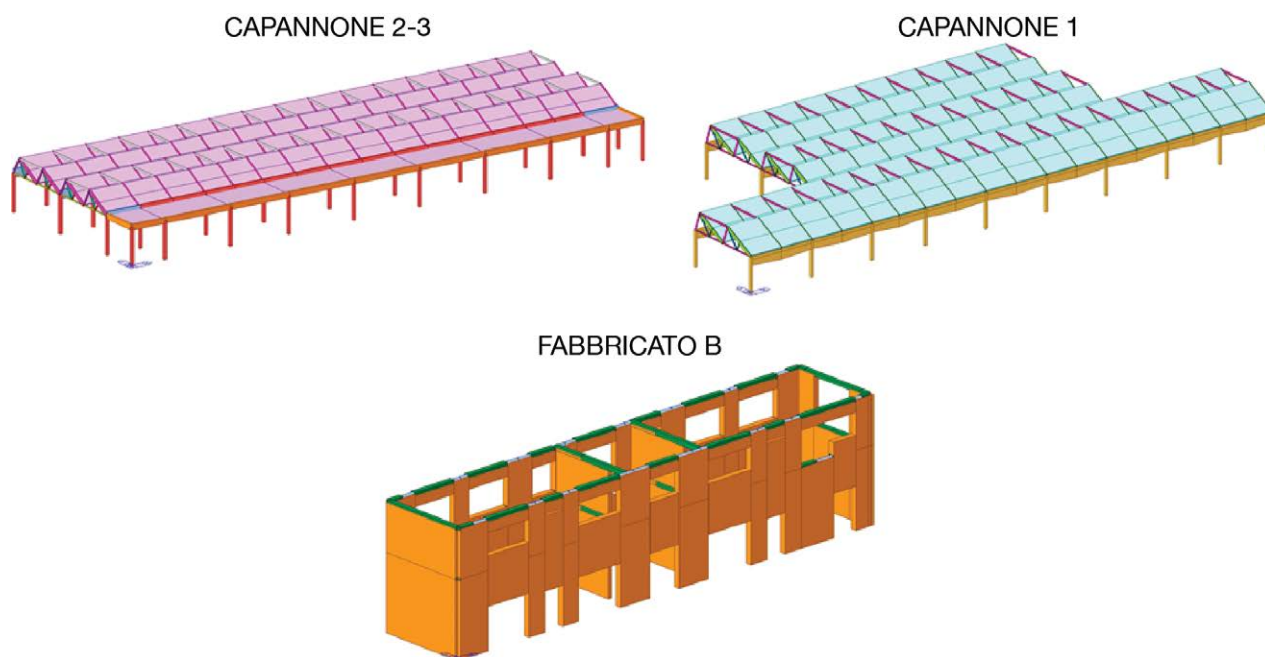


## Valutazione di vulnerabilità sismica di tre fabbricati industriali realizzati negli anni 1961 e 1969

Paolo Ruggeri<sup>1</sup>, Leonardo Isgrò<sup>2</sup>, Luca Giovonetti<sup>3</sup> ■



### Nome dell'opera/progetto:

Analisi di vulnerabilità sismica di tre fabbricati industriali esistenti

### Tipo di progetto:

Analisi di vulnerabilità sismica di fabbricati industriali

### Responsabile scientifico:

Ing. Paolo Ruggeri - Enarch S.r.l.

### Impresa coinvolta:

Enarch Società di Ingegneria S.r.l., Piazza Savoia, 6 - 10122 Torino  
E-mail: [info@enarch.it](mailto:info@enarch.it)

### Consulente Specialista per le indagini geofisiche e geotecniche:

Dott. Geol. Giorgio Negrini  
Via Sant'Ambrogio, 24 - 27058 Voghera (PV)

### 1. Sommario

In questo articolo viene illustrato l'approccio per l'esecuzione di una valutazione di vulnerabilità sismica di tre fabbricati facenti parte di un complesso di edifici industriali costruiti negli anni '60 del secolo scorso ed ubicati in Provincia di Torino. In esso viene descritta la metodologia utilizzata per poter effettuare le necessarie valutazioni, in termini di resistenza e capacità delle strutture degli edifici in esame, fedeli al reale comportamento degli stessi sotto l'azione sismica. Vengono descritte e riportate le indagini e le ricerche preliminari effettuate per poter realizzare idonei modelli di calcolo agli elementi finiti che rappresentino geometricamente e meccanicamente le varie strutture, assegnando ad esse un corretto "Fattore di Confidenza" e per poter definire correttamente gli spettri sismici di progetto da utilizzare. Successivamente vengono espone le analisi condotte sulle strutture dei tre fabbricati, partendo dall'analisi statica lineare ed arrivando a svolgere un'analisi elasto-plastica non lineare statica di tipo Pushover, a valle di una preventiva analisi dinamica lineare.

<sup>1</sup> Progettista Strutturale - Enarch S.r.l., Torino - [paolo.ruggeri@enarch.it](mailto:paolo.ruggeri@enarch.it)

<sup>2</sup> Supporto alla modellazione strutturale - Enarch S.r.l., Torino - [utec.7@enarch.it](mailto:utec.7@enarch.it)

<sup>3</sup> Supporto alle indagini strutturali - Enarch S.r.l., Torino - [utec.3@enarch.it](mailto:utec.3@enarch.it)

Al termine si trattano le verifiche dei meccanismi duttili e dei meccanismi fragili, richieste dalle NTC 2008 a valle delle analisi Pushover e vengono indicati i risultati delle analisi svolte, con evidenza degli indici di rischio sismico individuati per le strutture dei tre fabbricati.

## 2. Fabbricati oggetto di indagine

I fabbricati oggetto di indagine sono tra di loro sgiuntati e sono costituiti da due fabbricati:

1. **Capannone 1 e capannone 2-3** con struttura portante a pilastri in cemento armato con 4 ordini di copertura composti da travi, capriate reticolari a “shed” in cemento armato, solai inclinati in latero cemento e da elementi leggeri utilizzati per il filtraggio della luce all’interno del fabbricato.
2. **Fabbricato B** con pareti portanti in muratura di calcestruzzo debolmente armata ed in muratura di mattoni pieni, con orizzontamenti costituiti da solai latero cementizi.

**I capannoni 1 e 2-3** ospitano le aree produttive del comprensorio e sono caratterizzati da tipologia monopiano con copertura composta travi reticolari a “shed” su pilastri in cemento armato. Le travi reticolari a “shed” sono in c.a. prefabbricate a piè d’opera e sono disposte perpendicolarmente al lato minore della maglia strutturale, con interasse pari a metà della stessa, risultando che una reticolare ogni due poggia in falso su una trave in c.a. gettata in opera di altezza variabile e spessore pari a 20 cm. Le travi reticolari a shed fungono da appoggio per la copertura, realizzata da una soletta inclinata di spessore 18 cm alleggerita con laterizio nel caso del capannone 1 e da prèdalles con getto di completamento nel caso del capannone 2.

Il capannone 3, strutturalmente collegato al capannone 2, ha invece copertura piana a solaio in latero-cemento su travi ribassate in cemento armato sorrette da pilastri in cemento armato.

Le fondazioni alla base dei capannoni sono costituite da plinti isolati aventi dimensioni varabili a seconda dei carichi.

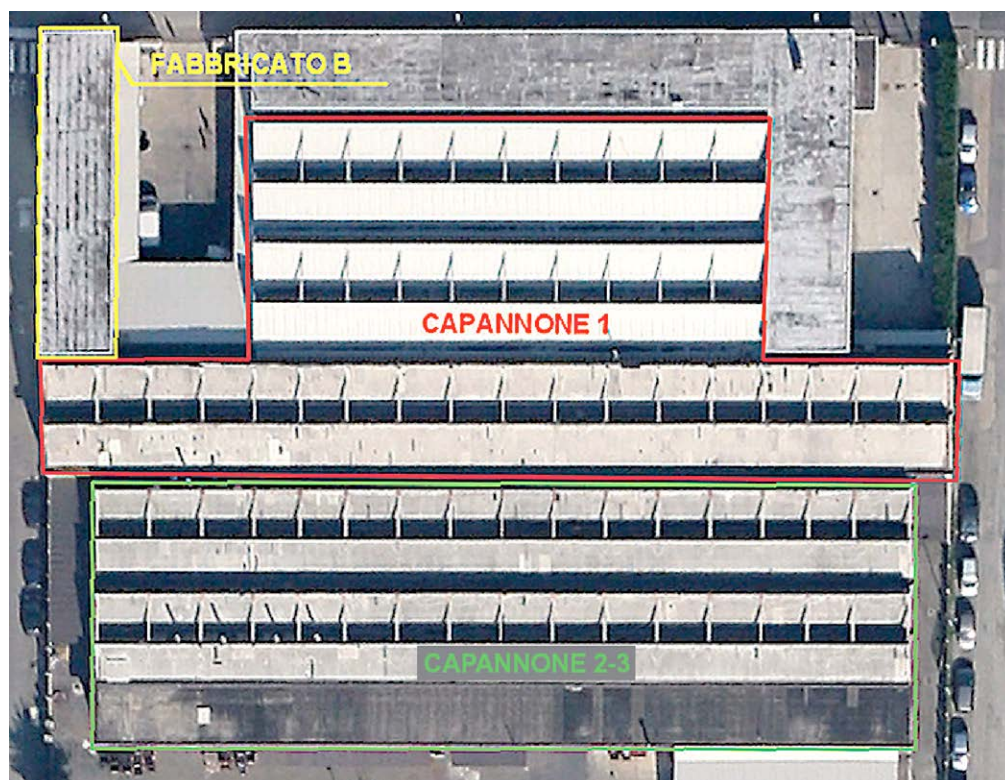
**Il fabbricato B** ospita i servizi del comprensorio ed è caratterizzato da una forma rettangolare allungata con ampie aperture finestrate su entrambe le facciate del lato maggiore.

Il fabbricato è di due piani fuori terra, con struttura costituita da murature portanti continue dalla base fino la sommità intervallate da architravi in calcestruzzo armato poste tra le aperture.

Le murature portanti sono costituite, nella parte bassa dell’edificio, da pareti in calcestruzzo debolmente armato e, al di sopra, da muratura di mattoni pieni.

All’altezza degli orizzontamenti sono presenti dei cordoli in c.a. su cui si innestano i solai latero-cementizi dei vari piani.

**Figura 1**  
Edifici industriali oggetto di indagine.

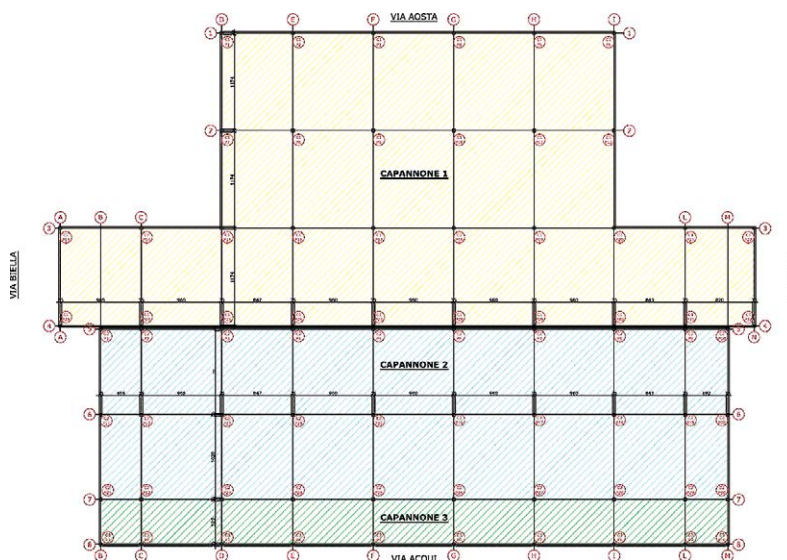




**Figura 2**  
Travi di copertura a "shed"  
del Capannone 1.



**Figura 3**  
Facciata ovest dei Capannoni  
2 e 3.



**Figura 4**  
Schema planimetrico della  
maglia strutturale dei  
capannoni 1 e 2-3.

**Figura 5**  
Facciata ovest del Fabbricato B e del Capannone 1.



### 3. Indagini preliminari

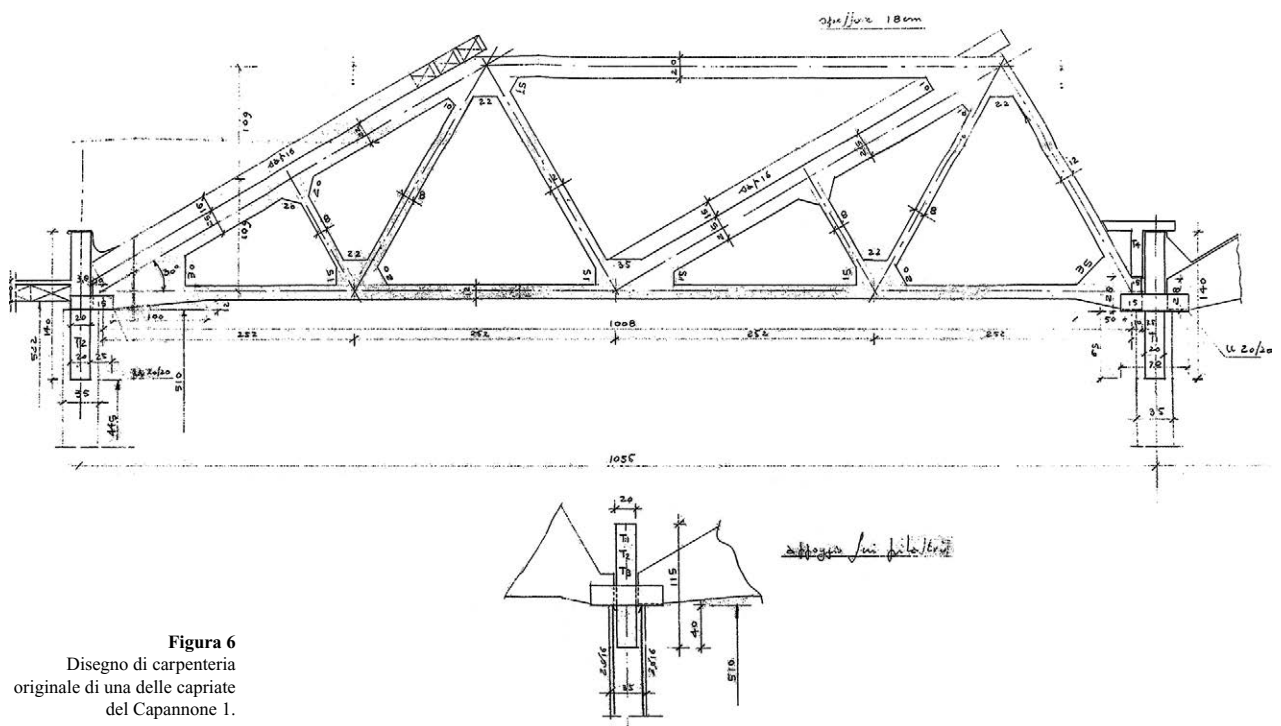
Sono state eseguite le seguenti indagini preliminari:

- Ricerca documentale e di archivio
- Indagini mediante prove in situ costituite da:
  - Indagini geofisiche.
  - Indagini geotecniche e sismiche.
  - Indagini strutturali.

#### 3.1 Ricerca documentale e di archivio

È stata effettuata una accurata ricerca presso gli archivi della Committenza, finalizzata a reperire la documentazione disponibile inerente le strutture esistenti, i relativi calcoli statici di progetto, le fasi di costruzione e collaudo del fabbricato.

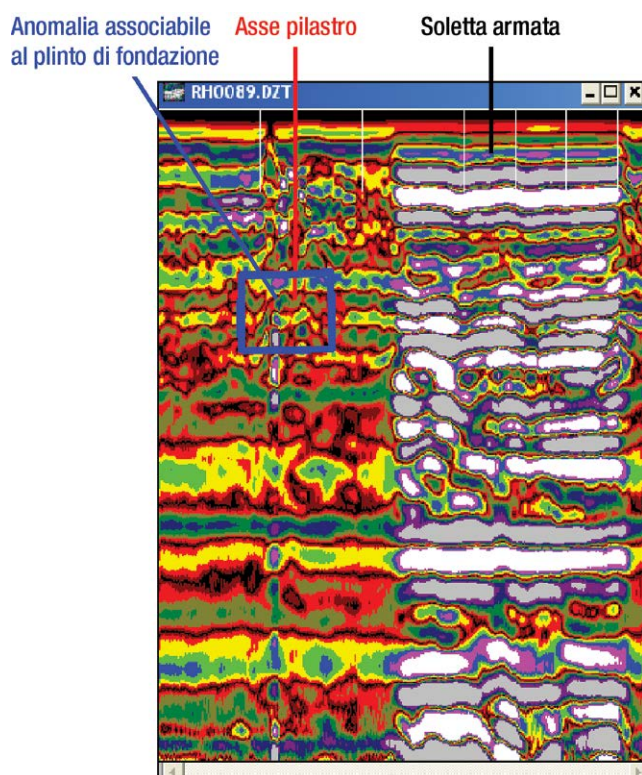
La ricerca di cui sopra è stata seguita da una ricerca presso l'Archivio di Stato, ove è stato possibile reperire la documentazione originaria inerente il deposito del progetto strutturale, costituita in particolare dalle tavole grafiche complete della carpenteria delle strutture dei fabbricati e delle armature originarie di progetto.



**Figura 6**  
Disegno di carpenteria originale di una delle capriate del Capannone 1.



**Figura 9**  
Output indagine GPR.



- **indagini geotecniche e sismiche** per la definizione del modello geotecnico e della categoria del sottosuolo  
La stratigrafia del terreno di fondazione e la definizione dei parametri geotecnici utili alle verifiche di capacità portante, sono stati ricavati dall'analisi del sondaggio a carotaggio continuo con profondità massima di 10 m eseguito nel cortile ovest della fabbrica e dai risultati di altri sondaggi e prove SPT eseguite nell'area circostante e riportati nella Banca Dati Geotecnica ARPA Piemonte. Da quanto rilevato dalle suddette prove, i terreni di imposta dei plinti di fondazione sono risultati costituiti da terreni a "grana grossa" da mediamente addensati ad addensati o molto addensati".

**Figura 10**  
Sondaggio a carotaggio continuo.

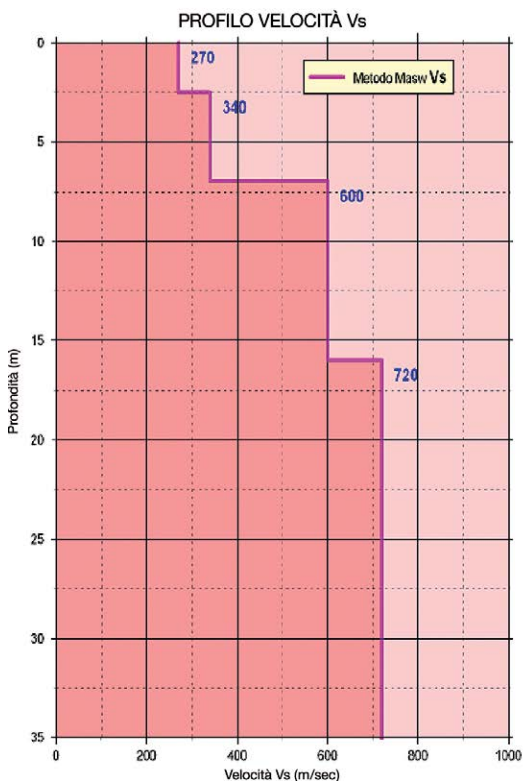


Ai fini della definizione della categoria del sottosuolo è stata poi eseguita un'indagine geosismica superficiale con due metodologie che possono essere considerate complementari, denominate "Re.Mi" (Refraction Microtremor) e "MASW" (Multichannel Analysis of Surface Waves) nonché con una prova H/V (tipo Nakamura) per la valutazione della frequenza di risonanza del sito. Le tecniche d'indagine utilizzate sono utili ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto. Grazie ad esse si perviene, infatti, al valore della velocità equivalente  $V_{s,30}$  di propagazione delle onde di taglio che rappresenta il parametro utilizzato per l'individuazione della categoria del sottosuolo ai sensi delle NTC/2008 (D.M. 14/01/2008).

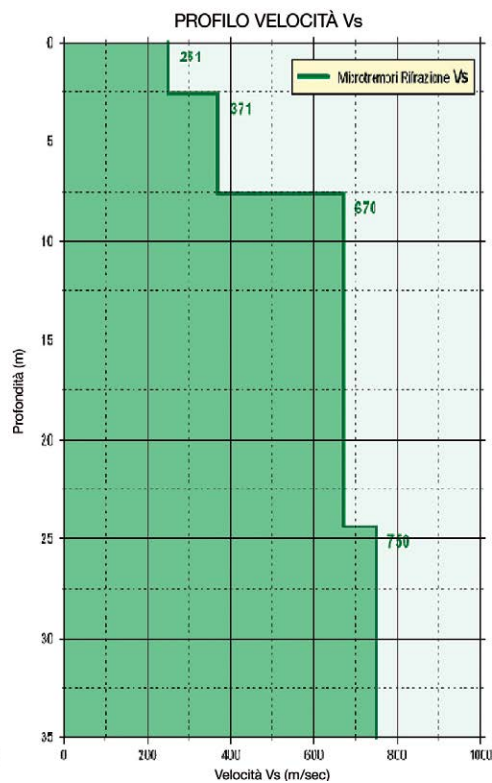
In base ai valori restituiti dalle prove effettuate ( $V_{s,30}=535$  m/s con la prova Re.Mi e  $V_{s,30}=525$  m/s con la prova MASW), con riferimento alle Tab. 3.2.II e Tab.3.2.III delle NTC/2008 la categoria di sottosuolo del sito in oggetto è risultata di tipo B.



Velocità onde  $V_s$  da prova MASW







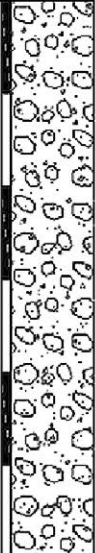
Velocità onde  $V_s$  da prova Re.Mi.



**Figura 11**  
Strumentazione utilizzata per le indagini geognostiche (SPT) e geofisiche (MASW e ReMi)(in alto).

**Figura 12**  
Confronto profilo di velocità fra le due prove (a sinistra).

**Figura 13**  
Stratigrafia emersa dai sondaggi continui.

Profondità m	Spessore strati m	Litologia	Composti	DESCRIZIONE LITOLOGICA
0.30	0.30			Asfalto seguito da massiciata
0.80	0.50			Materiale di riporto con ciottoli in matrice sabbiosa
1.80	1.00			Sabbia limosa addensata
4.00	2.20			Limò sabbioso e sabbia limosa con ciottoli
10.00	6.00			Ghiaia sabbiosa con ciottoli e trovanti

- **Indagine strutturale per rinvenire le armature di vari pilastri** in cemento armato dei due fabbricati industriali con copertura a “shed”, finalizzata al controllo della consistenza delle armature ed al confronto con gli elaborati del progetto originario, mediante saggi esplorativi per la verifica del numero, della distribuzione e delle caratteristiche dimensionali dei ferri di armatura nonché per la verifica dello spessore del copriferro.

**Figura 14**  
Saggio per ricerca consistenza armatura.





Data la corrispondenza tra le tavole di progetto e quanto rilevato in situ sui 2 pilastri presi a campione per le strutture oggetto di analisi, si è ritenuto lecito utilizzare i dati sulle armature riportate nelle tavole di progetto, ai fini delle verifiche strutturali e di valutazione della vulnerabilità sismica dei fabbricati.

- **Indagine strutturale in situ per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo esistente** tramite l'esecuzione di una campagna di prove sclerometriche.

Le prove sono state svolte mediante SCLEROMETRO da Calcestruzzo tipo N.

Lo sclerometro è uno strumento per l'effettuazione di prove empiriche in situ non distruttive (PND), dette prove sclerometriche, finalizzate ad accertare la stima predittiva della resistenza meccanica di elementi strutturali in calcestruzzo.

Lo sclerometro è essenzialmente costituito da una massa battente in acciaio, azionata da una molla, che contrasta un'asta di percussione che è a diretto contatto con la superficie del calcestruzzo su cui si effettua la prova sclerometrica.

Lo sclerometro misura la durezza del materiale e si basa sul principio che il rimbalzo della massa metallica che percuote la superficie è funzione della durezza superficiale del materiale da testare, la quale è rapportata all'indice di rimbalzo dello strumento. Lo strumento si utilizza premendo l'asta di percussione sulla superficie da provare fino all'arresto. In questo modo la massa contenuta nell'apparecchio viene caricata, per mezzo di una molla, di una quantità fissa di energia. Nel momento in cui si libera la massa, essa entra in collisione con il percussore ancora in contatto con la superficie di prova producendo il rimbalzo. L'entità del rimbalzo è misurata da un indice scorrevole su scala graduata presente sul fusto dello strumento. Il valore di rimbalzo, opportunamente parametrizzato in funzione anche dell'angolo di battuta, fornisce un'indicazione orientativa della resistenza del calcestruzzo.

A tale scopo lo strumento è corredato da più curve di correlazione indice di battuta – resistenza meccanica, determinate sperimentalmente, che variano in funzione della direzione d'uso (orizzontale, verticale verso il basso, verticale verso l'alto, ecc.) e che consentono di risalire alla resistenza del materiale a partire dalla durezza superficiale.

Dalle ricerche storiche di archivio eseguite è stato possibile reperire numerosi certificati inerenti le prove eseguite a suo tempo dalla Direzione lavori sia sul calcestruzzo che sulle barre di armatura.

I risultati delle campagne sclerometriche hanno confermato i valori di resistenza del calcestruzzo previsti a progetto ed evidenziati dai certificati di prova di cui sopra e pertanto si è deciso di non svolgere ulteriori indagini non distruttive sui calcestruzzi esistenti.

#### 4. Proprietà meccaniche dei materiali

Al cap. 8 delle NTC'08 e al cap. C8A.1 delle Istruzioni per l'applicazione delle NTC'08 si approfondisce il concetto di “*Livello di conoscenza*” della struttura esistente, in merito ai diversi parametri coinvolti nel modello, quali: geometria, dettagli costruttivi, relazioni di riferimento (geologiche, geotecniche e strutturali), documentazione a disposizione nei tempi successivi della costruzione, rilievi strutturali geometrici e dei dettagli esecutivi ed in fine prove in situ ed in laboratorio.

In funzione del livello di conoscenza (LC1 – Conoscenza Limitata; LC2 – Conoscenza Adeguata; LC3 – Conoscenza Accurata) si definirà appunto un “*Fattore di Confidenza – FC*”, per mezzo del quale si ridurranno le resistenze medie dei materiali analizzati con prove in situ.

Nella situazione in esame, si è adottato un **Livello di Conoscenza** di tipo **LC3** (conoscenza accurata), il quale porta ad un Fattore di Confidenza  $FC = 1.00$ , in funzione della situazione di conoscenza descritta di seguito:

- **Geometria:** la geometria della struttura si è considerata nota in base ai disegni originali e rilievi effettuati in situ atti a verificare l'effettiva corrispondenza del costruito con le tavole di progetto. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali sono risultati tali da consentire la messa a punto di modelli di calcolo idonei all'elaborazione dell'analisi lineare statica e dinamica.
- **Dettagli costruttivi:** i dettagli sono risultati noti dai disegni costruttivi originali e da esaustiva verifica in situ grazie alla quale si è verificata, tramite saggi visivi a campione sugli elementi più importanti, la corrispondenza delle armature effettive con quelle riportate nelle tavole di progetto originali. I dati raccolti sono risultati tali da consentire la messa a punto di modelli di calcolo idonei all'elaborazione di un'analisi statica non lineare.
- **Proprietà dei materiali:** le proprietà meccaniche dei materiali utilizzati per la modellazione e per la verifica di resistenza degli elementi strutturali, sono stati scelti in base ai certificati di prova disponibili ed in base ai risultati di prove sclerometriche eseguite in situ.

Si riportano nel seguito, a titolo di esempio, le caratteristiche meccaniche dei materiali adottate per la modellazione e per la verifica degli elementi strutturali del capannone 1:

#### Calcestruzzo

La resistenza del calcestruzzo è stata scelta sulla base di uno specifico certificato di prova del 1966 in cui si attesta una resistenza a rottura per compressione pari a 36 MPa, calcolato come valore medio su 8 prove eseguite su altrettanti pilastri delle

strutture. La campagna di indagini sclerometriche ha consentito di constatare, per gli elementi strutturali dei capannoni 1 e 2-3, una resistenza media a compressione pari a 44.00 MPa. A favore di sicurezza è stato preso in considerazione il valore di resistenza media a compressione riportato nel certificato:

Resistenza cubica media .....	$R_{cm} = 36.00$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica media .....	$f_{cm} = 0.83 \cdot R_{cm} = 29.9$	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione .....	$f_{cd} = \alpha_{cc} \cdot f_{cm} / (\gamma_c \cdot FC) = 0.85 \cdot 29.9 / (1.5 \cdot 1.00) = 16.93$	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico $E_c$ .....	30557	N/mm <sup>2</sup>

### Acciaio per armatura lenta in barre lisce

L'acciaio da armatura utilizzato negli elementi in c.a. del fabbricato in questione è l'Aq50 come rilevato dalle tavole di progetto, che veniva prodotto in barre lisce all'epoca di fabbricazione delle strutture in questione. La suddetta tipologia di acciaio è caratterizzata da una resistenza ultima a trazione di 500 MPa e da tensione di snervamento caratteristica maggiore o uguale a 270 MPa, come confermato dai vari certificato di prova rinvenuti negli archivi storici:

Resistenza ultima caratteristica a trazione $f_{tk}$ .....	500.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk}$ .....	270.00	N/mm <sup>2</sup>
Tensione di progetto $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 270 / 1,15$ .....	235.00	N/mm <sup>2</sup>
Modulo Elastico $E_s$ .....	210000	N/mm <sup>2</sup>

## 5. Analisi strutturali

Per quanto riguarda i calcoli effettuati, in via generale per ciascuno dei fabbricati analizzati, sono state considerate le seguenti tre tipologie di analisi:

- **Prima analisi - Elastica Lineare Statica**, con verifiche allo SLU (Stato limite Ultimo) e SLE (Stato limite di esercizio) delle strutture principali (travi e pilastri). Tale analisi permette di valutare la resistenza delle strutture nei confronti delle azioni statiche di progetto secondo le attuali Normative in materia e di comprovarne o meno l'idoneità statica
- **Seconda analisi - Elastica Lineare Dinamica**, analisi modale con associazione dello spettro di risposta sismico tipico del sito in cui sorge l'edificio, con verifiche allo S.L.V. (Stato Limite di Salvaguardia della Vita), S.L.D. (Stato Limite di Danno) e verifica della risposta sismica globale e locale dell'edificio con valutazione del modo di vibrare fondamentale/principale della struttura e dei successivi modi.
- **Terza analisi - Elasto-Plastica Non Lineare Statica**, conosciuta anche come Analisi Push-Over, consistente nell'applicazione dei carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, di un sistema di forze orizzontali monotonamente crescente (in direzione positiva e negativa) fino al raggiungimento delle condizioni ultime di collasso. Il risultato finale è valutato in termini di domanda sismica e capacità della struttura di resistere all'azione sismica. La capacità resistente della struttura è infatti rappresentata da una curva che lega la massima forza di taglio alla base allo spostamento di un punto di controllo dell'edificio, solitamente riferito alla copertura.

In base ai risultati delle analisi, vengono ricavate le indicazioni sul livello di vulnerabilità sismica dei fabbricati analizzati e sulla necessità o meno di eseguire eventuali interventi di rinforzo strutturale individuati come necessari per garantire i richiesti livelli di sicurezza per le strutture ai sensi delle Norme Tecniche vigenti.

Le analisi e le verifiche sono state effettuate su appositi modelli tridimensionali dei singoli fabbricati, analizzati con l'ausilio di un codice di calcolo agli elementi finiti, di comprovata validità - Midas Gen 2014 v.2.1., distribuito da Harpaceas S.r.l. di Milano.

## 6. Azione sismica

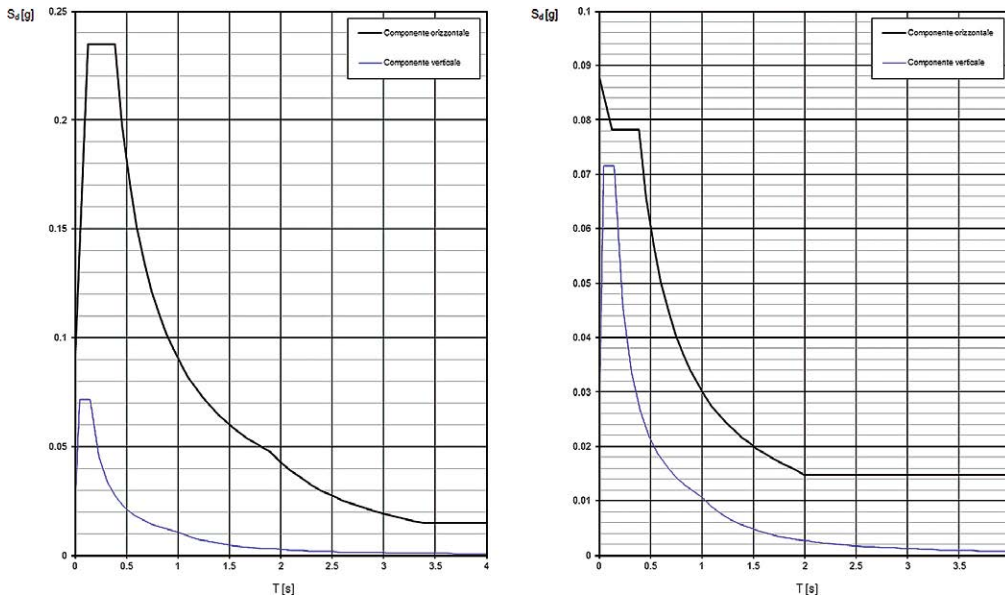
L'azione sismica è definita in termini di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione a partire dall'accelerazione massima  $a_g$  attesa nel sito e dei fattori di amplificazione dovuti alle condizioni litologiche e morfologiche locali.

I parametri di pericolosità sismica e gli spettri elastici utilizzati sono stati ricavati con l'ausilio dell'apposito foglio elettronico messo a disposizione dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Nel seguito si riportano tutti i dati utili alla definizione degli spettri per i quattro possibili stati limite definiti dalla Normativa, Stato limite di Operatività (SLO), Stato limite di Danno (SLD), Stato limite di Salvaguardia della Vita (SLV), Stato limite di Collasso (SLC).

Classe d'uso: II	$C_U = 1,0$ (coefficiente d'uso)
Vita nominale:	$V_N = 50$ anni
Periodo di riferimento:	$V_R = V_N \cdot C_U = 50$ anni
Categoria di sottosuolo:	B
Categoria topografica: T1	$S_T = 1.0$ (coefficiente di amplificazione topografica)

STATO LIMITE	$T_R$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_o$ [-]	$T_c^*$ [s]
SLO	30	0.028	2.504	0.195
SLD	50	0.035	2.553	0.209
SLV	475	0.073	2.664	0.269
SLC	975	0.091	2.679	0.280



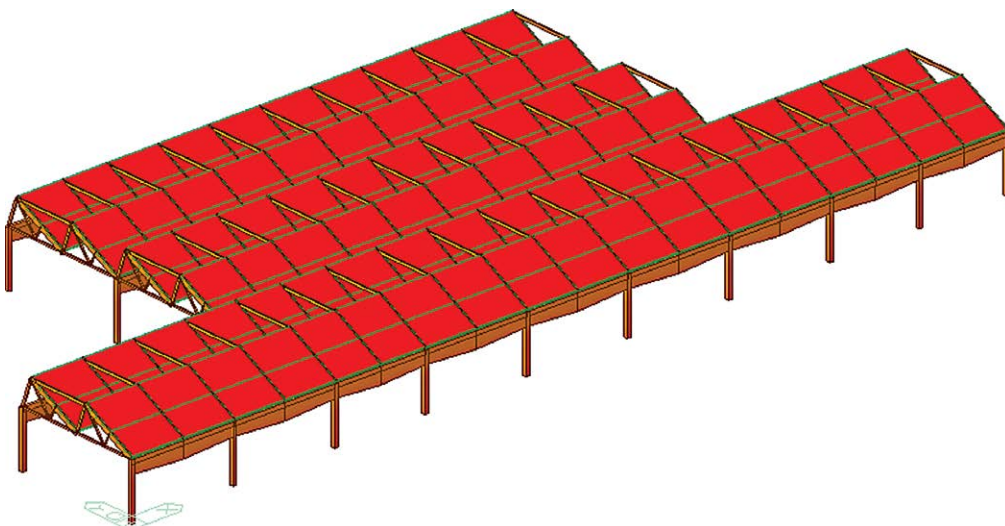
**Figura 15**  
A sinistra: spettro di risposta elastico allo SLV, a destra: spettro di risposta di progetto allo SLV;  $q=3.0$ .

## 7. Modellazione delle strutture

### 7.1. Capannone 1 e 2-3

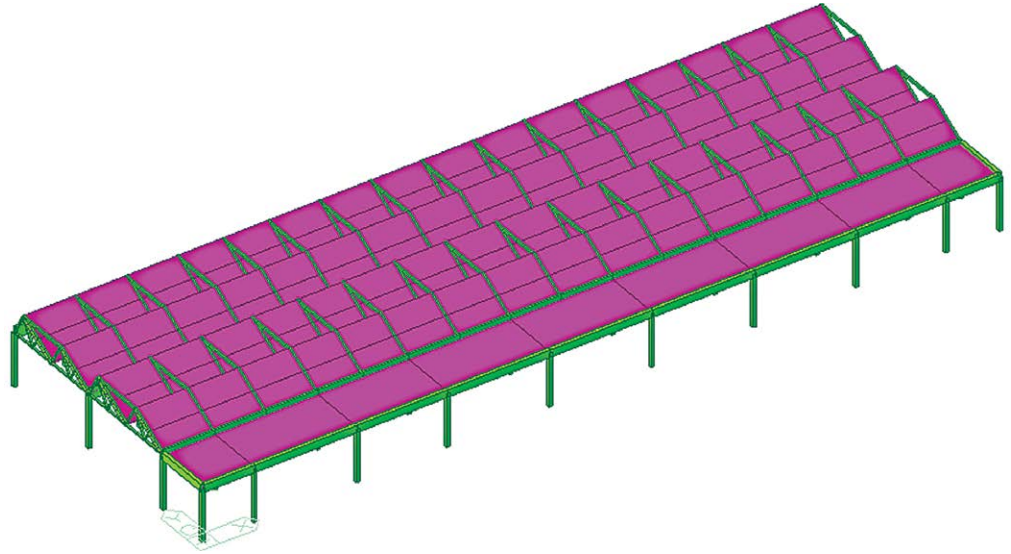
I modelli di calcolo utilizzati, messi a punto mediante l'ausilio del software ad elementi finiti Midas Gen 2014 vers. 2.1, distribuito da Harpaceas S.r.l. di Milano, sono modelli tridimensionali con presenza di elementi "beam" monodimensionali ed elementi "plate" bidimensionali.

Gli elementi "beam" sono stati impiegati per modellare le colonne e gli elementi costituenti le travi a shed prefabbricate. Gli elementi bidimensionali sono stati adoperati, invece, per riprodurre la rigidezza delle solette di copertura e ricreare in modo corretto i modi propri di vibrare dei due fabbricati.



**Figura 16**  
Modello di calcolo del Capannone 1.

**Figura 17**  
Modello di calcolo del  
Capannone 2 e 3.

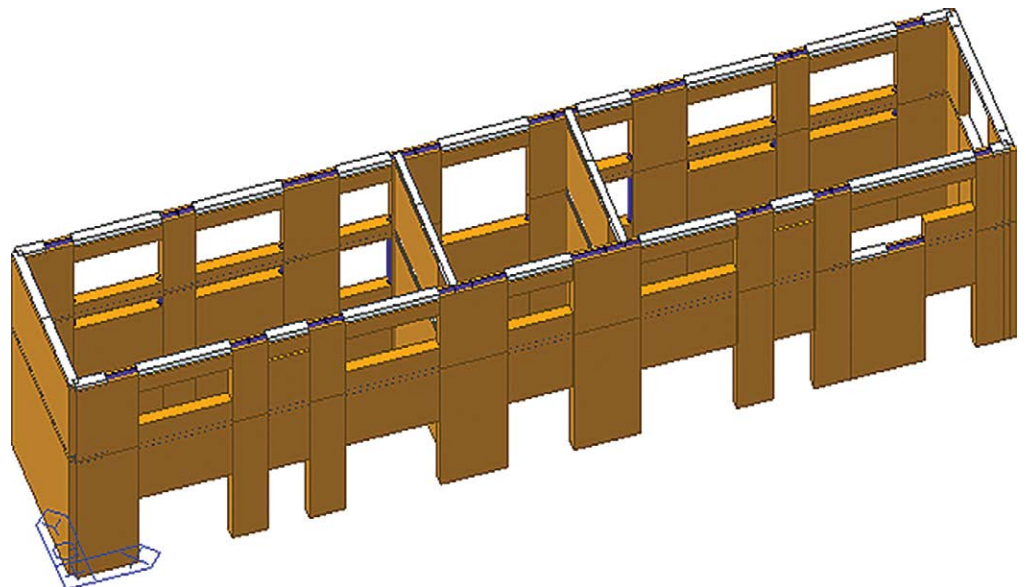


### 7.2 Fabbricato B

Il fabbricato B è stato modellato mediante l'ausilio del software ad elementi finiti Midas Gen 2014 vers 2.1. Il modello di calcolo messo a punto è di tipo tridimensionale, con presenza di soli elementi "beam", rappresentanti sia i pilastri e le travi in c.a. sia i maschi murari e le architravi in muratura. Per gli elementi in muratura è stata impiegata una schematizzazione a telaio equivalente assegnando le relative proprietà geometriche e meccaniche alle sezioni resistenti.

La strutture sono state vincolate alla base dei maschi murari mediante vincolo esterno di incastro mentre la connessione tra gli elementi è risultata di incastro interno, ossia con continuità strutturale in tutte le membrature (maschi murari e architravi).

**Figura 18**  
Modello tridimensionale del  
fabbricato B.



## 8. Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare con spettro di risposta, o più semplicemente analisi modale, rappresenta il metodo di analisi di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica. L'aspetto più importante di questo tipo di analisi sta nel fatto di operare in campo elastico lineare.

Tabella 1 - Risultati dell'analisi modale del Capannone 1

Node	Mode	UX	UY	UZ
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>				
Mode			Frequency	Period
No		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1		8.3755	1.333	0.7502
2		8.596	1.3681	0.7309
3		9.3373	1.4861	0.6729
4		9.7674	1.5545	0.6433
5		11.3259	1.8026	0.5548
6		15.5145	2.4692	0.405
7		17.5495	2.7931	0.358
8		19.4213	3.091	0.3235
9		19.7912	3.1499	0.3175
10		26.2369	4.1757	0.2395
<b>MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT</b>				
Mode		TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z
No	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	79.4508	79.4508	0.0151	0.0151
2	0.0165	79.4674	99.8022	99.8173
3	4.6402	84.1076	0.0014	99.8187
4	4.1336	88.2412	0.0027	99.8215
5	0.8601	89.1012	0	99.8215
6	3.0824	92.1836	0	99.8215
7	0.1726	92.3562	0	99.8215
8	5.6197	97.9759	0	99.8215
9	0.0007	97.9766	0.1609	99.9824
10	1.9649	99.9415	0	99.9825

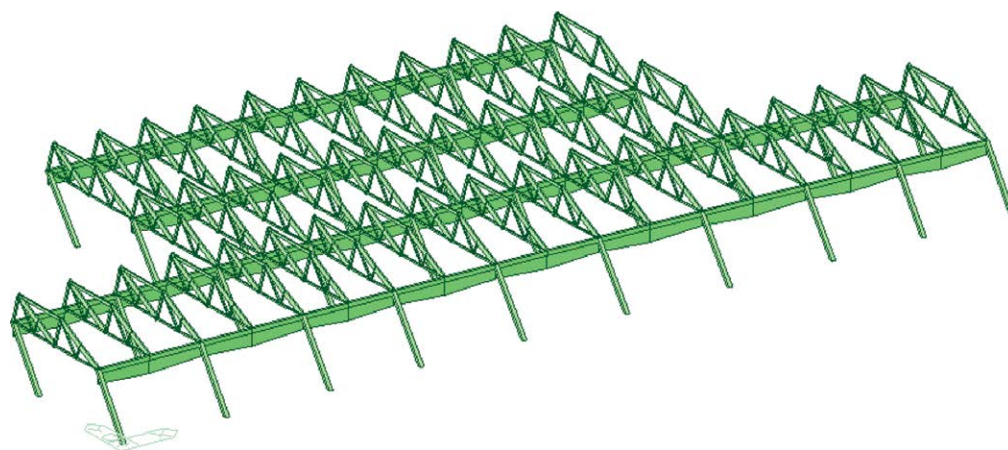
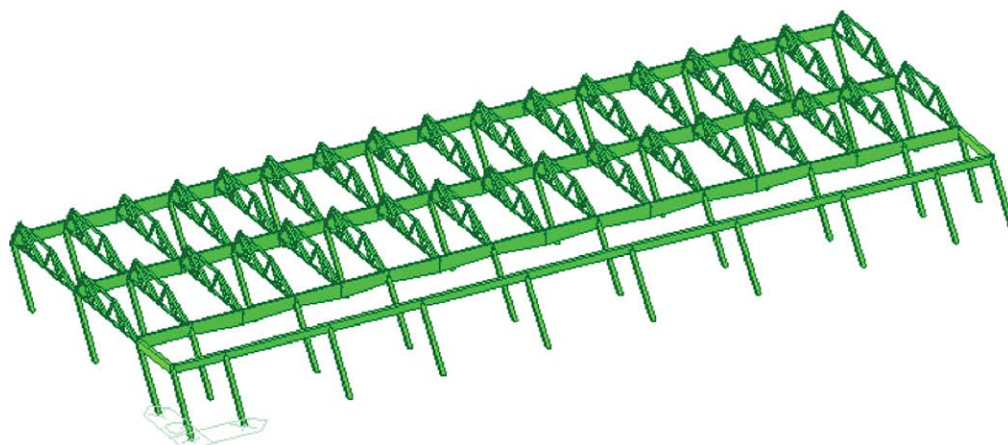


Figura 19  
Forma modale n. 2 del  
Capannone 1 [T = 0.73 s].

Tabella 2 - Risultati dell'analisi modale del Capannone 1

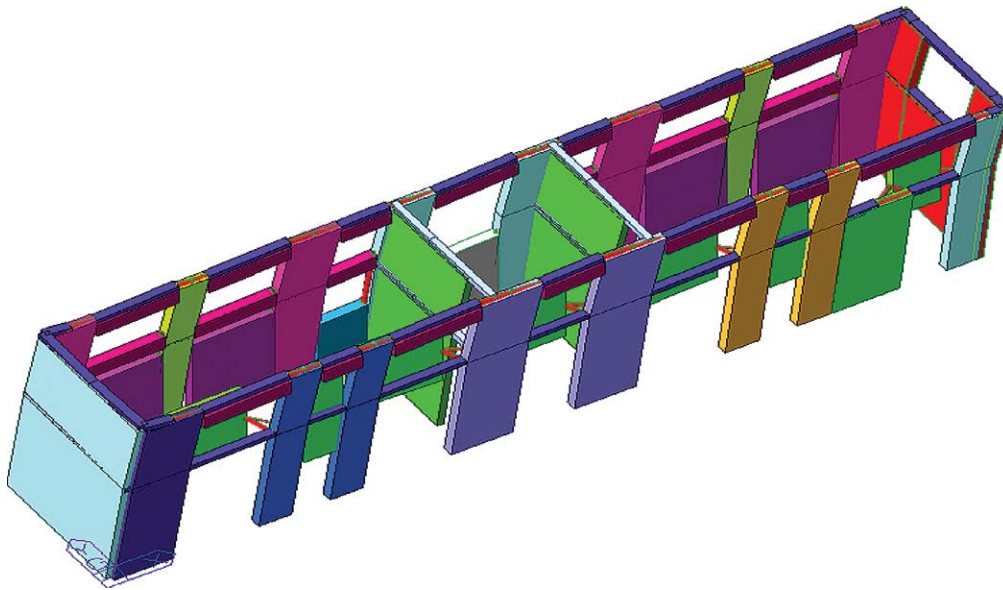
Node	Mode	UX	UY	UZ
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>				
Mode			Frequency	Period
No		(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1		9.3028	1.4806	0.6754
2		10.1682	1.6183	0.6179
3		10.6137	1.6892	0.592
4		13.5499	2.1565	0.4637
5		19.4161	3.0902	0.3236
6		22.4512	3.5732	0.2799
7		26.0732	4.1497	0.241
8		32.8818	5.2333	0.1911
9		44.4435	7.0734	0.1414
10		62.9279	10.0153	0.0998
<b>MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT</b>				
Mode		TRAN-X	TRAN-Y	TRAN-Z
No	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
1	0.0002	0.0002	99.7245	99.7245
2	80.8782	80.8784	0.0024	99.7269
3	16.4257	97.3041	0.0048	99.7317
4	0.166	97.4702	0	99.7317
5	1.0493	98.5195	0	99.7317
6	0	98.5195	0.2567	99.9885
7	0.2341	98.7536	0	99.9885
8	1.2446	99.9982	0	99.9885
9	0.0016	99.9998	0	99.9885
10	0	99.9998	0.0019	99.9904

**Figura 20**  
 Forma modale n. 1 del  
 Capannone 2 e 3 [T = 0.67 s].



*Tabella 3 - Risultati dell'analisi modale del Fabbricato B*

Node	Mode	UX	UY	UZ			
<b>EIGENVALUE ANALYSIS</b>							
	Mode	Frequency		Period			
	No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)			
	1	40.5905	6.4602	0.1548			
	2	62.1268	9.8878	0.1011			
	3	68.9628	10.9758	0.0911			
	4	73.8888	11.7598	0.085			
	5	88.39	14.0677	0.0711			
	6	126.1076	20.0706	0.0498			
	7	141.9325	22.5893	0.0443			
	8	186.2022	29.635	0.0337			
	9	227.3735	36.1876	0.0276			
	10	241.4527	38.4284	0.026			
	11	246.5433	39.2386	0.0255			
	12	293.4555	46.7049	0.0214			
	13	307.6174	48.9588	0.0204			
	14	334.2096	53.1911	0.0188			
	15	388.816	61.882	0.0162			
	16	409.1659	65.1208	0.0154			
	17	564.091	89.7779	0.0111			
	18	613.2485	97.6015	0.0102			
	19	796.481	126.7639	0.0079			
	20	1885.2321	300.044	0.0033			
<b>MODAL PARTICIPATION MASSES</b>							
	Mode	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z	
	No	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)	MASS (%)	SUM (%)
	1	0.3326	0.3326	64.1	64.1	0	
	2	6.1789	6.5115	15.373	79.473	0.0001	0.0001
	3	64.6821	71.1936	0.5357	80.0087	0.0003	0.0004
	4	17.2665	88.4601	7.9259	87.9346	0.0002	0.0006
	5	0.0001	88.4602	0.9376	88.8722	0.0001	0.0007
	6	0.015	88.4752	2.2918	91.164	0	0.0007
	7	0.0066	88.4818	5.4671	96.6311	0	0.0007
	8	10.5451	99.0268	0.062	96.693	0.0013	0.002
	9	0.0003	99.0272	0.012	96.705	0.0137	0.0157
	10	0.0979	99.1251	2.7359	99.4409	0.0119	0.0276
	11	0.0037	99.1288	0.0536	99.4945	0.683	0.7106
	12	0.0067	99.1354	0.0114	99.5058	0.116	0.8267
	13	0.0015	99.1369	0.1281	99.6339	0.093	0.9197
	14	0.0048	99.1418	0.0159	99.6498	2.8696	3.7892
	15	0.0018	99.1436	0.1587	99.8084	0.8786	4.6679
	16	0.0013	99.1448	0.1871	99.9955	0.3911	5.059
	17	0.1415	99.2863	0.0004	99.9959	0.1303	5.1893
	18	0.0211	99.3074	0.0038	99.9997	0.0012	5.1905
	19	0.0533	99.3607	0.0001	99.9998	0.4047	5.5952
	20	0.5463	99.907	0	99.9998	0.0967	5.6919

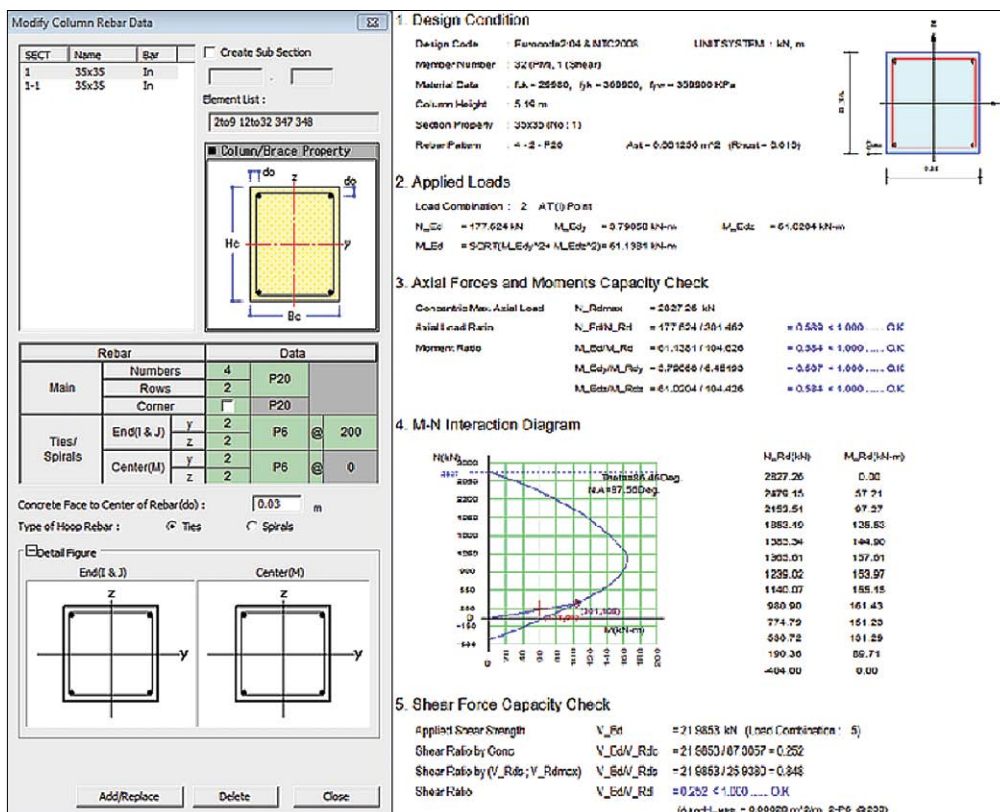


**Figura 21**  
 Forma modale n. 1 del  
 Fabbricato A [T = 0.09 s].

### 9. Verifiche strutturali

La verifica a pressoflessione e taglio sui pilastri e sulle travi dei fabbricati denominati capannone 1 e capannone 2 e 3 è stata eseguita in modo automatico con il programma di calcolo MIDAS GEN, previa assegnazione delle sezioni tipologiche e delle caratteristiche dei materiali. Le combinazioni delle azioni per cui sono state effettuate le verifiche sono quelle statiche allo SLU e quelle sismiche allo SLV. Il calcolo delle resistenze è condotto dal codice di calcolo in accordo alle NTC 2008.

Di seguito si riporta l'output del programma di calcolo con i risultati della verifica del pilastro più sollecitato:



**Figura 22**  
 Verifica di un pilastro  
 appartenente al Capannone 1  
 agli Stati Limite: SLU e SLV;  
 Midas gen.

### 10. Analisi Elasto-Plastica Non Lineare Statica (Pushover)

L'analisi Non Lineare Statica (Analisi PushOver) è la principale analisi consigliata dalla Normativa attuale per la verifica degli edifici esistenti. Essa consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze d'inerzia e aventi risultante (taglio alla base)  $F_b$ . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale  $d_c$  di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il diagramma  $F_b-d_c$  rappresenta la curva di capacità della struttura. La stessa Normativa, al par. 7.3.4.1 richiede di considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (*Gruppo 1*) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (*Gruppo 2*).

Al **Gruppo 1** appartiene una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, *applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha partecipazione di massa non inferiore al 75% per strutture in c.a. ed acciaio* (par. 7.3.4.1) e non inferiore al 60% per strutture in muratura (par. 7.8.1.5.4).

Nel caso in esame l'analisi dinamica modale fornisce risultati di partecipazione di masse in X ed Y rispettivamente del 79,45% e 99,81% per il capannone 1, del 99% e 81% circa per il capannone 2-3 e del 65% e 64% circa per il fabbricato B. La condizione di cui sopra è pertanto verificata per tutti e tre i fabbricati.

Al **Gruppo 2** appartiene una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione; tale requisito è soddisfatto mediante l'utilizzo di forze proporzionali alla massa, intesa quest'ultima come costante lungo l'altezza dell'edificio.

In sostanza, quindi, si sono inseriti nel programma di calcolo 8 *Loadcase di PushOver*, 4 proporzionalmente alle forme dei modi vibrare rispettivamente nelle due direzioni e 4 proporzionalmente alle accelerazioni uniformi. Gli 8 casi di carico sono i seguenti: modo Y, modo X, modo -Y, modo-X, massa Y, massa X, massa -Y e massa -X.

Si precisa che l'analisi è stata svolta, per i due fabbricati con copertura a "shed", in regime di **controllo di forza** (*Load Control*), non avendo la possibilità di un controllo in regime di spostamenti in assenza di piano rigido.

Per il fabbricato B l'analisi è invece stata svolta in regime di **controllo di spostamento** (*Displacement Control*) avendosi, in tale caso, presenza di piani rigidi.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi strutturali in c.a. soggetti ad azione sismica vengono distinti in (paragrafo C8.7.2.5 della C.M. n. 617/2009):

- *elementi/meccanismi duttili*: travi, pilastri e pareti inflesse in presenza o meno di sforzo normale;
- *elementi/meccanismi fragili*: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi.

La valutazione delle capacità di resistenza degli elementi è subordinata allo stato limite richiesto ed al tipo di elemento duttile/fragile. In particolare, la C.M. n. 617/2009, sempre al paragrafo C8.7.2.5, specifica che:

- **La verifica degli elementi duttili** consiste nel verificare che, per ogni elemento, la domanda di deformazione, espressa in termini di rotazione alla corda  $\theta_i$ , sia minore o uguale della capacità di rotazione  $\theta_{SL}$ , valutati allo stato limite considerato.

In particolare:

- Allo **S.L.C.** (Stato limite di Collasso), la capacità di rotazione da impiegare per le verifiche coincide con la capacità di rotazione ultima  $\theta_u = \theta_y + \theta_p$  data dalla somma tra la rotazione alla corda in campo elastico  $\theta_y$  e la rotazione alla corda in campo plastico  $\theta_p$ . Per la valutazione della capacità di rotazione ultima la Normativa fornisce la seguente espressione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} \left( \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0.5L_{pl}}{L_v} \right) \right)$$

- Allo **S.L.V.** (Stato limite di Salvaguardia della Vita), la Normativa suggerisce di assumere come capacità di rotazione totale rispetto alla corda un valore pari a 3/4 del valore ultimo  $\theta_u$ .

$$\theta_{SD} = \frac{3}{4} \theta_u$$

- Allo **S.L.D.** (Stato limite di Danno), si assume come capacità deformativa la rotazione rispetto alla corda in campo elastico  $\theta_y$  che può essere valutata mediante la seguente formula fornita dalla Normativa:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri}$$

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0.002 \left( 1 + 0.125 \frac{L_v}{h} \right) + 0.13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti}$$



- **La verifica dei meccanismi fragili** consiste nel verificare la resistenza a taglio degli elementi strutturali come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche. Le resistenze dei materiali da impiegare in questo caso sono quelle ottenute come media delle prove eseguite in sito e/o da fonti aggiuntive, divise per il fattore di confidenza e per il coefficiente parziale del materiale.

Come ulteriore verifica delle capacità di resistenza delle strutture nei confronti dell'azione sismica si è proceduto ad effettuare un raffronto tra le curve di capacità ottenute dalle analisi di *Pushover* con lo spettro elastico di Normativa ai vari stati limite (SLC, SLV, SLD e SLO) mediante sovrapposizione tra le due curve, nonché mediante “check” tra spostamento richiesto dallo spettro (*Demand*) e spostamento accettabile dalla struttura (*Capacity*). Il software stesso dà informazioni di “check” solamente sugli stati limite di operatività e danno (SLO e SLD) per i quali i limiti di spostamento sono fissati da Normativa.

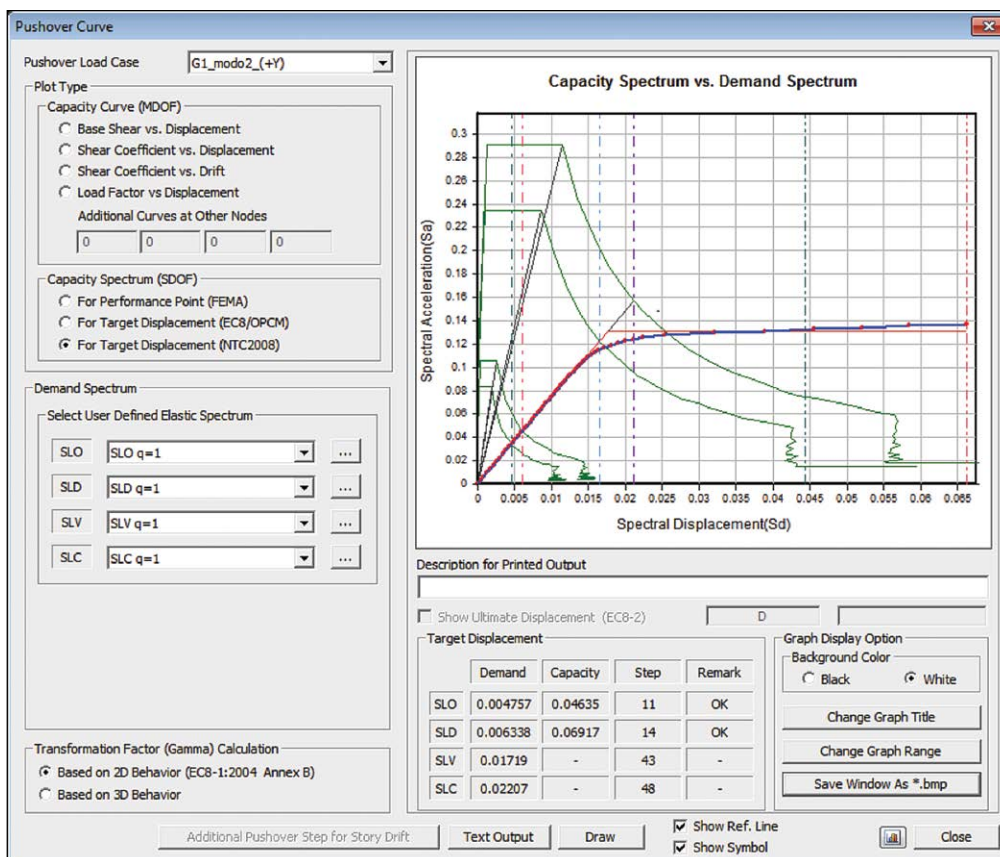
Per far fronte alla necessità di controllo per gli ulteriori due stati limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e di Collasso (SLC) si è proceduto a determinare, tramite post-elaborazione dei risultati dell'analisi di *Pushover*, un **Indicatore di Rischio Sismico** (I.R.) definito come rapporto fra l'accelerazione al suolo  $a_{SL}$  che porta al raggiungimento di un particolare stato limite e l'accelerazione al suolo  $a_{g,SL}$  corrispondente al periodo di ritorno di riferimento, entrambe riferite a suolo roccioso di tipo A:

$$I.R._{SL} = \frac{a_{SL}}{a_{g,SL}}$$

L'indicatore di rischio così definito permette di quantificare le capacità di resistenza della struttura nel suo complesso nei riguardi delle azioni sismiche. Valori di I.R. maggiori o uguali all'unità denotano una situazione di verifica soddisfatta nel senso che l'edificio nel suo complesso è in condizioni di sicurezza rispetto allo stato limite considerato, avendo risorse di resistenza adeguate a fronte della “domanda” di resistenza e deformabilità richiesti dal sisma.

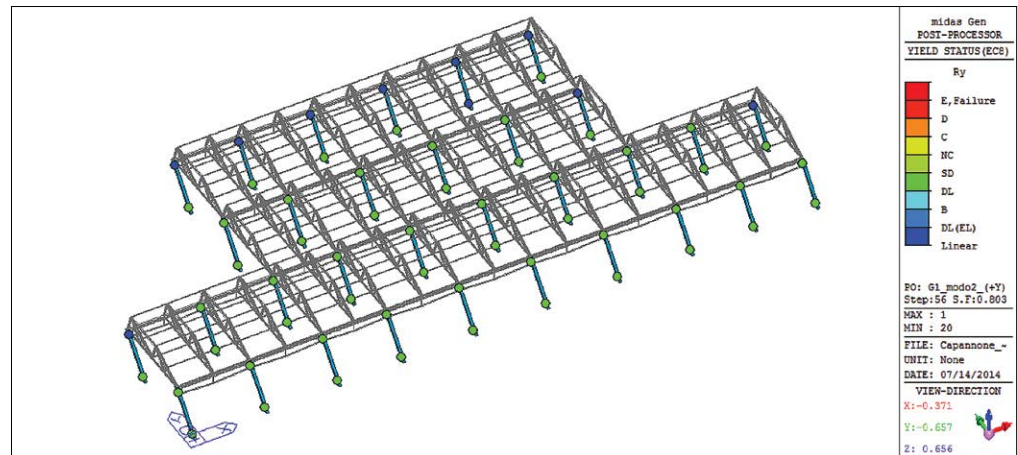
Si riportano nel seguito i risultati ottenuti per gli edifici analizzati.

### 10.1 Capannone 1



**Figura 23**  
Curva di capacità, Capannone 1 - Gruppo 1, direzione trasversale.

**Figura 24**  
Stato di plasticizzazione delle  
cerniere plastiche, Capannone  
1 - Gruppo 1, direzione  
trasversale.



**Tabella 4** - Sintesi degli indici di rischio – Capannone 1

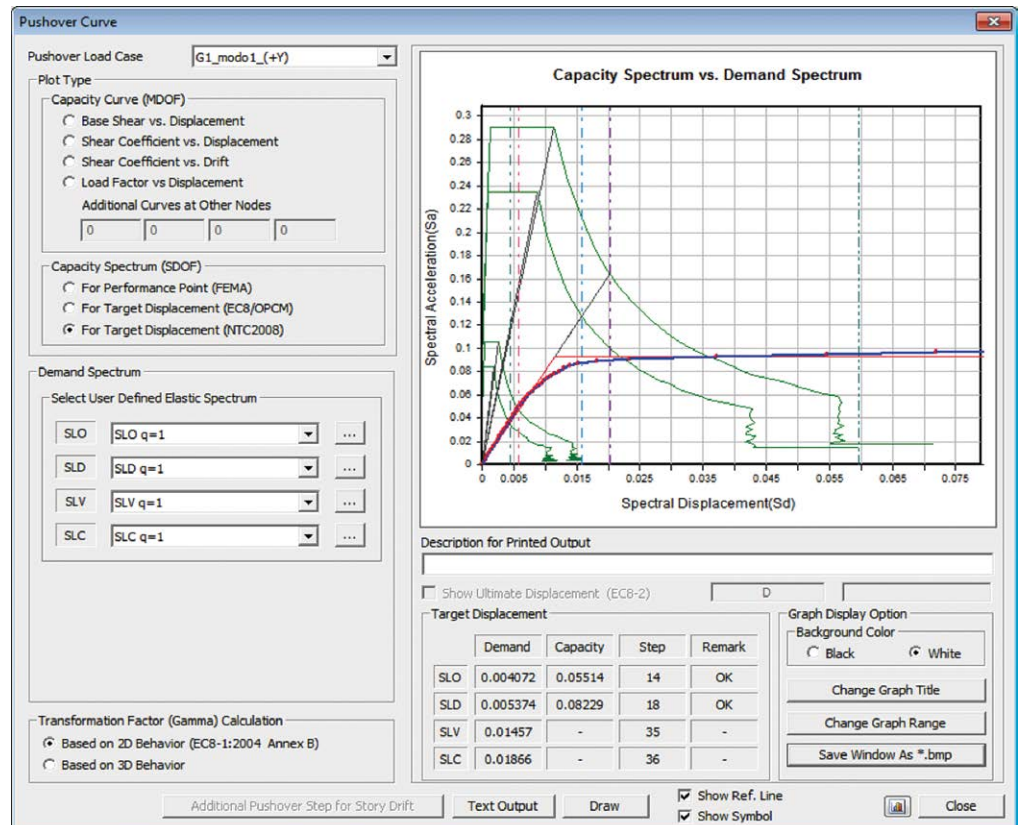
	SLV	SLC
IR	1.12	0.93
IR	3.85	3.04
IR	2.87	2.66
IR	1.86	3.22
IR	1.18	0.93
IR	2.46	4.88
IR	2.84	2.17
IR	1.99	3.91

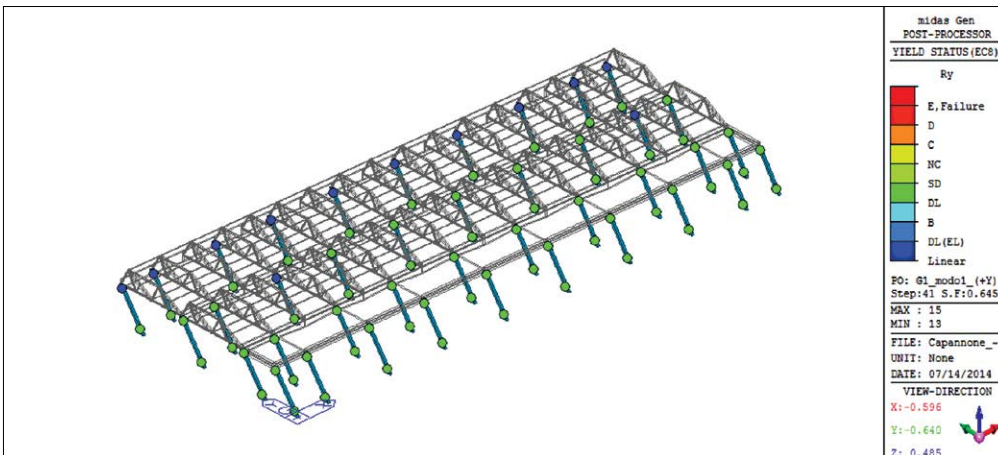
Dai risultati ottenuti si evince che tutti gli indicatori di rischio allo SLV (stato limite di Salvaguardia della Vita) risultano superiori all'unità; si nota inoltre una maggiore capacità della struttura per sisma diretto secondo l'asse Y del sistema di riferimento. Allo SLC (Stato Limite di Collasso) la post-elaborazione dei dati ha restituito un indice di rischio leggermente inferiore all'unità per due degli otto casi di carico di Push-over analizzati.

In conclusione il Capannone 1 presenta **indice di rischio** allo SLV **pari a 1.19** e allo SLC **pari a 0.94**.

### 10.2 Capannone 2-3

**Figura 25** Curva di capacità,  
Capannone 2-3 - Gruppo 1,  
direzione trasversale.





**Figura 26**  
Stato di plasticizzazione delle cerniere plastiche, Capannone 2-3 - Gruppo 1, direzione trasversale.

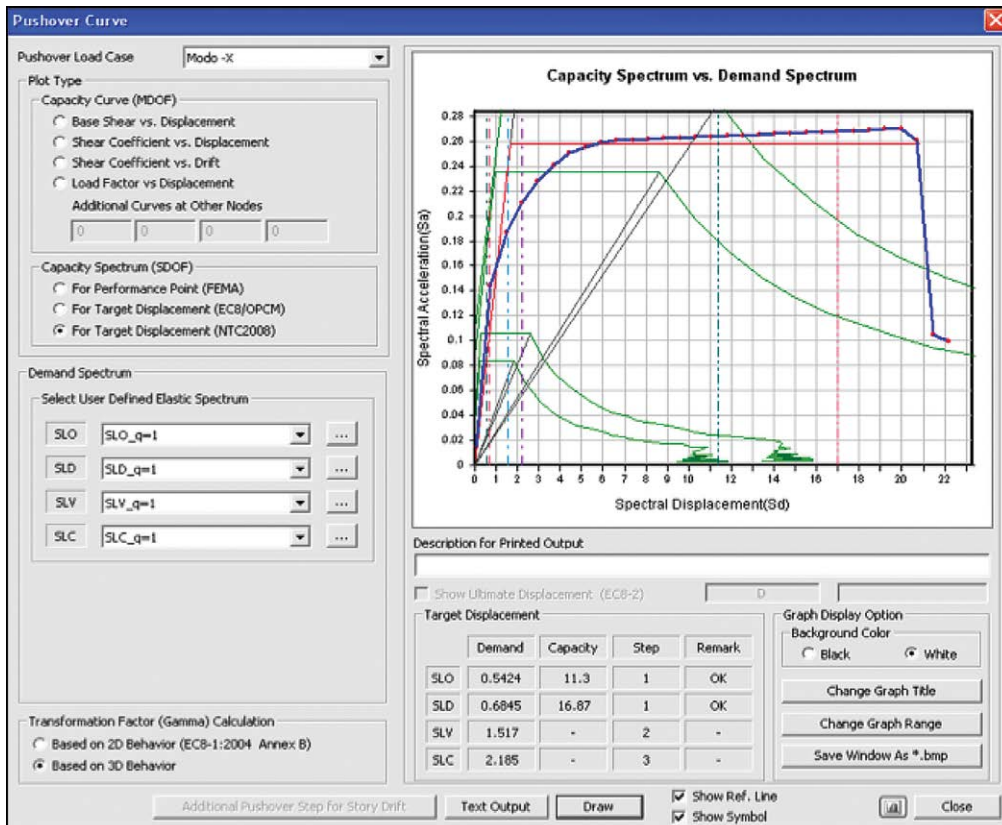
Dai risultati ottenuti si evince che tutti gli indicatori di rischio allo SLV (stato limite di Salvaguardia della Vita) risultano superiori all'unità; si nota inoltre una maggiore capacità della struttura per sisma diretto secondo l'asse Y del sistema di riferimento. Allo SLC (Stato Limite di Collasso) la post-elaborazione dei dati ha restituito un indice di rischio leggermente inferiore all'unità per due degli otto casi di carico di Push-over analizzati.

In conclusione il Capannone 1 presenta **indice di rischio** allo SLV pari a 1.12 e allo SLC pari a 0.93.

*Tabella 5 - Sintesi degli indici di rischio – Capannone 2-3*

	SLV	SLC
IR	6.18	4.87
IR	1.20	0.95
IR	2.06	1.67
IR	5.85	4.61
IR	5.17	5.01
IR	1.19	0.94
IR	1.96	1.50
IR	5.43	4.28

### 10.3 Fabbricato B



**Figura 27**  
Curva di capacità, Fabbricato B - Gruppo 1, direzione longitudinale.

**Figura 28**  
Stato di plasticizzazione delle  
cerniere plastiche, Fabbricato  
B - Gruppo 2, direzione  
longitudinale – step 25.

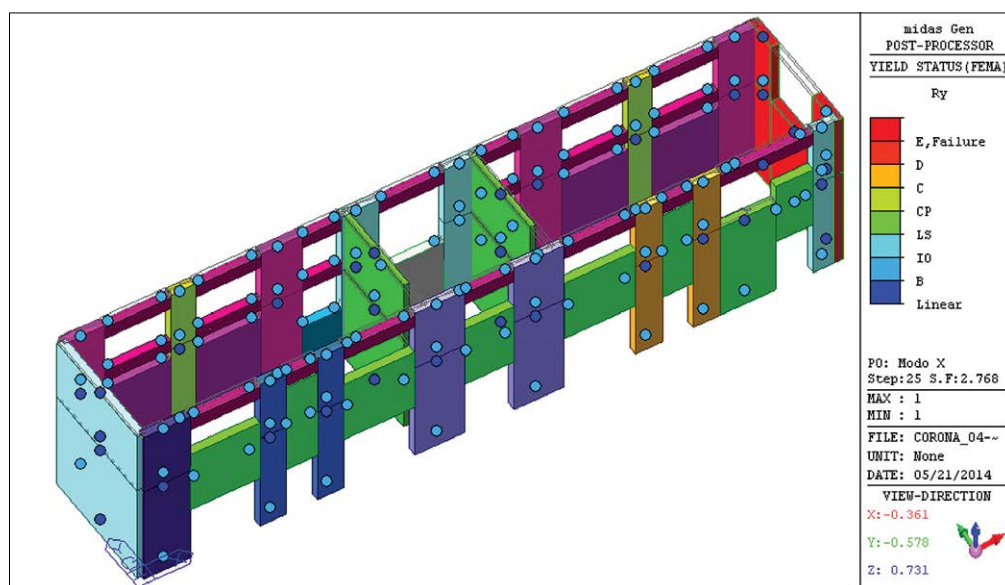


Tabella 5 - Sintesi degli indici di rischio – Fabbricato B

	SLO	SLD	SLV
IR	6.67	7.37	3.30
IR	16.22	18.01	8.31
IR	7.21	8.14	3.60
IR	8.18	10.08	4.63
IR	4.62	4.69	4.29
IR	16.37	18.18	8.31
IR	6.81	8.14	3.71
IR	8.72	9.81	4.36

Dai risultati degli indici di rischio ricavati si vede come tutti i valori ottenuti per i diversi stati limite e per tutte le combinazioni di analisi siano superiori all'unità. Si attribuiscono dunque alla struttura gli indici di rischio minori corrispondenti alla combinazione G1\_mod0\_(-X). In conclusione il Capannone 1 presenta **indice di rischio** allo **SLO pari a 6.67**, allo **SLD pari a 7.37** e allo **SLV pari a 3.30**.