	<i>Gli elementi finiti.....</i>	<i>15</i>
6.1.6	<i>I metodi di calcolo.....</i>	<i>16</i>
6.1.7	<i>Presentazione dei risultati dell'analisi strutturale.....</i>	<i>17</i>
6.1.8	<i>Verifiche di opere in cemento armato con il metodo degli stati limite.....</i>	<i>19</i>
6.2	VALUTAZIONE DEI RISULTATI E GIUDIZIO MOTIVATO SULLA LORO ACCETTABILITÀ .....	22
6.3	INFORMAZIONI INTEGRATIVE SULL'USO DEI CODICI DI CALCOLO .....	23
6.3.1	<i>Affidabilità dei codici utilizzati.....</i>	<i>23</i>
6.3.2	<i>Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati.....</i>	<i>23</i>
6.4	CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO VERIFICHE DI ELEMENTI SINGOLI .....	24
6.4.1	<i>Codice di calcolo .....</i>	<i>24</i>
6.4.2	<i>Metodo numerico adottato.....</i>	<i>25</i>
6.4.3	<i>Formulazione del metodo .....</i>	<i>25</i>
6.4.4	<i>Metodi di verifica svolti dal software.....</i>	<i>25</i>
6.5	AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI .....	26



## 1. CRITERI PER LA MISURA DELLA SICUREZZA

### Metodo di calcolo agli stati limite

In generale ai fini della sicurezza sono stati adottati i criteri contemplati dal metodo semiprobabilistico agli stati limite. In particolare sono stati soddisfatti i requisiti per la sicurezza allo stato limite ultimo (anche sotto l'azione sismica), allo stato limite di esercizio, nei confronti di eventuali azioni eccezionali. Per quanto riguarda le azioni sismiche verranno anche esaminate le deformazioni relative, che controllano eventuali danni alle opere secondarie e agli impianti.

### Schematizzazione delle azioni, condizioni e combinazioni di carico

Le azioni sono state schematizzate applicando i carichi previsti dalla norma. In particolare i carichi gravitazionali, derivanti dalle azioni permanenti o variabili, sono applicati in direzione verticale (ovvero – Z nel sistema globale di riferimento del modello). Le azioni del vento sono applicate prevalentemente nelle due direzioni orizzontali o ortogonalmente alla falda in copertura. Le azioni sismiche, statiche o dinamiche, derivano dall'eccitazione delle masse assegnate alla struttura in proporzione ai carichi a cui sono associate per norma.

I carichi sono suddivisi in più condizioni elementari di carico in modo da poter generare le combinazioni necessarie.

### Combinazioni di carico

#### **D.M. 14.01.2008 – Norme Tecniche per le Costruzioni**

Le combinazioni di carico s.l.u. statiche (in assenza di azioni sismiche) sono ottenute mediante diverse combinazioni dei carichi permanenti ed accidentali in modo da considerare tutte le situazioni più sfavorevoli agenti sulla struttura. I carichi vengono applicati mediante opportuni coefficienti parziali di sicurezza, considerando l'eventualità più gravosa per la sicurezza della struttura.

Le azioni sismiche sono valutate in conformità a quanto stabilito dalle norme e specificato nel paragrafo sulle azioni. Vengono in particolare controllate le deformazioni allo stato limite ultimo, allo stato limite di danno e gli effetti del second'ordine.

In sede di dimensionamento vengono analizzate tutte le combinazioni, anche sismiche, impostate ai fini della verifica s.l.u. Vengono anche processate le specifiche combinazioni di carico introdotte per valutare lo stato limite di esercizio (tensioni, fessurazione, deformabilità).

Oltre all'impostazione spaziale delle situazioni di carico potenzialmente più critiche, in sede di dimensionamento vengono ulteriormente valutate, per le varie travate, tutte le condizioni di lavoro statico derivanti dall'alternanza dei carichi variabili, i cui effetti si sovrappongono a quelli dei pesi propri e dei carichi permanenti. Vengono anche imposte delle sollecitazioni flettenti di sicurezza in campata e risultano controllate le deformazioni in luce degli elementi.

### **1.1 STATO LIMITE ULTIMO**

Le azioni agenti sulla struttura allo Stato Limite Ultimo ( $F_d$ ) sono fornite dalla seguente relazione fondamentale:

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

in cui:

$G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;

$P_k$  è il valore caratteristico della forza di precompressione;

$Q_{1k}$  è il valore caratteristico dell'azione di base di ogni combinazione;

$Q_{ik}$  sono i valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti;

$\gamma_g$  è uguale a 1,3 (1,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza);

$\gamma_p$  è uguale a 1,0 (1,3 se il suo contributo diminuisce la sicurezza);

$\gamma_q$  è uguale a 1,5 (0,0 se il suo contributo aumenta la sicurezza).

Destinazione d'uso	$\Psi_{2,i}$
Cat. A – <b>Ambienti ad uso residenziale.</b>	0,30
Cat. B – <b>Uffici.</b>	0,30
Cat. C – <b>Ambienti suscettibili di affollamento.</b>	0,60
Cat. D – <b>Ambienti ad uso commerciali.</b>	0,60
Cat. E – <b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b>	0,80
Cat. F – <b>Rimesse e parcheggi.</b> (autoveicoli $\leq 30\text{kN}$ )	0,60
Cat. G – <b>Rimesse e parcheggi.</b> (autoveicoli $> 30\text{kN}$ )	0,30
Cat. H – <b>Coperture e sottotetti.</b>	0,00
<b>Vento</b>	0,00
<b>Neve</b> (quota $\leq 1000\text{ m}$ )	0,00
<b>Neve</b> (quota $> 1000\text{ m}$ )	0,20
<b>Variazioni Termiche</b>	0,00

## 1.2 STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Per le verifiche agli stati limite di esercizio, a seconda dei casi, si fa riferimento alle seguenti combinazioni di carico:

combinazione caratteristica (rara)  $F_r = G_k + P_k + Q_{1k} + \sum(\psi_{0i} \cdot Q_{ik})$

combinazione frequente  $F_f = G_k + P_k + \psi_{11} \cdot Q_{1k} + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

combinazione quasi permanente  $F_p = G_k + P_k + \sum(\psi_{2i} \cdot Q_{ik})$

dove:

$\psi_{1i}$  è il coefficiente atto a definire i valori delle azioni ammissibili ai frattili di ordine 0,95 delle distribuzioni dei valori istantanei;

$\psi_{2i}$  è il coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ ,  $\psi_2$  si attribuiscono i seguenti valori:

Azione	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Cat. A – <b>Ambienti ad uso residenziale.</b>	0,70	0,50	0,30
Cat. B – <b>Uffici.</b>	0,70	0,50	0,30
Cat. C – <b>Ambienti suscettibili di affollamento.</b>	0,70	0,70	0,60
Cat. D – <b>Ambienti ad uso commerciali.</b>	0,70	0,70	0,60
Cat. E – <b>Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale.</b>	1,00	0,90	0,80
Cat. F – <b>Rimesse e parcheggi.</b> (autoveicoli $\leq 30\text{kN}$ )	0,70	0,70	0,60
Cat. G – <b>Rimesse e parcheggi.</b> (autoveicoli $> 30\text{kN}$ )	0,70	0,50	0,30
Cat. H – <b>Coperture e sottotetti.</b>	0,00	0,00	0,00
<b>Vento</b>	0,60	0,20	0,00
<b>Neve</b> (quota $\leq 1000\text{ m}$ )	0,50	0,20	0,00
<b>Neve</b> (quota $> 1000\text{ m}$ )	0,70	0,50	0,20
<b>Variazioni Termiche</b>	0,00	0,00	0,00

### 1.3 COMBINAZIONE SISMICA

La progettazione e verifica nei confronti dell'azione sismica è eseguita mediante analisi dinamica Modale, utilizzando lo spettro di risposta definito dalla norma per il sito in oggetto.

Le sollecitazioni debbono essere valutate considerando la combinazione di azioni definita:

$$F_E = E + G_k + P + \sum (\psi_{2i} \cdot Q_{ki})$$

in cui:

- $E$  è il valore caratteristico delle azioni sismiche;
- $G_k$  è il valore caratteristico delle azioni permanenti;
- $P_k$  è il valore caratteristico della forza di precompressione;
- $Q_{ki}$  sono i valori caratteristici delle azioni variabili, tra loro indipendenti;
- $\psi_{2i}$  è il coefficiente atto a definire i valori quasi permanenti delle azioni ammissibili ai valori medi delle distribuzioni dei valori istantanei.

Ai coefficienti  $\psi_0$ ,  $\psi_1$ ,  $\psi_2$  si attribuiscono gli stessi valori utilizzati per gli SLU

*Per tenere conto della variabilità spaziale del moto sismico, nonché di eventuali incertezze nella localizzazione delle masse, al centro di massa deve essere attribuita una eccentricità accidentale rispetto alla sua posizione quale deriva dal calcolo. Per i soli edifici ed in assenza di più accurate determinazioni l'**eccentricità accidentale** in ogni direzione non può essere considerata inferiore a **0,05 volte la dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente alla direzione di applicazione dell'azione sismica**. Detta eccentricità è assunta costante, per entità e direzione, su tutti gli orizzontamenti.*

- **le relative verifiche di sicurezza devono essere effettuate combinando** gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.), applicando la seguente espressione:

$$E = 1,00 \times E_x + 0,30 \times E_y + 0,30 \times E_z$$

con rotazione dei coefficienti moltiplicativi e conseguente individuazione degli effetti più gravosi

$$G_k = G_1 \times \gamma_{G1} + G_2 \gamma_{G2} + \sum_j \gamma_{Qj} \times \psi_{0j} \times X \cdot Q_{kj}$$

(combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limite ultimi)

dove:

- $G_1$  peso proprio elementi strutturali
- $G_2$  peso proprio elementi non strutturali
- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua, quando pertinenti: 1,3
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali: 1,5 e se compiutamente definiti: 1,3
- $Q_k$  azione variabile
- $\gamma_{Qj}$  coefficiente parziale delle azioni variabili: 1,5
- $\psi_0$  coefficiente di combinazione:  $\psi_{01} = 1$ ;  $\psi_{0j} =$  Residenza: 0,7 - Uffici: 0,7 - Ambienti affollati: 0,6 - Ambienti commerciali: 0,7 - Parcheggi: 0,7 - Coperture: 0,0 - vento: 0,6 - Neve: 0,5 - Azioni termiche: 0,6

## 2. DATI DI PROGETTO

- **Progetto di edificio in muratura in zona sismica**
- **Classificazione sismica del Comune: Zona 4**
- Regione Lombardia – Provincia VARESE
- Comune di CASORATE SEMPIONE
- Latitudine: 45°40'25,53"
- Longitudine: 8°44'31,40"
- Quota sul livello del mare: 274 m
- Destinazione d'uso: Edificio scolastico
- **(Vita Utile) Classe di Tipo 2:** Vengono definite come opere di Classe 2 quelle che possiedono una vita utile di almeno 50 anni. In questa tipologia si trovano le opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale.
- **Classe d'Uso III:** Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

### Parametri sismici:



Latitudine (WGS84)	Longitudine (WGS84)
45.67197217	8.74100152
Latitudine (ED50)	Longitudine (ED50)
45.673761	8.742058
Altitudine (mt)	274
Classe dell'edificio	III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi
Vita Nominale Struttura	50
Periodo di Riferimento per l'azione sismica	75

Parametri di pericolosità Sismica				
Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g/g$ [-]	$F_0$ [-]	$T^*_c$ [s]
Operatività	45	0.017	2.575	0.168
Danno	75	0.021	2.510	0.201
Salvaguardia Vita	712	0.042	2.620	0.289
Prevenzione Collasso	1462	0.049	2.643	0.310

- **Metodo di calcolo:** Analisi dinamica modale per la struttura prefabbricata. Le fondazioni sono state dimensionate in base ai carichi al piede trasmessi dalle strutture prefabbricate, comunicati dal progettista.
- **Unità di misura:** daN (Kg), mm, cm, cmq, m, mq, mc, sec.



### 2.1.1 Determinazione e giustificazione del fattore di struttura

Il valore del fattore di struttura  $q$  da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e prende in conto le non linearità del materiale.

Il valore del fattore di struttura  $q$  può essere calcolato tramite la seguente espressione:

$$q = q_0 \times K_R$$

dove:

- $q_0$  è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- $K_R$  è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione.  $K_R = 1$  per strutture regolari in altezza  $K_R = 0.8$  per strutture non regolari in altezza

### Classe di duttilità

La classe di duttilità individuata nel caso di verifica agli SLU (comportamento strutturale dissipativo) è **CD**  
"B" – Classe di duttilità bassa.

### Caratteristiche di regolarità in pianta ed in altezza

#### Verifica di regolarità in pianta

a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze	NON VERIFICATO
b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4	NON VERIFICATO
c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;	VERIFICATO
d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.	NON VERIFICATO
<b>LA STRUTTURA NON E' REGOLARE IN PIANTA</b>	

#### Verifica di regolarità in altezza

e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione	VERIFICATO
f) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25 %, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%);	VERIFICATO
g) il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi	VERIFICATO
h) eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo [...] Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.	VERIFICATO
<b>LA STRUTTURA E' REGOLARE IN ALTEZZA</b>	

### **Calcolo del fattore di struttura**

In base alle considerazioni sopra esposte il valore di  $K_R$ , risulta essere per edifici regolari in altezza pari a 1,00

Il valore di  $q_0$ , indicato dalla tab. 7.8.I, risulta essere per costruzioni in muratura ordinaria in classe di duttilità "B" pari a  $2,0 \alpha_w/\alpha_1$

In assenza di determinazioni più specifiche, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_w/\alpha_1$ :

- costruzioni in muratura ordinaria a due o più piani  $\alpha_w/\alpha_1 = 1,8$

Il fattore riduttivo  $K_w$  di prevenzione dal collasso per strutture a pareti è pari a 0,80

Di conseguenza il fattore di struttura  $q_{max}$  risulta essere il seguente:

$$q_{max} = q_0 \times K_R = (2,0 \times 1,80 \times 1,00) = 3,60$$

Si utilizzerà un valore

$$q = 1,5 < q_{max}$$

La componente verticale dell'azione sismica non è tenuta in conto ai sensi del cap. 7.2.1 dell'NTC 08.

## **3. ANALISI DEI CARICHI**

La valutazione dei carichi e dei sovraccarichi è stata effettuata in accordo con le disposizioni dei seguenti provvedimenti:

**Decreto Ministero delle infrastrutture e dei trasporti 14 gennaio 2008** (G. U. 14 febbraio 2008, n. 29 - Suppl. Ord.) - "Norme tecniche per le costruzioni" – **Capitoli 3, 5, 6, 7**

La valutazione dei carichi permanenti è effettuata sulle dimensioni definitive.

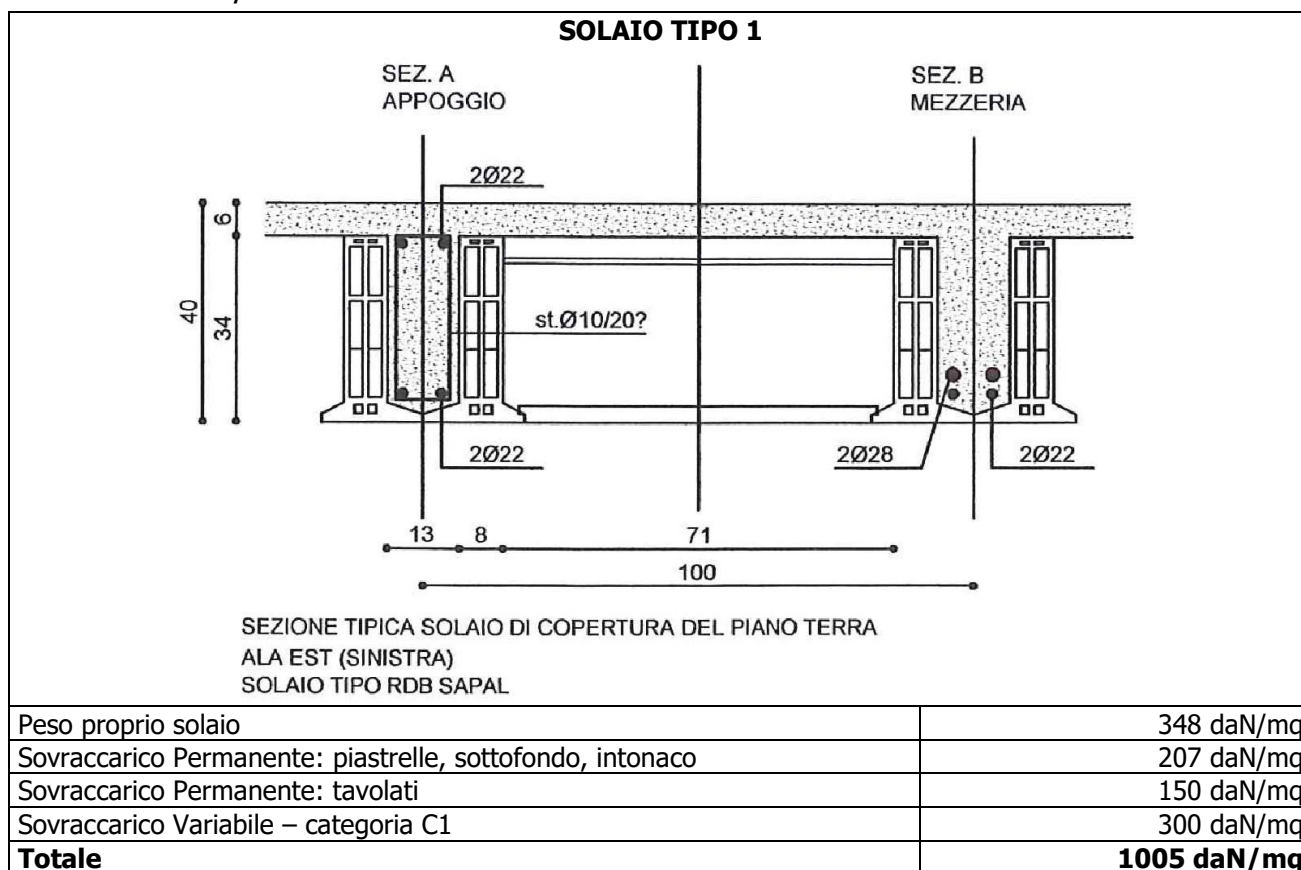
Nel calcolo delle strutture si è tenuto conto delle situazioni derivanti dall'effetto combinato dei carichi accidentali e permanenti.

### **3.1 SOVRACCARICHI**

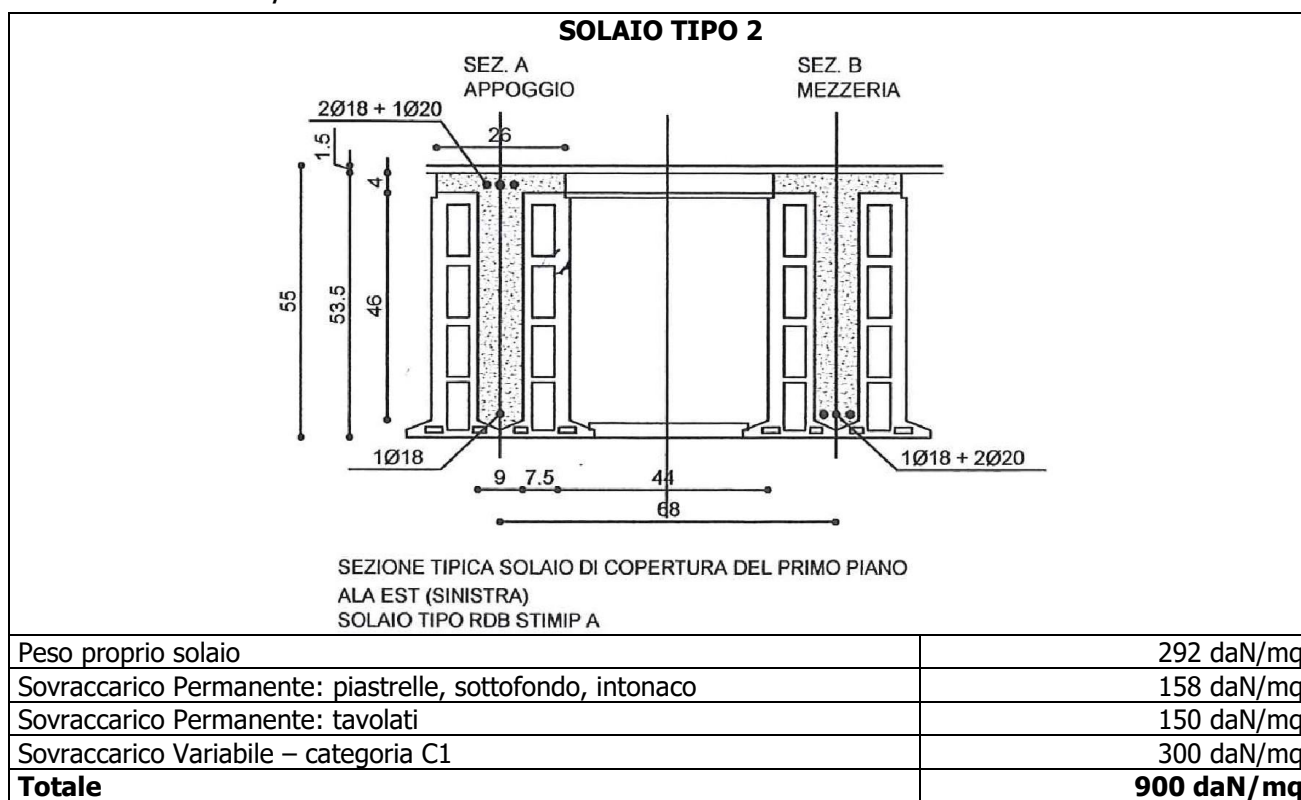
#### **3.1.1 Murature portanti / tavolati pesanti**

Muratura di mattoni pieni	1800 daN/mc
Intonaco	2000 daN/mc
Muratura sp. 12 cm + intonaco sui 2 lati (1,5+1,5cm) = $0,12 \times 1800 + 2 \times 30 =$	276 daN/mq
Muratura sp. 25 cm + intonaco sui 2 lati (2+2cm) = $0,25 \times 1800 + 2 \times 40 =$	530 daN/mq
Muratura sp. 36 cm + intonaco sui 2 lati (2+2cm) = $0,36 \times 1800 + 2 \times 40 =$	728 daN/mq
Muratura sp. 48 cm + intonaco sui 2 lati (2+2cm) = $0,48 \times 1800 + 2 \times 40 =$	944 daN/mq
Muratura sp. 60 cm + intonaco sui 2 lati (2+2cm) = $0,60 \times 1800 + 2 \times 40 =$	1160 daN/mq

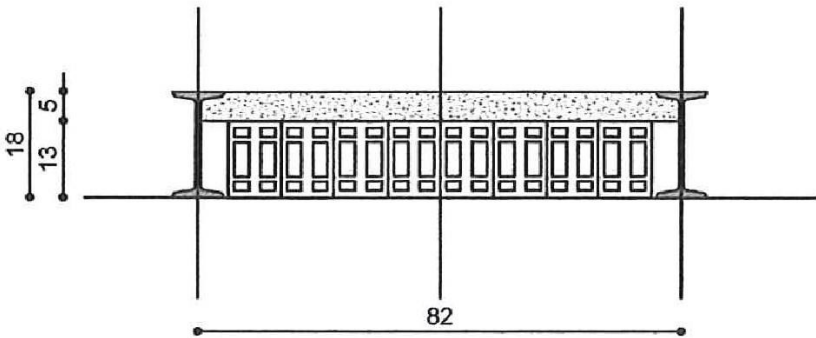
### 3.1.2 Primo impalcato – Ala Est



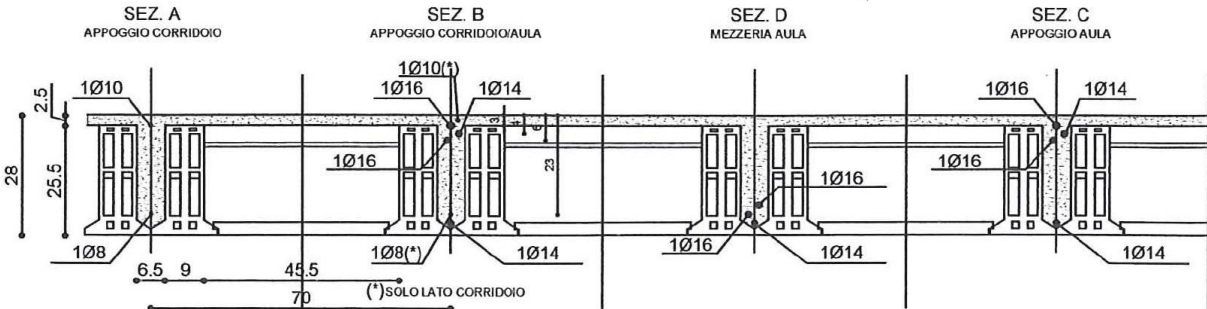
### 3.1.3 Secondo impalcato – Ala Est



### 3.1.4 Primo impalcato – Ala Ovest

<p style="text-align: center;"><b>SOLAIO TIPO 3</b></p> <p style="text-align: center;">SEZ. TIPICA</p>  <p style="text-align: center;">SEZIONE TIPICA SOLAIO DI COPERTURA DEL PIANO TERRA ALA OVEST (DESTRA) SOLAIO CON PUTRELLE, SOLETTA IN CLS. NON ARMATO ED INTERPOSTO LATERIZIO</p>	
Peso proprio solaio	304 daN/mq
Sovraccarico Permanente: piastrelle, sottofondo, intonaco	160 daN/mq
Sovraccarico Permanente: tavolati	150 daN/mq
Sovraccarico Variabile – categoria C1	300 daN/mq
<b>Totale</b>	<b>914 daN/mq</b>

### 3.1.5 Secondo impalcato – Ala Ovest

<p style="text-align: center;"><b>SOLAIO TIPO 4</b></p>  <p style="text-align: center;">SEZIONE TIPICA SOLAIO DI COPERTURA DEL PRIMO PIANO ALA OVEST (DESTRA) SOLAIO TIPO RDB SAPAL</p>	
Peso proprio solaio	220 daN/mq
Sovraccarico Permanente: piastrelle, sottofondo, intonaco	160 daN/mq
Sovraccarico Permanente: tavolati	150 daN/mq
Sovraccarico Variabile – categoria C1	300 daN/mq
<b>Totale</b>	<b>830 daN/mq</b>

### 3.1.6 Sottotetto

<b>Solaio misto in laterizio</b>	
Peso proprio solaio	220 daN/mq
Sovraccarico Permanente: sottofondo, intonaco	150 daN/mq
Sovraccarico Variabile – categoria H1	150 daN/mq
<b>Totale</b>	<b>520 daN/mq</b>

### 3.1.7 Copertura

<b>Struttura in legno</b>	
Grossa orditura	25 daN/mq
Piccola orditura	15 daN/mq
Manto copertura (tegole)	60 daN/mq
<b>Totale</b>	<b>100 daN/mq</b>

#### 3.1.7.1 Determinazione carico neve

**Normativa** : D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni)

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

<input type="radio"/>	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1 + (a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input checked="" type="radio"/>	<b>Zona II - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1 + (a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="radio"/>	<b>Zona III</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
<input type="radio"/>	<b>Zona IV</b> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Termini, Trapani, Vibo Valentia, Vieste.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

$q_s$  (carico neve sulla copertura [kN/mq]) =  $\mu q_{sk} C_E C_T$   
 $\mu$  (coefficiente di forma)  
 $q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])  
 $C_E$  (coefficiente di esposizione)  
 $C_T$  (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	274
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1,63

Coefficiente termico

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato  $C_T = 1$ .

Coefficiente di esposizione

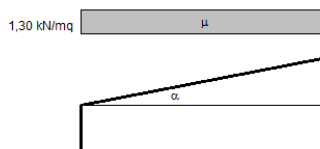
Topografia	Descrizione	$C_E$
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

Valore del carico della neve al suolo

$q_s$ (carico della neve al suolo [kN/mq])	1,63
--	------

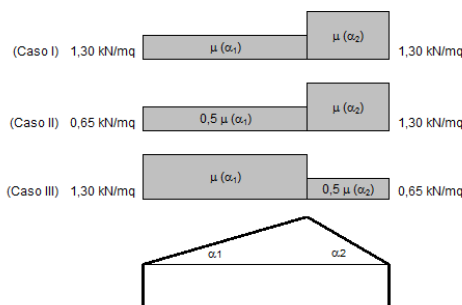
Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

$\alpha$ (inclinazione falda [°])	22
$\mu$	0,8



Coefficiente di forma (copertura a due falde)

$\alpha_1$ (inclinazione falda [°])	22
$\alpha_2$ (inclinazione falda [°])	22
$\mu(\alpha_1)$	0,8
$\mu(\alpha_2)$	0,8



### 3.1.7.2 Determinazione carico vento

Normativa: D.M. 14/01/2008 (Norme tecniche per le costruzioni)

#### CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

I) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$ [1/s]
1	25	1000	0,01

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	274
---	-----

$$v_b = v_{b,0} \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

$v_b$ (velocità di riferimento [m/s])	25
---------------------------------------	----

$p$  (pressione del vento [N/mq]) =  $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$   
 $q_b$  (pressione cinetica di riferimento [N/mq])  
 $c_e$  (coefficiente di esposizione)  
 $c_p$  (coefficiente di forma)  
 $c_d$  (coefficiente dinamico)



#### Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \rho v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3)$$

$q_b$ [N/mq]	390,63
--------------	--------

#### Coefficiente di forma

È il coefficiente di forma (a coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e dell'orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati sperimentali da appurarsi documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

#### Coefficiente dinamico

Esso può essere assunto autolativamente pari ad 1 in tutti i casi di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza e i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche a seconda riferimenti a dati ...

#### Coefficiente di esposizione

#### Classe di rugosità del terreno

B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

#### Categoria di esposizione

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

\* 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

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

ZONE 7,8	mare	costa
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	II

\* Categoria II in zona 8  
 Categoria III in zona 7

ZONE 9	mare	costa
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

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

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

$c_e$	1,63
-------	------

$z_{\text{altezza edif. [m]}$	Zona	Classe di rugosità		$a_s$ [m]
8	1	B		274
Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]	$c_s$
IV	0.22	0.3	8	1

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma  $v_s$ : 638,36 N/mq (0,6383 kN/mq)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	III	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						

$$c_s(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_m$$

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

$c_s$	2,04
-------	------

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

$z_{\text{altezza edif. [m]}}$	Zona	Classe di rugosità	$a_r$ [m]	
14,5	1	B	274	
Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\text{min}}$ [m]	$c_k$
IV	0,22	0,3	8	1

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma  $v_s$ : 797,59 N/mq (0,7975 kN/mq)

Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	III	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						

$$c_s(z) = k_r \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_m$$

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

$c_s$	2,18
-------	------

ZONA 6					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7			

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

$z_{\text{altezza edif. [m]}}$	Zona	Classe di rugosità		$a_r$ [m]
17,5	1	B		274
Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\text{min}}$ [m]	$c_k$
IV	0.22	0.3	8	1

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma  $v_s$ : 850,72 N/mq (0,8507 kN/mq)

## **4. Presentazione del modello strutturale e sue proprietà**

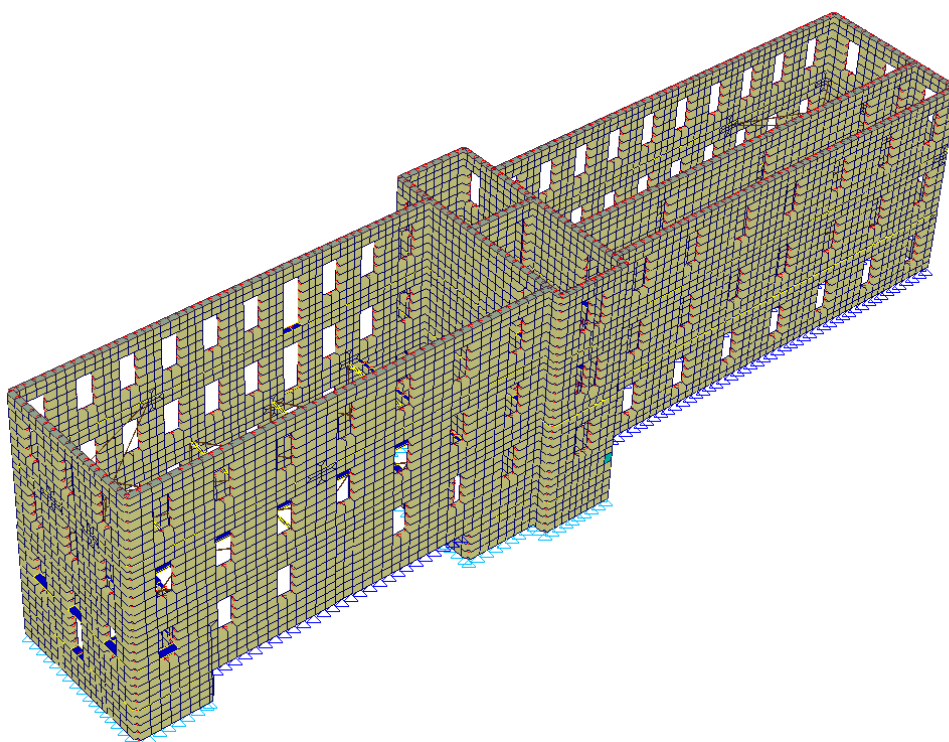
### **4.1 DESCRIZIONE E MODELLO DEL FABBRICATO**

Numero di piani entro terra	1
Numero di piani fuori terra	3
Quota fondazioni	- 3,00 m
Quota piano 0 = incastro	0,00 m
Altezza in gronda	14,20 m
Altezza massima fuori terra	17,50 m

Le destinazioni d'uso sono:

- Edificio scolastico

**Le verifiche sono state svolte con il metodo agli Stati Limite.**



## **5. RISULTATI DEI CALCOLI.**

I dati di input ed i risultati delle analisi sono riportati nei fascicoli allegati.

- Allegato 1: Calcoli di dimensionamento trave di ripartizione solaio ala est
- Allegato 2: Verifica solaio ala est
- Allegato 3: Analisi globale dell'edificio
- Allegato 4: Verifica vibrazioni solaio atrio
- Allegato 5: Verifica vibrazioni scala



## 6. CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO

### Denominazione

Nome del Software	<b>Master Sap Top</b>
Versione	2015
Caratteristiche del Software	Software per il calcolo di strutture in c.a.o. agli elementi finiti per Windows
Produzione e Distribuzione	<b>AMV s.r.l.</b> Via S. Lorenzo, 106 34077 Ronchi dei Legionari (GO) Tel. 0481/779903 - Fax 0481/777125 e-mail: info@amv.it - Internet: www.amv.it

Diamo una breve descrizione delle simbologie adottate da MasterSap.

### 6.1.1 *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.

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.

### 6.1.2 *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.

### 6.1.3 *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).

### 6.1.4 *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.

### 6.1.5 Gli elementi finiti

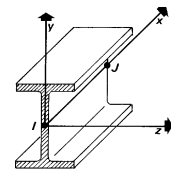
La struttura può essere suddivisa in sottostrutture, chiamate gruppi.

#### 6.1.5.1 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.  $\rho$ . Densità di peso (peso per unità di volume).
4.  $\alpha$ . Coefficiente termico di dilatazione cubica.



Riferimento locale

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

#### 6.1.5.2 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.

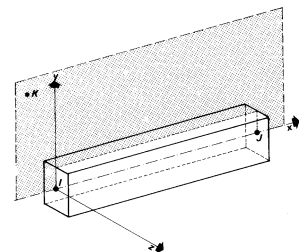
L'elemento frame possiede 12 gradi di libertà.

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.



Riferimento locale

#### 6.1.5.3 ELEMENTO SHELL (GUSCIO)

L'elemento shell implementa il modello del guscio piatto ortotropo nello spazio tridimensionale. E' 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 rigidità per la rotazione ortogonale al piano dell'elemento.

Nei gruppi shell definiti "platea" viene attuato il blocco di tre gradi di libertà,  $u_x, u_y, r_z$ , per tutti i nodi del gruppo.

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

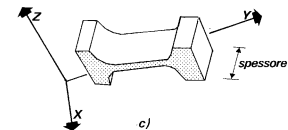
1. elemento numero (massimo 1999 per ogni gruppo);

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.

#### **6.1.5.4 |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.

#### **6.1.5.5 ELEMENTO BOUNDARY (VINCOLO)**

L'elemento boundary è sostanzialmente un elemento molla con rigidità assiale in una direzione specificata e rigidità 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 rigidità (per le traslazioni in F/L, per le rotazioni in F\*L/rad).

### **6.1.6 I metodi di calcolo**

#### **6.1.6.1 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 rigidità 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

$$\mathbf{KU} = \mathbf{F}$$

dove K è la matrice di rigidità, 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.

### **6.1.6.2 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.

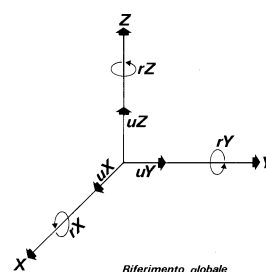
L'ultima elaborazione riguarda il calcolo degli effetti complessivi, ottenuti considerando tutte le direzioni dinamiche applicate. Tale risultato (involuppo) può essere ottenuto, a discrezione dell'utente in tre modi distinti, inclusi quelli suggeriti della normativa italiana e dall'Eurocodice 8.

## **6.1.7 Presentazione dei risultati dell'analisi strutturale**

### **6.1.7.1 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).



### **6.1.7.2 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.

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.

### 6.1.7.3 Aste reticolari

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

- tensione unitaria ( $F/L^2$ );
- 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 involuipi 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.

### 6.1.7.4 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 ( $F \cdot L$ ).

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 sismiche 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.

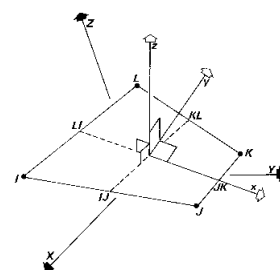
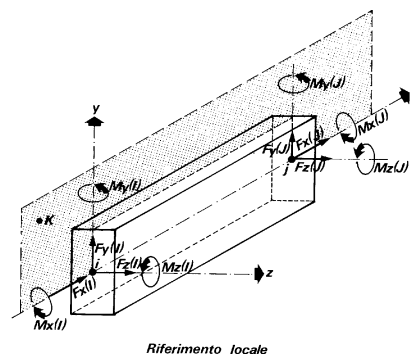
Per le travi di fondazione il programma calcola ai due nodi estremi della trave e in tutti i punti intermedi generati per effetto della suddivisione della trave di fondazione, per ogni combinazione di carico:

- $F_y$  = 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 ( $F/L^2$ ).

### 6.1.7.5 Gusci

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

- $S_{xx}$  ( $F/L^2$ );
- $S_{yy}$  ( $F/L^2$ );



- $S_{xy}$  ( $F/L^2$ );
- $M_{xx}$  ( $F*L/L$ );
- $M_{yy}$  ( $F*L/L$ );
- $M_{xy}$  ( $F*L/L$ );
- $\sigma_{idsup}$  ( $F/L^2$ );
- $\sigma_{idinf}$  ( $F/L^2$ ).
- $S_{xx}$ ,  $S_{yy}$ ,  $S_{xy}$  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  $\sigma_{idsup}$  (al bordo superiore, ovvero sul semiasse positivo dell'asse locale z) e  $\sigma_{idinf}$  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 involucri viene effettuata la sovrapposizione. Anche in questo caso vengono calcolate le tensioni ideali.

Nell'analisi statica e negli involucri 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.

#### **6.1.7.6 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 ( $F*L$ ) 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.

### **6.1.8 Verifiche di opere in cemento armato con il metodo degli stati limite**

#### **6.1.8.1 Travi, pilastri, Setti e travi di fondazione**

Fra le informazioni di testa per le travi è anche segnalata la componente del peso proprio e il carico medio. Per i soli pilastri oltre al numero strutturale dell'asta è anche indicato l'eventuale numero di pilastrata.

Le sollecitazioni sono riferite al sistema locale x, y, z. Vengono riportate, in ordine:

- numero combinazione di carico;
- ascissa di calcolo (cm);
- in sequenza  $F_x$ ,  $F_y$ ,  $F_z$  (F);  $M_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$  ( $F*m$ ).

Per le travi e le fondazioni viene applicata la regola della traslazione. In particolare il momento

flettente viene incrementato, dove richiesto, del prodotto di  $F_y$  (o  $F_z$ ) con  $0.9 \cdot d$ , dove  $d$  è l'altezza utile corrispondente.

Per elementi trave di fondazione  $F_x$ ,  $F_z$ ,  $M_y$  sono generalmente nulli.

Le convenzioni adottate sui segni delle sollecitazioni sono (vedi figura):

- $F_x$  (sforzo normale) è positivo se di trazione;
- $F_y$  (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso positivo dell'asse locale corrispondente;
- $F_z$  (forza tagliante) è positiva se agisce, a sinistra dell'ascissa interessata, nel verso negativo dell'asse locale corrispondente;
- $M_x$  (momento torcente) è positivo se antiorario intorno a  $x$  a sinistra dell'ascissa in esame;
- $M_y$  (momento flettente) è positivo se tende le fibre posteriori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse  $z$ ;
- $M_z$  (momento flettente) è positivo se tende le fibre inferiori, cioè quelle disposte nel verso negativo dell'asse  $y$ .

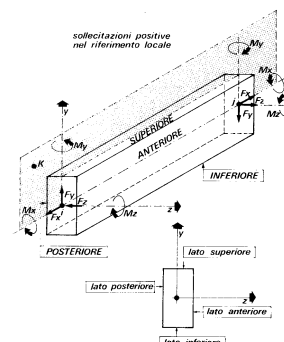
Compaiono poi nel tabulato gli ulteriori risultati:

- in sequenza, armatura posteriore, anteriore, inferiore, superiore ( $\text{cm}^2$ ); si noti che tali armature sono quelle totali. La sezione di due reggistaffe contribuisce in tutti quattro i valori di armatura; per i pilastri circolari viene determinata e stampata l'armatura totale distribuita uniformemente su tutta la circonferenza;
- campo (di rottura): rappresenta il campo di rottura determinato dalla procedura di verifica; nel caso delle travi, qualora sia stata deselezionata la verifica a sforzo normale, il campo di rottura viene sostituita dal rapporto  $x/d$ ;
- indice di resistenza a presso-tensoflessione ( $F_x$ ,  $M_y$ ,  $M_z$ ): rappresenta il moltiplicatore delle sollecitazioni allo s.l.u., ovvero il rapporto fra la sollecitazione agente e quella resistente;
- indice di resistenza a taglio/torsione ( $F_y$ ,  $F_z$ ,  $M_x$ ) o indice di resistenza a taglio/torsione (Bielle) per NTC 2008: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- Indice di resistenza a taglio/torsione ( $V$ ,  $M_x$ ): rappresenta l'indice di resistenza "taglio e torsione" per elementi che non necessitano di armatura trasversale.
- Indice di resistenza a scorrimento: compare solo nel caso di setti calcolati con l'Ordinanza 3431 e NTC 2008 e riporta l'indice di resistenza che si ricava dal rapporto fra la resistenza a scorrimento (vedi § 5.4.5.2 dell'Ordinanza e § 7.4.4.5.2.2 delle NTC/2008) e la sollecitazione di taglio.
- $aswta$ ,  $aswto$ : in  $\text{cm}^2/\text{m}$  rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante, rispettivamente, dall'effetto di taglio e torsione;
- passo staffe: in  $\text{cm}$  rappresenta il passo delle staffe derivante da  $aswta$  e  $aswto$  e dall'applicazione dei minimi di normativa.
- per i pilastri, nel caso NTC 2008, nelle colonne  $\alpha M_y$  e  $\alpha M_z$  vengono riportati i valori dei moltiplicatori delle sollecitazioni  $M_y$  ed  $M_z$  derivanti dal rispetto della gerarchia delle resistenze trave/pilastro.

Viene evidenziata, su una riga conclusiva apposita, l'involuppo delle armature in grado di resistere a tutte le situazioni. Per la sezione rettangolare viene riportata l'armatura aggiuntiva effettiva sui quattro lati, detraendo dall'armatura totale quella dei reggistaffe. Per la sezione circolare è invece sempre riportato il valore totale distribuito. Viene infine indicato il passo delle staffe calcolato o di normativa.

Alla fine del tabulato di progetto delle armature riguardante un'asta, se attivata l'opzione sulla combinazione dei carichi, la procedura propone uno specchietto che riepiloga nell'ordine:

- numero della combinazione di carico che dà luogo al momento massimo; tale sollecitazione può infatti derivare per effetto di una combinazione di carico spaziale di MasterSap (in questo caso viene riportato il relativo numero di combinazione o simbolo identificativo) o a causa della combinazione dei carichi permanenti e variabili o dell'eventuale momento di sicurezza (in questo secondo caso il contrassegno di combinazione è dato dal simbolo --);
- $xM_{\max}$ ; ascissa dell'asta in cui si verifica il momento massimo positivo;
- $M_{\max}$ ; valore del momento massimo positivo;



- Ainf, D. inf agg.; armatura inferiore totale derivante dall'azione del momento massimo positivo, numero e diametro delle barre aggiuntive, come al solito, rispetto ai reggistaffe comunque presenti;
- Asup, D. sup agg.; valgono le stesse considerazioni di sopra, riferite all'armatura superiore;
- il rapporto  $x/d$  e l'indice di resistenza a flessione.
- Nelle verifiche di esercizio per gli elementi vengono considerati i soli effetti del momento flettente  $M_z$ , ma per comodità dell'utente il tabulato riporta anche il valore delle altre sollecitazioni, incluse fra [ ] per significare che non entrano in gioco nella verifica. Per lo stesso motivo fra parentesi [ ] sono anche riportate le armature anteriori e posteriori.
- Apertura delle fessure  $w$  (mm): rappresenta l'ampiezza della fessura derivante dall'azione del momento flettente  $M_z$  all'ascissa indicata. La fessura si apre superiormente per  $M_z$  negativo, inferiormente per  $M_z$  positivo.
- La freccia viene riportata nel prospetto specifico (che compare a fine trave) riguardante anche il momento massimo in campata.

Per i restanti tipi di elementi (pilastri e setti) viene effettuata la sola verifica delle tensioni di esercizio (non compaiono pertanto risultati sull'apertura delle fessure e sulla freccia). La sezione viene trattata a presso-tensoflessione, trascurando in questo caso l'eventuale contributo del calcestruzzo a trazione. Vengono ignorate agli effetti della verifica le sollecitazioni torcenti e di taglio, comunque riportate fra [ ] nei tabulati per memoria.

Se si verifica la necessità di armare a punzonamento le travi o le fondazioni viene determinata la sezione complessiva delle barre piegate, che andranno disposte parallelamente alle staffe della trave.

Vengono indicate:

- asta: numero dell'asta oggetto di verifica;
- ascissa  $x$  (cm): ascissa dell'asta;
- taglio: valore dell'azione di taglio complessiva agente al nodo;
- carico limite di punzonamento;
- coefficiente di sicurezza al punzonamento;
- armatura piegati a punzonamento ( $\text{cm}^2$ ), eventuale.

#### Considerazioni per l'analisi dinamica.

I risultati dinamici considerati sono quelli ottenuti per inviluppo, a seconda della modalità scelta. Si possono generare diverse combinazioni risultanti (sovrapposizione degli effetti statici e degli effetti dinamici) indicate nei tabulati con delle lettere.

Per quanto riguarda gli effetti dinamici si tenga presente che il segno degli inviluppi è sempre positivo e che le norme impongono che tali risultati siano considerati anche con segno opposto.

#### **6.1.8.2 Risultati gerarchia resistenze (NTC 2008)**

La **stampa del taglio sismico** esegue la stampa dei risultati della specifica verifica a taglio prevista per travi e pilastri al fine del rispetto della gerarchia flessione/taglio prescritto al punto § 7.4.4.1 e 7.4.4.2 delle NTC/2008. Tale verifica, che dipende dalle armature effettivamente poste in opera, viene effettuata all'atto della creazione del disegno o di una sua modifica.

Tale stampa riporta:

- il taglio  $F_y/F_z$  riferito agli schemi aggiuntivi calcolati ed il loro inviluppo;
- l'armatura inferiore e superiore effettivamente disegnata ed individuata nel disegno al netto della lunghezza di ancoraggio;
- l'indice di resistenza a taglio: rappresenta l'indice di resistenza delle bielle compresse sollecitate a taglio e/o torsione;
- $asw_{ta}$ : in  $\text{cm}^2/\text{m}$  rappresenta l'area di armatura per unità di lunghezza derivante dall'effetto del taglio qui calcolato;
- passo: in cm rappresenta il passo delle staffe derivante da  $Asw_{ta}$  qui calcolata;
- $M_{r.inf}$  e  $M_{r.sup}$ : rappresentano i momenti resistenti calcolati sulla base dell'armatura inferiore e superiore utilizzati nel calcolo del taglio negli schemi previsti.  $M_{r.inf}$  rappresenta il momento resistente della sezione quando l'armatura tesa è l'inferiore,  $M_{r.sup}$  è il momento resistente della sezione quando l'armatura tesa è la superiore.



### **6.1.8.3 I risultati per elementi guscio**

Il tabulato riporta:

- numero elemento in esame.;
- numero combinazione di carico;
- $N_{xx}$  (F),  $M_{xx}$  (F\*m),  $N_{yy}$  (F),  $M_{yy}$  (F\*m): sollecitazioni di sforzo normale e momento flettente; le sollecitazioni con indice xx producono tensioni in direzione locale xx; analogamente per yy. Si tenga presente che gli sforzi normali sono positivi se di trazione, i momenti flettenti sono positivi se tendono le fibre inferiori.

Successivamente vengono riportati gli esiti della verifica:

- $A_{xx\ inf}$ ,  $A_{xx\ sup}$ ,  $A_{yy\ inf}$ ,  $A_{yy\ sup}$  (cm<sup>2</sup>): le armature in direzione xx risultano dalla verifica a presso-tensoflessione effettuata sulla base di  $N_{xx}$  e  $M_{xx}$ ; analogamente per yy; le sollecitazioni sono calcolate per un tratto pari al passo;
- indici di resistenza per le verifiche a pressoflessione, a taglio nel piano e a taglio fuori piano. Per il taglio nel piano si controlla che  $S_{xy} \leq f_{cd}/(f_{ck})^{1/2}$ ; l'indice di resistenza a taglio è il rapporto fra il primo e il secondo termine della disuguaglianza;
- il taglio fuori piano (chiamato  $V_z$ ), agente lungo l'asse locale z ortogonale all'elemento, viene perciò utilmente confrontato con il taglio limite  $V_{rd1}$  contemplato per sezioni sprovviste di armatura a taglio.

I risultati della verifica a punzonamento si riferiscono alla situazione più sfavorevole che determina il valore più elevato dell'azione di punzonamento.

Vengono riportati:

- forza di punzonamento (valore dell'azione di punzonamento agente al nodo);
- carico limite di punzonamento;
- se necessaria: armatura totale teorica nella 1<sup>a</sup> direzione locale (cm<sup>2</sup>), ovvero parallelamente all'asse locale y del pilastro;
- analogamente per la 2<sup>a</sup> direzione, parallela all'asse locale z.

### **6.1.8.4 I risultati per le pareti**

Il tabulato ricalca parzialmente quello degli elementi guscio in cui viene però esplicitata l'armatura verticale e orizzontale

I risultati della verifica riguardano innanzitutto le azioni di presso flessione. L'indice di resistenza a taglio riguarda il rapporto fra l'azione tagliante nell'elemento e la corrispondente  $V_{rd2}$ . E' riportato l'indice della verifica a scorrimento (§ 5.4.5.2 dell'Ordinanza).

## **6.2 Valutazione dei risultati e giudizio motivato sulla loro accettabilità**

Il programma di calcolo utilizzato MasterSap è idoneo a riprodurre nel modello matematico il comportamento della struttura e gli elementi finiti disponibili e utilizzati sono rappresentativi della realtà costruttiva. Le funzioni di controllo disponibili, innanzitutto quelle grafiche, consentono di verificare la riproduzione della realtà costruttiva ed accertare la corrispondenza del modello con la geometria strutturale e con le condizioni di carico ipotizzate. Si evidenzia che il modello viene generato direttamente dal disegno architettonico riproducendone così fedelmente le proporzioni geometriche. In ogni caso sono stati effettuati alcuni controlli dimensionali con gli strumenti software a disposizione dell'utente. Tutte le proprietà di rilevanza strutturale (materiali, sezioni, carichi, sconnessioni, etc.) sono state controllate attraverso le funzioni di indagine specificatamente previste.

Sono state sfruttate le funzioni di autodiagnostica presenti nel software che hanno accertato che non sussistono difetti formali di impostazione.

E' stato accertato che le risultanti delle azioni verticali sono in equilibrio con i carichi applicati.

Sono state controllate le azioni taglianti di piano ed accertata la loro congruenza con quella ricavabile da semplici ed agevoli elaborazioni. Le sollecitazioni prodotte da alcune combinazioni di carico di prova hanno prodotto valori prossimi a quelli ricavabili adottando consolidate formulazioni ricavate dalla Scienza delle Costruzioni. Anche le deformazioni risultano prossime ai valori attesi. Il dimensionamento e le verifiche di sicurezza hanno determinato risultati che sono in linea con casi di comprovata validità, confortati anche dalla propria esperienza.

## **6.3 Informazioni integrative sull'uso dei codici di calcolo**

### **6.3.1 Affidabilità dei codici utilizzati**

### **6.3.2 Codice di calcolo adottato, solutore e affidabilità dei risultati**

In base a quanto richiesto al par. 10.2 del D.M. 14.01.2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni) il produttore e distributore Studio Software AMV s.r.l. espone la seguente relazione riguardante il solutore numerico e, più in generale, la procedura di analisi e dimensionamento MasterSap. Si fa presente che sul proprio sito ([www.amv.it](http://www.amv.it)) è disponibile sia il manuale teorico del solutore sia il documento comprendente i numerosi esempi di validazione. Essendo tali documenti (formati da centinaia di pagine) di pubblico dominio, si ritiene pertanto sufficiente proporre una sintesi, sia pure adeguatamente esauriente, dell'argomento.

Il motore di calcolo adottato da MasterSap, denominato LiFE-Pack, è un programma ad elementi finiti che permette l'analisi statica e dinamica in ambito lineare e non lineare, con estensioni per il calcolo degli effetti del secondo ordine.

Il solutore lineare usato in analisi statica ed in analisi modale è basato su un classico algoritmo di fattorizzazione multifrontale per matrici sparse che utilizza la tecnica di condensazione supernodale ai fini di velocizzare le operazioni. Prima della fattorizzazione viene eseguito un riordino simmetrico delle righe e delle colonne del sistema lineare al fine di calcolare un percorso di eliminazione ottimale che massimizza la sparsità del fattore.

Il solutore modale è basato sulla formulazione inversa dell'algoritmo di *Lanczos* noto come *Thick Restarted Lanczos* ed è particolarmente adatto alla soluzione di problemi di grande e grandissima dimensione ovvero con molti gradi di libertà. L'algoritmo di Lanczos oltre ad essere supportato da una rigorosa teoria matematica, è estremamente efficiente e competitivo e non ha limiti superiori nella dimensione dei problemi, se non quelli delle risorse hardware della macchina utilizzata per il calcolo.

Per la soluzione modale di piccoli progetti, caratterizzati da un numero di gradi di libertà inferiore a 500, l'algoritmo di Lanczos non è ottimale e pertanto viene utilizzato il classico solutore modale per matrici dense simmetriche contenuto nella ben nota libreria *LAPACK*.

L'analisi con i contributi del secondo ordine viene realizzata aggiornando la matrice di rigidezza elastica del sistema con i contributi della matrice di rigidezza geometrica.

Un'estensione non lineare, che introduce elementi a comportamento multilineare, si avvale di un solutore incrementale che utilizza nella fase iterativa della soluzione il metodo del gradiente coniugato preconditionato.

Grande attenzione è stata riservata agli esempi di validazione del solutore. Gli esempi sono stati tratti dalla letteratura tecnica consolidata e i confronti sono stati realizzati con i risultati teorici e, in molti casi, con quelli prodotti, sugli esempi stessi, da prodotti internazionali di comparabile e riconosciuta validità. Il manuale di validazione è disponibile sul sito [www.amv.it](http://www.amv.it).

E' importante segnalare, forse ancora con maggior rilievo, che l'affidabilità del programma trova riscontro anche nei risultati delle prove di collaudo eseguite su sistemi progettati con MasterSap. I verbali di collaudo (per alcuni progetti di particolare importanza i risultati sono disponibili anche nella letteratura tecnica) documentano che i risultati delle prove, sia in campo statico che dinamico, sono corrispondenti con quelli dedotti dalle analisi numeriche, anche per merito della possibilità di dar luogo, con MasterSap, a raffinate modellazioni delle strutture.

In MasterSap sono presenti moltissime procedure di controllo e filtri di autodiagnostica. In fase di input, su ogni dato, viene eseguito un controllo di compatibilità. Un'ulteriore procedura di controllo può essere lanciata dall'utente in modo da individuare tutti gli errori gravi o gli eventuali difetti della modellazione. Analoghi controlli vengono eseguiti da MasterSap in fase di calcolo prima della preparazione dei dati per il solutore. I dati trasferiti al solutore sono facilmente consultabili attraverso la lettura del file di input in formato XML, leggibili in modo immediato dall'utente.

Apposite procedure di controllo sono predisposte per i programmi di dimensionamento per il c.a., acciaio, legno, alluminio, muratura etc.

Tali controlli riguardano l'esito della verifica: vengono segnalati, per via numerica e grafica (vedi esempio a fianco), i casi in contrasto con le comuni tecniche costruttive e gli errori di dimensionamento (che bloccano lo sviluppo delle fasi successive della progettazione, ad esempio il

disegno esecutivo). Nei casi previsti dalla norma, ad esempio qualora contemplato dalle disposizioni sismiche in applicazione, vengono eseguiti i controlli sulla geometria strutturale, che vengono segnalati con la stessa modalità dei difetti di progettazione.

Ulteriori funzioni, a disposizione dell'utente, agevolano il controllo dei dati e dei risultati. E' possibile eseguire una funzione di ricerca su tutte le proprietà (geometriche, fisiche, di carico etc) del modello individuando gli elementi interessati.

Si possono rappresentare e interrogare graficamente, in ogni sezione desiderata, tutti i risultati dell'analisi e del dimensionamento strutturale. Nel caso sismico viene evidenziata la posizione del centro di massa e di rigidezza del sistema.

Per gli edifici è possibile, per ogni piano, a partire dalle fondazioni, conoscere la risultante delle azioni verticali orizzontali. Analoghi risultati sono disponibili per i vincoli esterni.

## **6.4 CODICE DI CALCOLO IMPIEGATO VERIFICHE DI ELEMENTI SINGOLI**

### *Denominazione*

L'analisi di tipo numerico è stata realizzata mediante il programma di calcolo Xfinest prodotto da Harpaceas. E' stato utilizzata un'analisi lineare sismica statica nel rispetto delle norme indicate in precedenza. Le procedure di verifica adottate seguono il metodo di calcolo agli elementi finiti secondo quanto previsto dal DM 14.01.2008, Norme Tecniche per le Costruzioni.

### Denominazione

Software	<b>TRAVILOG TITANIUM 2</b>
Autore, produttore e distributore	<b>Logical Soft s.r.l</b> – via Garibaldi 253, 20033 Desio (MB)
Solutore ad elementi finiti adottato	Xfinest di Harpaceas

### Caratteristiche dell'elaboratore:

Sistema Operativo	Sistema Operativo Nome: Microsoft Windows XP Home Edition Versione: 5.1.2600.196608 RAM: 3327 MByte
Processore	Processore computer Tipo CPU: Intel(R) Core(TM)2 Quad CPU Q6600 @ 2.40GHz Velocità CPU: 2405 MHz
Scheda Video	Scheda grafica Descrizione: NVIDIA Quadro FX 580 Modalità video: 1920 x 1080 x 4294967296 colori Processore video: Quadro FX 580

### *6.4.1 Codice di calcolo*

Il codice di *TRAVILOG TITANIUM 2* è stato sviluppato da Logical Soft srl in linguaggio Visual Studio 2008 e .Net Framework 2.0 e non può essere modificato o manipolato dall'utente.

Il contenuto del presente capitolo certifica l'affidabilità del calcolo limitatamente ai test effettuati, di cui si allega analisi teorica e soluzione fornita da *TRAVILOG TITANIUM 2* ed altro codice di calcolo di confronto.

Il solutore a elementi finiti utilizzato dal programma è Xfinest 8.1, prodotto da Harpaceas s.r.l.

La bontà del solutore è certificata direttamente da CEAS srl, produttore di XFinest 8.1. Per maggiori dettagli si consiglia di consultare le specifiche in merito.

#### 6.4.2 Metodo numerico adottato

Il software esegue l'analisi della struttura tramite il **metodo di calcolo agli elementi finiti**, ovvero mediante la costruzione di un modello matematico costituito da un numero definito di elementi discreti, per ognuno dei quali è stata definita analiticamente una relazione tra forze e spostamenti.

Da queste il programma assembla quindi la matrice di rigidezza e calcola la risposta dell'intera struttura.

#### 6.4.3 Formulazione del metodo

Il software esegue il calcolo ad elementi finiti formulando un'**analisi di tipo lineare**. In questo caso la matrice di rigidezza non varia durante lo sviluppo dell'analisi, considerando l'approssimazione dei piccoli spostamenti. Sotto tali ipotesi valgono i seguenti benefici:

- Vale il principio di sovrapposizione degli effetti.
- Non influisce la sequenza di applicazione dei carichi sulla struttura.
- La precedente storia di carico della struttura non ha alcuna influenza, pertanto gli sforzi residui possono essere trascurati.

L'applicazione del principio di sovrapposizione degli effetti permette di considerare indipendentemente le ipotesi di carico elementari, per poi combinarle secondo opportuni coefficienti di partecipazione. In questo modo è possibile calcolare la risposta come una combinazione lineare di carichi elementari, rendendo il processo di analisi estremamente efficiente.

Le non linearità trascurate in questo tipo di analisi sono le seguenti:

- Non linearità dovuta a effetti geometrici. Grandi spostamenti e rotazioni possono introdurre significativi cambiamenti di forma e orientamento, variando drasticamente la rigidezza totale delle strutture.
- Non linearità delle caratteristiche dei materiali, legate al legame costitutivo o a eventuali anisotropie.
- Non linearità delle condizioni di vincolo.
- Non linearità dei carichi. La direzione di applicazione può variare in funzione della deformata della struttura.

#### 6.4.4 Metodi di verifica svolti dal software

**TRAVILOG TITANIUM 2** è in grado di eseguire analisi di sezioni e di verificare il comportamento delle strutture secondo due metodi principali di verifica:

- **Tensioni ammissibili.** I carichi sono applicati alla struttura con il loro valore nominale. Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per opportuni coefficienti ottenendo delle tensioni massime a cui potranno lavorare i materiali stessi. Tali tensioni risultano al di sotto del limite elastico convenzionale.
- **Stati limite.** Le tensioni caratteristiche dei materiali vengono divise per dei coefficienti di sicurezza ottenendo dei valori limite in campo plastico. I carichi di esercizio, accidentali o permanenti vengono incrementati secondo opportuni coefficienti definiti dalla normativa (vedi in seguito).

Il programma valuta diverse condizioni di stato limite:

- **Stato limite ultimo.** La normativa prevede in questo caso che la struttura sia soggetta in condizioni straordinarie a carichi che possano causare il collasso della stessa, quali ad esempio l'evento sismico.
- **Stato limite di esercizio.** Anche in questo caso il calcolo della struttura è effettuato incrementando i carichi secondo opportuni coefficienti. A differenza del caso precedente però la struttura è soggetta a carichi in condizioni di esercizio, sotto l'azione dei quali devono prodursi deformazioni controllate, che non impediscano il funzionamento previsto. Esistono tre diverse condizioni di esercizio: **Rara, Frequente, Quasi permanente**.
- **Stato limite di danno.** È il caso in cui la struttura è soggetta a forze di natura sismica. La verifica al danno è da effettuarsi sugli spostamenti.

La scelta dell'uno o dell'altro metodo dipende dalle prescrizioni previste dalle normative vigenti.

### **6.5 AFFIDABILITÀ DEI CODICI UTILIZZATI**

Nel rispetto di quanto richiesto nel capitolo 10 dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 ed al fine di fornire un giudizio motivato di accettabilità dei valori raggiunti, alla luce delle verifiche e dei calcoli effettuati, di cui è data spiegazione nel presente documento, il progettista strutturale ritiene che i risultati ottenuti relativamente al progetto in oggetto siano conformi a quanto previsto dai regolamenti e dalle leggi vigenti in materia.

A supporto di tale affermazione il progettista dichiara di aver controllato accuratamente i tabulati ottenuti mediante codice di calcolo, di aver preliminarmente esaminato il software di calcolo, ritenendolo affidabile ed idoneo alla struttura in oggetto, di aver confrontato i risultati ottenuti da analisi computazionale con semplici calcoli di massima svolti dallo stesso progettista e di aver infine esaminato gli stati tensionali e deformativi, ritenendoli consistenti e coerenti con la modellazione della struttura analizzata.

Cardano al Campo, Marzo 2017

Il Progettista  
**dott. ing. Mario Palazzi**  
Ordine Ing. Varese n. 2737

A circular blue ink stamp is positioned over the signature. The stamp contains the text "Dott. Ing. PALAZZI MARIO" and "n. 2737" in the center. The outer ring of the stamp reads "ORDINE INGEGNERI VARESE" with stars on either side of the word "VARESE". The signature "Mario Palazzi" is written in black ink across the stamp.