

**REGIONE EMILIA-ROMAGNA  
PROVINCIA DI MODENA  
COMUNE DI FANANO**



## **PROGETTO ESECUTIVO**

**RIQUALIFICAZIONE ED ADEGUAMENTO DELLA  
PALESTRA SCOLASTICA PIAZZALE FAIRBANKS  
- CIG 96291691A3 - C.U.P. D69I22000080006**

**(08)  
RELAZIONE ILLUSTRATIVA  
DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO  
STRUTTURALE**

Il professionista incaricato:  
**ING. FABIO LUGLI**

Modena, Luglio 2023

# SOMMARIO

<b>1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.....</b>	<b>3</b>
PREMESSA: .....	3
1A. DESCRIZIONE DEL CONTESTO .....	3
1B - INDAGINI GEOGNOSTICHE .....	5
1B. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEGLI INTERVENTI.....	7
1C NORMATIVA TECNICA .....	9
1D DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO.....	9
ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO.....	13
1E DESCRIZIONE DEI MATERIALI .....	18
1F ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE .....	24
SCELTA DEL FATTORE DI STRUTTURA .....	25
1G COMBINAZIONI DI CARICO IN PROGETTO.....	26
1H INDICAZIONE DEL METODO DI ANALISI.....	30
RISPOSTA MODALE .....	30
1I CRITERI DI VERIFICA.....	32
CALCOLO DEGLI INDICATORI DI RISCHIO .....	34
VERIFICHE STATICHE.....	40
VERIFICHE IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI .....	41
VERIFICHE PILASTRI CON RINFORZI FRP .....	43
VERIFICHE COLLEGAMENTI TRAVE – PILASTRO.....	43
VERIFICHE COLLEGAMENTI CONTROVENTI .....	45
VERIFICHE ELEMENTI IN LEGNO SLU – SLE ED IN CONDIZIONE R60.....	46
1J RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE .....	51
1K CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO.....	59
1K.1 CARATTERISTICHE GENERALI DEL SOFTWARE SISMICAD 12 (c) CONCRETE.....	59
1K.2 SPECIFICHE TECNICHE .....	59
1K.3 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI.....	59
1K.4 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO .....	60
1K.5 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO.....	61
1L CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA: STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE: FASI DI REALIZZAZIONE DELL'OPERA .....	61
1M INDICAZIONE DELLA CATEGORIA DI INTERVENTO PREVISTO: .....	61
1N DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE NEL SUO INSIEME: .....	61
1O DEFINIZIONE DELLE PROPRIETA' DEI MATERIALI – LIVELLO DI CONOSCENZA .....	62
1P DESCRIZIONE CONFRONTO TRA SICUREZZA PRECEDENTE E POST INTERVENTO.....	66
<b>2 RELAZIONE DI CALCOLO : TABULATI DI PROGETTO .....</b>	<b>70</b>

## 1 ILLUSTRAZIONE SINTETICA DEGLI ELEMENTI ESSENZIALI DEL PROGETTO STRUTTURALE.

*Il presente paragrafo illustra in maniera unitaria gli elementi essenziali del progetto delle strutture, specificando le modalità con cui il progettista ha elaborato il progetto. Contiene la sintetica indicazione delle motivazioni delle scelte progettuali effettuate, con rimando alle restanti parti della relazione di calcolo strutturale ed agli elaborati costituenti il progetto.*

### PREMESSA:

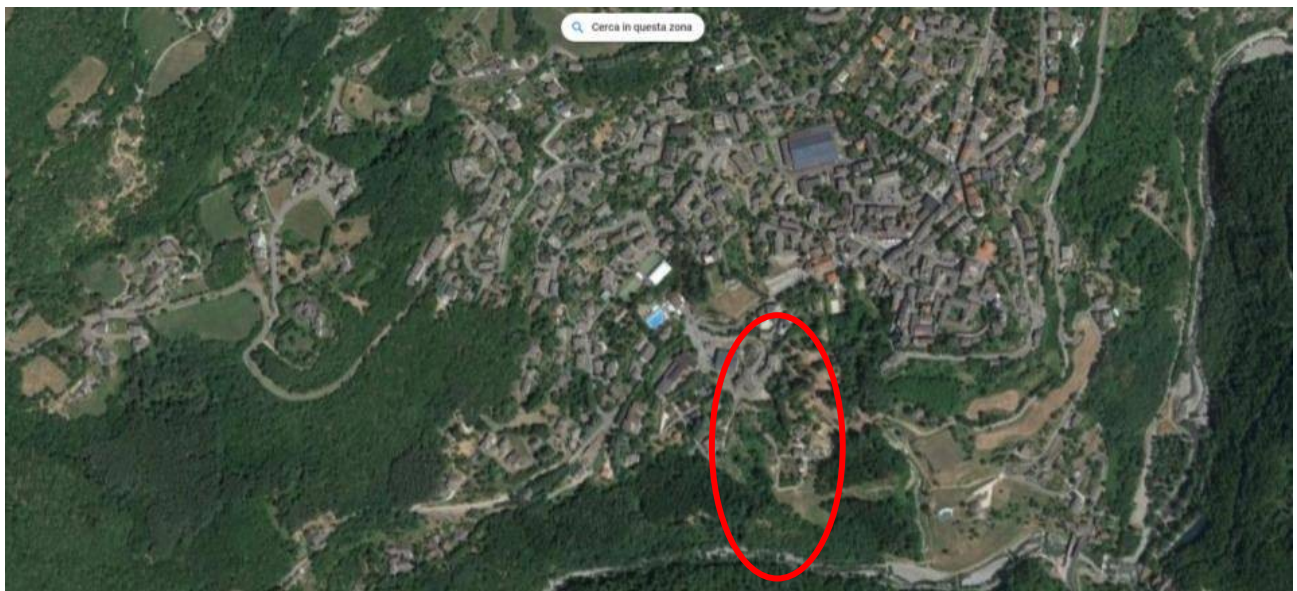
Nell'ambito del PIANO NAZIONALE DI RIPRESA E RESILIENZA – il comune di Fanano (quale soggetto attuatore) ha ottenuto finanziamento per l'attuazione del progetto di “RIQUALIFICAZIONE ED ADEGUAMENTO DELLA PALESTRA SCOLASTICA PIAZZALE FAIRBANKS”, CUP D69I22000080006, selezionato nell'ambito dell'avviso pubblico prot. n. 48040 del 2 dicembre 2021, Missione 4 – Istruzione e Ricerca – Componente 1 – Potenziamento dell'offerta dei servizi di istruzione: dagli asili nido alle Università – Investimento 1.3 “Piano per le infrastrutture per lo sport nelle scuole”, finanziato dall'Unione europea – Next Generation EU MISSIONE 4: ISTRUZIONE E RICERCA. Il progetto prevede miglioramento sismico all'80% della palestra ad uso scolastico.

### 1A. DESCRIZIONE DEL CONTESTO

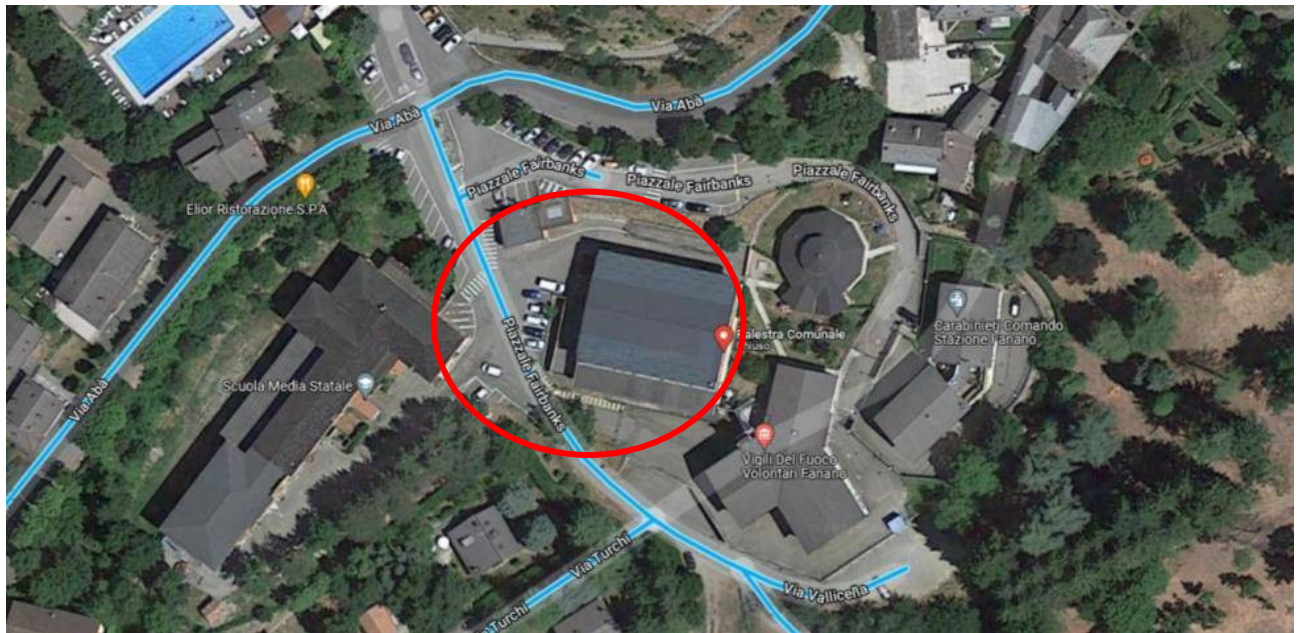
Per la descrizione del complesso strutturale si rimanda in toto alla relazione di vulnerabilità ed al materiale illustrativo reperito presso l'archivio comunale comunque riportato tra gli elaborati di progetto.

#### IDENTIFICAZIONE DELLA COSTRUZIONE

Si tratta di edificio isolato, costituente unica unità strutturale, con grande aula adibita a palestra e spazi accessori per spogliatoi e depositi.



Inquadramento generale



Inquadramento locale



Vista fotografica dell'assieme

L'edificio si colloca in prossimità del centro del paese in piazzale Fairbanks vicino alla scuola media statale.

#### QUALIFICAZIONE GIURIDICA DEL PROPRIETARIO

Amministrazione pubblica municipale, "Comune di Fanano"

#### RIFERIMENTI DEL PROPRIETARIO

"Comune di Fanano"

sede principale situata in

Piazza G. Marconi n. 1

Fanano – (MO)

#### DENOMINAZIONE DEL BENE

"Palestra scolastica Fairbanks".



## LOCALIZZAZIONE

Tipo di costruzione	2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari				
Vn	Default (50)				
Classe d'uso	III				
Località:	Modena, Fanano, Due Ponti Latitudine ED50 44,2071° (44° 12' 26") Longitudine ED50 10,792° (10° 47' 31") Altitudine s.l.m. 620,23 m				
Vr	Default (75)				
Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	0,091	2,882	Default (0,258)
SLD	Default (63)	75	0,115	2,712	Default (0,27)
SLV	Default (10)	712	0,25	2,891	Default (0,297)
SLC	Default (5)	1462	Default (0,2999)	Default (2,911)	Default (0,31)

## PERIODO DI REALIZZAZIONE e DESTINAZIONE D'USO

Anni 1980-90 - Palestra scolastica.

### 1B - INDAGINI GEOGNOSTICHE

Ai fini della progettazione definitiva ed esecutiva, l'amministrazione comunale ha commissionato prove geognostiche specifiche, per la caratterizzazione geologica, geotecnica e sismica del suolo su cui sorge la palestra in esame.

L'indagine è stata compiuta dalla geologa Elisabetta Magnani di Sestola.

COMUNE DI FANANO PROVINCIA DI MODENA



Progetto di riqualificazione e adeguamento della palestra scolastica Piazzale Fairbanks

CUP: D69I22000080006

Proponente: Comune di Fanano

RELAZIONE GEOLOGICA inerente la caratterizzazione e modellazione geologica del sito (6.2.1. NTC 2018)

RELAZIONE GEOTECNICA relativa alle indagini, alla caratterizzazione e alla modellazione geotecnica a supporto della progettazione strutturale (6.2.2. NTC 2018)

ANALISI PERICOLOSITÀ SISMICA LOCALE relativa alla caratterizzazione geofisica del volume significativo di terreno (3.2.2 NTC 2018), valutazione dell'azione sismica di riferimento (3.2.3. NTC 2018), Risposta sismica locale e verifica della stabilità nei confronti della liquefazione (7.11.3. NTC 2018)

Marzo 2023

Software: MS Office 365 R2023 - GeoStru2023 - Qgis2023 - NanoCad5  
Adobe Acrobat Pro DC 2023  
Copertura Assicurativa TOKIO MARINE HCC polizza n. HCC21-W0078353

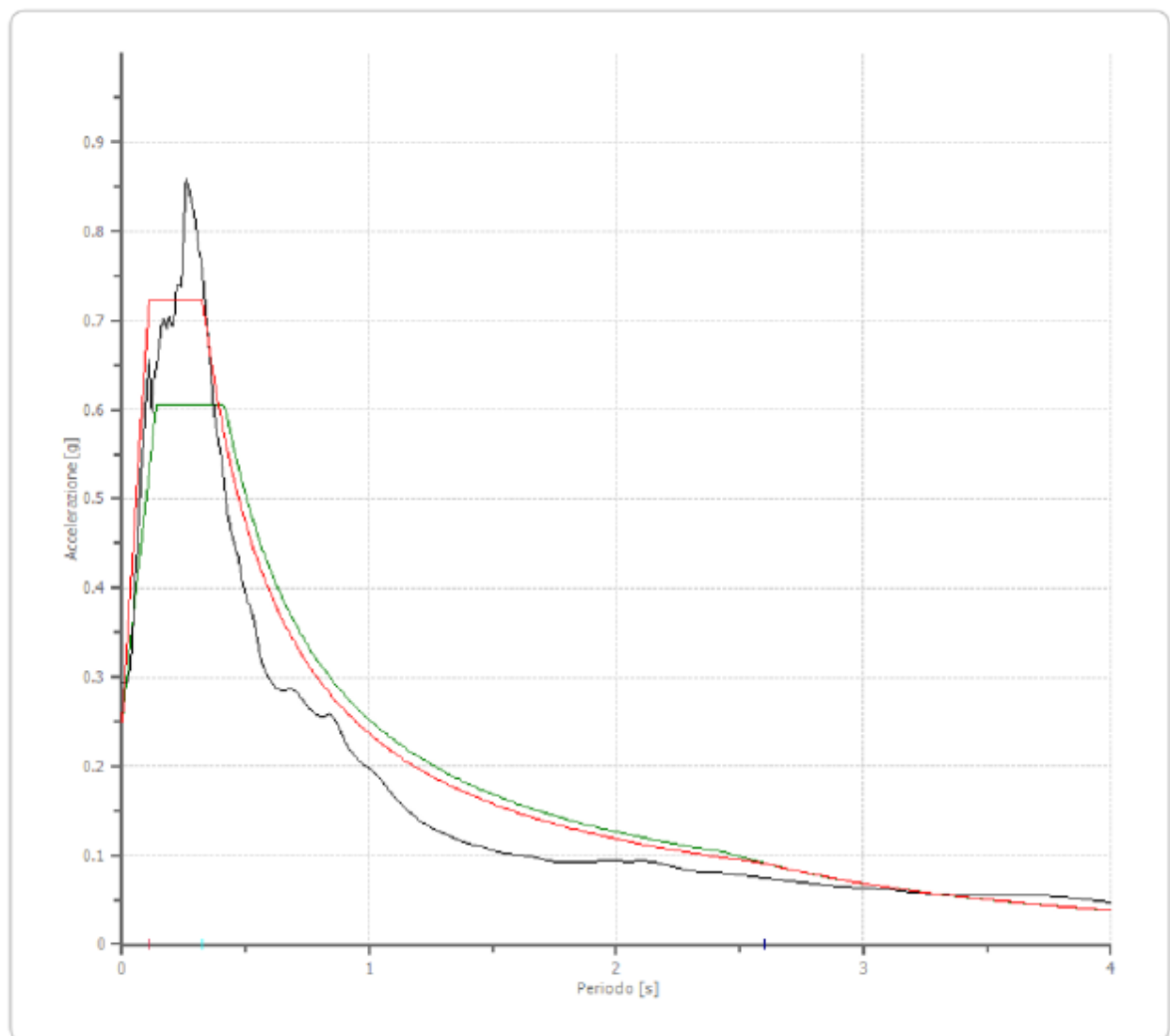
Elisabetta Magnani- Geologa  
Sestola MO tel. 3388803904 Fisso 0536 1940563 e-mail magnani.elisabetta96@gmail.com

Per i dettagli si rimanda alla relazione specifica, facente parte del presente progetto.

Preme precisare che nell'indagine è stata eseguita la risposta sismica locale, che restituisce parametri più gravosi rispetto al metodo semplificato della normativa; per tale motivo si utilizzerà lo spettro RLS, del quale si riportano il grafico e i valori caratteristici qui di seguito per semplicità di lettura.

PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

		Analisi semplificata				Analisi avanzata-rigorosa	
		SLO	SLD	SLV	SLC	Spettro normalizzato	Spettro medio
Tr	anni	45	75	712	1462	712	712
ag	g	<b>0.073</b>	<b>0.091</b>	<b>0.209</b>	<b>0.261</b>		
F0		2.452	2.441	2.419	2.436		
Tc*	s	0.26	0.268	0.297	0.309		
Ss		1.2	1.2	1.2	1.15		
St		1	1	1	1		
Cc		1.44	1.43	1.4	1.39		
TB	s	0.125	0.128	0.139	0.143	<b>0.109</b>	
TC	s	0.374	0.384	0.416	0.43	<b>0.327</b>	
TD	s	1.892	1.964	2.436	2.644	<b>2.6</b>	
Se (0)	g	0.088	0.109	0.25	0.299	<b>0.25</b>	0.293
Se(TB)	g	0.215	0.267	0.606	0.728	0.723	



— SLV, Cat. B  
— Spettro medio  
— Spettro normalizzato

Per quanto attiene le verifiche di liquefazione del terreno (verifica di pericolosità sismica), questa può essere omessa in quanto pur in presenza di strati sabbiosi non si rileva falda acquifera.

In merito alla verifica delle fondazioni:

Il punto 8.3 della NTC18 cita:

*Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:*

- *nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;*
- *siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;*
- *siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto.*

Nel nostro caso non ricorre nessuna delle precedenti condizioni pertanto l'edificio non è stato valutato in riferimento alle fondazioni.

*Da Circolare capitolo C8.7.4.1*

*Per quanto riguarda gli effetti dei terremoti, se si escludono casi di pendii instabili e fenomeni di liquefazione dei terreni, è raro che i dissesti siano legati a insufficienze fondali. In ogni caso la conoscenza del sistema fondale e l'identificazione delle manifestazioni di dissesto precedenti all'evento sismico e funzionale per la valutazione della capacità resistente post sisma. Nel caso in cui la fondazione poggi su terreni dalle caratteristiche geomeccaniche inadeguate al trasferimento dei carichi, o nel caso in cui si siano manifestati dissesti attribuibili al sistema fondale o siano stati effettuati interventi che modifichino i carichi alla base, occorre procedere alla verifica e all'eventuale consolidamento delle fondazioni*

I carichi sulle fondazioni sono in generale diminuiti vista la notevole riduzione dei pesi propri in copertura ed eliminazione dei pannelli prefabbricati in c.a. sommitali di tamponamento.

## **1B. DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA E DEGLI INTERVENTI**

Per quanto riguarda la descrizione dettagliata della struttura si rimanda all'analisi di vulnerabilità. Si riporta di seguito una sintesi dei tratti essenziali, strutturali, dell'immobile.

Si tratta di edificio parzialmente prefabbricato, con fondazioni, muri controterra e pilastri realizzati in opera. Risultano prefabbricate le travi di copertura, i solai (completati con getto in opera) ed i pannelli di tamponamento esterni aventi finitura in graniglia. I solai sono realizzati con elementi predalle (spogliatoi e copertura palestra piccola) ed in laterocemento (senza soletta) per la copertura della palestra principale.

Date le risultanze della verifica di vulnerabilità che ha messo in luce carenze generali su travi e pilastri si procederà alla realizzazione dei seguenti interventi basati principalmente sulla riduzione dei carichi del coperto.

#### A) SOSTITUZIONE COPERTURA IN C.A. CON NUOVO IMPALCATO IN LEGNO

Il solaio di copertura della zona palestra viene completamente rimosso. Si procede allo smontaggio delle travi in c.a. prefabbricate previa rimozione dei pannelli in laterocemento di copertura. Le travi, a piè d'opera saranno indi demolite per essere trasportate in discarica. Nelle fasi di demolizione si avrà cura di rimuovere le barre filettate di collegamento trave pilastro poste in opera nei recenti lavori di sistemazione. Il sistema di fissaggio, (si veda verifica più avanti) verrà comunque mantenuto in essere anche per la nuova copertura.

La nuova copertura sarà realizzata con travi binate in legno (dimensione max 140cm) e travetti 14x24 posti ad interasse 90cm.

#### B) RINFORZO PILASTRI TRAMITE FIBRE DI CARBONIO UNIDIREZIONALI MAPE WRAP C UNI-AX 600

La lavorazione comporta l'applicazione di un tessuto in fibra di carbonio e un sistema di leganti epossidici di spessore compreso tra 2,5 e 4,0 mm e modulo elastico a trazione medio compreso tra i 83.848 Mpa e 81.876 Mpa, resistenza a trazione compreso tra i 1637 Mpa e 1630 Mpa, allungamento a rottura 2% e spessore nominale del tessuto compreso tra 0,5 mm e 1,0 mm.

La lavorazione prevede demolizione localizzata di muratura e/o rimozione dei pannelli d'angolo (da riposizionare in seguito), con rimozione temporanea e ripristino degli eventuali sottoservizi elettrici preparazione del supporto ed incollaggio del tessuto FRP secondo le prescrizioni progettuali. Conclude l'operazione il riposizionamento muratura con intonaco ove previsto o protezione antincendio. Visto il posizionamento delle fibre in relazione alla larghezza delle travi da trattare, l'intervento potrà essere realizzato provvedendo, ove necessario, anche alla demolizione di tramezze esistenti e la loro ricostruzione.

#### C) REALIZZAZIONE DI CONTROVENTI METALLICI

E' prevista la realizzazione di controventi metallici concentrici (a croce di S'Andrea) all'interno dei telai al piano terra. La lavorazione prevede la rimozione delle tramezzature di tamponamento (preservando l'isolante esistente) fino alla quota di imposta delle fondazioni o dei muri di sostegno sui quali verranno impostate le travi UPN di cerchiatura nelle quali realizzare la controventatura concentrica con UPN 120. L'esecuzione dovrà essere eseguita da azienda qualificata EN1090 min EXC2.



## 1C NORMATIVA TECNICA

- D.P.R. 06 giugno 2001 n° 380 – parte II;
- Decreto del Ministero delle Infrastrutture 17 gennaio 2018 “Aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni e successive circolari applicative” (“NTC18”);
- Circolare 21 gennaio 2019, n° 7: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle **“Norme tecniche per le costruzioni”**» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (“CIRC19”);
- L.R. dell'Emilia-Romagna 30 ottobre 2008 n° 19;
- Atto di indirizzo 687/2011 della Regione Emilia-Romagna
- UNI EN 1995-1-1 - Eurocodice 5 - Progettazione delle strutture di legno - Parte 1-1: Regole generali - Regole comuni e regole per gli edifici.
- In generale: legge Regione Emilia Romagna n.19/2008 e successive modifiche , integrazioni e DGR applicative.

## 1D DEFINIZIONE DEI PARAMETRI DI PROGETTO

L'azione sismica viene considerata mediante spettri di risposta elastici in accelerazioni orizzontali, definiti in base al §3.2 delle NTC18. In particolare lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned} 0 \leq T < T_B \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\ T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\ T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T} \\ T_D \leq T \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C T_D}{T^2} \end{aligned}$$

Dove:

- T ed Se sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale, inoltre:
  - $a_g$  è l'accelerazione orizzontale massima al sito su suolo rigido, determinata in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$ ;
  - S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente  $S = SS \cdot ST$ , essendo SS il coefficiente di amplificazione stratigrafica (**Tabella 0.1**) e ST il coefficiente di amplificazione topografica (**Tabella 0.2**);

- $\eta$  è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali  $\xi$  diversi dal 5%, mediante la relazione  $\eta = 10/(5 + \xi) \geq 0.55$ , dove  $\xi$  (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- $F_0$  è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2.2;
- $T_C$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da

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

- dove  $T_C^*$  è definito al § 3.2 e  $C_C$  è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (**Tabella 0.1**);
- $T_B$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante,

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

- $T_D$  è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

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

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_C$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

**Tabella 0.1** Espressioni di  $S_s$  e  $C_C$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

**Tabella 0.2** Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Per l'edificio in esame in base alla classificazione regionale Edifici sensibili oltre che alle indicazioni della norma NTC18, si considera una vita nominale di 50 anni, ed una 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) a cui corrisponde una vita di riferimento pari a 75 anni.

Ne derivano i seguenti periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica:

- SLO:  $T_R = 45$  anni
- SLD:  $T_R = 75$  anni
- SLV:  $T_R = 712$  anni
- SLC:  $T_R = 1462$  anni

Si riportano di seguito le immagini estratte dall' input del programma di calcolo Sismicad 12.21 (poi riscontrabili nei tabulati estesi di calcolo) relative alla definizione dello spettro di risposta elastico.

Tipo di costruzione: 2 - Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari

Vn: Default (50)

Classe d'uso: III

Località: Modena, Fanano, Due Ponti  
Latitudine ED50 44.2071° (44° 12' 26")  
Longitudine ED50 10.792° (10° 47' 31")  
Altitudine s.l.m. 620.23 m

Vr: Default (75)

Stato limite	Pvr(%)	Tr(anni)	Ag/g	Fo	Tc*(s)
SLO	Default (81)	45	0.091	2.882	Default (0.258)
SLD	Default (63)	75	0.115	2.712	Default (0.27)
SLV	Default (10)	712	0.25	2.891	Default (0.297)
SLC	Default (5)	1462	Default (0.2999)	Default (2.911)	Default (0.31)

Adeguamento edificio esistente

Percentuale di adeguamento (%): 80

Parametro percentuale di adeguamento: Pga

Calcola I.R. per elementi nuovi ☐

La percentuale 80% viene utilizzata per il calcolo **degli indici di rischio**: indice superiore a 1 significa elemento con verifica soddisfatta per sisma 80&

Mentre per l'analisi dell'edificio verranno adottate le seguenti condizioni:

Fattore di comportamento per sisma SLD X: Default (1.5)

Fattore di comportamento per sisma SLD Y: Default (1.5)

Fattore di comportamento per sisma SLD Z: Default (1)

Fattore di comportamento per sisma SLV X: 2.25

Fattore di comportamento per sisma SLV Y: 2.25

Il fattore di comportamento per gli edifici esistenti essere compreso tra 1.5 e 3, come già detto in precedenza si utilizza **il valore 2.25. (si veda oltre per ulteriori considerazioni)**

In definitiva in relazione la suolo si adottano i seguenti coefficienti di amplificazione stratigrafica desunti dalla relazione geologica.

Categoria del suolo		Altro Parametri da analisi di risposta sismica locale	
<b>SLO</b>		<b>SLD</b>	
Ss orizzontale SLO	1	Ss orizzontale SLD	1
Tb orizzontale SLO	s 0.097	Tb orizzontale SLD	s 0.102
Tc orizzontale SLO	s 0.291	Tc orizzontale SLD	s 0.307
Td orizzontale SLO	s 1.962	Td orizzontale SLD	s 2.061
<b>SLV</b>		<b>SLC</b>	
Ss orizzontale SLV	1	Ss orizzontale SLC	Default (Non disj
Tb orizzontale SLV	s 0.109	Tb orizzontale SLC	s Default (Non disj
Tc orizzontale SLV	s 0.327	Tc orizzontale SLC	s Default (Non disj
Td orizzontale SLV	s 2.6	Td orizzontale SLC	s Default (Non disj
<b>Verticale</b>			
Ss verticale			Default (Non disj
Tb verticale		s	Default (Non disj
Tc verticale		s	Default (Non disj
Td verticale		s	Default (Non disj
Categoria topografica		T1 Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione	
St			Default (1)

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C}{T} \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \frac{T_C T_D}{T^2}
 \end{aligned}$$

Per quanto riguarda la formulazione degli spettri si rimanda ai tabulati allegati.

I parametri relativi agli stati limite di danno, non risultano significativi, trattandosi di edificio esistente di classe III (e non IV).

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

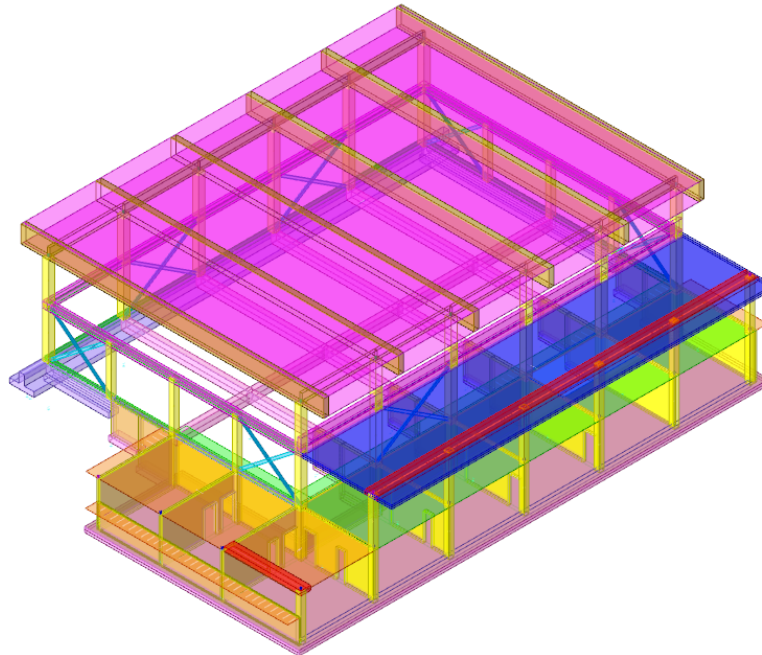


## ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO

Di seguito si elencano i principali carichi agenti sulla costruzione, precisando che non vi sono variazioni di carico tra stato di fatto e progetto salvo gli alleggerimenti prodotti dal cambio di stratigrafia in copertura per le quali si registra drastico calo di massa sismica.

### ANALISI DEI CARICHI

#### CARICHI SUPERFICIALI



STATO DI PROGETTO

	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variabile C	Neve
► 1	Solaio 1 interno					
Valore			350	150	400	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
2	Scala					
Valore			600	100	400	0
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
3	Solaio 2					
Valore			250	120	0	621
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
4	Copertura					
Valore			40	45	0	224
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale
5	Solaio 1 esterno					
Valore			350	170	400	535
Tipo valore			Verticale	Verticale	Verticale	Verticale

Tabella carichi di progetto

## ANALISI DEI CARICHI DI PROGETTO:

### Solaio di calpestio interno piano terra (denominazione solaio 1 interno):

Peso proprio (lastra bausta)	=	<b>350 kg/mq</b>
Permanenti:		
<i>malta allettamento/intonaco</i>		120
<i>Pavimento</i>		30
		-----
		<b>150 kg/mq</b>
Accidentali	cat.C	<b>400 kg/mq</b>

### Solaio copertura zona bassa (solaio 2):

Peso proprio	=	<b>250 kg/mq</b>
Permanenti:		
<i>pendenze</i>		
<i>Intonaco intradosso</i>		100
		-----
		<b>100 kg/mq</b>
Accidentali	neve	<b>621 kg/mq (con accumulo)</b>

### Solaio copertura posto al PT zona ingresso:

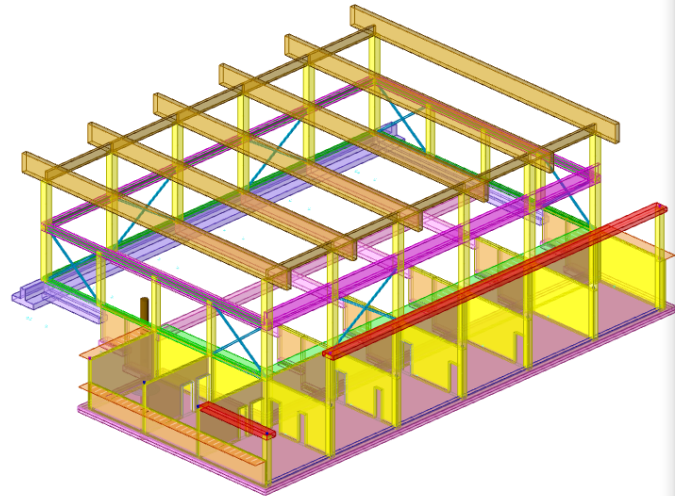
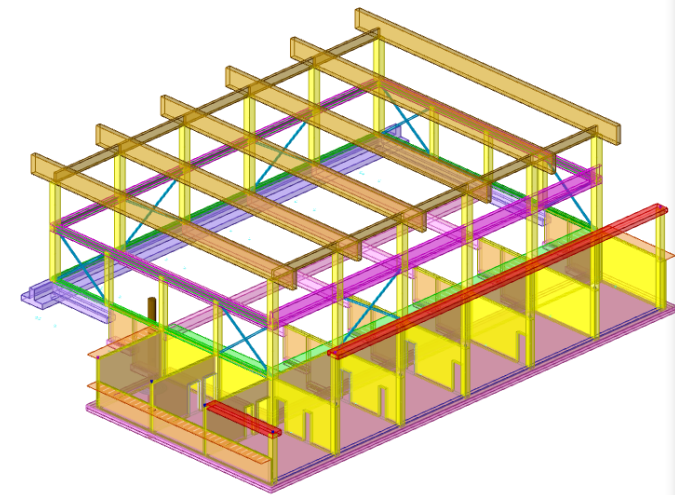
Peso proprio	=	<b>350 kg/mq</b>
Permanenti:		
<i>malta allettamento/intonaco</i>		120
<i>Pavimento</i>		30
<i>Guaine</i>		20
		-----
		<b>170 kg/mq</b>
Accidentali cat.C		<b>400 kg/mq</b>
Accidentali neve		<b>535 kg/mq (con accumulo)</b>

### Solaio copertura in legno:

Peso proprio (legno travetti e doppio tavolato 30+18)	=	<b>40 kg/mq</b>
Permanenti :		
<i>isolante e barriera vapore</i>		10
<i>Lamiera</i>		10
<i>Fotovoltaico</i>		15
<i>Impianti appesi</i>		10
		-----
		<b>45 kg/mq</b>
Accidentali neve		<b>224 kg/mq</b>

## ANALISI DEI CARICHI LINEARI DI PROGETTO:

Sono inseriti i seguenti carichi lineari che tengono conto delle azioni dovute ai tamponamenti o fodere in laterizio. Per quanto riguarda i pannelli in c.a. di tamponamento il carico statico viene tutto attribuito alle strutture di fondazione, mentre il carico sismico, in parte, anche alle travi intermedie del telaio in elevazione a cui il pannello risulta vincolato..



Condizioni	Concentrati	Lineari	Superficiali	Temici	Potenziali	Combinabilità per default	Combinazioni
	Descrizione	Colore	Pesi strutturali	Permanenti portati	Variable C	Neve	
1	Pannelli bassi palestr						
	Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	
	Fx/F1 finale		0	0	0	0	
	Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	
	Fy/F2 finale		0	0	0	0	
	Fz/F3 iniziale		0	-1620	0	0	
	Fz/F3 finale		0	-1620	0	0	
	Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	
	Mx/M1 finale		0	0	0	0	
	My/M2 iniziale		0	0	0	0	
	My/M2 finale		0	0	0	0	
	Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	
	Mz/M3 finale		0	0	0	0	
2	Pannelli laterali copert						
	Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	
	Fx/F1 finale		0	0	0	0	
	Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	
	Fy/F2 finale		0	0	0	0	
	Fz/F3 iniziale		0	-540	0	0	
	Fz/F3 finale		0	-540	0	0	
	Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	
	Mx/M1 finale		0	0	0	0	
	My/M2 iniziale		0	0	0	0	
	My/M2 finale		0	0	0	0	
	Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	
	Mz/M3 finale		0	0	0	0	
3	Pannelli lato sud						
	Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	
	Fx/F1 finale		0	0	0	0	
	Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	
	Fy/F2 finale		0	0	0	0	
	Fz/F3 iniziale		0	-525	0	0	
	Fz/F3 finale		0	-525	0	0	
	Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	
	Mx/M1 finale		0	0	0	0	
	My/M2 iniziale		0	0	0	0	
	My/M2 finale		0	0	0	0	
	Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	
	Mz/M3 finale		0	0	0	0	
4	Fodera sopra trave						
	Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	
	Fx/F1 finale		0	0	0	0	
	Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	
	Fy/F2 finale		0	0	0	0	
	Fz/F3 iniziale		0	-240	0	0	
	Fz/F3 finale		0	-240	0	0	
	Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	
	Mx/M1 finale		0	0	0	0	
	My/M2 iniziale		0	0	0	0	
	My/M2 finale		0	0	0	0	
	Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	
	Mz/M3 finale		0	0	0	0	
5	Fodera pannelli pt pal						
	Fx/F1 iniziale		0	0	0	0	
	Fx/F1 finale		0	0	0	0	
	Fy/F2 iniziale		0	0	0	0	
	Fy/F2 finale		0	0	0	0	
	Fz/F3 iniziale		0	-480	0	0	
	Fz/F3 finale		0	-480	0	0	
	Mx/M1 iniziale		0	0	0	0	
	Mx/M1 finale		0	0	0	0	
	My/M2 iniziale		0	0	0	0	
	My/M2 finale		0	0	0	0	
	Mz/M3 iniziale		0	0	0	0	
	Mz/M3 finale		0	0	0	0	

## SPINTA DELLE TERRE

Detto che lo studio analitico dell'interazione sismica-struttura richiederebbe modelli di calcolo piuttosto

complessi, nei quali sia inserito, oltre alla struttura in c.a. anche il terreno, con le proprie caratteristiche elastoplastiche, le norme di riferimento (EC8 ed NTC18) consentono il ricorso a modelli semplificati “pseudostatici”.

Nella pratica quindi, per opere di ordinaria importanza, si utilizzano, modelli che si basano su ipotesi semplificative del comportamento del sistema muro-terreno e dell’input sismico.

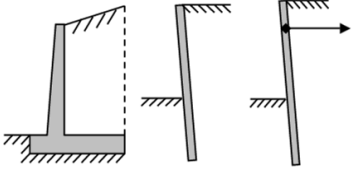
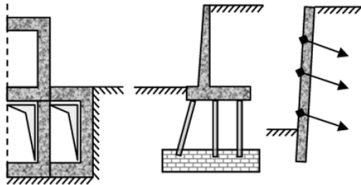
Sebbene tali procedure, come ogni ipotesi semplificativa, non siano propriamente rigorose forniscono comunque risultati che si sono dimostrati in buon accordo con le osservazioni reali.

Poiché le sollecitazioni che il terreno trasmette ad un’opera dipendono dagli spostamenti che questa è in grado di sopportare, bisogna distinguere tra opere che sotto l’effetto delle pressioni dinamiche sono in grado di spostarsi sufficientemente in maniera tale da mobilitare la spinta attiva e la resistenza passiva (“yielding walls”) ed opere che per loro caratteristica o esigenze strutturali non permettono al terreno di sviluppare lo stato limite attivo e passivo (“nonyielding walls”).

Gli approcci pseudo-statici più conosciuti per determinare l’azione sismica sulle opere di sostegno sono:

- Metodo di Mononobe-Okabe [Okabe, 1924, Mononobe e Matsuo, 1929].
- Metodo di Wood (1973)

#### Il metodo pseudo-statico: secondo EC8

I) pareti <b>molto</b> deformabili	II) pareti <b>praticamente rigide</b>
terreno in stato attivo o passivo: teoria di Mononobe-Okabe	terreno lontano da condizione limite, in fase elastica: teoria di Wood
muri      paratie o palancole a mensola o con vincoli deformabili 	muri di cantina      paratie o muri con vincoli <u>molto</u> rigidi 

Il primo approccio Mononobe-Okabe è più adatto per muri deformabili, il secondo per situazioni (come quella in oggetto) nella quale non si possano apprezzare spostamenti tali da mobilitare le spinte attiva e passiva.

La modellazione è pertanto avvenuta considerando spinta a riposo (per la situazione statica) con incremento sismico secondo **Wood**, applicato a metà altezza del muro, in accordo con la teoria stessa. Si ricordi che non è presente falda acquifera.

Si riporta stralcio delle impostazioni generali del software, in ordine alle possibili scelte di modello:

**Metodo di calcolo:** è possibile scegliere il metodo da utilizzare per il calcolo della spinta litostatica e del relativo incremento dinamico dovuto al sisma; sono disponibili i metodi di Coulomb/Mononobe-Okabe per muri suscettibili di piccoli spostamenti/rotazioni, caricati con la spinta attiva, oppure un metodo con Spinta a riposo  $K_0$  + incremento sismico alla Wood, per muri rigidi o a rotazione impedita.

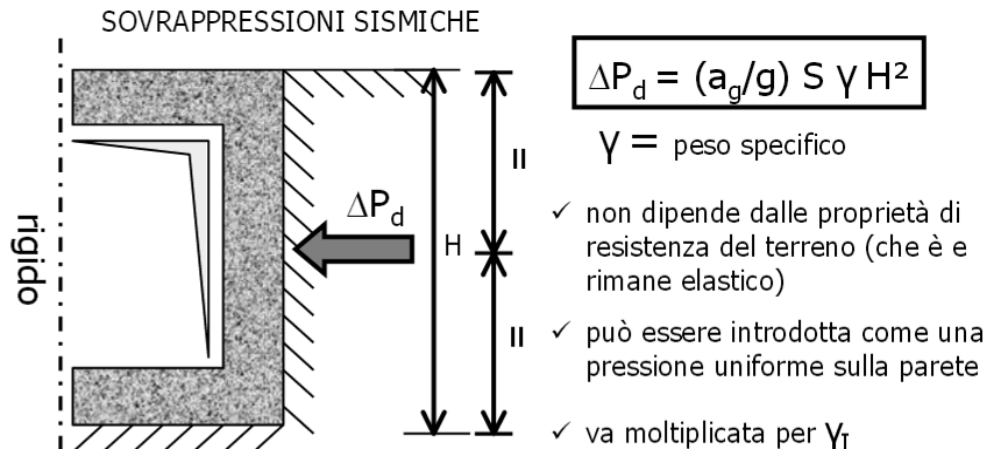


## PARETI RIGIDE (WOOD) – 1

### Spinte sismiche -20

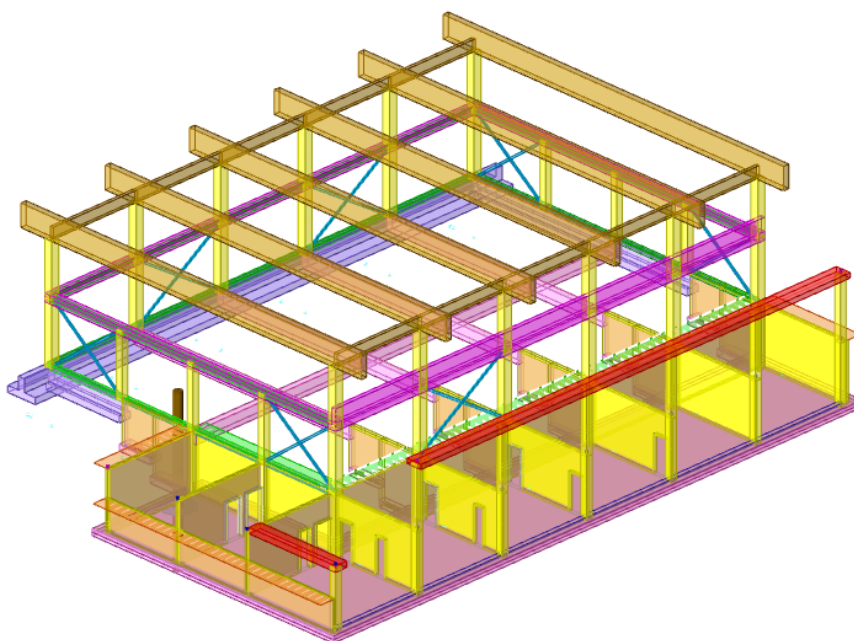
Wood, J. H. (1973). "Earthquake Induced Soil Pressures on Structures," Doctoral Dissertation, EERL 73-05, California Institute of Technology, Pasadena, CA

si trova in <http://caltecheerl.library.caltech.edu/>



- ✓ ha il pregio di fornire delle indicazioni, pur approssimate, tuttavia utili per tipologie di pareti per le quali l'applicazione di Mononobe Okabe (M-O) non ha alcun senso (M-O è un equilibrio limite!)
- ✓ la formula-in teoria-vale per terreno omogeneo, in assenza d'acqua di falda e per manufatti di altezza contenuta

Nella modellazione si è utilizzato il metodo di Wood + Spinta a Riposo. A favore della sicurezza si è considerato un sovraccarico accidentale aggiuntivo a monte pari a 400 Kg/mq ad incremento della spinta del terreno.



Proprietà	
Carico terreno	
Quota superiore iniziale	Fondazione 1
Quota superiore finale	Fondazione 1
Quota limite inferiore	Indefinita
> Punto iniziale	-227.8; -1353.5
> Punto finale	2863.2; -1353.5
Dimensione	Default (100)
Posizione	Sinistra
Angolo	0
Terreno	Palestra Fanano 1_1
Metodo spinta terra	Spinta a riposo Ko + Wood
Distribuzione spinta sismica	Costante
Coefficiente βm SLV	Default (1)
Coefficiente βm SLD	Default (1)
> Falda	No
Sovraccarico	Solaio 1 interno

## 1E DESCRIZIONE DEI MATERIALI

L'edificio è costituito da una ossatura in conglomerato cementizio armato (c.c.a.) il cui comportamento meccanico è rappresentabile da un legame costitutivo tensioni-deformazioni con legge non lineare.

Per l'analisi prefissata si considera comunque il materiale omogeneo ed isotropo in modo da poter applicare l'analisi elastica lineare verificando successivamente le sezioni delle membrature come materiale elastio-plastiche. Il modello adottato, oltre alla definizione dei classici parametri meccanici (Modulo Elastico, coefficiente di Poisson, densità ecc.) è univocamente definito assegnando i seguenti parametri:

### Calcestruzzi per setti, travi e pilastri di classe C20/25 LC3

Calcestruzzo				✕	
Descrizione	C20/25 LC3		Rck	daN/cm <sup>2</sup>	250
E	daN/cm <sup>2</sup>	302004.93	Massimo diametro inerte	cm	1.5
G	daN/cm <sup>2</sup>	Default (137274.97)	Curva Saenz (25 punti)	Modifica ▼	
v		0.1	D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (N.T.C.)		
γ	daN/cm <sup>3</sup>	0.0025	Livello di conoscenza	LC3 (FC = 1) ▼	
α	°C <sup>-1</sup>	0.00001			

per quanto riguarda l'acciaio d'armatura adottato Feb 44k LC3:

Armatura				✕	
Descrizione	FeB 44k aderenza migliorata LC3		σ <sub>amm.</sub>	daN/cm <sup>2</sup>	2550
E	daN/cm <sup>2</sup>	2060000	Tipo barre	Aderenza migliorata ▼	
v		0.3	Curva Bilineare (5 punti)	Modifica ▼	
γ	daN/cm <sup>3</sup>	0.00785	D.M. 14-01-08 / D.M. 17-01-18 (N.T.C.)		
α	°C <sup>-1</sup>	0.000012	Livello di conoscenza	LC3 (FC = 1) ▼	
f <sub>yk</sub>	daN/cm <sup>2</sup>	4500			

NUOVI MATERIALI (per acciaio e legno di nuove edificazione non si utilizzano come ovvio fattori di confidenza)

Indicazione tipologica non vincolante in termini di marchio di prodotto - MapeWrap C UNI-AX 600 (per pilastri)

PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E FISICHE			
Proprietà	Metodo di prova normativa di riferimento	MAPEWRAP C UNI-AX 300/300 W	MAPEWRAP C UNI-AX 600/600 W
Tipo di fibra	—	carbonio ad alta resistenza	
Aspetto	—	tessuto unidirezionale	
Densità delle fibre $\rho_{fb}$	ASTM D 792	1,80-1,84 g/cm <sup>3</sup>	1,78-1,81 g/cm <sup>3</sup>
Massa del tessuto per unità di area $p_x$	—	300 g/m <sup>2</sup>	600 g/m <sup>2</sup>
Densità della resina $\rho_m$	ISO 2811-1	1,06 g/cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>
Area equivalente tessuto secco $A_{rt}$	—	164,3 mm <sup>2</sup> /m	337,08 mm <sup>2</sup> /m
Spessore equivalente tessuto secco $t_{eq}$	—	0,164 mm	0,337 mm
Frazione in peso delle fibre nel composito	ASTM D 3171	40-50%	
Frazione in volume delle fibre nel composito	ASTM D 3171	40-50%	
Temperatura di transizione vetrosa della resina di impregnazione $T_{g,im}$	ISO 11357-2 DSC	+58°C	
Temperatura di transizione vetrosa dello stucco opzionale di regolarizzazione $T_{g,re}$	ISO 11357-2 DSC	+64°C	
Temperature limiti, minima e massima, di utilizzo <sup>(1)</sup>	ACI 440.2R-08	Da -20°C a +43°C <sup>(2)</sup>	
Reazione al fuoco	UNI EN 13501-1	F	
Resistenza al fuoco	—	NPD	

PROPRIETÀ MECCANICHE TESSUTO SECCO		
Proprietà	MAPEWRAP C UNI-AX 300/300 W	MAPEWRAP C UNI-AX 600/600 W
Resistenza meccanica a trazione tessuto secco	≥ 4.900 N/mm <sup>2</sup>	≥ 4.900 N/mm <sup>2</sup>
Carico massimo per unità di larghezza tessuto secco	> 800 kN/m	> 1.600 kN/m
Modulo elastico a trazione tessuto secco	252.000 N/mm <sup>2</sup> ± 2%	252.000 N/mm <sup>2</sup> ± 2%
Deformazione a rottura tessuto secco	≥ 2%	≥ 2%

PROPRIETÀ MECCANICHE MAPEWRAP C UNI-AX SYSTEM IN ACCORDO A CVT N° 376/2022					
Classe di appartenenza secondo LG di cui al DPCS LL.PP. n. 293 del 29/05/2019				210C	
Modulo elastico del laminato riferito all'area netta fibre				Valore tabellare	210 GPa
Resistenza del laminato riferita all'area netta fibre				Valore tabellare	2.700 MPa
Proprietà	Metodo di prova normativa di riferimento	MAPEWRAP C UNI-AX 300/300 W		MAPEWRAP C UNI-AX 600/600 W	
		per n.1 strato di tessuto	per n.3 strati di tessuto	per n.1 strato di tessuto	per n.3 strati di tessuto
Modulo elastico del laminato riferito all'area netta fibre valore medio $E_f$	UNI EN 2561	230 GPa	225 GPa	250 GPa	230 GPa
Resistenza del laminato riferita all'area netta fibre valore caratteristico $f_{fb,k}$		3.800 MPa	3.400 MPa	3.500 MPa	3.000 MPa
Deformazione a rottura $\varepsilon_{fb}$		1,60%	1,50%	1,40%	1,30%
Adesione al calcestruzzo	> 3 N/mm <sup>2</sup> (rottura del supporto)				

## Legno lamellare

- ◆ Tipo GL28h per travetti e travi

PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

Proprietà	Simbolo	GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Flessione	$f_{m,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Trazione	$f_{t,0,g,k}$	16	17,6	19,2	20,8	22,3	24	25,6
	$f_{t,90,g,k}$	0,5						
Compressione	$f_{c,0,g,k}$	20	22	24	26	28	30	32
	$f_{c,90,g,k}$	2,5						
Taglio	$f_{v,g,k}$	3,5						
Rototaglio	$f_{r,g,k}$	1,2						
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	8400	10500	11500	12100	12600	13600	14200
	$E_{0,g,05}$	7000	8800	9600	10100	10500	11300	11800
	$E_{90,g,mean}$	300						
	$E_{90,g,05}$	250						
Modulo a taglio	$G_{g,mean}$	650						
	$G_{g,05}$	540						
Modulo a rototaglio	$G_{r,g,mean}$	65						
	$G_{r,g,05}$	54						
Densità	$\rho_{g,k}$	340	370	385	405	425	430	440
	$\rho_{g,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

**Conglomerati per pilastri , travi, solai e muri in elevazione:**

- ♦ resistenza caratteristica,  $R_{ck} > 30$  (C25-30) N/mm<sup>2</sup>, da verificarsi con prove di schiacciamento su provini cubici (nel numero minimo di 6);
- ♦ diametro massimo inerte 18mm
- ♦ Classe di consistenza S5
- ♦ Classe di esposizione XC2
- ♦ modalità e quantità di prelievi secondo D.M. 17.01.18;
- ♦ preparazione e stagionatura dei provini per prove a compressione secondo UNI FA 72 (1976);
- ♦ forma e dimensioni dei provini per prove a compressione secondo UNI 6130-72;
- ♦ procedura per la determinazione della resistenza caratteristica a compressione  $R_{ck}$  secondo UNI 6132-72.

Per il calcestruzzo si assumeranno i seguenti valori del Modulo Elastico longitudinale e del Modulo a Taglio

$$E = 5700 \times \sqrt{R_{ck}} \quad (\text{N/mm}^2) \quad \nu = 0 \div 0.20 \quad (0.2 \text{ cls non fessurato}) \quad G = \frac{E}{2 \times (1 + \nu)}$$



PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

	CLASSE CLS				
	kg/cm <sup>2</sup>				
	R <sub>ck</sub>				
	250	300	350	400	450
Modulo elastico E (kg/cm <sup>2</sup> )	285.000	312.205	337.220	360.500	382.370
coefficiente di poisson ν					
(compreso tra 0 ÷ 0,2)	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
Modulo a Taglio G (kg/cm <sup>2</sup> )	129.550	141.915	153.285	163.865	173.805

Acciaio in tondo:

- ♦ acciaio B450C conforme a quanto richiesto nel D.M. 17.01.18 cap.11.

Le caratteristiche meccaniche dell'acciaio saranno conformi alle Norme tecniche vigenti (cfr. D.M. 17/01/2018 paragrafo 117). In riferimento al punto 11.3.2.1 - tabella 11.3.Ia - del D.M. 17 Gennaio 2018, l'acciaio per cemento armato laminato a caldo, denominato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>

Inoltre deve rispettare i requisiti indicati nella seguente tabella 11.3.Ib del D.M. 17 Gennaio 2018:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento $f_{yk}$	$\geq f_{yk}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura $f_{tk}$	$\geq f_{tk}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y,lim})_k$	$\leq 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 $\phi$	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 $\phi$	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 $\phi$	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 $\phi$	

La resistenza di calcolo dell'acciaio,  $f_{yd}$ , è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

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

dove

$\gamma_s$  è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio che assume il valore 1,15.

Reti e tralicci di acciaio elettrosaldati B450c:

- ♦ con fili elementari di diametro compreso tra 6 e 16 mm; conformemente a quanto richiesto nel D.M. 17.01.18 cap. 11.3.2.5.

ACCIAIO DA CARPENTERIA

In sede di progettazione si possono assumere convenzionalmente i seguenti valori nominali delle proprietà del materiale:

modulo elastico	$E = 210.000$	$\text{N/mm}^2$
modulo di elasticità trasversale	$G = E / [2 (1 + \nu)]$	$\text{N/mm}^2$
coefficiente di <i>Poisson</i>	$\nu = 0,3$	
coefficiente di espansione termica lineare (per temperature fino a 100 °C)	$\alpha = 12 \times 10^{-6}$	per °C <sup>-1</sup>
densità	$\rho = 7850$	kg/m <sup>3</sup>

Tabella 11.3.IX - ACCIAI LAMINATI A CALDO CON PROFILI A SEZIONE APERTA

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	420	550
UNI EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
UNI EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
UNI EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490

Tabella 11.3.X -ACCIAI LAMINATI A CALDO CON PROFILI A SEZIONE CAVA

Norme e qualità degli acciai	Spessore nominale dell'elemento			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10210-1				
S 235 H	235	360	215	340
S 275 H	275	430	255	410
S 355 H	355	510	335	490
S 275 NH/NLH	275	390	255	370
S 355 NH/NLH	355	490	335	470
S 420 NH/NLH	420	540	390	520
S 460 NH/NLH	460	560	430	550
UNI EN 10219-1				
S 235 H	235	360		
S 275 H	275	430		
S 355 H	355	510		
S 275 NH/NLH	275	370		
S 355 NH/NLH	355	470		
S 275 MH/MLH	275	360		
S 355 MH/MLH	355	470		
S 420 MH/MLH	420	500		
S 460 MH/MLH	460	530		

**Per tutte le carpenterie** si adotta acciaio S275j0 caratterizzato dai seguenti valori (per  $t \leq 40$ mm):

$f_{yk} \geq 275$  N/mm<sup>2</sup>; tensione caratteristica di snervamento

$f_{tk} \geq 390$  N/mm<sup>2</sup>; tensione caratteristica di rottura

$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 275 / 1.05 = 261$  N/mm<sup>2</sup>; tensione di snervamento di calcolo

$E = 210'000 \text{ N/mm}^2$ ; modulo elastico

**E' prevista classe di escuzione EXC2 secondo EN1090.**

#### ACCIAI PER STRUTTURE SALDATE

Gli acciai per strutture saldate, oltre a soddisfare le condizioni indicate al §11.3.4.1 delle NTC18, devono avere composizione chimica conforme a quanto riportato nelle norme europee armonizzate applicabili, di cui al punto 11.3.4.1.

#### ACCIAIO PER VITI E BARRE FILETTATE

I bulloni utilizzati in carpenteria hanno viti tabulate per classi secondo UNI EN 20898-1, specificate da due numeri con il primo indicante la resistenza ultima  $f_t$  (espressa in MPa) diviso 100, e il secondo dato dal rapporto della resistenza a snervamento  $f_y$  /resistenza ultima  $f_t$  (esprese in MPa) moltiplicato per 10. Pertanto una vite di classe 4.6 ha:

$$f_t = 100 \times 8 = 800 \text{ MPa}$$

$$f_y = 6/10 f_t = 0,8 f_t = 640 \text{ MPa}$$

Si distinguono le seguenti classi con le relative proprietà meccaniche:

Classe	Resistenza a taglio ( $f_{k,v}$ )	Resistenza a trazione/compressione ( $f_{k,N}$ )	Resistenza a snervamento ( $f_y$ )	Resistenza ultima ( $f_t$ )	Allungamento % (A%)
4.6	170 MPa	240 MPa	240 MPa	400 MPa	22
5.6	212 MPa	300 MPa	300 MPa	500 MPa	20
6.8	255 MPa	360 MPa	480 MPa	600 MPa	16
8.8	396 MPa	560 MPa	640 MPa	800 MPa	12
10.9	495 MPa	700 MPa	900 MPa	1000 MPa	9
12.9	594 MPa	840 MPa	1080 MPa	1200 MPa	8

Questi valori caratteristici andranno divisi per un coefficiente di modello e uno di sicurezza del materiale per i calcoli di progetto.

Le classi 8.8, 10.9 e 12.9 sono dette ad alta resistenza mentre le classi precedenti sono dette normali.

**Per tutti i collegamenti si adottano barre filettate e bulloni classe 8.8, non a serraggio controllato.**

#### CLASSI DI RESISTENZA DEI DADI

I bulloni utilizzati in carpenteria hanno dadi tabellate per classi secondo UNI EN 20898-2, specificate da un numero indicante minima resistenza di prova espressa in MPa) diviso 100. Pertanto un bullone di classe 8.8 ha:  $f_p = 80 \times 10 = 800 \text{ MPa}$

Questa resistenza di prova è pari alla resistenza a trazione minima di un bullone che, accoppiato con il corrispondente dado, viene sollecitato fino al carico di rottura ammissibile del bullone.

#### ACCOPIAMENTO VITE/DADO

Per qualsiasi tipologia di giunzione bullonata le viti e i dadi devono essere associati come riportato nel seguente prospetto:

	normali			ad alta resistenza		
vite	4.6	5.6	6.8	8.8	10.9	12.9
dado	4.0	5.0	6.0	8.0	10.0	12.0

Nel caso in esame verranno impiegate viti, bulloni, barre filettate, in acciaio di classe 8.8 conforme a quanto richiesto nel D.M. 17.01.18 cap.11.3.

## 1F ILLUSTRAZIONE DEI CRITERI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

Si è eseguito modello FEM utilizzando software sismicad 12.21. Si è considerata struttura dotata di fondazioni.

Per la verifica del miglioramento dell'edificio si è adottato un modello tridimensionale agli elementi finiti al quale viene applicata l'azione simulante il sisma contemporaneamente ad entrambe le direzioni di principali dell'edificio secondo gli schemi delle combinazioni di carico di legge. Il modello così realizzato schematizza tutti gli elementi strutturali dell'edificio che partecipano alla resistenza sismica (pilastri, travi). La muratura a pannelli di tamponamento non è inserita nel modello di calcolo in quanto spesso discontinua: è stata considerata come carico portato.

Si è pertanto costruito un modello di calcolo apposito con caratterizzazione dei materiali rilevati in opera al fine di realizzare modello di calcolo maggiormente aderente alla realtà. I solai sono stati considerati della dimensione e spessore e orditura conformi ai rilievi materici eseguiti in sito rigidi nel piano per quanto riguarda solai in c.a., con comportamento membranale per il solaio di copertura in legno.

Non si eseguono verifiche particolari sulle fondazioni per quanto già detto ai paragrafi precedenti.

I controventi metallici aventi funzionamento alla sola trazione vengono modellati con rigidezza dimezzata.

Per quanto riguarda la riduzione delle rigidezze, facendo riferimento al capitolo 7.2.6 e relativa circolare, avendo valori di sforzo normale sui pilastri piuttosto modesti, si assume riduzione pari a 0.5 (fig. C7.2.5)

Il valore medio ricavato su pilastri interni in stato di progetto slv è pari a 37000 Kg.

Il valore di alfa è pari a  $37000/2500 \cdot 113 = 0.13$

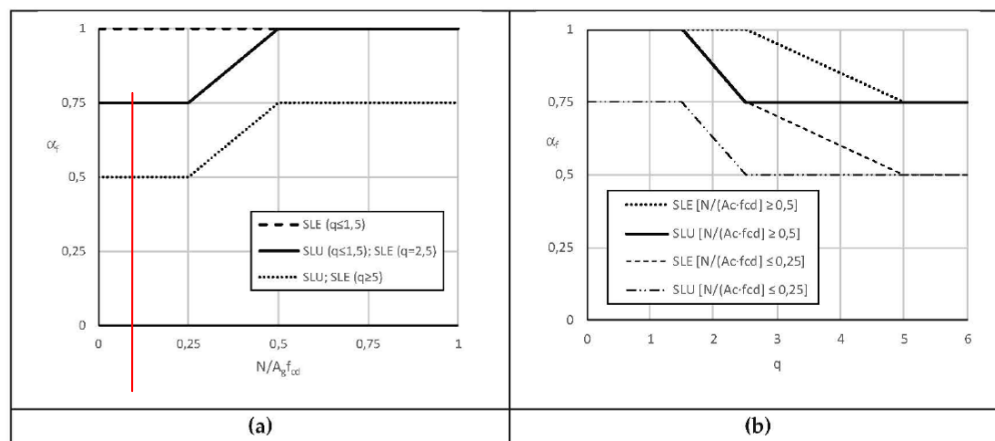


Figura C7.2.5

Dipendenza di  $\alpha_f$  dal carico assiale  $N$  e dal fattore di comportamento  $q$ .

Lo scopo è pertanto quello di verificare tutti gli elementi costruttivi (in analisi lineare dinamica modale a spettro di risposta) sottoposti alle azioni ipotizzate (ridotte dal punto di vista sismico al 50%).

### SCELTA DEL FATTORE DI STRUTTURA

Per quanto riguarda gli edifici esistenti, la normativa suggerisce di adottare valori del fattore di struttura compresi tra 1,5 e 3. La norma, comunque, consente di assumere anche valori superiori a 3, giustificando adeguatamente tale scelta.

La tipologia strutturale a cui si fa riferimento è la “struttura a telaio”, in quanto la resistenza alle azioni verticali ed orizzontali è affidata unicamente ai telai. Il massimo valore di  $q_0$  per questa tipologia è  $q_0 = 3\alpha_u/\alpha_1$  facendo riferimento alla CD”B” per edifici nuovi.

Nel caso in esame si potrebbe far riferimento ad una struttura in c.a. a telaio di un piano (parte alta della costruzione) si otterrebbe, per una struttura nuova non regolare in pianta né in altezza  $0.8 * 3 * 1.05 = \mathbf{2.52}$

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD”A”	CD”B”
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Si tratta di struttura realizzata in opera principalmente, con la sola copertura in legno (di nuova edificazione) incernierata alle estremità. Nelle due direzioni sono comunque presenti telai in c.a. con nodi incastrati. Pensando ad una struttura prefabbricata, con pilastri incastrati alla base e travi incernierate alle estremità. Il fattore di struttura sarebbe (per struttura nuova)  $q_0 = 2.5$  (senza telai intermedi qui presenti):

<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5

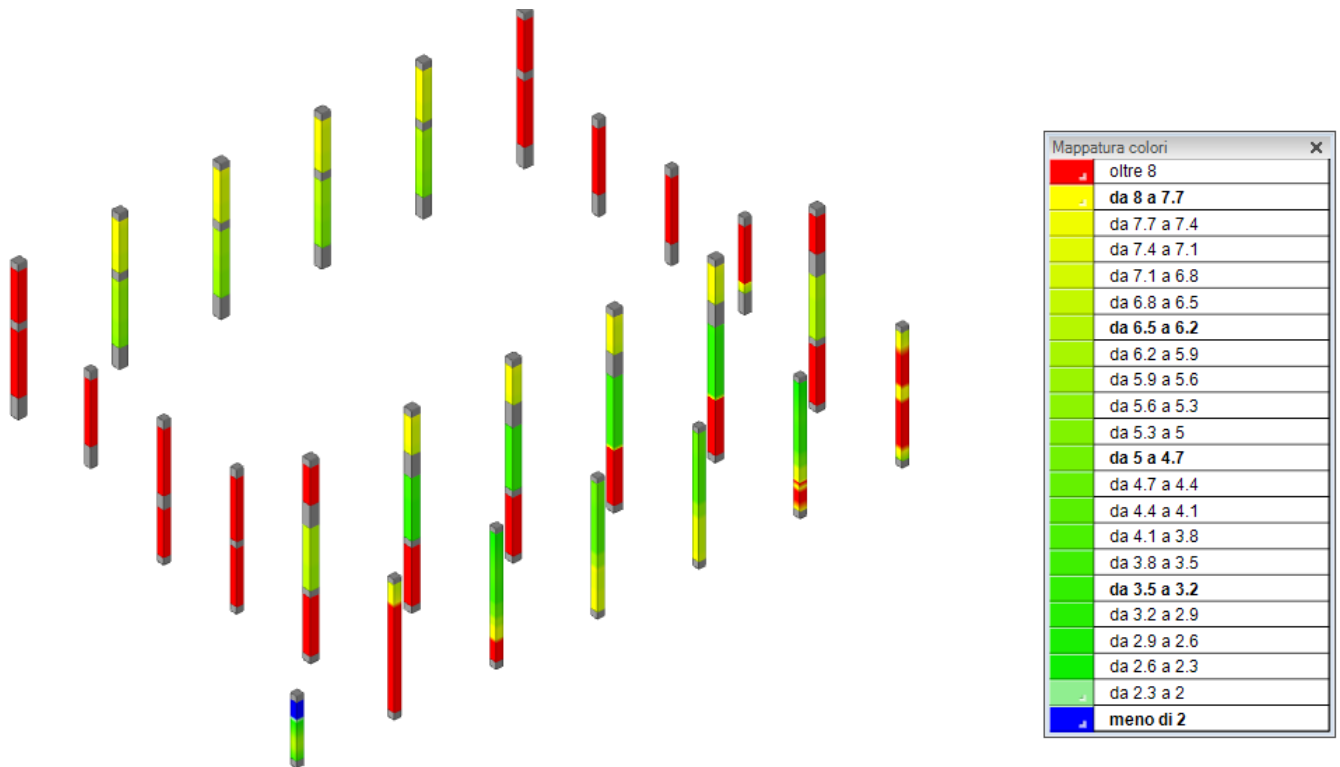
Trattandosi di struttura comunque gettata in opera, cautelativamente non regolare né in pianta né in altezza si otterrebbe un fattore di struttura pari a  $0.8 * 2.5 = 2$ . Si opta pertanto per **ridurre opportunamente il fattore di struttura fino al valore 2.25 intermedio tra i due sopra calcolati. Si ricorda tuttavia che la verifica dei meccanismi fragili è SEMPRE ed in ogni caso eseguita in condizioni di  $q=1.5$ .**

È possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, assumendo il valore del fattore di comportamento  $q$  nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati tenendo debito conto della duttilità disponibile a livello locale e globale. Nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da elementi strutturali di nuova costruzione, si possono adottare i valori dei fattori di comportamento validi per le nuove costruzioni; in tal caso occorre verificare la compatibilità degli spostamenti con le strutture esistenti.

Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

**Si è mostrato come il tasso di lavoro dei pilastri in c.a. in fase sismica sia molto basso.**

Di seguito si riportano i coefficienti di sicurezza dei vari elementi costruttivi sottoposti ad analisi statica con i carichi di progetto. Come si può notare sui pilastri si hanno valori anche molto superiori a 2, a sottolineare un basso tasso di lavoro per gli elementi principali in c.a.



Da C8.7.2.2.1:

#### *Analisi statica lineare con fattore di comportamento q*

È possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, assumendo il valore del fattore di comportamento  $q$  nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati tenendo debito conto della duttilità disponibile a livello locale e globale. Nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da elementi strutturali di nuova costruzione, si possono adottare i valori dei fattori di comportamento validi per le nuove costruzioni; in tal caso occorre verificare la compatibilità degli spostamenti con le strutture esistenti.

Le sollecitazioni da carichi verticali, soprattutto in fase sismica, sono piuttosto modeste, quindi si ritiene lecito assumere un fattore di struttura pari a 2.25.

### **1G COMBINAZIONI DI CARICO IN PROGETTO**

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della  $i$ -esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

Ai fini delle verifiche si fa riferimento alla combinazione sismica:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- $G_1$  rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio del terreno quando pertinente, le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), le forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);



PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

$G_2$	rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
P	rappresenta pretensione e precompressione;
$Q_{ki}$	rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
$\Psi_{2i}$	sono i coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici;
E	rappresenta l'azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame.

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{2i} \cdot Q_{ki}).$$

In generale le combinazioni di carico sono le seguenti:

**Nome:** E' il nome esteso che contraddistingue la condizione elementare di carico.

**Nome breve:** E' il nome compatto della condizione elementare di carico, che viene utilizzato altrove nella relazione.

**Pesi:** Pesi strutturali

**Port.:** Permanenti portati

**Variabile C:** Variabile C

**Neve:** Neve

**$\Delta T$ :**  $\Delta T$

**X SLO:** Sisma X SLO

**Y SLO:** Sisma Y SLO

**Z SLO:** Sisma Z SLO

**EY SLO:** Eccentricità Y per sisma X SLO

**EX SLO:** Eccentricità X per sisma Y SLO

**Tr x SLO:** Terreno sisma X SLO

**Tr y SLO:** Terreno sisma Y SLO

**Tr z SLO:** Terreno sisma Z SLO

**X SLD:** Sisma X SLD

**Y SLD:** Sisma Y SLD

**Z SLD:** Sisma Z SLD

**EY SLD:** Eccentricità Y per sisma X SLD

**EX SLD:** Eccentricità X per sisma Y SLD

**Tr x SLD:** Terreno sisma X SLD

**Tr y SLD:** Terreno sisma Y SLD

**Tr z SLD:** Terreno sisma Z SLD

**X SLV:** Sisma X SLV

**Y SLV:** Sisma Y SLV

**Z SLV:** Sisma Z SLV

**EY SLV:** Eccentricità Y per sisma X SLV

**EX SLV:** Eccentricità X per sisma Y SLV

**Tr x SLV:** Terreno sisma X SLV

**Tr y SLV:** Terreno sisma Y SLV

**Tr z SLV:** Terreno sisma Z SLV

**R Ux:** Rig. Ux

**R Uy:** Rig. Uy

**R Rz:** Rig. Rz

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza. Le celle di una riga contengono i coefficienti moltiplicatori della i-esima combinazione, dove il valore della prima cella è da intendersi come moltiplicatore associato alla prima condizione elementare, la seconda cella si riferisce alla seconda condizione elementare e così via.

### Famiglia SLU

Il nome compatto della famiglia è SLU.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	$\Delta T$
1	SLU 1	1	0.8	0	0	0
2	SLU 2	1	0.8	0	1.5	0
3	SLU 3	1	0.8	1.05	1.5	0
4	SLU 4	1	0.8	1.5	0	0
5	SLU 5	1	0.8	1.5	0.75	0
6	SLU 6	1	1.5	0	0	0
7	SLU 7	1	1.5	0	1.5	0
8	SLU 8	1	1.5	1.05	1.5	0
9	SLU 9	1	1.5	1.5	0	0
10	SLU 10	1	1.5	1.5	0.75	0
11	SLU 11	1.3	0.8	0	0	0
12	SLU 12	1.3	0.8	0	1.5	0
13	SLU 13	1.3	0.8	1.05	1.5	0
14	SLU 14	1.3	0.8	1.5	0	0
15	SLU 15	1.3	0.8	1.5	0.75	0
16	SLU 16	1.3	1.5	0	0	0
17	SLU 17	1.3	1.5	0	1.5	0

**PROGETTO ESECUTIVO**  
**Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks**  
**Relazione di calcolo**

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	$\Delta T$
18	SLU 18	1.3	1.5	1.05	1.5	0
19	SLU 19	1.3	1.5	1.5	0	0
20	SLU 20	1.3	1.5	1.5	0.75	0

**Famiglia SLE rara**

Il nome compatto della famiglia è SLE RA.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	$\Delta T$
1	SLE RA 1	1	1	0	0	0
2	SLE RA 2	1	1	0	1	0
3	SLE RA 3	1	1	0.7	1	0
4	SLE RA 4	1	1	1	0	0
5	SLE RA 5	1	1	1	0.5	0

**Famiglia SLE frequente**

Il nome compatto della famiglia è SLE FR.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	$\Delta T$
1	SLE FR 1	1	1	0	0	0
2	SLE FR 2	1	1	0	0.2	0
3	SLE FR 3	1	1	0.6	0.2	0
4	SLE FR 4	1	1	0.7	0	0

**Famiglia SLE quasi permanente**

Il nome compatto della famiglia è SLE QP.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	$\Delta T$
1	SLE QP 1	1	1	0	0	0
2	SLE QP 2	1	1	0.6	0	0

**Famiglia SLU eccezionale**

Il nome compatto della famiglia è SLU EX.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	$\Delta T$
------	------------	------	-------	-------------	------	------------

**Famiglia SLO**

Il nome compatto della famiglia è SLO.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	$\Delta T$	X SLO	Y SLO
1	SLO 1	1	1	0.6	0	0	-1	-0.3
2	SLO 2	1	1	0.6	0	0	-1	-0.3
3	SLO 3	1	1	0.6	0	0	-1	0.3
4	SLO 4	1	1	0.6	0	0	-1	0.3
5	SLO 5	1	1	0.6	0	0	-0.3	-1
6	SLO 6	1	1	0.6	0	0	-0.3	-1
7	SLO 7	1	1	0.6	0	0	-0.3	1
8	SLO 8	1	1	0.6	0	0	-0.3	1
9	SLO 9	1	1	0.6	0	0	0.3	-1
10	SLO 10	1	1	0.6	0	0	0.3	-1
11	SLO 11	1	1	0.6	0	0	0.3	1
12	SLO 12	1	1	0.6	0	0	0.3	1
13	SLO 13	1	1	0.6	0	0	1	-0.3
14	SLO 14	1	1	0.6	0	0	1	-0.3
15	SLO 15	1	1	0.6	0	0	1	0.3
16	SLO 16	1	1	0.6	0	0	1	0.3

Nome	Nome breve	Z SLO	EySx SLO	ExSy SLO	Tr x SLO	Try SLO	Tr z SLO
1	SLO 1	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLO 2	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLO 3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLO 4	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLO 5	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLO 6	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLO 7	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLO 8	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLO 9	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLO 10	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLO 11	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLO 12	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLO 13	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLO 14	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLO 15	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLO 16	0	1	-0.3	1	0.3	0

**Famiglia SLD**

Il nome compatto della famiglia è SLD.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	$\Delta T$	X SLD	Y SLD
1	SLD 1	1	1	0.6	0	0	-1	-0.3
2	SLD 2	1	1	0.6	0	0	-1	-0.3
3	SLD 3	1	1	0.6	0	0	-1	0.3
4	SLD 4	1	1	0.6	0	0	-1	0.3
5	SLD 5	1	1	0.6	0	0	-0.3	-1
6	SLD 6	1	1	0.6	0	0	-0.3	-1
7	SLD 7	1	1	0.6	0	0	-0.3	1
8	SLD 8	1	1	0.6	0	0	-0.3	1
9	SLD 9	1	1	0.6	0	0	0.3	-1
10	SLD 10	1	1	0.6	0	0	0.3	-1
11	SLD 11	1	1	0.6	0	0	0.3	1
12	SLD 12	1	1	0.6	0	0	0.3	1
13	SLD 13	1	1	0.6	0	0	1	-0.3
14	SLD 14	1	1	0.6	0	0	1	-0.3
15	SLD 15	1	1	0.6	0	0	1	0.3
16	SLD 16	1	1	0.6	0	0	1	0.3

PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

Nome	Nome breve	Z SLD	EySx SLD	ExSy SLD	Tr x SLD	Try SLD	Tr z SLD
1	SLD 1	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLD 2	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLD 3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLD 4	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLD 5	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLD 6	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLD 7	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLD 8	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLD 9	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLD 10	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLD 11	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLD 12	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLD 13	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLD 14	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLD 15	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLD 16	0	1	-0.3	1	0.3	0

#### Famiglia SLV

Il nome compatto della famiglia è SLV.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	ΔT	SLV X	SLV Y
1	SLV 1	1	1	0.6	0	0	-1	-0.3
2	SLV 2	1	1	0.6	0	0	-1	-0.3
3	SLV 3	1	1	0.6	0	0	-1	0.3
4	SLV 4	1	1	0.6	0	0	-1	0.3
5	SLV 5	1	1	0.6	0	0	-0.3	-1
6	SLV 6	1	1	0.6	0	0	-0.3	-1
7	SLV 7	1	1	0.6	0	0	-0.3	1
8	SLV 8	1	1	0.6	0	0	-0.3	1
9	SLV 9	1	1	0.6	0	0	0.3	-1
10	SLV 10	1	1	0.6	0	0	0.3	-1
11	SLV 11	1	1	0.6	0	0	0.3	1
12	SLV 12	1	1	0.6	0	0	0.3	1
13	SLV 13	1	1	0.6	0	0	1	-0.3
14	SLV 14	1	1	0.6	0	0	1	-0.3
15	SLV 15	1	1	0.6	0	0	1	0.3
16	SLV 16	1	1	0.6	0	0	1	0.3

Nome	Nome breve	SLV Z	EySx SLV	ExSy SLV	Tr sLV X	Tr sLV Y	Tr sLV Z
1	SLV 1	0	-1	0.3	-1	-0.3	0
2	SLV 2	0	1	-0.3	-1	-0.3	0
3	SLV 3	0	-1	0.3	-1	0.3	0
4	SLV 4	0	1	-0.3	-1	0.3	0
5	SLV 5	0	-0.3	1	-0.3	-1	0
6	SLV 6	0	0.3	-1	-0.3	-1	0
7	SLV 7	0	-0.3	1	-0.3	1	0
8	SLV 8	0	0.3	-1	-0.3	1	0
9	SLV 9	0	-0.3	1	0.3	-1	0
10	SLV 10	0	0.3	-1	0.3	-1	0
11	SLV 11	0	-0.3	1	0.3	1	0
12	SLV 12	0	0.3	-1	0.3	1	0
13	SLV 13	0	-1	0.3	1	-0.3	0
14	SLV 14	0	1	-0.3	1	-0.3	0
15	SLV 15	0	-1	0.3	1	0.3	0
16	SLV 16	0	1	-0.3	1	0.3	0

#### Famiglia SLV fondazioni

Il nome compatto della famiglia è SLV FO.

Poiché il numero di condizioni elementari previste per le combinazioni di questa famiglia è cospicuo, la tabella verrà spezzata in più parti.

Nome	Nome breve	Pesi	Port.	Variabile C	Neve	ΔT	SLV X	SLV Y
1	SLV FO 1	1	1	0.6	0	0	-1.1	-0.33
2	SLV FO 2	1	1	0.6	0	0	-1.1	-0.33
3	SLV FO 3	1	1	0.6	0	0	-1.1	0.33
4	SLV FO 4	1	1	0.6	0	0	-1.1	0.33
5	SLV FO 5	1	1	0.6	0	0	-0.33	-1.1
6	SLV FO 6	1	1	0.6	0	0	-0.33	-1.1
7	SLV FO 7	1	1	0.6	0	0	-0.33	1.1
8	SLV FO 8	1	1	0.6	0	0	-0.33	1.1
9	SLV FO 9	1	1	0.6	0	0	0.33	-1.1
10	SLV FO 10	1	1	0.6	0	0	0.33	-1.1
11	SLV FO 11	1	1	0.6	0	0	0.33	1.1
12	SLV FO 12	1	1	0.6	0	0	0.33	1.1
13	SLV FO 13	1	1	0.6	0	0	1.1	-0.33
14	SLV FO 14	1	1	0.6	0	0	1.1	-0.33
15	SLV FO 15	1	1	0.6	0	0	1.1	0.33
16	SLV FO 16	1	1	0.6	0	0	1.1	0.33

Nome	Nome breve	SLV Z	EySx SLV	ExSy SLV	Tr sLV X	Tr sLV Y	Tr sLV Z
1	SLV FO 1	0	-1.1	0.33	-1.1	-0.33	0
2	SLV FO 2	0	1.1	-0.33	-1.1	-0.33	0
3	SLV FO 3	0	-1.1	0.33	-1.1	0.33	0
4	SLV FO 4	0	1.1	-0.33	-1.1	0.33	0
5	SLV FO 5	0	-0.33	1.1	-0.33	-1.1	0
6	SLV FO 6	0	0.33	-1.1	-0.33	-1.1	0
7	SLV FO 7	0	-0.33	1.1	-0.33	1.1	0
8	SLV FO 8	0	0.33	-1.1	-0.33	1.1	0
9	SLV FO 9	0	-0.33	1.1	0.33	-1.1	0
10	SLV FO 10	0	0.33	-1.1	0.33	-1.1	0
11	SLV FO 11	0	-0.33	1.1	0.33	1.1	0
12	SLV FO 12	0	0.33	-1.1	0.33	1.1	0
13	SLV FO 13	0	-1.1	0.33	1.1	-0.33	0

PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

Nome	Nome breve	SLV Z	EySx SLV	ExSy SLV	Tr sLV X	Tr sLV Y	Tr sLV Z
14	SLV FO 14	0	1.1	-0.33	1.1	-0.33	0
15	SLV FO 15	0	-1.1	0.33	1.1	0.33	0
16	SLV FO 16	0	1.1	-0.33	1.1	0.33	0

**Famiglia Calcolo rigidezza torsionale/flessionale di piano**

Il nome compatto della famiglia è CRTFP.

Nome	Nome breve	Rig Ux	Rig Uy	Rig Rz
Rig. Ux+	CRTFP Ux+	1	0	0
Rig. Ux-	CRTFP Ux-	-1	0	0
Rig. Uy+	CRTFP Uy+	0	1	0
Rig. Uy-	CRTFP Uy-	0	-1	0
Rig. Rz+	CRTFP Rz+	0	0	1
Rig. Rz-	CRTFP Rz-	0	0	-1

## 1H INDICAZIONE DEL METODO DI ANALISI

Il metodo di analisi è ANALISI LINEARE MODALE con SPETTRO DI RISPOSTA su modello globale, sia per le situazioni di stato di fatto che di progetto.

L'analisi dinamica lineare consta dei seguenti passi:

- determinazione dei modi di vibrare della struttura (analisi modale);
- per ciascuna componente di moto (direzioni X,Y,Z) calcolo degli effetti dell'azione sismica, quest'ultima rappresentata dallo spettro di risposta elastico (o ridotto con apposito fattore di comportamento "q"), per ciascuno dei modi di vibrare significativi;
- combinazione di questi effetti mediante la tecnica della somma in quadratura SRSS oppure, se non applicabile, la somma in quadratura completa CQC.

Per ciascuna componente di moto, applicata separatamente, devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all' 80% .

Gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, ecc.) sono combinati successivamente, applicando le seguenti espressioni, dove la parte tra parentesi indica gli effetti dell'azione sismica, mentre quella antecedente riguarda i carichi gravitazionali in combinazione quasi permanente.

Direzione longitudinale prevalente:  $G_k + \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} + (1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z)$

Direzione trasversale prevalente:  $G_k + \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} + (0,30 \cdot E_x + 1,00 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z)$

Direzione verticale prevalente (\*1):  $G_k + \Psi_{2i} \cdot Q_{ki} + (0,30 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 1,00 \cdot E_z)$

Le sollecitazioni così ottenute sulle sezioni significative degli elementi strutturali, si confrontano con le rispettive capacità in termini di resistenza, di seguito determinate..

(\*1) non presa in considerazione su edifici civili con luci nette non superiori a 20m.

## RISPOSTA MODALE

**Modo:** identificativo del modo di vibrare.

**Periodo:** periodo. [s]

**Massa X:** massa partecipante in direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa Y:** massa partecipante in direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa Z:** massa partecipante in direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

**Massa rot. X:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale X. Il valore è adimensionale.

**Massa rot. Y:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Y. Il valore è adimensionale.

**Massa rot. Z:** massa rotazionale partecipante attorno la direzione globale Z. Il valore è adimensionale.

**Massa sX:** massa partecipante in direzione Sisma X. Il valore è adimensionale.

**Massa sY:** massa partecipante in direzione Sisma Y. Il valore è adimensionale.

**PROGETTO ESECUTIVO**  
**Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks**  
**Relazione di calcolo**

**Totale masse partecipanti:**

Traslazione X: 0.999478

Traslazione Y: 0.997518

Traslazione Z: 0

Rotazione X: 0.964309

Rotazione Y: 0.95195

Rotazione Z: 0.998236

Modo	Periodo	Massa X	Massa Y	Massa Z	Massa rot. X	Massa rot. Y	Massa rot. Z	Massa sX	Massa sY
1	0.514391752	0.022700627	0.091151332	0	0.248796316	0.029973211	0.046888854	0.022700627	0.091151332
2	0.505984337	0.009230247	0.200197672	0	0.555443409	0.013176293	0.079558887	0.009230247	0.200197672
3	0.447318658	0.037877703	0.0000021	0	0.00000186	0.051751118	0.000513123	0.037877703	0.0000021
4	0.389138829	0.040603852	0.000036881	0	0.000192545	0.174409909	0.069755006	0.040603852	0.000036881
5	0.343725241	0.193605299	0.000066277	0	0.000028827	0.389154827	0.110310914	0.193605299	0.000066277
6	0.337423399	0.078528756	0.000055978	0	0.000476787	0.177874277	0.052178232	0.078528756	0.000055978
7	0.313940738	0.001739299	0.000000105	0	0.000000905	0.003685869	0.000909274	0.001739299	0.000000105
8	0.183764828	0.009082315	0.004411698	0	0.00062406	0.000004273	0.020605375	0.009082315	0.004411698
9	0.181399872	0.004899123	0.000412603	0	0.000042479	0.00005618	0.006381891	0.004899123	0.000412603
10	0.1782711	0.013923403	0.129191771	0	0.018373164	0.000111664	0.225310632	0.013923403	0.129191771
11	0.171749773	0.056944696	0.093498877	0	0.012756657	0.000232591	0.001614351	0.056944696	0.093498877
12	0.161079715	0.015892486	0.048576901	0	0.003446555	0.000010079	0.012052453	0.015892486	0.048576901
13	0.142793775	0.000181412	0.050407642	0	0.000068072	0.000022257	0.013553927	0.000181412	0.050407642
14	0.142548643	0.002871437	0.001596484	0	0.000000979	0.000008795	0.000787464	0.002871437	0.001596484
15	0.136971056	0.000002945	0.003749036	0	0.000008368	0.00000271	0.000941054	0.000002945	0.003749036
16	0.126646848	0.000159618	0.000000261	0	0.000000014	0.000001934	0.000021435	0.000159618	0.000000261
17	0.123539499	0.057302023	0.001007763	0	0.000022958	0.011387894	0.008138365	0.057302023	0.001007763
18	0.105994848	0.409541725	0.005679332	0	0.000271822	0.07659917	0.211109561	0.409541725	0.005679332
19	0.105163254	0.018157029	0.172345142	0	0.031776448	0.006971074	0.000390012	0.018157029	0.172345142
20	0.093376843	0.003968567	0.191905064	0	0.061126964	0.001478673	0.1318788	0.003968567	0.191905064
21	0.075029644	0.003858142	0.000010303	0	0.000002664	0.001394115	0.000269769	0.003858142	0.000010303
22	0.071674852	0.00021056	0.00689715	0	0.000297637	0.000017907	0.000186052	0.00021056	0.00689715
23	0.058496556	0.000000017	0.000000656	0	0.0000000183	0.000000012	0.000000357	0.000000017	0.000000656
24	0.058289999	0.000000218	0.000000987	0	0.000000001	0.000000519	0.00000199	0.000000218	0.000000987
25	0.058276699	0.000007158	0.000000061	0	0.000000038	0.00000064	0.000001264	0.000007158	0.000000061
26	0.056634066	0.000030838	0.00000009	0	0.000000013	0.000006284	0.000087585	0.000030838	0.00000009
27	0.056374979	0.000631249	0.00022635	0	0.000017356	0.000184272	0.0001365	0.000631249	0.00022635
28	0.048873179	0.015974562	0.00007511	0	0.000004144	0.002468884	0.001381394	0.015974562	0.00007511
29	0.043419547	0.000026019	0.000000038	0	0.000001992	0.000337531	0.000000351	0.000026019	0.000000038
30	0.042820108	0.000001789	0.000032826	0	0.000320524	0.000010974	0.000000434	0.000001789	0.000032826
31	0.039417832	0.000005325	0.000001506	0	0.000006416	0.00000321	0.000002421	0.000005325	0.000001506
32	0.038972317	0.000583102	0.000000018	0	0.000001405	0.000600409	0.000191164	0.000583102	0.000000018
33	0.038469405	0.000000865	0.00002254	0	0.000057486	0.000004208	0.000013024	0.000000865	0.00002254
34	0.037631226	0.000000051	0.000000003	0	0.000000211	0.000000101	0.000000018	0.000000051	0.000000003
35	0.037127664	0.000000004	0.000000026	0	0.0000000246	0.000000007	0.000000008	0.000000004	0.000000026
36	0.034177269	0.000001498	0.00005068	0	0.000054597	0.000000001	0.000001944	0.000001498	0.00005068
37	0.033630795	0.000329963	0.000951904	0	0.004920713	0.003467597	0.000363612	0.000329963	0.000951904
38	0.032863642	0.000000394	0.000000051	0	0.000000272	0.000008539	0.000000005	0.000000394	0.000000051
39	0.031041214	0.000000006	0.000000039	0	0.0000000393	0.000000057	0.000000001	0.000000006	0.000000039
40	0.028173984	0.000000049	0.000000002	0	0.000000018	0.000000075	0.000000002	0.000000049	0.000000002
41	0.027626747	0.000004983	0.000001439	0	0.00000578	0.00003023	0.000000225	0.000004983	0.000001439
42	0.027166613	0.000003192	0.000017814	0	0.000131481	0.000028348	0.000000218	0.000003192	0.000017814
43	0.02668087	0.000002739	0.000005874	0	0.000082468	0.000004245	0.000017677	0.000002739	0.000005874
44	0.026205732	0.000129584	0.000031833	0	0.000382684	0.002701019	0.001004635	0.000129584	0.000031833
45	0.025933609	0.00000007	0.000001161	0	0.000089258	0.000729026	0.000049834	0.00000007	0.000001161
46	0.025263684	0.000428362	0.000748973	0	0.013041202	0.000462699	0.000754197	0.000428362	0.000748973
47	0.024945293	0.000001227	0.000586193	0	0.010811567	0.001290473	0.000463896	0.000001227	0.000586193
48	0.023888747	0.000000192	0.000000019	0	0.000002215	0.000007224	0.000000104	0.000000192	0.000000019
49	0.023218502	0.000005125	0.000029377	0	0.000613922	0.000268801	0.000199971	0.000005125	0.000029377
50	0.022738956	0.000028108	0.0000111	0	0.000002616	0.00101002	0.000208192	0.000028108	0.0000111

## 11 CRITERI DI VERIFICA

In generale, le verifiche vengono condotte in riferimento a SLV ed SLD (in questo caso SLO) con il metodo degli stati limite.

Il software esegue le verifiche su elementi trave e pilastro utilizzando le regole previste dal capitolo 7 e 8 per edifici esistenti. In particolare per edifici in c.a rispettando i contenuti di C8.7.2.2.2

### *Analisi statica lineare con fattore di comportamento $q$*

È possibile utilizzare lo spettro di progetto, definito in § 3.2.3 delle NTC, assumendo il valore del fattore di comportamento  $q$  nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali. Valori superiori a quelli indicati devono essere adeguatamente giustificati tenendo debito conto della duttilità disponibile a livello locale e globale. Nel caso in cui il sistema strutturale resistente all'azione orizzontale sia integralmente costituito da elementi strutturali di nuova costruzione, si possono adottare i valori dei fattori di comportamento validi per le nuove costruzioni; in tal caso occorre verificare la compatibilità degli spostamenti con le strutture esistenti.

Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità.

La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi "duttili" del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi "fragili" del fattore di comportamento  $q = 1,5$ . Per questi ultimi la domanda non può superare quella trasmessa dagli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi, valutata come indicato al punto b) del §C8.7.2.2.

### **C8.7.2.2.2    Analisi dinamica modale con spettro di risposta elastico o con fattore di comportamento $q$**

Tale metodo di analisi è applicabile secondo quanto indicato al § 7.3.3.1 delle NTC, alle medesime condizioni di cui ai punti precedenti. La prima modalità prevede che lo spettro di risposta da impiegare sia quello elastico di cui al § 3.2.3 delle NTC e si applica con le stesse modalità di cui all'analisi statica lineare con spettro elastico; la seconda che si faccia riferimento ad uno spettro di progetto, definito nel § 3.2.3 delle NTC, utilizzando le precisazioni riportate per l'analisi statica lineare con fattore  $q$ .

I criteri di verifica seguiti sono quelli richiesti dalle normative e quindi relativi a SLU ed SLE (ovvero SLV ed SLD) illustrati nel capitolo 3 riferiti alle costruzioni esistenti. Le relative verifiche sono riportate interamente al capitolo 9 della relazione di calcolo. Le verifiche di travi, solette, pilastri,, sono direttamente svolte dal software di calcolo. La verifica delle parti in acciaio tenendo conto della modellazione eseguita con "rigidezza dimezzata" per gli elementi a controvento concentrico, viene condotta con resistenza dimezzata (a trazione) degli stessi elementi in acciaio (ovvero con azione assiale raddoppiata)..

In generale le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale. Stato limite e la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

In particolare, le opere nuove e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

Sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;

Sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste



per le condizioni di esercizio;

Robustezza nei confronti di azioni eccezionali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile e si definisce collasso.

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

## STATI LIMITE IN PRESENZA DI AZIONI SISMICHE

Nei confronti delle azioni sismiche gli stati limite, sia di esercizio che ultimi, sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti. In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

### SICUREZZA NEI CONFRONTI DI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

### SICUREZZA NEI CONFRONTI DI STATI LIMITE DI ESERCIZIO (SLE)

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

*Per le costruzioni di classe I e II, il rispetto dei vari stati limite si considera conseguito:*

*- nei confronti di tutti gli stati limite di esercizio, qualora siano rispettate le verifiche relative a SLD;*

*- nei confronti di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel seguito e siano soddisfatte le verifiche relative a SLV.*

*Fanno eccezione a quanto detto le costruzioni di classe d'uso III e IV, per gli elementi non strutturali e gli*

*impianti delle quali è richiesto anche il rispetto delle quali è richiesto anche il rispetto delle verifiche di sicurezza relative allo SLO.*

**Trattandosi tuttavia di edificio esistente, in riferimento al capitolo 8 la verifica agli stati di limite di esercizio non è necessaria. Si fa riferimento alla sola verifica SLV.**

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

### **CALCOLO DEGLI INDICATORI DI RISCHIO**

Come detto in precedenza l'indicatore di rischio è dato dal rapporto fra l'accelerazione di picco al suolo che porta la perdita delle capacità della struttura per lo stato limite considerato (Capacità) e quella relativa al suolo nel sito dove sorge l'opera (Domanda), in formule:

$$I_R = \frac{PGA_C}{PGA_D}$$

Dalla NTC2018:

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE specificate al § 7.3.6; in quest'ultimo caso potranno essere adottati livelli prestazionali ridotti.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC), secondo quanto specificato al § 7.3.6

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.

La restrizione dell'uso può mutare da porzione a porzione della costruzione e, per l'i-esima porzione, è quantificata attraverso il rapporto  $\zeta_{v,i}$  tra il valore massimo del sovraccarico variabile verticale sopportabile da quella parte della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

A livello di procedura di calcolo, risolto il modello agli elementi finiti con analisi modale in elasticità lineare, con fattore comportamento della struttura  $q_0=2,25$  in modalità dissipativa si è provveduto a verificare gli elementi sismo resistenti quali pilastri, setti e travi per l'individuazione del minimo valore dell'indice di

vulnerabilità della struttura definito come minimo rapporto  $\zeta_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione;

Questo rapporto è calcolato per ciascuna membratura sismoresistente e può essere calcolato sia in relazione all'accelerazione di aggancio allo spettro PGA sia in termini di Tempo di Ritorno del sisma  $T_r$ .

*Normativa:*

*Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto  $\zeta_E$  tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni, salvo quanto emerso riguardo ai carichi verticali permanenti a seguito delle indagini condotte (di cui al § 8.5.5) e salvo l'eventuale adozione di appositi provvedimenti restrittivi dell'uso della costruzione e, conseguentemente, sui carichi verticali variabili.*

Indicatore di rischio  $\zeta_E$  ottenuto con analisi dinamica lineare nelle due direzioni principali dell'edificio sarà determinato dal minore degli indicatori di rischio sismico dei singolo elementi della struttura:

$$\zeta_E = \min \{ \zeta_{v,pil}; \zeta_{v,setti}; \zeta_{v,travi} \}$$

## Inoltre

Nell'OPCM 3728 del 29 Dicembre 2008 "Modalità di attivazione del Fondo per interventi straordinari della Presidenza del Consiglio dei Ministri, istituito ai sensi dell'articolo 32-bis del decreto-legge 30 settembre 2003, n. 269, convertito, con modificazioni, dalla legge 24 novembre 2003, n. 326, ed incrementato con la legge 24 dicembre 2007, n. 244. (Ordinanza n. 3728)" vengono fornite indicazioni sulla valutazione degli indicatori di rischio sismico.

Nell'Allegato 2 della succitata Ordinanza vengono esposti i metodi di calcolo di tali indicatori di rischio sismico, in particolare l'indice di rischio viene espresso come rapporto tra Capacità e Domanda dove la capacità è espressa in termini di periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente al raggiungimento dello stato limite secondo il DM 17/01/2018.

$$R_{CD} = \left[ \frac{T_{R,C}}{T_{R,D}} \right]^\alpha \quad \text{Individuato anche con } I_{R(T_r)} \text{ oppure } iR$$

Con  $\alpha = 1/2.43 = 0.41$  ottenuto dall'analisi statica delle curve di pericolosità a livello nazionale.

Per trovare la capacità in termini di accelerazione in Sismicad si adotta un processo iterativo per cui una volta trovato il moltiplicatore delle azioni sismiche a che attiva un dato stato limite, deve essere soddisfatta la seguente disequazione:

$$S_e(T_{R,C}, T_1, q) > \alpha S_e(T_{R,D}, T_1, q)$$

dove

- $T_{R,D}$  è il periodo di ritorno di riferimento per il dato stato limite(SLO, SLD e SLV);
- $T_1$  è il periodo proprio del sistema derivante dall'analisi;
- $q$  è il fattore di comportamento della struttura;

- $\alpha$  è il moltiplicatore che attiva la “modalità di rottura” oggetto della verifica, si veda il paragrafo relativo per le modalità di calcolo
- $T_{R,C}$  è il periodo di ritorno ricercato che è l'incognita della disequazione precedente.

Si procede variando per tentativi  $T_{R,C}$  tra un valore minimo pari a  $T_r=0$  ed un valore massimo di 2475 anni fino al soddisfacimento della disequazione. La valutazione della accelerazione spettrale per tempi di ritorno minori di 30 anni viene effettuata supponendo una variazione lineare di  $a_g/g$  tra 0 ed il valore relativo a 30 anni adottando i valori di  $F_0$  e  $T_c^*$  relativi a 30 anni

Per il calcolo del moltiplicatore dell'azione sismica che attiva una data “modalità di collasso” per un dato stato limite si procede, ove possibile, distinguendo due contributi: uno relativo alle sollecitazioni derivanti dall'aliquota “non sismica” della combinazione e uno relativo all'aliquota sismica. Quest'ultima viene fatta variare per mezzo di un fattore moltiplicativo finché la “resistenza” correlata alla verifica in oggetto non viene superata.

Si noti che col termine resistenza in generale si fa riferimento al valore limite della modalità di collasso esaminata, per esempio per lo spostamento di interpiano in SLD sarebbe appunto lo spostamento di interpiano.

Esemplificando se un dato meccanismo di rottura viene attivato nella combinazione SLV 13, si esegue la ricerca del dato moltiplicatore  $\alpha$  per cui la sollecitazione data da  $[S_{\text{non-sismica}} + \alpha S_{\text{sismica}}]$  è superiore alla resistenza del meccanismo oggetto della verifica, in particolare

Definizioni dei carichi												
Condizioni   Concentrati   Lineari   Superficiali   Termici   Potenziali   Combinabilità per default   Combinazioni												
Famiglia "SLV"												
	Descrizione	Pesi strutturali	Permanenti portati	B Uffix	H cop-manut	Neve	$\Delta T$	Sisma X SLV	Sisma Y SLV	Sisma Z SLV	Eccentricità Y per sisma X SLV	Eccentricità X per sisma Y SLV
1	1	1	1	0.3	0	0	0	-1	-0.3	0	-1	0.3
2	2	1	1	0.3	0	0	0	-1	-0.3	0	1	-0.3
3	3	1	1	0.3	0	0	0	-1	0.3	0	-1	0.3
4	4	1	1	0.3	0	0	0	-1	0.3	0	1	-0.3
5	5	1	1	0.3	0	0	0	-0.3	-1	0	-0.3	1
6	6	1	1	0.3	0	0	0	-0.3	-1	0	0.3	-1
7	7	1	1	0.3	0	0	0	-0.3	1	0	-0.3	1
8	8	1	1	0.3	0	0	0	-0.3	1	0	0.3	-1
9	9	1	1	0.3	0	0	0	0.3	-1	0	-0.3	1
10	10	1	1	0.3	0	0	0	0.3	-1	0	0.3	-1
11	11	1	1	0.3	0	0	0	0.3	1	0	-0.3	1
12	12	1	1	0.3	0	0	0	0.3	1	0	0.3	-1
13	13	1	1	0.3	0	0	0	1	-0.3	0	-1	0.3
14	14	1	1	0.3	0	0	0	1	-0.3	0	1	-0.3
15	15	1	1	0.3	0	0	0	1	0.3	0	-1	0.3
16	16	1	1	0.3	0	0	0	1	0.3	0	1	-0.3

$$S_{\text{non-sismica}} = 1 \cdot \text{Pesi strutturali} + 1 \cdot \text{Permanenti portati} + 0.3 \cdot \text{Variabile} + 0 \cdot \text{Neve}$$

$$S_{\text{sismica}} = [1 \cdot \text{Sisma X SLV} - 0.3 \cdot \text{Sisma Y SLV} - 1 \cdot \text{Eccentricità Y per sisma X SLV} + 0.3 \cdot \text{Eccentricità Y per sisma X SLV}]$$

$$S_{\text{non-sismica}} + \alpha \cdot S_{\text{sismica}} > \text{Resistenza.}$$

Qualora si presentasse il caso per cui  $S_{\text{non-sismica}} > \text{Resistenza}$  allora il moltiplicatore  $[\alpha]$  assume valore pari a zero.

Le sollecitazioni utilizzate per le varie verifiche sono opportunamente modificate a seconda del fatto che si stia eseguendo la verifica di un meccanismo **duatile** oppure di uno **fragile**.

Infatti per il meccanismo **duatile** si assumono le sollecitazioni derivanti dall'azione sismica di progetto e quindi tenendo in considerazione il fattore di comportamento **q** mentre per le verifiche degli elementi **fragili** le sollecitazioni sismiche per le verifiche sono modificate tenendo in considerazione il rapporto tra il fattore di comportamento **q** e il fattore 1.5. Nel caso di meccanismi fragili quindi si avrà:

$$S_{\text{non-sismica}} + (q/1.5) \cdot \alpha \cdot S_{\text{sismica}} > \text{Resistenza.}$$

Si puntualizza che il moltiplicatore delle azioni sismiche  $\alpha$  trovato in Sismicad deriva da uno spettro di progetto che tiene già conto dell'amplificazione topografica  $S_T$  e della categoria del suolo attraverso il parametro  $S_S$ .

Si puntualizza inoltre che in alcuni casi la resistenza è funzione della sollecitazione per cui la precedente relazione non può essere risolta in forma chiusa ma richiede un ciclo iterativo per determinare il moltiplicatore che attiva il meccanismo, come per esempio avviene nel caso di pressoflessione dipendente da sforzo normale nelle verifiche dei pilastri e dei pannelli di controvento delle pareti in c.a..

Si avrebbe pertanto questa situazione:

$$M_{Rd} = M_{\text{non-sismico}} + \alpha M_{\text{sismico}}$$

In questo caso si ha che il momento resistente è funzione dello sforzo normale applicato e posto che l'aliquota di sforzo normale derivante da sollecitazioni non-sismiche rimane inalterata, quella derivante dalla parte sismica varia al variare del moltiplicatore per cui si avrebbe un'espressione di questo tipo:

$$M_{Rd}(N) = M_{\text{non-sismico}} + \alpha \cdot M_{\text{sismico}} \rightarrow$$

$$\rightarrow M_{Rd}(N_{\text{non-sismico}} + N_{\text{sismico}}) = M_{\text{non-sismico}} + \alpha \cdot M_{\text{sismico}}$$

$$M_{Rd}(N_{\text{non-sismico}} + N_{\text{sismico}}(\alpha)) = M_{\text{non-sismico}} + \alpha \cdot M_{\text{sismico}}$$

Si vede che il momento resistente è funzione del moltiplicatore  $\alpha$  per cui non è possibile scrivere una relazione diretta che lo calcoli, per cui si andrà a ricercare per tentativi il moltiplicatore tale per cui viene soddisfatta tale equazione.

Si ponga attenzione che l'accelerazione spettrale  $S_e(T_{R,D}, T_1, q)$  è univocamente definita dal sito, dalla categoria del suolo e dal periodo di riferimento mentre nel calcolo di  $S_e(T_{R,C}, T_1, q)$  variano anche i parametri  $a_g/g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  che definiscono lo spettro al variare di  $T_{R,C}$ .

A partire dalla disequazione sotto riportata identica alla precedente in cui è esplicitata la dipendenza di  $\alpha$  dai parametri topografici e di suolo

$$S_e(T_{R,D}, T_1, q) > \alpha \cdot S_e(T_{R,C}, T_1, q)$$

si ricerca l'accelerazione di aggancio dello spettro relativa al periodo di ritorno calcolato  $T_{R,C}$  entrando nelle equazioni degli spettri con  $T = 0$ . Gli indicatori di rischio sismico in termini di accelerazione, per lo stato limite di salvaguardia della vita e per lo stato limite di danno sono quindi dati da:

$$\frac{PGA(T_{R,C})}{\dots} = \frac{S_e(T_{R,C}(\alpha), T_1=0, q)}{\dots}$$

$$PGA_{RIF,SLV} \quad S_e(T_{R,D}, T_1=0, q) \cdot S_T \cdot S_S$$

La necessità di individuare l'indicatore di rischio come rapporto tra parametri omogenei impone di valutare il tempo di ritorno  $T_{R,C}$  indipendentemente dai parametri topografici e del suolo.

$$S_e(T_{R,C, \text{suolo rigido}}, T_1=0, q) = \frac{S_e(T_{R,C}(\alpha), T_1=0, q)}{S_T \cdot S_S}$$

**$T_{R,C, \text{suolo rigido}}$**  viene quindi valutato per tentativi tra gli intervalli  $T_r=0$  e  $T_r=2475$  calcolando il periodo che individua una accelerazione di aggancio dello spettro pari al valore della  $PGA(T_{R,C})$  sopra calcolato diviso per i parametri topografici e del suolo.

$$R_{CD} = \left[ \frac{T_{R,C \text{ suolo rigido}}}{T_{R,D}} \right]^{0,41}$$

Nelle pagine che seguono si riportano le verifiche suddette di edificio esistente con fattore  $q$  nel modello di calcolo adottato per la verifica.

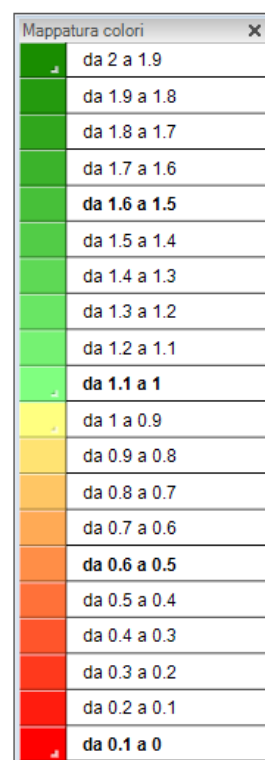
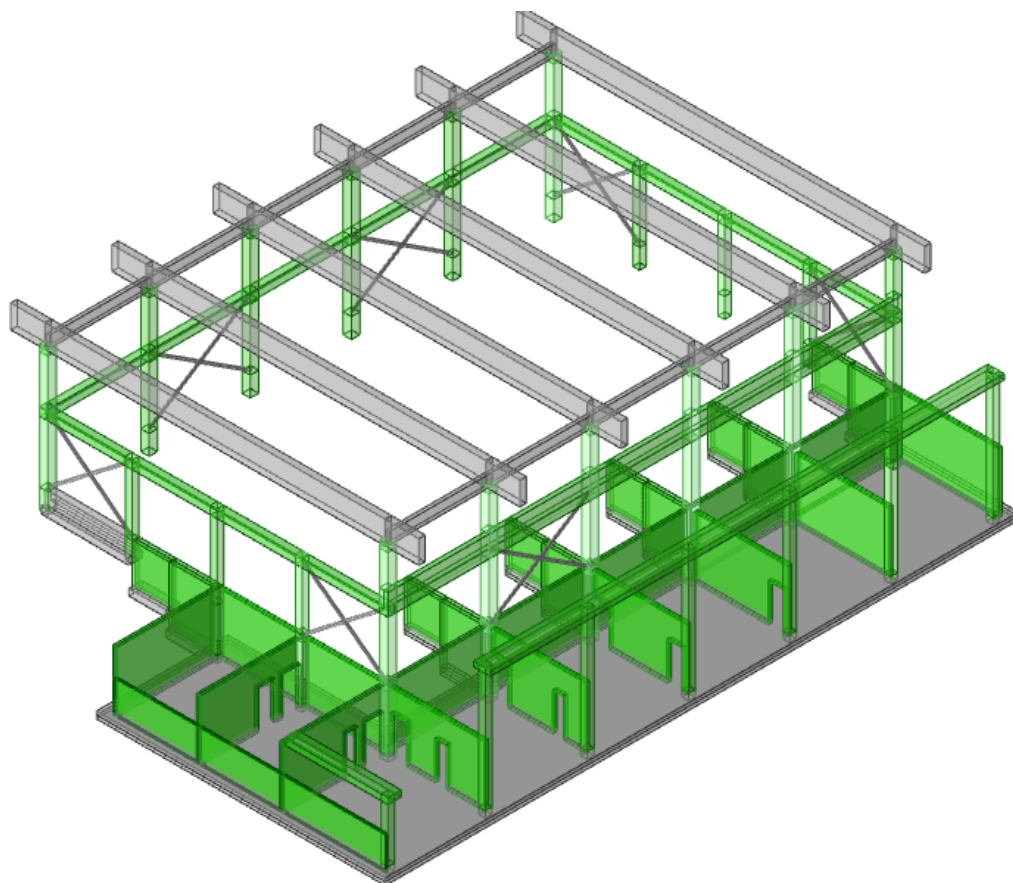
#### **Per quanto riguarda la verifica STR degli elementi esistenti:**

Le verifiche per lo stato limite di salvaguardia della vita dei meccanismi fragili che consistono nelle verifiche a taglio di travi, pilastri e pareti e nella verifica dei nodi trave pilastro, vengono svolte incrementando le sollecitazioni ottenute dall'analisi con spettro di progetto nel rapporto  $q/1.5$  per  $q \geq 1.5$ . Per fattori di struttura  $q < 1.5$  le sollecitazioni per le verifiche dei meccanismi fragili sono assunte uguali a quelle per i meccanismi duttili. Nel caso in esame si utilizza fattore di struttura maggiore di 1.5

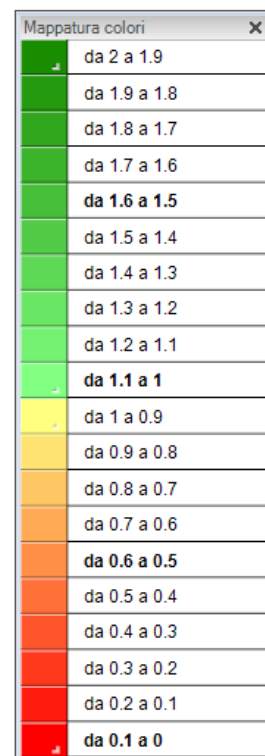
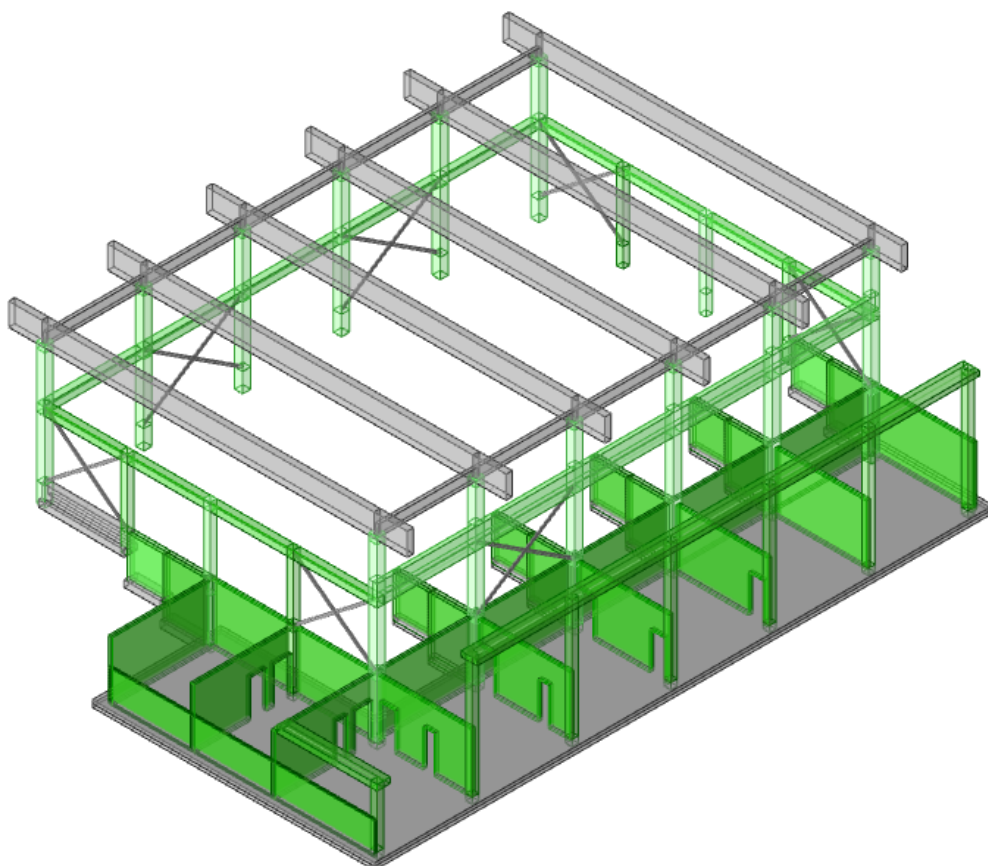
Si riporta immagine sintetica con la sintesi numerica degli indicatori di rischio (così come precedentemente definiti in termini di PGA) oltre a tabella con i coefficienti di verifica precisando che le verifiche presentano tutte coefficienti superiori a 1 avendo assunto come parametro per la definizione dell'azione sismica un valore ridotto all'80%.



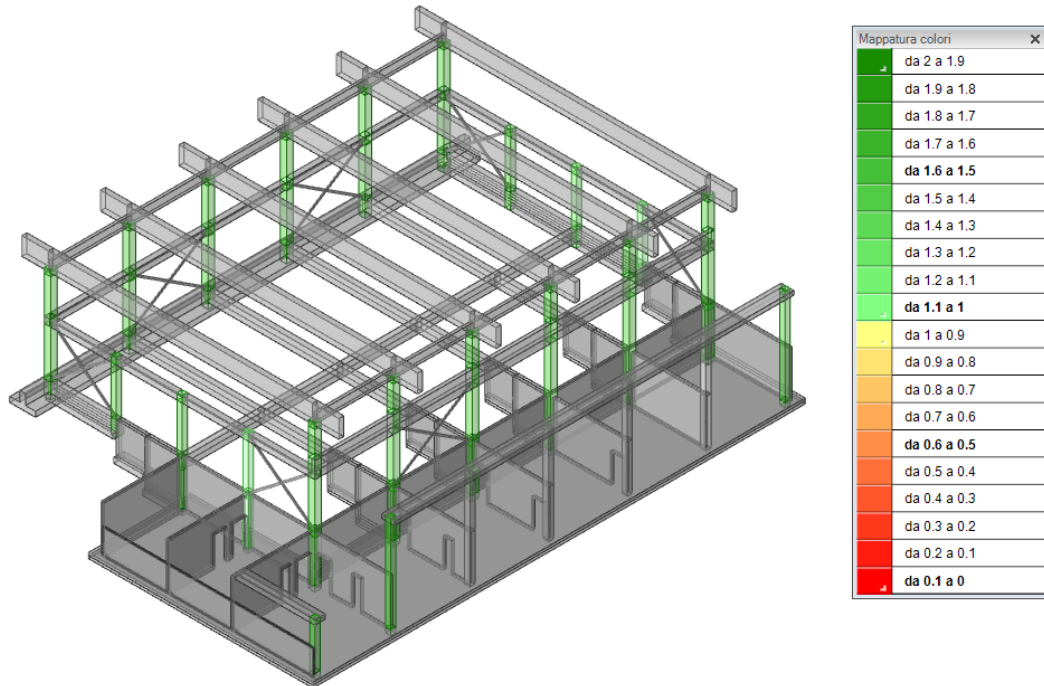
PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo



Verifiche a IR PGA TAGLIO



Verifiche a IR PGA PRESSOFLESSIONE



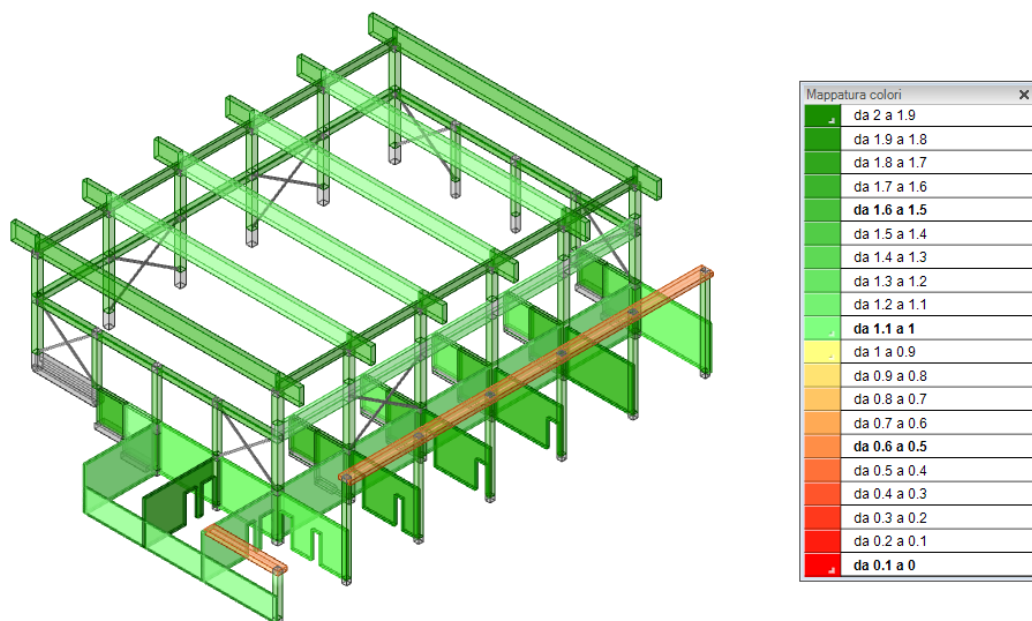
Verifiche IR PGA dei nodi trave pilastro

### VERIFICHE STATICHE

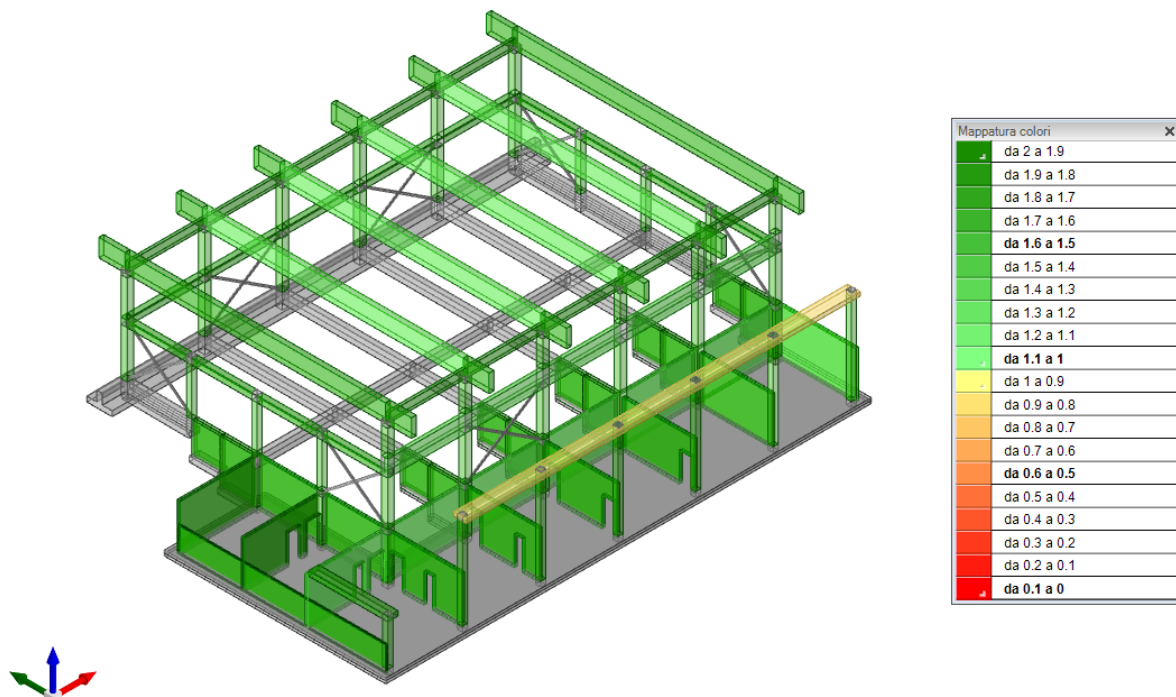
Dal punti di vista statico, ovvero con azioni da SLU (e non SLV), tutte le membrature risultano verificate.

Si riporta immagine con coefficienti di sicurezza minimi tutti superiori all'unità oltre alle tabelle con coefficienti numerici. Per quanto riguarda i solai esistenti, detto che non variano carichi e schemi statici al piano rialzato, che si registra una netta diminuzione di carico al piano primo (copertura) e che non vi sono manifestazioni di quadro fessurativo sui solai esistenti, non si conducono ulteriori verifiche.

Le due travi che hanno indice inferiore all'unità presentano vulnerabilità all'accumulo neve, di fatto reso più gravoso con le ultime formulazioni normative rispetto al periodo di costruzione dell'edificio.



Verifica a flessione per azioni non sismiche



Verifica a taglio per azioni non sismiche

#### VERIFICHE IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI

Trattandosi di edificio esistente, per quanto detto pocanzi, la verifica per stati limite di danno non è necessaria e non viene condotta.

Per quanto riguarda la possibile espulsione dei tamponamenti in pannelli alti verticali, (azioni fuori del piano) non avendo contezza dell'effettivo grado di vincolamento (con ogni probabilità sono presenti elementi tipo Halfen sottodimensionati per azione sismica) si prevede inserimento dispositivi di collegamento aggiuntivi con barre filettate inghisate a resina.

L'azione sismica è così determinata (pannello di peso 300 Kg/mq altezza 560cm):

Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s'intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale  $F_a$  definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

dove

$F_a$  è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

$S_a$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

$W_a$  è il peso dell'elemento;

$q_a$  è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per  $S_a$  e  $q_a$  può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

La circolare n.7-2019, propone le seguenti formulazioni per la determinazione di  $S_a$ , mentre  $q$  viene assunto pari a 2.

PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

**Tabella C7.2.I - Valori di  $q_s$  per elementi non strutturali**

Elemento non strutturale	$q_s$
Parapetti o decorazioni aggettanti Insegne e pannelli pubblicitari Comignoli antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	1,0
Pareti interne ed esterne Tramezzatura e facciate Comignoli, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	2,0

In alternativa all'utilizzo di specifici spettri di risposta di piano e nell'ipotesi di andamento delle accelerazioni strutturali linearmente crescenti con l'altezza, l'accelerazione massima  $S_a(T_a)$  può essere determinata attraverso l'espressione [C7.2.5 o 11].

$$S_a(T_a) = \begin{cases} \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[ \frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{aT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a < aT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) a_p & \text{per } aT_1 \leq T_a < bT_1 \\ \alpha S \left(1 + \frac{z}{H}\right) \left[ \frac{a_p}{1 + (a_p - 1) \left(1 - \frac{T_a}{bT_1}\right)^2} \right] \geq \alpha S & \text{per } T_a \geq bT_1 \end{cases} \quad [C7.2.11]$$

dove:

- $\alpha$  è il rapporto tra accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame (si veda § 3.2.1) e l'accelerazione di gravità  $g$ ;
- $S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche secondo quanto riportato nel § 3.2.3.2.1;
- $T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;
- $T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;
- $z$  è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;
- $H$  è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione;
- $a, b, a_p$  sono parametri definiti in accordo con il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione (si vedano Fig. C.7.2.4 e Tabella C.7.2.II).

Il periodo proprio della costruzione  $T_1$  è calcolato con la formula semplificata di NTC 08 7.3.5, mentre il periodo  $T_a$  è valutato, a favore della sicurezza, come uguale al periodo di vibrazione dell'edificio.

Di seguito tabella di calcolo per  $S_a$ :

alfa PGA	0.25	
S	1	
Ta	0.373	
T1	0.373	
z	2.8	
H	8.5	
a	0.8	
b	1.4	
ap	5	
aT1	0.2984	
bT1	0.5222	
Sa (Ta)	FALSO	0
Sa (Ta)	1.661765	6.6470588
Sa (Ta)	FALSO	0



Il valore di  $S_a$ , calcolato con la C7.2.11 (2) è pari a 1.66.

Il valore corrispondente della domanda  $F_a = 5.6 \cdot 1.66 \cdot 600 / 2 = 2788$  Kg (su pannello larghezza 2ml) = 28kN

Si utilizza barra M16 inghisata per una profondità pari a 200mm con resina HILTI HIT HY 200 avente i seguenti valori ( $42.9 \text{ kN} > 28$ ), senza influenze dai bordi né di interasse:

**Resistenza di progetto: calcestruzzo C 20/25 –  $f_{ck, cube} = 25 \text{ N/mm}^2$ , profondità di ancoraggio =  $12 d^{a)}$**

Dimensione ancorante	M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Profondità ancoraggio $h_{ef} = 12 d^{a)}$ [mm]	96	120	144	192	240	288	324	360
Spess. materiale base $h = h_{min}$ [mm]	126	150	174	228	284	344	384	430
<b>Trazione <math>N_{Rd}</math>: singolo ancorante, nessuna influenza dei bordi</b>								
Calcestruzzo non fessurato								
HIT-V 5.8 [kN]	12,0	19,3	28,0	52,7	82,0	118,0	153,3	187,3
HIT-V 8.8 [kN]	19,3	30,7	44,7	74,6	104,3	137,1	163,6	191,6
HIT-V-R [kN]	13,9	21,9	31,6	58,8	92,0	132,1	80,4	98,3
HIT-V-HCR [kN]	19,3	30,7	44,7	74,6	104,3	117,6	152,9	187,1
Calcestruzzo fessurato								
HIT-V 5.8 / 8.8 [kN]	8,0	12,6	24,1	42,9	67,0	96,5	116,6	136,6
HIT-V-R / -HCR [kN]								

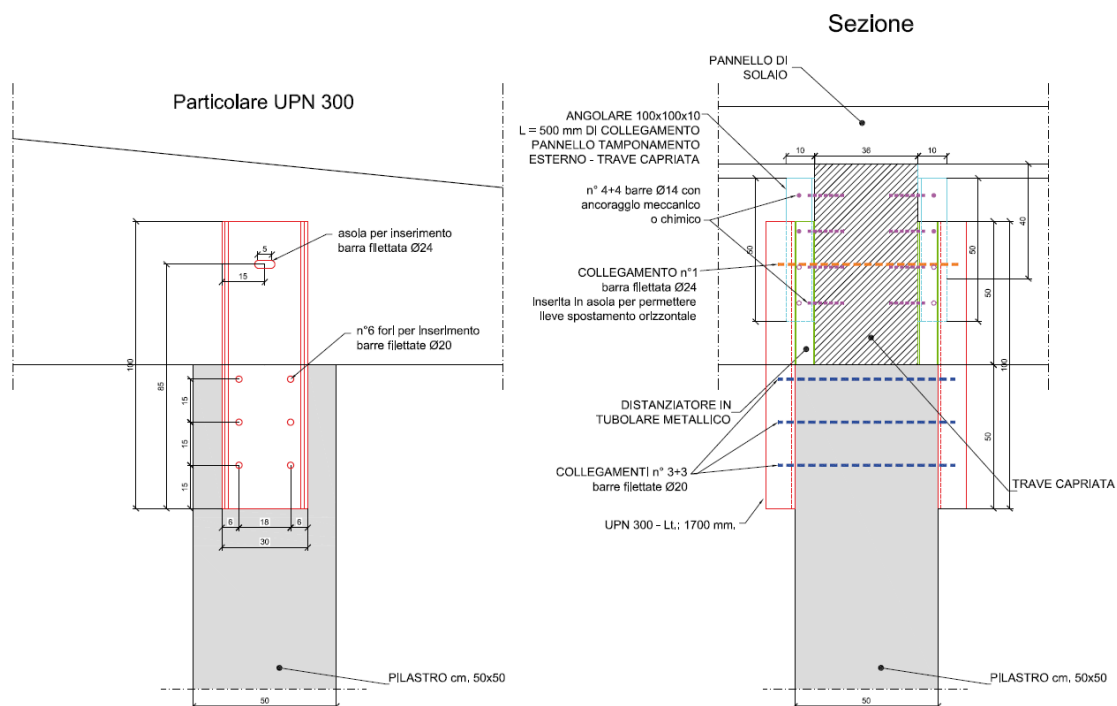
#### VERIFICHE PILASTRI CON RINFORZI FRP

Le calcolazioni relative agli FRP sono condotte, direttamente dal software, secondo CNR-DT 200 R1/2013

10 ottobre 2013

#### VERIFICHE COLLEGAMENTI TRAVE – PILASTRO

Dalla documentazione di archivio si desume la presenza di collegamenti realizzati nell'anno 2014 così conformati:



In progetto si prevede di mantenere le staffe UPN 300 peraltro già fissate ai pilastri con barre filettate passanti. M20. Si prevede lo sfilaggio della barra M24 ad oggi presente e sua sostituzione con nuova barra

M24 di classe 8.8.

Il calcolo dell'azione sismica su ciascun appoggio è così definito, utilizzando i carichi di progetto (in assenza di neve in combinazione sismica per  $H_{sito} < 1000m$ ):

Peso proprio trave legno:  $23.2 \times 0.36 \times 360 = 3010 \text{ Kg}$

Carico permanente =  $85 \text{ Kg/mq} \times 24 \times 6.10 = 12500 \text{ Kg}$

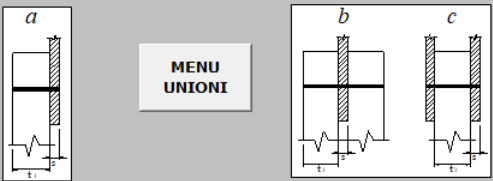
Carico su ciascun appoggio =  $(12500 + 3010) / 2 = 7760 \text{ Kg}$

Azione sismica su ciascun appoggio utilizzando  $F = m a = 7760 \times 0.73 = 5665 \text{ Kg}$ .

Come azione sismica si utilizza, a favore della sicurezza l'accelerazione di plateau con  $q=1$  prescindendo dai periodi propri di vibrazione dell'edificio.

La verifica delle n. 6 barre passanti (su doppio piano di taglio) è banalmente soddisfatta.

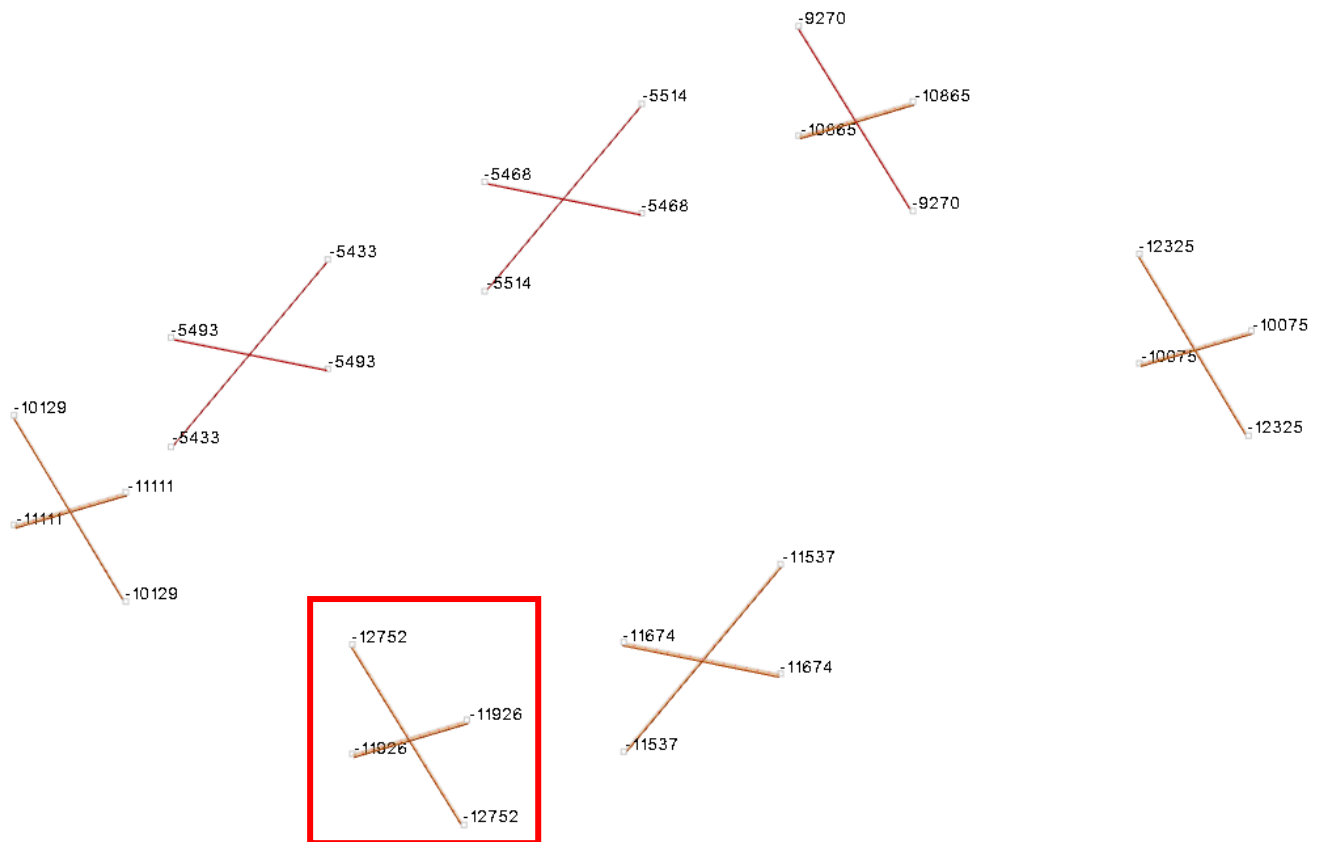
La verifica della connessione M24 è riportata di seguito ( si ricorda che si hanno 2 sezioni di taglio)

Unioni Acciaio-Legno	
Controllare interassi fra gli spinotti e distanze dai bordi come specificato nella tabella 8.5 del paragrafo 8.6 della EN 1995-1-1:2004	
<input type="radio"/> Singola sezione resistente <input type="radio"/> Doppia sezione resistente caso b	
<input checked="" type="radio"/> Doppia sezione resistente caso c	
	
MENU UNIONI	
Tipo Legno	EN GL28 - DIN BS14
Spessore $t_1$ (mm)	
Spessore s acciaio (mm)	10
Spessore $t_2$ (mm) (solo doppia)	360
Diametro spinotto (mm)	24
Angolo fra azione e direz. Fibratura	0
Resist. a traz. acciaio $f_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	800
Classe di durata del carico	Istantaneo
Classe di servizio	2
Combinazione di carico	Fondamentale (non sismica)
Eventuali avvisi	
Valore resistente di progetto a taglio per singolo elemento di collegamento e per singola sezione resistente	
Taglio Resistente di progetto (N)	32874.1
Modo di rottura	modo k
NOTA 1: Per ottenere il valore del taglio resistente per tutta l'unione moltiplicare per il n° di sezioni resistenti e per il n° di spinotti	
Valori di calcolo	
Resistenza caratteristica a taglio per mezzo d'unione e per sezione resistente	
Modo (j)	110381.2
Modo (k)	38851.2
Modo (l)	110381.2
Modo (m)	54943.9
Coefficiente di modificazione $k_{mod}$	1.1
Coefficiente di sicurezza $\gamma_M$	1.3



## VERIFICHE COLLEGAMENTI CONTROVENTI

Dal calcolo si desume un valore di trazione sull'elemento diagonale pari a



Il valore di trazione deve essere raddoppiato per eseguire le verifiche dei collegamenti, in quanto si è utilizzata modellazione con rigidità dimezzata.  $N_{ed} = 12800 \cdot 2 = 25600 \text{ Kg}$

La verifica del collegamento bullonato è riportata di seguito ( $F_{ved} = 25600/3 = 8533 \text{ Kg}$  cadaun bullone)

**Resistenza di progetto dei bulloni - EC3 (edizione 1992) #6.5.5.**

Classe bullone: 8.8    diametro d: 20     $f_{yb}$ : 640     $f_{ub}$ : 800    N/mm<sup>2</sup>

☒ Sezione filettata    ☐ Sezione lorde

Area: 245.0 mm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio (per piano di taglio):  $F_{v,Rd}$ : 94.08 kN

Resistenza a trazione:  $F_{t,Rd}$ : 141.1 kN

Taglio e Trazione - EC3 #6.5.5.(5)

$F_{v,Sd}$ : 0     $F_{t,Sd}$ : 0    kN

$\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 F_{t,Rd}} = 0 + 0 = 0$     OK

---

**Rifollamento**

Acciaio: S275 (Fe430)     $f_u$ : 430    N/mm<sup>2</sup>

spessore t: 7 mm

diámetro foro d<sub>o</sub>: 22 mm

distanze bordo e<sub>1</sub>: 60    e<sub>2</sub>: 60

passo p<sub>1</sub>: 70    p<sub>2</sub>: 100

$\alpha$ : 0.811

Resistenza a rifollamento  $F_{b,Rd}$ : 97.60 kN    Osservazioni

The diagram shows a rectangular plate with a grid of bolts. Dimensions are indicated: p<sub>1</sub> and e<sub>1</sub> for the top edge, e<sub>2</sub> and p<sub>2</sub> for the bottom edge, and d<sub>0</sub> for the hole diameter. Arrows indicate the 'direzione carico' (load direction) from left to right.

La verifica di resistenza è soddisfatta così come la verifica di rifollamento

Per quanto riguarda gli ancoraggi dei profili su c.a. si esegue verifica dei tasselli di collegamento presenti in numero minimo di 18 su ciascun lato. Considerando che la resistenza a trazione o a taglio per ciascun fissaggio è pari a 2400 Kg ovvero 2720 Kg, la verifica è di certo soddisfatta. (un numero di tasselli pari a 10 è sufficiente per garantire la trasmissione dello sforzo al c.a.

**Resistenza di progetto: calcestruzzo C 20/25 –  $f_{ck,cube} = 25 \text{ N/mm}^2$ , profondità di ancoraggio =  $12 d^{a)}$**

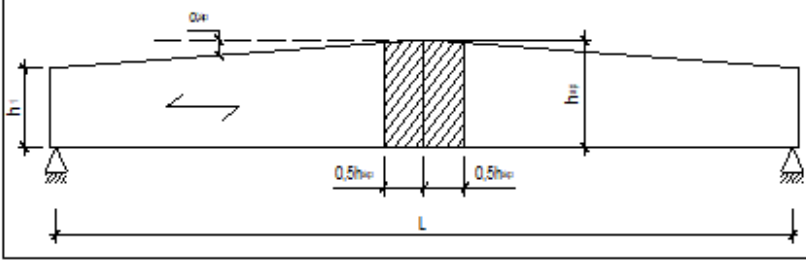
Dimensione ancorante		M8	M10	M12	M16	M20	M24	M27	M30
Profondità ancoraggio $h_{ef} = 12 d^{a)}$ [mm]		96	120	144	192	240	288	324	360
Spess. materiale base $h = h_{min}$ [mm]		126	150	174	228	284	344	384	430
<b>Trazione <math>N_{Rd}</math>: singolo ancorante, nessuna influenza dei bordi</b>									
Calcestruzzo non fessurato									
HIT-V 5.8	[kN]	12,0	19,3	28,0	52,7	82,0	118,0	153,3	187,3
HIT-V 8.8	[kN]	19,3	30,7	44,7	74,6	104,3	137,1	163,6	191,6
HIT-V-R	[kN]	13,9	21,9	31,6	58,8	92,0	132,1	80,4	98,3
HIT-V-HCR	[kN]	19,3	30,7	44,7	74,6	104,3	117,6	152,9	187,1
Calcestruzzo fessurato									
HIT-V 5.8 / 8.8	[kN]	8,0	12,6	24,1	42,9	67,0	96,5	116,6	136,6
HIT-V-R / -HCR	[kN]								
<b>Taglio <math>V_{Rd}</math>: singolo ancorante, nessuna influenza dei bordi, senza braccio di leva</b>									
Calcestruzzo non fessurato									
HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0
HIT-V 8.8	[kN]	12,0	18,4	27,2	50,4	78,4	112,8	147,2	179,2
HIT-V-R	[kN]	8,3	12,8	19,2	35,3	55,1	79,5	48,3	58,8
HIT-V-HCR	[kN]	12,0	18,4	27,2	50,4	78,4	70,9	92,0	110,3
Calcestruzzo fessurato									
HIT-V 5.8	[kN]	7,2	12,0	16,8	31,2	48,8	70,4	92,0	112,0
HIT-V 8.8	[kN]	12,0	18,4	27,2	50,4	78,4	112,8	147,2	179,2
HIT-V-R	[kN]	8,3	12,8	19,2	35,3	55,1	79,5	48,3	58,8
HIT-V-HCR	[kN]	12,0	18,4	27,2	50,4	78,4	70,9	92,0	110,3

#### VERIFICHE ELEMENTI IN LEGNO SLU – SLE ED IN CONDIZIONE R60

La verifica a flessione delle travi principali è condotta all'interno del software di verifica, che, tuttavia, non consente di inserire travi a sezione variabile. Si valuta pertanto la verifica a taglio con foglio di calcolo dedicato nel quale viene inserita la dimensione della sezione nella posizione di taglio massimo, con conseguente verifica. La luce di calcolo a favore di sicurezza è sempre l'interasse tra i pilastri ovvero 20.50ml contro 20 ml di interasse netto.

Si riporta la verifica della trave principale eseguita con software dedicato:

**CASO B**



Dati geometrici e materiali	
Base (mm)	360
Altezza $h_1$ (mm)	670
Altezza $h_{ap}$ (mm)	1440
Luce $L$ (m)	20
Interasse travi (m)	6.1
Distanza fra i ritegni flessotorsionali (m)	1
Tipo Legno	EN GL28 - DIN BS14
Classe di servizio	2
Classe di durata del carico accidentale	Breve Termine

Pendenza copertura e carichi	
<input checked="" type="radio"/> Dati da Analisi dei Carichi <input type="radio"/> Dati Utente	
Angolo (°)	
Carico Permanente (kN/m <sup>2</sup> )	
Carico Accidentale (kN/m <sup>2</sup> )	
Carico Permanente (kN/m <sup>2</sup> )	0.85
Carico Accidentale (kN/m <sup>2</sup> )	2.24
Rapporto luce/freccia tempo zero	250
Rapporto luce/freccia tempo infinito	150
Coefficiente di combinazione $\psi_2$	0

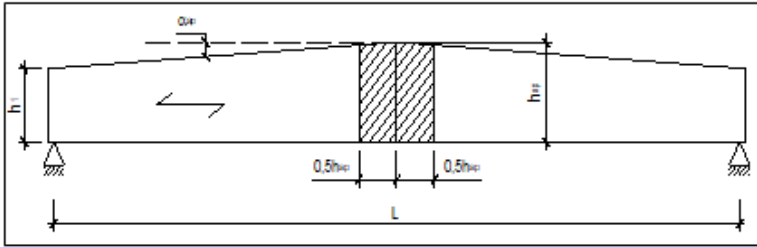
Azione sismica verticale	
Zona sismica	Zona 3
Tipologia edificio	Scuola

VERIFICHE	
Flessione	0.91
Taglio	0.80
Trazione perpendicolare	0.95
Deformabilità tempo zero	0.97
Deformabilità tempo infinito	0.73

Verifica della stessa trave in condizione fuoco (si è abbassato ad arte il carico permanente dividendolo per 1.5 in quanto la combinazione di verifica è la seguente ed il foglio di calcolo non consente di abbassare il coefficiente gamma) La sezione è opportunamente ridotta di 42mm su ciascun lato per tenere conto della velocità di carbonatazione del legno pari a 0.7mm/min x 60 min. In verità il peso proprio è comunque fattorizzato a favore della sicurezza:

- **Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:**  
 $G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$  [2.5.6]

**CASO B**



Dati geometrici e materiali	
Base (mm)	198
Altezza $h_1$ (mm)	628
Altezza $h_{ap}$ (mm)	1398
Luce $L$ (m)	20
Interasse travi (m)	6.1
Distanza fra i ritegni flessotorsionali (m)	1
Tipo Legno	EN GL28 - DIN BS14
Classe di servizio	2
Classe di durata del carico accidentale	Breve Termine

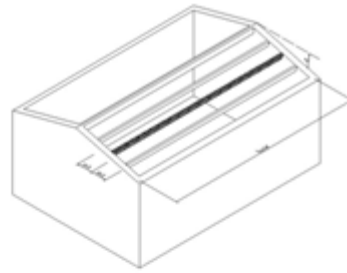
Pendenza copertura e carichi	
<input checked="" type="radio"/> Dati da Analisi dei Carichi <input type="radio"/> Dati Utente	
Angolo (°)	
Carico Permanente (kN/m <sup>2</sup> )	
Carico Accidentale (kN/m <sup>2</sup> )	
Carico Permanente (kN/m <sup>2</sup> )	0.57
Carico Accidentale (kN/m <sup>2</sup> )	0.00
Rapporto luce/freccia tempo zero	250
Rapporto luce/freccia tempo infinito	150
Coefficiente di combinazione $\psi_2$	0

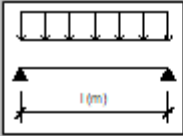
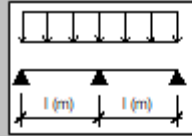
Azione sismica verticale	
Zona sismica	Zona 3
Tipologia edificio	Scuola

VERIFICHE	
Flessione	0.52
Taglio	0.45
Trazione perpendicolare	0.47
Deformabilità tempo zero	0.41
Deformabilità tempo infinito	0.45

Verifica travetto 14 x 24 in condizione SLU e SLE:

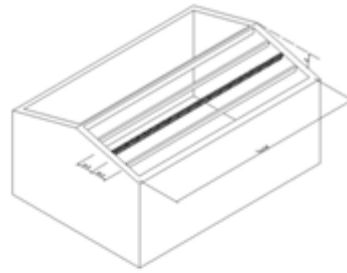
## CASO B - Trave in flessione deviata

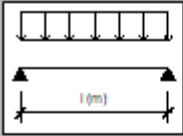
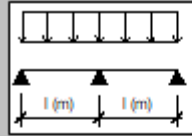


Dati geometrici e materiali	
<input checked="" type="radio"/> Sezione Rettangolare	<input type="radio"/> Sezione Circolare
Base (mm)	140
Altezza (mm)	240
Diametro (mm)	
Luce (m)	5.65
Interasse travi (m)	0.9
Distanza fra i ritegni flessotorsionali (m)	0
Tipo Legno	EN GL28 - DIN BS14
Classe di servizio	2
Classe di durata del carico accidentale	Breve Termine
Tipologia falda	Falda non rigida
Legno posto in opera umido	<input type="checkbox"/>
Schema statico	
<input checked="" type="radio"/> Due Appoggi	<input type="radio"/> Tre Appoggi
	
Pendenza copertura e carichi	
<input type="radio"/> Dati da Analisi dei Carichi	<input checked="" type="radio"/> Dati Utente
Angolo (°)	
Carico Permanente (kN/m <sup>2</sup> )	
Carico Accidentale (kN/m <sup>2</sup> )	
Angolo (°)	4.0
Carico Permanente (kN/m <sup>2</sup> )	0.75
Carico Accidentale (kN/m <sup>2</sup> )	2.24
Rapporto luce/freccia tempo zero	250
Rapporto luce/freccia tempo infinito	150
Coefficiente di combinazione $\psi_2$	0
VERIFICHE	
Flessione	0.66
Taglio	0.23
Deformabilità tempo zero	0.83
Deformabilità tempo infinito	0.61

Si riporta la stessa verifica in condizione fuoco R60 con le medesime considerazioni riportate sopra:

## CASO B - Trave in flessione deviata



Dati geometrici e materiali	
<input checked="" type="radio"/> Sezione Rettangolare	<input type="radio"/> Sezione Circolare
Base (mm)	56
Altezza (mm)	198
Diametro (mm)	
Luce (m)	5.65
Interasse travi (m)	0.9
Distanza fra i ritegni flessotorsionali (m)	0
Tipo Legno	EN GL28 - DIN BS14
Classe di servizio	2
Classe di durata del carico accidentale	Breve Termine
Tipologia falda	Falda non rigida
Legno posto in opera umido	<input type="checkbox"/>
Schema statico	
<input checked="" type="radio"/> Due Appoggi	<input type="radio"/> Tre Appoggi
	
Pendenza copertura e carichi	
<input type="radio"/> Dati da Analisi dei Carichi	<input checked="" type="radio"/> Dati Utente
Angolo (°)	
Carico Permanente (kN/m <sup>2</sup> )	
Carico Accidentale (kN/m <sup>2</sup> )	
Angolo (°)	4.0
Carico Permanente (kN/m <sup>2</sup> )	0.50
Carico Accidentale (kN/m <sup>2</sup> )	0.00
Rapporto luce/freccia tempo zero	250
Rapporto luce/freccia tempo infinito	150
Coefficiente di combinazione $\psi_2$	0
VERIFICHE	
Flessione	0.63
Taglio	0.17
Deformabilità tempo zero	0.84
Deformabilità tempo infinito	0.91

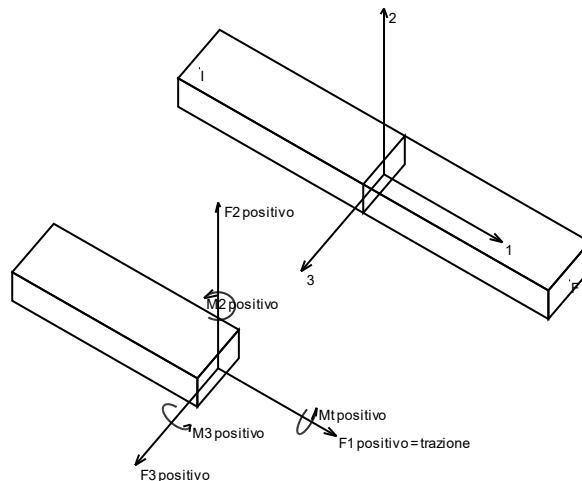
## 1J RAPPRESENTAZIONE DELLE CONFIGURAZIONI DEFORMATE E CARATTERISTICHE DI SOLLECITAZIONE.

Si riportano grafici (di progetto) relativi ai modi di vibrare più significativi e sollecitazioni di momento flettente. Si rimanda al capitolo specifico all'interno dei vari tabulati per i dettagli delle sollecitazioni

### Convenzioni di segno aste

Le abbreviazioni relative alle sollecitazioni sugli elementi aste sono da intendersi:

- F1 (N): sforzo normale nell'asta;
- F2: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 2;
- F3: sforzo di taglio agente nella direzione dell'asse locale 3;
- M1 (Mt): momento attorno all'asse locale 1; equivale al momento torcente;
- M2: momento attorno all'asse locale 2;
- M3: momento attorno all'asse locale 3.



La convenzione sui segni per i parametri di sollecitazione delle aste è la seguente:

presa un'asta con nodo iniziale i e nodo finale f, asse 1 che va da i a f, assi 2 e 3 presi secondo quanto indicato nei paragrafi successivi relativi al sistema locale delle aste sezionando l'asta in un punto e considerando la sezione sinistra del punto in cui si è effettuato il taglio (sezione da cui esce il versore asse 1) i parametri di sollecitazione sono positivi se hanno verso e direzione concordi con il sistema di riferimento locale dell'asta 1, 2, 3 (per i momenti si adotta la regola della mano destra).

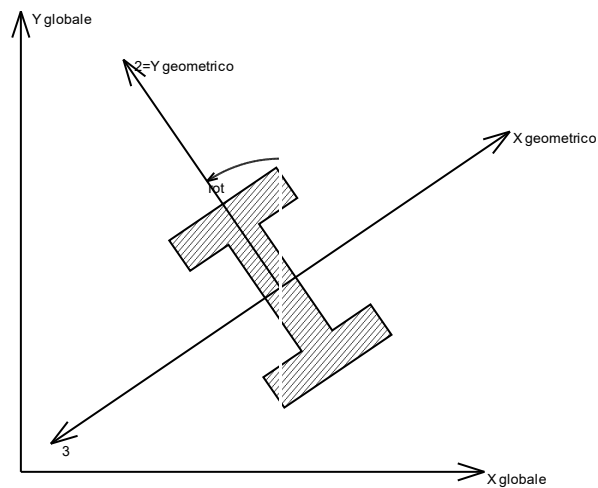
Il sistema è definito diversamente per tre categorie di aste, a seconda che siano originate da:

- aste verticali ad esempio pilastri e colonne;
- aste non verticali non di c.a., ad esempio travi di acciaio o legno;
- aste non verticali in c.a.: travi in c.a. di piano, falda o a quota generica.

Nel seguito si indica con 1, 2 e 3 il sistema locale dell'asta che non sempre coincide con gli assi principali della sezione. Si ricorda che per assi principali si intendono gli assi rispetto a cui si ha il raggio di inerzia minimo e massimo. Gli assi 1, 2 e 3 rispettano la regola della mano destra.

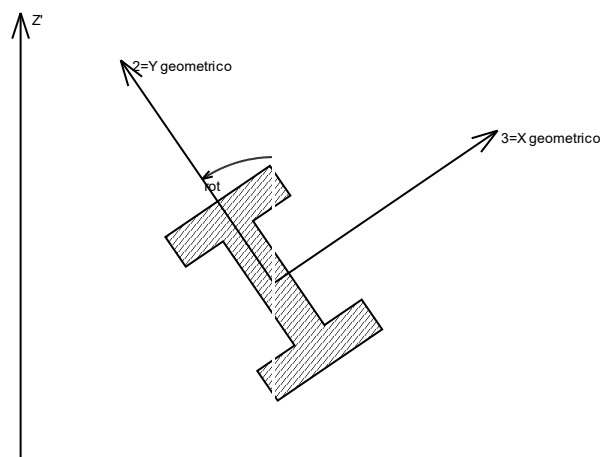


**Sistema locale aste verticali**



Nella figura si considera l'asse 1 uscente dal foglio (l'osservatore guarda in direzione opposta a quella dell'asse 1).

**Sistema locale aste non verticali**

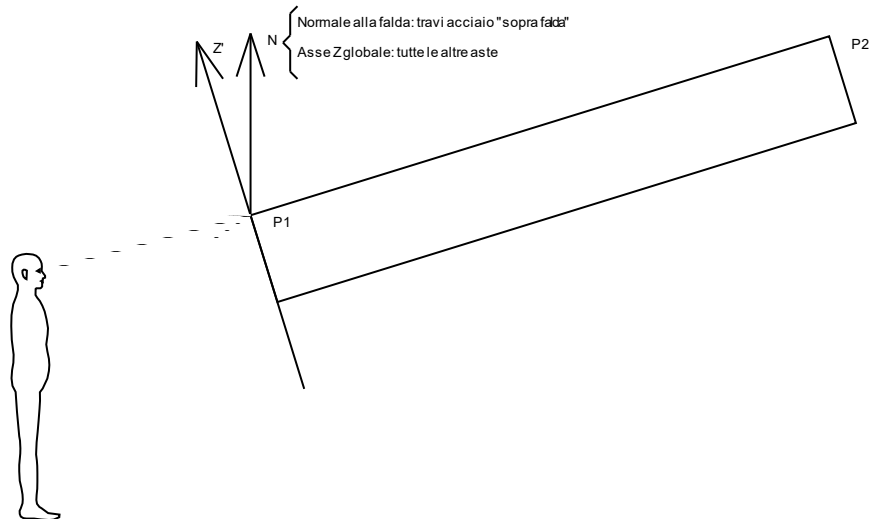


Nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1).

L'asse Z' è illustrato nella figura seguente dove:

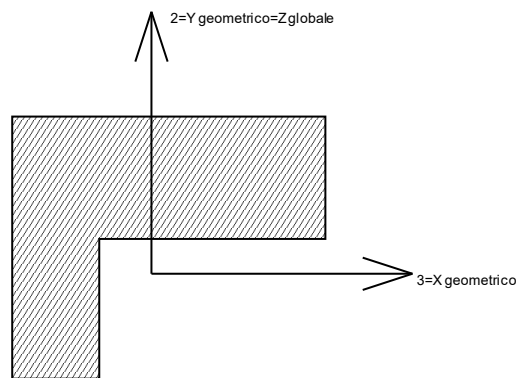
- P1 è il punto di inserimento iniziale dell'asta;
- P2 è il punto di inserimento finale dell'asta;
- N è la normale al piano o falda di inserimento;

PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo



$Z'$  è quindi l'intersezione tra il piano passante per  $P1$ ,  $P2$  contenente  $N$  e il piano della sezione iniziale dell'asta.

**Sistema locale aste derivanti da travi in c.a.**



Nella figura si considera l'asse 1 entrante nel foglio (l'osservatore guarda in direzione coincidente a quella dell'asse 1). L'asse 2 è sempre verticale e quindi coincidente con l'asse  $Z$  globale nonché con l'asse  $y$  geometrico. L'asse 3 coincide con l'asse  $x$  geometrico. Si sottolinea il fatto che gli assi 2 e 3 non corrispondono agli assi principali della sezione.

## Sollecitazioni estreme aste

**Asta:** elemento asta a cui si riferiscono le sollecitazioni.

**Ind.:** indice dell'asta.

**Cont.:** contesto a cui si riferisce la sollecitazione

**N.br.:** nome breve della condizione o combinazione di carico.

**Pos.:** numero della sezione all'interno dell'asta (tra 1 e 31, dove 1 corrisponde alla sezione al nodo iniziale, 16 è la sezione in mezzzeria, 31 corrisponde alla sezione al nodo finale).

**Posizione:** posizione a cui si riferisce la sollecitazione dell'asta.

**X:** componente  $X$  della posizione a cui si riferisce la sollecitazione dell'asta. [cm]

**Y:** componente  $Y$  della posizione a cui si riferisce la sollecitazione dell'asta. [cm]

**Z:** componente  $Z$  della posizione a cui si riferisce la sollecitazione dell'asta. [cm]

**Soll.traslazionale:** componente traslazionale della sollecitazione dell'asta.

**F1:** componente  $F1$  della sollecitazione dell'asta. [daN]

**F2:** componente  $F2$  della sollecitazione dell'asta. [daN]

**F3:** componente  $F3$  della sollecitazione dell'asta. [daN]

**Soll.rotazionale:** componente rotazionale della sollecitazione dell'asta.

**M1:** componente  $M1$  della sollecitazione dell'asta. [daN\*cm]

**M2:** componente  $M2$  della sollecitazione dell'asta. [daN\*cm]

**M3:** componente  $M3$  della sollecitazione dell'asta. [daN\*cm]

**PROGETTO ESECUTIVO**  
**Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks**  
**Relazione di calcolo**

**Sollecitazioni con sforzo normale (N) minimo**

Vengono mostrate le sole 5 aste più sollecitate.

Asta Ind.	Cont. N.br.	Pos.	Posizione			Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
			X	Y	Z	F1	F2	F3	M1	M2	M3
53	SLU 18	1	2212	-1366	-20	-87813	1079	240	2	-27859	84842
47	SLU 18	1	382	-1366	-20	-86971	1262	-171	2	16516	139127
51	SLU 18	1	1602	-1366	-20	-82420	1023	-37	2	-1074	89735
49	SLU 18	1	992	-1366	-20	-82349	1051	7	2	-505	96666
45	SLU 17	1	2212	-1958	-20	-54453	-61	2048	1	-223552	-23669

**Sollecitazioni con sforzo normale (N) massimo**

Vengono mostrate le sole 5 aste più sollecitate.

Asta Ind.	Cont. N.br.	Pos.	Posizione			Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
			X	Y	Z	F1	F2	F3	M1	M2	M3
40	SLV FO 2	1	2212	-1378	365	31343	-13960	8	-1093	-4071	-2956374
129	SLV FO 3	31	-233	-341	-20	31153	-4408	-430	450	-50404	698558
221	SLV FO 6	31	1602	-873	-20	30874	-3481	359	-251	-31962	315166
217	SLV FO 6	31	2212	-873	-20	30776	-3354	511	136	-12853	277772
36	SLV FO 15	1	-228	-1378	365	30726	-1069	-6	894	535	962820

**Sollecitazioni con momento M2 minimo**

Vengono mostrate le sole 5 aste più sollecitate.

Asta Ind.	Cont. N.br.	Pos.	Posizione			Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
			X	Y	Z	F1	F2	F3	M1	M2	M3
52	SLV FO 2	1	1602	-1366	375	-11703	-876	7708	1767	-2554538	-291792
50	SLV FO 2	1	992	-1366	375	-11703	-1928	7670	1768	-2541966	-642013
54	SLV FO 2	1	2212	-1366	375	-11703	-181	7617	1675	-2524330	-60217
48	SLV FO 2	1	382	-1366	375	-11703	-2618	7422	1682	-2459104	-871725
49	SLV FO 15	31	992	-1366	375	-33799	-2100	-10261	411	-2199639	616626

**Sollecitazioni con momento M2 massimo**

Vengono mostrate le sole 5 aste più sollecitate.

Asta Ind.	Cont. N.br.	Pos.	Posizione			Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
			X	Y	Z	F1	F2	F3	M1	M2	M3
52	SLV FO 15	1	1602	-1366	375	-11703	1345	-7760	-1756	2571487	447781
50	SLV FO 15	1	992	-1366	375	-11703	2394	-7687	-1753	2547189	797074
48	SLV FO 15	1	382	-1366	375	-11703	3117	-7566	-1664	2506904	1037923
54	SLV FO 15	1	2212	-1366	375	-11703	744	-7421	-1673	2458516	247604
49	SLV FO 2	31	992	-1366	375	-19006	2642	10207	-397	2187584	-830537

**Sollecitazioni con momento M3 minimo**

Vengono mostrate le sole 5 aste più sollecitate.

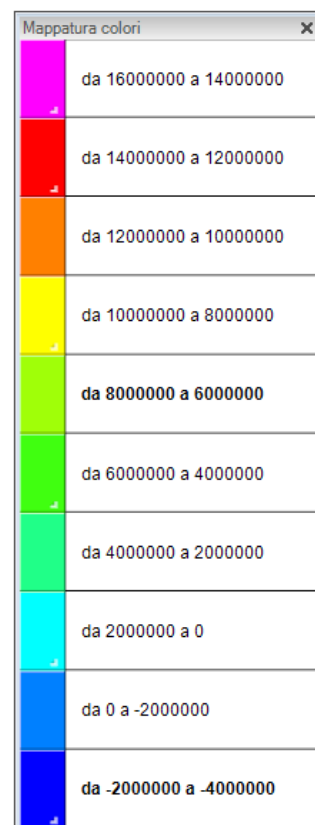
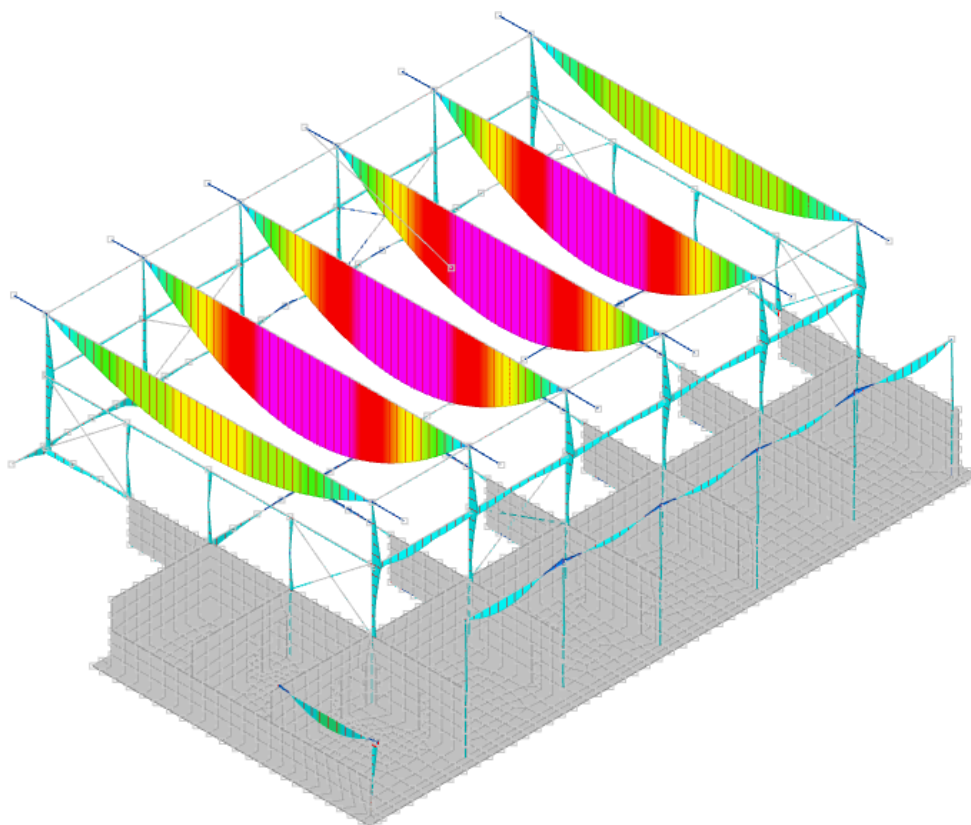
Asta Ind.	Cont. N.br.	Pos.	Posizione			Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
			X	Y	Z	F1	F2	F3	M1	M2	M3
39	SLV FO 13	31	2212	-1378	365	-2915	15653	-20	854	-6165	-3568611
37	SLV FO 2	1	382	-1378	365	-2206	-15403	22	-926	-6683	-3376574
59	SLU 18	1	2212	-1958	365	0	-28463	0	94	0	-3374688
55	SLU 18	31	382	-1958	365	0	28439	0	-56	0	-3360564
36	SLV FO 13	31	382	-1378	365	29964	14024	-7	1051	-3913	-3002847

**Sollecitazioni con momento M3 massimo**

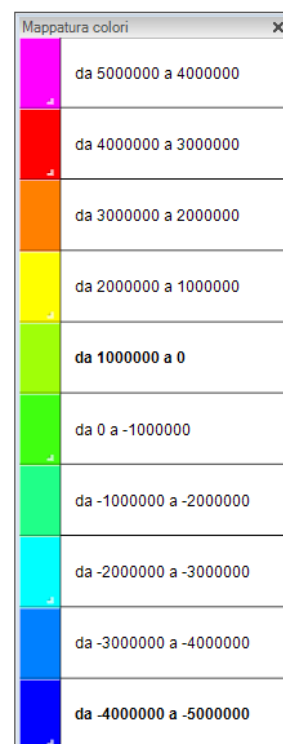
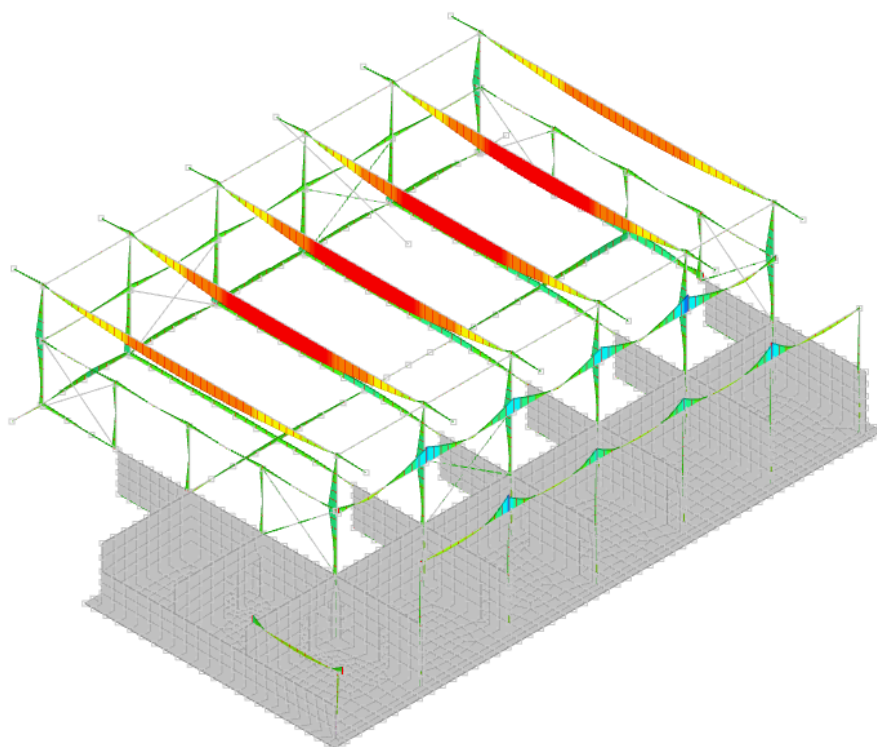
Vengono mostrate le sole 5 aste più sollecitate.

Asta Ind.	Cont. N.br.	Pos.	Posizione			Soll.traslazionale			Soll.rotazionale		
			X	Y	Z	F1	F2	F3	M1	M2	M3
265	SLU 17	16	1602	-341	708	344	0	0	-209	8	15532136
262	SLU 17	16	992	-341	708	336	0	0	-215	45	15532136
301	SLU 17	16	382	-341	708	312	0	0	-213	101	15524811
268	SLU 17	16	2212	-341	708	343	0	0	-104	-85	15524811
271	SLU 17	16	2822	-341	708	164	0	0	-422	8	8533382

PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

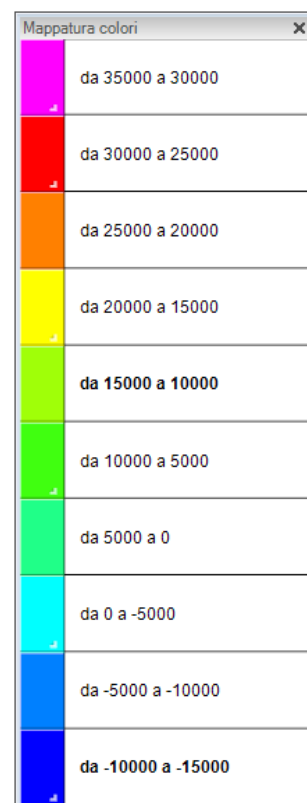
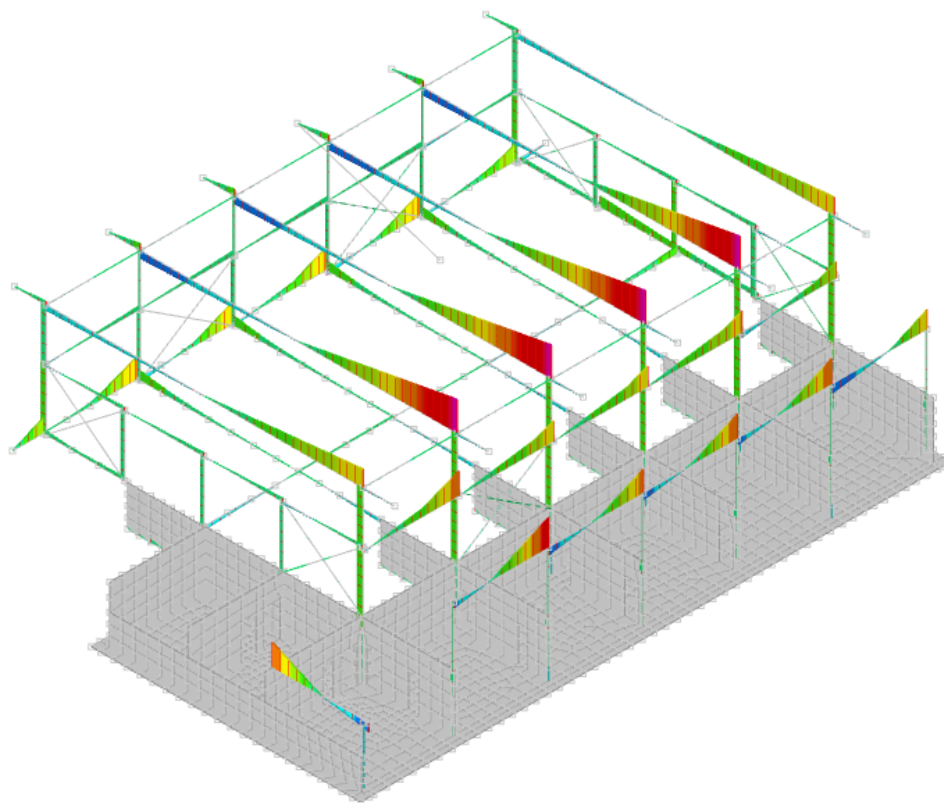


INVILUPPO SOLLECITAZIONI MAX M3 (SLU-SLE-SLV)

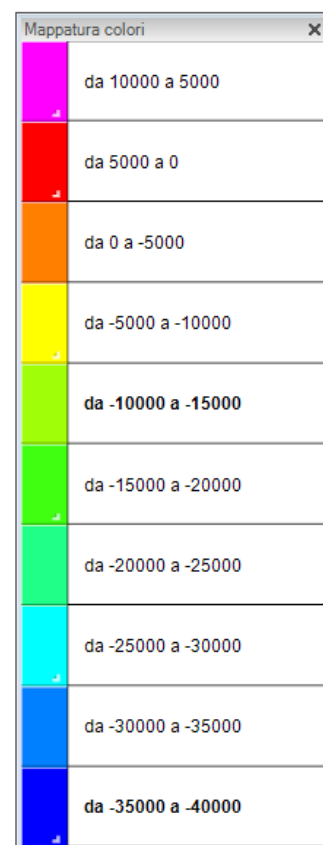
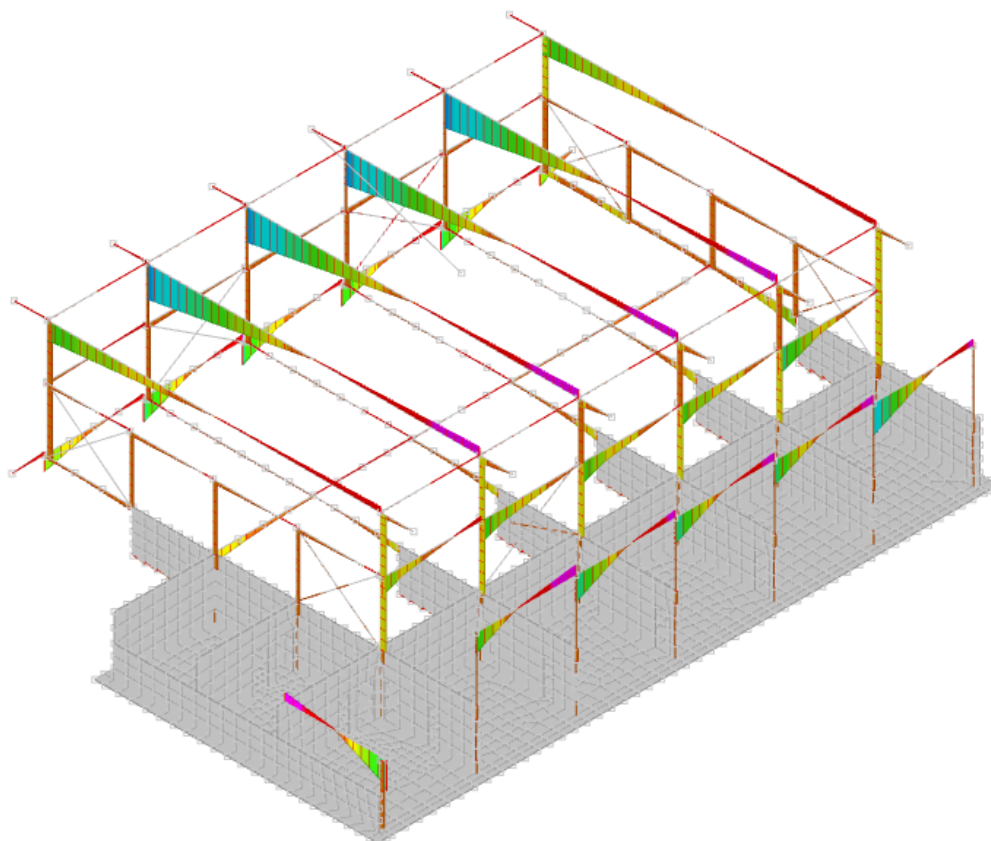


INVILUPPO SOLLECITAZIONI MIN M3 (SLU-SLE-SLV)

**PROGETTO ESECUTIVO**  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

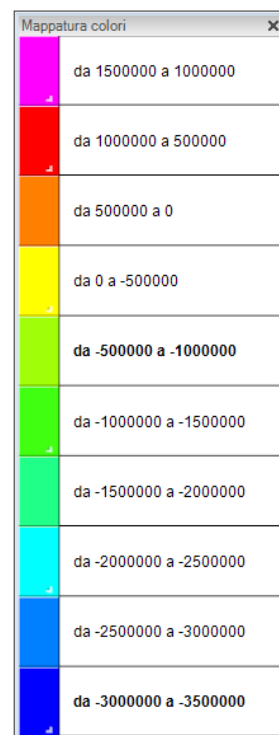
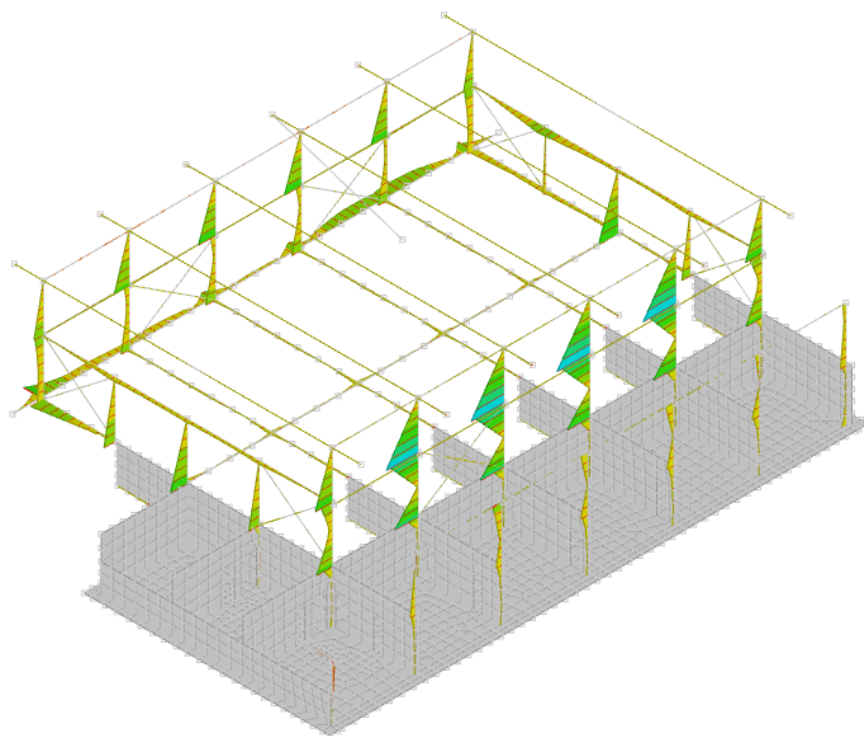


**INVILUPPO SOLLECITAZIONI MAX F2 (SLU-SLE-SLV)**

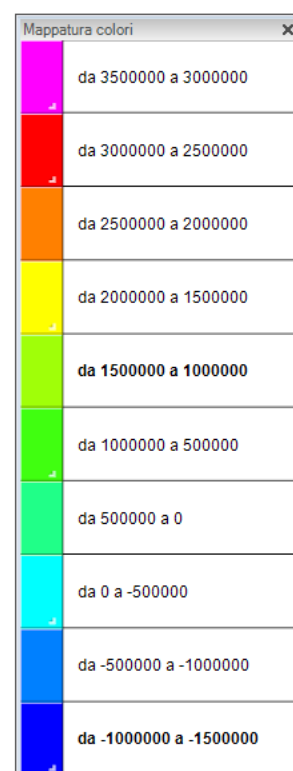
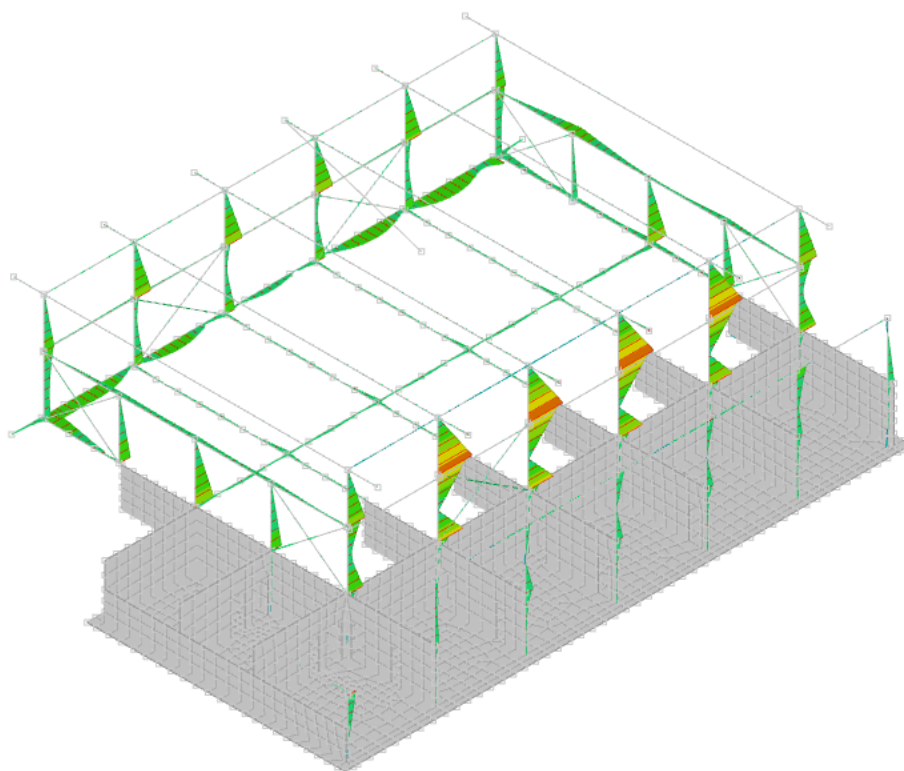


**INVILUPPO SOLLECITAZIONI MIN F2 (SLU-SLE-SLV)**

**PROGETTO ESECUTIVO**  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

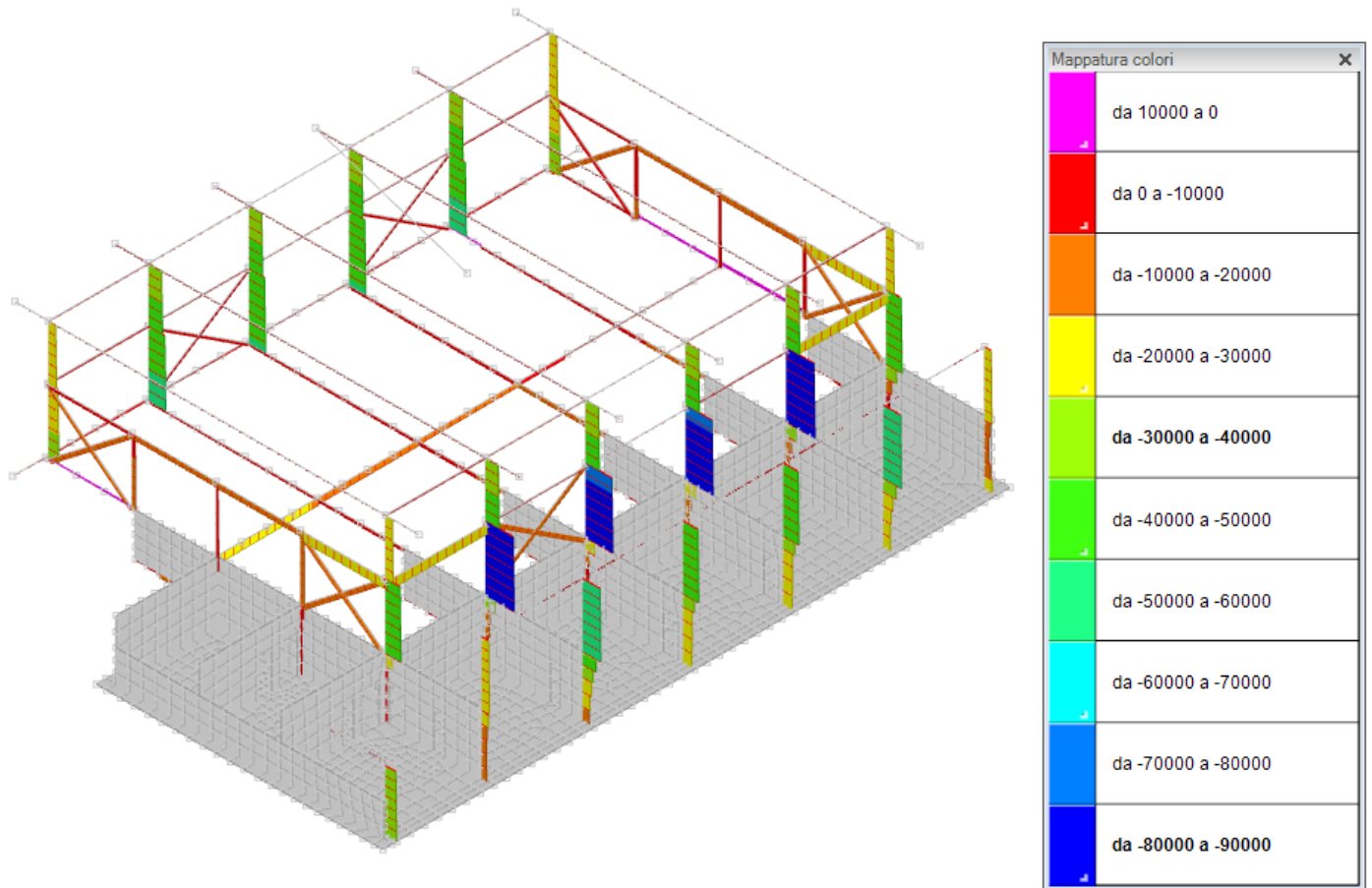


**INVILUPPO SOLLECITAZIONI MIN M2 (SLU-SLE-SLV)**



**INVILUPPO SOLLECITAZIONI MAX M2 (SLU-SLE-SLV)**

PROGETTO ESECUTIVO  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo



INVILUPPO SOLLECITAZIONI MIN N (SLU-SLE-SLV)



## **1K CARATTERISTICHE DEL CODICE DI CALCOLO.**

### **1K.1 CARATTERISTICHE GENERALI DEL SOFTWARE SISMICAD 12 (C) CONCRETE**

Si tratta di un programma di calcolo strutturale che nella versione più estesa è dedicato al progetto e verifica degli elementi in cemento armato, acciaio, muratura e legno di opere civili. Il programma utilizza come analizzatore e solutore del modello strutturale un proprio solutore agli elementi finiti tridimensionale fornito col pacchetto. Il programma è sostanzialmente diviso in tre moduli: un pre processore che consente l'introduzione della geometria e dei carichi e crea il file dati di input al solutore; il solutore agli elementi finiti; un post processore che a soluzione avvenuta elabora i risultati eseguendo il progetto e la verifica delle membrature e producendo i grafici ed i tabulati di output.

### **1K.2 SPECIFICHE TECNICHE**

Denominazione del software: SismiCad 12.21

Produttore del software: Concrete

Concrete srl, via della Pieve, 15, 35121 PADOVA - Italy

<http://www.concrete.it>

Rivenditore: CONCRETE SRL - Via della Pieve 19 - 35121 Padova - tel.049-8754720

Versione: 12.21

Versione regolarmente licenziata

### **1K.3 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE E CRITERI DI CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI**

Il programma schematizza la struttura attraverso l'introduzione nell'ordine di fondazioni, poste anche a quote diverse, platee, platee nervate, plinti e travi di fondazione poggianti tutte su suolo elastico alla Winkler, di elementi verticali, pilastri e pareti in c.a. anche con fori, di orizzontamenti costituiti da solai orizzontali e inclinati (falde), e relative travi di piano e di falda; è ammessa anche l'introduzione di elementi prismatici in c.a. di interpiano con possibilità di collegamento in inclinato a solai posti a quote diverse. I nodi strutturali possono essere connessi solo a travi, pilastri e pareti, simulando così impalcati infinitamente deformabili nel piano, oppure a elementi lastra di spessore dichiarato dall'utente simulando in tal modo impalcati a rigidezza finita. I nodi appartenenti agli impalcati orizzontali possono essere connessi rigidamente ad uno o più nodi principali giacenti nel piano dell'impalcato; generalmente un nodo principale coincide con il baricentro delle masse. Tale opzione, oltre a ridurre significativamente i tempi di elaborazione, elimina le approssimazioni numeriche connesse all'utilizzo di elementi lastra quando si richiede l'analisi a impalcati infinitamente rigidi. Per quanto concerne i carichi, in fase di immissione dati, vengono definite, in numero a scelta dell'utente, condizioni di carico elementari le quali, in aggiunta alle azioni sismiche e variazioni termiche, vengono combinate attraverso coefficienti moltiplicativi per fornire le combinazioni richieste per le verifiche successive. L'effetto di disassamento delle forze orizzontali, indotto ad esempio dai torcenti di piano per costruzioni in zona sismica, viene simulato attraverso l'introduzione di eccentricità planari aggiuntive le quali costituiscono ulteriori condizioni elementari di carico da cumulare e combinare secondo i criteri del paragrafo precedente. Tipologicamente sono ammessi sulle travi e sulle pareti carichi uniformemente distribuiti e carichi trapezoidali; lungo le aste e nei nodi di incrocio delle membrature sono anche definibili componenti di forze e coppie concentrate comunque dirette nello spazio. Sono previste distribuzioni di temperatura, di intensità a scelta dell'utente, agenti anche su singole porzioni di struttura. Il calcolo delle sollecitazioni si basa sulle seguenti ipotesi e modalità: - travi e pilastri deformabili a sforzo normale, flessione deviata, taglio deviato e momento torcente. Sono previsti coefficienti riduttivi dei momenti di inerzia a scelta dell'utente per considerare la riduzione della rigidezza flessionale e torsionale per effetto della fessurazione del conglomerato

cementizio. E' previsto un moltiplicatore della rigidezza assiale dei pilastri per considerare, se pure in modo approssimato, l'accorciamento dei pilastri per sforzo normale durante la costruzione. - le travi di fondazione su suolo alla Winkler sono risolte in forma chiusa tramite uno specifico elemento finito; - le pareti in c.a. sono analizzate schematizzandole come elementi lastra-piastra discretizzati con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; - le pareti in muratura possono essere schematizzate con elementi lastra-piastra con spessore flessionale ridotto rispetto allo spessore membranale.- I plinti su suolo alla Winkler sono modellati con la introduzione di molle verticali elastoplastiche. La traslazione orizzontale a scelta dell'utente è bloccata o gestita da molle orizzontali di modulo di reazione proporzionale al verticale. - I pali sono modellati suddividendo l'asta in più aste immerse in terreni di stratigrafia definita dall'utente. Nei nodi di divisione tra le aste vengono inserite molle assialsimmetriche elastoplastiche precaricate dalla spinta a riposo che hanno come pressione limite minima la spinta attiva e come pressione limite massima la spinta passiva modificabile attraverso opportuni coefficienti. - i plinti su pali sono modellati attraverso aste di rigidezza elevata che collegano un punto della struttura in elevazione con le aste che simulano la presenza dei pali;- le piastre sono discretizzate in un numero finito di elementi lastra-piastra con passo massimo assegnato in fase di immissione dati; nel caso di platee di fondazione i nodi sono collegati al suolo da molle aventi rigidezze alla traslazione verticale ed richiesta anche orizzontale.- La deformabilità nel proprio piano di piani dichiarati non infinitamente rigidi e di falde (piani inclinati) può essere controllata attraverso la introduzione di elementi membranali nelle zone di solaio. - I disassamenti tra elementi asta sono gestiti automaticamente dal programma attraverso la introduzione di collegamenti rigidi locali.- Alle estremità di elementi asta è possibile inserire svincolamenti tradizionali così come cerniere parziali (che trasmettono una quota di ciò che trasmetterebbero in condizioni di collegamento rigido) o cerniere plastiche.- Alle estremità di elementi bidimensionali è possibile inserire svincolamenti con cerniere parziali del momento flettente avente come asse il bordo dell'elemento.- Il calcolo degli effetti del sisma è condotto, a scelta dell'utente, con analisi statica lineare, con analisi dinamica modale o con analisi statica non lineare, in accordo alle varie normative adottate. Le masse, nel caso di impalcati dichiarati rigidi sono concentrate nei nodi principali di piano altrimenti vengono considerate diffuse nei nodi giacenti sull'impalcato stesso. Nel caso di analisi sismica vengono anche controllati gli spostamenti di interpiano.

#### **1K.4 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN CEMENTO ARMATO**

Nel caso più generale le verifiche degli elementi in c.a. possono essere condotte col metodo delle tensioni ammissibili (D.M. 14-1-92) o agli stati limite in accordo al D.M. 09-01-96, al D.M. 14-01-08 o secondo Eurocodice 2. Le travi sono progettate e verificate a flessione retta e taglio; a richiesta è possibile la verifica per le sei componenti della sollecitazione. I pilastri ed i pali sono verificati per le sei componenti della sollecitazione. Per gli elementi bidimensionali giacenti in un medesimo piano è disponibile la modalità di verifica che consente di analizzare lo stato di verifica nei singoli nodi degli elementi. Nelle verifiche (a presso flessione e punzonamento) è ammessa la introduzione dei momenti di calcolo modificati in base alle direttive dell'EC2, Appendice A.2.8. I plinti superficiali sono verificati assumendo lo schema statico di mensole con incastri posti a filo o in asse pilastro. Gli ancoraggi delle armature delle membrature in c.a. sono calcolati sulla base della effettiva tensione normale che ogni barra assume nella sezione di verifica distinguendo le zone di ancoraggio in zone di buona o cattiva aderenza. In particolare il programma valuta la tensione normale che ciascuna barra può assumere in una sezione sviluppando l'aderenza sulla superficie cilindrica posta a sinistra o a destra della sezione considerata; se in una sezione una barra assume per effetto dell'aderenza una tensione normale minore di quella ammissibile, il suo contributo all'area complessiva viene ridotto dal programma nel rapporto tra la tensione normale che la barra può assumere per effetto dell'aderenza e quella ammissibile. Le verifiche sono effettuate a partire dalle aree di acciaio equivalenti così calcolate che vengono evidenziate in relazione. A seguito di analisi inelastiche eseguite in accordo a OPCM 3431 o D.M. 14-01-08

vengono condotte verifiche di resistenza per i meccanismi fragili (nodi e taglio) e verifiche di deformabilità per i meccanismi duttili.

#### **1K.5 VERIFICHE DELLE MEMBRATURE IN ACCIAIO**

Le verifiche delle membrature in acciaio (solo per utenti SismiCad acciaio) possono essere condotte secondo CNR 10011 (stato limite o tensioni ammissibili), CNR 10022, Eurocodice 3. Sono previste verifiche di resistenza e di instabilità. Queste ultime possono interessare superelementi cioè membrature composte di più aste. Le verifiche tengono conto, ove richiesto, della distinzione delle condizioni di carico in normali o eccezionali (I e II) previste dalle normative adottate.

#### **1L CARATTERIZZAZIONE GEOLOGICA: STRUTTURE GEOTECNICHE O DI FONDAZIONE: FASI DI REALIZZAZIONE DELL'OPERA**

Come ampiamente già illustrato, non si eseguono valutazioni particolari sulle fondazioni, date le risultanze delle indagini e le caratteristiche del fabbricato, oltre che l'ipotesi progettuale che non modifica nella sostanza il comportamento dell'edificio. L'edificio è stato realizzato in unica soluzione e le caratteristiche costruttive, geometriche, di armatura etc sono esaustivamente già riportate all'interno della relazione sulla vulnerabilità dell'edificio a cui si rimanda integralmente.

#### **1M INDICAZIONE DELLA CATEGORIA DI INTERVENTO PREVISTO:**

L'intervento prevede lavori diffusi sulle varie membrature strutturali, principalmente travi e nodi trave pilastro.

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento devono essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Per la combinazione sismica delle azioni, il valore di  $\zeta E$  può essere minore dell'unità. A meno di specifiche situazioni relative ai beni culturali, per le costruzioni di classe III ad uso scolastico e di classe IV il valore di  $\zeta E$ , a seguito degli interventi di miglioramento, **deve essere comunque non minore di 0,6 con un miglioramento rispetto allo stato di fatto pari ad almeno 0.1,**

Avendo raggiunto un livello di sicurezza **almeno pari a 0.8** in assenza delle condizioni riportate nei casi a, b, d del capitolo 8.43 l'intervento, può essere inquadrato all'interno della categoria 8.4.3 ADEGUAMENTO SISMICO ovvero MIGLIORAMENTO con livello minimo 0.8..

#### **1N DESCRIZIONE DELLA STRUTTURA ESISTENTE NEL SUO INSIEME:**

Come già riportato al capitolo 1L si rimanda integralmente alla relazione sulla vulnerabilità per la definizione della struttura esistente.

## 10 DEFINIZIONE DELLE PROPRIETA' DEI MATERIALI – LIVELLO DI CONOSCENZA

La conoscenza delle strutture in calcestruzzo armato passa generalmente attraverso l'acquisizione dei seguenti dati:

- *documenti di progetto con particolare riferimento a relazioni ed elaborati grafici strutturali: nel caso in esame praticamente inesistenti;*
- *eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione: tutta la documentazione di archivio, come sopra specificato;*
- *rilievo strutturale geometrico e dei dettagli esecutivi;*
- *prove in situ e/o in laboratorio.*

In generale occorre acquisire dati sugli aspetti seguenti:

- *identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al § 7.2.2 delle NTC; quanto sopra è stato ottenuto soprattutto sulla base dei disegni originali; laddove necessario, anche sulla base di un rilievo ex novo, con le limitazioni di cui sopra;*
- *informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali,*
- *informazioni su possibili difetti locali dei materiali e dei particolari costruttivi (armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna, etc.), dall'esame visivo;*
- *rivalutazione dei carichi variabili, in funzione della destinazione d'uso;*
- *identificazione delle strutture di fondazione;*
- *informazioni sui quantitativi delle armature, sulle proprietà meccaniche dei materiali, desunte dal collaudo e da prove in situ;*
- *informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore delle azioni di progetto;*

La quantità e qualità dei dati acquisiti, relativamente a geometria, dettagli costruttivi e proprietà dei materiali, determina il metodo di analisi e il livello di conoscenza da utilizzare nelle verifiche di sicurezza.

Con l'obiettivo di caratterizzare i materiali strutturali e stabilire gli spessori degli elementi strutturali, si è formulato quindi il piano delle indagini da eseguire.

### 5.5.1 Conglomerato cementizio armato

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza, richiamati in normativa, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti.

Il livello di "conoscenza accurata" LC3 si intende raggiunto quando:

- *la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso è effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni;*

- i dettagli sono noti o da un'esauritiva verifica in-situ oppure dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è effettuata una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti;
- informazioni sulle proprietà dei materiali e sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali, o da esauritive verifiche in situ. Nel primo caso sono anche eseguite estese prove in situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite esauritive prove in-situ.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza accurata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici. Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1$ .

Il livello di "conoscenza adeguata" LC2 si intende raggiunto quando:

- la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni;
- i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica in situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti;
- Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici. il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,2$ .

Il livello di "conoscenza limitata" LC1 si intende raggiunto quando:

- la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.
- i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e sono ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione. È richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti.
- non sono disponibili informazioni sulle proprietà dei materiali e sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni costruttivi né da certificati di prova. Si adottano valori usuali della pratica costruttiva dell'epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata viene in genere eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici. Il corrispondente fattore di confidenza è  $FC=1,35$ .

Secondo il punto C8.5.2.2, il rilievo è finalizzato alla definizione sia della geometria esterna, sia dei dettagli di tutti gli elementi costruttivi effettivamente raggiungibili, con funzione strutturale o meno. Per gli elementi

aventi funzione strutturale la geometria esterna deve essere sempre descritta in maniera la più completa possibile, allo scopo di ottenere un modello di calcolo affidabile, mentre i dettagli, spesso occultati alla vista (ad esempio la disposizione delle armature), possono essere rilevati a campione, estendendo poi le valutazioni agli altri elementi operando per analogia, anche in forza delle norme vigenti e dei prodotti in commercio all'epoca della costruzione.

Nel caso in esame, volendo giungere ad un livello **di conoscenza LC3** avendo a disposizione disegni originali (con dettagli), e relazioni di calcolo ma non certificati di prova, si procede al rilievo geometrico a campione per l'identificazione delle sezioni in gioco e corrispondenza con gli elaborati grafici e si sono commissionate estese prove in situ eseguite dalla ditta 4Emme che ha quindi rilasciato rapporti di prova e certificati originali.

**Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio**

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(\*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Seguendo lo schema proposto dalla tabella di cui sopra, le indagini da eseguire in situ sono del tipo LIMITATO (in presenza di elaborati progettuali) per quanto riguarda i dettagli strutturali e di tipo ESTESO per quanto riguarda le proprietà dei materiali.

La tabella C8.5.V fornisce indicazioni di metodo, per quantificare le prove da eseguire sul manufatto per conoscenza estesa di materiali e dettagli costruttivi.

**Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.**

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)(d)</sup>
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Per quanto riguarda i carichi permanenti agenti sui solai si sono assunti i valori di progetto originale. Per quanto riguarda il carico neve, si è assunto il carico ad oggi vigente per la zona in esame, con la precisazione che "tra i casi per i quali è obbligatorio procedere alla verifica della costruzione e escluso il caso conseguente ad una eventuale variazione dell'entità delle azioni a seguito di una revisione o della

normativa o delle zonazioni che differenziano le azioni ambientali (sisma, neve, vento) nelle diverse parti del territorio italiano”.

Si sono eseguite prove dirette distruttive sugli elementi in c.a. sia per quanto riguarda il calcestruzzo sia per l'acciaio in modo da ottenere un livello di conoscenza LC3 con FC=1.

Le risultanze delle prove sono le seguenti (relazione di prova allegata alla relazione saggi conoscitivi).

CERTIFICATO / ZEUGNIS			NR. 24791		del / vom 01/06/2023						
Dati dichiarati / Angegebene Daten			Risultati di prova / Prüfergebnisse								
Sigla Kennz.	Data estrazione Entnehmungs- datum	Posizione in opera Bauteil	Dimensioni Abmessungen [mm]		h/d	Massa volumica Dichte [kg/m³]	Resistenza a compressione Druckfestigkeit f <sub>c</sub> [N/mm²]	Tipo rottura Bruchtyp	Max inerte Max Gestein Ø [mm]	Armatura rilevata Bewehrung [mm]	Data prova Prüfdatum
			Ø	h							
FA1	11/05/2023	Pilastro	94	94	1/1	2137	21,4	S	8	-	31/05/2023
FA2	11/05/2023	Pilastro	94	94	1/1	2116	19,6	S	9	-	31/05/2023
FA3	11/05/2023	Pilastro	94	94	1/1	2116	19,8	S	10	-	31/05/2023
FA4	11/05/2023	Trave	94	94	1/1	2272	29,7	S	20	-	31/05/2023
Legenda/ Legende: S = rottura soddisfacente / genügender Bruch NS = rottura non soddisfacente / ungenügender Bruch											
Note / Anmerkungen: i provini sono stati tagliati e rettificati / die Probekörper sind abgeschnitten und geschliffen worden.											
Attrezzatura utilizzata / Verwendete Ausrüstung					Certificato di taratura / Eichungszeugnis						
Nr.	Tipo / Typ	Matricola / Matrikel	Marca / Marke	Portata / Traglast	Nr.	Data / Datum	Ente / Anstalt				
02	65-L1201/*_C8232	02042333	Controls	250 kN	LAT 104 2100/2022	06/12/2022	Politecnico di Milano				
01	50-C5902/*_C8232	02042332	Controls	3000 kN	LAT 104 2098/2022	06/12/2022	Politecnico di Milano				

Secondo le linee guida del CSLLP del 2008 la resistenza cilindrica  $R_c$  si ricava dal valore  $f_{car}$  di schiacciamento della carota con la seguente relazione (nel nostro caso  $h/d=1$ ):

$$R_c = \left[ 1 + 0.25 \cdot \left( \frac{h}{d} - 1 \right) \right] \cdot f_{car}$$

Ovvero  $R_c = f_{car}$  ossia circa 20 N/mmq

In progetto originale si ricavano le seguenti informazioni:

- 2.1.4. Getti di solidarizzazione solaio:  $R'_{bk}$  250 kg/cmq
- 2.1.5. Elementi strutturali principali prefabbricati;  $R'_{bk}$  400 kg/cmq come da sistematici controlli statistici eseguiti dallo stabilimento di produzione.
- 2.1.6. Elementi strutturali in opera:  $R'_{bk}$  250 kg/cmq
- 2.2. ARMATURE METALLICHE
- 2.2.1. Per tutti gli elementi strutturali prefabbricati:  
armatura longitudinale acciaio FeB 44;  $R_{ak}(S)$  4400 kg/cmq  
armatura trasversale (staffe) acciaio FeB 42;  $R_{ak}(S)$  4400 kg/cmq
- 2.2.2. Per tutti gli elementi in opera  
armatura longitudinale acciaio FeB 44.;  $R_{ak}(S)$  4400 kg/cmq.  
armatura trasversale (staffe) acciaio FeB 44.;  $R_{ak}(S)$  4400 kg/cmq.



Con riferimento al livello di conoscenza LC3, in base a quanto riportato nella circolare, si adotteranno i valori medi dei parametri meccanici definiti di seguito:

**Calcestruzzi per travi di copertura di classe C32/40 LC3 (comunque non considerati in fase progettuale in quanto da rimuovere)**

Sulla base delle prove eseguite e dei valori riportati negli elaborati di progetto si può confermare che per Calcestruzzi per strutture in opera si ottiene **classe C20/25 con LC3**.

Per quanto riguarda l'acciaio, vista la relazione originale e le risultanze delle prove specifiche:

Certificato / Zertifikat			NR 25036			del/vom: 04/07/2023				
Dati dichiarati /Angegebene Daten			Risultati di prova / Prüfergebnisse							
Sigla Kennzeich- en	Data estrazione Entnahmedatum	Posizione in opera Bauteil	Tipo di acciaio Stahltyp	Ø Eff. Efk. Ø [mm]	Lunghezza Länge [mm]	Tensione di snervamento Streckgrenze $f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Tensione di rottura Zugfestigkeit $f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Agt %	Tipo barra Bar-Typ	Data prova Prüfdatum
1	11/05/2023	Setto interrato	--	9,78	449	532,4	730,9	9,8	A.M.	07/06/2023
2	11/05/2023	Setto interrato	--	7,50	418	567,7	777,0	9,3	A.M.	07/06/2023

Legenda / Legende:

ND=non dichiarato / nicht angegeben

NE = non eseguito / nicht ausgeführt

**Si assume acciaio d'armatura FeB44k LC3**

**I certificati rinvenuti all'interno della relazione a struttura ultimata sono riferiti solo alla produzione in fabbrica degli elementi prefabbricati, e confermano la qualità del calcestruzzo usato per la costruzione (delle travi prefabbricate)**

In generale, con riferimento a quanto riportato nel §8.7.1.5, nel caso di analisi elastica con il fattore di comportamento (già fattore di struttura)  $q$ , il valore di calcolo del generico parametro di resistenza ( $R_{m,d}$ ) del materiale da utilizzare nelle verifiche si ricava dividendo il valore medio ( $R_m$ ) per il **fattore di confidenza** e per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale:

$$R_{m,d} = \frac{R_m}{\gamma_m \cdot FC}$$

Nel caso di analisi non lineare, i valori di calcolo delle resistenze da utilizzare sono ottenuti dividendo i valori medi per i rispettivi fattori di confidenza ( $\gamma_m=1$ ).

## 1P DESCRIZIONE CONFRONTO TRA SICUREZZA PRECEDENTE E POST INTERVENTO

L'edificio risulta adeguato per un sisma pari al 80% rispetto a quello previsto per nuove costruzioni poste nella stessa zona.

In riferimento al requisito di miglioramento minimo pari a 0.1 richiesto dalla norma è sufficiente segnalare che allo stato di fatto l'indice minimo rilevato è pari a 0.23 (rottura nodo). L'incremento di sicurezza è

pertanto pari a 0.53.

Di seguito la tabella consuntiva con gli indici di rischio riferiti ad un sisma pari all'80% di quello previsto dalla norma per la zona in esame, valori pari a 1 significano indice di rischio pari a 80%, Valori superiori indice di rischio superiore a 80%.

Verifiche condotte secondo D.M. 17-01-18 (N.T.C.) § C8.7.2.4

### Accelerazioni e tempi di ritorno

Percentuale di adeguamento 80

Accelerazione di aggancio SLO (ag/g\_SLO\*S\*ST) PGA,SLOrif = 0.073

Accelerazione di aggancio SLD (ag/g\_SLD\*S\*ST) PGA,SLDrif = 0.092

Accelerazione di aggancio SLV (ag/g\_SLV\*S\*ST) PGA,SLVrif = 0.2

Tr,SLOrif = 24 anni

Tr,SLDrif = 46 anni

Tr,SLVrif = 373 anni

### Moltiplicatori minimi delle condizioni sismiche

(Il valore di  $\zeta E$  corrisponde al valore di I.R. PGA secondo quanto riportato nella Circolare 7 21-01-19 §C8.3)

#### Rottura a taglio

Moltiplicatore: 0.78

Pilastrata 26

Valori azioni gravitazionali N= -28678.3 Tx= 27 Ty= 271

Valori azioni sismiche N= 7864.8 Tx= -10881.5 Ty= 2520.8

Tagli ultimi Tx= 10852.6 Ty= 10852.6

Combinazione SLV 2

Sezione a quota 10.8

Tempo di ritorno 376 anni

Indicatore  $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 1.003$

PGA 0.201

Indicatore  $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 1.003$

Fattore di accelerazione fa = 0.8021

#### Rottura a flessione

Moltiplicatore: 0.789

Pilastrata 26

Valori azioni gravitazionali N= -26561.6 Mx= 100044.8 My= 5339.2

Valori azioni sismiche N= 5305.3 Mx= 477425 My= -1386236

Momenti ultimi Mx= 577028.8 My= -1379842.4

Combinazione SLV 2

Sezione a quota 350

Tempo di ritorno 388 anni

Indicatore  $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 1.016$

PGA 0.203

Indicatore  $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 1.014$

Fattore di accelerazione fa = 0.811

#### Rottura di un nodo

Moltiplicatore: 0.977

Pilastrata 56

Combinazione SLD 6

Sezione a quota 375

Tempo di ritorno 70 anni

Indicatore  $iTr=(Tr/Tr,SLDrif)^{.41} = 1.188$

PGA 0.111

Indicatore  $iPGA=PGA/PGA,SLDrif = 1.209$

Fattore di accelerazione fa = 0.9669

#### Raggiungimento della pressione massima al suolo

Moltiplicatore: 11.447

Combinazione SLV fondazioni 6

Nodo 1257 di coordinate 2843.2;-873.5;-280.0

Tempo di ritorno 2475 anni

Indicatore  $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 2.173$

PGA 0.342

Indicatore  $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 1.708$

Fattore di accelerazione fa = 1.3665

#### Raggiungimento portanza delle travi di fondazione

Moltiplicatore: 1.861

Combinazione SLV FO 2

Elemento Trave di fondazione a "Fondazione intermedia" 46-47

**PROGETTO ESECUTIVO**  
**Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks**  
**Relazione di calcolo**

Tempo di ritorno 2475 anni  
Indicatore  $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 2.173$   
PGA 0.342  
Indicatore  $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 1.708$   
Fattore di accelerazione  $fa = 1.3665$

**Raggiungimento scorrimento delle travi di fondazione**

Moltiplicatore: 0.651  
Combinazione SLV FO 9  
Elemento Trave di fondazione a "Fondazione 2" 8-9  
Tempo di ritorno 233 anni  
Indicatore  $iTr=(Tr/Tr,SLVrif)^{.41} = 0.825$   
PGA 0.169  
Indicatore  $iPGA=PGA/PGA,SLVrif = 0.847$   
Fattore di accelerazione  $fa = 0.6779$

**Indicatori minimi riferiti al solo materiale C.A.**

Desc.	Stato limite	Molt.	Comb.	PGA	<b>iPGA (€)</b>	TR	$(TR/TRrif)^{.4}$ 1	fa
Trave a "Cordolo intermedio" 13-53	Taglio	1.293	SLV 14	0.3197	1.5985	1893	1.9464	1.2788
	Flessione	0.975	SLV 14	0.2446	1.2231	668	1.2699	0.9785
Pilastrata 26	Taglio	0.78	SLV 2	0.2005	1.0026	376	1.0033	0.8021
	Flessione	0.789	SLV 2	0.2028	1.0138	388	1.0163	0.811
Parete 1-61	Taglio nuclei	6.059	SLV 1	0.3416	1.7081	2475	2.1725	1.3665
Parete 9-10	Pressoflessione nuclei	1.248	SLV 16	0.3092	1.5462	1655	1.8421	1.237
Pilastrata 56	Nodi	0.977	SLD 6	0.1112	1.2086	70	1.1878	0.9669

**Verifica a flessione semplice e a taglio delle travi**

Trave	Pressoflessione						Taglio						Verifica
	Coeff.s.	Molt.	<b>iPGA (€)</b>	ITR	campata	dist.	Coeff.s.	Molt.	<b>iPGA (€)</b>	ITR	campata	dist.	
Trave a "Fondazione 1" 3-1	0.539	7.63	1.708	2.173	1	20	2.073	173.038	1.708	2.173	1	80.7	No
Trave a "Piano 1" 6-55	0.537	4.03	1.708	2.173	4	183	0.876	6.917	1.708	2.173	4	406.7	No
Trave a "Piano 1" 12-52	0.986	0.9	1.228	1.276	2	40.7	1.536	2.237	1.708	2.173	4	585	No
Trave a "Cordolo intermedio" 12-13	1.243	1.33	1.65	2.051	3	478.3	1.568	2.041	1.708	2.173	3	20	Si
Trave a "Cordolo intermedio" 13-53	0.967	0.97	1.223	1.27	4	25	1.176	1.293	1.598	1.946	4	585	No
Trave a "Cordolo intermedio" 52-53	1.048	1.14	1.429	1.617	2	20	1.226	1.362	1.679	2.112	2	492.5	Si

**Verifica a pressoflessione e taglio dei pilastri; verifica dei nodi; verifica di instabilità**

Pilastro	Pressoflessione				Taglio				Nodi				Instabilità	Verifica
	C.S. PF	Molt.	<b>iPGA (€)</b>	ITR	C.S. T	Molt.	<b>iPGA (€)</b>	ITR	C.S. N	Molt.	<b>iPGA (€)</b>	ITR	Conf.	
Pilastrata 5	1.14	21.093	1.708	2.173	2.524	23.791	1.708	2.173	2.166	2048	1.708	2.173	No	Si
Pilastrata 6	3.891	2.873	1.708	2.173	2.345	2.463	1.708	2.173	25.531	8.266	1.708	2.173	No	Si
Pilastrata 7	2.13	2.012	1.708	2.173	1.187	1.191	1.48	1.713	0.979	0.998	1.239	1.215	No	No
Pilastrata 8	1.012	1.011	1.264	1.326	1.61	1.634	1.708	2.173	1.553	1.986	1.708	2.173	No	Si
Pilastrata 10	1.318	1.294	1.6	1.949	1.569	1.579	1.708	2.173	1.478	1.469	1.708	2.173	No	Si
Pilastrata 12	0.819	0.866	1.105	1.125	0.997	0.998	1.247	1.3	1.423	4.705	1.708	2.173	No	No
Pilastrata 13	0.784	0.817	1.048	1.057	1.082	1.072	1.339	1.453	4.844	3.385	1.708	2.173	No	No
Pilastrata 15	2.502	2.278	1.708	2.173	1.915	2	1.708	2.173						Si
Pilastrata 17	0.747	0.823	1.054	1.064	0.795	0.793	1.019	1.023	1.19	4.001	1.708	2.173	No	No
Pilastrata 22	1.023	1.018	1.273	1.341	1.832	1.853	1.708	2.173	1.482	5.375	1.708	2.173	No	Si
Pilastrata 24	3.308	2.264	1.708	2.173	1.908	1.933	1.708	2.173						Si
Pilastrata 26	0.71	0.789	1.014	1.016	0.779	0.78	1.003	1.003	1.201	3.912	1.708	2.173	No	No
Pilastrata 31	0.918	0.933	1.178	1.214	1.654	1.654	1.708	2.173	1.271	4.944	1.708	2.173	No	No
Pilastrata 33	3.342	2.285	1.708	2.173	1.945	1.954	1.708	2.173						Si
Pilastrata 35	0.8	0.862	1.1	1.118	0.797	0.825	1.058	1.068	1.205	3.883	1.708	2.173	No	No
Pilastrata 40	0.921	0.936	1.182	1.218	1.695	1.694	1.708	2.173	1.253	1.953	1.708	2.173	No	No
Pilastrata 42	2.501	2.234	1.708	2.173	1.957	2.083	1.708	2.173						Si
Pilastrata 44	0.839	0.891	1.131	1.157	0.838	0.843	1.079	1.093	1.193	3.988	1.708	2.173	No	No
Pilastrata 49	1.029	1.023	1.278	1.35	1.831	1.852	1.708	2.173	1.476	5.375	1.708	2.173	No	Si
Pilastrata 52	0.726	0.791	1.016	1.02	1.262	1.264	1.564	1.878	3.11	2.57	1.708	2.173	No	No
Pilastrata 53	0.782	0.813	1.046	1.054	1.061	1.056	1.32	1.42	4.789	3.361	1.708	2.173	No	No
Pilastrata 55	2.773	2.282	1.708	2.173	1.316	1.375	1.694	2.143	21.744	7.918	1.708	2.173	No	Si
Pilastrata 56	1.152	1.138	1.419	1.597	1.269	1.278	1.583	1.914	0.916	0.977	1.209	1.188	No	No
Pilastrata 57	0.848	0.849	1.085	1.1	1.186	1.19	1.479	1.711	1.234	1.219	1.512	1.775	No	No
Pilastrata 58	1.395	1.362	1.678	2.11	1.594	1.594	1.708	2.173	1.716	3.825	1.708	2.173	No	Si

**Riepilogo dei dati per la verifica dei nodi secondo Circolare 7 21-01-19 §C8.7.2.3.5**

Pilastro	Quota	Ag	Angolo Trave	Compressione					Trazione				
				Vnc	Nc	Snc	Snc,lim	Comb. c	Vnt	Nt	Snt	Snt,lim	Comb. t
Pilastrata 5	-22	1600	90	9402	0	4.748	58.792	SLV 5	9402	0	4.748	10.287	SLV 5
Pilastrata 6	365	1600	0	794	0	0.403	58.792	SLV 2	794	0	0.403	10.287	SLV 2
Pilastrata 7	375	1600	90	13795	0	10.507	58.792	SLD 5	13795	0	10.507	10.287	SLD 5
Pilastrata 8	375	1600	270	13795	0	10.507	58.792	SLD 5	13795	0	10.507	10.287	SLD 5
Pilastrata 10	375	1600	90	8696	0	6.623	58.792	SLD 9	8696	0	6.623	10.287	SLD 9
Pilastrata 12	375	1600	270	8696	0	6.623	58.792	SLD 9	8696	0	6.623	10.287	SLD 9
Pilastrata 13	375	1600	90	9139	0	6.961	58.792	SLV 8	9139	0	6.961	10.287	SLV 8
Pilastrata 17	415	2500	90	18189	-7662	10.983	58.792	SLV 1	18189	-7662	7.229	10.287	SLV 1
Pilastrata 13	375	2500	0	2949	-8162	4.466	58.792	SLV 14	2949	-8162	0.467	10.287	SLV 14
Pilastrata 17	415	2500	180	22496	-11047	14.054	58.792	SLV 14	22496	-11047	8.642	10.287	SLV 14

**PROGETTO ESECUTIVO**  
Intervento di Miglioramento Sismico Palestra Fairbanks  
Relazione di calcolo

Pilastro	Quota	Ag	Angolo Trave	Compressione					Trazione				
				Vnc	Nc	Snc	Snc,lim	Comb. c	Vnt	Nt	Snt	Snt,lim	Comb. t
	415	2500	0	22496	-11047	14.054	58.792	SLV 14	22496	-11047	8.642	10.287	SLV 14
Pilastrata 22	375	2500	180	19091	-11547	12.599	58.792	SLV 4	19091	-11547	6.943	10.287	SLV 4
	375	2500	0	19091	-11547	12.599	58.792	SLV 4	19091	-11547	6.943	10.287	SLV 4
Pilastrata 26	415	2500	180	22337	-11047	13.979	58.792	SLV 3	22337	-11047	8.567	10.287	SLV 3
	415	2500	0	22337	-11047	13.979	58.792	SLV 3	22337	-11047	8.567	10.287	SLV 3
Pilastrata 31	375	2500	180	21534	-11547	13.751	58.792	SLD 3	21534	-11547	8.094	10.287	SLD 3
	375	2500	0	21534	-11547	13.751	58.792	SLD 3	21534	-11547	8.094	10.287	SLD 3
Pilastrata 35	415	2500	180	22281	-11047	13.952	58.792	SLV 3	22281	-11047	8.54	10.287	SLV 3
	415	2500	0	22281	-11047	13.952	58.792	SLV 3	22281	-11047	8.54	10.287	SLV 3
Pilastrata 40	375	2500	180	21780	-11547	13.867	58.792	SLD 16	21780	-11547	8.21	10.287	SLD 16
	375	2500	0	21780	-11547	13.867	58.792	SLD 16	21780	-11547	8.21	10.287	SLD 16
Pilastrata 44	415	2500	180	22450	-11047	14.032	58.792	SLV 3	22450	-11047	8.62	10.287	SLV 3
	415	2500	0	22450	-11047	14.032	58.792	SLV 3	22450	-11047	8.62	10.287	SLV 3
Pilastrata 49	375	2500	180	19145	-11547	12.625	58.792	SLV 15	19145	-11547	6.968	10.287	SLV 15
	375	2500	0	19145	-11547	12.625	58.792	SLV 15	19145	-11547	6.968	10.287	SLV 15
Pilastrata 52	415	2500	90	9866	-7662	7.062	58.792	SLV 2	9866	-7662	3.308	10.287	SLV 2
	415	2500	180	5141	-7662	5.018	58.792	SLV 2	5141	-7662	1.264	10.287	SLV 2
Pilastrata 53	375	2500	180	2990	-8162	4.478	58.792	SLV 1	2990	-8162	0.479	10.287	SLV 1
	375	2500	270	7418	-8162	6.147	58.792	SLV 9	7418	-8162	2.148	10.287	SLV 9
Pilastrata 55	365	1600	180	932	0	0.473	58.792	SLV 15	932	0	0.473	10.287	SLV 15
Pilastrata 56	375	1600	90	14745	0	11.23	58.792	SLD 6	14745	0	11.23	10.287	SLD 6
	375	1600	270	14745	0	11.23	58.792	SLD 6	14745	0	11.23	10.287	SLD 6
Pilastrata 57	375	1600	90	10949	0	8.339	58.792	SLV 12	10949	0	8.339	10.287	SLV 12
	375	1600	270	10949	0	8.339	58.792	SLV 12	10949	0	8.339	10.287	SLV 12
Pilastrata 58	375	1600	90	7869	0	5.993	58.792	SLV 8	7869	0	5.993	10.287	SLV 8
	375	1600	270	7869	0	5.993	58.792	SLV 8	7869	0	5.993	10.287	SLV 8

### Verifica a pressoflessione e taglio delle pareti esistenti

Titolo	Pressoflessione					Taglio					Verifica
	Elemento	Coeff.s.	Molt.	iPGA (ZE)	ITR	Elemento	Coeff.s.	Molt.	iPGA (ZE)	ITR	
Parete 1-61	Nucleo N1	5.806	12.8	1.708	2.173	Nucleo N1	5.164	6.05	1.708	2.173	Si
Parete 2-7	Nucleo N1	45.9	62.09	1.708	2.173	Nucleo N1	8.931	13.17	1.708	2.173	Si
Parete 3-4	Nucleo N1	8.43	3.24	1.708	2.173	Nucleo N1	538.53	10	1.708	2.173	Si
Parete 4-8	Nucleo N1	4.347	12.74	1.708	2.173	Nucleo N1	7.114	8.77	1.708	2.173	Si
Parete 6-8	Nucleo N1	5.2	6.44	1.708	2.173	Nucleo N1	24.544	14.11	1.708	2.173	Si
Parete 8-9	Nucleo N1	2.353	2.9	3.392	4.41	Nucleo N1	4.099		1.708	2.173	Si
Parete 9-10	Nucleo N1	1.335	1.24	1.546	1.842	Nucleo N1	5.048	8.09	1.708	2.173	Si
Parete 15-17	Nucleo N1	27.277	2.57	3.015	3.628	Nucleo N1	15.831	34.08	1.708	2.173	Si
Parete 17-19	Nucleo N1	129.27	40.7	1.708	2.173	Nucleo N1	14.501	21.95	1.708	2.173	Si
Parete 19-20	Nucleo N1	358.22	10	1.708	2.173	Nucleo N1	51.511	35.00	1.708	2.173	Si
Parete 24-26	Nucleo N1	28.287	2.68	3.132	3.865	Nucleo N1	45.283	75.42	1.708	2.173	Si
Parete 26-28	Nucleo N1	177.91	22.40	1.708	2.173	Nucleo N1	12.463	9.45	1.708	2.173	Si
Parete 28-29	Nucleo N1	323.30	10	1.708	2.173	Nucleo N1	25.368	15.32	1.708	2.173	Si
Parete 33-35	Nucleo N1	27.923	22.98	1.708	2.173	Nucleo N1	45.006	75.82	1.708	2.173	Si
Parete 35-37	Nucleo N1	177.37	42.22	1.708	2.173	Nucleo N1	21.917	12.14	1.708	2.173	Si
Parete 37-38	Nucleo N1	352.41	10	1.708	2.173	Nucleo N1	22.986	11.68	1.708	2.173	Si
Parete 42-41	Nucleo N1	31.644	33.9	1.708	2.173	Nucleo N1	18.607	34.11	1.708	2.173	Si
Parete 44-46	Nucleo N1	162.12	10	1.708	2.173	Nucleo N1	18.303	12.06	1.708	2.173	Si
Parete 46-47	Nucleo N1	343.06	10	1.708	2.173	Nucleo N1	20.917	9.68	1.708	2.173	Si
Parete 55-61	Nucleo N1	1.887	3.33	1.708	2.173	Nucleo N1	26.167	26.19	1.708	2.173	Si
Parete 60-56	Nucleo N1	1.308	1.26	1.567	1.883	Nucleo N1	11.527	13.31	1.708	2.173	Si
Parete 61-60	Nucleo N1	128.97	23.00	1.708	2.173	Nucleo N1	9.434	9.43	1.708	2.173	Si

### Significato dei simboli utilizzati:

Le unità di misura elencate sono in [cm, daN, deg] ove non espressamente specificato.

**Desc.:** descrizione.

**Stato limite:** (C.A.) tipologia di verifica analizzata.

**Molt.:** moltiplicatore minimo della azione sismica che produce lo stato limite.

**Comb.:** combinazione.

**PGA:** accelerazione al suolo.

**iPGA (ZE):** indicatore di rischio sismico in termini di PGA ovvero rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dall'elemento e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto nuovo (§C8.3).

**TR:** tempo di ritorno.

**(TR/TRrif)^.41:** indicatore di rischio sismico in termini di periodo di ritorno.

**fa:** fattore di accelerazione.

**Trave:** titolo della trave.

**Verifica:** stato di verifica.

**Pressoflessione:** dati della verifica a pressoflessione.

**Coeff.s.:** coefficiente di sicurezza a flessione.

**iTR:** indicatore di rischio sismico in termini di tempo di ritorno.

**campata:** campata di riferimento.

**dist.:** ascissa relativa all'inizio della campata. [cm]

**C.S. PF:** coefficiente di sicurezza a flessione.

**Elemento:** elemento che fa parte della verifica della parete.

**Taglio:** dati della verifica a taglio.

**Coeff.s.:** coefficiente di sicurezza a taglio.

**C.S. T:** coefficiente di sicurezza a taglio.

**Pilastro:** titolo del pilastro.

**Instabilità:** coefficiente di sicurezza instabilità.

**Nodi:** dati della verifica dei nodi.

**C.S. N:** coefficiente di sicurezza del nodo.

**Conf.:** nodo interamente confinato.

**Pilastro:** pilastro cui appartiene il nodo.

**Quota:** quota del nodo. [cm]

**Ag:** area della sezione trasversale del pilastro. [cm<sup>2</sup>]

**Angolo Trave:** angolo della giacitura della trave considerata rispetto al sistema di riferimento globale. [deg]

**Compressione:** dati della verifica della tensione di compressione del nodo.

**Vnc:** azione tagliante sul nodo per il calcolo della tensione di compressione. [daN]

**Nc:** azione assiale sul nodo per il calcolo della tensione di compressione. [daN]

**Snc:** tensione di compressione agente. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Snc,lim:** tensione di compressione limite. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Comb. c:** combinazione che dà il valore peggiore per la tensione di compressione.

**Trazione:** dati della verifica della tensione di trazione del nodo.

**Vnt:** azione tagliante sul nodo per il calcolo della tensione di trazione. [daN]

**Nt:** azione assiale sul nodo per il calcolo della tensione di trazione. [daN]

**Snt:** tensione di trazione agente. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Snt,lim:** tensione di trazione limite. [daN/cm<sup>2</sup>]

**Comb. t:** combinazione che dà il valore peggiore per la tensione di trazione.

**Titolo:** titolo della verifica della parete.

## 2 RELAZIONE DI CALCOLO : TABULATI DI PROGETTO

Per quanto riguarda i tabulati di calcolo completi anche di verifiche e altri dati di input estesi, si rimanda agli allegati in pdf elaborato 8.1.