

Intervento di miglioramento statico sulle strutture di un capannone adibito alla produzione. Relazione illustrativa

Progetto a cura degli ing. Fulvio Bressan e ing. Aldo Furlan.

Impresa esecutrice dei lavori: SEGEIT ENGINEERING srl – Maniago (PN).

1. PREMESSE

Dopo una prima indagine sullo stato di fatto delle strutture di tutti gli edifici dello stabilimento con particolare riguardo alla sicurezza nei confronti di sisma (ma non solo), fummo incaricati di eseguire un calcolo accurato dei parametri di sollecitazione del capannone “B”, costruito con varie vicende negli anni 1988/1990, tenendo conto di tutte le sue caratteristiche statiche ma anche di quelle dello stato conservativo attuale, delle modifiche intervenute, delle sue connessioni con altri reparti, e della presenza, ineludibile, delle reti impiantistiche.



Figura 1: capannone principale.

La struttura, come si presentava, soffriva di qualche debolezza strutturale dovuta alla normativa dell'epoca che non prevedeva per quella località la sollecitazione sismica, a consuetudini costruttive del passato e a qualche modifica intervenuta precedentemente all'entrata in vigore delle NTC 2008, pur sempre corretta e a norma.



Figura 2: capannone adibito alla produzione, oggetto del presente studio.

Per tale ragione l'intervento si proponeva di ovviare anche a queste carenze di fatto nel modo che illustreremo in seguito.

2. STATO DI FATTO

Si riportano brevemente i risultati delle indagini visive e documentali, svolte in più occasioni all'interno del complesso, sul modo di assemblaggio degli elementi prefabbricati, sui loro collegamenti mutui, sullo stato di conservazione, sulle modifiche apportate in più occasioni, prefigurando via via (e controllandone la fattibilità) gli interventi di progetto illustrati di seguito.

2.1. PANNELLATURA ESTERNA

È formata, tranne che per le parti in prossimità dei portoni, da pannelli del tipo in cemento armato alleggerito con argilla espansa, verticali, di altezza 8,30 m, per una larghezza di 2,00 m e per uno spessore di 0,20 m cadauno, semplicemente appoggiati su una trave di fondazione in cemento armato e fissati in alto ciascuno da un solo (!) profilo del tipo Halfen rispettivamente - sui fianchi del capannone - alla canaletta di gronda in c.a., e - sulle testate - ad un profilato di acciaio ad L, saldato per punti a piastrine annegate nella piattabanda superiore della trave capriata in c.a.p.

Per sisma diretto verso l'interno del capannone è sufficiente, lungo i lati Nord e Sud, la presenza della canaletta che si appoggia ai "Dalla" vicini, e lungo i lati Est e Ovest la presenza del corrente superiore della trave capriata in c.a.p. Il sisma diretto in senso opposto sollecita invece gli agganci del tipo Halfen della pannellatura, che sono insufficienti, in entrambi i casi, a sopportare le sollecitazioni indotte.

Dal punto di vista operativo le pannellature sia laterali che di testata presentavano, all'interno del capannone, una complessa disposizione di impianti di vario genere e costituivano comunque pareti già attrezzate, difficilmente raggiungibili e non praticamente modificabili con lavori di miglioramento.

2.2. PANNELLATURA INTERNA

Nel 1995, per esigenze produttive, venne modificata e innalzata di 2,50 m circa la copertura di due campate centrali e adiacenti, togliendo due capriate in c.a.p. e sostituendole con travi reticolari in acciaio portanti una copertura leggera, sempre in acciaio. La pannellatura corrispondente quindi, per una lunghezza complessiva di circa 20 m (allora rivolta all'esterno ma oggi, per il recente ampliamento del 2007, ormai posta all'interno dell'edificio) rimase ancorata all'ala superiore della trave in c.a.p. di estremità, la quale, per l'innalzamento, era però divenuta mancante del contrasto degli elementi di copertura originariamente ad essa semplicemente appoggiati.

Il collegamento, pure migliorato per essere ora i pannelli divenuti interni, divenne insufficiente a contrastare le sollecitazioni indotte dal sisma e quindi è stato necessario intervenire per porvi rimedio.

2.3. PILASTRI

I pilastri in c.a. sono risultati in buono stato: furono a suo tempo prefabbricati, inseriti in bicchieri di plinti isolati e successivamente in essi sigillati. Si rimanda all'accurata relazione di calcolo per tutte le considerazioni di merito: preme qui solo osservare che è stato verificato che i tirafondi filettati posti in sommità di essi per l'ancoraggio delle capriate con piastrina e bullone, sono sufficienti a scongiurare la sconnessione trave – pilastro per sollecitazione orizzontale ma non anche il ribaltamento della trave stessa. Per questa ragione si è reso necessario l'intervento di cui al punto e).

2.4. COPERTURA

Gli elementi di copertura in c.a.p., a sezione aperta (a U con ali), denominati “Dalla”, presentano uno spessore di 4/5 cm e una luce tra gli appoggi di 12 m circa; essi sono semplicemente appoggiati alle capriate, con profondità di appoggio di circa 20 cm, sono disposti accoppiati, a due a due almeno e sopportano, su un fianco di uno di essi, parti in traslucido. Sono completati all’estradosso da isolamento, correntini e da manto in lastre di lamiera leggera.

Le capriate in c.a.p. a doppia pendenza sono risultate in buono stato: sono di luce 20 m circa e presentano un’ala superiore larga 40 cm. Appoggiano a due a due direttamente sui pilastri, senza pulvino, e sono ad essi collegate a taglio con le barre filettate di cui sopra. Di esse si conoscono tutte le caratteristiche e l’armatura.

Le canalette di gronda, disposte sopra l’appoggio delle capriate (impluvio), hanno sezione ad U in c.a.p., di luce 12 m circa, di altezza 35 cm, sono ad esse semplicemente appoggiate senza connessioni e, lungo i bordi dell’edificio, sono collegate, nella parte superiore sottile (pari a soli 7 cm), ai pannelli per mezzo di profili Halfen.

2.5. MODELLO DI CALCOLO

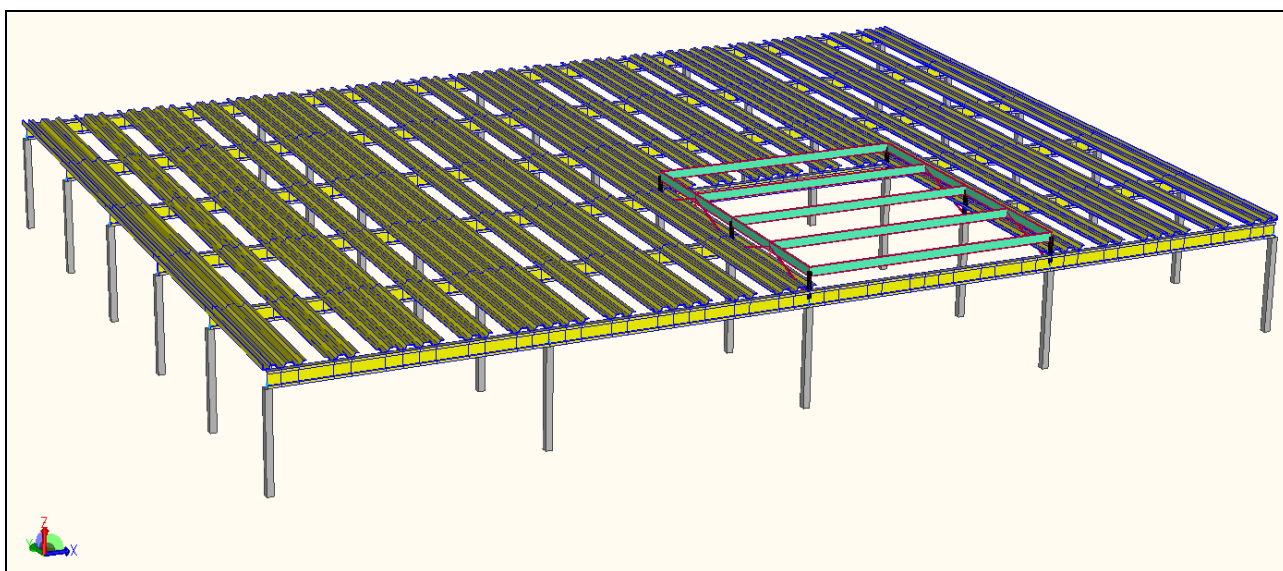


Figura 3: modello di calcolo tridimensionale, realizzato con MasterSap di AMV, utilizzato per lo studio.

Lo stato di sollecitazione calcolato, tenuto conto della possibile sua riduzione al 60% per seguire l’orientamento attuale prevalente per interventi di miglioramento (senza tuttavia che ciò sia ancora codificato dalla legge...), ha suggerito le soluzioni che si sono presentate e poi realizzate. Questo modo di procedere corrisponde, in termini probabilistici, a dimensionare i rinforzi alle strutture non per un ritorno pari a 475 anni (adeguamento al 100 % secondo le NTC 2008) ma per uno pari a circa 140 anni (miglioramento).

I risultati ottenuti attraverso un calcolo non lineare (pushover) del modello sono stati positivi, e sono evidenziati nelle seguenti immagini.

In particolare l’immagine seguente illustra i risultati in termini di spostamento: per tutte le combinazioni non lineari gli spostamenti ultimi della struttura, evidenziati in verde, risultano maggiori della domanda sismica (evidenziata in giallo).

Figura 4: risultati in termini di spostamento ottenuti da un'analisi pushover eseguita con MasterSap di AMV.

Analizzando la curva di capacità per una singola combinazione di carico, si nota come i punti in verde nel grafico definiscano le cerniere plastiche (imposte tutte alla base dei pilastri) che raggiungono lo snervamento ed iniziano la plasticizzazione, mentre quelle in rosso corrispondono a cerniere che terminano la fase plastica e giungono a rottura, provocando una perdita di resistenza del modello. Tuttavia il valore per cui avviene la prima rottura si manifesta per valori di spostamento di gran lunga superiori alla domanda di spostamento richiesta dalla norma.

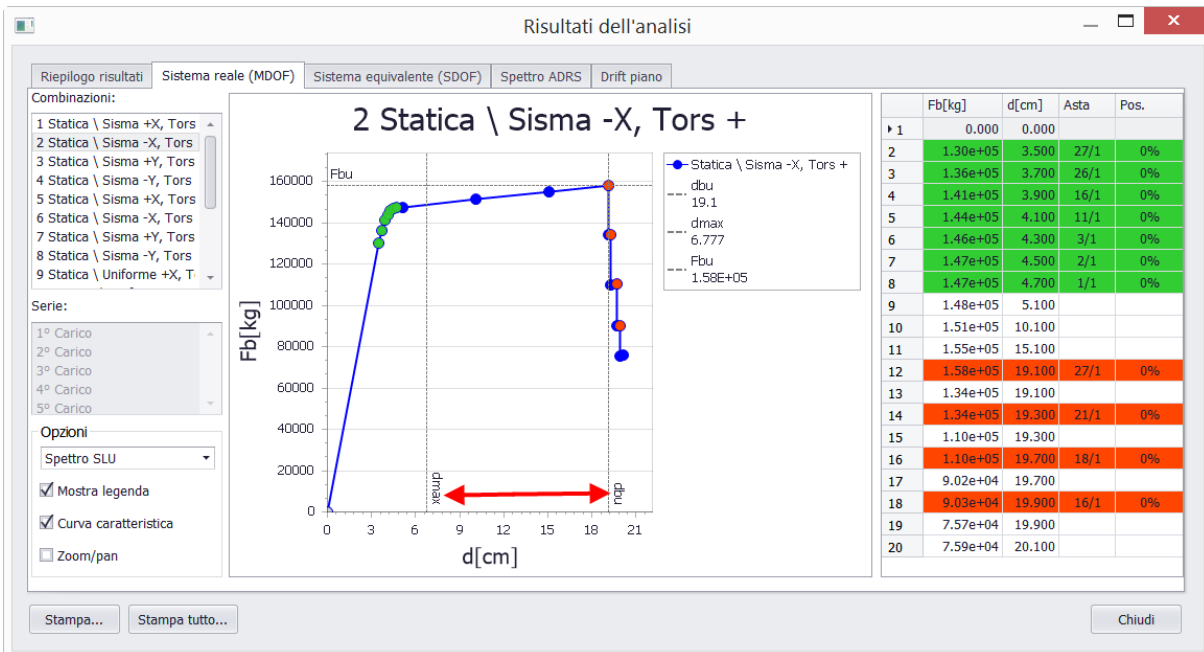


Figura 5: curva di capacità per una singola combinazione di carico. E' evidenziata la differenza fra capacità e domanda di spostamento.

La verifica prosegue analizzando poi i meccanismi locali, duttili e fragili.

I risultati ottenuti sono visualizzabili in forma sintetica nei seguenti diagrammi (verifiche in termini di rotazione alla corda per i meccanismi duttili, verifiche di resistenza a taglio per i meccanismi fragili), dove la tonalità fredda dei diagrammi di colore è sinonimo dell'esito positivo della verifica.

Per i meccanismi duttili il valore più elevato dell'indice di resistenza è di circa 0.28, come si può vedere dall'immagine seguente e dal tabulato di verifica.

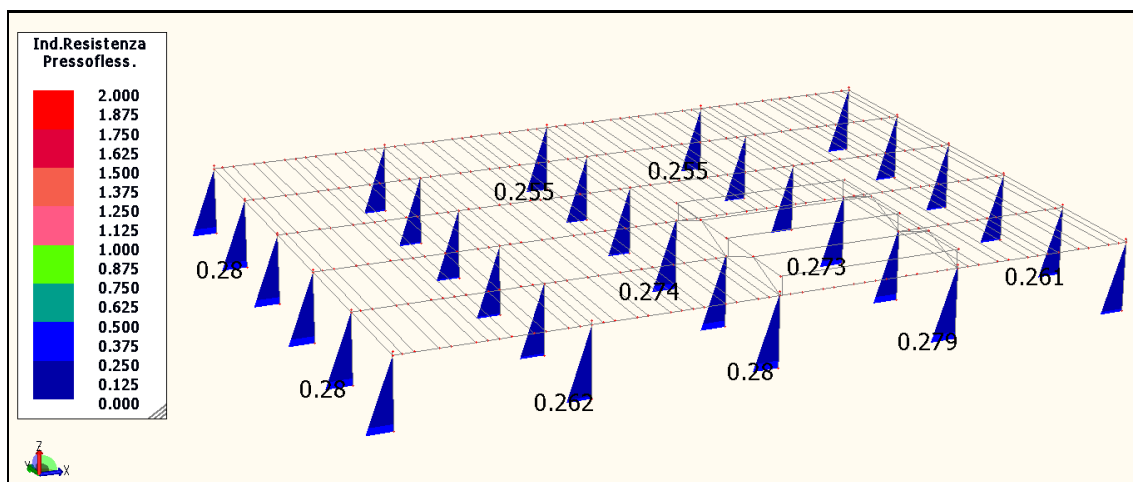


Figura 6: diagramma degli indici di resistenza per le verifiche dei meccanismi duttili.

Rcm: 298.00 kg/cm² fym: 4485.0 kg/cm² fatt. confidenza: 1.20										
Tensioni di calcolo: fcdm: -206.11 kg/cm² fydm: 3737.5 kg/cm²										
Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali: γc: 1.50 γs: 1.15 acc: 1.00										
Coefficiente di fragilità a sforzo normale: 0.8										
yel: 1.5 α: 0.000 pd: 0.000 molt.: 0.85										
ASTA NUM.: 3 NI 3 NF 58 SEZ. Rp B = 50.0 H = 50.0 (pilastro)										
PIL NUM.: 31										
Copriferro: 4.00 cm										
NC	x	Fx	Lv,y	Lv,z	Rot,y (D)	Rot,z (D)	Rot,y (C)	Rot,z (C)	I.R.	Note
1	Inizio	-61922	404.9	581.6	0.00000	-0.01428	-0.04493	-0.05100	0.280	
3	Fine	-56479	192.3	128.2	0.00043	-0.00003	0.03463	-0.03005	0.012	
11	Fine	-56479	192.3	128.2	0.00043	-0.00003	0.03463	-0.03005	0.012	

Figura 7: estratto della verifica dei meccanismi duttili per un pilastro.

Anche per i meccanismi fragili il valore più elevato dell'indice di resistenza è di circa 0.28, come si può vedere dall'immagine seguente e dal tabulato di verifica.

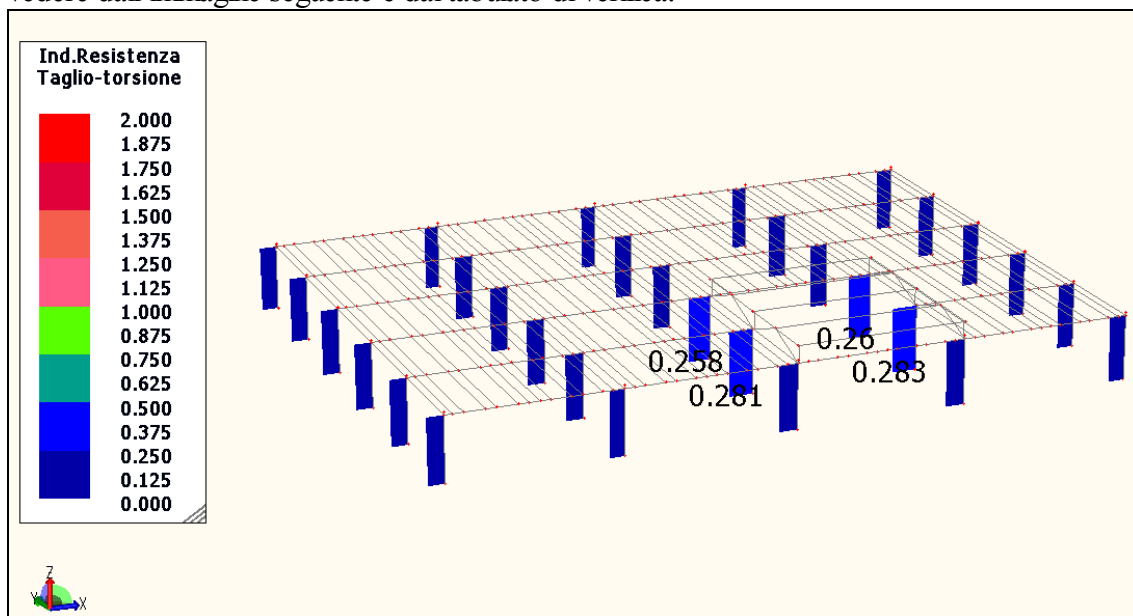


Figura 8: diagramma degli indici di resistenza per le verifiche dei meccanismi fragili.

Metodo di calcolo taglio: Opzione 1																	
Rcm: 298.00		kg/cm²		fym: 4485.0		kg/cm²		fatt. confidenza:		1.20							
Tensioni di calcolo per Vu (taglio): fcdm: -137.41										kg/cm²		fydm: 3250.0		kg/cm²			
Coefficienti parziali di sicurezza dei materiali: γc: 1.50 γs: 1.15 acc: 1.00																	
ASTA NUM.: 9		NI 7		NF 54		SEZ. Rp		B = 50.0		H = 50.0		(pilastro)					
PIL NUM.: 9																	
Copriferro: 4.0		cm															
NC	x	Fx	Fy	Fz	Asw/s	AINF	ASUP	AANT	APOS	Dir.	Vrd	Vrds	Vrds	Vu	ctg (theta)	I.R.	Note
	cm		kg		cm²/m									kg			
3	0	-28670	540	-6293	2.83	6.22	6.22	6.22	6.22	y	12699	9519	53133	22218	2.50	0.02	
										z	12699	9519	53133	22218	2.50	0.28	
11	0	-28670	540	-6293	2.83	6.22	6.22	6.22	6.22	y	12699	9519	53133	22218	2.50	0.02	
										z	12699	9519	53133	22218	2.50	0.28	
3	760	-23920	540	-6293	2.83	5.09	5.09	5.09	5.09	y	11943	9519	52455	21462	2.50	0.03	
										z	11943	9519	52455	21462	2.50	0.29	
11	760	-23920	540	-6293	2.83	5.09	5.09	5.09	5.09	y	11943	9519	52455	21462	2.50	0.03	
										z	11943	9519	52455	21462	2.50	0.29	

Figura 9: estratto della verifica dei meccanismi fragili per il pilastro maggiormente sollecitato.

3. STATO DI PROGETTO

3.1. RINFORZO DELLA PANNELLATURA ESTERNA

Il progetto propone di intervenire dall'esterno, per i lati Nord e Sud, sfruttando lo spazio libero che circonda l'edificio.

Si pensò di realizzare una travatura reticolare con giacitura orizzontale, in profilati di acciaio zincato a caldo, posta a circa 4,60 m di altezza, il cui corrente compresso (solo compresso per quanto detto sopra) fosse collegato ai pannelli a intervalli regolari da barre filettate di acciaio poste in resina epossidica bicomponente, mentre quello teso, libero, sarebbe stato sostenuto solo da un pendino di mezzeria per limitarne l'inflessione. La trave reticolare di progetto sarebbe stata sostenuta verticalmente da mensole ortogonali reticolari in acciaio, poste per lo più a circa 8,00 m di interasse, il cui corrente compresso fosse in grado di trasmettere a terra, attraverso fondazioni dirette in c.a. collegate alla trave esistente, le sollecitazioni dovute al sisma, mentre quello "teso" trovasse contrasto nella pannellatura stessa attraverso collegamenti con barre filettate poste in resina.

L'altezza utile (nel nostro caso larghezza) della trave reticolare è stata pensata pari a circa 80 cm; la sua luce, eguale all'interasse delle mensole, di circa 8 m.

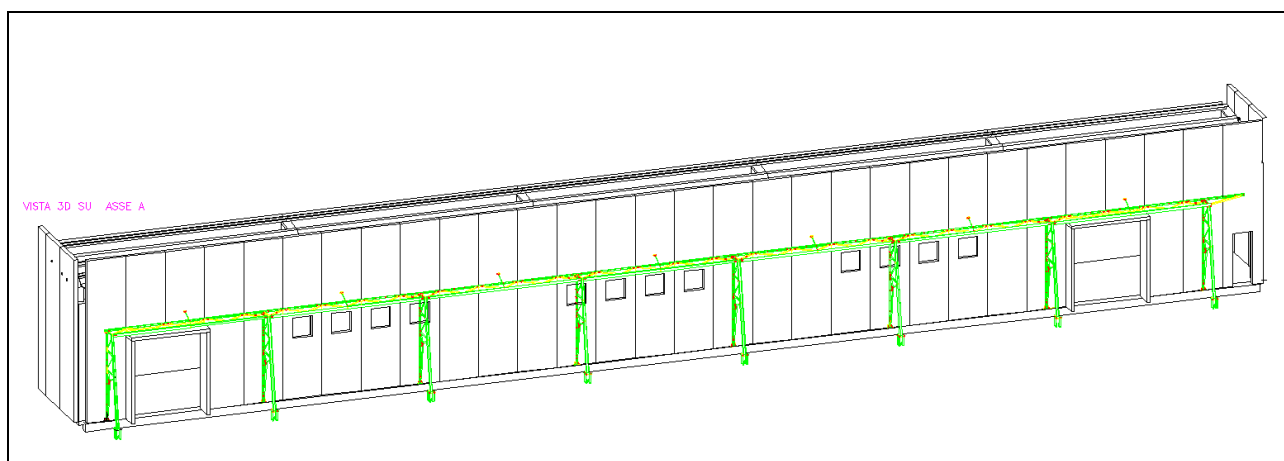


Figura 10: schema 3D del rinforzo alla pannellatura esterna.

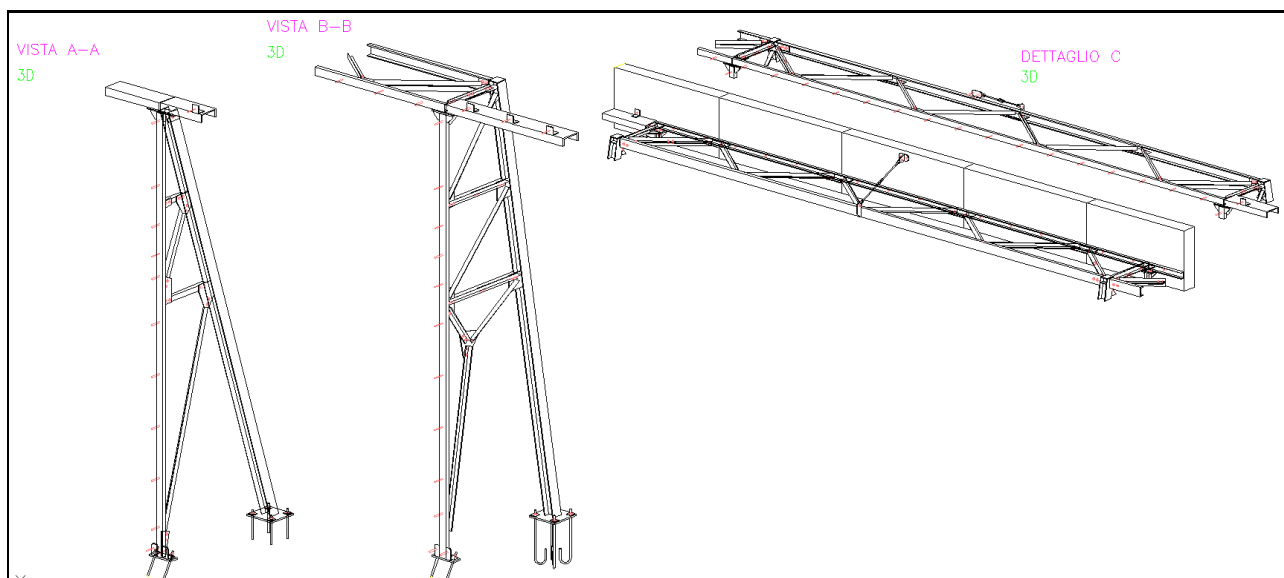


Figura 11: rinforzo della pannellatura esterna, schema 3D della colonna tipo.



Figura 12: immagini della controventatura esterna.

3.2. RINFORZO DELLA PANNELLATURA INTERNA

Allo stesso modo del punto precedente è stato progettato il controvento della pannellatura interna. La differenza con la soluzione adottata per l'esterno stava nella minore lunghezza della trave reticolare orizzontale (6 anziché 8 m), nella maggiore robustezza delle mensole per dover queste coprire l'inversione di carico sismico e nella diversa forma e disposizione di esse, anche per la presenza di parti di pavimento ribassate esistenti. L'incastro a terra delle mensole è stato conformato in modo da sfruttare la presenza di murature in c.a. di contorno della zona forni: per questo è stato quindi realizzato solo un plinto laterale in c.a. efficacemente collegato alla rimanente struttura.

Le due travi orizzontali di controvento interno sono state progettate e eseguite subito al di sotto di una serie di tubazioni sostenute dalla pannellatura stessa.

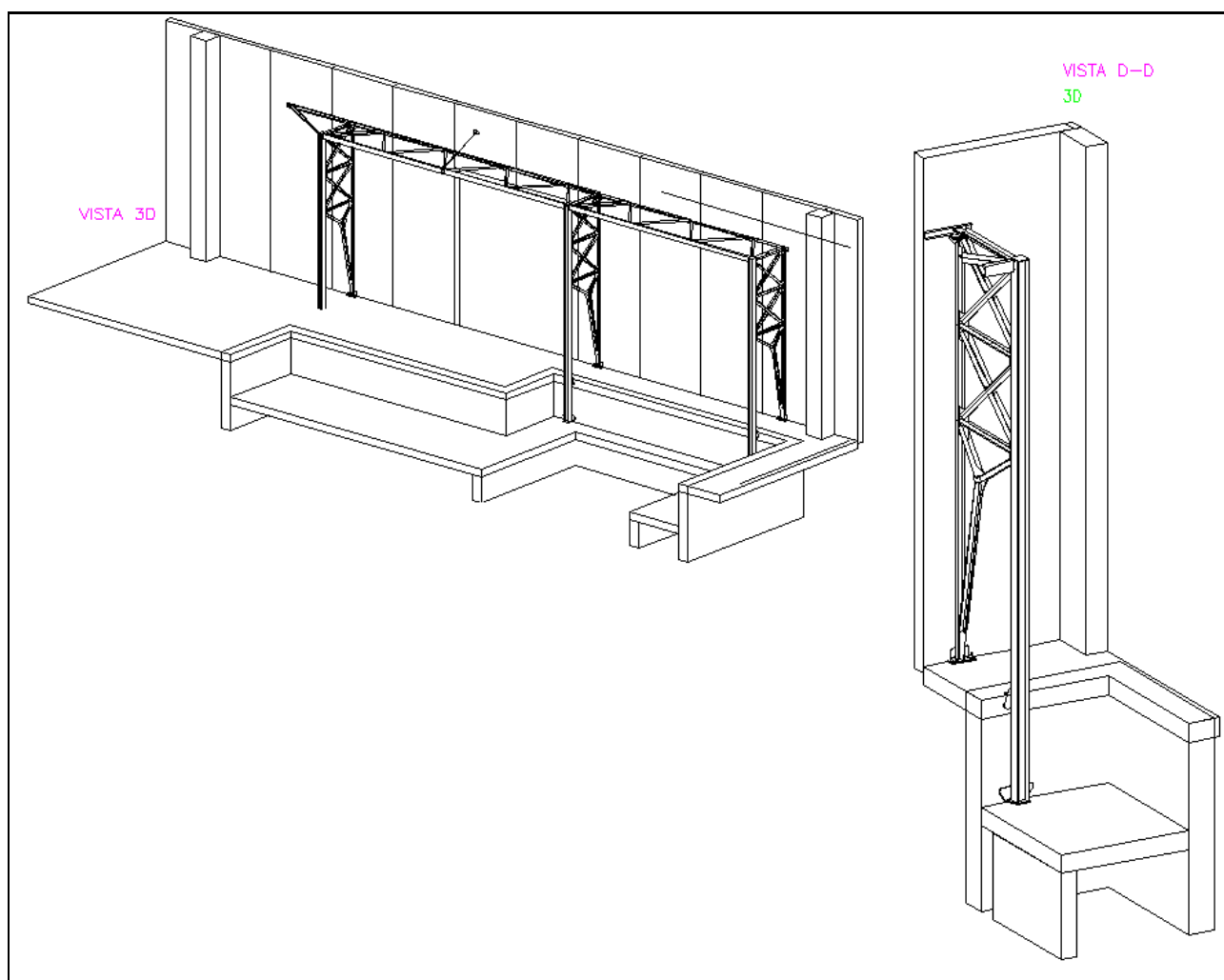


Figura 13: schema 3D per il rinforzo della pannellatura interna.

3.3. CONTROVENTO DELLE CAPRIATE

Le necessarie opere di prevenzione del ribaltamento delle capriate dovevano interessare sia alcuni elementi “Dalla”, quelli di riva e quelli di mezzeria, da collegare all’ala superiore della capriata in modo rigido nel senso longitudinale, sia la fornitura e posa in opera di carpenteria metallica di collegamento alle capriate stesse in mezzeria: in pratica controventi a croce di S. Andrea, da realizzare con tondo di acciaio e tenditori.

Elemento conseguente ma non secondario di questo intervento sarebbe stato anche l’ancoraggio, realizzato con barre passanti, dei pannelli di testata a Est e Ovest, quelli, per intendere, non interessati dalla posa in opera delle travi reticolari orizzontali e delle mensole come descritto in precedenza.

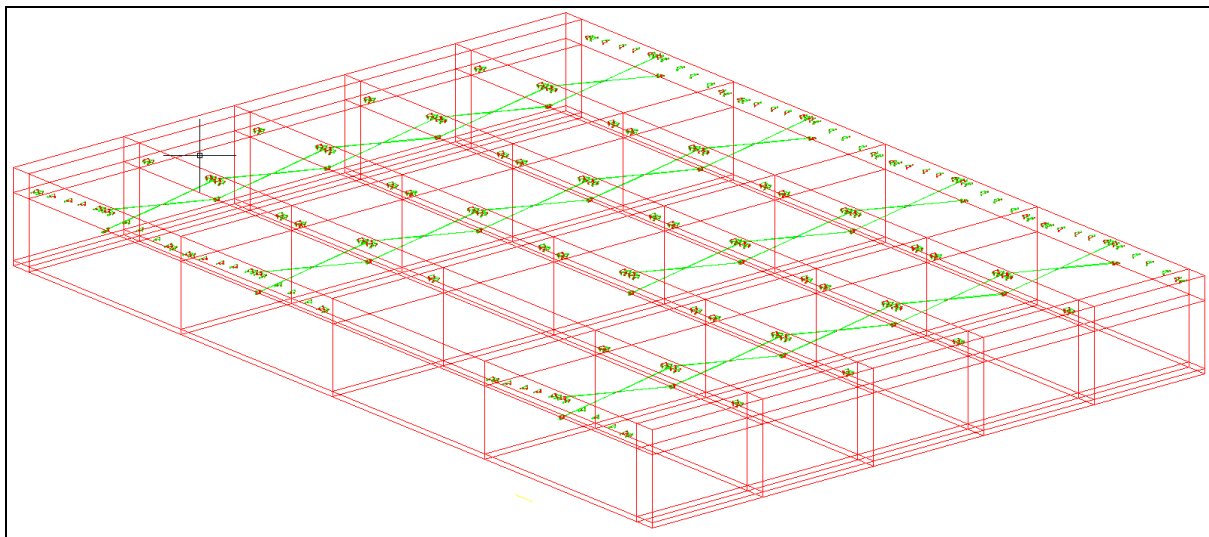


Figura 14: assonometria dei controventi delle capriate.

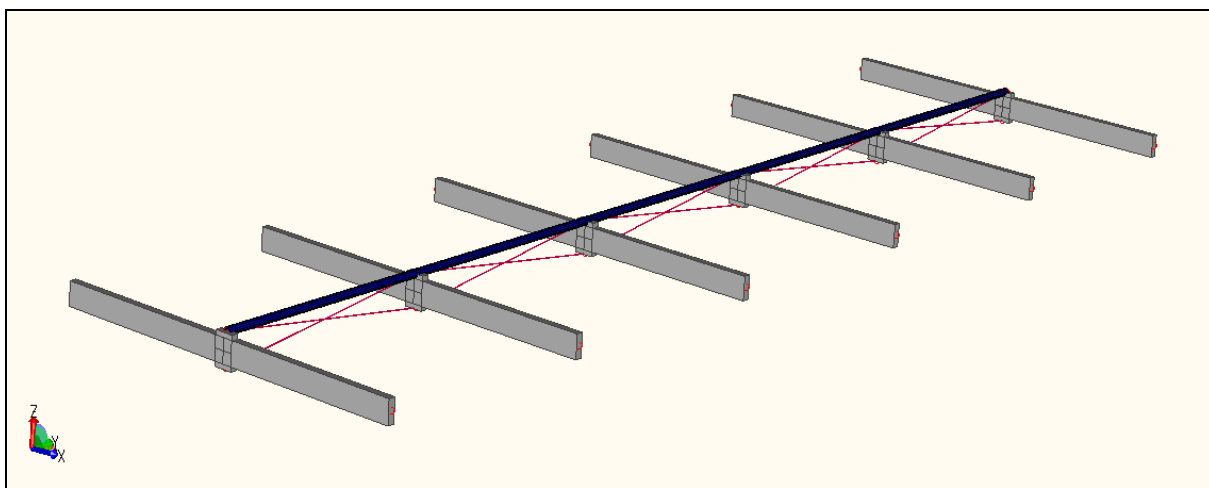


Figura 15: modellazione dei controventi della capriata con MasterSap di AMV.

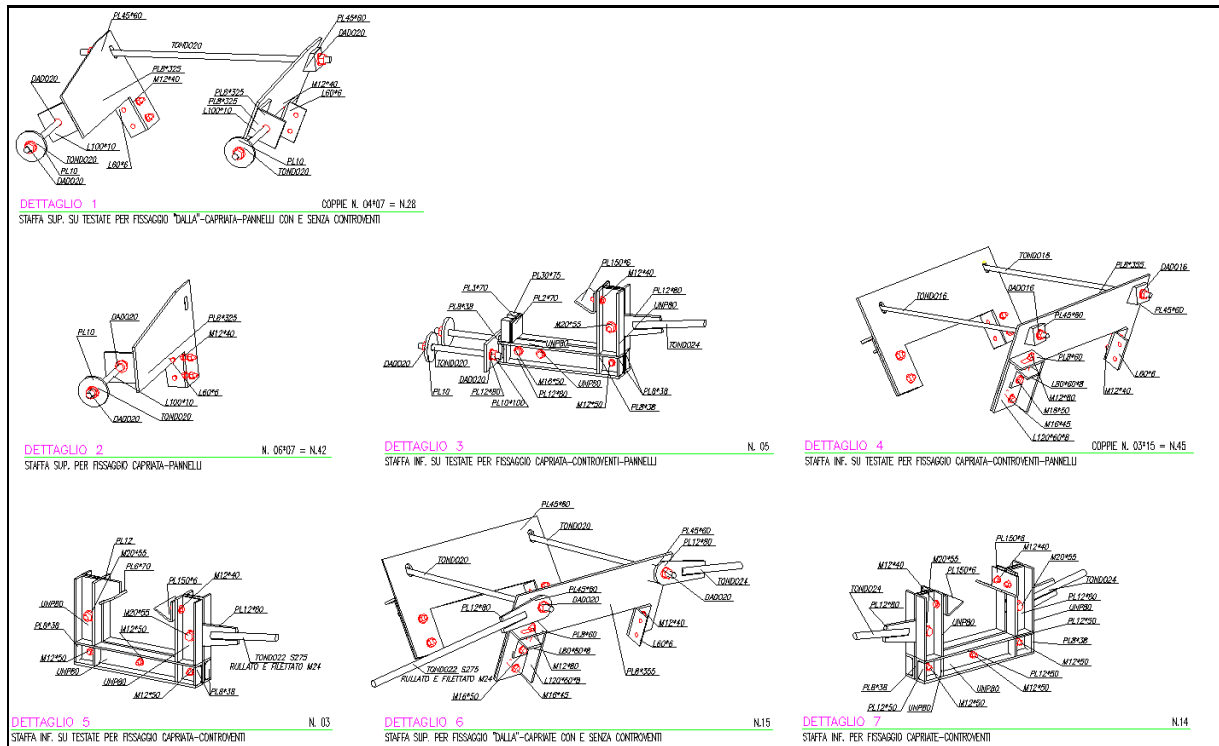


Figura 16: controventi delle capriate, dettagli.

4. CONCLUSIONI

Il progetto presentato risolveva lo scopo che la Società voleva conseguire che era quello di fare in modo che le strutture del corpo "B" dello stabilimento resistessero a un sisma con tempo di ritorno di circa 140 anni secondo i più recenti orientamenti normativi.

L'intervento di miglioramento, che non ha comportato aumento della superficie coperta e che é stato oggetto di semplice SCIA presso il Comune, é stato redatto secondo quanto disposto dalle recenti norme tecniche e denunciato al competente Ufficio Tecnico Provinciale della Regione.

Esso é stato eseguito per lotti, non ha interferito sostanzialmente sulla produzione e ha risolto anche alcune carenze strutturali alle quali era doveroso porre rimedio.

Tutta la progettazione e l'esecuzione, infine, sono state impostate per non impedire ulteriori interventi nel caso di una eventuale emanazione di più stringenti disposizioni normative.