

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE  
D.I.C.E.A.

Tesi di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile,  
Curriculum Edile

**LA PREFABBRICAZIONE NELL'EDILIZIA  
RESIDENZIALE CONTEMPORANEA**

**I SISTEMI NIDYON ED IN.NOVA:  
Confronto nell'Applicazione Esecutiva e Costruttiva  
ad un caso studio.**

**“Green Housing” U.S. Department of Army  
(Caldogno – Vicenza)**

Relatore: Prof. Arch. Umberto Turrini

Correlatori: Prof.ssa Ing. Chiara D'Alpaos

Prof.ssa Ing. Francesca Da Porto

Laureanda: Allieva Ing. Alice Framarin

Data: 11 Dicembre 2013

**LA PREFABBRICAZIONE  
NELL'EDILIZIA  
RESIDENZIALE CONTEMPORANEA**

**I SISTEMI NIDYON ED IN.NOVA:  
Confronto nell'Applicazione Esecutiva e Costruttiva  
ad un caso studio.**

**“Green Housing” U.S. Department of Army  
(Caldogno – Vicenza)**

*Dedico la mia tesi ai bambini  
che ho incontrato durante  
la mia esperienza missionaria  
in Costa d'Avorio.*

*Porto nel cuore i loro sorrisi  
e il loro amore.*

*Ringrazio il mio relatore,  
il Prof. Arch. Umberto Turrini,  
per la stima e la disponibilità accordatemi,  
con profonda riconoscenza per  
le competenze che mi ha trasmesso.*

*Ringrazio i correlatori,  
Prof.ssa Ing. D'Alpaos Chiara e  
Prof.ssa Ing. Da Porto Francesca.*

*Ringrazio particolarmente  
le Aziende Nidyon ed IN.NOVA  
che mi hanno gentilmente concesso  
le informazioni e le immagini necessarie  
alla realizzazione di questa tesi.*



*Ringrazio la mia famiglia per avermi  
sempre sostenuta durante gli studi.*

*Un grazie di cuore agli amici  
Marco, Lorena, Chiara e Laura  
per il supporto.*

*Un ringraziamento particolare ad Andrea  
per la sua costante presenza.*

# INDICE

<b>1. Introduzione</b>	pag. 11
1.1 Concetti Fondamentali della Prefabbricazione	pag. 11
1.2 Cenni Storici	pag. 14
<b>2. La tecnologia Nidyon</b>	pag. 37
2.1 I Prodotti	pag. 38
2.2 Funzioni Strutturali delle connessioni tra pareti e solai	pag. 42
2.3 L’approccio progettuale	pag. 42
2.4 Impianto di produzione	pag. 42
2.5 Prestazioni del polistirene espanso sinterizzato autoestinguente	pag. 43
<b>3. Il Sistema IN.NOVA</b>	pag. 45
3.1 I materiali	pag. 45
3.2 I vantaggi	pag. 49
<b>4. I Sistemi Nidyon ed IN.NOVA a confronto</b>	pag. 51
4.1 Confronto in termini di Unità Tecnologiche	pag. 51
4.2 Confronto in termini di classi di esigenze	pag. 53
4.3 Collocazione dei due Sistemi Costruttivi nell’ambito della Prefabbricazione	pag. 55
<b>5. Il Progetto “Green Housing”</b>	pag. 57
5.1 Descrizione degli edifici	pag. 60
<b>6. Progettazione e Cantierizzazione</b>	pag. 69
6.1 Analisi del Progetto Architettonico di Massima	pag. 69
6.2 Progetto Strutturale Esecutivo – Sistema Nidyon	pag. 70

6.3	Progetto Strutturale Esecutivo – Sistema IN.NOVA	pag. 88
6.4	Modellazione delle strutture	pag. 104
6.5	Cantierizzazione e Impiantistica	pag. 115
<b>7.</b>	<b>Stima dei Lavori</b>	pag. 121
7.1	Aggiornamento dei costi	pag. 125
7.2	Il Computo metrico	pag. 126
7.2.1	<i>Classificazione degli elementi costruttivi</i>	pag. 127
7.2.2	<i>Gli articoli o voci di capitolato</i>	pag. 129
7.2.3	<i>Norme di misurazione</i>	pag. 129
7.2.4	<i>Determinazione dei prezzi unitari</i>	pag. 129
7.2.4.1	<i>Analisi dei prezzi</i>	pag. 130
7.2.4.2	<i>Realizzazione dell'elenco prezzi</i>	pag. 131
7.3	Redazione del Computo Metrico Estimativo per i Sistemi Nidyon, IN.NOVA e Tradizionale	pag. 131
7.3.1	<i>Organizzazione del Computo Metrico Estimativo</i>	pag. 132
7.3.2	<i>Analisi dei Prezzi Unitari</i>	pag. 133
7.3.3	<i>Aggiornamento del costo di costruzione</i>	pag. 135
7.4	Comparazione dei costi di realizzazione delle strutture con una tipologia edilizia tipo	pag. 140
7.5	Tempi di realizzazione	pag. 148
7.6	Calcolo delle Tariffe Professionali per le Costruzioni Edilizie	pag. 149
7.7	Assistenze Murarie	pag. 155
7.8	Commento dei risultati	pag. 156
<b>8.</b>	<b>Conclusioni</b>	pag. 159
8.1	Fase di Progetto	pag. 159
8.2	Comportamento e calcolo delle strutture	pag. 160
8.3	Esecutività e Tempistiche	pag. 161
8.4	Costi	pag. 162
8.5	Reversibilità	pag. 162

# CAPITOLO 1

## Introduzione

La tesi che vado ad esporre ha per oggetto la comparazione di due sistemi costruttivi prefabbricati applicati ad un caso reale di progettazione in comparazione con le tecniche tradizionali costruttive.

Nella prima fase sono state studiate le esigenze espresse dall'utenza a cui risponde la prefabbricazione. Nella seconda fase sono stati analizzati due sistemi costruttivi innovativi: il sistema Nidyon ed il sistema Innova. Nella fase successiva è stato individuato il progetto architettonico di massima (Green Housing) sul quale, nell'ultima fase, sono stati sviluppati due progetti esecutivi oltre che analizzate le problematiche di cantierizzazione, costi, tempistiche, impiantistica e reversibilità.

### 1.1 Concetti fondamentali della Prefabbricazione

La **prefabbricazione** è un procedimento consistente nella preparazione, in luogo diverso dalla sede definitiva, degli elementi costitutivi di una struttura più o meno complessa e nel loro successivo trasporto e montaggio.

Si tratta di una tecnologia che opera la scomposizione dell'edificio nelle sue parti componenti, realizza queste separatamente nelle sedi più idonee e trasforma il cantiere in un'officina di montaggio.

I vantaggi conseguibili possono sintetizzarsi in: maggiore rapidità di esecuzione della costruzione; minore spreco di materiali; riduzione nell'impiego di mano d'opera; miglioramento delle qualità dell'edificio. Indispensabile all'affermarsi di un'edilizia prefabbricata è la presenza di una scala di intervento che giustifichi un procedimento di tipo industriale e di una programmazione nel tempo degli interventi per assicurare continuità alla produzione.

Prefabbricare significa realizzare parti funzionali di un'opera edilizia prima e al di fuori della "fabbrica", intesa come momento e luogo della materializzazione vera e propria di un organismo edilizio o di un'opera infrastrutturale; in effetti la fabbrica è l'opera edilizia stessa

nel suo concretizzarsi. La prefabbricazione incide, nei modi e nei tempi, sull'attività costruttiva che si svolge nella fabbrica: questa non è più sede esclusiva della realizzazione degli elementi costruttivi, i quali anziché essere realizzati nella loro sede definitiva, cioè in opera, vengono costruiti in ambiti esterni, cioè in stabilimenti distribuiti sul territorio: si ha così la prefabbricazione *fuori opera*. D'altra parte l'ambito può essere esterno alla fabbrica ma interno al cantiere, che in questo caso comprende aree per prefabbricare componenti: si ha così la *prefabbricazione a piè d'opera*. Infine sussiste la possibilità, apparentemente paradossale, di operare all'interno della stessa fabbrica, cioè nell'ambito dell'area coperta dall'edificio: si hanno così la *prefabbricazione a piè di fabbrica*, che consiste nella realizzazione a terra, all'interno del perimetro di base del fabbricato, di componenti da collocare in quota per sollevamento.

Il ricorso alla prefabbricazione dà la possibilità di ridurre oneri o complessità propri del costruire in sito: il *pezzo prefabbricato* può avere come attributo intrinseco l'eliminare una o più lavorazioni in opera, e può quindi essere tanto più conveniente quanto più elevato è il suo *grado di semplificazione* (GS), espresso dal numero e/o dal tipo di lavorazioni assorbite. D'altra parte il prefabbricare non costituisce sempre un'alternativa alla realizzazione in opera di un manufatto, ma può risultare scelta obbligata per due motivi:

- a) l'elemento non è realizzabile in altro modo per le caratteristiche dei materiali che s'intendono o si possono impiegare e si ha così la *prefabbricazione intrinseca al pezzo* (per es. una colonna in ghisa, modellabile soltanto a caldo, non può che essere prefabbricata, come pure un ritto ricavato da un tronco d'albero)
- b) l'opera da costruire comporta obbligatoriamente il ricorso alla prefabbricazione per ragioni d'impiego e/o di destinazione d'uso e si ha così la *prefabbricazione intrinseca all'intera opera*.

In ambedue i casi s'individua un procedimento basato su operazioni di montaggio di componenti, tra loro integrabili, limitati in tipo e numero; perciò si tende da un lato all'unificazione e dall'altro al sovradimensionamento dei pezzi, compatibilmente con le tecnologie di produzione, la trasportabilità e la maneggevolezza.

Qualunque sia il motivo del ricorso alla prefabbricazione, il pezzo prefabbricato dev'essere dell'opera da costruire parte sostanziale e compiuta con specifiche caratteristiche morfologiche e con precise correlazioni con altre parti prefabbricate o da realizzare in opera. In sostanza il pezzo prefabbricato è un componente formalmente e costruttivamente strutturato in funzione di un'opera specifica, organismo edilizio od opera infrastrutturale che

sia; in ciò si distingue dai pezzi "preformati" o "preassemblati", i quali come elementi costruttivi hanno, rispetto a esso, valenze elementari, non costituendo parte strutturata e completa dell'opera, nonché ruolo subalterno quando concorrono a conformarlo.

Si può individuare una prima categoria di pezzi prefabbricati rappresentata dagli *elementi prefabbricati al rustico*, cioè il pezzo è prodotto al grezzo provvedendo in opera alle finiture (per es. un pannello-solaio o di facciata da intonacare in opera, una trave d'acciaio reticolare senza trattamento anticorrosione, un serramento da verniciare in opera). La seconda categoria è quella degli *elementi prefabbricati semifiniti*, cioè comprensivi di alcune finiture (per es. un pannello-solaio o di facciata preintonacato da completare in opera con la tinteggiatura, una trave d'acciaio reticolare con trattamento di zincatura ma da verniciare in opera, un serramento preverniciato); in questa categoria rientrano gli *elementi parzialmente prefabbricati* specifici delle opere in cemento armato, che richiedono getti di completamento in opera (il primo esempio è del 1902, quando l'inglese E. L. Ransome brevettò un sistema per solai comprendente una trave prefabbricata con armatura sporgente, per consentire il collegamento con la soletta gettata in opera; sistemi simili, come quello "a predalles", oggi sono di uso corrente). La terza categoria è quella degli *elementi prefabbricati al finito*, cioè completamente rifiniti e soggetti in opera al semplice montaggio (per es. un pannello-facciata completo di rivestimento esterno e di strato di finitura all'interno, una trave reticolare in acciaio preverniciata, un serramento preverniciato completo di vetri e di soglia). La quarta categoria è costituita dagli *elementi prefabbricati attrezzati o attrezzabili*, cioè da componenti in grado di comprendere canalizzazioni e punti di utilizzazione di uno o più impianti, che possono essere incorporati nella fase di prefabbricazione ("componente attrezzato": per es. una trancia di soletta comprensiva di serpentine per il riscaldamento) oppure inseribili in opera entro apposite sedi ispezionabili ("componente attrezzabile": per es. un pannello con cavità verticale, dotata di sportelli, per consentire la posa e la sostituzione di tubature).

Definite le caratteristiche generali del pezzo prefabbricato occorre considerare che nella pratica costruttiva la prefabbricazione può essere d'impiego totale o parziale.

La prefabbricazione è *totale* quando l'opera è interamente formata da pezzi prefabbricati; si possono avere due modalità operative: montare in opera i componenti, e allora in questo caso permane la "fabbrica" come momento realizzativo; montare in stabilimento i componenti, e in questo caso scompare la "fabbrica" tradizionalmente intesa, dando così luogo a un'unica elementare operazione di collocazione in sito dell'opera (in generale di modeste dimensioni; per es. *mobile-home*) prodotta e trasportata sul posto completa. In ambedue le modalità la

prefabbricazione coinvolge in modo complessivo l'opera sotto il profilo sia progettuale che esecutivo: diviene matrice di un sistema progettuale in cui l'oggetto è considerato preventivamente disaggregato in parti, ma suscettibile di riaggregazione. In quest'ottica la progettazione deve essere basata su precisi criteri di coordinamento integrale che assicurino ai componenti prefabbricati la combinabilità a livello dimensionale, l'effettiva accoppiabilità per intrinseci attributi morfologici e ben definite capacità prestazionali a livello d'insieme per quanto riguarda gli aspetti formali, statici e di comfort.

La prefabbricazione è *parziale* quando l'opera è soltanto in parte formata da elementi prefabbricati, i quali possono risultare pezzi "isolati" incorporati nell'ambito delle prevalenti parti realizzate in opera (per es. architravi e colonne in costruzioni murarie; porte e finestre inserite in muri costruiti in opera) oppure costituire insiemi coordinati, al limite un intero elemento di fabbrica: per es. chiusure verticali di tamponamento prefabbricate del tipo a pannelli in calcestruzzo o del tipo *curtain-wall* applicate in costruzioni a scheletro portante realizzato in opera; trince di solaio in costruzioni murarie tradizionali; edifici con scheletro portante in elementi prefabbricati e le altre parti realizzate in opera. A livello cantieristico si ha il cosiddetto *sistema misto* (compresenza di prefabbricazione e di lavorazioni in opera) che richiede, specie sul piano tecnico-economico, un coordinamento progettuale ed esecutivo abbastanza complesso per contemperare le esigenze delle due modalità operative.

Ponendo in relazione il prefabbricare con i modi e i mezzi per attuarlo si hanno tre modelli di produzione ormai codificati nel tempo:

- prefabbricazione artigianale;
- prefabbricazione "artigianale" industrializzata;
- prefabbricazione industriale.

## 1.2 Cenni Storici

### *La Prefabbricazione artigianale.*

La costruzione in opera e la prefabbricazione sono sempre coesistite e si può senz'altro affermare che nascono nel momento stesso in cui l'uomo ha dovuto realizzare opere a scopo abitativo. In effetti sin dalla preistoria si delineano i caratteri propri delle lavorazioni in opera e fuori opera in relazione a particolari condizioni contestuali per il reperimento dei materiali e al modo di vita delle comunità primitive, nomadi o stanziali.

Il criterio di prefabbricare parti di una costruzione, sia a piè d'opera sia fuori opera, risale a tempi remoti, in quanto il "costruttore" sin dai primordi ha sempre cercato di razionalizzare il lavoro predisponendo, nei limiti del possibile, pezzi funzionalmente compiuti suscettibili di un semplice montaggio. Tant'è vero che si può parlare di prefabbricazione *primordiale*, che trova testimonianza nelle modalità costruttive dei dolmen (formati dalla semplice sovrapposizione e giustapposizione di elementi lapidei rozzamente lavorati a piè d'opera) o di altre costruzioni più complesse, come quella di Stonehenge (formata da una successione continua di triliti disposti in cerchio).



Fig. 1.1: Stonehenge.



Fig. 1.2: Dolmen.

Ulteriore testimonianza si ha nelle antiche abitazioni delle popolazioni nomadi, come la tenda beduina o la capanna yurta: la necessità di poter trasferire il luogo di residenza implica la smontabilità e la rimontabilità dell'entità abitativa, donde l'esigenza di realizzare pezzi fuori opera di facile montaggio "a secco" (elementi lignei di sostegno collegabili mediante legatura e chiusure in teli o pelli). In questi esempi primordiali, pur nella concezione costruttiva spontanea e intuitiva, si può riscontrare l'obiettivo, proprio dei nostri giorni, di individuare un sistema di prefabbricazione che investa l'intero organismo edilizio; in essi sono altresì rintracciabili le radici di motivazioni fondamentali per ricorrere alla prefabbricazione: la rapidità esecutiva in cantiere per le opere fisse e permanenti; la flessibilità costruttiva per le opere che devono risultare trasferibili da un luogo all'altro.





**Fig. 1.3:** *Tenda beduina*



**Fig. 1.4:** *Capanna yurta.*

La scomposizione in parti, caratterizzate a scala di organismo, è propria dell'architettura egizia. Nella costruzione dei templi egizi si è avuto un massiccio ricorso alla prefabbricazione predisponendo fuori opera o a piè d'opera grandi pezzi monolitici, come le colonne granitiche monopezzo, le lastre di copertura e i grandi architravi; il sistema costruttivo era basato su operazioni di montaggio di elementi lapidei di notevole peso: criterio del tutto analogo a quello attualmente adottato nella prefabbricazione "pesante" di grandi elementi in cemento armato.



**Fig. 1.5:** *Tempio egizio.*

Nel tempio greco il ricorso alla prefabbricazione è una costante. La concezione architettonica greca impostata secondo criteri modulari e di proporzionamento armonico ben si sposava all'identificazione di componenti litoidi ripetibili da realizzare a piè d'opera e anche fuori opera (colonne monolitiche, rocchi per colonne composite, capitelli, architravi, cimase, cornici, ecc). L'organismo edilizio greco nasce dall'aggregazione di un insieme di elementi prefabbricati autonomi ma tra loro correlati sia formalmente sia costruttivamente. Si può senz'altro affermare che nel periodo greco viene codificata la prefabbricazione artigianale.



Fig. 1.6: Tempio greco.



Fig. 1.7: Particolare colonne greche con capitelli, che sorreggono architravi.

Se per gli Egiziani e i Greci la costruzione delle grandi opere era fondamentale basata sulla prefabbricazione, per i Romani fu più congeniale la fabbricazione in opera, anche se venne praticato un parziale ricorso alla prefabbricazione. I Romani nella costruzione di grandi coperture adottarono anziché il principio del trilito, che ha implicita la prefabbricazione dell'architrave e dei ritzi, il principio dell'arco, che ha invece implicita la realizzazione in opera mediante elementi base di piccole dimensioni (conci di pietra o mattoni laterizi) oppure mediante getti di calcestruzzo ordinario (ambedue lavorazioni "umide", del tutto opposte a quelle fondate sul montaggio "a secco"). Le ossature murarie voltate venivano create sul posto dal *magister*, che faceva loro acquisire forma e resistenza mano a mano che avveniva l'elevazione. Il ricorso alla prefabbricazione era coerentemente circoscritta a quelle strutture architettoniche che facevano specifico riferimento agli stilemi greci. Sotto questo profilo è emblematico il Pantheon, di cui la rotonda, basata sulla *firmitas* vitruviana, è voltata in opera per concrezione, mentre il grecheggianti pronao è un composito di elementi prefabbricati.



Fig. 1.8: Arco romano.



Fig. 1.9: Pantheon.

Sostanzialmente i Romani codificarono il procedimento *misto* "costruzione in opera con prefabbricazione artigianale", che ha caratterizzato gli organismi con ossatura muraria fino ai

nostri giorni. In effetti nei periodi successivi a quello romano, per quanto attiene alle costruzioni murarie, sia in pietra che in laterizio, diviene predominante, per un insieme di fattori economici e produttivi, il ricorrere a procedimenti in opera, che caratterizzano così il cantiere oggi definito "tradizionale" e le relative lavorazioni in fabbrica; la prefabbricazione è circoscritta alla realizzazione di architravi, colonne monolitiche ed elementi di coronamento, nonché di serramenti e incavallature. Si può dire che fino al XIX secolo il cantiere rimane nella sua impostazione di base simile a quello del periodo romano.

Per quanto concerne l'impiego di elementi in pietra prefabbricati è del tutto singolare e per certi aspetti significativo quanto si praticava nel periodo paleocristiano: in mancanza di un apparato produttivo ed economico in grado di fornire pezzi di particolare resistenza e conformazione, venivano recuperati colonne e capitelli da edifici di epoca romana per sorreggere i muri interni delle navate. L'architettura di questo periodo è stata perciò detta "frammentaria", e si può aggiungere che si è in presenza di una prefabbricazione "per trovanti". Questo paradossale tipo di prefabbricazione, che in pratica annulla i tempi per la produzione fuori opera degli elementi costruttivi, dà in anticipo risposta positiva all'attuale interrogativo posto dalla prefabbricazione industrializzata a ciclo aperto, e cioè se un componente creato formalmente al di fuori o prima del momento progettuale dell'opera in cui dovrà essere inserito possa poi risultare parte architettonicamente organica e integrata. Oggi, come allora, l'integrazione sotto il profilo del linguaggio del componente formalmente autonomo, è conseguente al livello di cultura architettonica in cui operano rispettivamente il *designer* del pezzo e il progettista dell'organismo.

Altre considerazioni e ulteriori riscontri sulle radici della prefabbricazione artigianale sono possibili prendendo in esame alcuni aspetti delle costruzioni in legno. In effetti il costruire in legno sottende il ricorso alla prefabbricazione nel momento stesso in cui viene segato l'albero: si ricavano elementi lineari snelli impiegabili soltanto per assemblaggio, i quali, data la capacità di resistenza flessionale e a taglio, consentono di determinare lo scheletro portante. Questo elemento di fabbrica nasce proprio con l'uso del legname: i componenti in legno (ritti, traversi e controventi) vengono conformati fuori poi assemblati in opera mediante collegamenti "a secco" meccanici. Già nelle capanne delle popolazioni primitive è facilmente rilevabile l'intendimento d'individuare un sistema costruttivo basato su pezzi coordinati non solo per l'ossatura portante, ma anche per le coperture e le tamponature: l'attuale prefabbricazione industriale definita "leggera", date le qualità intrinseche dei materiali impiegati.



**Fig. 1.10:** *Capanna in legno.*

Al di là di queste considerazioni generali si possono fare richiami particolari a momenti del passato che testimoniano come il ricorso alla prefabbricazione nelle costruzioni in legno sia stato sistematico e basato su metodologie e modalità riconducibili a quelle attuali. Significativo sotto il profilo delle modalità è il sistema costruttivo applicato tra l' XI e il XIV secolo in Norvegia per realizzare piccole chiese del tipo *stav-kirke*.



**Fig. 1.11:** *Chiesa norvegese del tipo "stav kirke".*

Il sistema si basava su una progettazione che prevedeva vari insiemi di elementi costruttivi unificati e dimensionalmente coordinati, riguardanti le fondazioni, le pareti portanti e le incavallature del tetto, suscettibili di essere montati secondo una serie razionalmente programmata di operazioni semplici. In particolare si aveva: la prefabbricazione a terra (in prossimità delle travi di fondazione) delle intelaiature verticali interne e la successiva collocazione per semplice rotazione verso l'alto; il sollevamento e montaggio dei cavalletti "a forbice" prefabbricati. I criteri progettuali e l'organizzazione cantieristica di questo sistema medievale, ovviamente del tutto artigianale, non si differenziano concettualmente dagli attuali sistemi di prefabbricazione *tilt-up* destinati alla realizzazione di case di abitazione unifamiliari isolate.

Un significativo esempio sotto il profilo metodologico e normativo è rintracciabile in Giappone, dove criteri di normalizzazione e unificazione a livello nazionale sono anticipati di secoli rispetto al mondo occidentale. Dopo l'incendio di Tokyo del 1657 furono stabiliti dei principi tassativi di normalizzazione e unificazione sia per tipi di abitazione che per componenti edilizi; in questo modo si rese più rapida ed economica l'opera di ricostruzione. Da secoli ormai le abitazioni giapponesi si basano su tali principi che regolano morfologicamente e dimensionalmente gli ambienti e gli elementi di fabbrica. Elemento fondamentale per il coordinamento dimensionale in pianta dell'abitazione è il *tatami*, cioè la stuoia formata con l'intreccio di giunchi e paglia di riso, che in più elementi accostati costituisce il pavimento dell'ambiente. Il “*tatami*” ha dimensioni unificate in lunghezza e larghezza tali da determinare un vano utile con pianta quadrangolare (in una gamma diversificata di dimensioni standard) compatibile con gli interassi e lo spessore degli elementi dello scheletro portante in legno. Altri elementi unificati sono il pannello-facciata “*shoji*” e il divisorio scorrevole “*fusuma*”. In effetti la costruzione lignea giapponese è stata codificata tramite un sistema di prefabbricazione artigianale basato su un coordinamento dimensionale modulare; nella prefabbricazione industriale giapponese degli anni Ottanta ancora si fa riferimento alla modulazione del *tatami*.



**Fig. 1.12:** Architettura cinese.  
Visibili i moduli *tatami* a terra, *shoji* e *fusuma* dei divisori interni.

La prefabbricazione artigianale produce il pezzo unico o pezzi ripetuti per un'opera specifica; attraverso i secoli, fino alla metà del 1700, a mano a mano che il settore produttivo esterno al cantiere può, con il perfezionarsi dei mezzi e delle tecniche (pur sempre nell'ambito del lavoro manuale), fornire pezzi finiti realizzati a bottega si accresce la gamma degli elementi prefabbricati. Si ha così la produzione artigianale, oltre che degli elementi lapidei, anche dei serramenti, delle opere in ferro battuto, delle capriate e delle intelaiature lignee da assemblare a piè d'opera e poi porre in opera per sollevamento. Questo tipo di produzione permarrà anche

con l'avvento della meccanizzazione e dei nuovi materiali, come la ghisa e l'acciaio prima, il cemento armato e le materie plastiche poi, ma non si baserà più sul lavoro manuale in quanto subentra il processo di meccanizzazione per entrare nella sfera dell'industrializzazione. In conclusione è senz'altro possibile affermare che la prefabbricazione artigianale va intesa come modalità costruttiva finalizzata a realizzare fuori opera o a piè d'opera componenti per un organismo edilizio costituente un *unicum* e basata sul lavoro manuale dell'artigiano-artista, che garantisce al medesimo tempo la validità formale e le qualità prestazionali.

### **Prefabbricazione "artigianale" industrializzata.**

Nel XIX secolo la macchina e la relativa meccanizzazione modificano il mondo della produzione, che da artigianale diviene industriale per la totalità dei principali manufatti; per quanto riguarda il settore edilizio la struttura produttiva mantiene come obiettivo principale quello di soddisfare la domanda espressa da un'edificazione imperniata su opere singole, sia grandi che piccole.

Con lo sviluppo della produzione industriale della ghisa, prima in Inghilterra poi in altri paesi, vengono prefabbricati in officina artigianalmente architravi, costoloni di volte e colonne per specifici edifici. Successivamente, tra la fine del XIX secolo e i primi anni del XX secolo, la produzione siderurgica di profilati standard in ferro consente la realizzazione in officina di membrature portanti di coperture e dello scheletro portante: si hanno così, sempre per opere specifiche, le costruzioni metalliche di grandi coperture da porre su ossature murarie e gli scheletri per edifici multipiani, di cui il grattacielo rappresenta l'esempio emblematico della sfida dell'industrialismo alla struttura della società artigianale e contadina.

Si può dire che lo scheletro portante in ferro è stato il primo elemento di fabbrica i cui i "pezzi" vengono prefabbricati in officina industrializzata per poi essere trasportati e montati in opera, in base a un progetto che tiene conto di due nuovi momenti della fase realizzativa: quello in officina, industrializzato (vengono introdotte per la prima volta nell'edilizia, per il pezzo, la misura di progetto, la misura nominale e quella effettiva) e quello in cantiere, rinnovato ma sostanzialmente tradizionale. La carpenteria metallica sia per gli edifici che per le opere infrastrutturali diviene sinonimo d'industrializzazione dell'edilizia.

Tuttavia ancora non si può parlare di prefabbricazione industriale in quanto manca la serialità a livello di opera edilizia, anche se seriale è la produzione dei profilati metallici che costituiscono gli elementi base preformati da lavorare nell'officina. In ogni modo si comincia a intravedere la possibilità di trasferire molte lavorazioni al di fuori del cantiere, evitando le

inclemenze stagionali e gli oneri delle lavorazioni "umide" in opera proprie delle costruzioni murarie. Nella maggioranza dei casi le costruzioni sono di tipo misto: scheletro in ferro, solai in ferro ed elementi laterizi, tamponature e tramezzi murari; il tutto viene così riportato nell'ambito del cantiere tradizionale.

In quest'ottica va ricordata l'opera più significativa di J. Paxton: il noto Palazzo di Cristallo per l'Esposizione di Londra (1851), che rappresenta uno dei primi esempi di prefabbricazione totale di un organismo edilizio basata su una specifica metodologia di progettazione e di organizzazione esecutiva. Paxton, mettendo a frutto le positive esperienze nel realizzare serre con componenti prefabbricati in ghisa e ferro unitamente alle nuove lastre in vetro rinforzato di produzione industriale, imposta il progetto dell'imponente opera (92.000 m<sup>2</sup> coperti) su criteri modulari, con la conseguente definizione di elementi costruttivi tra loro combinabili dimensionalmente e accoppiabili per semplice montaggio "a secco". L'edificio è stato progettato secondo un reticolo modulare di pianta avente una maglia quadrata con lato di 8 piedi (2,44 m), valore che Paxton ha determinato tenendo in considerazione al tempo stesso le dimensioni produttivamente accettabili degli elementi costruttivi e le esigenze funzionali per l'articolazione degli spazi espositivi e di servizio; è anticipato così uno dei criteri base della progettazione che oggi si persegue nell'ambito dell'edilizia industrializzata. In pratica vengono coinvolti nel processo d'industrializzazione tutti i principali componenti dell'opera: le colonne in ghisa, le travi a traliccio in ferro dolce, i nodi meccanici in ghisa (base e capitello della colonna), i tiranti in ferro dolce, le travi in legno armate con tondino, i tralici arcuati in legno, le pareti esterne in ghisa e vetro. Paxton inoltre studia preventivamente con criteri innovativi l'organizzazione del cantiere: determina fasi operative ben scandite nel tempo da svolgere razionalmente in coordinamento tra loro senza interferenze; adotta e idea sistemi di sollevamento e di posa in opera, del tutto originali, per conseguire la massima facilità e rapidità nel lavoro di montaggio (sistematizzazione del tiro in alto mediante cavalli; ideazione del carrello, su binari in quota, per la posa dei vetri dei lucernai). Tutto ciò gli ha consentito di erigere lo scheletro portante in soli quattro mesi (dal 26 settembre 1850 al 30 gennaio 1851); considerato che in questo stesso periodo venivano approntati in officina gli elementi di completamento, per ultimare l'edificio furono necessari soltanto altri tre mesi (30 aprile 1851). Paxton impiega elementi in ferro e in ghisa già entrati nell'uso corrente nelle opere ferroviarie, in quelle stradali e nelle costruzioni navali, cioè usa i prodotti tipici dell'industria, senza peraltro rinunciare alla propria creatività sotto il profilo architettonico e alla sperimentazione tecnologica. Paxton instaura una stretta collaborazione con la ditta Fox, Henderson &



Company per la progettazione e la produzione industriale delle colonne in ghisa; anche in questo caso intuisce che al pari della collaborazione tradizionale con l'artigiano ormai era indispensabile quella con il settore produttivo industriale, in modo da comprenderne la struttura operativa, ma al tempo stesso indirizzarne la produzione in termini di validità architettonica.



Fig. 1.13: Palazzo di cristallo, Paxton.

Si può definire *prefabbricazione "artigianale" industrializzata*, quella in cui permane l'obiettivo della prefabbricazione artigianale di produrre componenti *ad hoc* per un'opera, sia di piccola che di grande dimensione, impiegando modi e mezzi di produzione tipici del processo di meccanizzazione.

Questo tipo di prefabbricazione, che ha preceduto la "prefabbricazione industriale", si è sviluppato diffusamente nel XX secolo ed è tuttora valido, tanto da essere di uso corrente e da costituire modalità operativa, progettuale e costruttiva, per ritrovare nel processo industriale la "cultura" propria della sfera artigianale e per effettuare sperimentazioni d'avanguardia.

Pur operando a livello industriale, si tende a mantenere la sfera progettuale propria del lavoro artigianale, e in questo s'individua il valore culturale, già enunciato, che la prefabbricazione "artigianale" industrializzata può assumere.

In conclusione la prefabbricazione "artigianale" industrializzata deve la sua particolare diffusione a tre fattori fondamentali che superano i limiti propri della prefabbricazione industriale sia a "ciclo chiuso" sia a "ciclo aperto": flessibilità progettuale, in quanto lascia ampie libertà creative fino al dettaglio; flessibilità cantieristica, in quanto integrabile con i vari procedimenti costruttivi in opera; flessibilità produttiva, in quanto il progresso tecnologico nelle lavorazioni in stabilimento consente di soddisfare ampiamente la



committenza, potendo l'industria produrre su richiesta componenti di forma e prestazioni differenziate.

### ***Prefabbricazione industriale.***

In Inghilterra iniziò nel 1830 una produzione iterata di prefabbricati in ghisa (colonne stilizzate standard, mensole per balconi, scale, ringhiere, parapetti, e anche lampioni a gas e altri arredi urbani) immessi in commercio come elementi finiti da acquistare "a catalogo". Sempre nel XIX secolo furono prefabbricate ossature complete in ghisa da spedire via mare alle colonie, come fece la ditta Cragg a Liverpool per chiese in stile gotico e altri *iron-masters* della "Costa di ghisa". Vanno anche ricordati produzioni e brevetti per realizzare iterativamente edifici di modeste dimensioni interamente prefabbricati: le case standard del 1849 per i cercatori d'oro della California; i padiglioni in ferro e ghisa del 1851; i brevetti di Paxton del 1858 per serre; il brevetto del 1861 di D. H. Shillings (USA) per una casa in pannelli di legno; gli alberghi diurni standard del 1883, prodotti in Germania in lamiera zincata; l'ospedale militare da campo in legno e tela, del 1886, prodotto dalla Building Systems Development Inc.

Passando al Novecento, premesso che negli USA la prefabbricazione in serie di case di abitazione a uno o due piani era già praticata negli anni Venti, negli anni Trenta, soprattutto in Europa, la prefabbricazione su basi industriali non aveva ancora preso piede. Sono da ricordare: la casa Dimaxyon e la casa prefabbricata norvegese del 1938 progettata da E. Gront.



**Fig. 1.14:** *Casa Dimaxyon.*

D'altra parte i protagonisti del movimento razionalista hanno posto su basi sistematiche, in termini di architettura e urbanistica, l'approccio alla produzione industriale sia a livello teorico che progettuale: Le Corbusier con la definizione di *machine à habiter* e il progetto della *maison domino* (1917); Mies van der Rohe con le sue costruzioni in acciaio basate su un reticolo di pianta modulare; Gropius con l'impostazione data al Bauhaus e con i progetti di case prefabbricate (per es. l'abitazione da montare "a secco" nel quartiere sperimentale Weissenhof, esposizione *Wohnung* del Deutscher Werkbund, 1927).



**Fig. 1.15:** Progetto della maison domino.



**Fig. 1.16:** Quartiere Weissenhof.

Gropius nel 1924 scrisse: "per l'economia di una nazione è di importanza capitale rendere più accessibile e più economica la produzione edilizia"; Le Corbusier ha detto: "il problema dei nostri giorni è la casa di abitazione; la grande industria deve interessarsi e inserirsi nell'edilizia... occorre produrre in serie gli elementi delle abitazioni...".

In Europa negli anni immediatamente successivi alla seconda guerra mondiale dapprima le necessità della ricostruzione edilizia nei vari settori produttivi e nel settore della residenza, poi il dover soddisfare alla crescente domanda del bene edilizio conseguente al fenomeno dell'inurbamento e all'intenso sviluppo degli insediamenti industriali, hanno richiesto una risposta massiccia, immediata e continua in termini realizzativi tanto al settore privato quanto a quello pubblico. In particolare la committenza pubblica ha cercato di farvi fronte ponendo in atto programmi edilizi di vaste proporzioni riguardanti i vari settori (residenziale, scolastico, sanitario, ecc.); l'imprenditoria del settore edilizio ha avviato una profonda ristrutturazione del suo apparato produttivo, rivolgendosi ai mezzi offerti dal processo d'industrializzazione in atto, considerata anche la costante diminuzione della manodopera edile dovuta al crescente assorbimento delle forze di lavoro da parte dell'industria manifatturiera. A questo punto si sono verificate le condizioni socioeconomiche per cui il settore della produzione esterna al cantiere (le industrie manifatturiere di oggetti edilizi intermedi) ha deciso di porre sul mercato, senza dover correre particolari rischi data la quantità della domanda, elementi prefabbricati in stabilimento (fuori opera) come "pezzi già pronti" .

Si è così passati da una prefabbricazione *ad hoc* per una specifica e singola opera, come si è detto per la prefabbricazione "artigianale" industrializzata, a una vera e propria *prefabbricazione industriale*, in quanto la produzione meccanizzata e programmata è basata sulla "serie". Questo tipo di produzione implica necessariamente il coinvolgimento diretto del momento progettuale dell'organismo architettonico, poiché questo è visto come entità concepibile, tutta o in parte, impiegando componenti standard aventi a priori proprie caratteristiche prestazionali, morfologiche ed estetiche. In pratica si dà luogo alla cosiddetta *edilizia industrializzata*, che è nel bene e nel male "creatura tecnologica" del ventesimo secolo.

Con la prefabbricazione industriale ci si è posti come massimo obiettivo quello d'immettere nel mercato interi organismi edilizi di tipo standard con la caratteristica della serialità; d'altra parte, data la possibilità di una maggiore penetrazione commerciale nell'ambito dei procedimenti costruttivi "misti" (cioè con prefabbricazione parziale), ci si è posti l'obiettivo, concettualmente ridotto ma non per questo meno valido sul piano pratico, di fornire componenti seriali d'impiego flessibile sotto il profilo sia costruttivo che formale, dando luogo alla *produzione industriale dei componenti*.

***Produzione industriale di opere complete.***

In questo caso il ciclo produttivo di prefabbricazione integra i vari elementi di fabbrica ed è finalizzato alla realizzazione di un tipo o di una gamma di tipi edilizi, da fornire "chiavi in mano", cioè completi e funzionanti; in base a tali finalità si potrà avere il *ciclo chiuso* o il *ciclo aperto*. La produzione può essere espressione diretta e autonoma del settore industriale, ed è definita "a catalogo", oppure essere indotta da iniziative esterne al settore, ed è detta "per programmi".

La *produzione a catalogo* è basata su criteri commerciali del tutto analoghi a quelli dell'industria automobilistica: il committente può scegliere, con eventuali *optionals*, tra una gamma di tipi standard offerti dalla ditta produttrice. Questa modalità commerciale e produttiva, che trova le sue radici, come già evidenziato, nel XIX secolo, è rivolta a soddisfare una domanda con specifiche connotazioni dovute a precisi contesti socioeconomici o a particolari destinazioni d'uso.

La produzione a catalogo più praticata è quella delle case unifamiliari a uno o due piani per insediamenti a carattere stanziale realizzabili con elementi a pannelli componibili; si può dire che è nata negli USA come evoluzione del procedimento in legno a *platform frame*, producendo in stabilimento tutti i componenti come entità piane da montare sul posto. La caratteristica di questa produzione è quella di essere strettamente legata a una tipologia del tutto tradizionale sotto il profilo costruttivo, funzionale; in seguito costituisce modello per analoghi tipi edilizi a pannelli con intelaiatura metallica. Tanto i sistemi in legno che quelli in metallo si diffondono anche in Europa laddove rappresentano evoluzione di modelli tradizionali; proprio per questa ragione sono tuttora commercialmente validi negli USA e nei paesi del Nord Europa. In Italia, dove per tradizione si è legati alla "solidità muraria", i sistemi "leggeri" sopraddetti non sono bene accetti perciò si è tentato, con una produzione in pannelli "pesanti" in cemento armato, di vincere tale pregiudizio, ma con scarso successo commerciale. Tutti i sistemi citati, a prescindere dal materiale, sono basati sulla produzione "a ciclo chiuso", offrendo tuttavia un minimo di varietà planivolumetrica, in numero di ambienti e in finiture.

Anche se meno praticata, è di un certo interesse la produzione a catalogo di case unifamiliari, derivata da quella precedentemente descritta, prefabbricando in stabilimento *cellule spaziali*, cioè moduli tridimensionali abitabili pronti all'uso, da trasportare completi nella località richiesta; per piccole unità si ha un'unica cellula, altrimenti si hanno più cellule aggregabili. Questo tipo di produzione, che nelle forme più progredite si basa sulla catena di montaggio, ha dato luogo alla continua riproduzione di case tradizionali, ma anche a sperimentazioni

frutto di un buon *industrial design* (per es. quelle condotte da Kurokawa) e a soluzioni costruttivamente innovative (per es. le unità "telescopiche"). Pure in questo caso sono privilegiati i materiali "leggeri", specie per la trasportabilità. La produzione a cellule spaziali, che notevolmente limita le scelte dell'utente, è nata negli USA, dove è tuttora praticata, e di recente si è diffusa anche in Giappone.

Una delle produzioni a catalogo che ha suscitato un certo interesse, specie negli anni Settanta, è quella relativa a case unifamiliari, a un piano, per insediamenti a carattere temporaneo, con la quale ci si è posti l'obiettivo di risolvere con l'edilizia industrializzata il problema della mobilità insediativa. Si ha così la *mobile-home*, come prodotto di serie mutuato dall'industria automobilistica.

Altre produzioni a catalogo, commercialmente circoscritte in quanto legate a particolari destinazioni d'uso, sono: unità spostabili per alloggi provvisori e di servizio per cantieri o altre attività prodotte in serie secondo il modello del *container* da cui, purtroppo, non si discostano nell'aspetto formale; edifici agricoli e industriali di piccole dimensioni (stalle, tettoie, magazzini, ecc.) prefabbricati in cemento armato (per es. in Italia i prodotti della Peruzzi Prefabbricati) o in acciaio; moduli balneari smontabili o spostabili in legno o in cemento armato (cabine, gruppi sanitari, *chalets*); chioschi per bar, giornalai, fiorai; involucri rimovibili a carattere provvisorio sia del tipo pressostatico in teli di plastica (per spazi sportivi, depositi), sia del tipo a volte tese a telone (per spazi fieristici, tettoie protettive), di cui sono note quelle ideate da F. Otto e ormai di produzione standard (in ambedue i casi la produzione è iniziata negli anni Cinquanta).

La *produzione per programmi* è conseguente a piani d'intervento promossi da enti pubblici (per es. per i settori dell'edilizia residenziale, scolastica od ospedaliera) oppure predisposti da particolari entità private (per es. grandi industrie per la realizzazione sia di stabilimenti che di residenze, oppure grandi consorzi di imprese edilizie). La produzione di opere complete prefabbricate per programmi si ha soltanto nel XX secolo a partire dagli anni immediatamente successivi alla fine della seconda guerra mondiale, quando per rispondere a una domanda pressante e rilevante di alloggi, si predispongono massicci e concentrati interventi di edilizia residenziale. Sotto questo profilo è particolarmente interessante quanto è avvenuto nel periodo tra gli anni Cinquanta e Settanta in Europa con l'avvento della produzione di sistemi prefabbricati in cemento armato da parte di industrie create *ad hoc*. Questo tipo d'industria si sviluppa in Francia negli anni Cinquanta in conseguenza di due fattori determinanti: la messa in atto di vasti programmi articolati in grandi complessi residenziali per migliaia di

appartamenti da parte di enti, come l' H. L. M. Logecos e altri, che accentravano le iniziative nel settore edilizio; la particolare esperienza francese nel campo delle costruzioni in cemento armato, che ha condotto a sostituire i setti murari tradizionali di elevato spessore con snelli elementi in calcestruzzo facilmente realizzabili mediante casseforme standard. Tutto ciò ha dato luogo a procedimenti costruttivi coperti da brevetto, come il Balancy, il Camus e il Coignet, che rientrano a pieno titolo nella *prefabbricazione industriale*; questi sistemi consentono la prefabbricazione in stabilimento di componenti suscettibili in cantiere di semplici operazioni di montaggio e di connessione "umida".

I procedimenti industrializzati in cemento armato nati in questo periodo si basano sulla scomposizione di un edificio d'abitazione tipo (da 3 a 16 piani) in un insieme di elementi prefabbricati "piani": i pannelli verticali per le pareti portanti e i pannelli orizzontali per i solai; perciò sono stati definiti *sistemi a grandi pannelli*. I pannelli-parete portanti, di altezza pari all'interpiano, sono di due tipi: pareti di facciata (spessore 20÷25 cm) formate in genere da due strati resistenti in calcestruzzo armato con interposto strato isolante, rifinite sulla superficie esterna anche con rivestimenti applicati in officina e su quella interna con fratazzatura meccanica pronta per la tinteggiatura, e comprensive di serramenti; pareti di spina e trasversali (spessore intorno ai 15 cm) costituite da un solo strato di calcestruzzo armato, rifinite su ambedue le facce con fratazzatura meccanica pronta per la tinteggiatura, comprensive di controtelai delle porte, e contenenti le canalizzazioni portacavi dell'impianto elettrico e le scatole relative (in opera avviene il solo infilaggio dei cavi e la posa dei frutti). I pannelli-solaio, di dimensioni pari a uno o due vani, sono realizzati in soletta (piena o alleggerita) in cemento armato (con rete elettrosaldata); all'intradosso sono rifiniti con fratazzatura meccanica (pronta per la tinteggiatura); all'estradosso sono predisposti per ricevere in opera pavimentazioni in materiali resilienti oppure sono già rivestiti in officina con tesserine o piastrelle; hanno spessore intorno ai 25 cm, in rapporto alla luce (in genere non superiore ai 6 m).

Oltre ai sopra citati componenti, sono prefabbricati, sempre in cemento armato: le rampe delle scale (al finito e spesso comprensive di parapetto); le tramezzature (in genere in calcestruzzo leggero e pronte per la tinteggiatura); le pareti attrezzate (dotate di rivestimento in mosaico o piastrelle ceramiche) per contenere, sulla verticale, le canalizzazioni principali degli impianti e, sull'orizzontale, le schermature dell'impianto idrico-sanitario per bagni e cucine; infine gli elementi per balconi e per coronamenti.

Il montaggio di tutti gli elementi viene effettuato mediante gru (portata 40÷80 t) che provvede al sollevamento e al posizionamento per sovrapposizione e giustapposizione; elementi provvisori di puntellamento (per es. aste telescopiche per le pareti) consentono la predisposizione dove necessario di elementi di tenuta nei giunti e la realizzazione di questi mediante getto in opera di malta cementizia (cordoli verticali e orizzontali: giunti "bagnati"). In sostanza nel cantiere si realizzano soltanto le fondazioni e alcune opere di completamento e finitura (come le impermeabilizzazioni, le pavimentazioni e le tinteggiature), mentre tutte le altre operazioni sono relative soltanto al montaggio dei pezzi prefabbricati.

L'operazione progettuale identifica nelle case plurifamiliari in linea e anche in quelle a torre (ma in minor grado) la tipologia edilizia che maggiormente si confà al sistema costruttivo, che in ultima analisi ricalca l'impianto tipico dell'ossatura muraria tradizionale, tanto da poter avere una maglia chiusa corrispondente al perimetro di ciascun vano o al massimo di due (luce max. di circa 6 m) e da dover far corrispondere sulla verticale le aperture di finestre e porte: in pratica una maglia molto fitta dovuta a limitazioni dimensionali e di peso dei pannelli, a esigenze di produzione e trasporto, nonché a esigenze di sollevamento e manovrabilità in cantiere. Inoltre il voler evitare al massimo il ricorso alle classiche tramezzature e tamponature, per pure esigenze economico-costruttive, ha condotto a scartare la soluzione dello scheletro indipendente, emblematico delle opere in cemento armato, a tutto discapito della flessibilità distributivo-funzionale degli alloggi e anche, come si è in seguito rilevato, della flessibilità costruttiva.

In Italia soltanto negli anni Sessanta furono introdotti sistemi di prefabbricazione industriale, nella maggioranza dei casi utilizzando, su licenza, brevetti stranieri (in particolare francesi); questo ritardo rispetto ad altri paesi fu dovuto principalmente al fatto che nel periodo della ricostruzione si operò attraverso l'iniziativa privata, si fece affidamento sulle piccole e medie imprese e si ebbe elevata disponibilità di mano d'opera (i sistemi costruttivi tradizionali in opera si rivelavano convenienti); anche enti come l'INA - casa e gli Istituti delle Case Popolari privilegiarono, nonostante l'entità dei programmi, fino agli anni Settanta, salvo casi particolari, i metodi realizzativi. In sostanza i sistemi "a grandi pannelli" si sono diffusi in tutta Europa per cercare di risolvere il pressante problema della carenza di alloggi avendo constatato, sotto il profilo della produttività in cantiere, che con questo tipo di prefabbricazione è possibile ridurre sino al 75% il tempo necessario per la costruzione di un complesso di alloggi con sistemi tradizionali in opera. Tuttavia ben presto è risultato evidente che il complesso apparato industriale imperniato su tali sistemi di prefabbricazione, per poter

avere e mantenere una vitalità economico-produttiva, richiede il verificarsi di una ben precisa condizione contestuale: un'elevata e costante domanda di edifici dello stesso tipo da vendere "chiavi in mano".

Questo modello di produzione impone per ragioni intrinseche un ferreo vincolo: la programmazione degli interventi, in particolare quella degli enti pubblici, deve prevedere commesse di entità tali da mantenere vitali le aziende produttrici, riferendole sempre ai tipi edilizi a queste congeniali. Si producono così delle distorsioni sotto diversi profili: favorire, dati i notevoli costi d'impianto e di gestione, le grandi imprese rispetto alle medie e piccole; condurre alla cristallizzazione dei tipi edilizi a tutto discapito di una risposta adeguata al continuo evolversi delle esigenze abitative da parte di una società caratterizzata dal benessere; contrastare, anche se indirettamente, la produzione di componenti industrializzati plurivalenti (impiegabili in più tipologie edilizie) e quindi impedire una maggiore apertura del mercato. La prefabbricazione industriale a grandi pannelli entra in crisi quando diminuisce in modo sostenuto la domanda di nuovi alloggi a mano a mano che si verifica il calo demografico (sino alla crescita zero in molti paesi industrializzati). Soprattutto si constata che i grandi interventi edilizi, sostegno basilare dei sistemi in cemento armato, sono concentrati soltanto nei grandi centri urbani, di cui peraltro si tende a ostacolare la crescita incondizionata. Inoltre si rileva che il puntare essenzialmente sulla quantità e l'agire spinti dall'urgenza comportava, nella grande maggioranza dei casi, la perdita di qualsiasi valido attributo sul piano funzionale ed estetico, dando luogo alla "città-dormitorio", sinonimo di squallore e d'invivibilità. Certamente questo risultato non è imputabile al sistema costruttivo, bensì alla sensibilità e alla cultura di produttori e progettisti; in effetti bisogna riconoscere che la prefabbricazione industriale in cemento armato a livello tecnologico ha dato sostanziali contributi.

Il periodo di massima diffusione della prefabbricazione a grandi pannelli si è avuto negli anni '60-'70 in tutti i paesi d'Europa, tanto da far credere che tale sistema rappresentasse in assoluto la prefabbricazione industriale; passava inosservato che nello stesso periodo, e anche prima, era praticata la produzione seriale per costruire, in legno e in acciaio, abitazioni unifamiliari isolate o a schiera e altri tipi di edifici a uno o due piani sia negli USA che nei paesi del Nord Europa. In sostanza questo tipo di produzione rappresentava un'alternativa alla prefabbricazione in cemento armato, detta "pesante", e perciò è stata denominata "leggera".

La *prefabbricazione leggera*, che ha la sua importanza non solo sul piano tecnologico ma anche per essere stata la culla della prefabbricazione "a ciclo aperto", inizia nell'ambito della



produzione "a catalogo" e soltanto negli anni '50-'60 si orienta verso metodi operativi e modalità produttive più flessibili, stimolata anche in questo caso dalla richiesta derivante dalla programmazione di grandi interventi sul territorio. Questo fu possibile in alcuni paesi per specifiche condizioni contestuali relative sia al tipo e alla formulazione della domanda sia alla struttura produttiva. La domanda, anche se elevata, si esprimeva essenzialmente sotto forma di interventi diffusi sul territorio e spesso di modesta entità; i tipi edilizi prevalenti per la residenza erano tradizionalmente le case unifamiliari a schiera; così pure quelli relativi all'edilizia scolastica non superavano i due piani. Gli enti pubblici preposti alla programmazione e al coordinamento degli interventi non cercavano di risolvere il problema della carenza di alloggi e servizi in termini puramente quantitativi e di costi, ma si sforzavano di dare un indirizzo che tenesse conto delle esigenze a livello urbanistico-edilizio, coinvolgendo appunto il settore della "prefabbricazione leggera" che presentava una struttura particolarmente adatta alla situazione contestuale della domanda. In effetti la struttura produttiva riguardante la "prefabbricazione leggera" era finalizzata alla realizzazione di edifici a limitato numero di piani, in particolare destinati alla residenza, per soddisfare richieste che coinvolgevano in modo più diretto l'utente, quindi doveva necessariamente puntare su prodotti diversificati e di qualità. Proprio per questo, nella generalità dei casi, la produzione di edifici prefabbricati era imperniata su di una ditta che prendeva l'iniziativa di studiare, progettare, produrre e lanciare sul mercato un sistema costruttivo e che realizzava normalmente l'ossatura portante e le chiusure orizzontali, e su altre ditte consociate (o semplicemente collegate) interessate anch'esse al sistema, perché produttrici dei componenti degli altri elementi di fabbrica (chiusure verticali, tramezzature, ecc.). Pertanto era spontanea e implicita un'azione di coordinamento per rendere tra loro compatibili e intercambiabili i prodotti delle ditte interessate; in pratica si sono così poste le basi per la prefabbricazione "a ciclo aperto".

Sotto questo profilo, è significativo l'indirizzo assunto in Gran Bretagna negli anni Settanta da parte degli organi di governo, sia nazionali che locali, e del settore produttivo per l'*edilizia industrializzata*: si cercò d'individuare un processo, a livello sia programmatico che realizzativo, consapevole delle esigenze dell'utenza e rispondente alle esigenze economiche e tecnologiche delle imprese costruttrici, mirando così al tempo stesso alla qualità del prodotto, al contenimento dei costi e alla riduzione dei tempi di costruzione. Nel perseguire questi obiettivi si sono delineati alcuni degli aspetti essenziali del "ciclo aperto": è stato fissato un modulo misura per il coordinamento dimensionale (dapprima di 4 pollici, circa 10 cm, poi di

10 cm con l'introduzione del sistema metrico decimale); sono stati introdotti nella progettazione reticoli preferenziali basati su scelte multimodulari semplici o composte (per es. il sistema *Oxford* per l'edilizia sanitaria e il sistema *A75 Metric*, basati su di un reticolo "scozzese"); è stato adottato il criterio di produrre ossature portanti suscettibili di utilizzazione per soluzioni architettoniche diverse al fine di avere una flessibilità d'uso negli spazi abitativi e di consentire una sufficiente libertà nelle scelte progettuali; è stata resa compatibile con diverse ossature portanti e differenti tipologie edilizie un'ampia gamma di componenti dei vari elementi di fabbrica prodotti da differenti ditte, purché basati sui medesimi criteri di coordinamento dimensionale modulare. L'aspetto più importante della produzione britannica è che, pur variando il reticolo modulare di progetto da sistema a sistema (rispettando però il Modulo base internazionale  $M = 10$  cm), si ebbe un collegamento non solo tra le ditte produttrici, ma anche a livello delle imprese appaltanti, dei progettisti e degli enti locali di committenza. Il fine era non soltanto conseguire la massima produttività, ma aderire sul piano distributivo-funzionale e formale alle aspettative dell'utenza facendo costante riferimento, per es. per le abitazioni, alle tipologie tradizionalmente più gradite (come le case a schiera); in questo si manifesta la tendenza a un costante rinnovamento sul piano costruttivo e formale sia dei componenti che dei tipi edilizi, specie in confronto alla prefabbricazione "pesante" in cemento armato.

Contrariamente alla "prefabbricazione pesante" in cemento armato che implicava una concentrazione a livello tanto programmatico che produttivo, le modalità operative britanniche presentavano un'organizzazione più articolata tale da consentire, pur in presenza di programmi che richiedevano opere complete "chiavi in mano", l'inserimento nel processo d'industrializzazione delle piccole e medie imprese di prefabbricazione distinte per tipo di componente prodotto, nonché delle piccole e medie imprese costruttrici; inoltre consentivano la realizzazione di interventi anche di limitata consistenza oppure grandi ma diffusi nel territorio e soprattutto una maggiore diversificazione tipologica e formale di edifici, potendo anche utilizzare componenti del medesimo tipo.

Altra occasione per il superamento della prefabbricazione a "ciclo chiuso" si è avuta con la produzione seriale "chiavi in mano" di *edifici a sviluppo orizzontale per l'industria*. In Europa, specie in Italia, i provvedimenti da parte degli organi pubblici, statali e regionali, per incentivare con agevolazioni di carattere economico lo sviluppo delle zone industriali, ha indotto la produzione di capannoni standard tali da rispondere alla domanda in modo articolato e differenziato, cioè con sistemi "aperti" di prefabbricazione. In questo modo le

industrie di prefabbricati hanno potuto soddisfare non solo grandi commesse da parte di una singola grande industria, ma soprattutto commesse di modesta entità che hanno consentito l'inserimento delle piccole e medie imprese appaltatrici, conseguendo così un'ampia diffusione sul territorio. In effetti la possibilità di classificare un'ampia gamma di situazioni ricorrenti nella domanda espressa dagli utilizzatori ha permesso di porre sul mercato componenti in grado di consentire molteplici soluzioni non soltanto planimetriche, ma anche volumetriche e di facciata. Lo scheletro portante con la sua "trama" determina il reticolo modulare dell'insieme su cui fondare il coordinamento degli elementi di copertura e di chiusura verticale; elementi che debbono in genere avere caratteristiche mutevoli per meglio soddisfare le esigenze sia funzionali che formali del committente.

Questo ha condotto a sistemi prefabbricati che prevedono soluzioni in alternativa, sia per le coperture sia per le chiusure esterne, tanto per la forma quanto per le finiture, utilizzando tecniche e materiali diversi. Tutto ciò si è manifestato non solo nell'ambito delle costruzioni metalliche, tradizionalmente orientate in tal modo, ma anche nell'ambito delle costruzioni in cemento armato, a partire dagli anni Cinquanta. Questi sistemi costruttivi a scheletro indipendente hanno promosso nell'ambito della prefabbricazione in cemento armato la produzione degli scheletri portanti prefabbricati multipiano da impiegare per la realizzazione di opere complete sia per la residenza che per altre destinazioni d'uso, riacquistando così la flessibilità distributivo-funzionale che si era perduta con l'utilizzo dei sistemi a grandi pannelli.

Per quanto riguarda l'*edilizia residenziale*, oltre alle iniziative degli enti pubblici preposti all'edilizia e a quelle sviluppate in parallelo dalle imprese di prefabbricazione edili, si può segnalare, a proposito di iniziative prese da entità private, lo studio programmatico promosso dall'ITALSIDER nel 1960, per coordinare gli interventi edilizi nelle varie sedi di stabilimento della società, per circa 12.000 alloggi; lo studio affidato al gruppo CPA (Consulenti Progettisti Associati) era improntato ai criteri della progettazione integrale e si basava su due elementi fondamentali: l'indagine sociale (volta a soddisfare le esigenze e le aspettative dei dipendenti) e le ricerche nell'ambito progettuale e costruttivo (funzionalità degli alloggi, varietà di tipi edilizi, scelta dei sistemi costruttivi, unificazione e standardizzazione degli elementi di fabbrica, definizione dei costi). In particolare si prevedeva negli sviluppi del programma edilizio il graduale passaggio dai sistemi costruttivi tradizionali a quelli industrializzati basati sul "ciclo aperto"; in sostanza, attraverso un'impostazione metaprogettuale e l'adozione di un coordinamento dimensionale modulare, si potevano

realizzare con componenti costruttivi standard svariate articolazioni plano-volumetriche di più tipologie di edilizia residenziale (in linea, a corte, a torre, a *redents*, ecc.) e circa 70 tipi di alloggio.

Risulta evidente come la "produzione per programmi" di opere complete abbia perso la sua validità sul piano sociale ed economico non appena è venuta a mancare la sua ragion d'essere, cioè soddisfare una domanda pressante del bene edilizio in quantità molto elevata e possibilmente concentrata nel tempo e/o nella localizzazione. In effetti si è passati dalla massiccia e impellente richiesta dovuta alla ricostruzione post-bellica a quella conseguente alla formazione delle grandi aree metropolitane e infine all'adeguamento generalizzato dell'edilizia d'interesse pubblico e collettivo, dopo di che gli organi pubblici, in particolare, non hanno più avuto la necessità di programmare o sollecitare grandi interventi, ma soltanto di rispondere a una domanda stabilizzata su valori costanti. Ragion per cui alla rarefazione dei programmi nazionali o regionali ha corrisposto la crisi delle industrie di prefabbricazione di opere complete. Oggi si ricorre alla produzione di opere complete prefabbricate soltanto per interventi mirati e consistenti che attraverso precise forme di assegnazione dei lavori (per es. concessione o appalto concorso) possano garantire alla committenza il controllo della qualità ai vari livelli e al tempo stesso un congruo ricavo alle imprese costruttrici.

È necessario infine sottolineare che il ricorso alla prefabbricazione "per programmi" è condizione necessaria per far fronte al pronto intervento, prima, e alla ricostruzione, poi, in caso di calamità naturali (per es. terremoti); si citano, per es.: l'appalto concorso per la ricostruzione indetto dalla Regione Friuli Venezia Giulia nel 1976, in cui furono presentati anche sistemi costruttivi a cellule prefabbricate in cemento armato accatastabili; le unità di pronto intervento prodotte dall'Edilpro su progetto di P. L. Spadolini per il ministero della Protezione civile nei primi anni Ottanta, a seguito del terremoto dell'Irpinia.

# CAPITOLO 2

## La tecnologia Nidyon

Nidyon Costruzioni s.r.l. nasce nei primi anni Novanta ed opera nel settore delle costruzioni avvalendosi dell'omonimo sistema costruttivo antisismico già omologato in Italia e in altri paesi del mondo.

Le due sedi operative si trovano a Santarcangelo di Romagna (Rimini) e Pozzilli (Isernia).

Per i mercati esteri Nidyon propone la vendita di impianti e know-how per la produzione e gestione del sistema in loco, garantendo assistenza tecnica per il calcolo delle strutture e la realizzazione degli edifici.

L'elemento fondamentale, alla base della metodologia costruttiva, è un elemento modulare di supporto in materiale plastico coibente che consente la realizzazione di pareti portanti in conglomerato cementizio debolmente armato gettato in opera.

Le pareti così ottenute, sono collegate tra di loro e con gli orizzontamenti attraverso la realizzazione di opportune connessioni capaci di garantire un comportamento d'insieme della struttura di tipo scatolare e monolitico. I dettagli strutturali delle connessioni fanno parte integrante del procedimento costruttivo Nidyon.

I principali aspetti di tale sistema costruttivo sono:

- *Resistenza*

Il Sistema costruttivo Nidyon consente di ottenere prestazioni sismiche superiori ai requisiti prestazionali minimi prescritti dalle principali normative internazionali e consente dunque di riuscire a soddisfare a costi contenuti le prestazioni attese. Il Sistema consente di realizzare strutture a comportamento scatolare (interamente costituite da nuclei a setti in conglomerato cementizio armato) che garantiscono un'ottima resistenza nei confronti delle azioni orizzontali. Gli edifici risultano immediatamente utilizzabili anche dopo il verificarsi di un evento sismico di forte intensità, in quanto progettati per non subire nessun danno strutturale.

- *Comfort abitativo*

Una parete di spessore finito minimo 25 cm soddisfa le richieste del Decreto legge 311/06 per qualsiasi zona climatica italiana. Questo grazie alla bassa trasmittanza delle lastre di

polistirene espanso, predisposte in modo da eliminare ogni ponte termico. La tecnologia Nidyon riduce i consumi energetici fino al 50% rispetto alle costruzioni tradizionali, eliminando i ponti termici e si evita così la formazione di condensa superficiale ed interstiziali.

- *Economie realizzative*

Le strutture realizzate con tecnologia NIDYON sono:

- di rapida esecuzione (riduzione fino al 50% dei tempi di realizzazione rispetto ad una costruzione tradizionale),
- di facile esecuzione (le maestranze in cantiere devono solo montare i pannelli già realizzati su misura sulla base di un apposito schema di montaggio; non è necessaria alcuna manodopera specializzata),
- costituite da muri di spessore complessivo più ridotto, a tutto vantaggio delle superfici utili interne;
- tali da consentire costi di costruzione “chiavi in mano” molto competitivi (grazie all’industrializzazione del sistema che sposta alcune fasi della costruzione dal cantiere allo stabilimento di produzione), coinvolgendo e formando imprese di costruzioni anche di stampo tradizionale.
- *Garanzia di qualità*

Le prestazioni antisismiche, termo – igrometriche, acustiche delle pareti Nidyon sono state certificate grazie a numerosi studi scientifici svolti nel corso degli anni anche attraverso l’esecuzione di sperimentazioni eseguite sia in laboratorio che in opera, sotto la direzione e supervisione di importanti centri universitari italiani ed esteri.

L’azienda è certificata ISO 9001:2008 (certificato n. 2187 rilasciato da Istituto Giordano SPA). Il processo di lavorazione dell’acciaio strutturale è stato autorizzato dal Ministero delle Infrastrutture (attestato n. 796/2010), in conformità al DM 14/01/2008.

## **2.1 I prodotti**

### **Il pannello doppio NYD**

Il pannello doppio NYD è un elemento modulare composto da due lastre in EPS - RF, connesse tra loro da fili in acciaio zincato passanti (50 connettori/mq) che le distanziano formando l’apposita intercapedine necessaria per il getto. Internamente sono presenti due reti di acciaio di classe B450C di diametro 6 mm e passo 13 x 30 cm (verticale x orizzontale) con

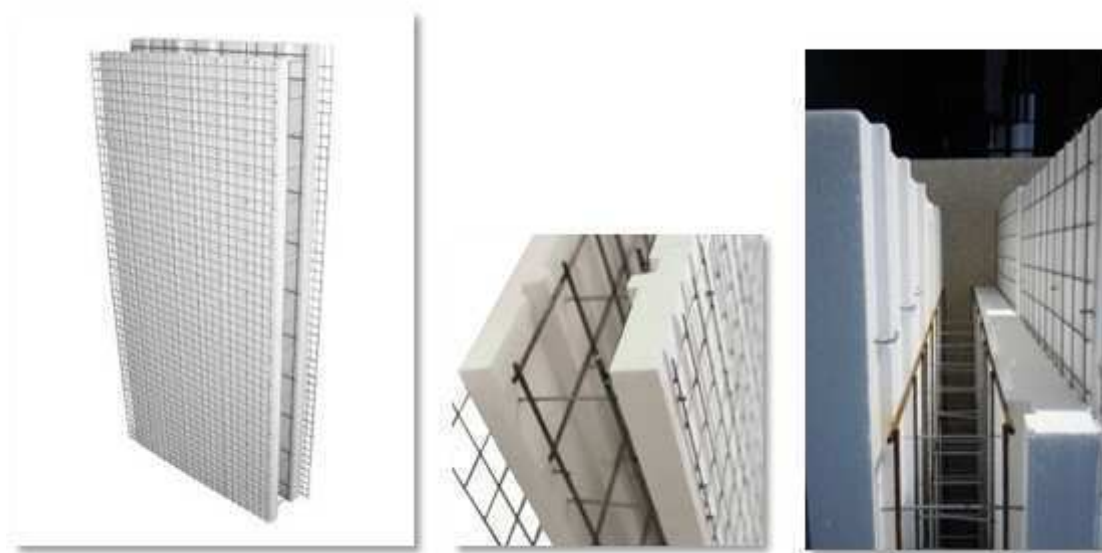
funzione di armo del getto in calcestruzzo. Esternamente sono presenti due reti elettrosaldate di diametro sottile che consentono l'applicazione dell'intonaco e ne controllano il ritiro.

Lo spessore delle lastre in EPS – RF è variabile, a partire da un minimo di 5 cm, in funzione delle diverse esigenze di isolamento. Il pannello in posa, prima del getto, viene completato con le armature aggiuntive derivanti da calcolo strutturale, viene opportunamente casserato e successivamente viene eseguito il getto.

Infine viene applicato l'intonaco interno ed esterno, a costituire la parete finita.

Il pannello doppio ha una larghezza standard di 112 cm; l'intercapedine realizzata dalle due lastre ha larghezza pari a 15 cm e il pannello si estende per un'altezza pari all'altezza del piano. In particolare la lastra esterna si estende in altezza comprendendo anche l'altezza di cordolo, mentre la lastra interna si estende fino alla quota di imposta del pannello solaio. In corrispondenza dell'appoggio del pannello solaio, la rete d'armatura interna del pannello portante doppio si ferma, per consentire l'esecuzione dell'armatura del cordolo.

Le lastre sono esternamente sagomate con profilo grecato con passo 20 mm ed internamente sono intagliate ottenendo sporgenze e rientranze, seguenti l'una all'altra, di 15 mm con passo, in successione, di 100 mm, si ripetono per tre volte con passo di 160 mm, e infine un altro passo di 100 mm.



**Fig. 2.1:** Pannello doppio NYD; particolari del pannello.

## Il pannello NYSP

Il pannello NYSP è composto da un singolo strato di EPS, di spessore variabile tra 60 e 160 mm (in funzione delle esigenze di isolamento), ed è inserito tra due reti elettrosaldate di acciaio. Le reti sono costituite da fili di acciaio di diametro 2,5 mm e passo 5 x 5 cm, collegate tra di loro utilizzando 47 connettori metallici zincati per mq con diametro 3,0 mm.

Il pannello NYSP, posato in opera e opportunamente puntellato, viene completato con le armature integrative mediante l'applicazione di calcestruzzo a "spritz beton", realizzando due lastre di calcestruzzo su entrambi i lati del pannello, consentendo di ottenere pareti classificabili come "strutture a bassa percentuale di armatura" (ai sensi del DM 14/01/2008 ed euro codici).

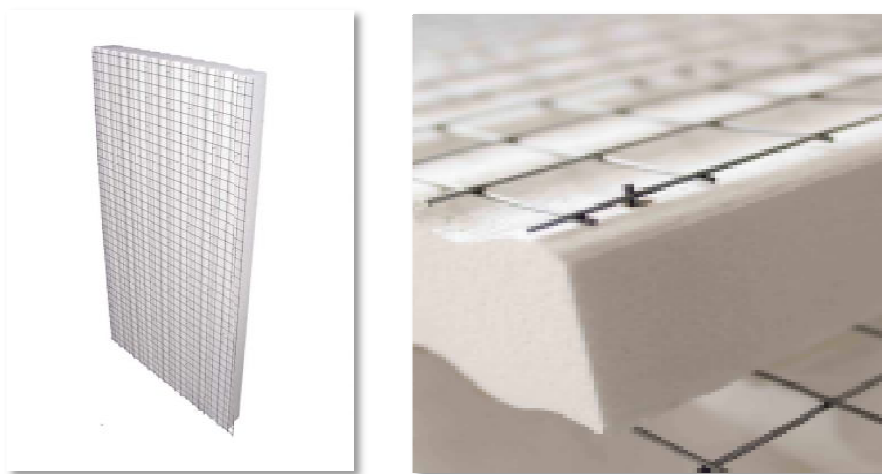


Fig. 2.2: Pannello singolo NYSP; particolare del pannello.

## Il pannello solaio NYF

Il pannello solaio NYF è un elemento modulare composto da una lastra di polistirene espanso appositamente sagomata per la formazione di travetti a T di spessore e larghezza variabile in funzione della luce di calcolo. E' quindi un cassero a perdere che permette la realizzazione di solai e coperture a travetti monodirezionali e bidirezionali in calcestruzzo armato, gettati in opera.

Il funzionamento del solaio che si ottiene è del tutto analogo a un tradizionale solaio in latero – cemento gettato in opera, ma il solaio che si ottiene con la tecnologia Nidyon pesa in media il 20% in meno; ne consegue un alleggerimento della struttura e di conseguenza una riduzione della quantità di armatura negli elementi strutturali.



Alla lastra in EPS –RF è unita superiormente, mediante fili connettori passanti in acciaio zincato, una rete elettrosaldata con funzione di armatura della cappa in calcestruzzo. L'entità delle armature aggiuntive, da porre in opera prima del getto, deriva dai tradizionali metodi di calcolo statico per travi a T.

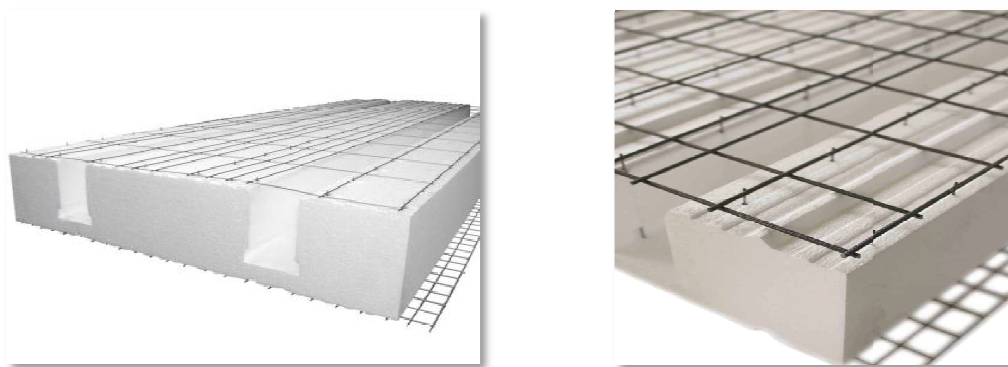
I nodi a incastro tra i pannelli solaio NYF e i pannelli verticali della stessa tecnologia vanno realizzati in modo da garantire una totale continuità strutturale e di isolamento fra gli elementi.

Il pannello NYF in EPS – RF ha una densità pari a  $15 \text{ Kg/m}^3$  ed è sagomato con profilo grecato con passo 20 mm; l'armatura porta intonaco inferiore è costituita da una rete elettrosaldata zincata di diametro 2,5 mm e passo 50 x 50 mm. Sono presenti inoltre 8 connettori distanziatori di diametro 3,0 mm distribuiti con passo orizzontale pari a 150 mm.

Il pannello ha una larghezza standard di 112 cm; variano lo spessore della base del pannello (tra 4 e 6 cm) e l'altezza del travetto a T in funzione del peso a cui è soggetta una striscia di solaio di 1 m.

Nidyon fornisce delle tabelle di calcolo del solaio che forniscono l'altezza del travetto e del "fondello" sulla base appunto dei carichi verticali.

L'azienda produce anche pannelli con sagoma dei travetti su misura, nel caso per esempio in cui si voglia ottenere una trave in corrispondenza del travetto; inoltre l'azienda fornisce dei fondelli in polistirene da applicare dove si voglia realizzare una trave in spessore o dove si voglia realizzare una gettata unica, in modo da garantire una continuità della coibentazione.



**Fig. 2.3:** Pannello solaio NYF; particolare del pannello.

## 2.2 Funzioni strutturali delle connessioni tra pareti e solai

I dettagli delle connessioni sono studiati al fine di garantire che:

- i carichi gravitazionali del solaio e dei piani superiori siano trasmessi correttamente alla parete sottostante;
- le forze orizzontali dovute all'accelerazione sismica, o al vento, siano adeguatamente trasmesse dai solai rigidi alla parete sottostante;
- le connessioni tra pareti e solai rimangano in campo elastico lineare quando le pareti sviluppano un comportamento non lineare, secondo la gerarchia delle resistenze;
- in caso di evento eccezionale (esplosioni che possono portare all'eliminazione della parete sottostante) il cordolo rimanga "appeso" alla parete sovrastante, permettendo di sostenere il solio ed impedendone il crollo.

## 2.3 L'approccio progettuale

L'edificio deve essere concepito come complesso tridimensionale di muri portanti, muri di controventamento e solai, dove tali elementi collaborano sia alla portanza dei carichi verticali, sia alla resistenza ad azioni orizzontali.

La distribuzione delle azioni orizzontali fra i vari elementi di controvento avviene proporzionalmente alle rigidezze a flessione e a taglio delle pareti; i solai devono quindi essere considerati come travi – parete.

Il sistema di controventamento è costituito da pareti forate a causa della presenza di porte e finestre; architravi e parapetti possono quindi costituire i traversi di collegamento degli elementi verticali resistenti alle azioni orizzontali.

Il calcestruzzo utilizzato deve appartenere alla classe C25/30 e deve essere caratterizzato da una Slump 3/4.

## 2.4 Impianto di produzione

L'azienda produttrice Nidyon acquista il materiale certificato (blocchi di EPS – RF e bobine di filo di acciaio di diametro vario) per poi assemblare i vari componenti in stabilimento mediante l'ausilio di macchinari idonei.

Dapprima viene lavorato il polistirene ricavando coppie di lastre delle dimensioni richieste da progetto e la lastra viene lavorata internamente ed esternamente secondo la sagoma propria del tipo di pannello.

Nel frattempo vengono assemblate in stabilimento le reti elettrosaldate zincate necessarie secondo processi certificati; infine le lastre lavorate e le reti vengono assemblate assieme, a formare il pannello richiesto. Le pannellature vengono numerate e classificate secondo le modalità di posa previste in sede progettuale.

I pannelli sono quindi pronti per essere trasportati in cantiere.



**Fig. 2.4:** Fasi di realizzazione dei pannelli: arrivo del materiale in stabilimento, intaglio del polistirene, assemblaggio delle reti, assemblaggio dei pannelli con le reti.

## 2.5 Prestazioni del polistirene espanso sinterizzato autoestinguente

*Valutazione della resistenza al fuoco sotto carico della parete Nidyon NYD.*

La prova di resistenza al fuoco è stata condotta secondo la Norma Europea UNI EN 1365 – 1 su una parete NYD di dimensioni 300 x 300 cm caricata con 630 kN. In caso di incendio è garantita una resistenza di 2 ore (REI 120).

*Valutazione della resistenza al fuoco sotto carico della parete Nidyon NYSP.*

La prova di resistenza al fuoco è stata condotta secondo la Norma Europea UNI EN 1365 – 1 su una parete NYD di dimensioni 300 x 300 cm caricata con 200 kN. In caso di incendio è garantita una resistenza di 4 ore (REI 240).

*Valutazione della resistenza al fuoco sotto carico del solaio Nidyon NYF.*

La prova di resistenza al fuoco è stata condotta secondo la Norma Europea UNI EN 1365 – 2 su un solaio NYF di spessore 16 + 4 cm (altezza travetto + spessore fondello) e luce 4,20 m caricata con 680 daN/mq. In caso di incendio è garantita una resistenza di 4 ore (REI 240).

Le ricerche sono state condotte dall'azienda con l'obiettivo di controllare le caratteristiche del polistirene espanso già dotato di marcatura CE in ambito di produzione e conforme alla norma

EN 13163. Le caratteristiche del polistirene espanso sono state controllate anche mediante prove di determinazione dell'assorbimento dell'acqua, di stabilità dimensionale, di resistenza a compressione, di valutazione di eco – compatibilità.

Al Dipartimento di Ingegneria Energetica dell'Università di Bologna è stato affidato lo studio delle proprietà termo – igrometriche e acustiche delle strutture a pareti Nidyon.

Ne è risultato che l'isolamento termico realizzato mediante il sistema Nidyon consente di raggiungere la certificazione in classe A; gli edifici realizzati mediante tale sistema non presentano problemi di umidità e muffe; sono soddisfatte le prestazioni acustiche minime previste dalle norme UNI EN ISO 140 – 5:2000 ed UNI EN ISO 717 – 1:2007.

*Certificazione del polistirene espanso sinterizzato autoestinguente.*

<p>Polistirene espanso sinterizzato vergine RF per isolamento termico Il prodotto soddisfa i requisiti del mandato M/103 dato nella Direttiva dei Prodotti da Costruzione (89/106/CEE) ed è conforme con la Norma Europea EN 13163 DIBIPOR®</p> <p>Polistirene espanso sinterizzato vergine RF per isolamento termico EPS 150</p> <p><b>DISPOSIZIONI ALLE QUALI E' CONFORME IL PRODOTTO</b></p> <p>Il prodotto soddisfa i requisiti del mandato M/103 dato nella Direttiva dei Prodotti da Costruzione (89/106/CEE) ed è conforme con la Norma Europea EN 13163.</p>
--

Il potere fonoisolante del pannello doppio NYD è pari a 47 dB.

Il potere fonoisolante del solaio Nidyon divisorio tra due ambienti, misurato in opera, è mediamente pari a 61 dB.

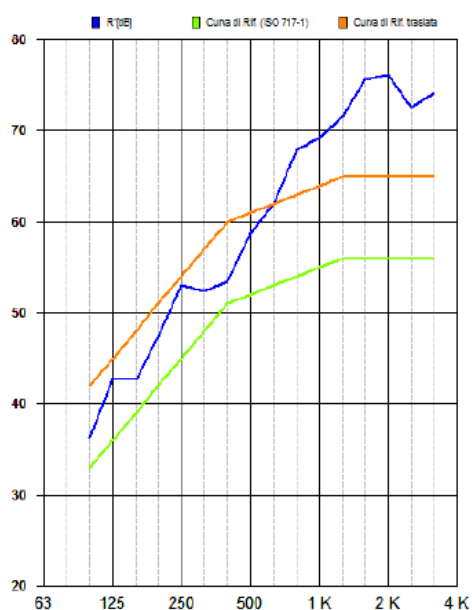


Fig. 2.5: Grafico del potere fono isolante.

# CAPITOLO 3

## Il Sistema IN.NOVA

IN.NOVA è un'azienda nata nel 2011 dall'unione di professionisti e imprenditori.

Il progetto IN.NOVA si basa sull'idea di realizzare edifici con struttura principale in acciaio e completamento con materiali innovativi e riciclabili.

Il concetto di progettazione integrata, riguardante ogni singolo componente del fabbricato, è il perno intorno al quale si sviluppa la programmazione e la realizzazione di un edificio.

La costruzione integralmente a secco offre maggiori opportunità per costruire in qualità: massima efficienza strutturale ed energetica (si possono raggiungere le classi energetiche B, A, A+), tempi costruttivi sensibilmente ridotti, durabilità, semplicità esecutiva, versatilità architettonica, elevata sostenibilità ambientale e costi certi.

Le caratteristiche principali degli edifici realizzati con il sistema IN.NOVA sono:

- struttura principale in acciaio;
- strutture secondarie (solai, coperture) in acciaio e/o legno;
- costruzione integralmente a secco (solo le fondazioni sono in calcestruzzo armato gettato in opera);
- utilizzo di materiali di completamento ecocompatibili e riciclabili.

I tecnici di IN.NOVA lavorano a stretto contatto col progettista del progetto architettonico di massima, per creare un prodotto integrato, nel quale gli aspetti architettonici, strutturali ed impiantistici vengono attentamente analizzati e progettati perché siano integrati l'uno con l'altro.

### **2.1 I materiali**

#### *L'acciaio*

L'acciaio offre efficienza strutturale e ottime prestazioni statiche, funzionalità, durabilità, massima flessibilità architettonica, rapidità costruttiva e semplicità di messa in opera, nonché effettiva e totale riciclabilità.

L'acciaio resiste bene a trazione e a compressione ed è caratterizzato da altissime proprietà di resistenza e di duttilità; con l'impiego dell'acciaio si possono realizzare costruzioni leggere e flessibili, adatte in zone a rischio sismico.

#### *Il laterizio*

L'impiego di pannelli in laterizio precompresso, sistema brevettato, unico e innovativo, è una delle prerogative costruttive di IN.NOVA, che ha così elaborato un nuovo modo di impiegare materiali di tradizione, riscoprendone ed esaltandone caratteristiche e peculiarità.

L'utilizzo del laterizio risolve la carenza di inerzia termica caratteristica delle pareti a secco realizzate con materiali "leggeri", consentendo inoltre di ottenere una barriera antintrusione.

I pannelli, realizzati fuori opera, vengono installati congiuntamente alla struttura primaria.

Il raggiungimento della realizzazione dei pannelli prefabbricati in laterizio precompresso è stato reso possibile grazie ad una stretta collaborazione tra l'azienda IN.NOVA e la cooperativa che organizza e gestisce il lavoro all'interno del carcere di Verona.

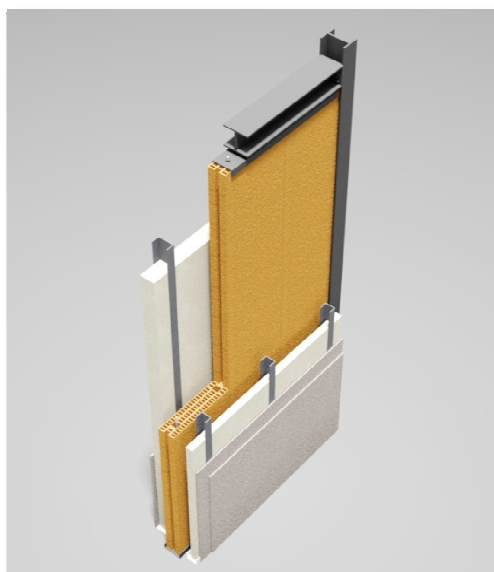
All'interno del carcere, vengono assemblati i pannelli in laterizio oggetto del brevetto esclusivo di IN.NOVA.

Il pannello standard ha larghezza pari ad 1 m ed altezza stabilita da progetto. La larghezza standard deriva dalla costituzione propria del pannello; vengono infatti utilizzati blocchi in laterizio tipo Porotherm a incastro di larghezza pari a 50 cm, altezza di 23,8 cm e spessore pari a 12 cm. I blocchi vengono posizionati su due pile verticali, incastrate l'una all'altra e sigillate, ottenendo il pannello di larghezza pari a 1 m.

Durante l'assemblaggio, rigorosamente a secco, che avviene su un piano orizzontale, i blocchi, che presentano ciascuno due fori più grandi, vengono fatti passare attraverso delle barre filettate in acciaio di diametro 12 mm. Ultimato il pannello, la base e la sommità vengono racchiuse da due profili a C in acciaio zincato e alle barre viene impressa una compressione calcolata in modo da evitare lo spanciamiento fuori dal piano del pannello in opera, nel caso in cui si manifesti un evento sismico.

Il pannello inoltre viene racchiuso ai lati da altri due profili a C necessari a contenere la compressione durante il sollevamento del pannello, prima posto su un piano orizzontale e poi portato in verticale in sede di cantiere. Successivamente al sollevamento del pannello, i profili laterali vengono rimossi e possono essere riutilizzati per la realizzazione di altri pannelli. Si utilizzano inoltre dei profili a L che vengono collegati al pannello, in corrispondenza del profilo a C, con bulloni passanti e vengono poi imbullonati all'ala della trave sovrastante.

Il Sistema permette la realizzazione in stabilimento di pannelli anche di larghezza inferiore e sulla base delle richieste progettuali.



**Fig. 3.1:** Pacchetto parete Sistema IN.NOVA: rendering e particolare realizzato in scala reale del pannello in laterizio.

### *Il legno*

La scelta di impiegare l'acciaio per le strutture primarie, non implica di dover rinunciare alle caratteristiche di un altro materiale da sempre impiegato nel mondo delle costruzioni: il legno. Il legno viene impiegato essenzialmente per la realizzazione dei solai, delle travature secondarie e per il completamento delle coperture; se ne sfruttano così le caratteristiche di duttilità architettonica, statiche e meccaniche.

### *Il gessofibra*

Per il completamento delle pareti interne si utilizzano pannelli in gessofibra.

Le lastre in gessofibra sono composte da elementi naturali: miscela omogenea di gesso di alta qualità e fibra di cellulosa proveniente anche da carta riciclata selezionata e sminuzzata, impastate con acqua e sottoposte a compressione. Questo tipo di lavorazione consente di ottenere lastre di diversi spessori, con elevate caratteristiche chimico-fisiche. Grazie alla presenza di fibre, le lastre di gessofibra hanno elevata stabilità, ottima resistenza meccanica e ottime caratteristiche di resistenza al fuoco.

Le lastre in gessofibra vengono utilizzate soprattutto nell'ambito della bioedilizia per le sue proprietà ecocompatibili.

Le lastre vengono impiegate sia per il completamento delle pareti a secco che per la realizzazione dei sottofondi per i pavimenti, integrati o sopraelevati con o senza predisposizione alla installazione di impianto di riscaldamento radiante a pavimento.

### *Le lastre cementizie fibrerinfornate*

Le lastre per il rivestimento esterno sono in cemento rinforzato con rete elastomerica, specificatamente studiate e prodotte per essere utilizzate come supporto per isolamenti a cappotto.

### *Isolamento a cappotto*

Per la realizzazione del cappotto esterno, possono essere utilizzati pannelli di polistirene espanso o di lana di roccia di spessore minimo 10 cm. Questi pannelli vengono applicati, mediante l'ausilio di profili metallici verticali a C e profili metallici orizzontali a U, alla superficie esterna ottenuta con le lastre cementizie. I pannelli vengono successivamente rasati e intonacati.

Si ottiene quindi un isolamento termico a cappotto continuo lungo tutto il perimetro dell'edificio e in altezza, eliminando qualsiasi ponte termico.

Il Sistema IN.NOVA è interessato ad una stretta cooperazione con produttori, presenti sul mercato internazionale, di prodotti e materiali a basso impatto produttivo, utilizzati nei campi della bioedilizia e della neoedilizia. Le nuove soluzioni e i nuovi prodotti vengono analizzati e verificati con la partecipazione diretta dei tecnici dello specifico settore e delle case produttrici.



Il Sistema ricerca infatti materiali ecologicamente pregiati, provenienti da cicli naturali e prodotti con un minimo dispendio di energia primaria.

Il sistema IN.NOVA è interessato inoltre ad offrire abitazioni con il miglior comfort e benessere abitativo, dove anche sicurezza e durabilità sono obiettivi primari che non sempre il mercato recepisce come essenziali.

### **3.2 I vantaggi**

I vantaggi raggiungibili con il Sistema IN.NOVA, rispetto all'edilizia tradizionale, sono i seguenti:

- progettazione integrata;
- strutture antisismiche;
- riciclabilità dei materiali che compongono l'edificio;
- flessibilità strutturale e riduzione dei pesi, con risparmio sulle strutture di fondazione;
- velocità di costruzione e montaggio;
- facilità di aggiornamento nel tempo degli apparati impiantistici;
- facilità nell'effettuare modifiche funzionali interne all'edificio;
- ampliabilità accessibile con estrema semplicità.

I vantaggi raggiungibili con il Sistema IN.NOVA, rispetto ad una casa in legno, sono i seguenti:

- maggiore inerzia termica complessiva;
- inattaccabilità da parte di parassiti e muffe;
- nessun vincolo per edifici pluripiano;
- utilizzo di materiali durevoli che non risentono delle variazioni climatiche, riciclati e riciclabili.

L'immobile è provvisto di garanzia della durata di 50 anni su tutte le strutture portanti, compresi i pannelli in laterizio precompresso. Per i materiali coibentanti e di rivestimento, per gli apparati impiantistici e per tutte le finiture valgono le garanzie specifiche di prodotto.

Per tutta la durata del cantiere è attiva una copertura assicurativa. IN.NOVA fornisce inoltre al cliente una polizza assicurativa decennale postuma a garanzia dell'opera eseguita.

# CAPITOLO 4

## I Sistemi Nidyon e IN.NOVA a confronto

“La locuzione Sistema Edilizio viene usata in riferimento all’edificio quando esso è pensato come insieme di parti legate da relazioni complesse tra loro. Il Sistema Edilizio si articola in sistema tecnologico, sistema ambientale o sistema funzionale/spaziale.”

Questa tesi si focalizza sul Sistema Tecnologico del Sistema Edilizio, inteso come insieme delle unità tecnologiche dell’edificio; nell’intenzione di svolgere un progetto esecutivo strutturale che riguardasse l’applicazione dei due sistemi costruttivi prefabbricati individuati, sono state considerate le seguenti classi di unità tecnologiche fornite dalla Norma UNI 8290/81:

- struttura portante;
- chiusura.

Per la classe “struttura portante” si sono considerate le seguenti unità tecnologiche:

- struttura di fondazione;
- struttura di elevazione;

e per la classe “chiusura” si sono considerate le unità tecnologiche:

- chiusura verticale ( pareti verticali perimetrali);
- chiusura superiore (coperture).

Si delineano ora le principali caratteristiche e differenze dei due sistemi costruttivi prefabbricati esposti precedentemente secondo le unità tecnologiche considerate a livello progettuale.

### 4.1 Confronto in termini di unità tecnologiche

#### *Struttura portante – Struttura di fondazione*

Il Sistema Nidyon prevede la realizzazione di una struttura a pareti portanti estese debolmente armate e prevede l’ottenimento di una struttura con comportamento globale scatolare. Ciò comporta la necessità di realizzare una fondazione continua (o fondazione a travi rovesce) in

corrispondenza delle pareti portanti individuate. Sarà inoltre necessaria un'adeguata armatura di collegamento della fondazione con la parete in elevazione. La fondazione continua trasmette al terreno carichi distribuiti su estese superfici continue.

Il Sistema IN.NOVA prevede la realizzazione di una struttura portante costituita da travi e pilastri in acciaio; In questo caso è necessario scegliere una fondazione discontinua a plinti realizzati in corrispondenza dei pilastri. Il vincolo tra plinto e pilastro, realizzabile mediante tiranti annegati nel plinto e imbullonati alla piastra di base del pilastro, può essere a cerniera o a incastro a seconda che il telaio in acciaio sia rispettivamente controventato o non controventato. La fondazione che si ottiene trasmette carichi puntuali, ovvero distribuiti su ridotte superfici isolate.

#### *Struttura portante – Struttura di elevazione*

Come è già stato precedentemente spiegato, il Sistema Nidyon prevede la realizzazione di pareti continue lungo il perimetro dell'edificio come strutture di elevazione verticali e di solai a travetti che realizzano un piano rigido con funzione di assorbire le azioni verticali come strutture di elevazione orizzontali; i collegamenti definiti dal sistema tra le strutture verticali e orizzontali assicurano un comportamento scatolare e monolitico della struttura che consente il trasferimento delle azioni orizzontali alle fondazioni.

Il Sistema IN.NOVA realizza le strutture di elevazione verticali e orizzontali portanti mediante la realizzazione di un telaio a pilastri a travi in acciaio controventato. Le strutture di elevazione orizzontali di secondo ordine (solai) possono essere realizzate tramite hi-bond in acciaio o strutture lignee per i quali sono progettati e calcolati gli ancoraggi alla struttura principale in acciaio.

#### *Chiusura – Chiusura verticale*

Nel Sistema Nidyon le pareti, che costituiscono la struttura portante di elevazione, realizzano allo stesso tempo la chiusura verticale, “avente la funzione di separare e di conformare gli spazi interni del sistema edilizio rispetto all'esterno”.

Il Sistema IN.NOVA prevede invece l'utilizzo di altri prodotti per realizzare la chiusura verticale. Prevede infatti l'impiego di pannelli prefabbricati in laterizio precompresso con funzione di chiusura del telaio in acciaio, barriera all'intrusione ed in particolare di incrementare lo sbalzo termico.

#### *Chiusura – Chiusura superiore*

Il Sistema Nidyon prevede la realizzazione della copertura con lo stesso pannello utilizzato per i solai, mentre il Sistema IN.NOVA consente libertà di scelta nella tipologia di copertura da realizzare, privilegiando comunque una copertura lignea.

## **4.2 Confronto in termini di classi di esigenze**

Il confronto dei due sistemi costruttivi può essere condotto anche sulla base dell'analisi delle esigenze esprimibili dall'utenza. Nella Norma UNI 8289/81 le classi di esigenze sono così elencate:

- sicurezza;
- benessere;
- fruibilità;
- aspetto;
- gestione;
- integrabilità;
- salvaguardia dell'ambiente.

### *Sicurezza*

La sicurezza, relativamente alla struttura e alla sua risposta in caso di eventi sismici e in caso d'incendio e rispetto agli agenti nocivi, è tutelata da entrambi i Sistemi Prefabbricati.

Le strutture, in entrambi i casi, sono state pensate allo scopo di avere un ottimo comportamento in caso di eventi sismici, tanto che entrambe le strutture vengono studiate perché rimangano in campo elastico durante la manifestazione dell'evento sismico.

I materiali utilizzati da entrambi i sistemi sono certificati, riportano la marcatura CE e non rilasciano sostanze nocive nell'aria.

In particolare il polistirene EPS – RF utilizzato dal sistema Nidyon fornisce una resistenza al fuoco REI 120 per le pareti e una resistenza REI 240 per gli orizzontamenti. Il polistirene risulta essere inoltre un materiale autoestinguente.

Nel caso del Sistema IN.NOVA il telaio in acciaio e i pannelli in laterizio sono protetti dai rivestimenti esterni ed interni; secondo la norma UNI EN 13501 – 1 la lastra in gessofibra appartiene alla classe di resistenza al fuoco A2 – s1, d0; la lastra cementizia appartiene alla classe A1, come pure la lastra in lana di roccia che risultano quindi ininfiammabili.

### *Benessere*

Entrambi i sistemi forniscono benessere dal punto di vista termoigrometrico (estivo ed invernale) e acustico. In entrambi i casi si riescono ad ottenere edifici appartenenti anche alla

classe energetica A+ e l'utilizzo dei materiali già descritti consente di ottenere alti livelli di benessere interno all'edificio dovuti, oltre che al comfort della temperatura, anche all'assenza di umidità superficiale e interstiziale e quindi all'assenza di muffe. I materiali utilizzati possono essere facilmente accoppiati a strati di materiale fonoassorbente che permette di ottenere spazi interni isolati dai rumori esterni.

#### *Fruibilità*

I due Sistemi Costruttivi già sopracitati permettono di ottenere edifici in cui sono limitate le strutture portanti interne al perimetro dell'edificio stesso; questo permette di ottenere ampi "open space" in cui i diversi ambienti possono essere suddivisi mediante la realizzazione di pareti in cartongesso o in gessofibra.

#### *Salvaguardia dell'ambiente*

I due sistemi costruttivi permettono di ottenere edifici di classe energetica A+. Ciò comporta un risparmio in termini di riscaldamento e condizionamento e quindi una netta diminuzione delle emissioni di CO<sub>2</sub> nell'ambiente.

Il Sistema Nidyon utilizza polistirene EPS – RF prodotto secondo metodi di "best practices" che hanno come obiettivo principale il risparmio delle risorse prime durante la produzione.

Così vale anche per i materiali utilizzati dal Sistema IN.NOVA, alcuni dei quali oltretutto sono il prodotto di riciclaggio di materia prima.

I materiali fin qui elencati sono pressoché riciclabili al 100%.

Si fa eccezione per il polistirene espanso sinterizzato autoestinguente in opera con il calcestruzzo: in questo caso si deve ancora individuare un procedimento valido e poco costoso che permetta il recupero dell' EPS – RF dal getto di calcestruzzo consolidato. Al termine della vita utile dell'edificio, la struttura deve essere smantellata come una qualsiasi struttura tradizionale e il materiale di risulta deve essere trasportato in discarica. Al contrario, con il Sistema IN.NOVA ogni componente dell'edificio è smontabile e recuperabile o riciclabile.

### **4.3 Collocazione dei due Sistemi Costruttivi nell'ambito della Prefabbricazione**

Richiamando il tema della Prefabbricazione “artigianale” industrializzata affrontato nel paragrafo 1.1, i Sistemi costruttivi Nidyon ed IN.NOVA potrebbero essere collocati in tale ambito per diversi motivi.

Innanzitutto i due sistemi permettono di soddisfare i tre fattori fondamentali propri della Prefabbricazione “artigianale” industrializzata: flessibilità progettuale, in quanto lascia ampie libertà creative fino al dettaglio; flessibilità cantieristica, in quanto integrabile con i vari procedimenti costruttivi in opera; flessibilità produttiva, in quanto il progresso tecnologico nelle lavorazioni in stabilimento consente di soddisfare ampiamente la committenza, potendo l'industria produrre su richiesta componenti di forma e prestazioni differenziate.

I componenti prodotti e utilizzati dai due sistemi derivano da un processo industriale che ha lo scopo di fornire prodotti di dimensioni standard ridotte e variabili, su richiesta del progetto, per rispondere così alla domanda di edificazione di singole opere, sia grandi che piccole.

Il Sistema IN.NOVA utilizza telai in acciaio per la realizzazione della struttura portante principale, richiamando la produzione siderurgica di profilati standard in ferro diffusasi in Inghilterra tra il XIX e il XX secolo allo scopo di realizzare strutture portanti che rispondessero ad esigenze strutturali – architettoniche di specifiche opere. Si può inoltre richiamare la metodologia di progettazione e di organizzazione esecutiva di J. Paxton, che imposta la realizzazione delle sue opere su criteri modulari, con la conseguente definizione di elementi costruttivi tra loro combinabili dimensionalmente e accoppiabili per semplice montaggio "a secco". Tali propositi si ritrovano anche nella filosofia perseguita dall'azienda IN.NOVA, che pone al centro della realizzazione di una singola opera la progettazione integrata, in modo che ogni singola componente del Sistema Edilizio sia combinabile alle altre e possa con queste collaborare, e il sistema di montaggio “ a secco” dei diversi elementi. Nel processo industriale vengono coinvolti tutti i componenti dell'opera che vengono successivamente trasportati e assemblati in cantiere, eliminando tutte le lavorazioni “umide”, ad esclusione delle fondazioni. Come Paxton, anche IN.NOVA studia le fasi operative del cantiere e organizza cronoprogrammi ben dettagliati per fornire al cliente tempistiche e costi di realizzazione certi.

Il Sistema Nidyon utilizza pannellature in polistirene, assemblate in stabilimento, di dimensioni standard o su misura su richiesta della committenza, trasportate e montate in

stabilimento; successivamente in tale caso si introduce in cantiere il getto di calcestruzzo a riempimento delle intercapedini.

A differenza del Sistema IN.NOVA, le lavorazioni che riguardano l'esecuzione delle strutture portanti non sono a secco; è comunque indispensabile anche in questo caso uno studio attento nella successione di posa in opera delle pannellature, secondo schemi convenzionali tipici del sistema e secondo una prefissata numerologia. Anche in questo caso è possibile fornire al cliente tempistiche e costi di realizzazione certi, a differenza di quanto accade invece con l'edilizia tradizionale.

Le caratteristiche essenziali che collocano i due sistemi costruttivi nell'ambito della Prefabbricazione sono individuabili nella Prefabbricazione artigianale e in particolar modo coincidono con quelle peculiarità che l'uomo ha richiesto, fin dalle sue origini, alla realizzazione della propria abitazione.

I due sistemi semplificano infatti le operazioni di realizzazione dell'edificio rispetto all'edilizia tradizionale; le operazioni risultano più facili e veloci. I "pezzi" utilizzati in cantiere sono prodotti fuori opera e sono suscettibili di semplice montaggio. Nel caso del sistema IN.NOVA inoltre traspare la possibilità dello smontaggio per il recupero dei materiali impiegati, se non addirittura, per la ricostruzione dell'edificio in un altro sito (concetto comunque lontano da quello proposto dalla prefabbricazione industriale di edifici interamente trasportabili).

Si può fare un'ulteriore distinzione, in tema di prefabbricazione, tra strutture pesanti e strutture leggere.

Il Sistema proposto dall'azienda IN.NOVA porta alla realizzazione di una struttura portante propriamente leggera e snella. Il Sistema Nidyon prevede la realizzazione, il trasporto e il montaggio in cantiere di pannelli molto leggeri, le cui intercapedini vengono però successivamente riempite con il getto in calcestruzzo; questo comporta l'ottenimento di una struttura portante tozza e "pesante".

# CAPITOLO 5

## Il Progetto “Green Housing”

Il progetto “Green Housing” evidenziato in rosso in Fig. 23, si colloca nel Comune di Caldoggno, Provincia di Vicenza, nelle vicinanze della nuova caserma militare americana Del Din (Ederle 2), costruita nell'ex aeroporto Dal Molin.

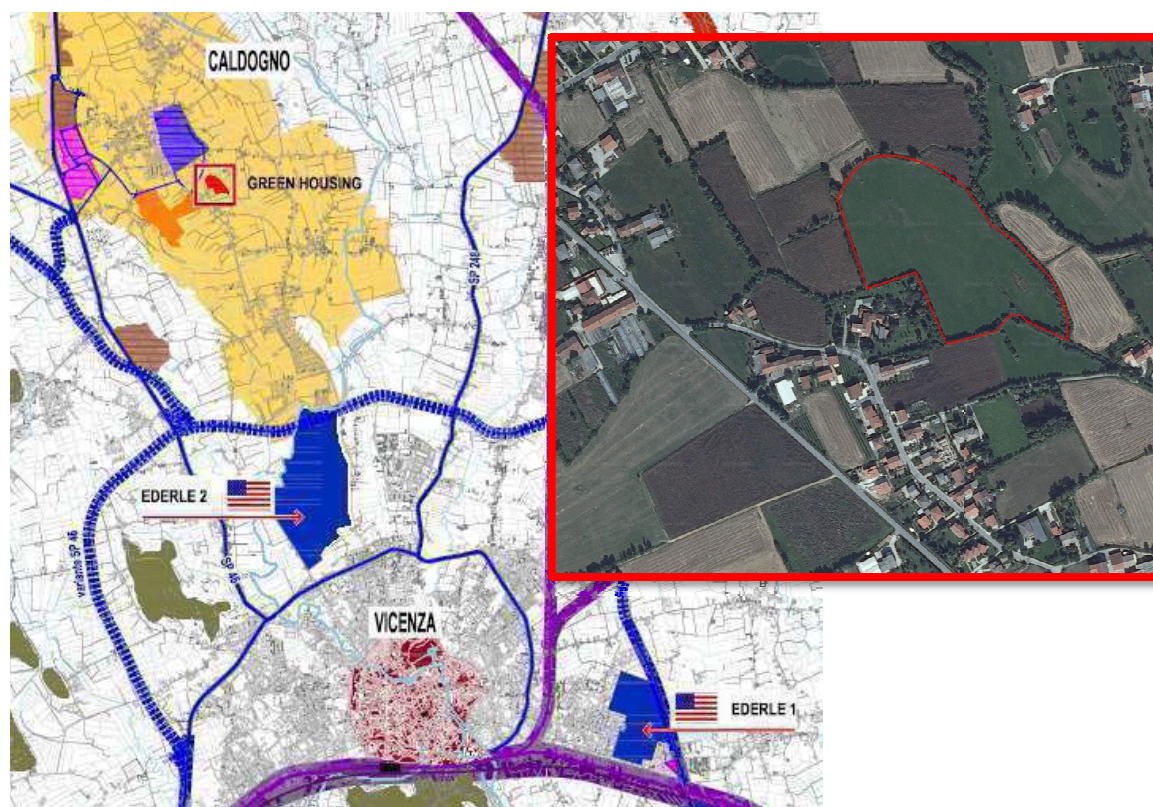


Fig. 5.1: Individuazione dell'area nel Comune di Caldoggno.

L'area interessata dal progetto consta di 34.812 m<sup>2</sup> di terreno appartenente alla zona E2, agricola, del PRG del Comune di Caldoggno.

Mediante un accordo pubblico – privato l'area diviene di tipo ricettivo; il privato si impegna quindi a realizzare in suddetta area strutture con funzione prettamente ricettiva. L'accordo prevede inoltre l'impegno da parte del privato di realizzare lo svincolo tra la strada comunale principale e la strada di accesso all'area d'interesse, a realizzare le strade che permettono



l'accesso all'area e a realizzazione una pista ciclopedonale attrezzata a verde, che si sviluppi attorno all'area interessata e che sia a servizio del pubblico.

Per rispettare l'accordo con il Comune di Caldogno, diviene necessario per il privato individuare un utente interessato a locare nelle strutture da realizzare mediante contratti di affitto brevi, rinnovabili ogni 6 mesi, che giustifichino la funzione ricettiva associata all'area, garantendo una continuità di locazione negli anni, che quindi giustifichi l'investimento finanziario necessario per la realizzazione del progetto stesso.

Alle diverse esigenze del privato ha risposto con interesse il U.S. Department of Army, interessato ad affittare abitazioni, anche con brevi contratti, per le varie cariche dell'esercito americano. Allo stesso tempo gli Americani hanno esposto al progettista architettonico esigenze in quanto a dimensioni delle abitazioni e dei singoli vani, nonché in quanto a dimensioni degli arredi e degli spazi verdi esterni a competenza propria della singola abitazione.

Il progetto che ne è risultato risponde quindi alle esigenze espresse da contratto di realizzare strutture idonee alla funzione turistico – ricettiva, alle esigenze di riprendere l'architettura locale in forme e materiali, e infine alle esigenze distributive espressamente richieste dagli U.S.A.

L'intervento "Green Housing" prevede la realizzazione di 36 case singole monofamiliari variamente aggregate.

Il progetto si sviluppa, seguendo la naturale conformazione del lotto, su un disegno dettato – planimetricamente – dai due archi disegnati dalle strade di penetrazione, da cui si snodano i percorsi pedonali e le unità residenziali. Ciò avviene evitando sia eccessive aggregazioni sia la dispersione nel territorio delle costruzioni, ritagliando così, nella parte centrale del lotto, vaste aree a verde attrezzato e piantumato. In particolare, ad uso esclusivo della struttura, è prevista un'area gioco con la realizzazione di una piastra polivalente (con dimensioni tali da ospitare un campo da basket-volley) e di vari elementi di arredo urbano per il gioco dei bambini. Tutte le aree a verde attrezzato sono agevolmente collegate alle abitazioni da un sistema di percorsi pedonali che si connettono, attraverso accessi controllati, anche al percorso ciclopedonale di uso pubblico, che si snoda lungo il perimetro dell'area.

Il lotto ha un andamento altimetrico discendente verso sudest; il progetto prevede il rispetto della conformazione del suolo, con un rialzamento di circa 50 cm solo nelle parti edificate e a giardino privato; l'area verde a sud - est sarà destinata invece a bacino d'invaso per

accogliere temporaneamente, in casi di emergenza, eventuali acque meteoriche non immediatamente recapitabili nei corsi d'acqua esistenti.

L'accesso carrajo è controllato da una guardiania/reception. L'andamento curvilineo delle strade private condominiali, su cui si affacciano le residenze con diverse inclinazioni e combinazioni, consentono scorci visivi variabili con il progredire del percorso.

Le tipologie edilizie si basano sull'accostamento di volumi semplici che terminano con tetto a falde inclinate sia per il corpo residenziale principale sia per il volume accostato delle autorimesse; ciò avviene riprendendo e reinterpretando schemi compositivi, colori, proporzioni e materiali propri dei manufatti di maggior pregio già presenti sia nelle immediate vicinanze sia – più in generale – nel paesaggio rurale della campagna vicentina.

L'accessibilità principale all'area avverrà attraverso un nuovo tratto di strada comunale - porzione di strada già prevista dal PRG vigente - che si collegherà, con una nuova rotatoria, alla strada provinciale.

Dalla nuova strada comunale è previsto l'innesto della viabilità interna al "Green Housing" che porta all'accesso controllato della struttura e ad una strada con parcheggio ad uso pubblico, con circa 30 posti auto, con uscita infine su via Barco, in direzione sud – ovest, attraverso la sistemazione e allargamento di una strada già esistente.

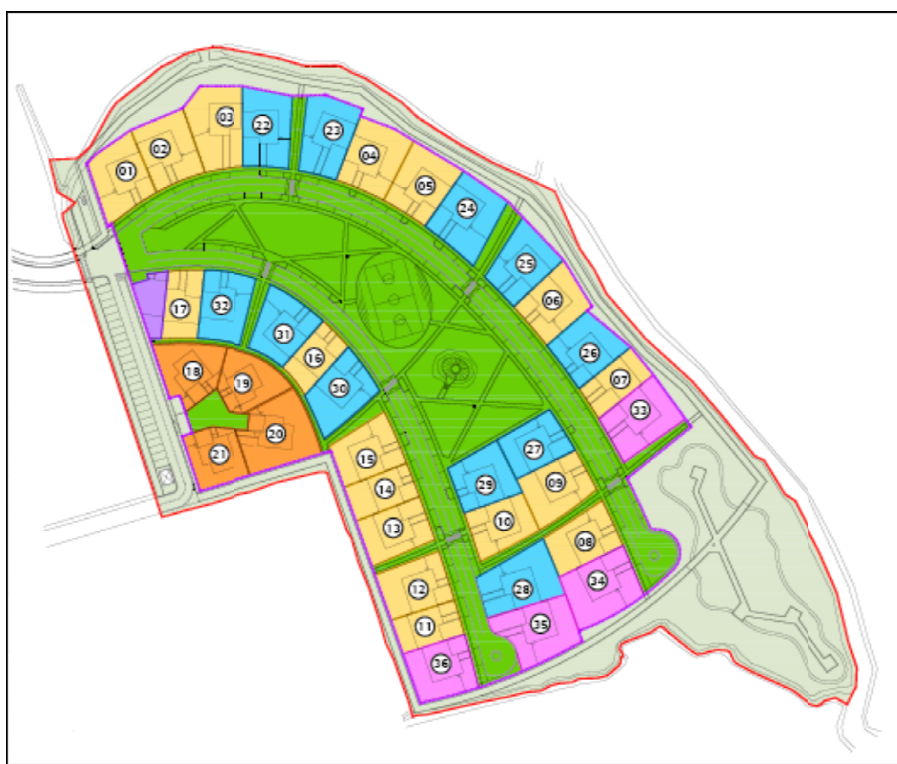


Fig. 5.2: Plani- volumetria d'insieme.

## 5.1 Descrizione degli edifici

Si riporta lo schema utilizzato per l'individuazione dei singoli lotti e una tabella che riporta le dimensioni dei lotti, la tipologia di abitazione scelta per ciascun lotto e il numero complessivo di abitazioni per ciascuna tipologia.

Le tipologie di abitazioni presentate sono quattro: la tipologia 3 camere standard, una variante planimetrico – distributiva della tipologia 3 camere, la tipologia 4 camere e la tipologia 5 camere come variazioni volumetriche in corrispondenza del piano primo della tipologia 3 camere standard.



**Fig. 5.3:** Planimetria della lottizzazione.

**Tab. 5.1:** Legenda della lottizzazione.

	Tipologia 3 camere standard
	Tipologia 3 camere - variante
	Tipologia 4 camere
	Tipologia 5 camere

Tab. 5.2: Assegnazione della tipologia di abitazione per ciascun lotto; dimensioni delle superfici caratteristiche.

LOTTO LOT n.	TIPOLOGIA TIPOLOGY	AREA LOTTO LOT AREA	SUP. COPERTA COVERED	S.SCOPERTA <sup>(GIARDINO)</sup> UNCOVERED AREA <sup>(TERRAZZ)</sup>	SUP. LORDA GROSS AREA
1	3 CAMERE / 3 BEDROOM	426,00 mq	133,00 mq	293,00 mq	152,00 mq
2	3 CAMERE / 3 BEDROOM	418,00 mq	133,00 mq	285,00 mq	152,00 mq
3	3 CAMERE / 3 BEDROOM	514,00 mq	133,00 mq	381,00 mq	152,00 mq
4	3 CAMERE / 3 BEDROOM	441,00 mq	133,00 mq	308,00 mq	152,00 mq
5	3 CAMERE / 3 BEDROOM	416,00 mq	133,00 mq	283,00 mq	152,00 mq
6	3 CAMERE / 3 BEDROOM	391,00 mq	133,00 mq	258,00 mq	152,00 mq
7	3 CAMERE / 3 BEDROOM	285,00 mq	133,00 mq	152,00 mq	152,00 mq
8	3 CAMERE / 3 BEDROOM	375,00 mq	133,00 mq	242,00 mq	152,00 mq
9	3 CAMERE / 3 BEDROOM	404,00 mq	133,00 mq	271,00 mq	152,00 mq
10	3 CAMERE / 3 BEDROOM	348,00 mq	133,00 mq	215,00 mq	152,00 mq
11	3 CAMERE / 3 BEDROOM	275,00 mq	133,00 mq	142,00 mq	152,00 mq
12	3 CAMERE / 3 BEDROOM	391,00 mq	133,00 mq	258,00 mq	152,00 mq
13	3 CAMERE / 3 BEDROOM	375,00 mq	133,00 mq	242,00 mq	152,00 mq
14	3 CAMERE / 3 BEDROOM	284,00 mq	133,00 mq	151,00 mq	152,00 mq
15	3 CAMERE / 3 BEDROOM	385,00 mq	133,00 mq	252,00 mq	152,00 mq
16	3 CAMERE / 3 BEDROOM	264,00 mq	133,00 mq	131,00 mq	152,00 mq
17	3 CAMERE / 3 BEDROOM	286,00 mq	133,00 mq	153,00 mq	152,00 mq
<b>TOTAL 1</b>	<b>n.17</b>	<b>6278,00 mq</b>	<b>2261,00 mq</b>	<b>4017,00 mq</b>	<b>2584,00 mq</b>
18	3 CAMERE / 3 BEDROOM	389,00 mq	150,00 mq	239,00 mq	150,00 mq
19	3 CAMERE / 3 BEDROOM	387,00 mq	150,00 mq	237,00 mq	150,00 mq
20	3 CAMERE / 3 BEDROOM	533,00 mq	150,00 mq	383,00 mq	150,00 mq
21	3 CAMERE / 3 BEDROOM	364,00 mq	150,00 mq	214,00 mq	150,00 mq
<b>TOTAL 2</b>	<b>n.4</b>	<b>1673,00 mq</b>	<b>600,00 mq</b>	<b>1073,00 mq</b>	<b>600,00 mq</b>
22	4 CAMERE / 4 BEDROOM	424,00 mq	133,00 mq	291,00 mq	167,00 mq
23	4 CAMERE / 4 BEDROOM	433,00 mq	133,00 mq	300,00 mq	167,00 mq
24	4 CAMERE / 4 BEDROOM	470,00 mq	133,00 mq	337,00 mq	167,00 mq
25	4 CAMERE / 4 BEDROOM	402,00 mq	133,00 mq	269,00 mq	167,00 mq
26	4 CAMERE / 4 BEDROOM	379,00 mq	133,00 mq	246,00 mq	167,00 mq
27	4 CAMERE / 4 BEDROOM	340,00 mq	133,00 mq	207,00 mq	167,00 mq
28	4 CAMERE / 4 BEDROOM	470,00 mq	133,00 mq	337,00 mq	167,00 mq
29	4 CAMERE / 4 BEDROOM	365,00 mq	133,00 mq	232,00 mq	167,00 mq
30	4 CAMERE / 4 BEDROOM	404,00 mq	133,00 mq	271,00 mq	167,00 mq
31	4 CAMERE / 4 BEDROOM	388,00 mq	133,00 mq	255,00 mq	167,00 mq
32	4 CAMERE / 4 BEDROOM	411,00 mq	133,00 mq	278,00 mq	167,00 mq
<b>TOTAL 3</b>	<b>n.11</b>	<b>4486,00 mq</b>	<b>1463,00 mq</b>	<b>3023,00 mq</b>	<b>1837,00 mq</b>
33	5 CAMERE / 5 BEDROOM	442,00 mq	135,00 mq	307,00 mq	188,00 mq
34	5 CAMERE / 5 BEDROOM	485,00 mq	135,00 mq	350,00 mq	188,00 mq
35	5 CAMERE / 5 BEDROOM	473,00 mq	135,00 mq	338,00 mq	188,00 mq
36	5 CAMERE / 5 BEDROOM	396,00 mq	135,00 mq	261,00 mq	188,00 mq
<b>TOTAL 4</b>	<b>n.4</b>	<b>1796,00 mq</b>	<b>540,00 mq</b>	<b>1256,00 mq</b>	<b>752,00 mq</b>
<b>TOTAL</b>	<b>n.36</b>	<b>14233,00 mq</b>	<b>4864,00 mq</b>	<b>9369,00 mq</b>	<b>5773,00 mq</b>



Le tipologie degli edifici proposti si configurano come case singole con diverse aggregazioni a due o tre case, con garage ed un parcheggio designato per ciascuna abitazione, oltre che un cortile/giardino privato e recintato ad uso esclusivo. L'ingresso dalla strada condominiale, sia pedonale che carroia, è indipendente per ogni unità.

Dall'entrata principale dell'abitazione, a piano terra, si accede da uno spazio filtro di circa 7 m<sup>2</sup>, alle scale e al salotto, 21,40 m<sup>2</sup>, facente parte di un ampio "open space" comprendente la cucina abitabile di 14,20 m<sup>2</sup>, separata idealmente dal salotto da porzioni di parete che definiscono un ampio arco a cornice dell'ambiente stesso; in questo modo la vista della zona cottura risulta limitata. Dalla cucina si può accedere poi ad una zona filtro, 2,30 m<sup>2</sup>, che serve al bagno per gli ospiti di 2,80 m<sup>2</sup> e alla lavanderia, 11,20 m<sup>2</sup>, con accessi diretti rispettivamente al giardino esterno retrostante e al garage con due posti auto di 31,20 m<sup>2</sup>. Le ampie aperture verso l'esterno consentono il facile accesso ai giardini con pergolati; in particolare dalla cucina si può accedere ad uno spazio coperto esterno con camino.



Fig. 5.4: Planimetria d'insieme dei Piani Terra.

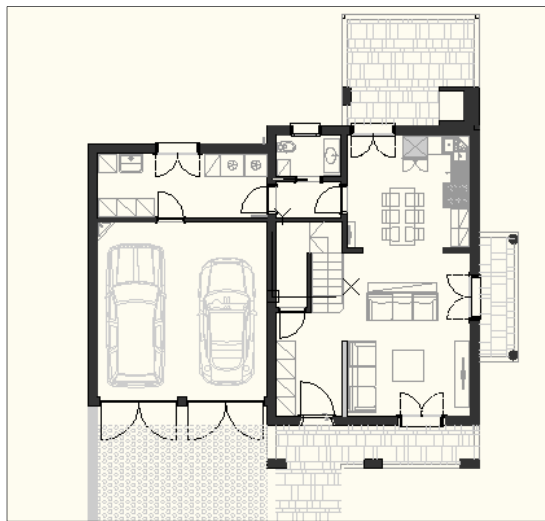


Fig. 5.5: Piano Terra Tipologia 3 camere standard (4 – 5 camere).

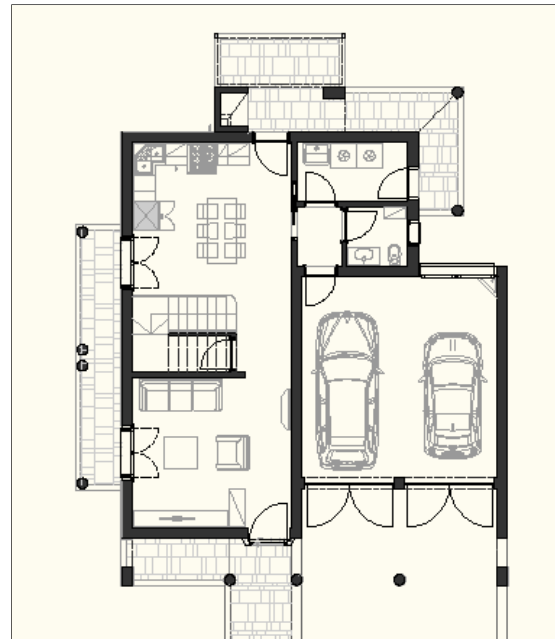


Fig. 5.6: Piano Terra Tipologia 3 camere – variante.

*Tipologia a 3 camere*

Al piano primo la camera da letto principale ha superficie di  $14,40 \text{ m}^2$ , terrazza e bagno esclusivo con vasca da bagno di  $5,60 \text{ m}^2$ , mentre le due camere secondarie hanno superficie di  $14,00$  e  $9,10 \text{ m}^2$ ; dal disimpegno avente una superficie di  $6,30 \text{ m}^2$  si accede, oltre che alle camere, ad un bagno comune con piatto doccia e sanitari di  $5,20 \text{ m}^2$ .

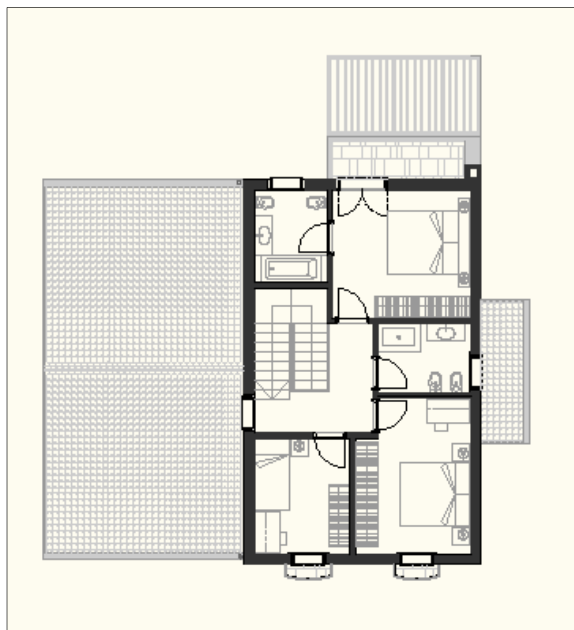


Fig. 5.7: Piano Primo Tipologia 3 camere standard.

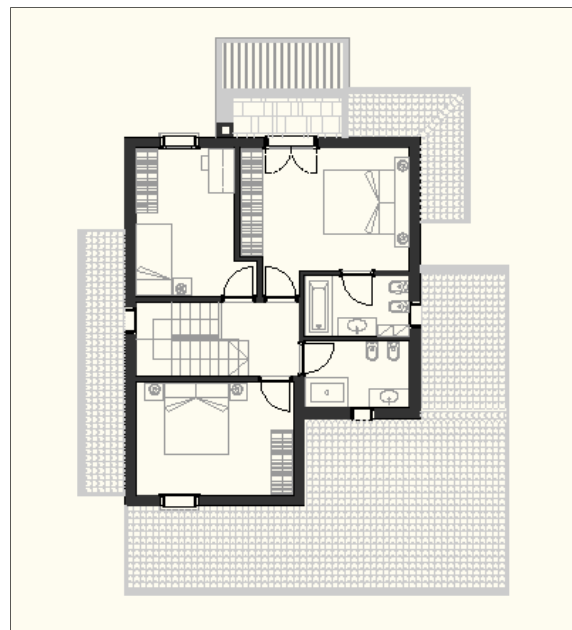


Fig. 5.8: Piano Primo Tipologia 3 camere – variante.



# CAPITOLO 6

## Progettazione e Cantierizzazione

In questo capitolo si intende esporre l'applicazione dei due Sistemi Costruttivi Innovativi al caso studio, ovvero alla Tipologia abitativa 5 camere del Progetto architettonico di massima "Green Housing".

Si sviluppano quindi in successione il progetto strutturale esecutivo, la modellazione delle strutture in condizioni statiche e sismiche e si studiano i procedimenti di realizzazione delle strutture in cantiere accennando anche alla posa degli impianti. Si individueranno infine i costi e le tempistiche di realizzazione delle strutture per le tecnologie costruttive Nidyon, IN.NOVA e la tecnologia tradizionale.

### 6.1 Analisi del Progetto Architettonico di Massima

Nell'analisi del progetto architettonico di massima per la Tipologia 5 camere si sono individuate alcune problematiche dovute per lo più all'aggiunta di un volume al piano primo, sfalsato rispetto al volume ad un unico piano ospitante la lavanderia e il garage. L'aggiunta di tale volume deriva dall'esigenza di aggiungere all'edificio due camere da letto singole ed un bagno a servizio di queste. Le strutture portanti del volume aggiuntivo si trovano quindi in falso rispetto alle strutture portanti del volume sottostante.

Un altro problema del progetto di massima deriva dalla presenza di falde posizionate a livello del primo piano, a copertura di spazi esterni, che comportano un abbassamento dell'altezza netta di alcuni ambienti (garage e lavanderia).

Nel progetto esecutivo strutturale è stato deciso di realizzare una struttura orizzontale su tutti gli ambienti, evitando di ridurre l'altezza dei vani abitabili; ciò ha comportato la necessità di alzare le falde sopra – menzionate.

Inoltre sono state disposte travi nelle due direzioni orizzontali a sostegno delle strutture in falso.



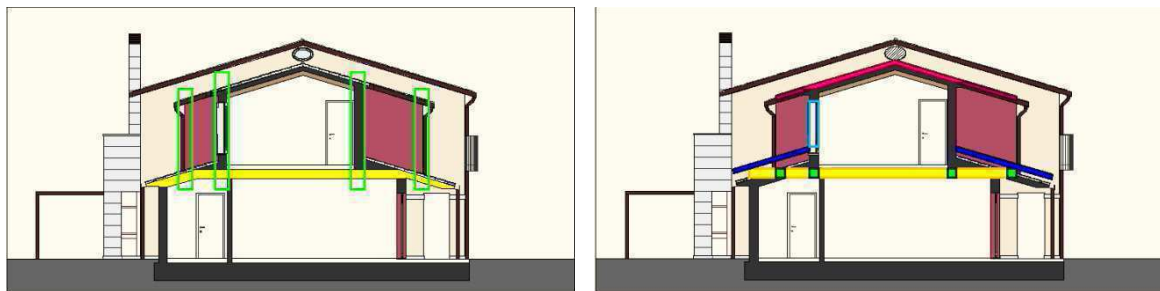


Fig. 6.1: Sezione originaria a sinistra; illustrazione delle modifiche strutturali a destra.

## 6.2 Progetto Strutturale Esecutivo – Sistema Nidyon

Il terreno topologico ipotizzato per l'area sulla quale si sviluppa il Progetto “Green Housing” e la tipologia della struttura, a pareti portanti continue, tipica del Sistema Nidyon, hanno portato alla scelta di un sistema fondazionale a travi rovesce con soletta di collegamento.

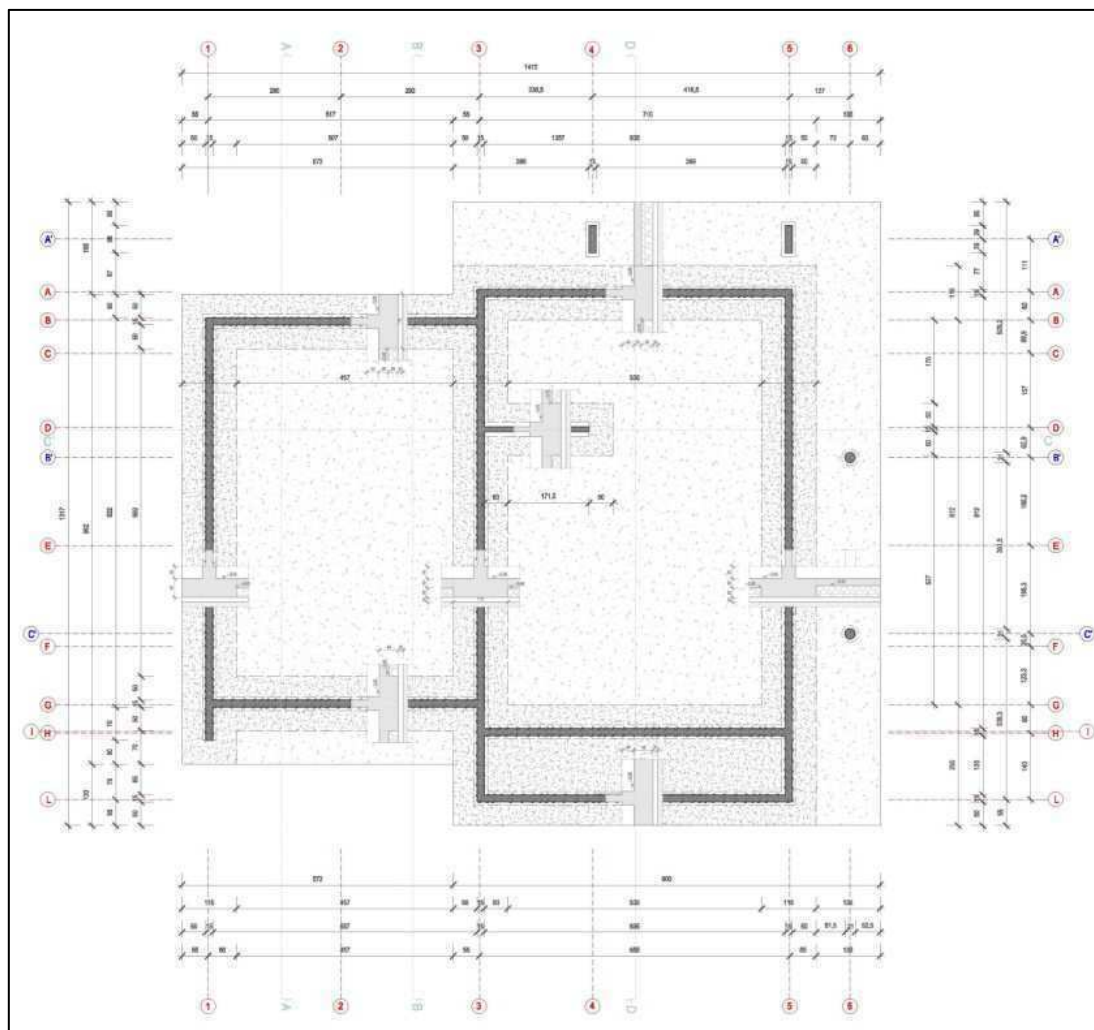


Fig. 6.2: Pianta delle fondazioni a travi rovesce; Tavola 1.

Risulta necessario eseguire uno scavo di sbancamento fino a quota -20 cm dal piano campagna per la realizzazione della soletta di collegamento delle strutture fondazionali principali e si esegue successivamente uno scavo a sezione obbligata le travi rovesce; questo si attesta a una profondità di 50 cm rispetto al piano campagna. Il sistema fondazionale è costituito, in successione, da uno strato di geotessuto sul quale vengono gettati 10 cm di magrone inferiore. Lo strato di ghiaione a formare il vespaio varia dai 20 ai 25 cm ed è realizzato tra il magrone inferiore e il getto di 20 cm della soletta di collegamento in calcestruzzo. La struttura fondazionale è rivestita con tessuto bentonitico, poiché si è in presenza di falda. La trave rovescia di fondazione ha uno spessore complessivo di 40 cm e una larghezza complessiva di 115 cm ed è realizzata in asse con la struttura in elevazione. La stratificazione viene completata con il getto di un massetto isolante tipo “Isocal” di 15 cm e una soletta di calpestio di 5 cm.

Dalle immagini seguenti è possibile osservare i dettagli di carpenteria delle travi rovesce e le armature della fondazione studiata.

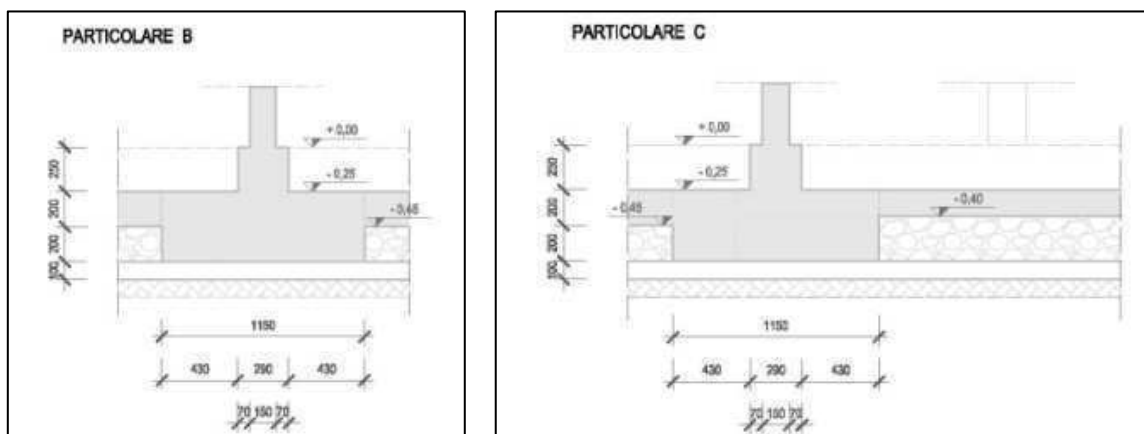
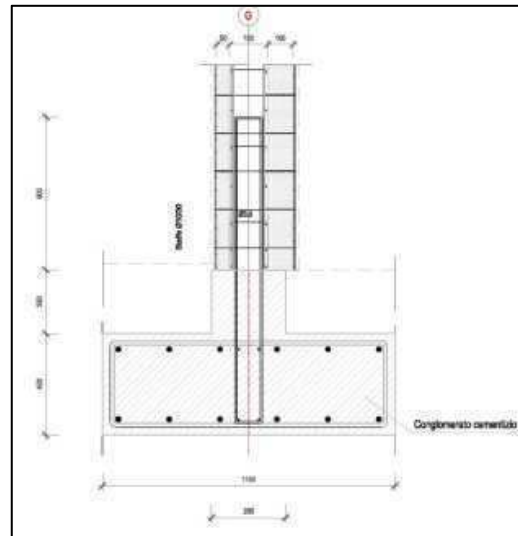


Fig. 6.3: Dettagli delle carpenterie; Tavola 2.



**Fig. 6.4:** *Dettagli delle armature di fondazione; Tavola 12.*

Le armature di fondazione sono costituite, per la trave rovescia, da 6 ferri longitudinali superiori e 6 inferiori di diametro 22 mm collegati da staffe di diametro 16 mm con passo 30 cm. Le staffe di collegamento tra l'armatura di fondazione e la struttura verticale in calcestruzzo hanno diametro 8 mm e vengono disposte con passo di 30 cm; queste si sviluppano per un'altezza pari all'altezza della fondazione con l'aggiunta di 60 cm. Oltre alle barre longitudinali già menzionate per la trave rovescia, si hanno altre due barre longitudinali superiori e due inferiori, di diametro 8 mm, a rinforzo della porzione di calcestruzzo compresa tra la staffatura di collegamento annegata nella trave rovescia.

Le strutture in elevazione del sistema sono costituite dai pannelli doppi portanti in EPS – RF utilizzati quali casseri per il getto di calcestruzzo di spessore finale 15 cm. Si ottengono per i piani terra e primo delle strutture a pareti continue lungo il perimetro dell'edificio.

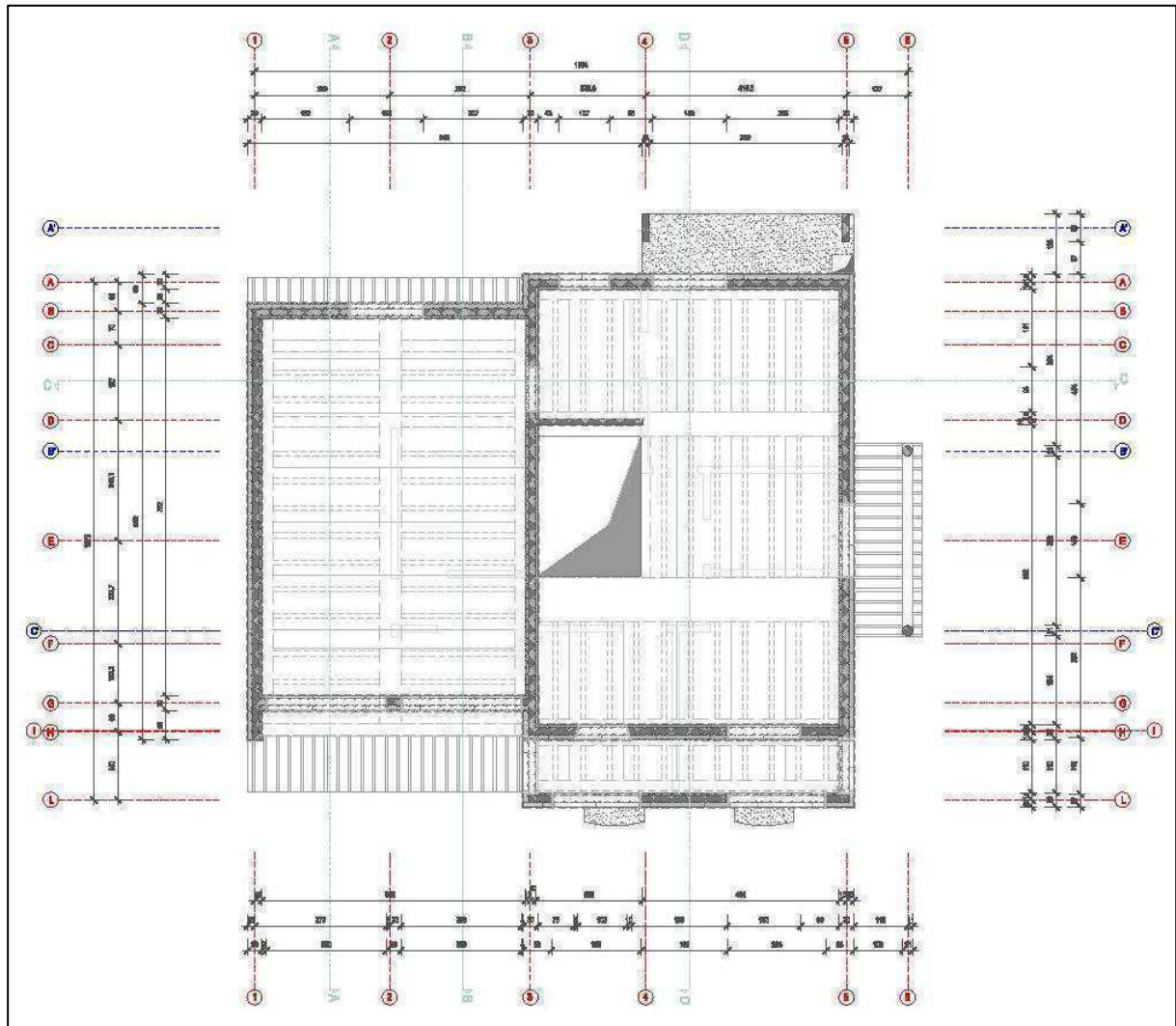


Fig. 6.5: Pianta Piano Terra – Murature – Carpenterie; Tavola 3.

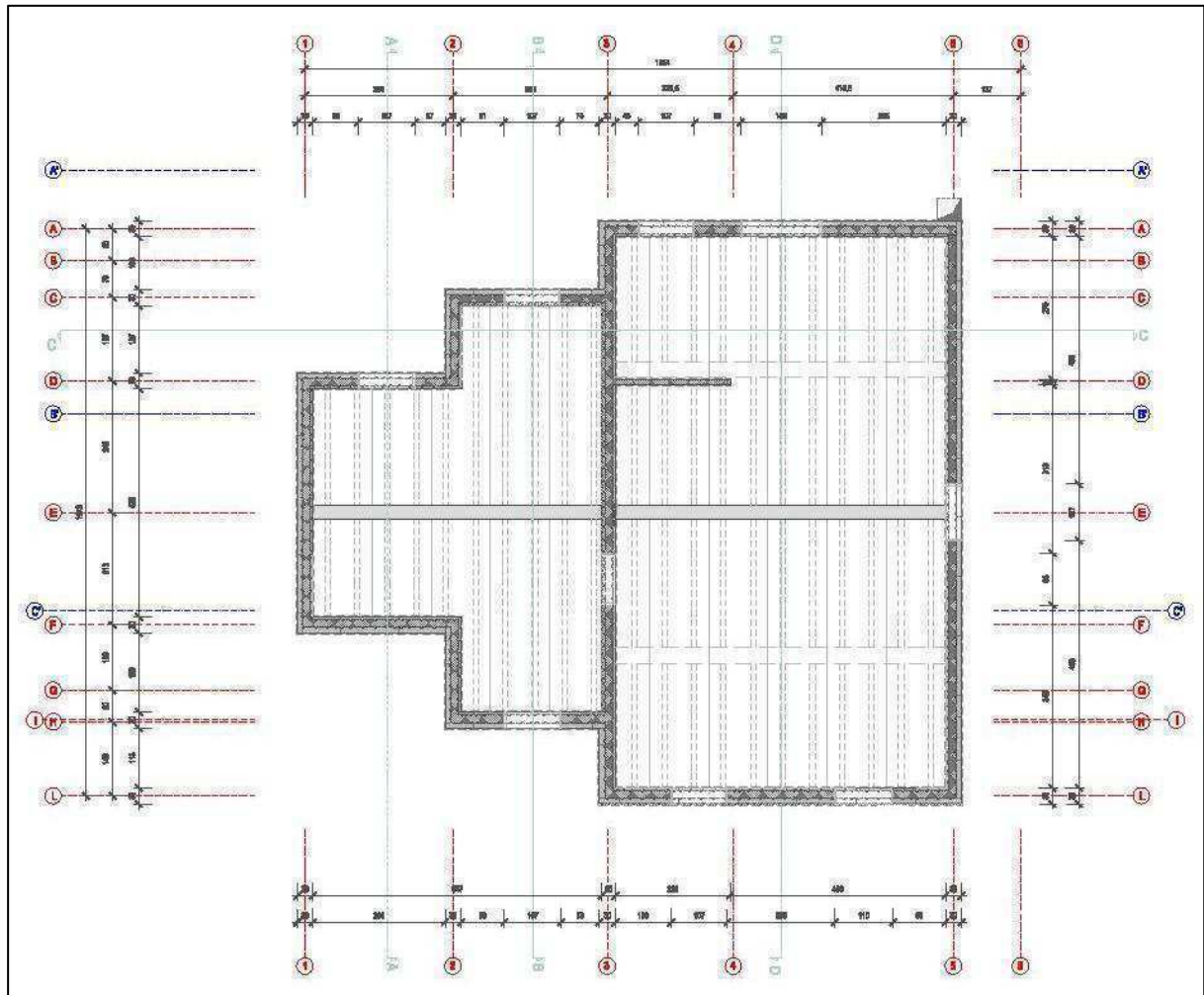


Fig. 6.6: Pianta Piano Primo – Murature – Carpenterie; Tavola 5.

Grazie all' analisi dinamica della struttura, riportata in Allegato 1, sono state calcolate le armature aggiuntive, sismo – resistenti, per i setti considerati nel modello della struttura realizzato mediante il software Straus.

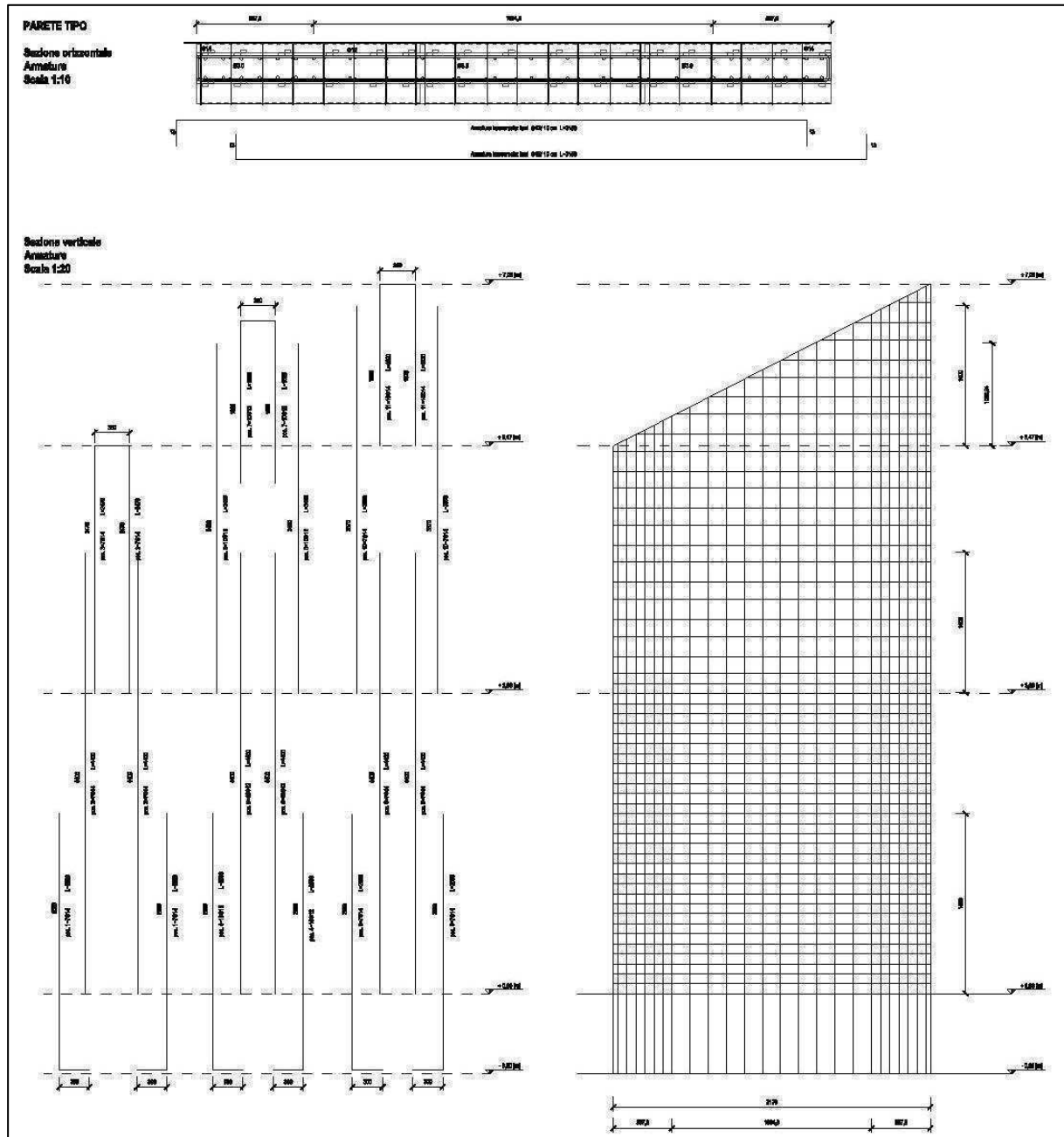
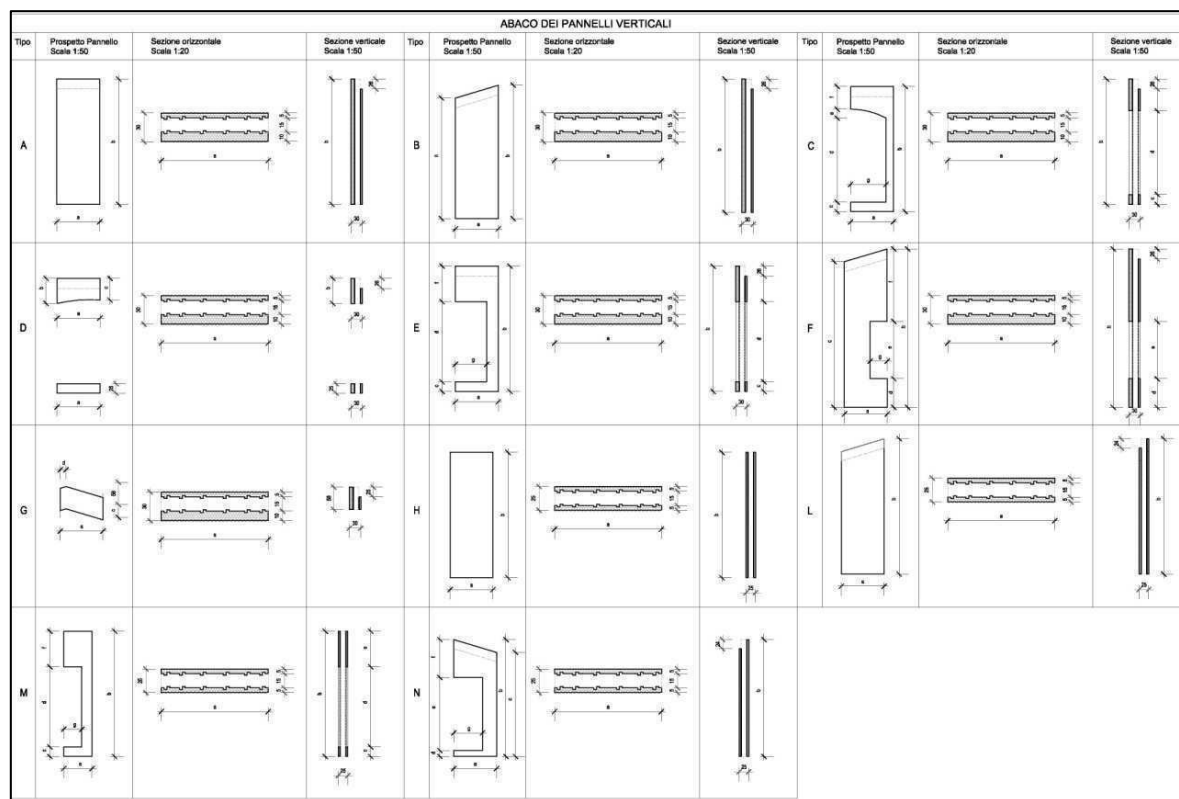


Fig. 6.7: Armature aggiuntive calcolate per una parete tipo; Tavola 14.

Contemporaneamente alla definizione delle strutture verticali, è stato condotto lo studio, in pianta e in prospetto, della posa dei pannelli doppi in EPS – RF. Ciò ha consentito di individuare una sequenza numerica della posa delle pannellature caratterizzate per lo più da pannelli standard, o fuori misura dove necessario, e dotati di intagli in corrispondenza di forometrie o di intagli necessari alla posa di lastre tra loro perpendicolari.

Si è realizzato un abaco dove si distinguono 11 tipi di pannelli a seconda dello spessore delle lastre in polistirene che li compongono, a seconda che riportino o meno intagli per la

formazione delle forometrie e a seconda che essi si interfaccino con un solaio o con la copertura.



**Fig. 6.8:** Abaco dei pannelli verticali; Tavola 10.

Nell'abaco le caratteristiche geometriche dei pannelli sono state parametrizzate; sono state poi compilate le distinte di produzione delle pannellature riportando per ciascun pannello, oltre alla tipologia di appartenenza, anche il numero che gli è stato associato per la posa in cantiere e i dati geometrici per i vari parametri precedentemente definiti.

I pannelli doppi scelti per il progetto strutturale esecutivo dell'edificio sono caratterizzati da una lastra esterna di spessore 10 cm e da una interna di spessore 5 cm; per i pannelli utilizzati a realizzazione della parete interna che divide la zona giorno dell'abitazione dal garage entrambe le lastre del pannello hanno spessore pari a 5 cm. La lastra interna del pannello ha un'altezza inferiore di circa 26 cm rispetto alla lastra esterna; ciò risulta necessario per la posa del pannello solaio NYF.



DISTINTA PANNELLI - Parametri Geometrici [cm]										DISTINTA PANNELLI - Parametri Geometrici [cm]										DISTINTA PANNELLI - Parametri Geometrici [cm]									
Pannello	Tipo	a	b	c	d	e	f	g	Fuori misura	Pannello	Tipo	a	b	c	d	e	f	g	Fuori misura	Pannello	Tipo	a	b	c	d	e	f	g	Fuori misura
1	A	105	328	-	-	-	-	-	*																				
2	A	112	328	-	-	-	-	-																					
3	A	112	328	-	-	-	-	-																					
4	E	112	328	25	230	-	73	75																					
5	E	112	328	25	230	-	73	79																					
6	E	112	328	88	150	-	90	58																					
7	E	112	328	88	150	-	90	49																					
8	A	45	328	-	-	-	-	-	*																				
9	A	112	328	-	-	-	-	-																					
10	A	112	328	-	-	-	-	-																					
11	A	112	328	-	-	-	-	-																					
12	E	112	328	25	230	-	73	88																					
13	E	112	328	25	230	-	73	67																					
14	A	112	328	-	-	-	-	-																					
15	A	112	328	-	-	-	-	-																					
16	A	41	328	-	-	-	-	-	*																				
17	E	83	303	25	230	-	73	60	*																				
18	E	73	328	25	230	-	73	58	*																				
19	C	86	328	25	230	10	83	28	*																				
20	D	112	-	-	-	-	-	-	*																				
21	C	112	328	25	230	18	55	65																					
22	A	112	328	-	-	-	-	-																					
23	C	112	328	25	230	23	80	93																					
24	C	112	328	25	230	23	50	93																					
25	A	39	328	-	-	-	-	-	*																				
26	M	102	328	25	230	-	73	80	*																				
27	M	88	328	25	230	-	73	28	*																				
28	D	102	-	-	-	-	-	-	*																				
29	D	112	-	-	-	-	-	-	*																				
30	D	40	-	-	-	-	-	-	*																				
31	A	30	301	-	-	-	-	-	*																				
32	D	43	-	-	-	-	-	-	*																				
33	D	112	-	-	-	-	-	-	*																				
34	D	95	-	-	-	-	-	-	*																				
35	A	48	328	-	-	-	-	-	*																				
36	A	60	328	-	-	-	-	-	*																				
37	A	112	328	-	-	-	-	-																					
38	A	112	328	-	-	-	-	-																					
39	A	112	328	-	-	-	-	-																					
40	A	112	328	-	-	-	-	-																					
41	A	112	328	-	-	-	-	-																					
42	A	112	328	-	-	-	-	-																					
43	A	112	328	-	-	-	-	-																					
44	A	70	328	-	-	-	-	-	*																				
45	A	112	328	-	-	-	-	-																					
46	E	112	328	25	230	-	73	82																					
47	E	112	328	25	230	-	73	71																					
48	A	112	328	-	-	-	-	-																					
49	A	54	328	-	-	-	-	-	*																				
50	H	40	328	-	-	-	-	-	*																				
51	H	41	328	-	-	-	-	-	*																				
52	M	112	328	25	230	-	73	47																					
53	M	73	328	25	230	-	73	47	*																				
54	H	112	328	-	-	-	-	-																					
55	H	112	328	-	-	-	-	-																					
56	H	112	328	-	-	-	-	-																					
57	H	112	328	-	-	-	-	-																					
58	H	112	328	-	-	-	-	-																					
59	H	30	328	-	-	-	-	-	*																				
60	D	102	77	57	-	-	-	-	*																				
61	D	112	66	57	-	-	-	-	*																				
62	D	40	77	65	-	-	-	-	*																				
63	D	43	77	85	-	-	-	-	*																				
64	D	112	65	57	-	-	-	-	*																				
65	D	95	77	57	-	-	-	-	*																				
66	A	44	303	-	-	-	-	-	*																				
67	E	112	303	25	230	-	47	77																					
68	E	112	303	25	230	-	47	77																					
69	A	112	303	-	-	-	-	-																					
70	E	112	303	25	230	-	47	54																					
71	E	112	303	25	230	-	47	51																					
72	A	51	303	-	-	-	-	-	*																				
73	A	105	254	-	-	-	-	-	*																				
74	B	112	287	254	-	-	-	-	*																				
75	A	112	254	-	-	-	-	-	*																				
76	E	112	254	16	230	-	8	75																					
77	E	112	254	16	230	-	8	79																					
78	E	112	254	75	150	-	29	58																					
79	E	112	254	75	150	-	29	49																					
80	B	45	266	252	-	-	-	-	*																				
81	B	112	320	287	-	-	-	-	*																				
82	B	112	354	320	-	-	-	-	*																				
83	B	112	387	354	-	-	-	-	*																				
84	F	112	415	387	75	150	190	63(10)																					
85	F	112	415	382	75	150	190	44																					
86	B	112	382	348	-	-	-	-	*																				
87	B	112	348	315	-	-	-	-	*																				
88	B	41	315	309	-	-	-	-	*																				
89	B	83	303	278	-	-	-	-	*																				
90	B	73	287	257	-	-	-	-	*																				
91	A	88	254	-	-	-	-	-	*																				
92	E	112	254	15	230	-	9	66																					
93	E	112	254	15	230	-	9	40																					
94	A	112	254	-	-	-	-	-	*																				
95	E	112	254	15	230	-	9	92																					
96	E	112	254	15	230	-	9	14																					
97	A	41	254	-	-	-	-	-	*																				
98	B	102	286	255	-	-	-	-	*																				
99	L	49	218	-	-	-	-	-	*																				
100	A	11	263	-	-	-	-	-	*																				
101	L	89	239	-	-	-	-	-	*																				
102	L	112	273	-	-	-	-	-	*																				
103	N	112	308	16	230	-	59	75																					
104	N	112	331	16	230	-	59	18																					
105	L	112	331	-	-	-	-	-	*																				
106	L	112	297	-	-	-	-	-	*																				
107	L	74	284	-	-	-	-	-	*																				
108	L	112	241	-	-	-	-	-	*																				
109	A	15	232	-	-	-	-	-	*																				
110	B	41	290	278	-	-	-	-	*																				
111	B	40	278	286	-	-	-	-	*																				
112	E	112	264	79	150	-	38	53																					
113	D	112	264	79	190	-	36	54																					
114	A	55	264	-	-	-	-	-	*																				
115	B	112	274	240	-	-	-	-	*																				
116	B	58	291	274	-	-	-	-	*																				
117	A	87	291	-	-	-	-	-	*																				
118	A	112	291	-	-	-	-	-	*																				
119	A	71	291	-	-	-	-	-	*																				
120	B	37	302	291	-	-	-	-	*																				
121	B	112	336	302	-	-	-	-	*																				
122	B	112	349	336	-	-	-	-	*																				
123	B	112	349	316	-	-	-	-	*																				
124	B	109	316	280	-	-	-	-	*																				
125	A	58	289	-	-	-	-	-	*																				
126	E	112	269	75	153	-	40	54																					
127	E	108	269	75	153	-	40	53	*																				
128	B	35	280	270	-	-	-	-	*																				
129	B	112	270	238	-	-	-	-	*																				
130	A	55	232	-	-	-	-	-	*																				
131	E	112	232	75	120	-	37	54																					
132	E	112	232	75	120	-	37	53																					
133	G	49	58	15	-	-	-	-	*																				
134	G	69	58	21	-	-	-	-	*																				
135	G	112	58	34	-	-	-	-	*																				
136	G	112	58	34	-	-	-	-	*																				
137	G	112	58	25	15	-	-	-	*																				
138	G	112	58	34	-	-	-	-	*																				
139	G	112	58	34	-	-	-	-	*																				
140	G	74	58	22	-	-	-	-	*																				
141	G	112	58	34	-	-	-	-	*																				

Fig. 6.9: Distinta di produzione; Tavola 10.

I prospetti riportati qui di seguito illustrano la sequenza delle pannellature per ciascuna delle quali si individuano la tipologia di appartenenza e il numero di posa. La posa parte dai due pannelli del piano terra disposti a formare l'angolo tra i prospetti nord ed est; prosegue dapprima lungo il prospetto est e successivamente, o contemporaneamente, vengono posati anche i pannelli del prospetto nord. Si prosegue quindi con la posa del prospetto sud e del successivo prospetto ovest; in seguito a questi si realizza la posa delle pareti interne.

Una volta posati i pannelli del solaio secondo la semina definita in fase progettuale, si realizzano le pareti del piano superiore con lo stesso ordine precedentemente descritto. Il getto a completamento dei casseri in EPS – RF avviene dalla sommità dei pannelli, mediante l'utilizzo di un calcestruzzo con SLUMP 4, a seguito della posa dell'armatura integrativa prevista dal Sistema Nidyon e dell'armatura aggiuntiva calcolata nell'Allegato 1.





Fig. 6.10: Prospetti delle pannellature; Tavola 10.

Le strutture orizzontali vengono definite mediante la semina dei pannelli solaio NYF, le dimensioni dei quali vengono adattate in base alle esigenze, ottenendo un solaio collaborante a travetti e cappa in calcestruzzo. In corrispondenza del primo orizzontamento sono state individuate travi e corree in spessore in corrispondenza dei punti maggiormente sollecitati (i punti in cui poggiano le pareti sovrastanti disposte in falso) o a formare il cavedio per la struttura di collegamento verticale.

Nello specifico i travetti sono larghi 10 cm e alti 22 cm mentre la cappa di completamento del getto ha spessore pari a 4 cm; la copertura è dotata di travetti e cappa in calcestruzzo con le stesse caratteristiche geometriche valide per il solaio.

Si sono previsti cordoli lungo tutto il perimetro dell'edificio, in particolare di sezione allargata lungo le strutture verticali perpendicolari alla direzione dei travetti degli orizzontamenti.

In copertura sono state previste travi di colmo di sezione base x altezza pari a 55 x 25 cm, realizzabili secondo le tecniche tradizionali di cassetatura, armatura e getto di calcestruzzo, e travi rompi – tratta, in spessore con il solaio a travetti, per le falde aventi lunghezza maggiore dei 5 metri, come richiesto da normativa.

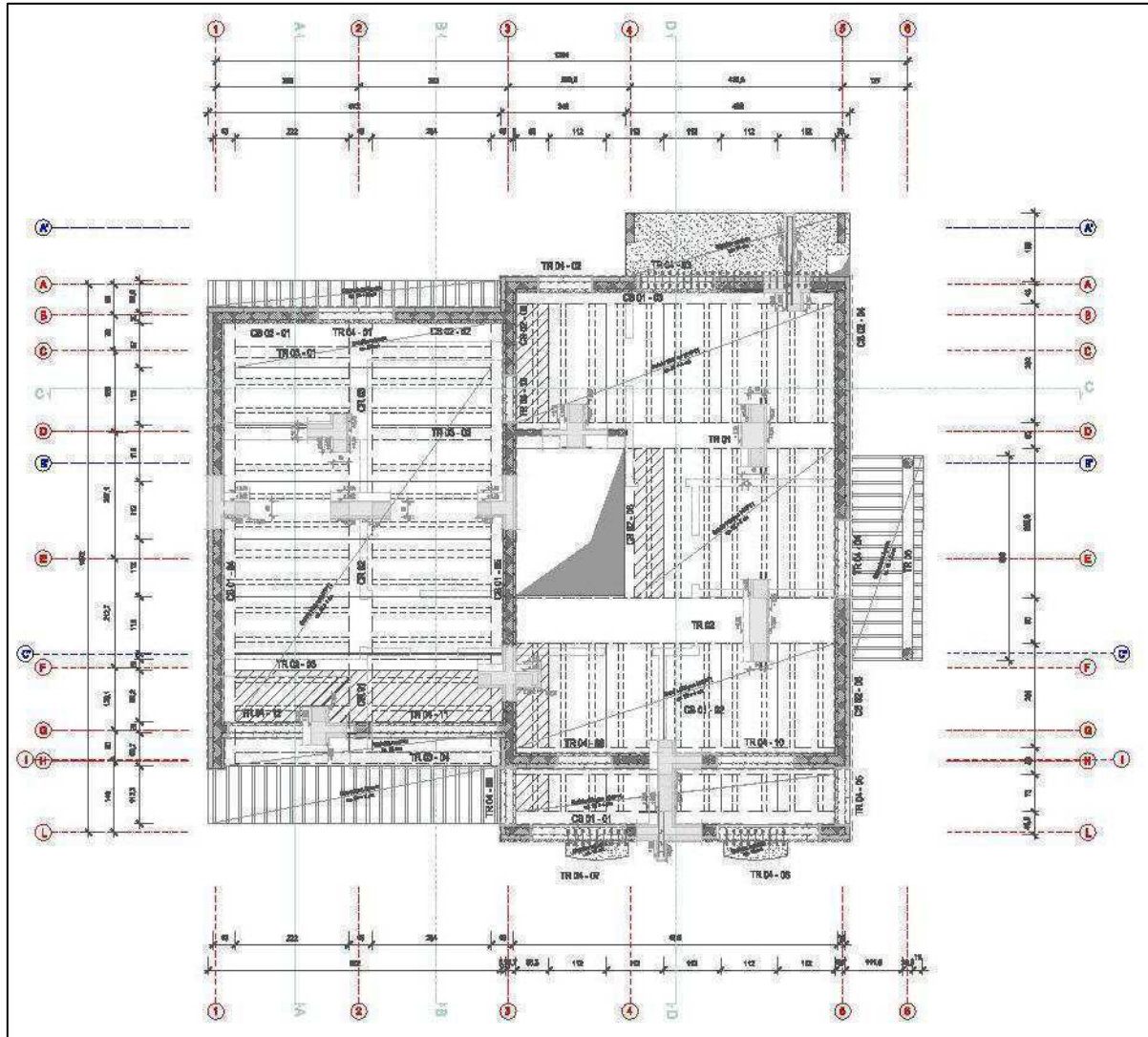


Fig. 6.11: Pianta Piano Terra – Solai – Carpenterie; Tavola 4.

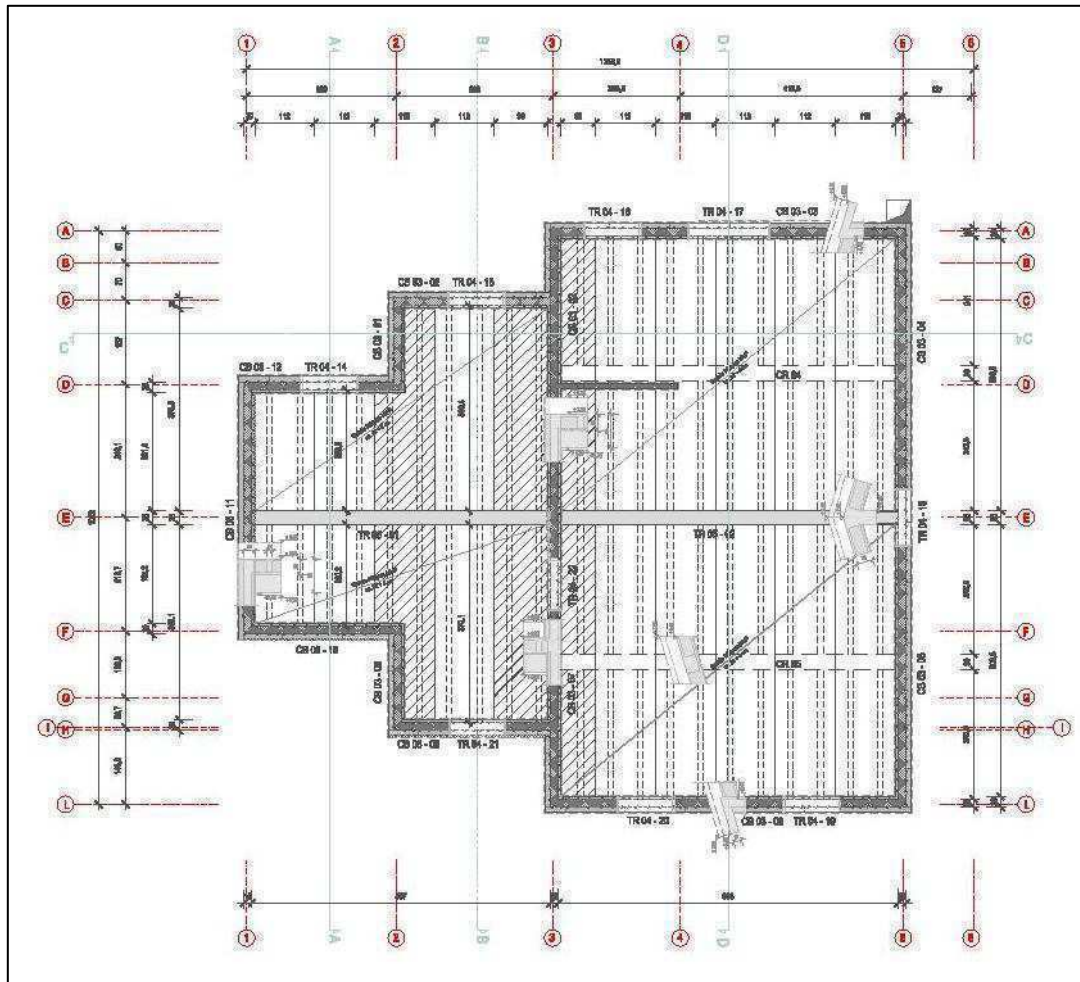


Fig. 6.12: Pianta Piano Primo – Solai – Carpenterie; Tavola 6.

L'armatura dei travetti e delle travi è stata calcolata nell'analisi statica delle strutture riportata nell'Allegato 1.

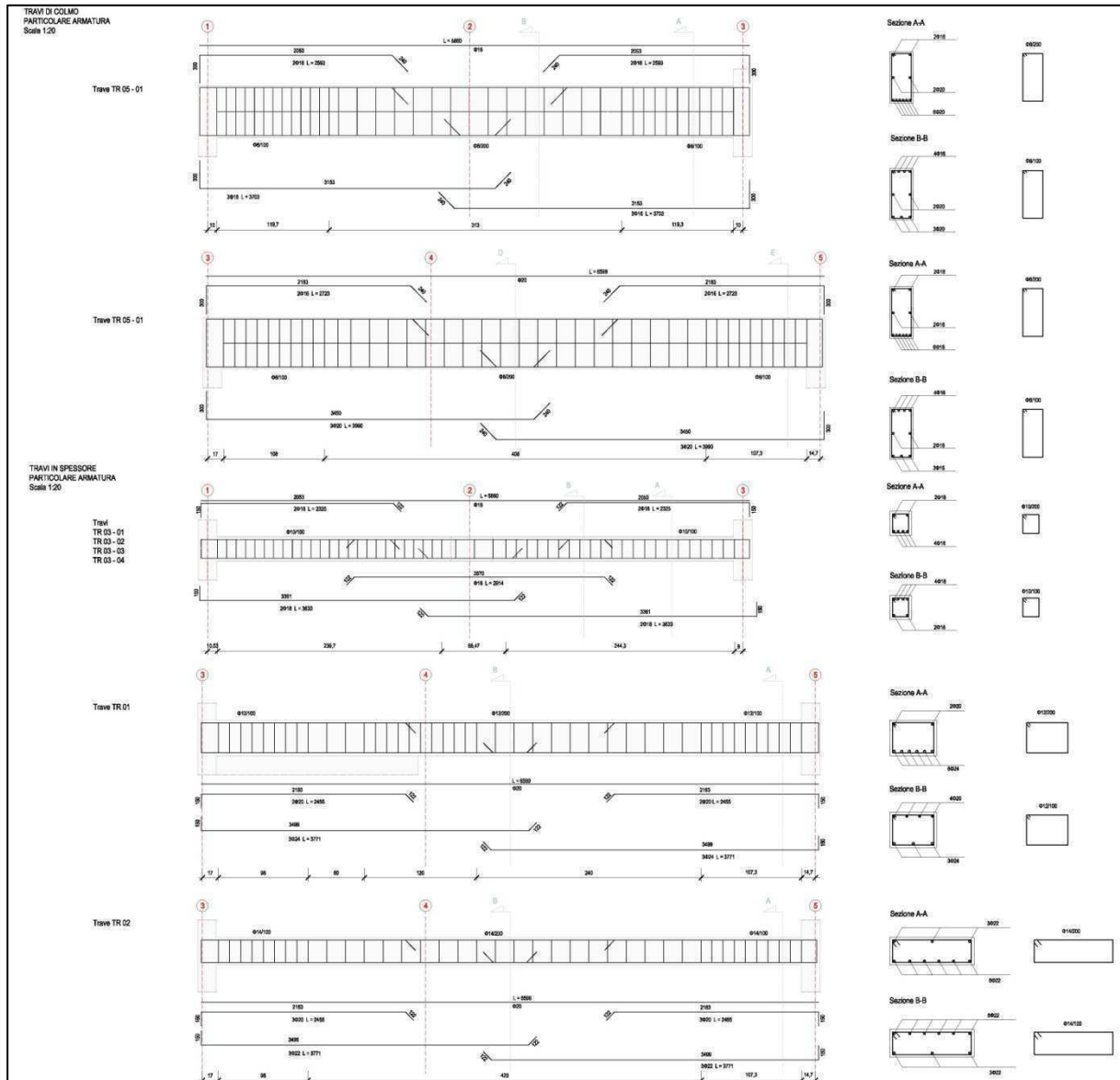


Fig. 6.13: Armature calcolate delle travi; Tavola 13.

Si riportano alcuni dettagli di carpenteria tra cui la copertura che si interfaccia con le strutture verticali, il dettaglio degli aggetti e i dettagli delle travi in spessore, tra cui quella su cui poggia una parete in falso.

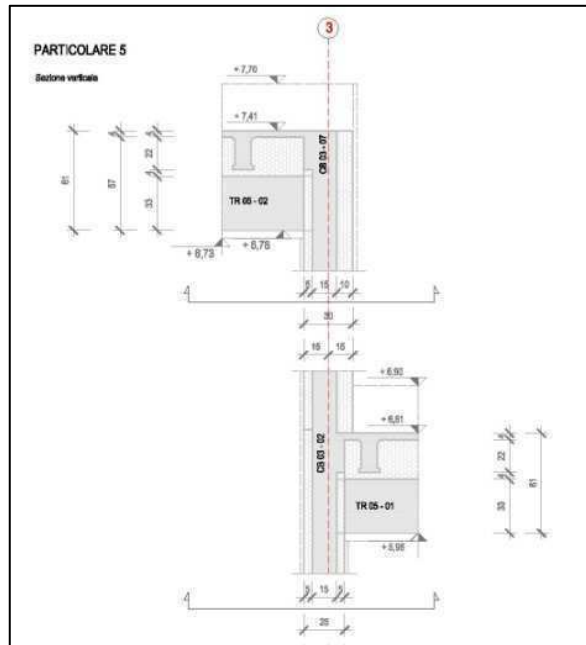


Fig. 6.14: Attacco delle due coperture alla struttura verticale; Tavola 8.

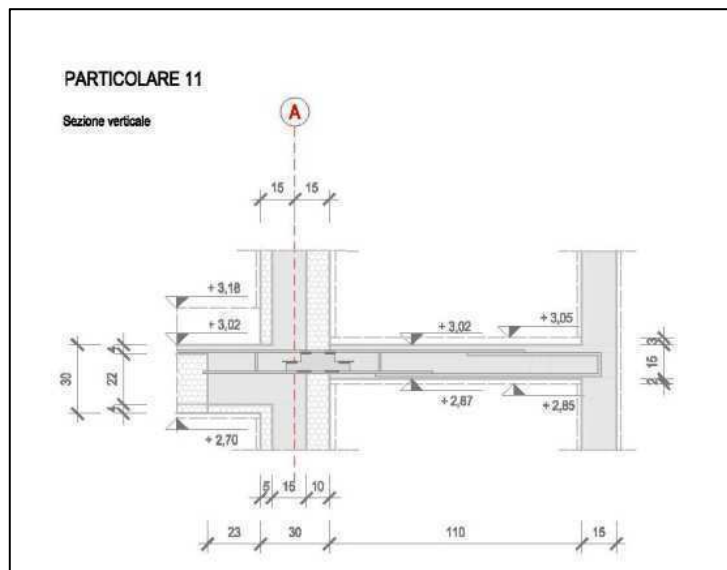
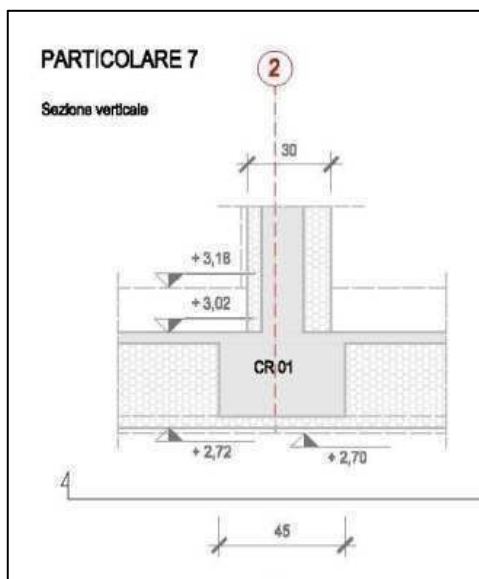
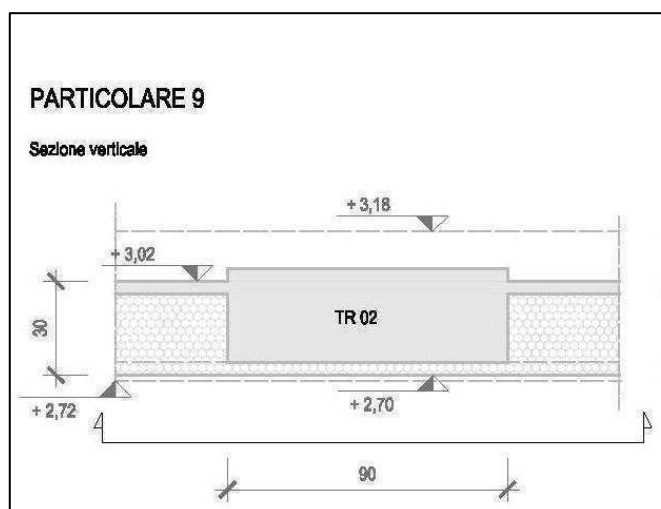


Fig. 6.15: Attacco della struttura aggettante; Tavola 9.



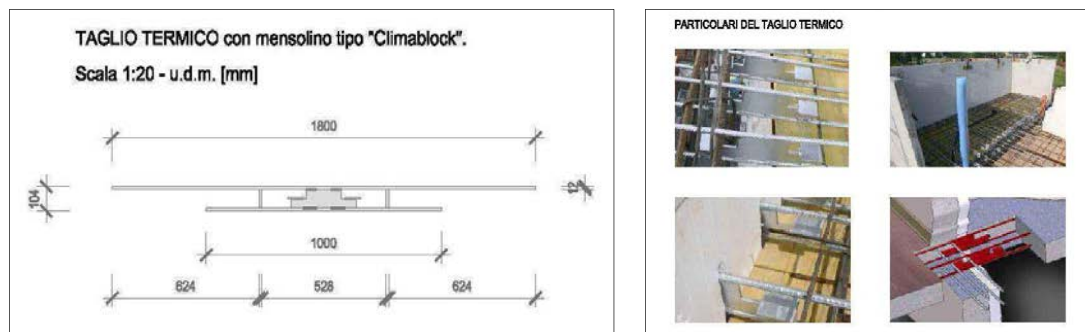
**Fig. 6.16:** Trave in spessore a sostegno di una parete in falso; Tavola 9.



**Fig. 6.17:** Trave in spessore; Tavola 9.

I particolare si può osservare che per la realizzazione degli aggetti è stato utilizzato un dispositivo a taglio termico, al fine di eliminare ogni possibile ponte termico che si potrebbe verificare con il getto in continuo della struttura aggettante e del solaio. Si riporta un'immagine con le caratteristiche geometriche del dispositivo e illustrazioni dell'utilizzo di tale elemento.





**Fig. 6.18:** Dispositivo per il taglio termico; Tavola 9.

Le strutture orizzontali e in elevazione sono dotate di armatura minima di confezionamento prevista dal sistema e di armature integrative anch'esse prescritte dal Sistema Nidyon. Per le pareti verticali le armature integrative constano di barre in acciaio ad aderenza migliorata di diametro 8 mm disposte con passo verticale 45 cm a formare gli incatenamenti orizzontali, questi ripresi mediante armature orizzontali a "U" dello stesso diametro con funzione di collegamento delle strutture verticali tra loro ortogonali. Ogni nodo delle strutture verticali viene completato con una barra in acciaio di diametro 18 mm a realizzazione degli incatenamenti verticali.

Le forometrie sono rinforzate con barre verticali di diametro 16 mm e armature orizzontali di collegamento con passo 45 cm e di diametro 8 mm e con armature di collegamento verticali di diametro 8 mm e passo 30 cm per gli incatenamenti orizzontali superiori (ed inferiori nel caso di finestre) costituiti da due barre in acciaio di diametro 12 mm.

La continuità interpiano delle strutture verticali è garantita dal posizionamento, appena eseguito il getto, di staffe di ripresa di diametro 8 mm, disposte con passo orizzontale di 30 cm, mentre la continuità tra queste e le strutture orizzontali è assicurata dall'armatura del cordolo a cui si collegano i ferri longitudinali di ripresa. Le armature longitudinali del cordolo hanno diametro 12 mm, mentre le staffe e i ferri longitudinali di ripresa per il solaio hanno diametro 8 mm.





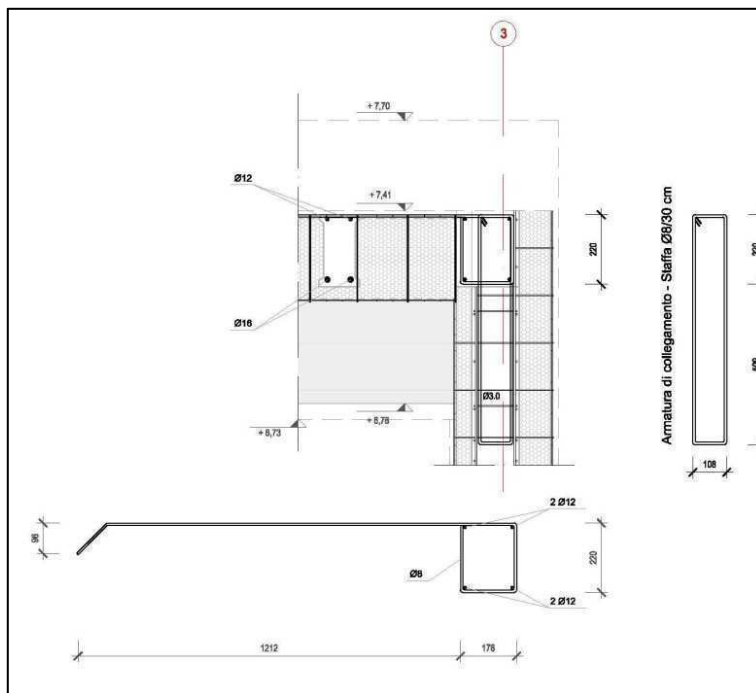


Fig. 6.21: Armatura cordolo di copertura; Tavola 12.

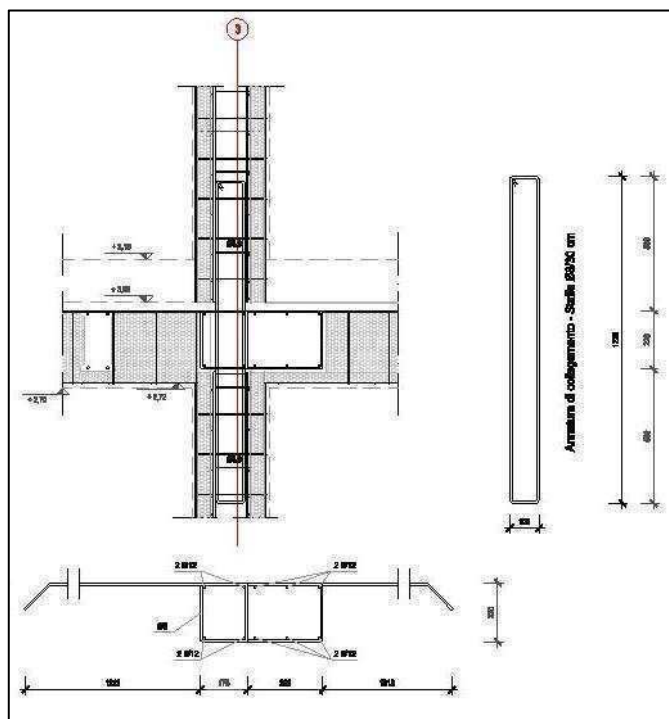


Fig. 6.22: Armatura cordolo interpiano; Tavola 12.

### 6.3 Progetto Strutturale Esecutivo – Sistema IN.NOVA

Il Sistema IN.NOVA prevede una struttura a pilastri e travi in acciaio, a formare un telaio controventato con tamponature non portanti in laterizio. La struttura in acciaio e la tipologia di terreno ipotizzata richiedono un sistema fondazionale a plinti, con soletta di collegamento. Si riportano la pianta delle fondazioni e in dettaglio il nodo plinto – pilastro realizzato con flange e tirafondi.

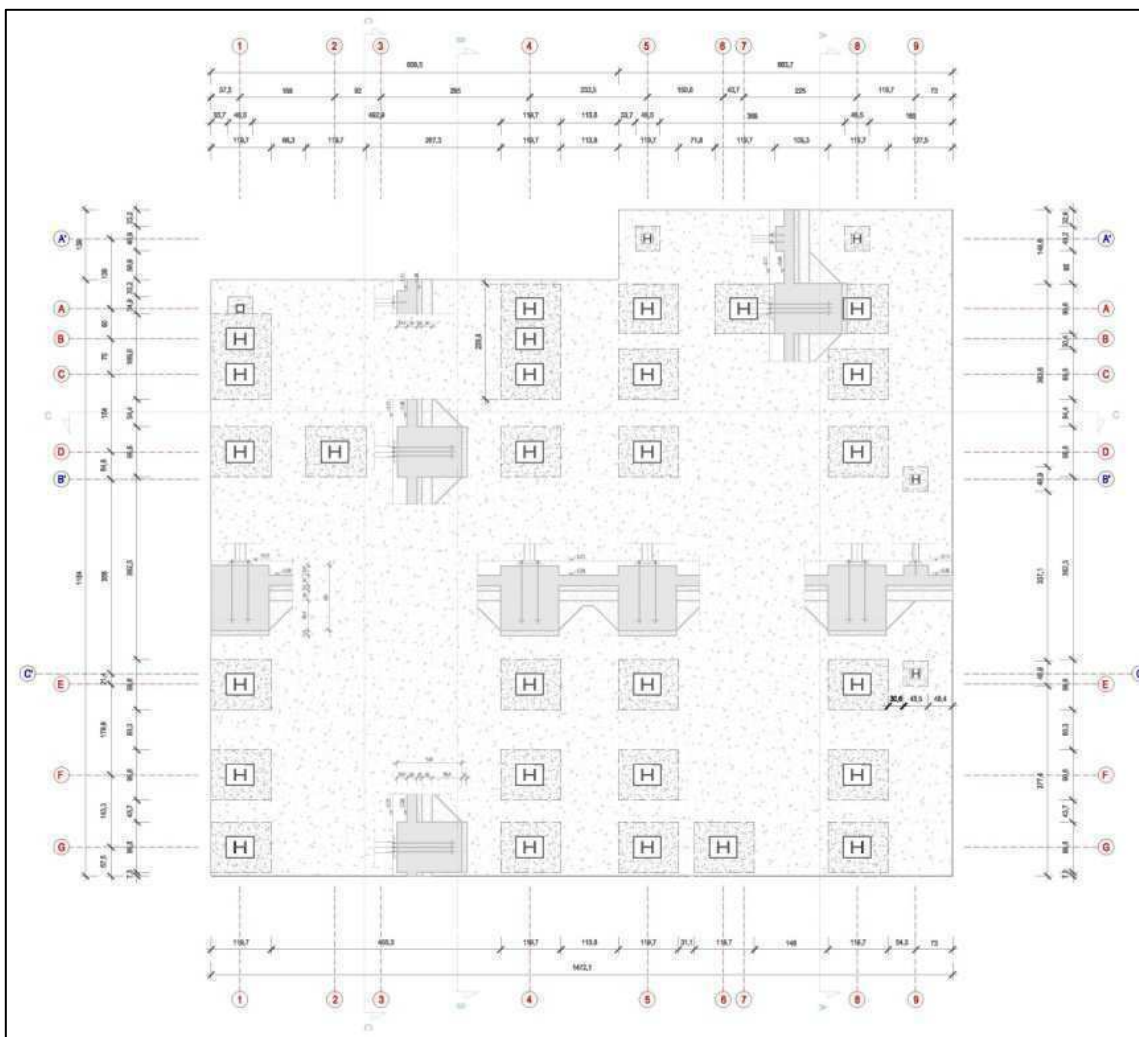


Fig. 6.23: Pianta Fondazioni; Tavola 1.

Risulta necessario eseguire uno scavo di sbancamento fino a quota -59 cm dal piano campagna per la realizzazione della soletta di collegamento delle strutture fondazionali principali e si esegue successivamente uno scavo a sezione obbligata per la realizzazione dei plinti; questo si attesta a una profondità di 140 cm rispetto al piano campagna. Il sistema

fondazionale è costituito, in successione, da uno strato di geotessuto sul quale vengono gettati 10 cm di magrone inferiore.

Lo strato di ghiaione a formare il vespaio, varia dai 20 ai 25 cm ed è realizzato tra il geotessuto, posato sul piano ottenuto successivamente allo sbancamento, e il getto del magrone inferiore sul quale viene realizzata la platea di collegamento in calcestruzzo avente uno spessore di 20 cm. I plinti sono realizzati sopra uno strato di magrone inferiore di 10 cm e hanno un'altezza complessiva di 129 cm. La struttura di fondazione viene portata allo stesso livello -11 cm dal piano campagna mediante l'impiego di cemento alleggerito tipo "Lecapiù"; la stratificazione viene completata con il getto di un massetto isolante tipo "Isocal" di 15 cm e una soletta di calpestio di 5 cm. Le dimensioni dei plinti diminuiscono in corrispondenza dei pilastri soggetti a carichi minori. I tirafondi sono stati calcolati nell'Allegato 2 in funzione delle sollecitazioni più gravose misurate alla base dei pilastri della struttura in acciaio.

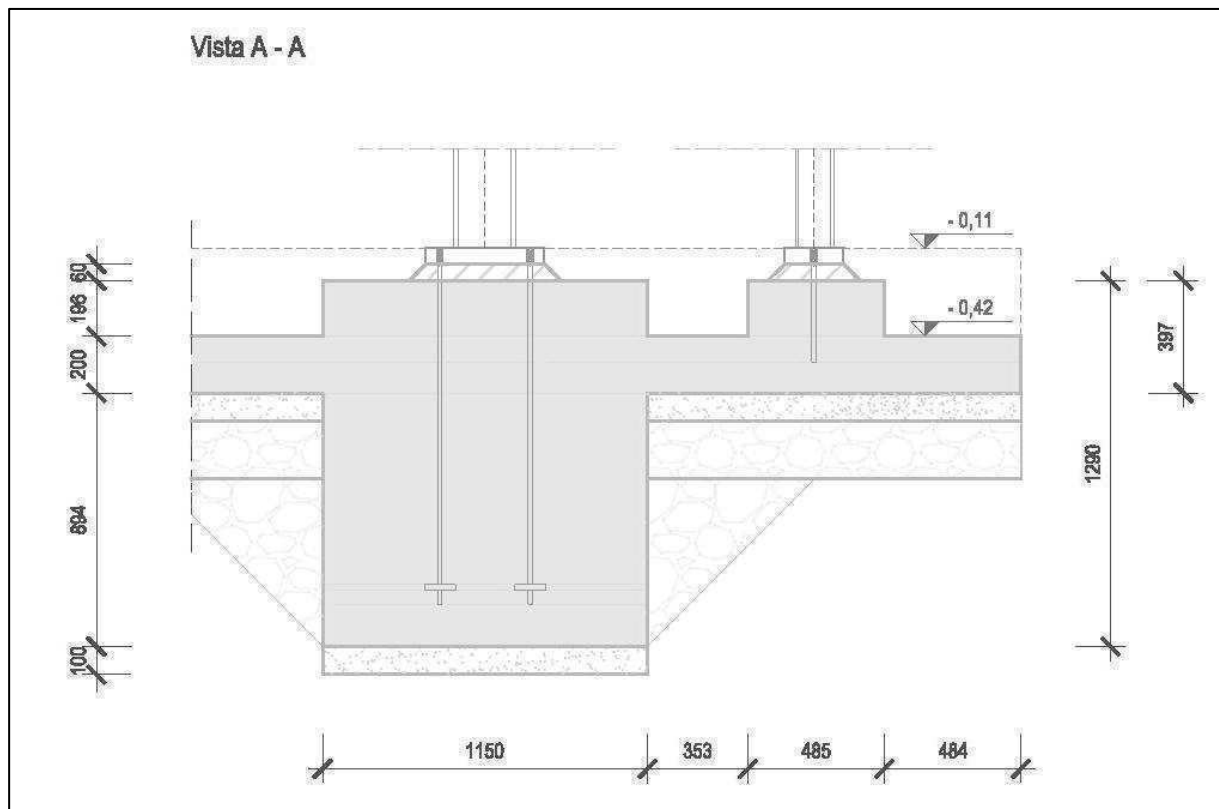


Fig. 6.24: Dettaglio di carpenteria; Tavola 2.

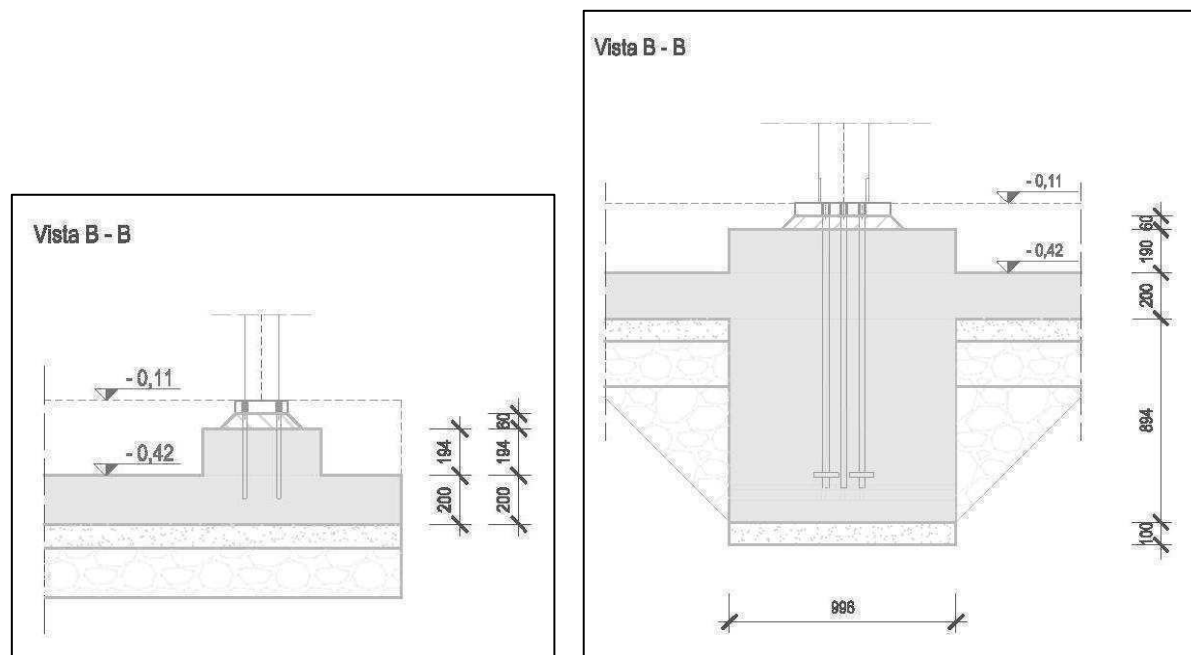


Fig. 6.25: Vista laterale del precedente dettaglio di carpenteria; Tavola 2.

Dai particolari che si riportano nelle immagini successive si evince che per ogni attacco plinto – pilastro si hanno complessivamente sei tirafondi inghisati alla piastra di base, di spessore 60 cm, saldata alla base del pilastro; il pilastro stesso risulta inoltre rinforzato da quattro fazzoletti, anch'essi saldati alla piastra di base. I tirafondi sono lunghi complessivamente 116 cm e hanno diametro pari a 27 mm; l'ancoraggio con il blocco di fondazione in calcestruzzo viene garantito con una piastra di estremità di larghezza 120 mm che trasmette il tiro mediante compressione del calcestruzzo.

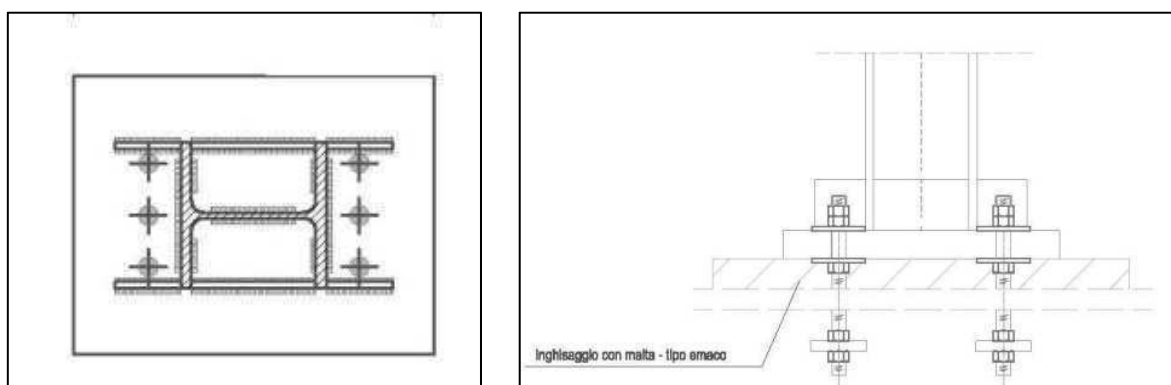


Fig. 6.26: Particolare nodo piastra di base e tirafondi; Tavola 2.

Le strutture verticali sono costituite da pilastri HEB220 a tirata unica e, dove necessario per il piano primo, pilastri in falso HEB180; i sistemi di controventamento metallici, con funzione di assorbimento delle azioni orizzontali del sisma e del vento, hanno sezione rettangolare 60 x 4 mm e si estendono per tutta l'altezza dell'edificio. I pilastri sono riportati in pianta e ad essi è associata una marca che ne indica il profilo e il numero.

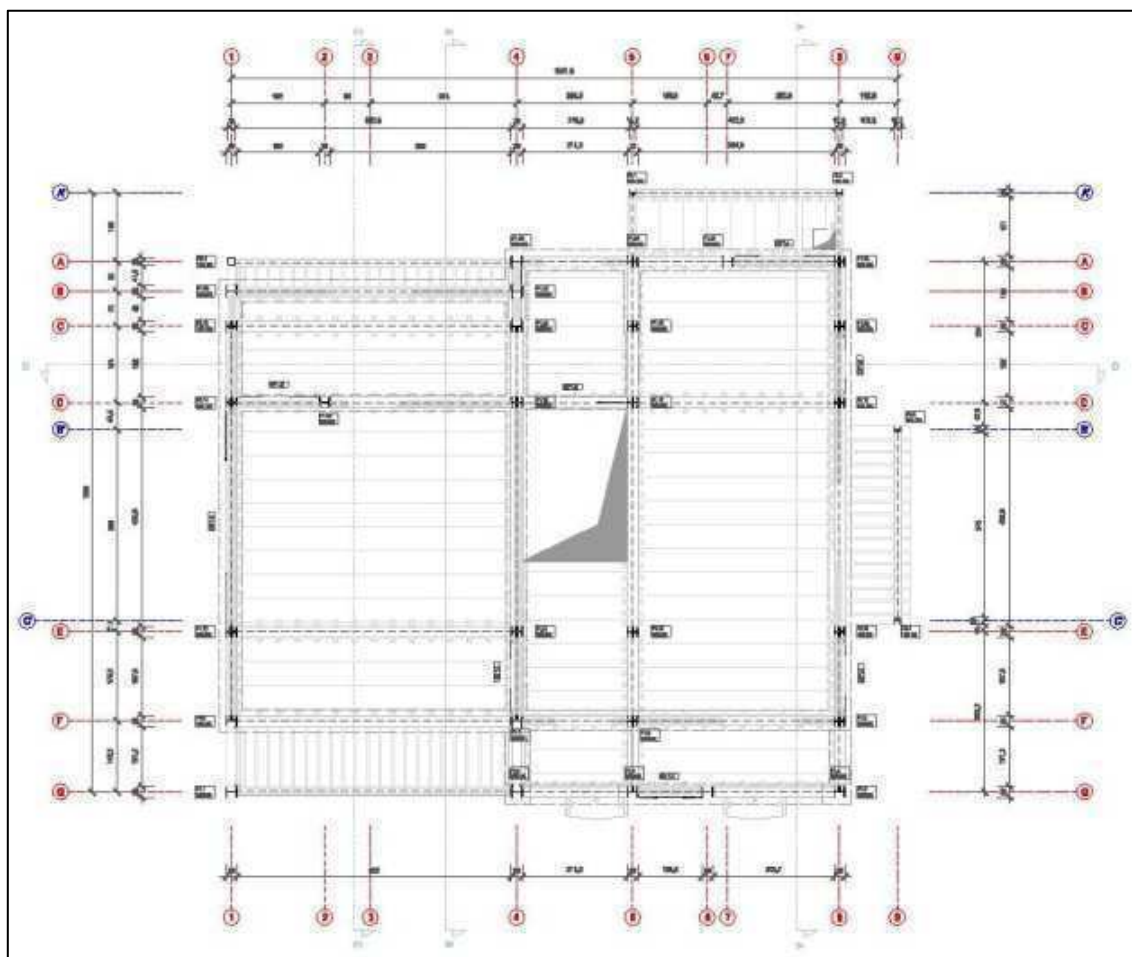
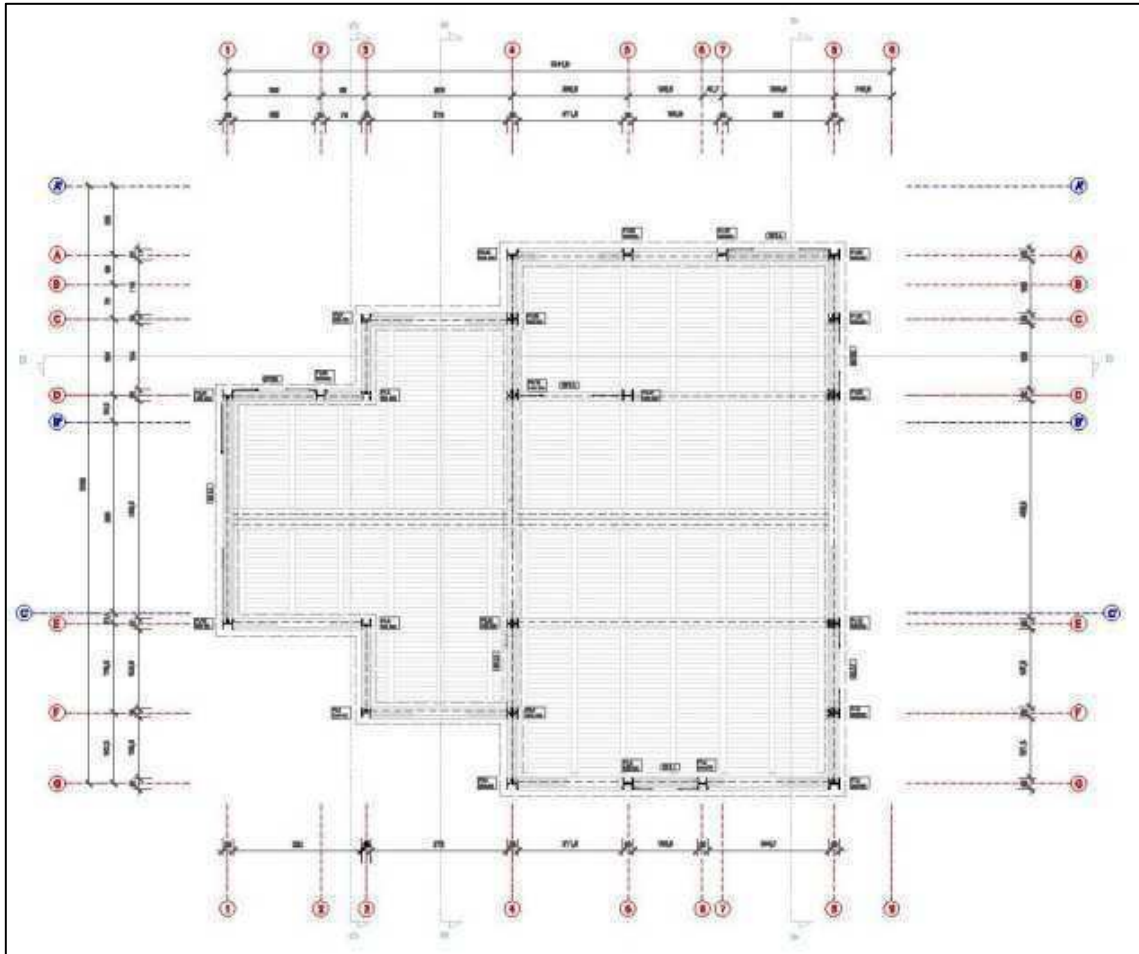


Fig. 6.27: Pianta Piano Terra Pilastri; Tavola 15.



**Fig. 6.28:** *Pianta Piano Primo Pilastri; Tavola 17.*

I collegamenti tra i pilastri, le travi e i controventi sono realizzati mediante giunti bullonati con fazzoletti; in particolare si realizza un vincolo a incastro in corrispondenza del pilastro in falso che poggia su una trave di collegamento tra le strutture. I giunti bullonati o saldati sono stati verificati nell'Allegato 2, in funzione delle sollecitazioni dei diversi elementi metallici concorrenti in un nodo, dedotte dalla modellazione statica della struttura mediante il software Straus.





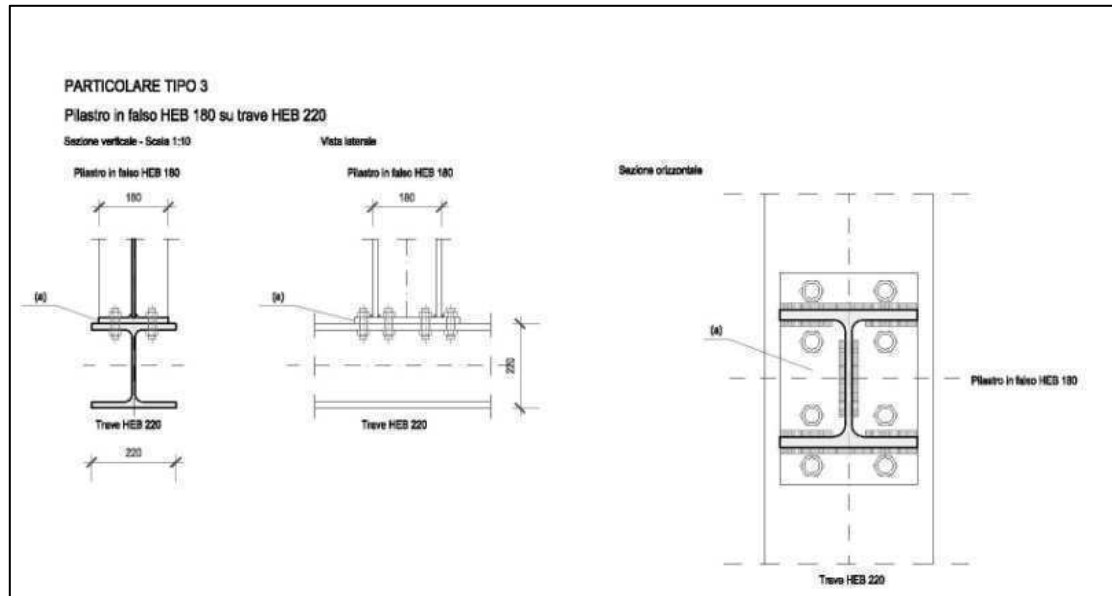


Fig. 6.31: Particolare nodo a incastro del pilastro in falso; Tavola 25.

Si riportano i prospetti del telaio metallico controventato.

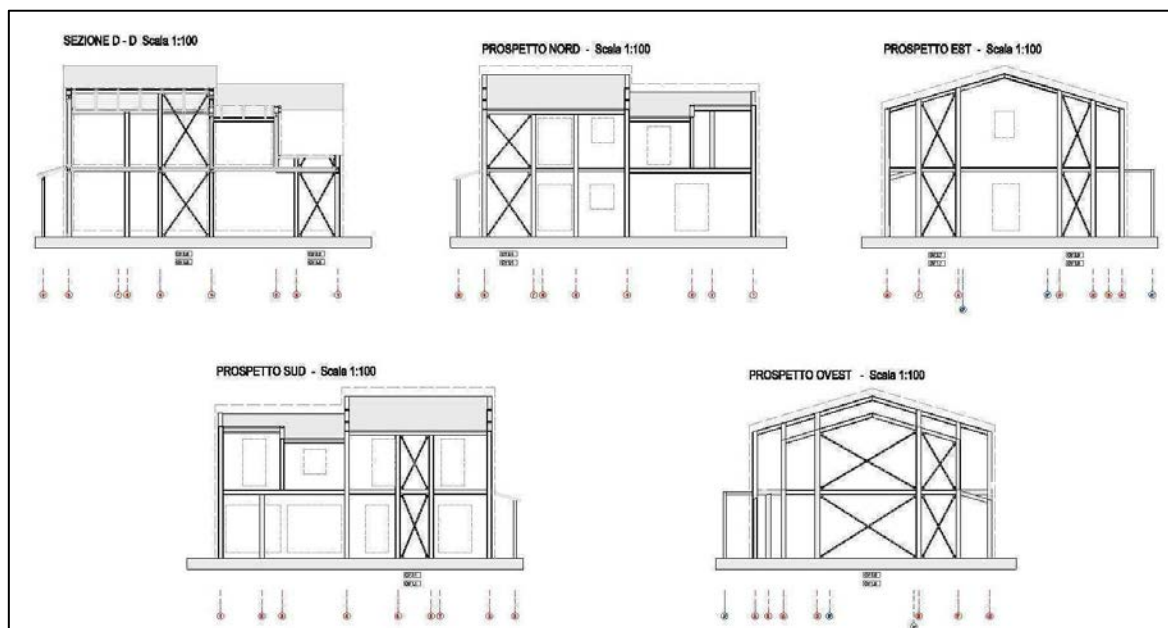


Fig. 6.32: Prospetti del telaio in acciaio controventato; Tavola 21.

Le tamponature in laterizio sono rese visibili nelle piante, del piano terra e del primo piano, per le murature – pannellature prefabbricate. I pannelli prefabbricati in laterizio hanno per lo più la funzione di dare massa alla struttura e di incrementarne le capacità di sfasamento termico; risulta una buona soluzione anche contro le possibilità di intrusione nell'edificio. In

particolare si può osservare che l'attacco metallico tra il pannello prefabbricato e il telaio in acciaio svincola il pannello stesso dal telaio (ovvero il pannello porta solo se stesso) consentendo al pannello di muoversi, entro certi limiti, indipendentemente dal telaio; le deformazioni del telaio non si ripercuotono quindi sulle tamponature.

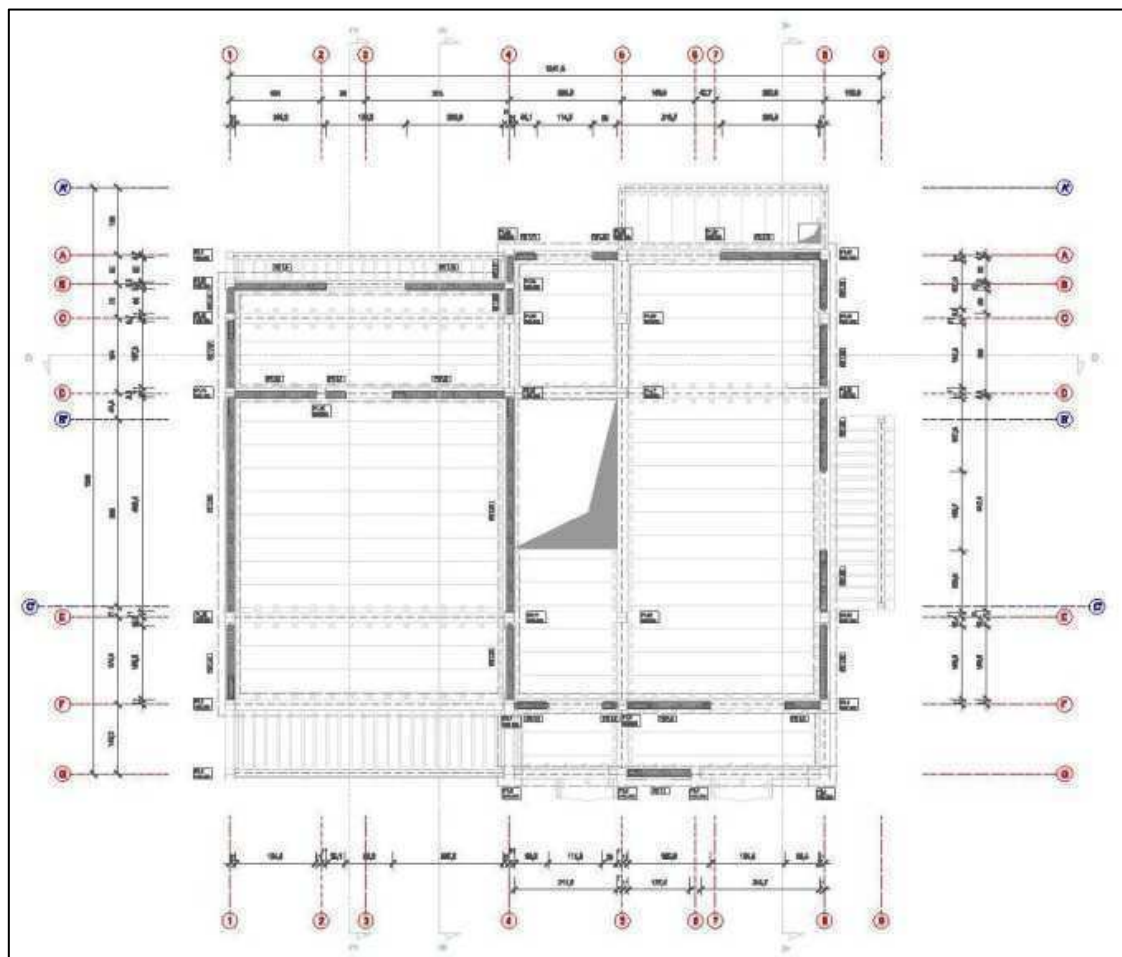
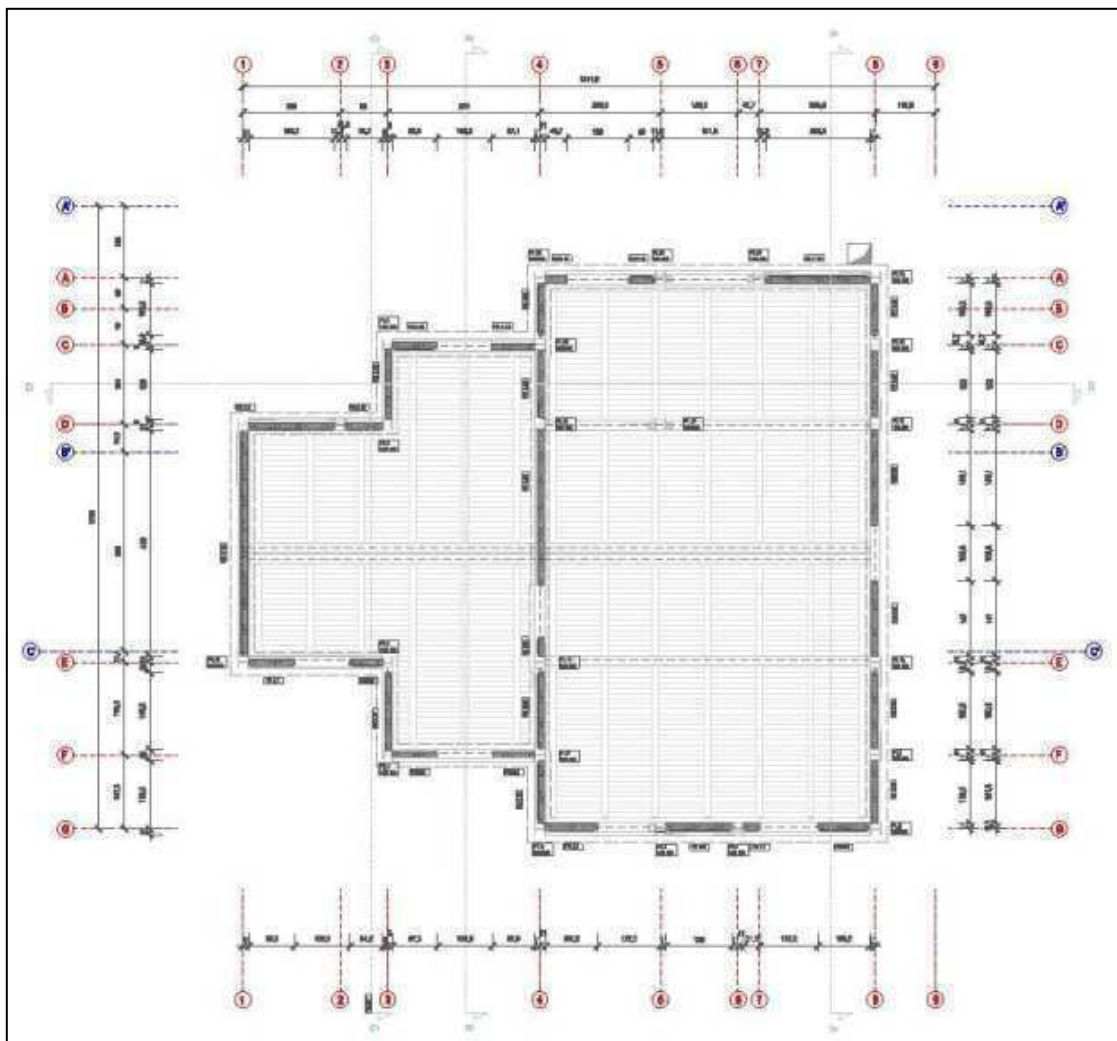


Fig. 6.33: Pianta Piano Terra Pannellature Prefabbricate; Tavola 22.



**Fig. 6.34:** *Pianta Piano Primo Pannellature Prefabbricate; Tavola 23.*

Per i tamponamenti in laterizio è stata eseguita la distinta pannelli e sono state compilate delle tabelle, rispettivamente per i pannelli del piano terra, i pannelli del piano primo e i pannelli sotto – finestra, dove sono riportate le dimensioni geometriche di ogni pannellatura, il numero di pannelli standard che la compongono e, se presenti, le dimensioni dei pannelli fuori misura. Per le pannellature del piano primo che seguono l’andamento della copertura è stata compilata una ulteriore tabella in cui si riportano le altezze parziali dei pannelli costituenti l’intera pannellatura a riempimento della campata.

L’abaco dei pannelli in questo caso, diversamente dal caso del Sistema Nidyon, risulta semplificato, con un unico pannello tipo poiché le pannellature non sono vincolate alle forometrie in termini architettonico – compositivi e non variano in spessore.

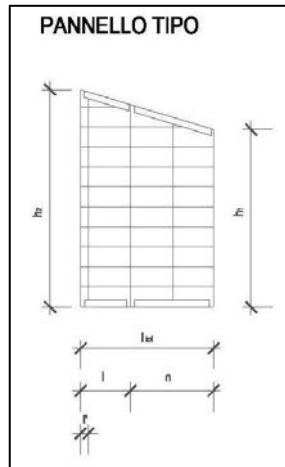


Fig. 6.35: Pannello Tipo; Tavola 24.

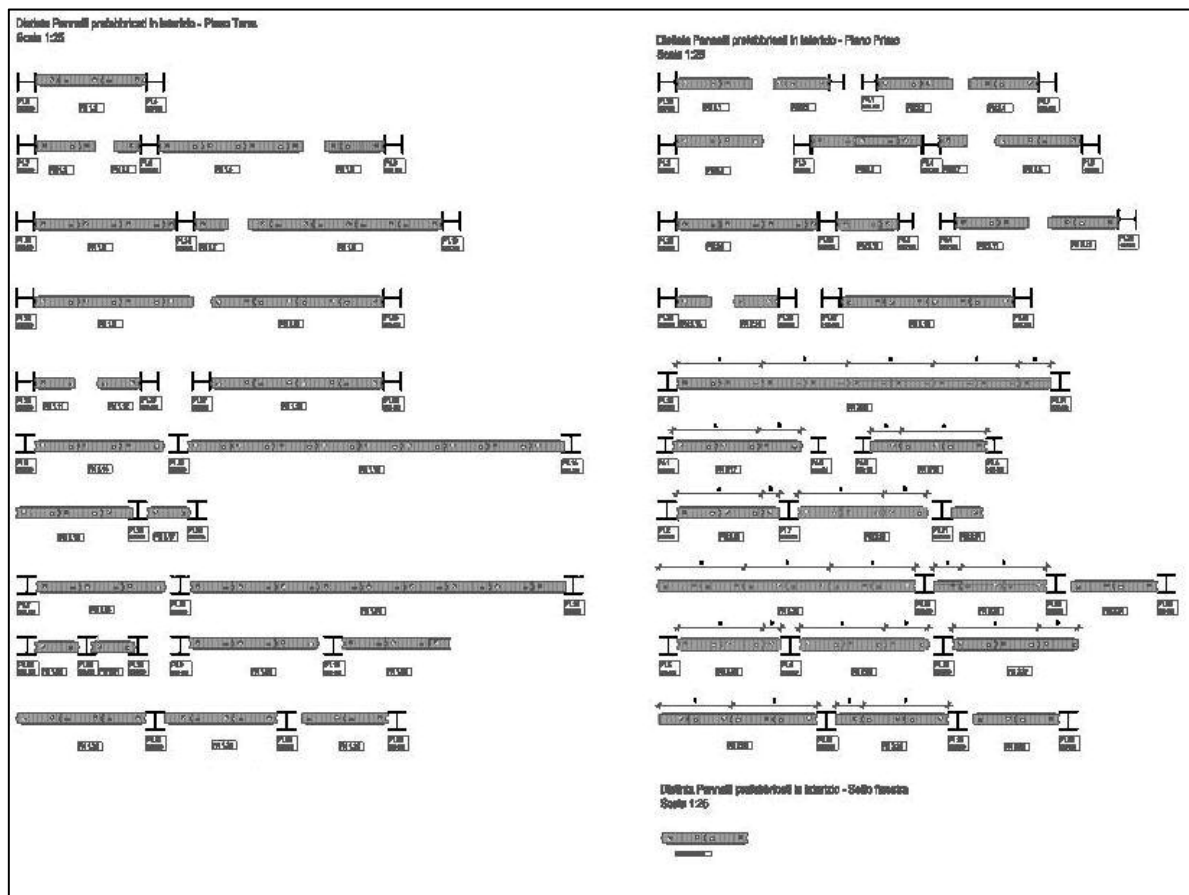


Fig. 6.36: Distinta di Produzione; Tavola 24.

DISTINTA PANNELLI						
Parametri Geometrici [cm]						
Pannello	h <sub>o</sub>	n° pannelli standard	pannello icp	h <sub>o</sub> (con ricambio)	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub> n° linee
1.1	127,4	1	27,4	27,4	208	8 2
1.2	66,1	0	66,1	19,1	204	8 2
1.3	30	0	30	30	204	8 1
1.4	109,0	1	69,0	19,0	204	8 4
1.5	66,4	0	66,4	19,4	204	8 2
1.6	194,9	1	64,9	14,9	204	8 4
1.7	36,8	0	36,8	36,8	204	8 1
1.8	227,3	2	27,3	27,3	204	8 8
1.9	199,2	1	66,2	36,2	208	8 4
1.10	266	2	-	-	208	8 4
1.11	46,1	0	46,1	46,1	208	8 2
1.12	50	0	50	-	208	8 2
1.13	262	2	-	-	208	8 4
1.14	150	1	50	-	204	8 3
1.15	442,4	4	42,4	42,4	204	8 8
1.16	137,2	1	37,2	37,2	204	8 3
1.17	90	0	90	-	204	8 2
1.18	150	1	50	-	204	8 3
1.19	442,4	4	42,4	42,4	204	8 8
1.20	90	0	90	-	204	8 2
1.21	90	0	90	-	204	8 2
1.22	150	1	50	-	204	8 3
1.23	25	0	25	25	204	8 2
1.24	190	1	90	-	204	8 3
1.25	131,8	1	31,8	31,8	204	8 3
1.26	100	1	-	-	204	8 2

DISTINTA PANNELLI						
Parametri Geometrici [cm]						
Pannello	h <sub>o</sub>	n° pannelli standard	pannello icp	h <sub>o</sub> (con ricambio)	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub> n° linee
2.1	68,8	0	68,8	38,8	256	8 2
2.2	64,2	0	64,2	14,2	256	8 2
2.3	87,5	0	87,5	37,5	207	8 2
2.4	63,6	0	63,6	30,6	207	8 2
2.5	190	1	-	-	247	8 2
2.6	128	1	28	28	247	8 3
2.7	31	0	31	21	247	8 1
2.8	100	1	-	-	247	8 2
2.9	165	1	65	15	250	8 4
2.10	70,2	0	70,2	20,2	280	8 2
2.11	65,9	0	65,9	35,9	207	8 2
2.12	82,1	0	82,1	32,1	207	8 2
2.13	40,4	0	40,4	40,4	247	8 1
2.14	80	0	80	80	247	8 2
2.15	200	2	-	-	247	8 4
2.16	430,8	4	60,8	30,8	254266	326 8
2.17	150	1	50	50	212	258 3
2.18	136	1	36	36	206	247 3
2.19	121,3	1	21,3	21,3	245	282 3
2.20	180	1	50	50	212	258 3
2.21	37,8	0	37,8	37,8	286	277 1
2.22	300	3	-	-	254	307 6
2.23	136	1	36	36	258	247 3
2.24	100	1	-	-	245	276 2
2.25	121,3	1	21,3	21,3	245	282 3
2.26	180	1	30	30	266	330 3
2.27	148,9	1	48,9	48,9	242	381 3
2.28	166	1	36	36	330	381 4
2.29	132	1	32	32	284	324 3
2.30	100	1	-	-	245	276 2

DISTINTA PANNELLI						
Parametri Geometrici [cm]						
Pannello	h <sub>o</sub>	n° pannelli standard	pannello icp	h <sub>o</sub> (con ricambio)	h <sub>1</sub>	h <sub>2</sub> n° linee
3.1	100	1	-	-	119	8 2
3.2	100	1	-	-	116	8 2
3.3	100	1	-	-	119	8 2
3.4	100	1	-	-	70	8 2
3.5	100	1	-	-	112	8 2

Fig. 6.37: Tabelle dei Pannelli in laterizio; Tavola 24.

Si riportano di seguito i prospetti delle pannellature prefabbricate in laterizio, dove i pannelli a riempimento delle campate del telaio in acciaio sono caratterizzati da una marca riportante il numero dell'impalcato in cui si trova il pannello e il numero corrispondente alla sequenza di posa delle pannellature.

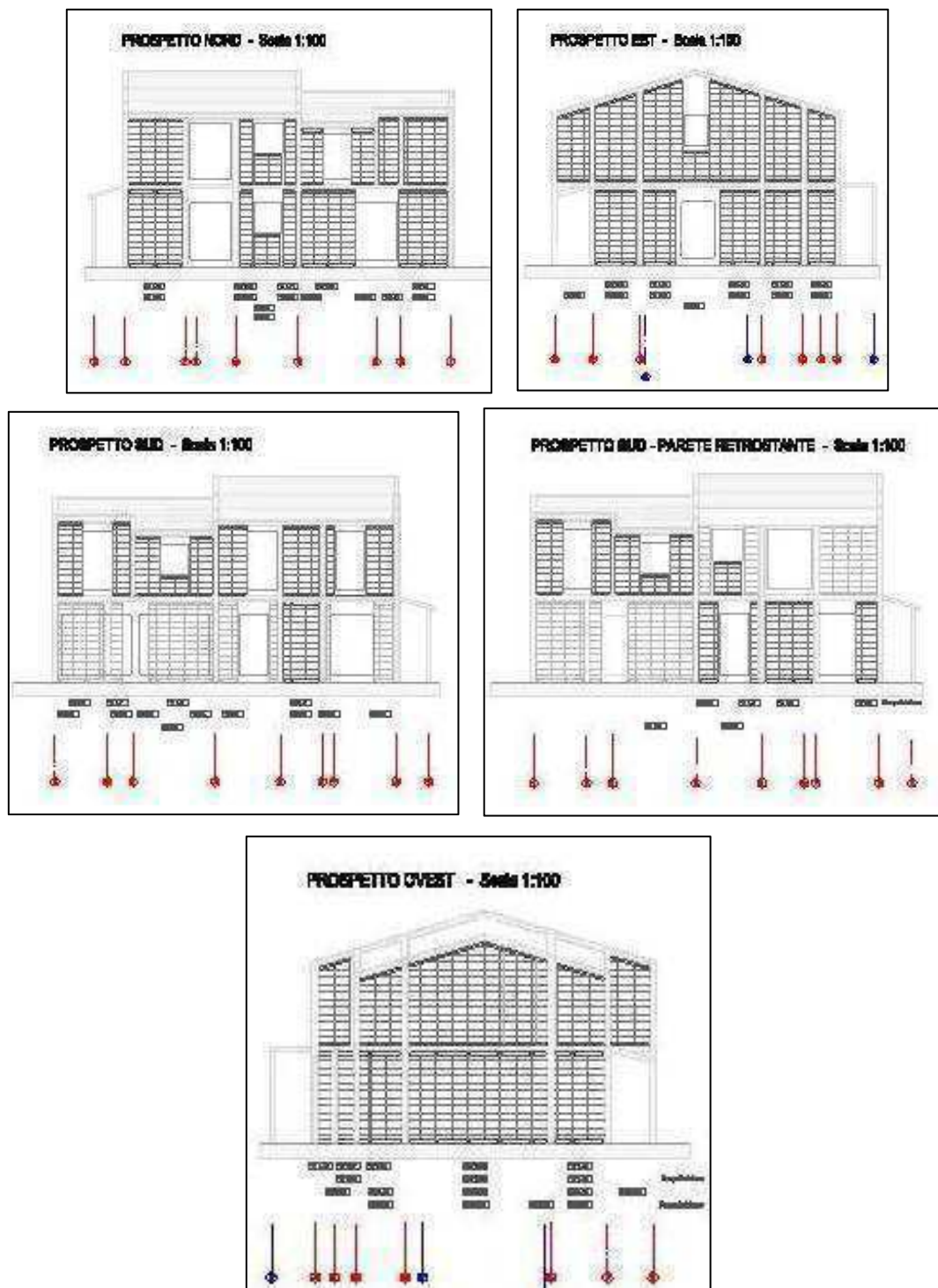


Fig. 6.38: Prospetti delle pannellature in laterizio; Tavola 24.

L'attacco al telaio in acciaio dei pannelli prefabbricati in laterizio avviene tramite dei profili metallici ad L, ancorati al pannello stesso tramite bulloni passanti il laterizio inghisati al profilo metallico a C che va a chiudere inferiormente e superiormente il pannello prefabbricato, e ancorati con bulloni agli elementi strutturali orizzontali del telaio. Si



susseguono in dettaglio l'aggancio del pannello in laterizio a terra, l'aggancio dei pannelli ad una trave metallica interpiano e l'aggancio in copertura.

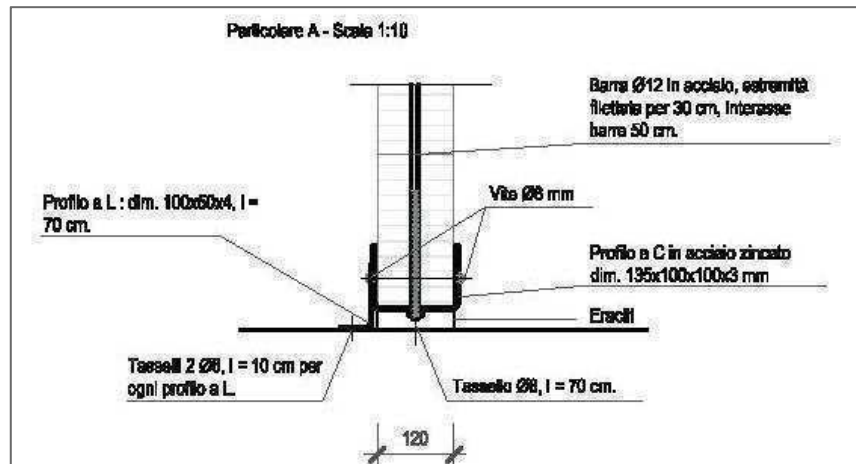


Fig. 6.39: Attacco del pannello a terra; Tavola 26.

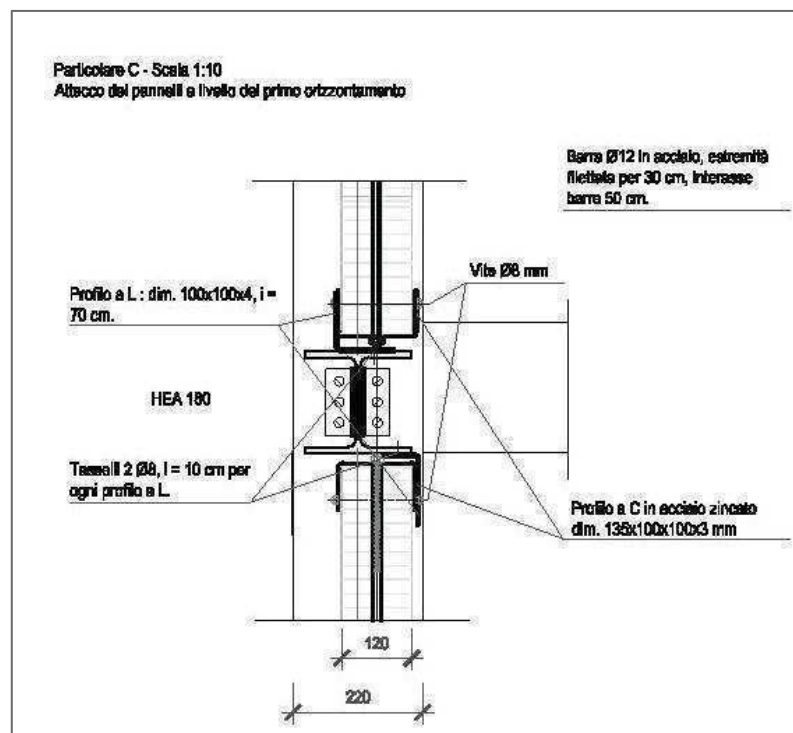


Fig. 6.40: Attacco interpiano; Tavola 26.

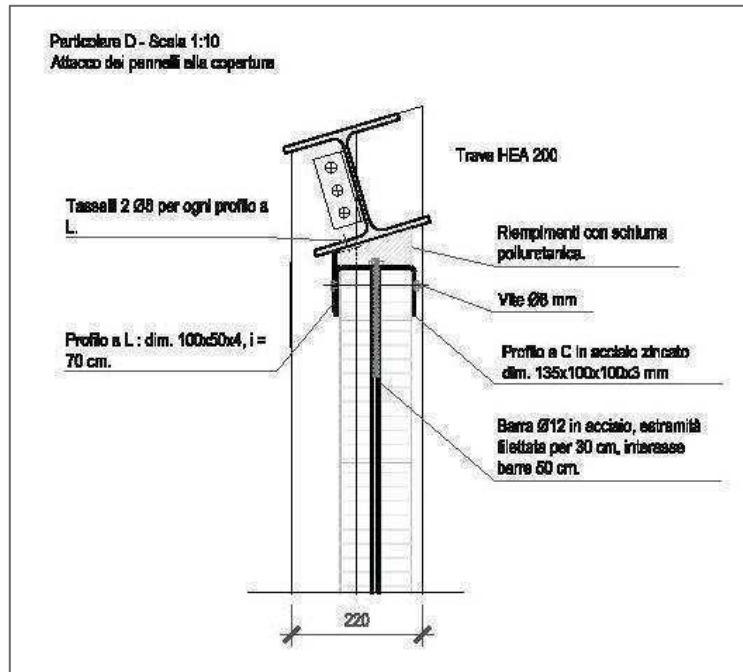


Fig. 6.41: Attacco del pannello in copertura; Tavola 26.

Il primo orizzontamento viene completato con pannelli Xlam di spessore pari a 16 cm e di larghezza standard pari a 48 cm, utilizzati al fine di contenere le masse sospese; anche in questo caso è stata studiata la semina dei pannelli, individuando, a seconda delle esigenze, i pannelli fuori misura. E' stato studiato inoltre il sistema di ancoraggio dei suddetti pannelli al telaio in acciaio, che avviene mediante profili metallici ad "L" imbullonati al profilo inferiore del pannello ligneo e all'anima delle travi in acciaio del telaio. I pannelli sono inoltre collegati tra di loro da profili piatti inchiodati, in corrispondenza del profilo superiore, tra due pannelli adiacenti, in modo da ottenere un piano rigido e collaborante con le strutture metalliche principali.

La struttura di completamento della copertura è realizzata invece mediante travi in legno lamellare di sezione base x altezza pari a 12 x 18 cm e tavolato continuo di spessore 2 cm, realizzando l'effetto di piano rigido. Le travi lignee sono connesse all'ala inferiore e superiore delle travi metalliche di copertura mediante bulloni.

Si riportano le piante dei due orizzontamenti e i dettagli delle due strutture lignee.



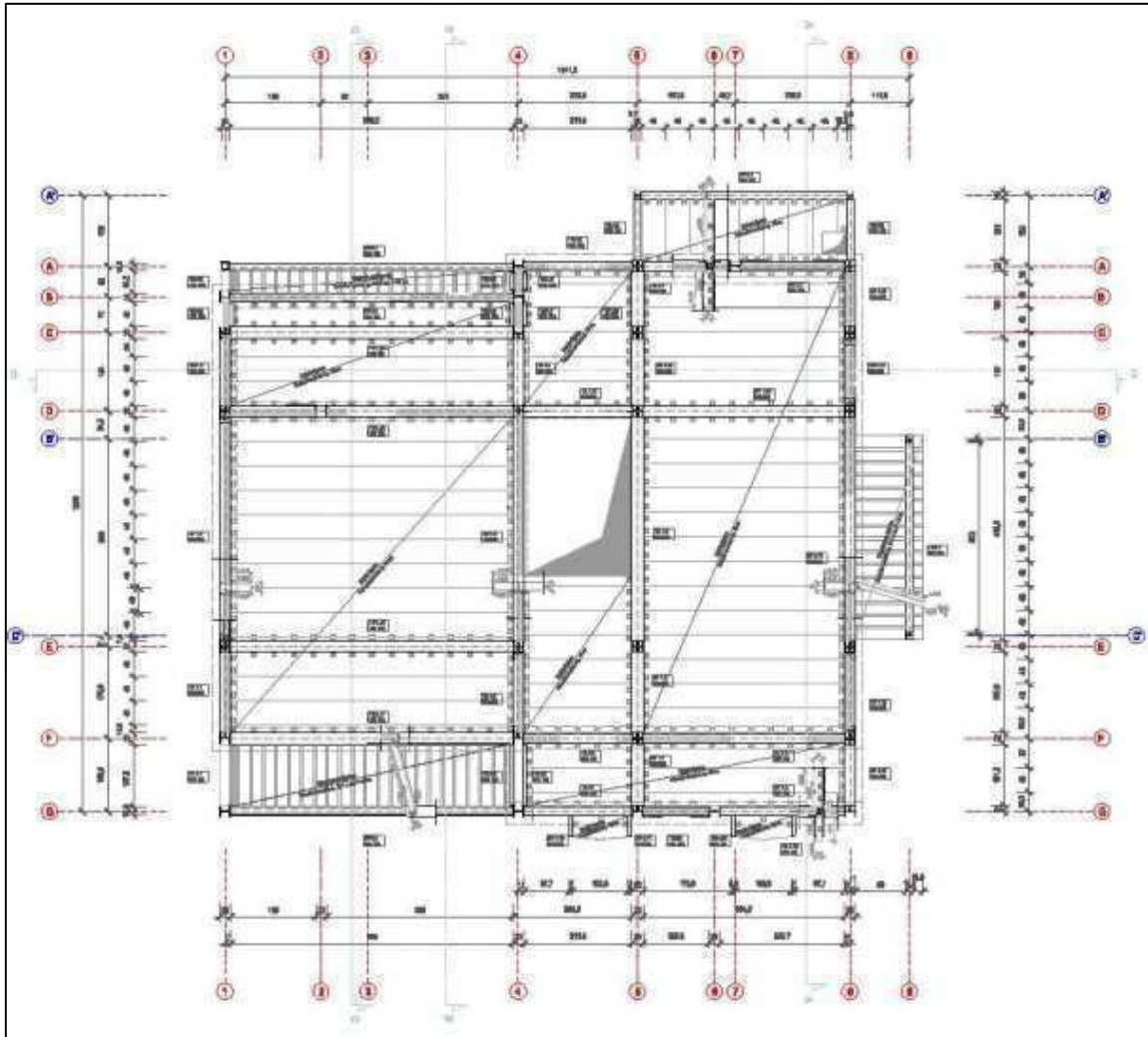


Fig. 6.42: *Primo orizzontamento; Tavola 16.*

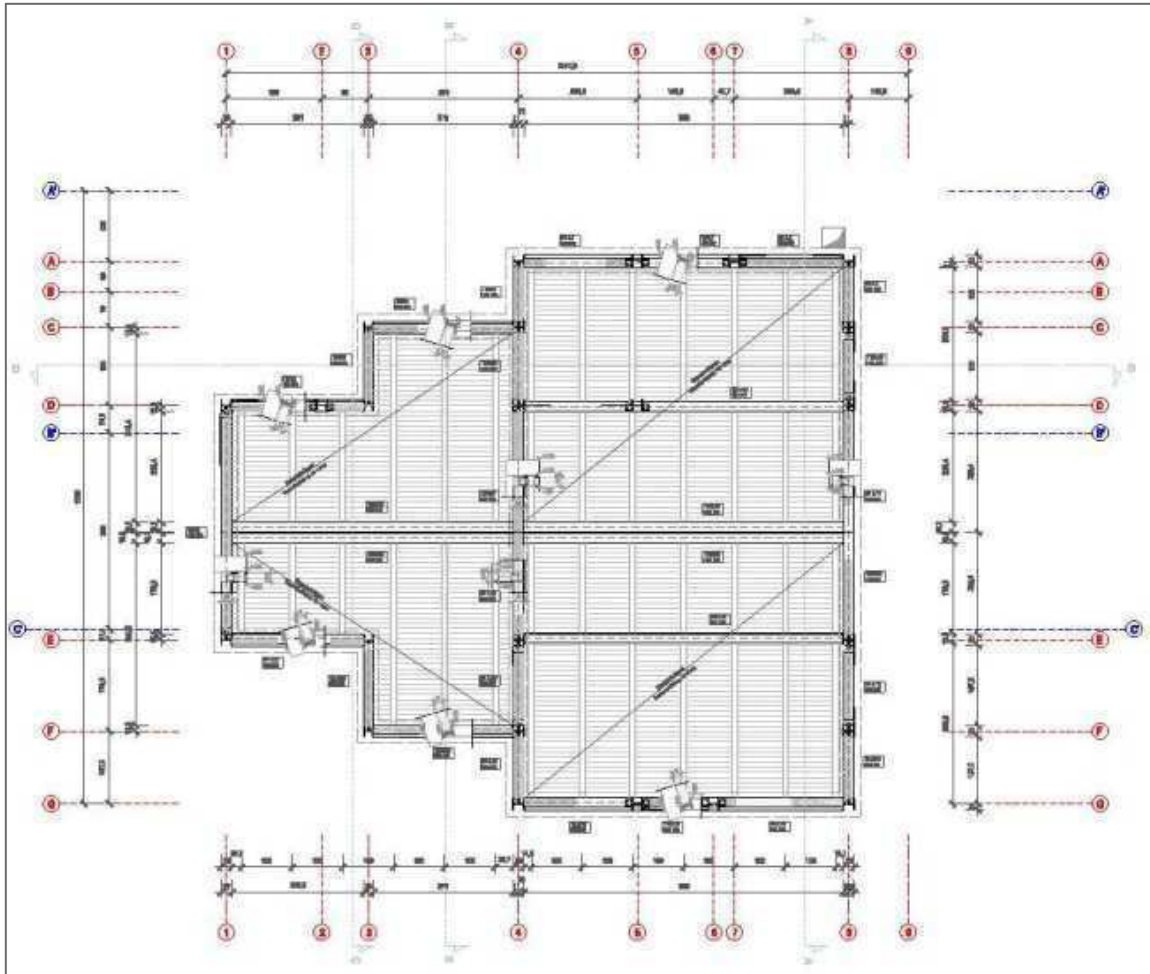


Fig. 6.43: Copertura; Tavola 18.

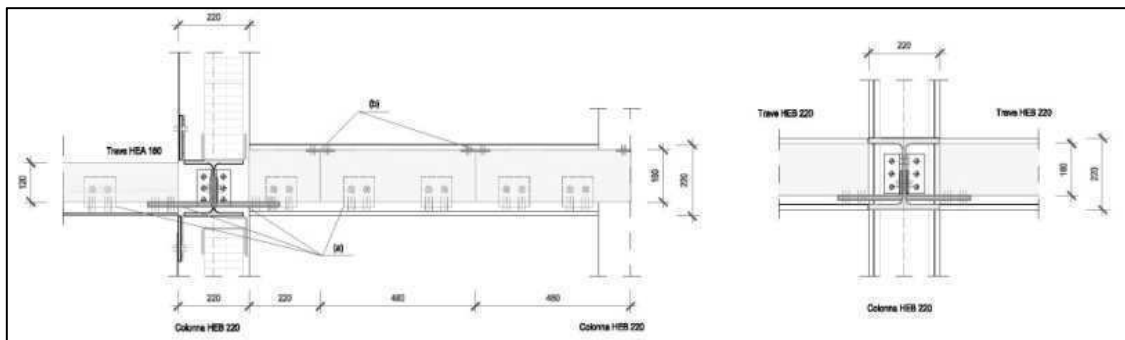


Fig. 6.44: Particolare attacco pannelli XLam; Tavola 26.

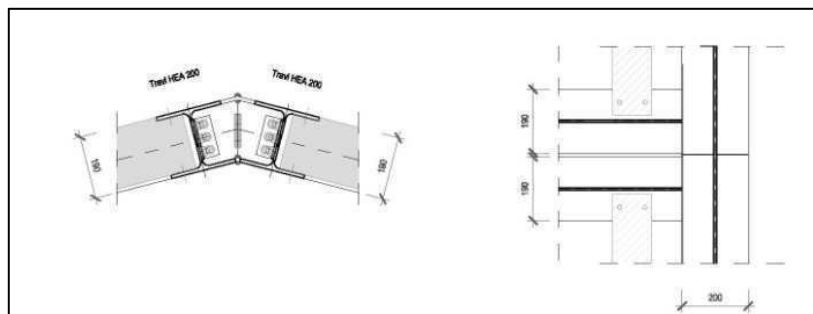


Fig. 6.45: Particolare attacco travi lamellari; Tavola 26.

## 6.4 Modellazione delle Strutture

In questo paragrafo si intende confrontare il comportamento statico e sismico delle due strutture per determinare eventuali vantaggi o svantaggi nell'utilizzo di una delle due.

L'utilizzo del Sistema Costruttivo Nidyon porta alla realizzazione di una struttura costituita da pareti in calcestruzzo portanti estese debolmente armate e solai a travetti e cappa in calcestruzzo armati.

La struttura risulta così tozza, con un peso specifico di  $24 \text{ kN/m}^3$  e un peso complessivo di  $1,056 \cdot 10^5 \text{ Kg}$ .

Il comportamento che assume la struttura in condizioni statiche e in risposta all'azione sismica è un comportamento di tipo scatolare; tale comportamento è assicurato dalle connessioni verticali tra le pareti e dalle connessioni orizzontali tra pareti e orizzontamenti previste dallo stesso sistema costruttivo, oltre che dalla presenza di orizzontamenti infinitamente rigidi nel loro piano e quindi in grado di trasferire le azioni orizzontali alle strutture verticali.

Il trasferimento dei carichi e degli sforzi alle fondazioni è assicurato da un vincolo a incastro tra la struttura di fondazione e le strutture in elevazione realizzato con armature di connessione previste dal sistema.

Il fattore di struttura utilizzato per determinare lo spettro di progetto applicato al modello realizzato con Straus è assunto pari ad 1; la struttura rimane in campo elastico durante l'evento sismico ed è quindi una struttura non dissipativa.

Il modello creato in Straus rappresenta una struttura semplificata rispetto alla realtà; nel modello sono stati trascurati parapetti e architravi che nella realtà assumono la funzione di travi di accoppiamento tra pareti nello stesso piano; non sono stati rappresentati i setti con larghezza inferiore a 1 m perché non ritenuti efficaci nei confronti dell'azione sismica e sono

stati trascurati quei setti che non si estendono fino alla fondazione (ovvero le pareti in falso). Gli orizzontamenti sono stati tradotti nel modello con i “rigid link”, ovvero elementi a due nodi che collegano il centro di massa del piano *i*-esimo con i nodi, delle strutture verticali, appartenenti allo stesso piano, realizzando un piano infinitamente rigido. Il peso degli orizzontamenti viene applicato al centro di massa.

La struttura è interamente realizzata in calcestruzzo, risultando così omogenea in termini di materiali utilizzati e di rigidità flessionale e tagliante.

Il Sistema Costruttivo IN.NOVA prevede la realizzazione di un telaio in acciaio controventato con tamponamenti in laterizio non strutturali.

La struttura risulta più snella; il telaio in acciaio controventato pesa  $2,126 \cdot 10^4$  Kg a cui si deve poi aggiungere il peso dei tamponamenti in laterizio pari a 19608 Kg, per un peso complessivo di  $4,087 \cdot 10^4$  Kg.

I tamponamenti in laterizio hanno una larghezza standard massima pari ad 1 m; in questo modo, anche per grandi campate, si ottengono una serie di pannelli in laterizio accostati l'uno all'altro, dove ognuno di questi si comporta in modo indipendente dagli altri.

Nel modello realizzato con Straus i tamponamenti sono rappresentati da carichi lineari uniformemente distribuiti sulle travi su cui i tamponamenti poggiano.

Le azioni sismiche nelle due direzioni orizzontali vengono assorbite dai sistemi di controventamento verticali previsti e trasferite in fondazione.

A differenza del Sistema Nidyon, il Sistema IN.NOVA lascia ampia libertà nella scelta della struttura e dei materiali utilizzabili per la realizzazione degli orizzontamenti; nell'applicazione di questo sistema al caso studio, si è deciso quindi di utilizzare pannelli Xlam larghi al massimo 48 cm per la realizzazione del solaio, travi e tavolato lignei per la realizzazione della copertura.

Il solaio è ancorato al telaio in acciaio mediante piastre ad L imbullonate all'anima delle travi e su cui poggiano i pannelli Xlam a loro volta imbullonati; le travi lignee di copertura sono realizzate in modo da poggiare sull'ala inferiore delle travi in acciaio di copertura e sono imbullonate ad entrambe le ali delle travi metalliche. Per gli orizzontamenti, l'effetto di piano infinitamente rigido può essere ottenuto utilizzando profili piatti inchiodati, sul profilo superiore dei pannelli Xlam, a cavallo tra due pannelli lignei adiacenti e impiegando dei profili piatti sottili disposti a croce di S. Andrea e inchiodati sul profilo superiore del tavolato ligneo della copertura.

Nella realizzazione della struttura si impiegano quindi diversi materiali, con comportamenti e rigidità differenti, che si interfacciano nella realizzazione della struttura. Ciò comporta uno studio dettagliato dei nodi in cui i diversi materiali si interfacciano e del comportamento dei singoli elementi nel comportamento d'insieme. Un singolo elemento infatti non deve compromettere l'integrità, la stabilità e il buon comportamento di un altro elemento, compromettendo altrimenti il comportamento d'insieme.

Il fattore di struttura utilizzato per determinare lo spettro di progetto applicato al modello realizzato con Straus è assunto pari ad 1; la struttura anche in questo caso rimane in campo elastico durante l'evento sismico ed è quindi una struttura non dissipativa.

Il modello creato in Straus rappresenta il telaio che verrà poi realizzato nella realtà. Gli orizzontamenti sono stati invece rappresentati con i "rigid link" che collegano il centro di massa del piano  $i$ -esimo con i nodi, delle strutture verticali, appartenenti allo stesso piano, realizzando piani infinitamente rigidi.

Nella modellazione della struttura in calcestruzzo debolmente armato è stata trascurata l'azione del vento poiché si tratta di una struttura tozza con pareti portanti estese; l'azione del vento è stata considerata invece per il telaio in acciaio.

Per i due modelli sono state definite 8 Combinazioni Fondamentali dei carichi e 8 Combinazioni Sismiche.

Le combinazioni fondamentali in generale si diversificano per i due modelli; si ha una stessa combinazione dei carichi soltanto con la combinazione 7 per il modello in acciaio nella quale l'azione del vento si annulla e la combinazione 1 per il modello in calcestruzzo; per le due combinazioni sono massimi i coefficienti parziali dei carichi permanenti e dei carichi variabili  $Q_i$ , compreso il carico della neve.

**Tab. 6.1:** Combinazioni fondamentali per il Sistema Nidyon.

<i>Carichi</i>	<i>Combinazioni Fondamentali</i>							
	1	2	3	4	5	6	7	8
G1	1,3	1	1,3	1,3	1,3	1	1	1,3
G2	1,5	0	1,5	1,5	1,5	0	1,5	0
qk	1,5	0	0	0	1,5	0	1,5	0
qneve	0,75	0	0	0,75	0	0,75	0,75	0,75

**Tab. 6.2:** Combinazioni fondamentali per il Sistema IN.NOVA.

<i>Carichi</i>	<i>Combinazioni Fondamentali</i>							
	1	2	3	4	5	6	7	8
G1	1,3	1,3	1	1	1,3	1,3	1,3	1
G2	1,5	1,5	0	0	1,5	1,5	1,5	1,5
qk	1,5	1,5	0	0	1,5	1,5	1,5	1,5
qneve	0,75	0,75	0	0	0	0	0,75	0,75
qvento_1	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0	0,9
qvento_2	0	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0
qvento_3	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0	0,9
qvento_4	0	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0
qvento_5	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0	0,9
qvento_6	0	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0

Le combinazioni sismiche sono uguali nei due casi.

**Tab. 6.2:** Combinazioni sismiche per i due sistemi. L'azione del vento è nulla.

<i>Carichi</i>	<i>Combinazioni Sismiche</i>							
	9	10	11	12	13	14	15	16
G1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1	1	1
qk	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
qneve	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma X	1	1	-1	-1	0,3	0,3	-0,3	-0,3
Sisma Z	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	1	-1

Si riportano di seguito tre immagini per ciascuna combinazione di carico a cui la struttura è sottoposta. Le immagini rappresentano, mediante variazioni cromatiche, gli spostamenti globali D(XYZ) della struttura; a tale rappresentazione è stata aggiunta la rappresentazione al 5% della deformazione della struttura che si vede svilupparsi nelle tre immagini.

Le immagini relative a ciascuna combinazione dei carichi vengono riportate in parallelo per i due Sistemi Costruttivi.

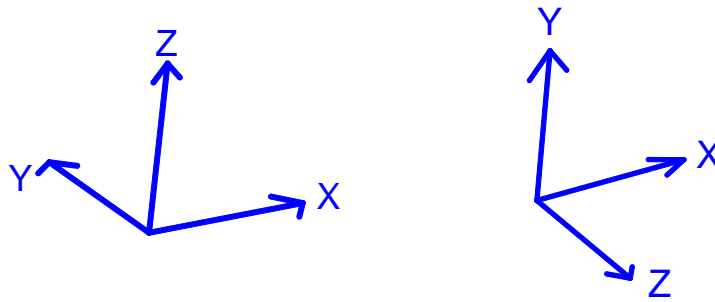
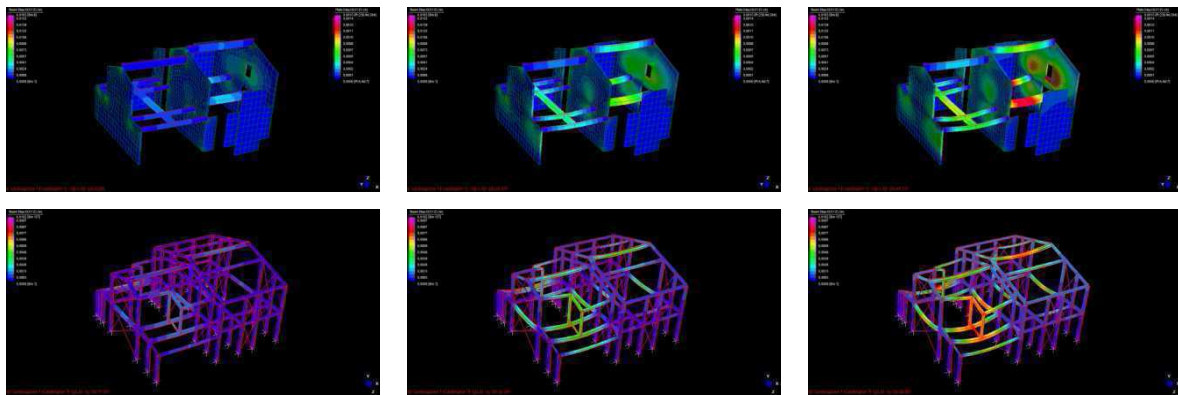


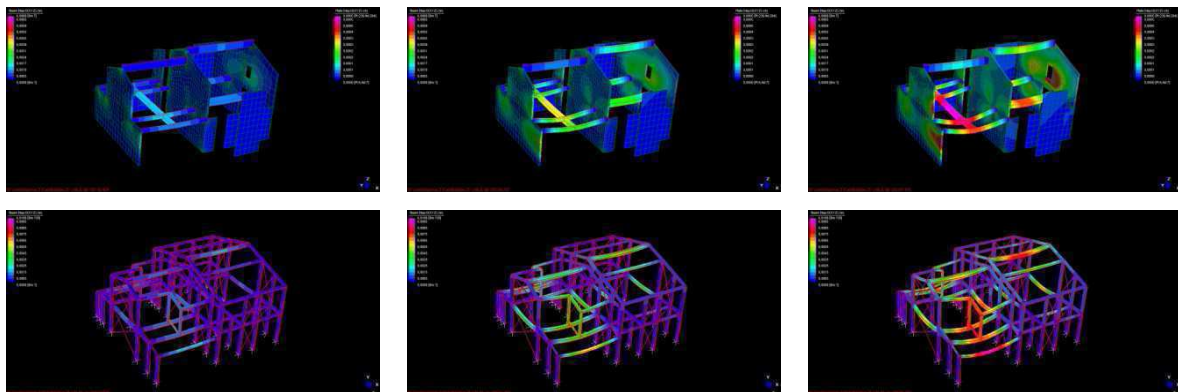
Fig. 6.46: Sistemi di riferimento dei modelli realizzati rispettivamente per il Sistema Nidyon e per il Sistema IN.NOVA.

### Combinazioni Fondamentali

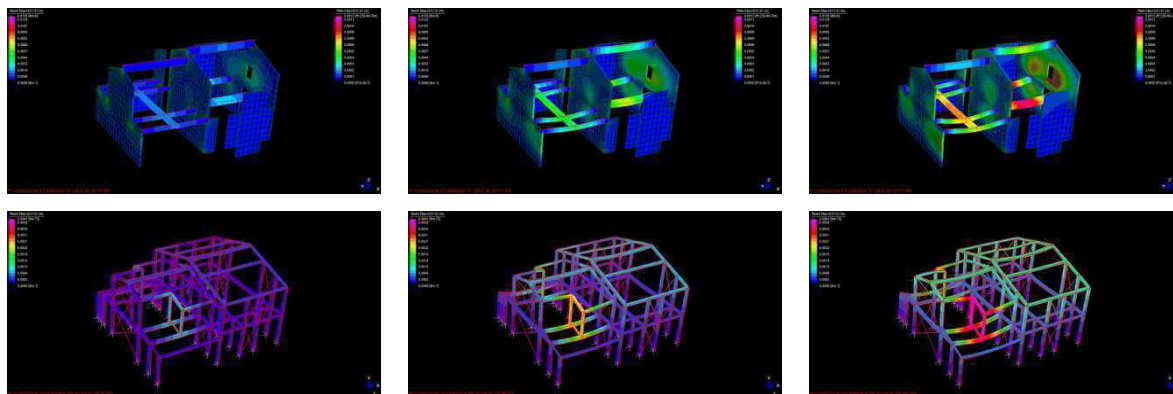
1



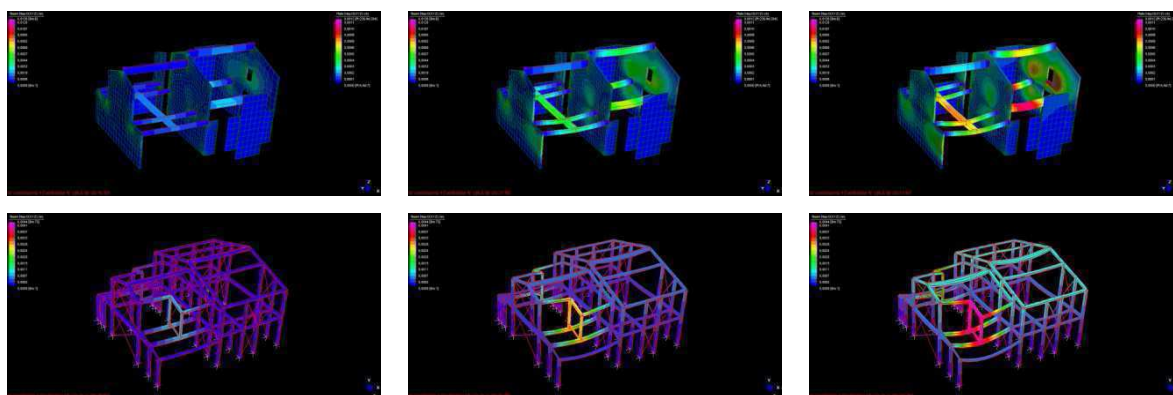
2



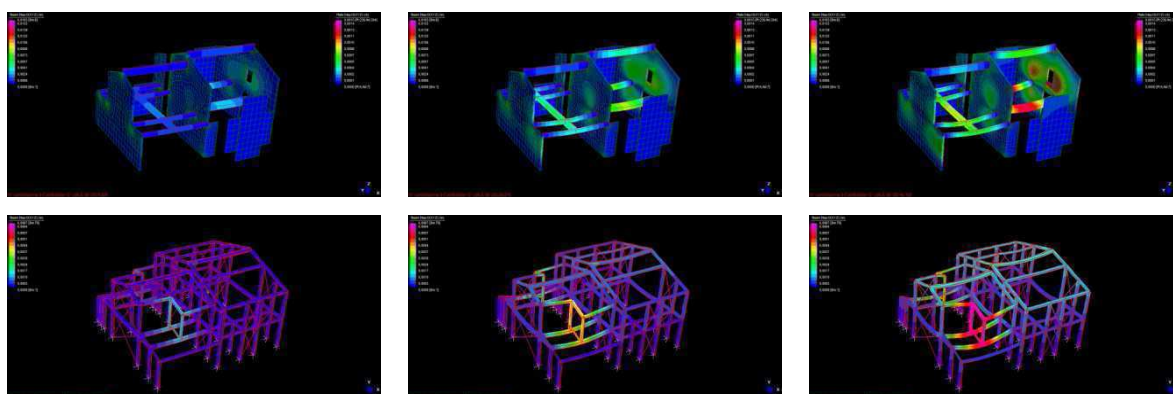
3



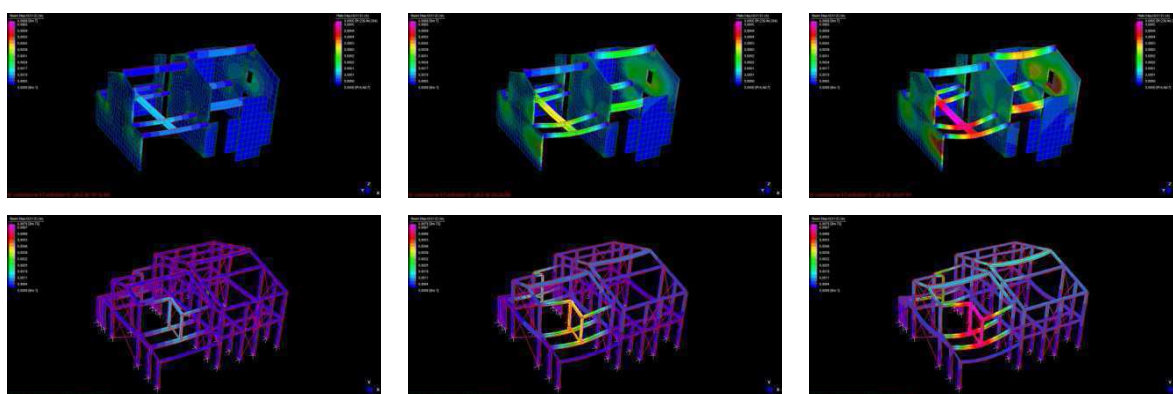
4



5

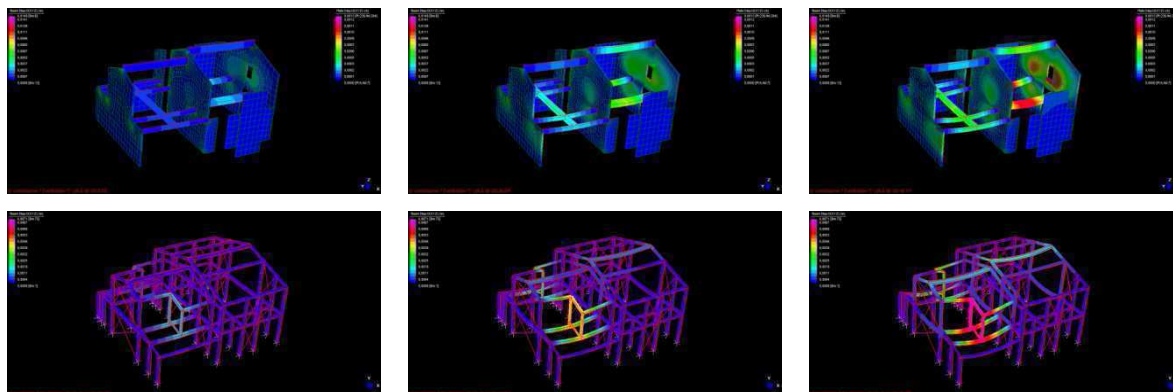


6

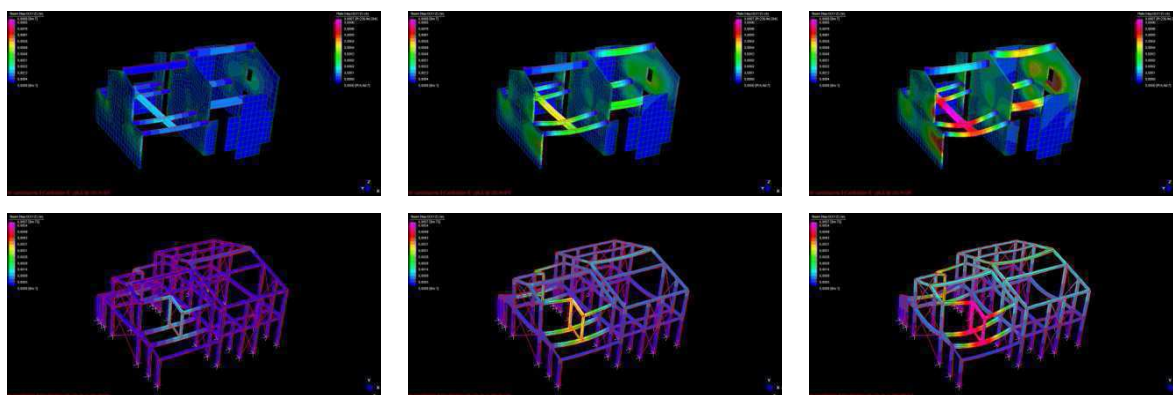




7



8



Per il Sistema Nidyon si ottengono i seguenti spostamenti globali massimi: gli spostamenti delle pareti raggiungono un massimo di 0,0015 m e gli spostamenti delle travi raggiungono un massimo di 0,0163 m per le Combinazioni Fondamentali 1 e 5; si ha uno spostamento massimo della correa di 0,0089 m per la Combinazione 8.

Gli spostamenti che si ottengono derivano dal fatto che nel modello non sono state considerate le armature a taglio e a flessione delle diverse travi; queste sono state calcolate e verificate successivamente (vedi Allegato 1) per le sollecitazioni massime, secondo il paragrafo 4.1.2 delle N.T.C. 2008.

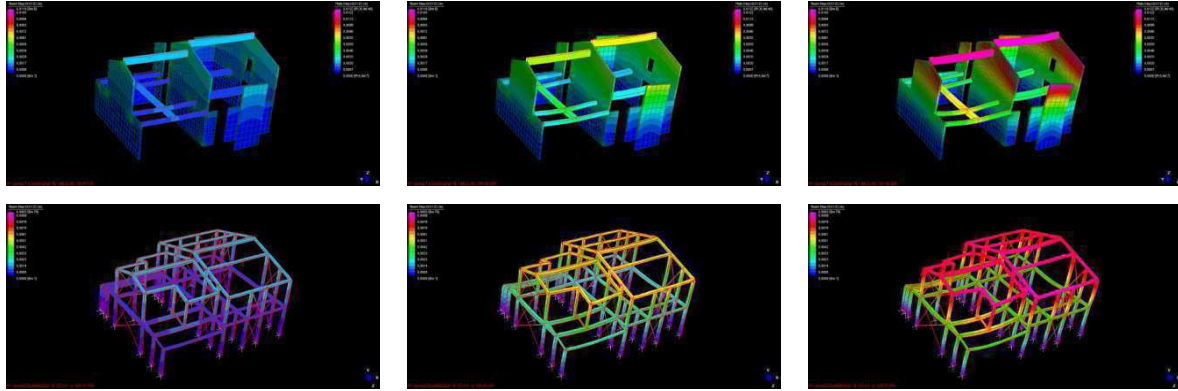
Per il Sistema IN.NOVA gli spostamenti massimi ottenuti sono i seguenti: uno spostamento massimo pari a 0,0077 m per le Combinazioni Fondamentali 1, 5, 6, 7 in corrispondenza del punto di appoggio dei pilastri in falso presenti sul profilo anteriore della Figura 6.47. I pilastri in falso anteriori manifestano spostamenti maggiori rispetto a quelli retrostanti perché la trave che li sostiene copre una luce maggiore.

Entrambe le strutture sono caratterizzate da criticità in corrispondenza di quei punti dove poggiano rispettivamente pareti o pilastri in falso; l'analisi statica condotta ha permesso di

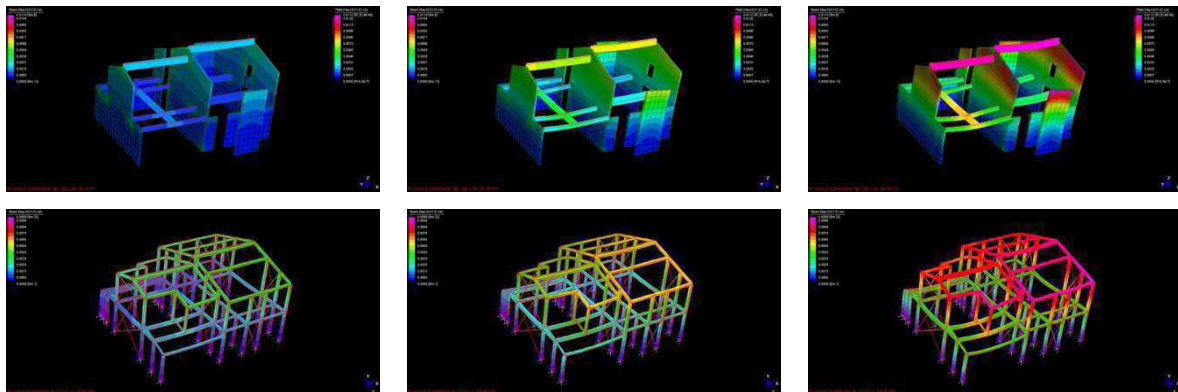
calcolare le strutture e adattare in modo che gli spostamenti che si verificano siano entro i limiti previsti da Normativa.

*Combinazioni Sismiche*

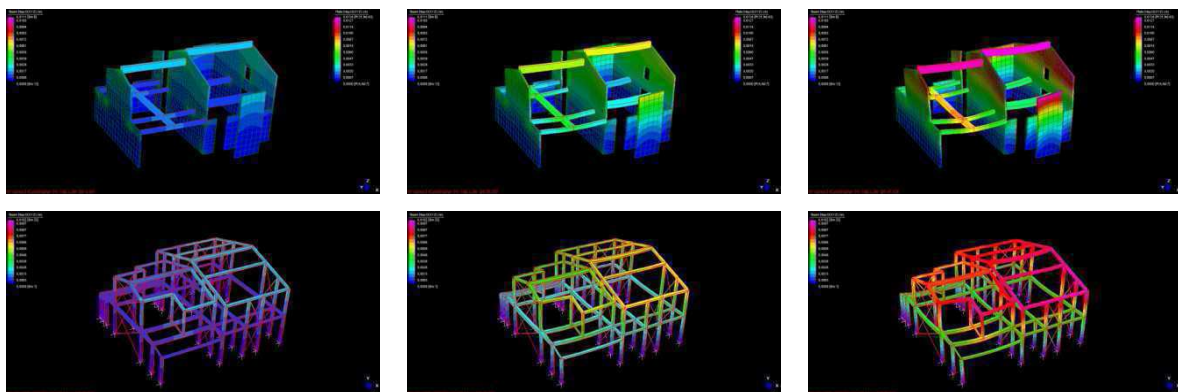
1



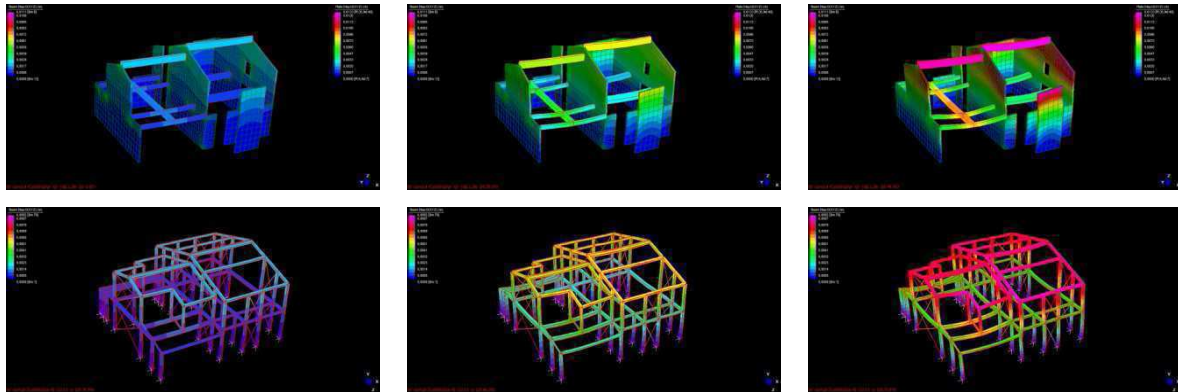
2



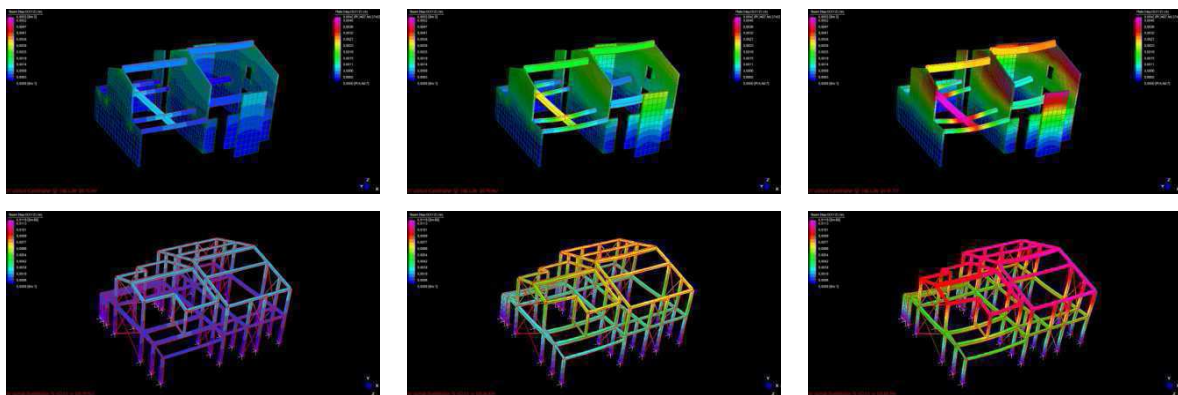
3



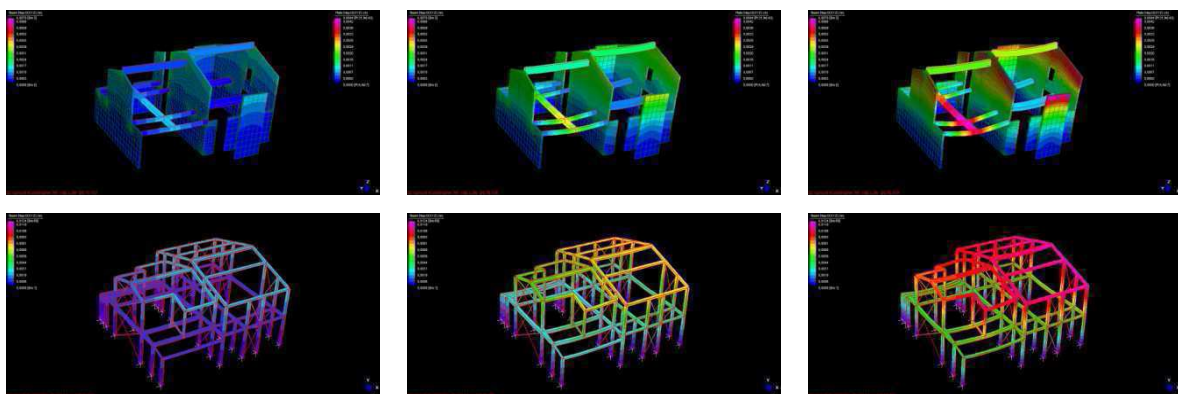
4



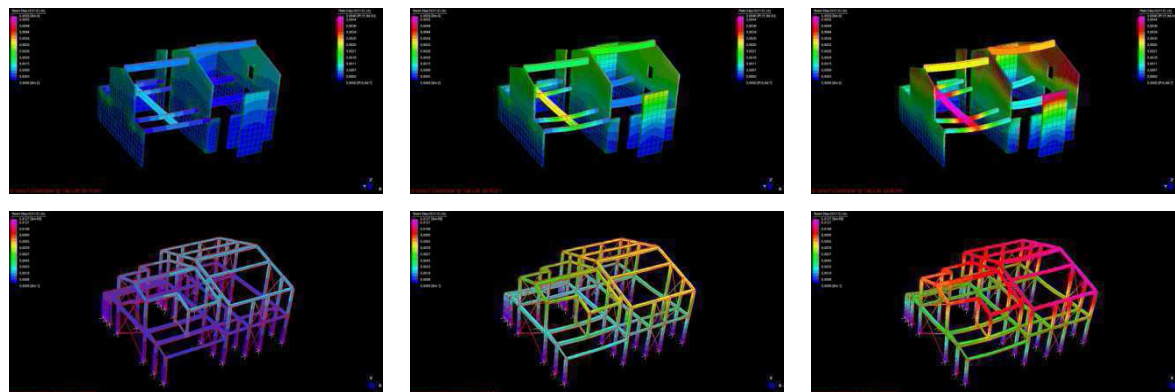
5



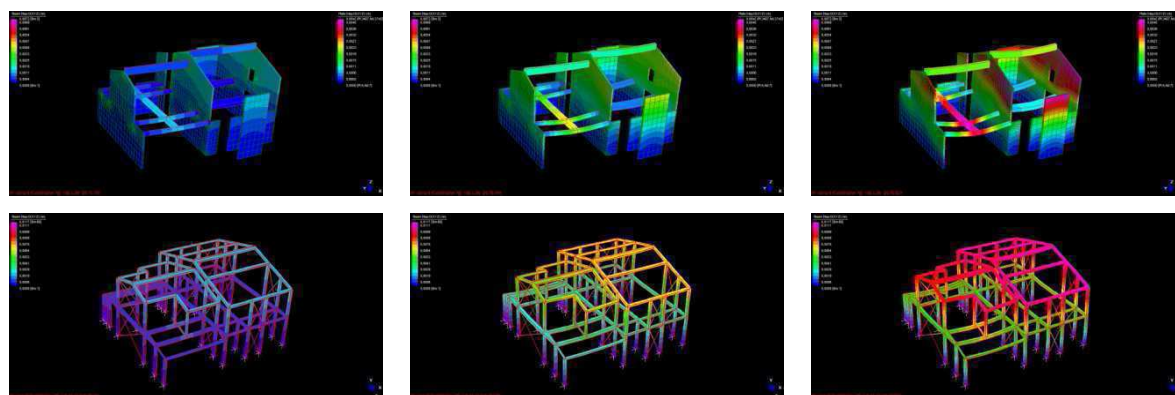
6



7



8



Per il modello che si ottiene con il Sistema Nidyon, si registrano, per le prime quattro combinazioni sismiche, uno spostamento massimo, per gli elementi plate, in sommità pari a 0,0134 m e uno spostamento massimo per le travi di colmo pari a 0,011 m.

Per le successive quattro combinazioni invece, lo spostamento massimo degli elementi plate in sommità risulta pari a 0,0046 m, mentre lo spostamento massimo per gli elementi beam risulta essere pari a 0,0072 m in corrispondenza della correa.

L'azione sismica, nelle Combinazioni Sismiche 1, 2, 3 e 4, si sviluppa principalmente in direzione X, con una quota del 30% nella direzione orizzontale ortogonale Y. L'azione in direzione X risulta perpendicolare alla maggior parte dei setti che costituiscono il modello e che si sviluppano in direzione Y; la presenza limitata di pareti parallele all'azione sismica in direzione X comporta spostamenti maggiori della sommità delle pareti ortogonali al sisma.

Nelle Combinazioni Sismiche 5, 6, 7 e 8, l'azione sismica si sviluppa in direzione Y con una quota del 30% nella direzione X. Gli spostamenti che si verificano in questo caso per gli elementi plate risultano di un ordine di grandezza inferiore rispetto agli spostamenti che si verificano per le prime quattro combinazioni sismiche; ciò è dovuto ad una predominanza di

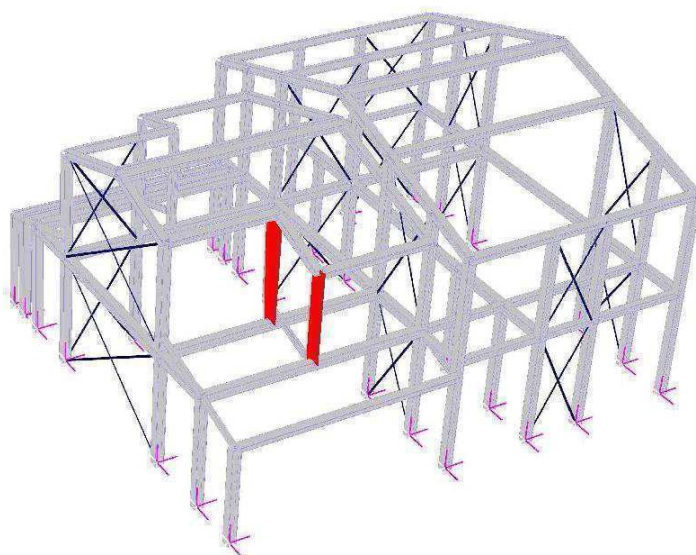


setti che si sviluppano in direzione Y. L'azione sismica in Y viene quindi meglio assorbita e trasferita in fondazione.

La differenza nei quantitativi di pareti efficaci nelle due direzioni orizzontali X e Y deriva principalmente dall'obbligo di progettare la struttura rispettando il progetto architettonico di massima fornito dallo Studio di Progettazione, ma anche dalla serie di semplificazioni della struttura adottate.

Il modello ottenuto dopo le varie semplificazioni, dimostra un comportamento della struttura peggiorativo rispetto al comportamento scatolare che si ottiene nella realtà garantendo la continuità delle strutture e le idonee connessioni tra i vari nodi strutturali. Si può quindi concludere che la struttura realizzata secondo le prescrizioni dettate dal Sistema Nidyon abbia un buon comportamento statico e sismico.

Nel caso del Sistema IN.NOVA si registra per le prime quattro combinazioni sismiche uno spostamento massimo di 0,01 m in sommità in corrispondenza dei pilastri in falso visibili sul davanti, figura 6.47, e in corrispondenza delle travi di copertura evidenziate in figura 6.48, mentre per le successive quattro combinazioni sismiche si ottiene uno spostamento massimo pari a 0,0112 m in sommità sempre per le travi in copertura. Vengono rispettati i limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali stabiliti dalla N.T.C. 2008, paragrafo 4.2.4.2.2.



**Fig. 6.47:** Pilastri in falso.

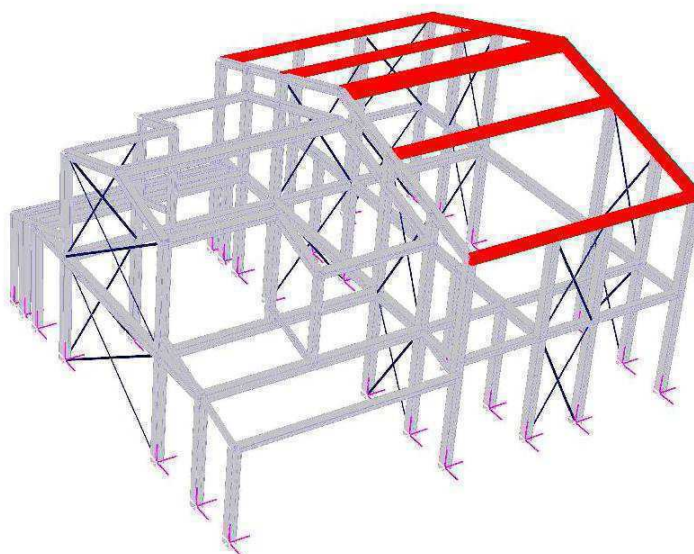


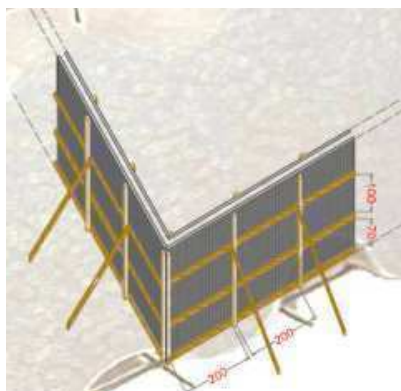
Fig. 6.48: Travi di copertura.

## 6.5 Cantierizzazione e Impiantistica

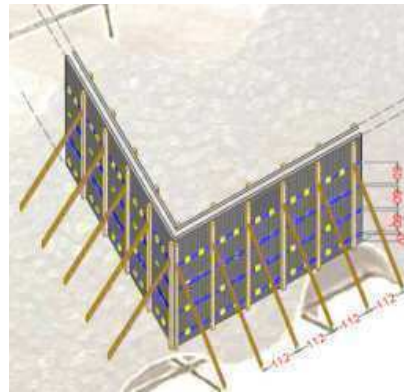
Il Sistema Nidyon prevede il posizionamento dei pannelli modulari, uno affianco all'altro, partendo da un angolo della struttura e seguendo l'ordine di montaggio indicato nell'apposito abaco dei pannelli. Le pareti di supporto che si ottengono vengono adeguatamente puntellate, al fine di evitare disallineamenti e fuori piombo che si possono verificare durante il getto di calcestruzzo nelle intercapedini.

Sono stati testati diversi sistemi di puntellatura tradizionali per contenere la spinta idrostatica del calcestruzzo e quindi evitare la deformazione del pannello in EPS – RF durante il getto:

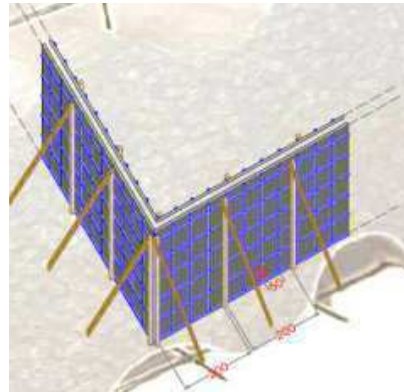
- puntellature realizzate mediante tavole e quadrotti in legno;



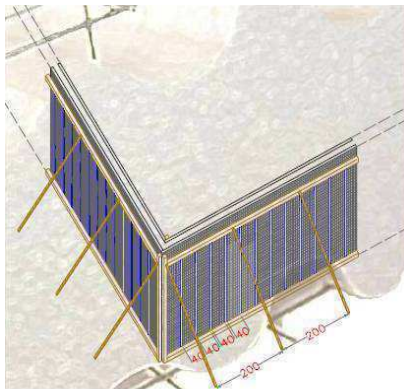
- puntellature che prevedono l'impiego di normali barre ad aderenza migliorata come elementi longitudinali continui e di selle metalliche unite da connettori passanti;



- puntellature a griglie;



- puntellature con multifori ed incravattatura a L.



Per le strutture orizzontali è necessario predisporre puntelli durante la posa dei pannelli solaio NYF e il getto in calcestruzzo dei travetti e della cappa. La puntellatura delle varie strutture orizzontali deve avvenire in continuo lungo l'altezza dell'edificio e deve rimanere fino al completamento della copertura; una volta realizzata quest'ultima, è necessario aspettare i 28 giorni di maturazione del calcestruzzo, solo al termine dei quali è possibile smontare le puntellature dei vari piani. Puntellature di rinforzo sono necessarie anche nei punti in cui si



realizzano travi e corree in spessore; in corrispondenza delle forometrie si possono utilizzare direttamente, come cassero a perdere del getto in calcestruzzo, le casse morte delle finestre.

Passando al Sistema IN.NOVA, le operazioni di cantiere risultano più veloci e semplici; infatti nel montaggio della struttura metallica non sono necessari sistemi di puntellatura e non sono necessari tempi di attesa per la maturazione delle strutture come nel caso Nidyon.

La sequenza di montaggio del Sistema consta nella posa in opera dei pilastri in acciaio a tirata unica, delle travi di collegamento e dei controventi del primo impalcato e successivamente la posa delle prime pannellature prefabbricate in laterizio. Terminato il primo piano, risulta necessario eseguire il montaggio dei pannelli Xlam. Successivamente si prosegue con la posa delle travi metalliche della copertura, dei controventi, l'installazione degli ultimi pannelli in laterizio e infine la posa della struttura lignea a travi e tavolato.

Contemporaneamente alla realizzazione della struttura, avviene la posa di alcune tubazioni passanti attraverso tasche metalliche ricavate nel telaio in acciaio.



**Fig. 6.49:** Particolare passaggi impiantistici – Sistema IN.NOVA.

La posa degli impianti viene completata all'interno delle intercapedini ricavate tra la struttura metallica e il rivestimento interno ottenuto mediante l'impiego di doppia lastra in gessofibra, riempite con materiale isolante. L'incidenza della mano d'opera necessaria alle assistenze murarie si annulla con questo sistema.





**Fig. 6.50:** Particolare passaggi impiantistici nelle intercapedini – Sistema IN.NOVA

Nel Sistema Nidyon la posa dei tubi flessibili e degli accessori per l'impianto elettrico nonché dei tubi rigidi per gli impianti idro – termo – sanitari viene eseguita dopo il completo montaggio dei pannelli modulari, delle armature aggiuntive e del getto in calcestruzzo. Le tracce possono essere ricavate nell' EPS – RF mediante un phon ad aria calda o usando una lama da taglio. Nel caso di tubi rigidi può essere richiesto il taglio della rete, che dev'essere successivamente ripristinata mediante la sovrapposizione e fissaggio di una rete di rinforzo nella zona interessata.

Nel caso in cui risulti necessaria la realizzazione di cavedi ospitanti grandi quantità di tubazioni o ospitanti per esempio la vasca del geberit, si deve procedere all'esecuzione di un foro nell'EPS – RF e del cassero di questo, inglobato nel successivo getto del calcestruzzo.



**Fig. 6.51:** Realizzazione delle tracce e delle scatole per gli impianti – Sistema Nidyon.

La realizzazione delle tracce e dei cavedi per il passaggio degli impianti avviene anche nell'edilizia tradizionale per la quale però si hanno maggiori oneri di impiego della mano d'opera per le assistenze murarie; la demolizione di parti di muratura per i passaggi

impiantistici richiede infatti molto più tempo rispetto all'esecuzione di tracce nell'EPS – RF per il Sistema Nidyon.



**Fig. 6.52:** Realizzazione di tracce e scatole per gli impianti – Sistema Tradizionale.

# CAPITOLO 7

## Stima dei Lavori

Nel presente capitolo si forniscono dati relativi ai costi e alle tempistiche di realizzazione delle strutture caratterizzanti l'edificio oggetto di studio ottenute, nell'ambito del progetto esecutivo strutturale, dall'applicazione dei due Sistemi Costruttivi Innovativi Nidyon ed IN.NOVA. Si intende inoltre confrontare i suddetti dati con i costi e le tempistiche necessari per realizzare la medesima struttura con un sistema tradizionale, definendo i vantaggi dell'utilizzo dei due sistemi costruttivi sopra – citati rispetto all'edilizia tradizionale.

Per fare una stima è necessario conoscere lo scopo per il quale la stima è richiesta. Lo stesso bene può essere caratterizzato da più valori di stima poiché di esso si possono considerare diversi aspetti economici.

Gli aspetti economici dei beni si distinguono in principali e derivati; in particolare, gli aspetti economici principali sono i seguenti:

- il più probabile valore di mercato;
- il più probabile costo di produzione.

Per quanto riguarda il più probabile costo di produzione, la stima del costo consiste nella previsione di una misura economica di un bene in un determinato momento; la stima è una previsione ex ante, ovvero effettuata prima che un determinato bene venga prodotto.

La locuzione "il più probabile valore" (p.p.v.) sta a significare che non si ricerca uno dei probabili valori, ma quello che, fra tutti, ha la maggiore probabilità di verificarsi.

Il più probabile valore di mercato può essere determinato solo facendo riferimento a prezzi per determinati beni comparabili con il bene da stimare, posti sul mercato in un determinato momento (omogeneità temporale, spaziale, economica).

Nella determinazione del più probabile valore di costo si deve conoscere la quantità di fattori che serve per produrre un bene e quindi esprimerla in termini economici, monetizzandola.

Le premesse della stima dei costi constano nell'esistenza di:

- imprenditore ordinario (sottratto a particolari agevolazioni o percorsi);
- mercato ordinario (estraneo a situazioni oligopolistiche o monopolistiche);
- bene ordinario da produrre (riproducibile in condizioni normali);

- momento temporale ordinario (sono escluse crisi nazionali o internazionali).

Nella determinazione del più probabile valore di costo si deve conoscere la quantità di fattori che serve per produrre un bene e quindi esprimerla in termini economici monetizzandola.

Il costo di produzione è la somma, sostenuta dall'imprenditore promotore, di tutte le spese necessarie a remunerare i fattori produttivi, in condizioni di luogo e di tempo definite, fino alla vendita del prodotto.

Il costo di produzione nell'edilizia può essere rappresentato dalla seguente formula:

$$C_p = C_c + C_a + S_t + (O_u + C_{co}) + I + U_p + T_r \quad [1]$$

dove:

- $C_c$  : costo di costruzione sostenuto dall'impresa costruttrice;
- $C_a$ : costo dell'area edificabile;
- $S_t$  : onorari e spese tecniche, comprese le figure professionali;
- $O_u + C_{co}$ : oneri comunali per la concessione edilizia, come somma rispettivamente degli oneri di urbanizzazione e del contributo sul costo di costruzione. Gli oneri di urbanizzazione sono i corrispettivi dovuti per interventi di nuova costruzione, ampliamenti di edifici esistenti e ristrutturazioni edilizie. Gli oneri di urbanizzazione primaria servono alla realizzazione di strade, parcheggi, fognature, reti di distribuzione, cavidotti per le telecomunicazioni, illuminazione pubblica e spazi a verde attrezzati. Gli oneri di urbanizzazione secondaria sono finalizzati alla realizzazione di asili e scuole, delegazioni comunali, impianti sportivi di quartiere, aree verdi di quartiere, centri sociali e culturali;
- $T_r$  : tributi;
- $U_p$  : utile dell'imprenditore promotore;
- $I$  : interessi sul capitale finanziario.

Il costo di costruzione di un bene edilizio è, a sua volta, esprimibile mediante l'espressione seguente:

$$C_c = C_t + S_g + U_c \quad [2]$$

dove:

- $C_t$  : costo tecnico;
- $S_g$  : spese generali dell'impresa e di cantiere  $\approx 15\% C_t$  ;
- $U_c$  : utile dell'imprenditore costruttore  $\approx 10\% (C_t+S_g)$ ;

e:

$$C_t = S_a + M + N_t \quad [3]$$

- $S_a$  : prezzo per la remunerazione della manodopera;
- $M$ : prezzo dei materiali e delle materie prime;
- $N_t$  : prezzo di noli di determinate attrezzature e trasporti.

Tra le voci elencate si possono individuare i costi fissi e i costi variabili. Dei primi fanno parte le voci  $U_c$  “utile dell'imprenditore costruttore” e  $S_g$  “spese generali dell'impresa e di cantiere”. Nei costi variabili ricadono tutti gli altri costi che variano in base a tipologia e dimensioni dell'opera da realizzare.

La stima del costo di costruzione avviene attraverso la stima dei costi necessari alla realizzazione delle singole lavorazioni in cui è possibile scomporre l'opera edile.

I procedimenti utilizzati per la stima dei costi si differenziano in base al livello progettuale a cui si fa riferimento. Si richiamano, a tal proposito, la ex Legge Quadro n. 109/1994 sostituita dal Decreto Legislativo 163/2006. Il Regolamento di attuazione della Legge Merloni D.P.R. 554/99 è stato sostituito dal regolamento di esecuzione ed attuazione del decreto legislativo 12 aprile 2006, n. 163, recante «Codice dei contratti pubblici relativi a lavori, servizi e forniture in attuazione delle direttive 2004/17/CE e 004/18/CE), D.P.R. 5/10/2010 n. 207. Gli articoli 15 e 16 del Regolamento n. 163 riportano quanto segue:

- “ il progetto è redatto (...) secondo tre progressivi livelli di definizione: preliminare, definitivo ed esecutivo; i tre livelli costituiscono una suddivisione di contenuti che tra loro interagiscono e si sviluppano senza soluzione di continuità”;
- “i quadri economici degli interventi sono predisposti con progressivo approfondimento in rapporto al livello di progettazione al quale sono riferiti e con le necessarie variazioni in relazione alla specifica tipologia e categoria dell'intervento stesso ...”.

I procedimenti che sono generalmente utilizzati nella stima dei costi sono essenzialmente due:

- il procedimento sintetico – comparativo;

- il procedimento di stima analitico – ricostruttivo.

Il primo procedimento viene utilizzato per redigere il “preventivo sommario” del progetto preliminare; si colloca all’inizio dell’iter progettuale e fornisce una stima del costo che si dovrà sostenere. Il costo dell’opera viene dedotto dal confronto della medesima con opere simili di cui sia noto il costo.

Il procedimento analitico – ricostruttivo si utilizza a livello di progettazione definitiva ed esecutiva; si determina il valore di costo dell’opera attraverso l’analisi del processo produttivo, ovvero la classificazione (si richiama a tal proposito il paragrafo 7.2.1) e la quantificazione di tutti i fattori produttivi impiegati per la realizzazione dell’opera, e la successiva applicazione ad essi di un prezzo unitario.

A livello di progettazione preliminare ci si può anche avvalere di procedimenti estimativi di tipo misto, che stimano il costo di costruzione dell’opera in oggetto aggregando elaborazioni di tipo analitico con passaggi logici di natura sintetico – comparativa. Il procedimento di stima misto fonda nel confronto dell’opera in oggetto con un bene di riferimento analogo, di costo noto, che viene scomposto nelle sue componenti costruttive, a ciascuna delle quali viene attribuito un prezzo (costo).

Il Computo Metrico Estimativo viene redatto secondo il procedimento di stima analitico - ricostruttivo, con diverso grado di dettaglio, a livello di progettazione definitiva ed esecutiva.

Il Computo Metrico Estimativo è un procedimento analitico che si compone di:

- computo metrico;
- analisi dei prezzi unitari.

Il costo di costruzione [2] si determina come la somma degli importi delle quantità delle singole lavorazioni moltiplicate per i rispettivi prezzi unitari. In forma analitica si ottiene:

$$C_C = \sum_i q_i \cdot p_i \quad [4]$$

dove:

$q_i$ : quantità della lavorazione  $i$  - esima;

$p_i$ : prezzo unitario della lavorazione  $i$  – esima.

Lo scopo della tesi è quello di studiare l’applicazione dei sistemi costruttivi prefabbricati Nidyon e IN.NOVA ad un caso studio, per poterli confrontare con l’edilizia tradizionale, secondo diversi aspetti, tra cui quello economico, che fonda su un procedimento di stima analitico – ricostruttivo dei costi (CME) effettuato sulla base del progetto esecutivo delle strutture.

## 7.1 Aggiornamento dei costi

La stima dei lavori, dopo un periodo anche breve, può non essere più attuale a causa di una variazione dei prezzi dei fattori produttivi.

In tal caso è possibile effettuare l'aggiornamento del valore stimato mediante l'utilizzo di numeri indici.

Nella fattispecie per l'aggiornamento dei valori sono stati utilizzati i numeri indice (indice ISTAT del costo di costruzione) che misurano le variazioni del costo di costruzione nel settore residenziale a partire da un anno di riferimento.

L'indice è il rapporto tra il prezzo del bene considerato in un dato periodo e il prezzo dello stesso bene in un periodo detto periodo base, moltiplicato per 100.

Per aggiornare il costo storico si applica la seguente formula:

$$C_a = (C_s \times I_a) / I_s \quad [5]$$

in cui:

- $C_a$  è il costo aggiornato;
- $C_s$  è il costo storico;
- $I_a$  è il numero indice riferito al mese di aggiornamento;
- $I_s$  è l'indice storico.

Di norma vengono utilizzati gli indici forniti dall'ISTAT; questi possono riguardare il costo di costruzione di un fabbricato residenziale, quello di un capannone o quello di un tronco stradale.

L'indice del costo di costruzione di un fabbricato residenziale misura le variazioni dei costi diretti, ovvero quelli relativi ai materiali, alla mano d'opera e ai trasporti e noli. Sono esclusi il costo dell'area, quello della progettazione, della direzione lavori, i costi di anticipazione dei capitali, l'utile d'impresa e i costi di allacciamento per determinati servizi.

Sono inoltre forniti gli indici generali che sono aggregati in indici di gruppo (materiali, mano d'opera, trasporto e noli), di categoria (inerti, leganti, laterizi ecc.), ed elementari.

L'indice generale nazionale è costruito come sintesi degli indici di gruppo.

## 7.2 Il computo metrico

La stesura del computo metrico estimativo richiede lo svolgimento di due operazioni: l'analisi dei prezzi unitari e il computo metrico.

L'analisi dei prezzi consiste nell'individuazione, nell'ambito delle lavorazioni elementari, dei fattori produttivi che concorrono alla produzione dei singoli elementi e nella definizione dei prezzi unitari dei diversi fattori.

Il Computo Metrico consta di due livelli, quello di classificazione e quello di quantificazione; ovvero si classificano gli elementi costruttivi componenti l'opera in riferimento alle lavorazioni e si esprime successivamente la quantità di ciascuna lavorazione.

Il computo metrico è uno strumento di notevole importanza sia per il committente, sia per l'appaltatore.

Il committente infatti lo può utilizzare per programmare in maniera precisa gli investimenti e valutare le offerte formulate dalle imprese.

L'appaltatore utilizza il computo metrico prima e durante l'esecuzione dell'opera. I dati del computo vengono utilizzati nelle fasi di ordinazione dei materiali o di contabilità e le loro variazioni vagliate durante l'avanzamento dei lavori e in sede consuntiva.

Il computo metrico estimativo si differenzia a seconda che le opere siano compensate a corpo o a misura.

Le opere a corpo prevedono la determinazione di un compenso fisso per l'esecuzione completa dei lavori. In questo caso, il computo metrico può essere assunto sia come base contrattuale per il calcolo della retribuzione dell'impresa, sia come strumento di controllo dei costi ad uso del committente.

Le opere a misura si compensano sulla base di prezzi unitari stabiliti per le singole categorie di opere; in questo caso i pagamenti saranno effettuati sulle misurazioni delle quantità di opere effettivamente realizzate. La definizione dei compensi si basa sull'elenco dei prezzi unitari che deve essere accettato da entrambe le parti.

Nei costi di costruzione di un bene edilizio vanno poi considerate altre due categorie di lavori: i lavori in economia per i quali mano d'opera, noleggi e trasporti vengono compensati separatamente e i lavori a percentuale per i quali il compenso è stabilito in funzione dell'importo a cui si riferiscono.

Nel computo metrico estimativo possono trovare spazio alcuni costi aggiuntivi riferibili a costi stimati in via provvisoria relativi a opere non definite nel dettaglio e per le quali si



prevede un importo provvisorio, costi per subappalti e subforniture per lavorazioni specifiche, accantonamento per eventuali varianti in corso d'opera e imprevisti.

### *7.2.1 Classificazione degli elementi costruttivi*

Il sistema costruttivo può essere classificato in parti corrispondenti ai materiali, opere, lavorazioni ed elementi costruttivi che concorrono in maniera diretta a determinare i costi.

Nel procedimento di stima analitica dei costi di costruzione, la classificazione degli elementi di un edificio permette di associare alla descrizione qualitativa di un prodotto edilizio la sua precisa quantificazione.

La classificazione può essere di due tipi:

- la classificazione per funzioni;
- la classificazione per materiali e lavorazioni.

La classificazione per funzioni UNI 8290 è basata sul “sistema tecnologico”; si articola infatti in classi di unità tecnologiche e ed elementi tecnici. L'unità tecnologica è il “raggruppamento di funzioni, compatibili tecnologicamente, necessarie per l'ottenimento di prestazioni prestabilite”.

Tuttavia le funzioni degli elementi tecnici si riflettono sui costi in maniera indiretta, pertanto tale classificazione non si adatta a procedimenti di computazione estimativa. Un'ulteriore problematica nell'utilizzo di tale classificazione deriva dalla coesistenza, nelle singole classi di elementi o di categorie di lavoro diverse, che possono per esempio essere svolte da figure diverse nell'ambito del cantiere.

La classificazione per materiali e lavorazioni fa invece riferimento all'organizzazione del cantiere edile.

Le opere sono raggruppate sulla base delle categorie di lavoro collegate ai singoli operatori che intervengono nel processo. Tale tipologia di classificazione è adottata nei prezziari delle Camere di Commercio o del Ministero LLPP.

Si riporta di seguito lo schema generale di classificazione per materiali e lavorazioni adottato per la stesura del computo metrico in questa tesi:

**Tabella 7.1:** *Classificazione per materiali e lavorazioni.*

Opere	Categorie di lavoro
<i>I. Opere da imprenditore edile</i>	I.1 Demolizioni
	I.2 Scavi e trasporti alle discariche
	I.3 Calcestruzzi, acciaio per cementi armati e casseri
	I.4 Murature e tavolati di mattoni e conglomerati
	I.5 Solai
	I.6 Soffittature
	I.7 Intonaci
	I.8 Isolanti e coibenti
	I.9 Tetti e coperture
	I.10 Tubi e canne
	I.11 Caldane, vespai e sottofondi
	I.12 Pavimenti
	I.13 Rivestimenti interni ed esterni
	I.14 Posa in opera, assistenze murarie
<i>II. Opere complementari</i>	II.1 Opere da lattoniere
	II.2 Opere da falegname
	II.3 Opere da fabbro
	II.4 Opere da vetraio
	II.5 Opere da verniciatore
<i>III. Impianti tecnologici</i>	III.1 Impianto idrosanitari
	III.2 Impianto del gas
	III.3 Impianto elettrico
	III.4 Impianto di produzione del calore
	III.5 Impianto di condizionamento
	III.6 Impianto di comunicazione
	III.7 Impianto di elaborazione elettronica
	III.8 Impianto antincendio
	III.9 Impianto di smaltimento rifiuti e fognatura
	III.10 Impianto ascensori
	III.11 Impianto di controllo e sicurezza

### *7.2.2 Gli articoli o voci di capitolato*

Le voci o articoli sono gli oggetti o le parti convenzionali a base della misurazione.

Nella determinazione dell'articolo è fondamentale la definizione delle caratteristiche dell'elemento da associare alla quantità misurata. Nel confronto economico tra prodotti simili risulta, infatti, importante una valutazione qualitativa del prodotto. In generale gli articoli sono costituiti da tre parti:

- descrizione;
- quantità;
- unità di misura.

La descrizione definisce con precisione l'oggetto della misurazione.

### *7.2.3 Norme di misurazione*

Le convenzioni adottate per le procedure di misurazione devono consentire l'omogeneità e l'oggettività della misurazione, permettendo di collegarla al listino dei prezzi stabiliti per i singoli elementi.

Per ciascun articolo le convenzioni devono stabilire la grandezza geometrica o fisica con cui l'articolo viene misurato, l'unità di misura adottata e la descrizione delle modalità di misurazione.

I principi di misurazione utilizzati dai progettisti si devono collegare alle modalità con cui la componente viene commercializzata. Tali norme vanno solitamente incluse nel capitolato speciale o nel contratto d'appalto, sintetizzando per ciascun articolo ciò che si intende escluso e ciò che si intende incluso nei singoli lavori misurati.

### *7.2.4 Determinazione dei prezzi unitari*

Il prezzo unitario di una qualsiasi categoria di lavoro è il risultato della somma di singoli fattori di produzione in cui la medesima categoria si suddivide.

Il prezzo unitario può essere determinato in via sintetica attingendo ai prezzi degli elementi costruttivi pubblicati periodicamente a cura delle camere di commercio, da organismi professionali o enti, o mediante procedimento analitico attraverso la cosiddetta analisi dei prezzi.

Quando si utilizza il procedimento sintetico per la determinazione dei prezzi delle singole voci del computo, si deve ricordare che i prezzi utilizzati sono prezzi medi riferiti a dimensioni

aziendali, condizioni di accessibilità, organizzazione e dimensione del cantiere più probabilmente riscontrabili nel mercato. Per utilizzare i valori che i prezzari riportano, è quindi necessario valutare la corrispondenza tra le condizioni dell'opera oggetto di stima e la media di mercato. In alcune pubblicazioni sono infatti dichiarate le condizioni generali e le dimensioni di appalto a cui si riferiscono i prezzi. Precisano inoltre l'incidenza di mano d'opera, materiali, trasporti e noli sui prezzi unitari, consentendo quindi al progettista di apportare delle correzioni per tenere conto delle specifiche circostanze oggetto di stima. Si deve inoltre considerare che tali prezzi unitari comprendono già i costi d'impianto e gestione del cantiere, le spese generali e l'utile d'impresa.

#### *7.2.4.1 Analisi dei prezzi*

I fattori produttivi, che intervengono nel processo di realizzazione dell'opera, sono: la mano d'opera, i materiali, il trasporto e i noli. Essi costituiscono gli elementi di costo delle singole analisi.

I prezzi elementari di costo della manodopera edile comprendono la retribuzione, i contributi e gli oneri gravanti sulla stessa. Le categorie salariali edili sono: operaio specializzato, operaio qualificato e operaio comune.

I prezzi elementari di costo dei materiali comprendono il costo d'acquisto, l'IVA, il trasporto al cantiere, lo scarico, l'accatastamento, il ricovero in magazzino, lo sfrido. I materiali per l'edilizia si classificano in: inerti, leganti, laterizi, legnami, materiali ferrosi, manufatti cementizi o misti, materiali ceramici, manufatti vinilici, isolanti coibenti, impermeabilizzanti idrofughi, combustibili – carburanti - lubrificanti.

I prezzi di costo dei noleggi comprendono le spese di carico e scarico, trasporto al e dal cantiere, il normale sfrido, deperimento e ammortamento comprese le spese di manodopera e quelle vive per il funzionamento nel caso di macchinari.

I prezzi del trasporto comprendono le spese di manodopera, le spese vive, il normale deperimento e ammortamento.

Le spese generali si suddividono in: spese di gestione aziendale, imposte e tasse varie, interessi passivi e spese per fidi e anticipazioni di denaro, spese per il personale tecnico ed amministrativo, spese di impianto e gestione generale del cantiere. L'incidenza delle spese generali varia tra il 12% e il 18%. Nel caso in cui l'imposta di registro sia invece a carico dell'impresa la percentuale di incidenza varia tra il 16% e il 22%.

L'utile d'impresa oscilla tra il 10% e il 15%.

Secondo la legge n. 741 del 10/12/1981 si può assumere per le spese generali una percentuale del 15% e per l'utile d'impresa il 10% sul totale.

#### *7.2.4.2 Realizzazione dell'elenco prezzi*

Le voci dell'elenco prezzi possono essere organizzate nel modo seguente:

- manodopera;
- materiali;
- noleggi e trasporti;
- spese generali;
- utile d'impresa.

Se il calcolo dei lavori è effettuato a corpo, le spese generali e l'utile d'impresa vanno aggiunti al costo netto totale dell'opera. I prezzi così ottenuti faranno parte della categoria di lavorazioni "lavori e opere compiute".

### **7.3 Redazione del Computo Metrico Estimativo per i Sistemi Nidyon, IN.NOVA e Tradizionale**

I computi metrici redatti per il Sistema costruttivo prefabbricato Nidyon, per il Sistema costruttivo prefabbricato IN.NOVA e quello redatto per il caso di edilizia tradizionale sono stati ottenuti mediante il procedimento di stima analitico – ricostruttivo.

Si tratta di computi metrici volti a determinare il costo di realizzazione delle strutture portanti per un'abitazione residenziale tipo sviluppata su due piani. A tale scopo sono state computate le lavorazioni necessarie alla realizzazione delle strutture di fondazione, delle strutture verticali e orizzontali portanti, compresi i rivestimenti e/o tamponamenti che consentono di ottenere una struttura allo stato grezzo. Ciò significa che non sono state considerate le lavorazioni di finitura, quali intonacature e pavimentazioni, e l'impiantistica. Non sono inoltre state conteggiate le spese di cantierizzazione, in quanto tali costi sono uguali nei tre casi considerati. Nei computi realizzati non sono stati considerati né gli oneri per la sicurezza in cantiere e le imposte.

Il programma utilizzato per la compilazione dei computi è Primus – DCF.

I prezzi utilizzati sono stati ricavati dal Prezzario della Regione Veneto, o da prezzari forniti per il programma Primus. Tra vari prezzari di Primus sono stati utilizzati quello di Vicenza, quello di Venezia e quello per le Nuove Costruzioni del Nord Italia. I prezzi forniti dai

prezzari sono comprensivi delle seguenti voci: manodopera, materiali, trasporto e noli, spese generali, utile d'impresa.

Alcuni prezzi, riguardanti in modo specifico la tecnologia propria dei sistemi prefabbricati considerati, sono stati forniti direttamente dalle aziende produttrici; alcuni di questi prezzi comprendono tutte le voci che l'analisi dei prezzi considera. Per alcune componenti invece è stato fornito dalle aziende unicamente il prezzo del medesimo componente finito, per cui si è dovuto procedere all'analisi dei prezzi unitari riportata in seguito.

I prezzi forniti dalle aziende produttrici sono aggiornati al mese di agosto 2013; ciò ha comportato la necessità di aggiornare i prezzi ricavati dai prezzari a cui ci si è riferiti. Il Prezzario della Regione Veneto è stato redatto nel 2011, quello di Vicenza nel 2012, quello di Venezia nel 2013 e quello per le Nuove Costruzioni del Nord Italia risale al 2010. Per aggiornare il costo di ciascuna delle voci riportate nei computi metrici per i tre sistemi costruttivi, sono stati utilizzati gli indici generali nazionali ISTAT per il costo di costruzione di un fabbricato residenziale con base annua 2010; utilizzando la formula [5] si è ottenuto così il costo complessivo di costruzione per ognuno dei tre sistemi aggiornato ad agosto 2013.

Nel computo metrico stilato si possono individuare le voci tipo "11E.00.00" ricavate dal Prezzario della Regione Veneto; le voci tipo "101.00.0.000" ricavate dal prezzario per le Nuove Costruzioni nel Nord Italia; le voci tipo "01.00.00.00" del prezzario di Vicenza e le voci tipo "F(P) 1.00.000.00" del prezzario di Venezia.

### *7.3.1 Organizzazione del computo metrico estimativo*

Le lavorazioni considerate per ciascuna tecnologia costruttiva sono state suddivise secondo lo schema generale di classificazione per materiali e lavorazioni.

Le suddette lavorazioni sono quindi state dapprima suddivise, nel programma di compilazione del computo, secondo le Super Categorie:

- Materiali e Opere Edili;
- Opere Edili;
- Opere in ferro;
- Opere in legno;
- Opere di difesa del suolo.

Successivamente sono state suddivise secondo le Categorie:

- Scavi;
- Reinterri;
- Trasporti e conferimenti in discarica;
- Aggottamenti e Protezione Scavi;
- Calcestruzzi – Acciaio – Casseri;
- Solai;
- Edilizia Prefabbricata;
- Murature;
- Vespai e massetti;
- Impermeabilizzazioni – Isolamenti;
- Opere in cartongesso;
- Drenaggi – Terre rinforzate – Geotessuti;
- Tetti: orditure portanti e secondarie.

### *7.3.2 Analisi dei prezzi unitari*

Nel caso del Sistema Costruttivo Nidyon è stata eseguita l'analisi dei prezzi unitari per gli elementi prefabbricati propri del sistema, ovvero per il pannello doppio portante NYD e per il pannello solaio NYF.

Si considerano le seguenti:

- i pannelli assemblati in stabilimento;
- la manodopera;
- il trasporto;
- armatura aggiuntiva;
- l'utile d'impresa;
- le spese generali.

#### *La manodopera*

Si considera una squadra di quattro persone: un carpentiere il cui costo è di 29,51 €/h e tre operai comuni il cui costo è pari a 24,96 €/h.

Il costo della manodopera medio risulta pari a 26,10 €/h.

Le tempistiche di messa in opera sono dell'ordine di 1 m<sup>2</sup>/45 minuti.

Il costo della manodopera a m<sup>2</sup> risulta quindi dal prodotto del costo/h per 0,75 ed è pari a 19,57 €/m<sup>2</sup>.

#### *Il trasporto*

Il costo di trasporto di un bilico è pari a 300 €.

Per il trasporto degli elementi si utilizzano bilici di dimensioni 13,6x2,4x2,6 m.

Il volume complessivo trasportabile risulta pari a 84,86 m<sup>3</sup>.

Il volume totale diviso per lo spessore di ingombro dei pannelli portanti NYD pari a 30 cm fornisce i m<sup>2</sup> di pannelli trasportabili per ogni bilico, ovvero 282,88 m<sup>2</sup>. Il costo di trasporto a m<sup>2</sup> risulta pari a 1,06 €/m<sup>2</sup>.

Si prevedono 3 Kg di armatura integrativa per m<sup>2</sup> per un costo di 3 €/ m<sup>2</sup>.

*L'utile di impresa* è pari al 10% dei costi complessivi sopra riportati.

Il costo delle *spese generali* è pari al 15% dei costi complessivi ottenuti dalle voci pannelli assemblati in stabilimento, manodopera, trasporto e armatura integrativa.

**Tabella 7.2:** *Analisi dei prezzi unitari per il pannello portante doppio NYD.*

	€/m <sup>2</sup>
Pannello doppio NYD	58,50
Manodopera	19,57
Trasporto	1,06
Armatura aggiuntiva	3
TOTALE	82,13
Spese generali	12,32
TOTALE	94,45
Utile d'impresa	9,445
TOTALE	103,9

Nel caso dei pannelli solaio NYF variano il costo dell'elemento prefabbricato e quello del trasporto.

Infatti il volume totale diviso per lo spessore di ingombro dei pannelli solaio NYF pari a 26 cm fornisce i m<sup>2</sup> di pannelli trasportabili per ogni bilico, ovvero 326,38 m<sup>2</sup>. Il costo di trasporto a m<sup>2</sup> risulta pari a 0,92 €/m<sup>2</sup>.



**Tabella 7.3:** *Analisi dei prezzi unitari per il pannello solaio NYF.*

	€/m <sup>2</sup>
Pannello solaio NYF	62
Manodopera	19,57
Trasporto	0,92
Armatura aggiuntiva	3
TOTALE	85,49
Spese generali	12,82
TOTALE	98,31
Utile d'impresa	9,831
TOTALE	108,14

Per il Sistema Costruttivo IN.NOVA si è compiuta una analisi dei prezzi unitari per gli elementi componenti la struttura in acciaio, sulla base di dati economici forniti da un'azienda produttrice.

**Tabella 7.4:** *Analisi dei prezzi unitari il teliao in acciaio del sistema IN.NOVA.*

	€/ton
Materiale	700
Lavorazione materiale	300
Costi controlli in stabilimento	40
Trasporto degli elementi	60
Mano d'opera	40
Zincatura a caldo UNI1461	300
TOTALE	1440
Spese generali	216
TOTALE	1656
Utile d'impresa	165,6
TOTALE	1821,6
€/Kg	1,9

### 7.3.3 Aggiornamento del costo di costruzione

Assunto l'indice generale ad agosto 2013  $I_a = 106,2$  su base 2010=100, si sono individuati gli indici storici corrispondenti al mese di agosto per gli anni precedenti:  $I_S(2010) = 100,5$ ;  $I_S(2011) = 103,4$ ;  $I_S(2012) = 105,3$ . Noto inoltre il costo storico  $C_S$  è stato calcolato il costo attualizzato secondo la formula [5] del paragrafo 8.2.

I costi delle voci evidenziate nelle Tabelle 7.5, 7.7, 7.9 non sono stati aggiornati poiché risalgono al mese di agosto 2013, mese rispetto al quale si aggiornano i prezzi ricavati in anni precedenti.

**Tabella 7.5:** Costi aggiornati delle singole lavorazioni.

Computo Metrico - Sistema Nidyon							
Aggiornamento dei costi ad Agosto 2013							
Voce n.	Lavorazione	Unità tecnologica	Anno	Cs	Ia	Is	Ca
1	Scavo	Fondazioni	2011	340	106,2	103,4	349,2
2	Scavo	Fondazioni	2011	552,83	106,2	103,4	567,45
3	Trasporto in discarica	Fondazioni	2011	489,94	106,2	103,4	503,1
4	Aggottamento	Fondazioni	2011	950	106,2	103,4	975,73
5	Vespaio	Fondazioni	2012	1305	106,2	105,3	1316,25
6	Geotessuto	Fondazioni	2011	4236,74	106,2	103,4	4351,34
7	Polietilene	Fondazioni	2011	265,5	106,2	103,4	272,25
8	Magrone 10+3 cm	Fondazioni	2011	2430,68	106,2	103,4	2496,49
9	Pannello in bentonite	Fondazioni	2012	2452,5	106,2	105,3	2472,75
10	Casseforme	Fondazioni	2011	968,48	106,2	103,4	994,79
11	Getto in conglomerato	Fondazioni	2011	10950,02	106,2	103,4	11246,45
12	Armatura di fondazione	Fondazioni	2011	4296,33	106,2	103,4	4418,21
13	Massetto isolante	Fondazioni	2011	3449,78	106,2	103,4	3543,26
14	Pannello doppio Nidyon	Strutture elevazione	2013	35533,8	106,2	-	35533,8
15	Getto in conglomerato	Strutture elevazione	2011	6416,6	106,2	103,4	6590,51
16	Pannello solaio Nidyon	Orizzontamenti	2013	24223,36	106,2	-	24223,36
17	Sovraprezzo conglomerato	Strutture elevazione	2011	327,29	106,2	103,4	336,02
18	Sovraprezzo conglomerato	Strutture orizzontali	2011	475,25	106,2	103,4	487,91
19	Getto in conglomerato	Orizzontamenti	2011	7284,82	106,2	103,4	7482,09
20	Materassino lana di roccia	Rivestimenti	2010	3940,14	106,2	100,5	4163,61
21	Massetto cementizio	Fondazioni	2011	3806,79	106,2	103,4	3910,43
22	Controtelaio	Strutture elevazione	2010	852,39	106,2	100,5	900,9
23	Posa controtelaio	Strutture elevazione	2012	965,36	106,2	105,3	973,72
24	Perlite	Copertura	2012	750	106,2	105,3	756,42
25	Orditura secondaria lignea	Copertura	2013	764,38	106,2	-	764,38
26	Getto in conglomerato	Strutture orizzontali	2011	261,8	106,2	103,4	268,89
27	Getto in conglomerato	Strutture orizzontali	2011	810,09	106,2	103,4	832,04
28	Tavolato ligneo	Copertura	2011	285,57	106,2	103,4	293,27
29	Puntellature	Casseforme	2011	1559,37	106,2	103,4	1601,6
30	Barriera al vapore	Rivestimenti	2011	313,59	106,2	103,4	322,08
TOTALE				121719,8			122949,3

A titolo esemplificativo, si considera la voce 1 e si applica la formula [5] per aggiornare il costo di costruzione storico:

$$C_a = (340 * 106,2) / 103,4 = 349,2 \text{ €}.$$

Tale procedimento è stato eseguito per tutte le voci riportate nelle Tabelle 7.5, 7.7, 7.9; i costi aggiornati per le singole voci sono stati poi utilizzati nella compilazione dei computi metrici redatti per i tre sistemi costruttivi.

**Tabella 7.6:** Unità tecnologiche comprese nelle lavorazioni di cui alle voci 16, 18 e 19.

Nidyon - Orizzontamenti - Parziali		
Voce	Unità tecnologiche	Ca
16	Solaio	12219,82
	Copertura	12003,54
18	Solaio	190,44
	Copertura	189
19	Solaio	3774,45
	Copertura	3707,64

**Tabella 7.7:** Costi aggiornati delle singole lavorazioni.

Computo Metrico - Sistema In.nova							
Aggiornamento dei costi ad Agosto 2013							
Voce n.	Lavorazione	Unità tecnologica	Anno	Cs	Ia	Is	Ca
1	Scavo	Fondazioni	2011	339,99	106,2	103,4	349,2
2	Scavo	Fondazioni	2011	764,98	106,2	103,4	785,7
3	Trasporto discarica	Fondazioni	2011	678,23	106,2	103,4	696,6
4	Aggottamenti	Fondazioni	2011	950,00	106,2	103,4	975,73
5	Vespaio	Fondazioni	2012	1696,63	106,2	105,3	1711,13
6	Geotessuto	Fondazioni	2011	3739,05	106,2	103,4	3840,30
7	Polietilene	Fondazioni	2011	229,73	106,2	103,4	235,95
8	Magrone 10+3 cm	Fondazioni	2011	2106,48	106,2	103,4	2163,52
9	Pannello con bentonite	Fondazioni	2012	2124,89	106,2	105,3	2143,05
10	Getto conglomerato	Fondazioni	2011	20251,43	106,2	103,4	20799,82
11	Armatura fondazione	Fondazioni	2011	2882,55	106,2	103,4	2960,61
12	Massetto alleggerito	Fondazioni	2011	1200,34	106,2	103,4	1232,84
13	Massetto isolante	Fondazioni	2011	3449,84	106,2	103,4	3543,26
14	Massetto cementizio	Fondazioni	2011	3807,33	106,2	103,4	3910,43
15	Pannelli in laterizio	Tamponamenti	2013	2850	106,2	-	2850,0
16	Orditura portante lignea	Copertura	2011	7687,01	106,2	103,4	7895,17
17	Tavolato ligneo	Copertura	2011	1397,61	106,2	103,4	1435,46
18	Pannelli Xlam	Solaio	2013	14311,2	106,2	-	14311,2
19	Perlite sciolta	Copertura	2012	750,01	106,2	105,3	756,42
20	Materassino lana di roccia	Rivestimenti	2010	3940,14	106,2	100,5	4163,61
21	Orditura secondaria lignea	Copertura	2013	674,46	106,2	-	674,46
22	Travi in acciaio HE200 - 220	Telaio in acciaio	2013	39499	106,2	-	39499
23	Travi in acciaio HE 140 - 180	Telaio in acciaio	2013	3675,51	106,2	-	3675,51
24	Travi UPN	Telaio in acciaio	2013	707,26	106,2	-	707,26
25	Barriera al vapore	Rivestimenti	2011	322,58	106,2	103,4	331,32
26	Rivestimento interno	Rivestimenti	2012	11112	106,2	-	11112
27	Controventi	Strutture elevazione	2013	430,41	106,2	-	430,41
28	Rivestimento esterno	Rivestimenti	2013	15600	106,2	-	15600
39	Sfridi	Telaio in acciaio	2013	4465	106,2	-	4465
30	Profilo tubolare	Strutture elevazione	2012	27,79	106,2	105,3	28,03
TOTALE				151671,47			153283,89

**Tabella 7.8:** Unità tecnologiche comprese nelle lavorazioni di cui alle voci 24, 25 e 26.

IN.NOVA - Telaio in acciaio - Parziali		
Voci	Unità tecnologiche	Ca
22	Strutture in elevazione	19182,02
	Strutture orizzontali	12199,6
	Strutture di copertura	8117,37
23	Strutture verticali	1519,81
	Strutture orizzontali	2155,7
24	Strutture orizzontali	66,88
	Strutture di copertura	640,38

**Tabella 7.9:** Costi aggiornati delle singole lavorazioni.

Computo Metrico - Edilizia tradizionale							
Aggiornamento dei costi ad Agosto 2013							
Voce n.	Lavorazione	Unità tecnologica	Anno	Cs	Ia	Is	Ca
1	Scavo	Fondazioni	2011	340,2	106,2	103,4	349,2
2	Scavo	Fondazioni	2011	552,83	106,2	103,4	567,45
3	Trasporto in discarica	Fondazioni	2011	489,94	106,2	103,4	503,1
4	Aggottamenti	Fondazioni	2011	950	106,2	103,4	975,73
5	Vespaio	Fondazioni	2012	1305	106,2	105,3	1316,25
6	Geotessuto	Fondazioni	2011	4236,74	106,2	103,4	4352,34
7	Polietilene	Fondazioni	2011	265,5	106,2	103,4	272,25
8	Magrone 10+3 cm	Fondazioni	2011	2430,68	106,2	103,4	2496,49
9	Pannello con bentonite	Fondazioni	2012	2452,5	106,2	105,3	2472,75
10	Casseforme	Fondazioni	2011	968,48	106,2	103,4	994,79
11	Getto conglomerato	Fondazioni	2011	10950,02	106,2	103,4	11246,45
12	Armatura fondazione	Fondazioni	2011	4296,33	106,2	103,4	4418,21
13	Massetto isolante	Fondazioni	2011	3449,78	106,2	103,4	3551,04
14	Muratura portante	Struttura in elevazione	2011	23016,6	106,2	103,4	23639,9
15	Solaio a travetti prefabbricati	Orizzontamenti	2011	19310,1	106,2	103,4	19834,4
16	Materassino lana di roccia	Rivestimenti	2010	11324,5	106,2	100,5	11965,69
17	Massetto cementizio	Fondazioni	2011	3806,79	106,2	103,4	3910,43
18	Perlite	Copertura	2012	750	106,2	105,3	756,42
19	Orditura secondaria lignea	Copertura	2013	764,38	106,2	-	764,38
20	Getto conglomerato	Strutture orizzontali	2011	261,8	106,2	103,4	268,89
21	Getto conglomerato	Strutture orizzontali	2011	810,09	106,2	103,4	832,04
22	Tavolato ligneo	Copertura	2011	285,57	106,2	103,4	293,27
23	Cappotto lana di roccia	Rivestimenti	2013	13680	106,2	-	13680
TOTALE				106697,8			109461,47

**Tabella 7.10:** *Unità tecnologiche comprese nelle lavorazioni di cui alle voci 15.*

Tradizionale - Orizzontamenti - Parziali		
Voce	Unità tecnologiche	Ca
15	Solaio	8792,21
	Copertura	11042,18

Al totale ottenuto per il Sistema tradizionale si deve aggiungere un 10% poiché non si prevede un modello statico e sismico, tenendo così conto di armatura aggiuntiva delle travi e travetti, armatura e getto del cordolo e presenza in punti critici di pilastri gettati in opera. Il totale finale risulterà quindi pari a 120407,62 €.

#### **7.4 Comparazione dei costi di realizzazione delle strutture con una tipologia edilizia tipo**

Il Bollettino Prezzi Tipologie Edilizie (Prezzario DEI d'ora in avanti) fornisce una documentazione informativa sui costi per opere compiute relative a una serie di edifici a diversa destinazione.

I costi riportati nel manuale sono costi di costruzione comprensivi delle spese generali e dell'utile di impresa, oltre che dei costi di manodopera e trasporto.

Si è deciso di confrontare i costi complessivi ottenuti dai tre computi metrici con i costi noti di una tipologia edilizia tipo, simile per quanto riguarda caratteristiche compositivo – architettoniche e tecnologiche all'abitazione tipo a cui si è fatto riferimento in questa tesi, per poterla confrontare sotto il profilo economico.

La tipologia scelta all'interno del prezzario DEI appartiene alla categoria A corrispondente "all'edilizia residenziale di tipo medio e di pregio", ed è la tipologia A5 definita come "Villa singola di pregio". E' stata scelta perché meglio si avvicina all'abitazione tipo proposta nel progetto "Green Housing" in quanto a superficie calpestabile e volumetrie; è inoltre simile, dal punto di vista strutturale, all'abitazione tipo realizzata secondo le tecniche costruttive tradizionali.

Il costo complessivo della villa singola di pregio risulta pari a 1366,00 €/m<sup>2</sup> e comprende la realizzazione di strutture, finiture e impianti. Per poter stabilire un confronto corretto è necessario però prendere in considerazione solo quelle lavorazioni che riguardano la realizzazione delle strutture della villa di pregio, così come è stato fatto nella stesura dei

computi metrici per i tre sistemi costruttivi già sopra menzionati. Tra le diverse classi di lavorazioni che caratterizzano la tipologia A5, sono state considerate le seguenti:

- Scavi – reinterri;
- Opere strutturali in c.a.;
- Murature e tavolati;
- Sottofondi/Massetti/Vespai;
- Coperture.

Il manuale utilizzato è stato pubblicato nel 2010; ciò comporta la necessità di aggiornare ad agosto 2013 i costi delle lavorazioni per la villa di pregio, per poterli successivamente confrontare con i costi ottenuti nei computi metrici.

**Tabella 7.11:** Costi storici e aggiornati per la tipologia edilizia “Villa di pregio” A5, prezario DEI.

Villa di pregio: 239 mq	Anno	Cs	Ia	Is	Ca
1- Scavi - reinterri	2010	4963	106,2	100,5	5244,484
2- Opere strutturali in c.a.	2010	59583	106,2	100,5	62962,33
3- Murature e tavolati	2010	44270	106,2	100,5	46780,84
4- Sottofondi/ Massetti/ Vespai	2010	6888	106,2	100,5	7278,663
5- Coperture/ impermeabilizzazioni	2010	39504	106,2	100,5	41744,53

Per poter facilitare il confronto, si collocano le categorie di lavorazioni elencate nel paragrafo 7.3.1, ed utilizzate nella stesura dei computi metrici con il programma Primus, all'interno delle classi di lavorazioni utilizzate nel DEI.

- |                                    |   |
|------------------------------------|---|
| 1- Scavi - reinterri:              | a) scavi                                    |
|                                    | b) reinterri                                |
|                                    | c) trasporti e conferimenti in discarica    |
|                                    | d) aggettamenti - protezione scavi          |
| 2- Opere strutturali in c.a.:      | e) calcestruzzi - acciai - casseri          |
| 3- Murature e tavolati:            | f) murature                                 |
|                                    | g) solai                                    |
|                                    | h) opere in cartongesso                     |
| 4- Sottofondi/ Massetti/ Vespai:   | i) drenaggi - terre rinforzate - goetessuti |
|                                    | j) vespai – massetti                        |
| 5- Coperture/ impermeabilizzazioni | k) tetti: orditure portanti e secondarie    |
|                                    | l) impermeabilizzazioni - isolamenti        |

Per i sistemi costruttivi prefabbricati vi è inoltre la voce "Edilizia Prefabbricata" che riguarda le lavorazioni di montaggio, in cantiere, di elementi prefabbricati in stabilimento; tale voce viene anche identificata con il codice "EP". Per semplificazione tale voce può essere inclusa nella classe "Murature e tavolati".

Si riportano a seguito tre tabelle in cui le lavorazioni a cui ci si è riferiti nella stesura del computo metrico con il programma Primus vengono riunite nelle cinque classi di lavorazioni individuate nel manuale per la tipologia edilizia A5. Si riportano inoltre, per ciascuna lavorazione, i costi attualizzati.



**Tabella 7.12:** Riclassificazione delle categorie di lavorazione del programma Primus secondo il prezzo DEI.

Computo Metrico - Sistema Nidyon				
Voce n.	Primus DCF		DEI	Ca
	Super Categoria	Categoria	Lavorazioni	
1	Opere Edili	a	1	349,2
2	Opere Edili	a	1	567,45
3	Opere Edili	c	1	503,1
4	Opere Edili	d	1	975,73
5	Materiali Opere Edili	j	4	1316,25
6	Opere difesa suolo	i	4	4351,34
7	Opere Edili	l	5	272,25
8	Opere Edili	e	2	2496,49
9	Materiali Opere Edili	l	5	2472,75
10	Opere Edili	e	2	994,79
11	Opere Edili	e	2	11246,45
12	Opere Edili	e	2	4418,21
13	Opere Edili	l	5	3543,26
14	Opere Edili	EP	3	35533,8
15	Opere Edili	e	2	6590,51
16	Opere Edili	EP	3	24223,36
17	Opere Edili	e	2	336,02
18	Opere Edili	e	2	487,91
19	Opere Edili	e	2	7482,09
20	Opere Edili	l	5	4163,61
21	Opere Edili	j	4	3910,43
22	Opere Edili	e	2	900,9
23	Opere Edili	e	2	973,72
24	Materiali Opere Edili	l	5	756,42
25	Opere in legno	k	5	764,38
26	Opere Edili	e	2	268,89
27	Opere Edili	e	2	832,04
28	Opere in legno	k	5	293,27
29	Opere Edili	l	5	1601,6
30	Opere Edili	l	5	322,08
			TOTALE	122949,3

**Tabella 7.13:** Riclassificazione delle categorie di lavorazione del programma Primus secondo il prezzo DEI.

Computo Metrico - Sistema In.nova				
Voce n.	Primus DCF		DEI	Ca
	Super Categoria	Categoria	Lavorazioni	
1	Opere edili	a	1	349,2
2	Opere edili	a	1	785,7
3	Opere edili	c	1	696,6
4	Opere edili	d	1	975,73
5	Materiali Opere Edili	j	4	1711,13
6	Opere difesa suolo	i	4	3840,30
7	Opere edili	l	5	235,95
8	Opere edili	e	2	2163,52
9	Materiali Opere Edili	l	5	2143,05
10	Opere Edili	e	2	20799,82
11	Opere Edili	e	2	2960,61
12	Opere Edili	e	2	1232,84
13	Opere Edili	j	4	3543,26
14	Opere Edili	j	4	3910,43
15	Opere Edili	f	5	2850,0
16	Opere in legno	k	5	7895,17
17	Opere in legno	k	5	1435,46
18	Opere in legno	g	3	14311,2
19	Materiali Opere Edili	l	5	756,42
20	Opere Edili	l	5	4163,61
21	Opere in legno	k	5	674,46
22	Opere in ferro	EP	3	39499
23	Opere in ferro	EP	3	3675,51
24	Opere in ferro	EP	3	707,26
25	Opere Edili	l	5	331,32
26	Opere Edili	l	5	11112
27	Opere in ferro	EP	3	430,41
28	Opere Edili	l	5	15600
29	Opere in ferro	EP	3	4465
30	Opere in ferro	EP	3	28,03
			TOTALE	153283,89

**Tabella 7.14:** Riclassificazione delle categorie di lavorazione del programma Primus secondo il prezzo DEI.

Computo Metrico - Edilizia tradizionale				
	Primus DCF		DEI	
Voce n.	Super Categoria	Categoria	Lavorazioni	Ca
1	Opere Edili	a	1	349,2
2	Opere Edili	a	1	567,45
3	Opere Edili	c	1	503,1
4	Opere Edili	d	1	975,73
5	Materiali Opere Edili	j	4	1316,25
6	Opere difesa suolo	i	4	4352,34
7	Opere Edili	l	5	272,25
8	Opere Edili	e	2	2496,49
9	Materiali Opere Edili	l	5	2472,75
10	Opere Edili	e	2	994,79
11	Opere Edili	e	2	11246,45
12	Opere Edili	e	2	4418,21
13	Opere Edili	l	5	3551,04
14	Opere Edili	f	3	23639,9
15	Opere Edili	g	3	19834,4
16	Opere Edili	l	5	11965,69
17	Opere Edili	j	4	3910,43
18	Materiali Opere Edili	l	5	756,42
19	Opere in Legno	k	5	764,38
20	Opere Edili	e	2	268,89
21	Opere Edili	e	2	832,04
22	Opere in Legno	k	5	293,27
23	Opere Edili	l	5	13680
			TOTALE	109461,47

Si riporta ora la tabella 7.15 in cui sono riportate le sommatorie parziali dei costi appartenenti a ciascuna delle cinque classi di lavorazioni considerate e le percentuali parziali corrispondenti, calcolate sul totale delle lavorazioni di cui si è tenuto conto.

**Tabella 7.15:** Riclassificazione delle categorie di lavorazione del programma Primus secondo il prezzo DEI.

Classi di lavorazioni	Villa di pregio - DEI		Sistema Nidyon	
	Totale [€]	% sul totale	Totale [€]	% sul totale
1- Scavi - Reinterri	5244,48	3,20	2395,48	1,91
2- Opere strutturali in c.a.	62962,33	38,39	37028,02	31,13
3- Murature e tavolati	46780,84	28,52	59757,16	48,13
4- Sottofondi/ Massetti/ Vespai	7278,66	4,44	9578,02	7,62
5- Coperture - Impermeabilizzazioni	41744,53	25,45	14189,62	11,21
TOTALE	164010,8	100,00	122949,3	100,00

Classi di lavorazioni	Sistema IN.NOVA		Sistema tradizionale	
	Totale [€]	% sul totale	Totale [€]	% sul totale
1- Scavi - Reinterri	2807,23	1,83	2395,48	2,19
2- Opere strutturali in c.a.	27156,79	17,69	20256,87	18,50
3- Murature e tavolati	63166,41	41,2	43474,3	39,72
4- Sottofondi/ Massetti/ Vespai	13005,12	8,48	9579,02	8,75
5- Coperture - Impermeabilizzazioni	47197,44	30,79	33755,8	30,84
TOTALE	153283,89	100,00	109461,47	100,00
maggiorazione per il Sistema tradizionale, come spiegato al paragrafo 8.3.2			120407,62	

Come si può osservare dalla Tabella 7.15, il sistema meno costoso risulterebbe essere il sistema tradizionale. Si può però osservare come il costo totale ottenuto per il suddetto sistema si diversifichi molto dal prezzo complessivo riportato nel prezzo DEI per la villa di pregio realizzata in modo tradizionale. Ciò è dovuto al fatto che il computo è stato redatto sulla base di dati geometrici ricavati dal progetto architettonico di massima, senza aver elaborato un progetto strutturale esecutivo appositamente per il Sistema tradizionale, inserendo alcune soluzioni tecnologiche adottate per l'esecuzione delle strutture tramite gli altri due sistemi costruttivi. Si può quindi stabilire, sulla base di quanto appena detto, che il sistema costruttivo meno costoso risulta essere il Sistema Nidyon. Tale affermazione assume maggiore validità se si considera che, una volta ottenuta la struttura al grezzo, la quantità di

operazioni di finitura e la velocità di realizzazione di esse sono di gran lunga inferiori rispetto al caso in cui si utilizzi il sistema tradizionale. Il sistema costruttivo più costoso risulta essere invece il Sistema IN.NOVA. Tale differenza di costo rispetto al Sistema Nidyon si spiega per la maggiore complessità della struttura che si ottiene con il Sistema IN.NOVA.

Si nota che la maggiore incidenza, in termini percentuali, sui costi di realizzazione della struttura nei quattro casi riportati, corrisponde alle voci 2,3 e 5.

La voce n. 2 “Opere strutturali in c.a.” ha incidenze simili, sul totale dei costi, per i primi due casi; nel caso del sistema tradizionale il valore minore dell’incidenza rispetto ai primi due non è da considerare rilevante poiché non è stato approfondito lo studio del modello strutturale con tale sistema costruttivo. E’ rilevante invece il risultato che si ottiene per il Sistema IN.NOVA, per il quale le opere strutturali in c.a. si limitano alla realizzazione delle fondazioni.

La voce n. 3 “Murature e tavolati”, contenente le lavorazioni “murature”, “solai”, “opere in cartongesso” e la voce “edilizia prefabbricata”, ha valori rilevanti in termini percentuali in particolare per i due sistemi costruttivi prefabbricati Nidyon ed IN.NOVA. Per il Sistema Nidyon si nota che circa la metà del costo totale di realizzazione della struttura è dovuto alla fornitura e messa in opera dei pannelli prefabbricati NYD e NYF, ovvero incide per circa il 50% dei costi l’utilizzo del sistema prefabbricato.

Nel caso del Sistema IN.NOVA, alla voce n. 3 corrisponde il 40% dei costi sostenuti per la realizzazione dell’opera; tale voce comprende, per tale sistema, il telaio in acciaio, i tamponamenti in laterizio prefabbricati e il solaio realizzato con pannelli Xlam. Come nel caso del Sistema Nidyon, anche in questo caso il sistema prefabbricato incide maggiormente sui costi di realizzazione dell’opera.

La voce n. 5 “Coperture / Impermeabilizzazioni” considera le voci “tetti: orditure portanti e secondarie” e “impermeabilizzazioni – isolamenti”; è significativo notare come tale voce abbia un’incidenza minore nel caso del Sistema Nidyon. Infatti tale sistema prevede l’utilizzo di pannelli, a supporto del getto in calcestruzzo, in EPS – RF che svolgono la doppia funzione di cassero a perdere e di coibentazione termica. I costi appartenenti a tale voce, determinati nel computo metrico, comprendono la struttura lignea utilizzata per le falde a copertura di spazi esterni e un ulteriore strato di isolamento termico che si è scelto di posizionare in copertura per ottenere una più alta classe energetica.

La voce n. 5 incide maggiormente nel caso del Sistema IN.NOVA come nei casi di edilizia tradizionale e della Villa di pregio, poiché la struttura che si ottiene necessita anche della

realizzazione di un cappotto esterno. Tale voce, per il sistema suddetto, considera oltre alla realizzazione del cappotto, anche la realizzazione della copertura mediante travi e tavolato lignei.

## 7.5 Tempi di realizzazione

Si delineano brevemente i tempi di realizzazione delle strutture mediante i sistemi costruttivi considerati, confrontandoli con i tempi di realizzazione riportati nel manuale per la villa singola di pregio.

**Tabella 7.16:** *Diagramma di Gantt – Sistema Tradizionale*

Sistema tradizionale	Fondazioni	Strutture vertic. e solai	Strutture vertic. e solai	Strutture vertic. e solai	Coperture e rivestimenti	Finiture - Impianti
Mesi	1	2	3	4	5	6
1- Scavi - reinterri	■					
2- Opere strutturali in c.a.	■	■	■	■		
3- Murature e tavolati		■	■	■		
4- Sottofondi/ Massetti/ Vespai	■					
5- Coperture/ impermeabilizzazioni	■				■	
6- Finiture - Impianti						■

Dalla tabella si evince che la durata complessiva del cantiere risulta essere pari a 6 mesi, mentre il tempo netto necessario alla realizzazione delle strutture e degli impianti è di 5,5 mesi.

**Tabella 7.17:** *Diagramma di Gantt – Sistema Nidyon*

Sistema Nidyon	Fondazioni	Strutture vertic. e solai	Coperture e rivestimenti	Finiture - Impianti	Finiture - Impianti
Mesi	1	2	3	4	6
1- Scavi - reinterri	■				
2- Opere strutturali in c.a.	■	■	STOP		
3- Murature e tavolati		■			
4- Sottofondi/ Massetti/ Vespai	■				
5- Coperture/ impermeabilizzazioni	■		■		
6- Finiture - Impianti				■	■

Per il Sistema Nidyon si può osservare dalla tabella che la durata complessiva del cantiere è pari a 5 mesi e una settimana. Nonostante ciò le lavorazioni si esauriscono nell'arco di un tempo effettivo di 2,75 mesi. In comparazione al Sistema IN.NOVA, è necessario sottolineare

che per il Sistema Nidyon è necessario aspettare i 28 giorni di maturazione del calcestruzzo al termine della completa realizzazione delle strutture; ciò comporta un incremento delle tempistiche di consegna chiavi in mano al committente.

**Tabella 7.18:** *Diagramma di Gantt – Sistema IN.NOVA*

Sistema IN.NOVA	Fondazioni	Strutture vertic. e solai	Rivestimenti Impianti	Rivestimenti Impianti
Mesi	1	2	3	4
1- Scavi - reinterri	■			
2- Opere strutturali in c.a.	■			
3- Murature e tavolati		■		
4- Sottofondi/ Massetti/ Vespai	■			
5- Coperture/ impermeabilizzazioni	■		■	■
6- Finiture - Impianti			■	■

Dalla tabella si evince che il cantiere ha una durata complessiva di 3 mesi e una settimana, mentre le lavorazioni si completano in un arco di tempo effettivo di 2,75 mesi.

Dalle Tabelle 7.16, 7.17 e 7.18 si osserva che le tempistiche di realizzazione delle strutture sono maggiori per l'edilizia tradizionale; risulta più veloce invece il Sistema Costruttivo IN.NOVA.

Si sottolinea la necessità di rispettare i tempi di maturazione del calcestruzzo per il Sistema Nidyon. Le strutture in calcestruzzo vengono eseguite previa puntellatura dei pannelli sia verticali che orizzontali; in particolare le strutture orizzontali possono essere eseguite in successione continua mantenendo fisse le puntellature. Ciò significa che, una volta arrivati in copertura, risulta necessario aspettare i 28 giorni di maturazione del calcestruzzo per poter smontare i sostegni e proseguire con la realizzazione degli impianti e delle finiture; per questo motivo il Sistema Nidyon prevede tempistiche maggiori rispetto al Sistema IN.NOVA.

## 7.6 Calcolo delle Tariffe Professionali per le Costruzioni Edilizie

In questo paragrafo vengono determinate le Tariffe Professionali per il cui calcolo è stato utilizzato il sito dell'Ordine degli Architetti di Roma. Il calcolo viene eseguito inserendo separatamente il totale delle voci di costo riguardanti i rivestimenti e le finiture, appartenenti alla "Classe e Categoria dei Lavori Ic", e il totale delle voci di costo riguardanti l'esecuzione delle strutture, appartenenti queste alla "Classe e Categoria dei Lavori Ig". Per i totali parziali inseriti si decide di determinare la tariffa professionale per le prestazioni parziali "Progetto Esecutivo" e "Direzione Lavori".

Si riportano di seguito le tabelle di calcolo delle Tariffe Professionali per i tre Sistemi Costruttivi.

### *Sistema Nidyon*

I totali parziali per i “rivestimenti e finiture” e per le “strutture” risultano essere rispettivamente 72096,00 € e 50852,00 €.

**Tabella 7.19:** Tariffa professionale – voci rivestimenti e finiture.

in

euro

<b>a</b>	<b>Importo delle opere</b>	<b>€ 72.096,00</b>
	Classe e categoria dei lavori	Ic
<b>b</b>	Percentuale di tariffa sull'importo delle opere (Tabella A)	13,7817%
<b>c</b>	Prestazioni parziali:	
	<b>Progetto esecutivo:</b>	
	Relazione generale e specialistiche, Elaborati grafici, Calcoli esecutivi, Particolari costruttivi e decorativi, Computo metrico estimativo definitivo, Quadro economico, Elenco prezzi e eventuale analisi, Quadro dell'incidenza percentuale della quantità di manodopera, Schema di contratto, capitolato speciale d'appalto, cronoprogramma	
	<b>Direzione dei lavori:</b>	
	Direzione lavori, assistenza al collaudo, prove d'officina, Liquidazione	
	Aliquota di applicazione prestazioni parziali (Tabella B):	59%
<b>d</b>	Onorario base (a x b x c)	€ 5.862,27
<b>e</b>	Spese (30,00% su d)	€ 1.758,68
<b>f</b>	<b>Totale imponibile (d + e)</b>	<b>€ 7.620,95</b>
<b>g</b>	CNPAIA (4% di f) se dovuta	€ 304,84
<b>h</b>	IVA (21% di (f + g))	€ 1.664,42
<b>i</b>	<b>Totale (f + g + h)</b>	<b>€ 9.590,21</b>
<b>l</b>	Ritenuta (20% di f) se dovuta	€ -1.524,19
	<b>Totale (i - l)</b>	<b>€ 8.066,02</b>



**Tabella 7.20: Tariffa professionale – voci strutture.**

in  
euro

<b>a</b>	<b>Importo delle opere</b>	<b>€ 50.852,00</b>
	Classe e categoria dei lavori	Ig
<b>b</b>	Percentuale di tariffa sull'importo delle opere (Tabella A)	16,0024%
<b>c</b>	Prestazioni parziali:	
	<b>Progetto esecutivo:</b>	
	Relazione generale e specialistiche, Elaborati grafici, Calcoli esecutivi, Particolari costruttivi e decorativi, Computo metrico estimativo definitivo, Quadro economico, Elenco prezzi e eventuale analisi, Quadro dell'incidenza percentuale della quantità di manodopera, Schema di contratto, capitolato speciale d'appalto, cronoprogramma	
	<b>Direzione dei lavori:</b>	
	Direzione lavori, assistenza al collaudo, prove d'officina, Liquidazione	
	Aliquota di applicazione prestazioni parziali (Tabella B):	71%
<b>d</b>	Onorario base (a x b x c)	€ 5.777,65
<b>e</b>	Spese (30,00% su d)	€ 1.733,29
<b>f</b>	<b>Totale imponibile (d + e)</b>	<b>€ 7.510,94</b>
<b>g</b>	CNPAIA (4% di f) se dovuta	€ 300,44
<b>h</b>	IVA (21% di (f + g))	€ 1.640,39
<b>i</b>	<b>Totale (f + g + h)</b>	<b>€ 9.451,77</b>
<b>l</b>	Ritenuta (20% di f) se dovuta	€ -1.502,19
	<b>Totale (i - l)</b>	<b>€ 7.949,58</b>

La somma totale corrispondente ai costi di progettazione e direzione lavori è pari a 16.015,6 €; tale somma corrisponde al 13% dell'importo totale necessario alla realizzazione delle strutture mediante il Sistema Nidyon.

*Sistema IN.NOVA*

I totali parziali per i “rivestimenti e finiture” e per le “strutture” risultano essere rispettivamente 41.033 € e 112.250 €.

Su questi risultati parziali si calcolano la tariffa professionale e quella di direzione lavori.

**Tabella 7.21:** *Tariffa professionale – voci rivestimenti e finiture.*

in euro		
<b>a</b>	<b>Importo delle opere</b>	<b>€ 41.033,00</b>
	Classe e categoria dei lavori	Ic
<b>b</b>	Percentuale di tariffa sull'importo delle opere (Tabella A)	16,3650%
<b>c</b>	Prestazioni parziali:	
	<b>Progetto esecutivo:</b>	
	Relazione generale e specialistiche, Elaborati grafici, Calcoli esecutivi, Particolari costruttivi e decorativi, Computo metrico estimativo definitivo, Quadro economico, Elenco prezzi e eventuale analisi, Quadro dell'incidenza percentuale della quantità di manodopera, Schema di contratto, capitolato speciale d'appalto, cronoprogramma	
	<b>Direzione dei lavori:</b>	
	Direzione lavori, assistenza al collaudo, prove d'officina, Liquidazione	
	Aliquota di applicazione prestazioni parziali (Tabella B):	59%
<b>d</b>	Onorario base (a x b x c)	€ 3.961,88
<b>e</b>	Spese (30,00% su d)	€ 1.188,56
<b>f</b>	<b>Totale imponibile (d + e)</b>	<b>€ 5.150,44</b>
<b>g</b>	CNPAIA (4% di f) se dovuta	€ 206,02
<b>h</b>	IVA (21% di (f + g))	€ 1.124,86
<b>i</b>	<b>Totale (f + g + h)</b>	<b>€ 6.481,31</b>
<b>l</b>	Ritenuta (20% di f) se dovuta	€ -1.030,09
	<b>Totale (i - l)</b>	<b>€ 5.451,23</b>

**Tabella 7.22: Tariffa professionale - voci strutture.**

in  
euro

<b>a</b>	<b>Importo delle opere</b>	<b>€ 112.250,00</b>
	Classe e categoria dei lavori	Ig
<b>b</b>	Percentuale di tariffa sull'importo delle opere (Tabella A)	12,4376%
<b>c</b>	Prestazioni parziali:	
	<b>Progetto esecutivo:</b>	
	Relazione generale e specialistiche, Elaborati grafici, Calcoli esecutivi, Particolari costruttivi e decorativi, Computo metrico estimativo definitivo, Quadro economico, Elenco prezzi e eventuale analisi, Quadro dell'incidenza percentuale della quantità di manodopera, Schema di contratto, capitolato speciale d'appalto, cronoprogramma	
	<b>Direzione dei lavori:</b>	
	Direzione lavori, assistenza al collaudo, prove d'officina, Liquidazione	
	Aliquota di applicazione prestazioni parziali (Tabella B):	71%
<b>d</b>	Onorario base (a x b x c)	€ 9.912,49
<b>e</b>	Spese (50,00% su d)	€ 4.956,24
<b>f</b>	<b>Totale imponibile (d + e)</b>	<b>€ 14.868,73</b>
<b>g</b>	CNPAIA (4% di f) se dovuta	€ 594,75
<b>h</b>	IVA (21% di (f + g))	€ 3.247,33
<b>i</b>	<b>Totale (f + g + h)</b>	<b>€ 18.710,81</b>
<b>l</b>	Ritenuta (20% di f) se dovuta	€ -2.973,75
	<b>Totale (i - l)</b>	<b>€ 15.737,07</b>

La somma totale corrispondente ai costi di progettazione e direzione lavori è pari a 21.188,3 €; tale somma corrisponde al 13,8% dell'importo totale necessario alla realizzazione delle strutture mediante il Sistema IN.NOVA.

*Sistema tradizionale*

I totali parziali per i “rivestimenti e finiture” e per le “strutture” risultano essere rispettivamente 42277 € e 67184 €.

Su questi risultati parziali si calcolano la tariffa professionale e quella di direzione lavori.

**Tabella 7.23:** *Tariffa professionale – voci rivestimenti e finiture.*

in

euro

<b>a</b>	<b>Importo delle opere</b>	<b>€ 42.277,00</b>
	Classe e categoria dei lavori	Ic
<b>b</b>	Percentuale di tariffa sull'importo delle opere (Tabella A)	16,2138%
<b>c</b>	Prestazioni parziali:	
	<b>Progetto esecutivo:</b>	
	Relazione generale e specialistiche, Elaborati grafici, Calcoli esecutivi, Particolari costruttivi e decorativi, Computo metrico estimativo definitivo, Quadro economico, Elenco prezzi e eventuale analisi, Quadro dell'incidenza percentuale della quantità di manodopera, Schema di contratto, capitolato speciale d'appalto, cronoprogramma	
	<b>Direzione dei lavori:</b>	
	Direzione lavori, assistenza al collaudo, prove d'officina, Liquidazione	
	Aliquota di applicazione prestazioni parziali (Tabella B):	59%
<b>d</b>	Onorario base (a x b x c)	€ 4.044,27
<b>e</b>	Spese (30,00% su d)	€ 1.213,28
<b>f</b>	<b>Totale imponibile (d + e)</b>	<b>€ 5.257,55</b>
<b>g</b>	CNPAIA (4% di f) se dovuta	€ 210,30
<b>h</b>	IVA (21% di (f + g))	€ 1.148,25
<b>i</b>	<b>Totale (f + g + h)</b>	<b>€ 6.616,10</b>
<b>l</b>	Ritenuta (20% di f) se dovuta	€ -1.051,51
	<b>Totale (i - l)</b>	<b>€ 5.564,59</b>

**Tabella 7.24:** Tariffa professionale – voci strutture.

in  
euro

<b>a</b>	<b>Importo delle opere</b>	<b>€ 67.184,00</b>
	Classe e categoria dei lavori	Ig
<b>b</b>	Percentuale di tariffa sull'importo delle opere (Tabella A)	14,6168%
<b>c</b>	Prestazioni parziali:	
	<b>Progetto esecutivo:</b>	
	Relazione generale e specialistiche, Elaborati grafici, Calcoli esecutivi, Particolari costruttivi e decorativi, Computo metrico estimativo definitivo, Quadro economico, Elenco prezzi e eventuale analisi, Quadro dell'incidenza percentuale della quantità di manodopera, Schema di contratto, capitolato speciale d'appalto, cronoprogramma	
	<b>Direzione dei lavori:</b>	
	Direzione lavori, assistenza al collaudo, prove d'officina, Liquidazione	
	Aliquota di applicazione prestazioni parziali (Tabella B):	71%
<b>d</b>	Onorario base (a x b x c)	€ 6.972,33
<b>e</b>	Spese (30,00% su d)	€ 2.091,70
<b>f</b>	<b>Totale imponibile (d + e)</b>	<b>€ 9.064,02</b>
<b>g</b>	CNPAIA (4% di f) se dovuta	€ 362,56
<b>h</b>	IVA (21% di (f + g))	€ 1.979,58
<b>i</b>	<b>Totale (f + g + h)</b>	<b>€ 11.406,17</b>
<b>l</b>	Ritenuta (20% di f) se dovuta	€ -1.812,80
	<b>Totale (i - l)</b>	<b>€ 9.593,36</b>

La somma totale corrispondente ai costi di progettazione e direzione lavori è pari a 15.157,95 €; tale somma corrisponde al 12,6 % dell'importo totale necessario alla realizzazione delle strutture mediante il Sistema tradizionale.

Si osserva che l'incidenza dei costi di progettazione e direzione lavori sul costo totale di realizzazione delle strutture sono simili per i tre sistemi costruttivi e si aggirano intorno al 13%.

## 7.7 Assistenze murarie

Sono stati stimati i costi per la realizzazione degli impianti idraulici, termosanitari ed elettrici. Sulla base dei costi ottenuti, sono stati calcolati gli importi delle lavorazioni murarie e dell'incidenza della mano d'opera per le voci:

- assistenza impianto idrico – sanitario;
- assistenza impianto termico e meccanico;
- assistenza impianto di condizionamento;
- assistenza impianto elettrico.

La percentuale delle assistenze murarie sul costo totale di realizzazione delle strutture secondo il sistema costruttivo tradizionale risulta pari al 12%.

Per il Sistema Costruttivo Nidyon non è stata considerata l'incidenza della mano d'opera poiché l'esecuzione delle tracce per gli impianti è semplice e veloce; si ottiene un'incidenza delle assistenze murarie sul costo di realizzazione delle strutture pari al 6%.

Nel caso del Sistema IN.NOVA, la percentuale corrispondente alle assistenze murarie risulta nulla poiché gli impianti vengono installati in contemporanea con l'esecuzione delle strutture e trovano spazio nelle intercapedini comprese tra il telaio in acciaio e i rivestimenti interni. Si annulla ovvero la necessità di realizzare alcun tipo di traccia per la posa degli impianti.

## 7.8 Commento dei risultati

Dalle stime effettuate è possibile identificare quale dei tre sistemi costruttivi risulta economicamente vantaggioso rispetto alle voci elencate in Tabella 7.25.

**Tabella 7.25:** Tabella riassuntiva

	Sistema Nidyon	Sistema IN.NOVA	Sistema tradizionale
	122.949,3 €	153.283,89 €	120.407,62 €
<b>STRUTTURE</b>	✓	✗	-
<b>PROGETTAZIONE E DIREZIONE LAVORI</b>	16.015,6 €	21.188,3 €	15.157,95 €
	✓	✗	-
<i>SUB - TOTALE</i>	138.964,9 €	174.472,19 €	135.565,57 €
<b>IMPIANTISTICA</b>	6%	0%	12%
Incidenza Assistenze Murarie	✗	✓	✗
<i>TOTALE</i>	146.341,86 €	174.472,19 €	150.014,5 €
<b>VARIAZIONI PERCENTUALI RISPETTO AL TRADIZIONALE</b>	- 2,5%	+ 14%	0
<b>SISTEMA ECONOMICAMENTE PIU' VANTAGGIOSO</b>	✓	✗	✗
<b>TEMPISTICHE DI REALIZZAZIONE</b>	✗	✓	✗
<i>TOTALE TEMPISTICHE EFFETTIVE</i>	3, 75 mesi	2, 75 mesi	5,5 mesi

Legenda :

- ✓: voce economicamente vantaggiosa;
- ✗: voce economicamente svantaggiosa.

Dalla tabella 7.25 appare chiaro che il Sistema economicamente più vantaggioso risulti essere il Sistema Nidyon. Questo sistema è vantaggioso in termini di costi rispetto al Sistema IN.NOVA e in termini di percentuali di assistenze murarie rispetto al Sistema Tradizionale.

Tale sistema permette realizzazione di abitazioni a costi contenuti.

D'altra parte il Sistema IN.NOVA non richiede costi ulteriori, all'esecuzione delle strutture, per la posa degli impianti e le tempistiche di realizzazione del sistema risultano inferiori rispetto agli altri due casi. Tale aspetto comporta un valore aggiunto al Sistema in termini di tempi di realizzazione e consegna chiavi in mano al committente, rispondendo bene all'esigenza espressa dall'utente di risparmio di tempo.

La progettazione e l'esecuzione dell'opera strutturale risultano più onerose per il Sistema IN.NOVA poiché ottengono manufatti complessi in termini tecnologici e di utilizzo dei materiali.

Per semplicità di progettazione ed esecuzione delle strutture il Sistema Nidyon risulta invece più vantaggioso.

Si potrebbe valutare allora una relazione costi – tempo per capire se è economicamente vantaggioso un risparmio di tempo nell'esecuzione di un edificio con il Sistema IN.NOVA, pur con costi complessivi della struttura più alti.

# CAPITOLO 8

## Conclusioni

In questo capitolo conclusivo si riassume ciò che è stato esposto nei capitoli precedenti, ponendo i due Sistemi Costruttivi Prefabbricati a confronto tra di loro e rispetto all'Edilizia Tradizionale.

### 8.1 Fase di Progetto

La progettazione delle strutture realizzabili con il Sistema Nidyon è molto semplice ed immediata; consta sostanzialmente nell'individuazione dei setti portanti, che per lo più corrispondono alle pareti perimetrali dell'edificio, e delle travi in spessore necessarie alla formazione dei cavedi e nei punti maggiormente sollecitati.

Successivamente, a partire da un angolo dell'edificio e per i diversi piani, si definisce la sequenza di posa dei pannelli verticali NYD e le caratteristiche geometriche che li definiscono; per le strutture orizzontali a travetti in calcestruzzo armato si individua la sequenza dei pannelli orizzontali NYF. Nella definizione delle pannellature si individuano in particolare i pannelli jolly, ovvero pannelli di dimensioni inferiori allo standard, o dotati di particolari intagli richiesti dal progetto.

Perciò risulta semplice adattare le strutture alle richieste costruttive espresse a livello di progettazione architettonica.

Il Sistema IN.NOVA prevede la realizzazione di un telaio in acciaio a cui si interfacciano i pannelli prefabbricati in laterizio a tamponamento del telaio, gli orizzontamenti in acciaio o in legno e i rivestimenti interni ed esterni. Inoltre il Sistema promuove una progettazione integrata della struttura metallica e degli impianti. La progettazione assume così una notevole importanza per la corretta realizzazione dell'opera; le strutture e i nodi devono essere dimensionati opportunamente in modo da consentire la connessione tra i diversi elementi costituenti l'edificio. Il progetto di una struttura realizzabile con il Sistema IN.NOVA è quindi più complesso e articolato.



In questo caso è possibile individuare le strutture portanti, in acciaio, in funzione del progetto architettonico ed adattare gli elementi di tamponamento del telaio metallico e di completamento degli orizzontamenti alla struttura in acciaio così ottenuta.

Le soluzioni tecnologiche adottate nei punti critici del progetto architettonico sono simili per i due sistemi, anche se realizzate secondo modalità differenti.

La progettazione strutturale per i due Sistemi Prefabbricati non si differenzia molto dalla progettazione di edifici tradizionali, nella quale si individuano i punti maggiormente sollecitati per la realizzazione delle strutture portanti, mentre per i sistemi di tamponamento non è richiesto uno studio particolareggiato.

Il Sistema IN.NOVA comporta carichi fondazionali molto ridotti consentendo un risparmio sui costi di fondazione e possibilità realizzative in contesti geologici altrimenti negati per altre tipologie strutturali. Il Sistema Nidyon prevede un sistema fondazionale equiparabile a quello del sistema tradizionale.

## **8.2 Comportamento e calcolo delle strutture**

Le strutture realizzabili con i due sistemi costruttivi prefabbricati sono state modellate mediante l'utilizzo del software Straus ed è stata condotta per i due modelli un'analisi lineare statica applicando un fattore di struttura  $q = 1$ ; ciò significa che le strutture non dissipano energia durante l'evento sismico.

I risultati ottenuti in termini di sollecitazioni e spostamenti sono stati utilizzati per la verifica degli elementi strutturali, che in alcuni casi sono stati adattati per soddisfare le richieste espresse dalle Norme Tecniche per le Costruzioni 2008.

In condizioni statiche, i punti critici per i due modelli corrispondono a quei punti in cui poggiano pilastri e pareti in falso rispetto alle strutture portanti del primo impalcato; gli spostamenti verticali dei suddetti elementi strutturali rientrano nei limiti previsti da Normativa.

Per le combinazioni sismiche i due modelli assumono un comportamento simile nonostante la diversità dei due in termini di rigidità, infatti gli spostamenti della struttura che si registrano sotto l'azione sismica sono dello stesso ordine di grandezza e si aggirano intorno al centimetro; risultano inferiori di qualche millimetro gli spostamenti globali del modello Nidyon misurati in sommità.

Si sottolinea a tal proposito che il modello ottenuto per il Sistema Nidyon ha una massa di un ordine di grandezza superiore rispetto al modello in acciaio; ciò significa che si ha più massa partecipante all'evento sismico.

Il modello realizzato per il Sistema IN.NOVA è un telaio in acciaio incastrato alla base e controventato nelle due direzioni orizzontali; i sistemi di controvento assorbono le azioni sismiche nelle due direzioni, limitando gli spostamenti che si avrebbero per effetto del sisma e trasferendole alle fondazioni. L'incastrato realizzato alla base tra il telaio in acciaio e i plinti di fondazione assume la medesima funzione dei sistemi di controventamento, contribuendo alla riduzione degli spostamenti globali alla sommità della struttura.

### **8.3 Esecutività e Tempistiche**

Il Sistema Nidyon prevede la posa delle pannellature verticali ed orizzontali in EPS – RF secondo l'ordine di posa studiato a livello progettuale; successivamente alla posa dei pannelli, avviene il getto in calcestruzzo. Si tiene presente che la posa delle pannellature richiede l'utilizzo di un sistema di puntellature per mantenere in posizione i pannelli stessi durante il getto in calcestruzzo; in particolare la puntellatura delle strutture orizzontali deve essere eseguita in continuo per i diversi impalcati. La realizzazione della struttura termina con l'esecuzione del getto della copertura; a quel punto risulta necessario attendere i 28 giorni di maturazione del calcestruzzo prima di iniziare a smontare le puntellature e a posare gli impianti.

Si ha quindi un incremento pari ad un mese delle tempistiche di realizzazione delle strutture rispetto al Sistema IN.NOVA, nonostante la posa delle pannellature e il getto di calcestruzzo siano operazioni veloci.

Il Sistema IN.NOVA risulta il sistema più veloce in termini di esecuzione delle strutture e degli impianti. Il montaggio dei diversi elementi è a secco ed è semplice e veloce; ciò è reso possibile da uno studio particolareggiato dei nodi in cui concorrono i diversi elementi strutturali che vengono collegati tra di loro mediante giunti metallici, appunto semplici e veloci da realizzare.

Il Sistema tradizionale è il sistema che richiede più tempo per la realizzazione delle strutture poiché intervengono lavorazioni “umide”, quali i tamponamenti in laterizio di una struttura reticolare in calcestruzzo, eseguite direttamente in cantiere; tali lavorazioni comportano un incremento delle tempistiche di realizzazione di un edificio. Anche la posa degli impianti richiede molto tempo, rispetto per esempio al Sistema IN.NOVA, per il quale gli impianti

vengono eseguiti in contemporanea al montaggio della struttura e, successivamente, dei rivestimenti, poiché è necessario realizzare le tracce nella muratura per ricavare i cavetti necessari all'impiantistica.

In termini di semplicità e velocità di esecuzione delle strutture e degli impianti il Sistema IN.NOVA risulta il più vantaggioso.

#### **8.4 Costi**

Il Sistema Nidyon risulta il sistema costruttivo economicamente più vantaggioso, mentre quello più svantaggioso in termini economici è il Sistema IN.NOVA.

Il Sistema IN.NOVA non richiede però costi ulteriori all'esecuzione delle strutture per la posa degli impianti, cosa che accade invece per gli altri due sistemi. D'altra parte la progettazione delle strutture e degli impianti e l'esecuzione dell'opera risultano più onerose con il Sistema IN.NOVA poiché si ottengono manufatti di elevata complessità in termini di soluzioni tecnologiche e di utilizzo dei materiali.

Per semplicità di progettazione ed esecuzione delle strutture, il Sistema Nidyon risulta il più vantaggioso tra i sistemi considerati.

#### **8.5 Reversibilità**

Il Sistema Nidyon prevede la realizzazione di strutture portanti, verticali ed orizzontali, mediante getto di calcestruzzo nelle intercapedini, dotate di armatura minima diffusa, definite da lastre in EPS – RF. Si ottiene una struttura in cui il calcestruzzo aderisce bene ai pannelli in polistirene grazie anche agli intagli di cui i pannelli sono dotati al loro interno.

Al termine della vita utile di un edificio (50 anni) la struttura può essere solo demolita e il materiale di risulta dev'essere portato in discarica. Si sottolinea che per una struttura interamente realizzata in calcestruzzo e polistirene il volume che risulterà dalla demolizione sarà notevole; ciò comporterà costi elevati per il trasporto e lo smaltimento del materiale in discarica.

Il Sistema IN.NOVA prevede la realizzazione di una struttura montata completamente a secco, escluse le fondazioni, mediante agganci metallici tra i diversi elementi. Al termine della vita utile dell'edificio, la struttura può essere smontata, a partire dai rivestimenti interni ed esterni, fino ad arrivare al telaio in acciaio; i materiali (acciaio, legno, laterizio, gessofibra)

degli elementi che risultano dalla scomposizione della struttura sono riciclabili (acciaio e gessofibra) o utilizzabili per altre funzioni (legno e laterizio).

Il sistema tradizionale prevede la realizzazione delle strutture mediante lavorazioni umide, ovvero mediante l'impiego di getti in calcestruzzo e di malte come leganti; questo comporta solo un parziale recupero dei materiali impiegati (laterizio).

Ne risulta che il Sistema costruttivo migliore in termini di reversibilità delle strutture e riutilizzo dei materiali impiegati è il Sistema Prefabbricato IN.NOVA, mentre la reversibilità delle strutture è nulla se si utilizza il Sistema Prefabbricato Nidyon.

# ALLEGATI

# INDICE ALLEGATI

**Allegato 1:** Sistema Nidyon - Relazione di calcolo

**Allegato 2:** Sistema IN.NOVA - Relazione di calcolo

**Allegato 3:** Sistema Nidyon - Computo Metrico Estimativo

**Allegato 4:** Sistema IN.NOVA - Computo Metrico Estimativo

**Allegato 5:** Sistema Tradizionale - Computo Metrico Estimativo

**Allegato 6:** Tavole Progetto Esecutivo Strutturale

ALLEGATO 1  
**Sistema Nidyon**

*Relazione di calcolo di una struttura a pareti in calcestruzzo  
in zona sismica*





# INDICE

<b>1. Descrizione dell'intervento</b>	pag. 7
<b>2. Metodo di calcolo e normativa di riferimento</b>	pag. 13
<b>3. Materiali</b>	pag. 14
3.1 Acciaio nervato	
3.2 Acciaio zincato	
3.3 Calcestruzzo	
<b>4. Software di calcolo</b>	pag. 16
<b>5. Analisi dei carichi</b>	pag. 17
5.1 <i>Pesi Propri e Permanenti Portati (<math>G_1, G_2</math>)</i>	
5.1.1 Solaio	
5.1.2 Copertura	
5.2 <i>Carichi variabili</i>	
5.2.1 Carichi variabili per destinazione d'uso	
5.2.2 Azione della neve	
5.2.3 Azione del vento	
5.3 <i>Azione sismica</i>	
<b>6. Combinazioni delle azioni</b>	pag. 24
6.1 <i>Classificazione delle azioni secondo         la variazione della loro intensità nel tempo</i>	
6.2 <i>Combinazioni delle azioni, Riferimento alle NTC 2008, Cap. 2, Par. 2.5.3</i>	
<b>7. La tecnologia Nidyon</b>	pag. 27
<b>8. Verifica delle strutture secondo le normative</b>	pag. 30
8.1 <i>Metodo di verifica per carichi verticali</i>	
8.1.1 Osservazioni	
8.1.2 Calcolo delle eccentricità	
8.1.3 Valutazione della snellezza e del coefficiente di riduzione del carico di rottura	
8.1.4 Verifica di stabilità	
8.2 <i>Verifica della struttura con combinazione         delle azioni verticali e orizzontali</i>	
8.2.1 Valutazione delle azioni orizzontali	

8.2.2 Ripartizione delle azioni orizzontali

8.3 *Normativa NTC 2008*

8.4 *Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio*

## **9. Dimensionamento degli orizzontamenti**

pag. 37

9.1 *Primo caso: solaio a quattro campate*

9.1.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

9.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

9.1.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

9.1.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

9.1.5 Verifiche a taglio del solaio

9.2 *Secondo caso: solaio mono campata*

9.2.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

9.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

9.2.3 Verifiche a taglio del solaio

9.3 *Copertura*

9.3.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

9.3.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

9.3.3 Verifiche a taglio del solaio

## **10. Dimensionamento delle travi**

pag. 49

10.1 *Travi di colmo*

10.2.1 Colmo 1

10.1.1.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

10.1.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.1.1.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

10.1.1.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.1.1.5 Verifica a taglio della trave

10.2.2 Colmo 2

10.1.2.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

10.1.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.1.2.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

10.1.2.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.1.2.5 Verifica a taglio della trave

10.2 *Travi in spessore*

10.2.1 Trave 1

10.2.1.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

10.2.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.2.1.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

10.2.1.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.2.1.5 Verifica a taglio della trave

10.2.2 Trave 2

10.2.2.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

10.2.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.2.2.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

10.2.2.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.2.2.5 Verifica a taglio della trave

*10.3 Travi che sorreggono pareti in falso*

10.3.1 Correa

10.3.1.1 Tratto corto

10.3.1.1.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

10.3.1.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.3.1.1.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

10.3.1.1.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.3.1.1.5 Verifica a taglio della trave

10.3.1.2 Tratto centrale

10.3.1.2.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

10.3.1.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.3.1.2.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

10.3.1.2.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.3.1.2.5 Verifica a taglio della trave

10.3.2 Travi parallele all'orditura del solaio

10.3.2.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

10.3.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.3.2.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

10.3.2.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

10.3.2.5 Verifica a taglio della trave

**11. Verifica delle pareti** pag. 71*11.1 Verifica di stabilità**11.2 Analisi sismica**11.3 Verifica a pressoflessione – Sezione a livello 0**11.4 Verifica a taglio – Sezione a livello 0**11.5 Verifica a scorrimento nelle zone critiche***12. Dettagli costruttivi** pag. 88

*Allegato 1.1: Grafici dello sforzo normale e del momento flettente misurati alla base delle pareti.*

# 1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La presente relazione illustra i calcoli volti alla verifica statica e sismica delle strutture in elevazione e in orizzontale di un' abitazione unifamiliare di nuova costruzione.

L' edificio verrà realizzato nel territorio del Comune di Caldogno, in provincia di Vicenza.

La costruzione, oggetto di studio, è sostanzialmente costituita da due volumi adiacenti a pianta rettangolare, iscrivibili in un rettangolo di lati 12,25 x 10,7 m; presenta due piani fuori terra e si sviluppa in altezza in modo irregolare.

La struttura portante viene realizzata con il Sistema Nidyon.

Il pannello "NYD" posato in opera e opportunamente casserato, viene completato con le armature integrative che risultano dai calcoli e successivamente con il getto di calcestruzzo.

La platea di fondazione viene eseguita in modo tradizionale e dotata di ferri verticali di ripresa destinati a realizzare il collegamento con la rete di armatura dei pannelli portanti.

Allo scopo di fornire una maggiore resistenza al sistema, alle estremità delle pareti portanti viene disposto un adeguato numero di barre integrative così da realizzare dei veri e propri incatenamenti di estremità.

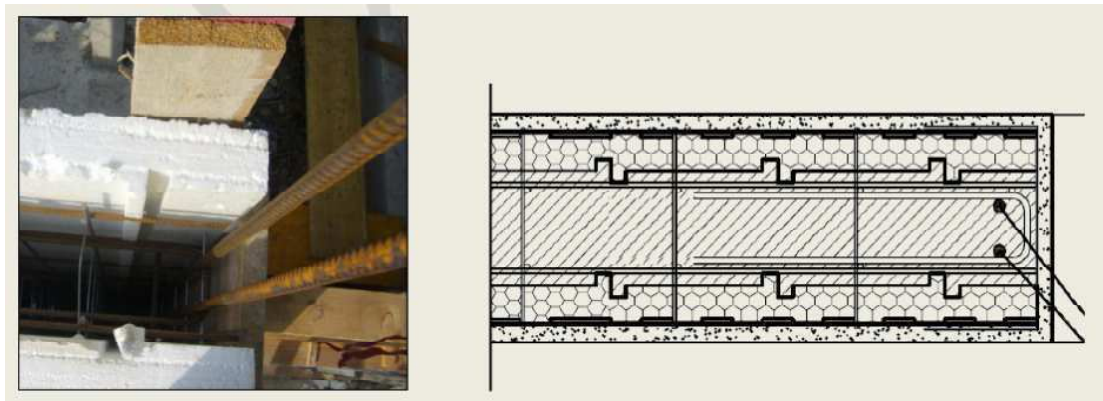
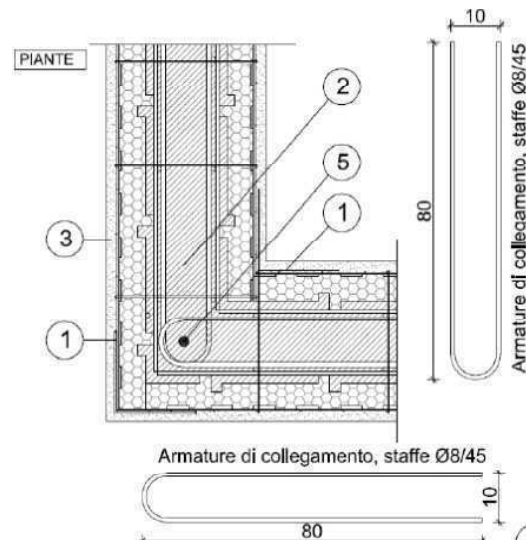


Fig. 1: Particolare di un incatenamento d'estremità.

Anche attorno a porte e finestre vengono inserite armature aggiuntive al fine di "riquadrate" le aperture; nel caso in esame sono stati trascurati gli architravi e i parapetti che potrebbero avere, nel rispetto del rapporto adimensionale  $H/L > 0,5$ , la funzione di travi di accoppiamento tra due lame.

Le connessioni tra le pareti, essenziali al fine di assicurare la completa trasmissione delle azioni che si esercitano tra le pareti ortogonali, garantendo un comportamento scatolare, vengono progettate secondo i principi della gerarchia delle resistenze al fine di garantire un comportamento elastico lineare delle connessioni stesse. Si impiegano dei pannelli speciali

ottenuti effettuando appositi intagli di alcune porzioni di EPS nei pannelli modulari; si dispone poi un appropriato quantitativo di armatura, orizzontale e verticale, all'interno dei pannelli. Nella connessione tra pareti a due vie, per esempio, si possono disporre in orizzontale staffe di diametro 8 mm, con passo 45 cm, lunghe 80 cm e di ampiezza 10 cm e una barra verticale di diametro calcolato.



**Fig. 2:** *Connessione a due vie.*

La progettazione delle connessioni tra le pareti ed i solai viene condotta, così come per le connessioni fra pareti, al fine di assicurare la completa trasmissione delle azioni sia verticali (statiche) che orizzontali (sismiche). Anche in questo caso le connessioni sono progettate secondo i principi di gerarchia delle resistenze in modo tale da garantire il mantenimento di un comportamento elastico lineare di tali connessioni e in modo che le plasticizzazioni si sviluppino nelle pareti stesse.

Le connessioni tra pareti e solai sono ottenute realizzando cordoli in c.a. sulla sommità delle pareti di supporto lungo tutto il perimetro e internamente all'edificio.

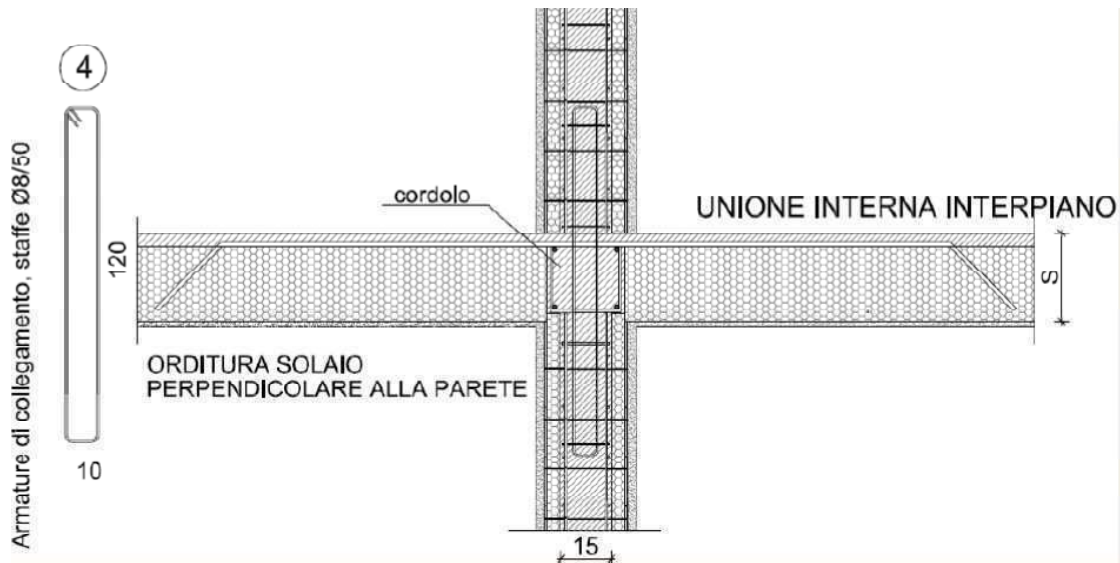


Fig. 3: Connessione interna, interpiano, tra parete e solaio.  
Orditura solaio perpendicolare alla parete

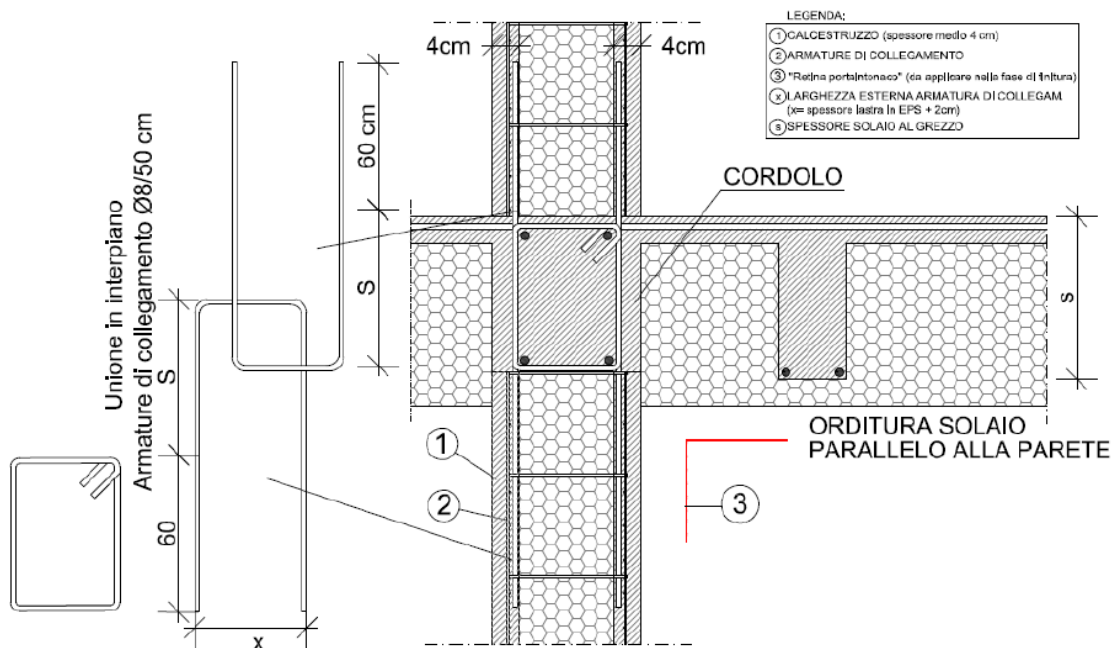
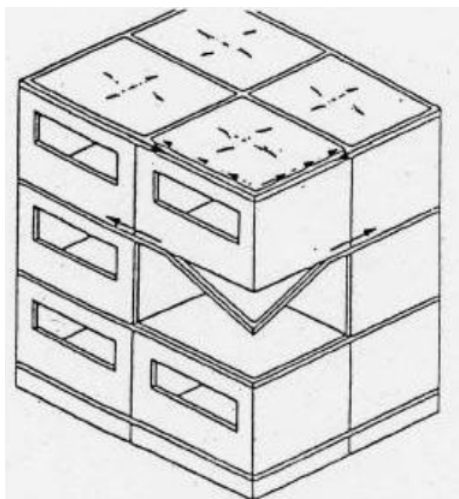


Fig. 4: Caso con orditura del solaio parallela alla parete.

I dettagli delle connessioni sono studiati al fine di garantire:

- la trasmissione dei carichi gravitazionali del solaio e dei piani superiori alla parete sottostante;
- la trasmissione delle forze orizzontali dovute all'accelerazione sismica (e ad altre azioni "dinamiche" quali l'azione del vento) dai solai rigidi alla parete sottostante;

- che le *connessioni tra pareti e solai* rimangano in campo elastico lineare quando le pareti sviluppano un comportamento non lineare (dissipativo), secondo il criterio di gerarchia delle resistenze;
- in caso di evento eccezionale (esplosione che porti all'eliminazione della parete sottostante) il cordolo rimanga "appeso" alla parete soprastante, permettendo di sostenere il solaio ed impedendone il crollo.



**Fig. 5:** "Progettazione di edifici multipiano industrializzati" di Bohdan Lewicky,, ITEC Editrice, Milano, Ottobre 1982.

Per la realizzazione del solaio e della copertura si adopera il Pannello Solaio Nidyon "NYF"; tale pannello è un cassero a perdere di dimensioni standard per la realizzazione di solai a travetti monodirezionali e bidirezionali in c.a. gettati in opera.

Il cassero è composto da una lastra in EPS-RF appositamente sagomata per la formazione di travetti a T di spessore e larghezza variabile in funzione della luce di calcolo.



**Fig. 6:** Particolare del Pannello "NYF".



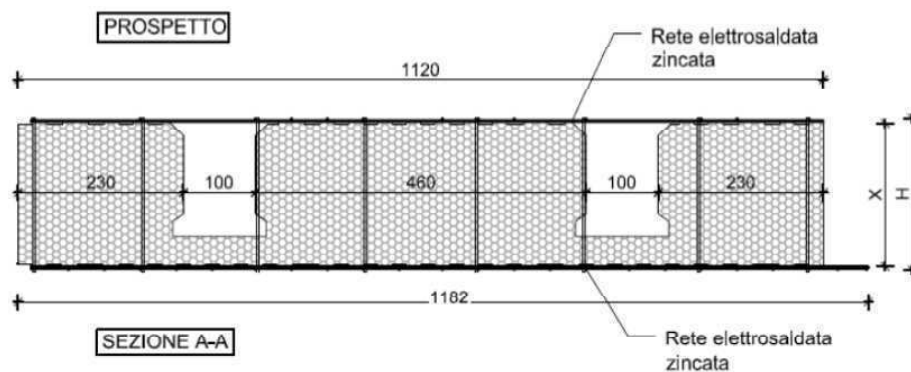


Fig. 7: Caratteristiche geometriche del Pannello "NYF".

Il funzionamento strutturale del solaio è del tutto analogo a quello dei tradizionali solai in laterocemento gettati in opera; tuttavia, grazie alla leggerezza dell'EPS, il solaio pesa mediamente il 20% in meno; ne consegue un complessivo alleggerimento della struttura ed un risparmio della quantità di armatura negli elementi strutturali.

I pannelli solaio, dopo essere stati posizionati e puntellati, vengono integrati con le armature previste da calcolo strutturale e viene quindi eseguito il getto di cls.

Nel caso in esame è stato deciso di adottare i seguenti spessori:

- pannello NYD, lastra in EPS interna di sp. 5 cm;
- pannello NYD, lastra in EPS esterne di sp. 10 cm;
- pannello NYD, intercapedine e getto in cls di sp. 15 cm;
- pannello NYF,  $h_{travetti} = 22$  cm e  $sp_{cappa} = 4$  cm.

Nel progetto delle strutture dell'abitazione in esame si sono individuate a livello del solaio una serie di travi in spessore in c.a.; queste forniscono in due casi un appoggio per il solaio che si sviluppa nella direzione ortogonale e in altri quattro casi un appoggio per le pareti sovrastanti che si sviluppano in falso rispetto alla struttura portante del primo alzata fuori terra. Ortogonalmente a quest' ultime quattro travi, si sviluppa una correa a sostegno di altre pareti sovrastanti in falso. Si individuano inoltre altre due travi che definiscono la linea di colmo della copertura e su cui vanno a poggiarsi le falde.

Si riportano di seguito alcune immagini esplicative del progetto strutturale.

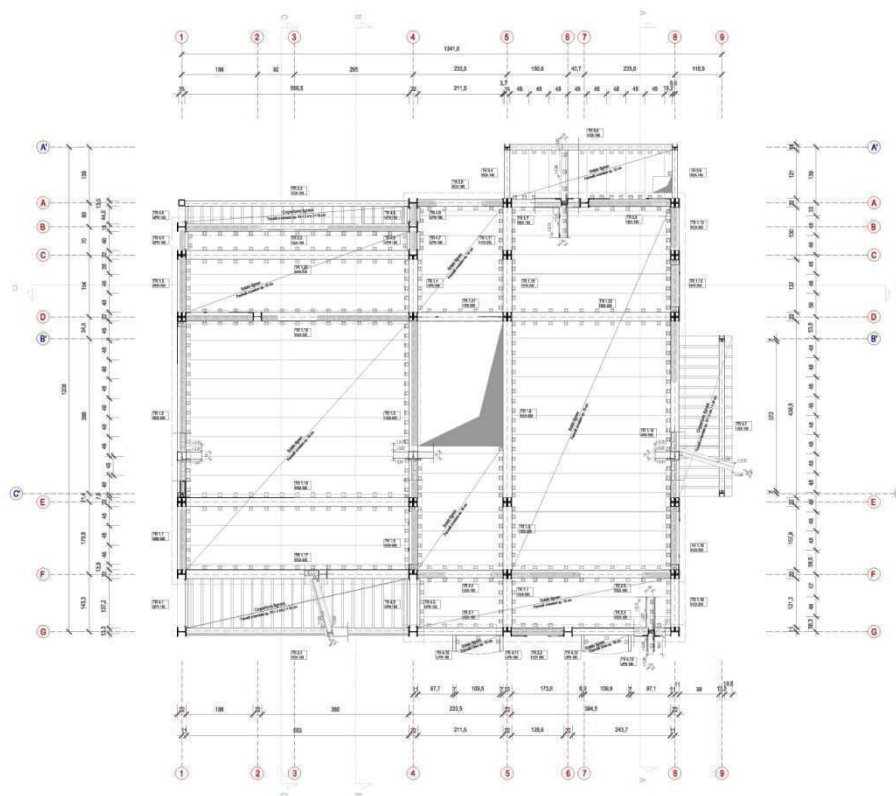


Fig. 8: Piano Terra.

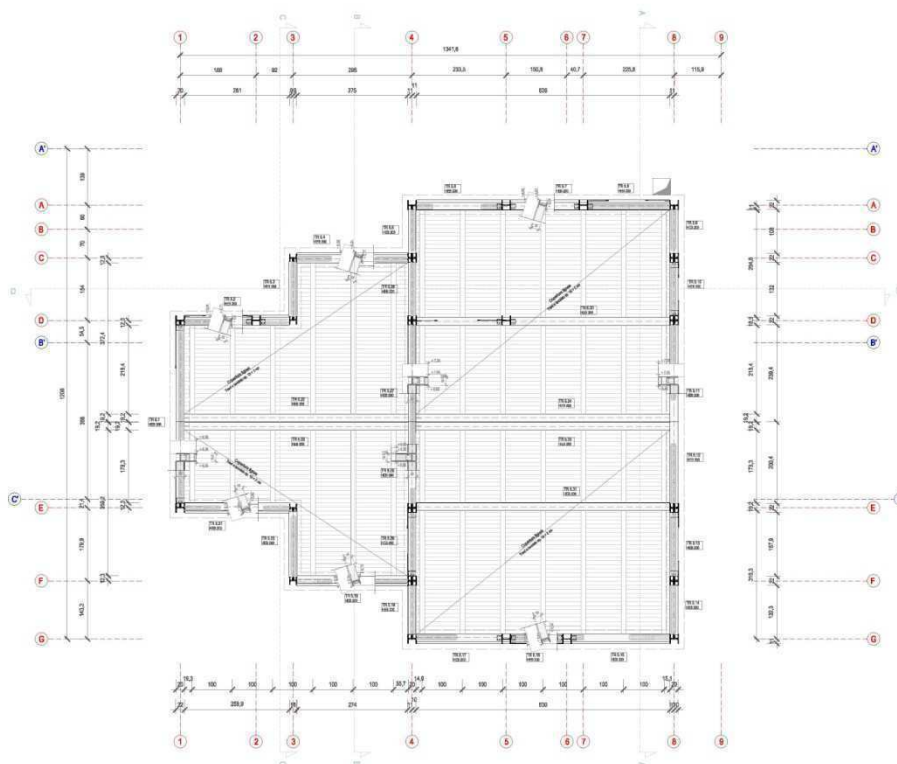


Fig. 9: Piano Primo.

Le travi sono rappresentate mediante tratteggio rosa; la correa è tratteggiata in verde, mentre i travetti del solaio e della copertura sono rappresentati da un tratteggio grigio. Le linee continue presenti tra quelle tratteggiate in grigio rappresentano i pannelli NYF; i segmenti in rosso che si possono osservare in pianta sia sul lato interno, sia su quello esterno delle pareti rappresentano la semina dei pannelli portanti NYD.

Allo scopo di rispettare il più possibile il progetto architettonico fornito da uno Studio di progettazione per lo svolgimento di questa Tesi, si è dovuto spostare di poco alcune delle pareti in falso del secondo alzata fuori terra per poter realizzare le travi a sostegno di quest'ultime, mantenendo comunque le dimensioni degli spazi abitativi.

## **2. METODO DI CALCOLO E NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il modello è stato eseguito con il software “Straus”.

La Normativa di riferimento è la seguente:

- D.M. Min. LL.PP. 14-01-2008 “Norme tecniche per le Costruzioni”;
- Circolare N. 617 02-02-2009 “Istruzioni per l’applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni” di cui al D.M. 14-01-2008;
- Circolare Ministeriale n. 6090/ '69 “Norme per il Calcolo e la Costruzione di strutture a grandi pannelli”;
- CNR 10025/'84.

## 3. MATERIALI

### 3.1 Acciaio nervato

Tab. 1: Proprietà dell'acciaio

<i>ACCIAIO – Rif. D.M. 14-01-2008</i>	
Qualità	<b>B450C</b>
Coeff. Parziale di sicurezza	$\gamma_s$ <b>1,15</b>
Peso specifico	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ] <b>78,50</b>
Modulo elastico	<b>E</b> [MPa] <b>210000</b>
Modulo di elasticità trasversale	<b>G</b> [MPa] <b>80769</b>
Coeff. Di Poisson	<b>v</b> <b>0,30</b>
Resistenza caratteristica a snervamento	<b>f<sub>yk</sub></b> [MPa] <b>450,00</b>
Resistenza caratteristica a rottura	<b>f<sub>tk</sub></b> [MPa] <b>540,00</b>
<b>Resistenza di calcolo a compressione</b>	<b>f<sub>yd</sub></b> [MPa] <b>391</b>

### 3.2 Acciaio zincato

Le reti elettrosaldate in acciaio zincato sono realizzate mediante fili lisci di acciaio zincato di diametro 2,5 mm a passo 50 x 50 mm.

Secondo le NTC 2008 è ammesso l'uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai normali.

### 3.3 Calcestruzzo

Tab. 2: Proprietà calcestruzzo

<b>CALCESTRUZZO – Rif. D.M. 14-01-2008</b>	
Classe di resistenza	<b>C25/30</b>
Coeff. Parziale di sicurezza	$\gamma_c$ <b>1,5</b>
Coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$ <b>0,85</b>
Peso specifico	$\rho$ [kN/m <sup>3</sup> ] <b>24,5</b>
Modulo elastico	$E_{cm}$ [MPa] <b>31476</b>
Coeff. Di Poisson	$\nu$ <b>0,20</b>
Coeff. di espansione termica lineare	$\alpha$ [°C <sup>-1</sup> ] <b>10x10e-06</b>
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck}$ [MPa] <b>25,0</b>
Resistenza cilindrica media	$f_{cmk}$ [MPa] <b>33,0</b>
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctmk}$ [MPa] <b>3,83</b>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctmk}$ [MPa] <b>4,6</b>
<b>Resistenza di calcolo a compressione</b>	$f_{cd}$ [MPa] <b>14,16</b>
<b>Resistenza di calcolo a trazione</b>	$f_{ctd}$ [MPa] <b>2,55</b>
<b>Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza</b>	$f_{bk}$ [MPa] <b>8,62</b>
<b>Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo</b>	$f_{bd}$ [MPa] <b>5,75</b>
<b>Slump</b>	<b>4</b>

Il calcestruzzo gettato in opera all'interno dei pannelli sarà SLUMP 4, per evitare la formazione di nidi di ghiaia.

## 4. SOFTWARE DI CALCOLO

Straus7 implementa una formulazione "classica" del metodo degli elementi finiti, per applicazioni sia di tipo lineare che non-lineare (per geometria, materiale e condizioni al contorno), relativamente ad analisi della risposta statica, dinamica (generale e sismica) e termo-meccanica, sia in condizioni stazionarie che transitorie. La biblioteca di elementi finiti - ed i relativi modelli per materiali e leggi costitutive - è particolarmente vasta e completa.

Il modello è stato realizzato mediante elementi BEAM per la rappresentazione delle travi ed elementi PLATE per le pareti in c.a.; i RIGID LINK sono stati utilizzati per la rappresentazione, nel piano del solaio e della copertura, della rigidità dell'orizzontamento caratterizzato da travetti e cappa in c.a., e il trasferimento dei carichi, assorbiti a livello di solaio, alle strutture verticali.

Gli elementi finiti BEAM sono elementi a due nodi dotati di rigidità assiale, torsionale e rigidità flessionale e tagliante nelle due direzioni. I RIGID LINK collegano il centro di massa di una superficie (solaio o falda di copertura) con i vari nodi che si trovano nel piano stesso.

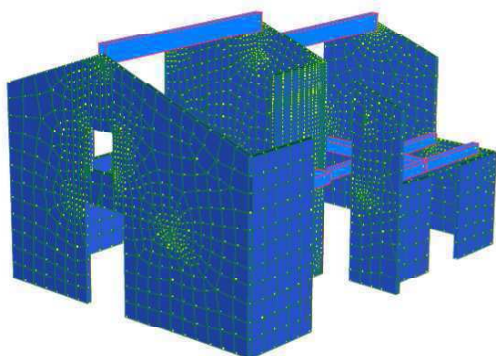
I PLATE sono superfici 2D, a tre o quattro nodi.

I vincoli tra i vari elementi strutturali sono del tipo:

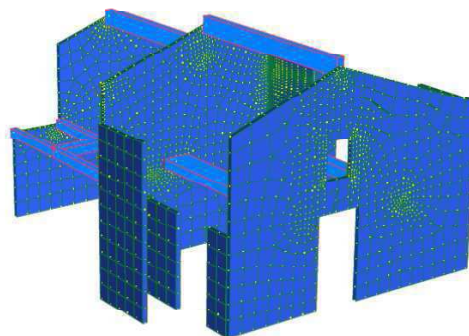
- vincoli alla base: incastri;
- vincoli alle estremità delle travi di solaio: incastri;
- vincoli in copertura tra travi e pareti: incastri;
- vincoli tra le pareti: incastri.

Nel modello sono state trascurate le porzioni di parete con larghezza inferiore a 1 m.

Si riportano alcune immagini del modello realizzato con il Software Straus.



**Fig. 10:** *Prospetto Principale Nord - Est.*



**Fig. 11:** *Prospetto Sud - Est.*

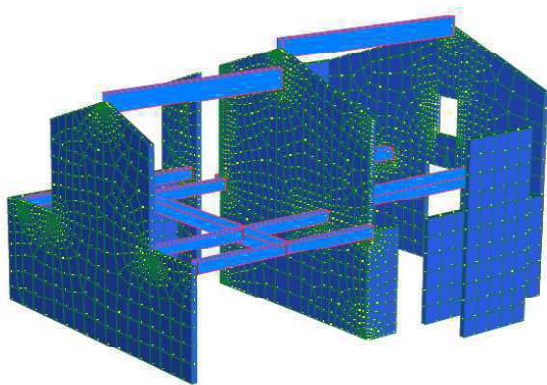


Fig. 12: Prospetto Sud - Ovest.

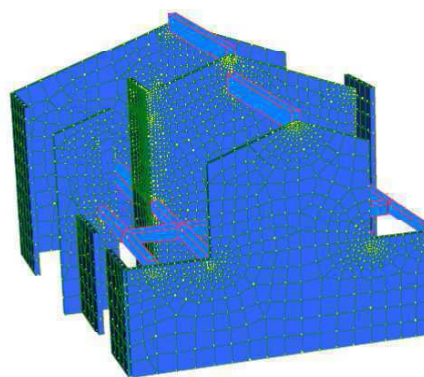


Fig. 13: Prospetto Ovest.

## 5. ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 Pesi propri e Permanenti Portati ( $G_1$ , $G_2$ )

Una volta realizzato il modello si procede con l'assegnazione alla struttura dei diversi tipi di carichi. I carichi  $G_k$  sono caratterizzati dal Peso Proprio delle componenti strutturali del solaio intermedio  $G_1$  e dai rivestimenti del solaio, quest'ultimi considerati come Pesi Permanenti Portati  $G_2$ ; così anche per la copertura.

Il peso proprio della struttura in c.a. viene calcolato direttamente dal software Straus applicando l'accelerazione di gravità.

Nella modellazione i carichi di tipo  $G_1$  comprendono la "Structural Mass", secondo il linguaggio del software.

#### 5.1.1 Solaio

Tab. 3: Tabelle Peso Proprio della struttura  $G_1$  e dei Pesi Permanenti Portati  $G_2$  – livello solaio.

$G_1$	$[kN/m^2]$
Travetti in c.a.	<b>2,1</b>

$G_2$	$[kN/m^2]$
Guaina bituminosa	-
Graniglia di marmo 60+60 [mm] e pannello alveolare	<b>1,8</b>
Barriera al calpestio	<b>0,05</b>

Pannello in gesso – fibra 20[mm]	<b>0,24</b>
Beton Radiant	<b>0,17</b>
Pannello in gesso – fibra 20[mm]	<b>0,24</b>
Pavimento in Gres sp. 2 [cm] o in legno prefinito sp. 1 [cm]	<b>0,4</b>
Tramezze leggere	<b>0,4</b>
TOTALE	<b>3,3</b>

### 5.1.2 Copertura

**Tab. 4:** Tabelle Peso Proprio della struttura  $G_1$  e dei Pesì Permanenti Portati  $G_2$  – livello copertura.

$G_1$	$[kN/m^2]$
Travetti in c.a.	<b>2,1</b>

$G_2$	$[kN/m^2]$
Barriera al vapore sp. 4 [mm]	-
Isolamento 10 [cm] di Lana di roccia, $\rho=70$ [Kg/mc]	<b>0,07</b>
Listellatura 5x10 [cm], $i=0,8$ [m]	<b>0,07</b>
Tavolato OSB sp. 15 [mm]	<b>0,08</b>
Ventilazione con listelli 5x6 [cm], $i=1$ [m]	<b>0,03</b>
Tavolato OSB sp. 25 [mm]	<b>0,13</b>
Guaina bituminosa doppia con 2° strato a finitura granigliata	<b>0,1</b>
Coppi	<b>0,8</b>
TOTALE	<b>1,28</b>

A favore di sicurezza si approssima  $G_2$  a  $1,5$   $[kN/m^2]$ .

I carichi  $G_k$  sono stati applicati come masse - non strutturali al centro di massa determinato sul solaio del primo livello fuori terra, coincidente con il baricentro geometrico del piano e ai centri di massa di ciascuna falda, coincidenti con i baricentri geometrici di ciascuna.



Successivamente, gli stessi carichi  $G_k$  sono stati applicati alle travi in c.a. ad unica campata in funzione dell'area d'influenza di competenza di ciascuna trave portante, come carichi distribuiti linearmente.

I carichi applicati ai centri di massa vengono trasferiti agli elementi strutturali mediante i RIGID LINK che collegano i centri stessi con i nodi, appartenenti allo stesso piano del CM, degli elementi BEAM e PLATE; applicando direttamente alle travi i carichi distribuiti si effettua una semplificazione del modello.

Non vengono applicati carichi verticali linearmente distribuiti alle travi realizzate per il sostegno delle pareti in falso poiché i travetti del solaio risultano paralleli ad esse.

## 5.2 Carichi Variabili

I valori dei carichi variabili si determinano con riferimento ad una vita nominale della costruzione pari a 50 anni, conformemente a quanto indicato nella Tab. 2.4.I – NTC 2008.

### 5.2.1 Carichi Variabili per Destinazione d'uso

I carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera sono riportati nella Tab. 3.1.II – NTC 2008. Gli ambienti ad uso residenziale, appartenenti alla categoria di edifici A, sono caratterizzati da carichi variabili d'esercizio uniformemente distribuiti  $q_k=2$  [kN/m<sup>2</sup>]. Le coperture accessibili per sola manutenzione, come nel caso in esame, appartenenti alla categoria H1, sono caratterizzate da un  $q_k=0,5$  [kN/m<sup>2</sup>].

### 5.2.2 Azione della Neve

L'edificio oggetto di studio è situato nel Comune di Caldogeno in Provincia di Vicenza.

Con riferimento al Cap. 3.4 – NTC 2008, si identifica la Provincia di Vicenza in Zona I – Alpina; tale zona è caratterizzata da un valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo  $q_{sk}=1,50$  [kN/m<sup>2</sup>] per quote del suolo sul livello del mare  $a_s \leq 200$  [m].

Per classe di topografia normale, il Coefficiente di Esposizione  $C_E$  risulta pari a 1,0.

In assenza di specifici e documentati studi, il Coefficiente Termico  $C_t=1,0$ .

Il Coefficiente di Forma  $\mu_i$  viene assunto pari a 0,8.

Si ottiene quindi il carico provocato dalla neve sulle coperture mediante l'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1,50 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}$$

### 5.2.3 Azione del Vento

Per l'edificio in esame non si prende in considerazione l'azione del vento.

### 5.3 Azione sismica

L'azione del sisma è stata determinata secondo i criteri del D.M. 2008.

Per determinare lo spettro di risposta è stato utilizzato il foglio di calcolo Excel "Spettri NTC".

In prima fase si ricerca il Comune, individuando così i nodi del reticolo intorno al sito.

Fig. 14: Fase 1, Spettri NTC.

Nella seconda fase si fissano la Vita Nominale  $V_N$  e la Classe d'Uso dell' opera strutturale oggetto di studio; per le costruzioni ordinarie  $V_N = 50$  anni e in casi in cui è previsto normale affollamento la Classe sarà la II. Da ciò si determina un coefficiente d'uso

$C_U = 1,0$ .

Il Periodo di riferimento della struttura è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$



Fig. 15: Fase 2, Spettri NTC.

Nella terza fase si fissano alcuni parametri, in base allo Stato Limite che si intende considerare e in base alle caratteristiche del sito: si definiscono infatti la categoria di sottosuolo, la categoria topografica e si stabilisce se l'edificio risulta essere regolare in altezza.

In questo caso l'edificio non risulta regolare in altezza.

Lo studio delle strutture viene fatto con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita S.L.V caratterizzato da una Probabilità di Superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR} = 10\%$ . Il Periodo di Ritorno  $T_R$  è pari a 475 anni.

Secondo gli ultimi aggiornamenti della normativa NTC 2008, l'azienda Nidyon informa che il fattore di struttura per il Sistema Costruttivo Nidyon va valutato considerando l'edificio costituito da pareti tozze, di classe di duttilità bassa CD "B". Il fattore di struttura viene quindi considerato pari ad 1.

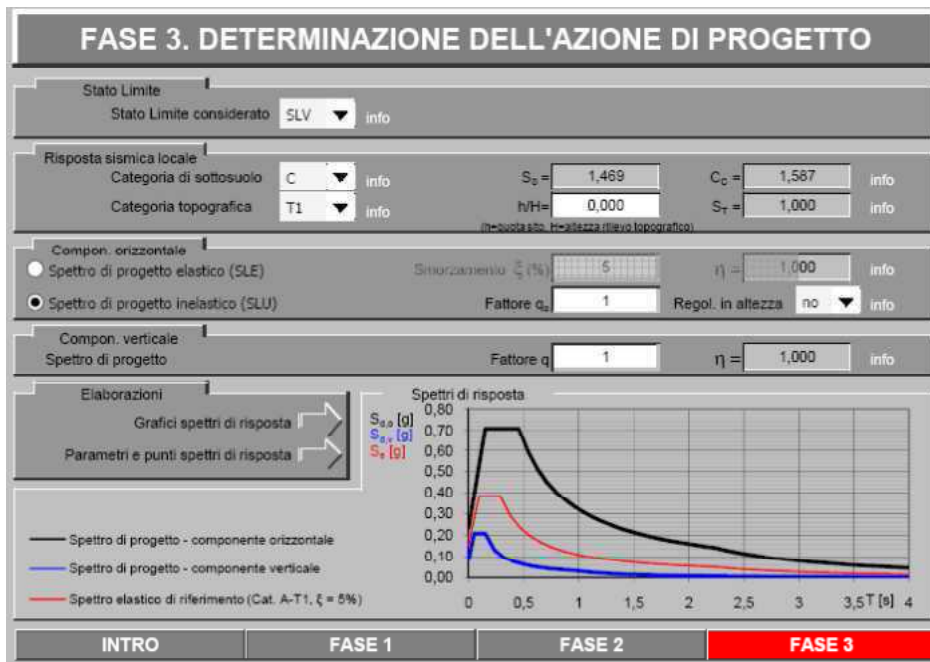


Fig. 16: Fase 3 – S.L.V. , Spettri NTC.

STATO LIMITE	SLV
$a_d$	0,160 g
$F_o$	2,403
$T_c^*$	0,286 s
$S_s$	1,469
$C_c$	1,587
$S_T$	1,000
$q$	1,000

$S$	1,469
$\eta$	1,000
$T_B$	0,151 s
$T_C$	0,454 s
$T_D$	2,241 s

Fig. 17: Tabella dei Parametri indipendenti del sito; affianco Tabella dei Parametri dipendenti; Spettro NTC.

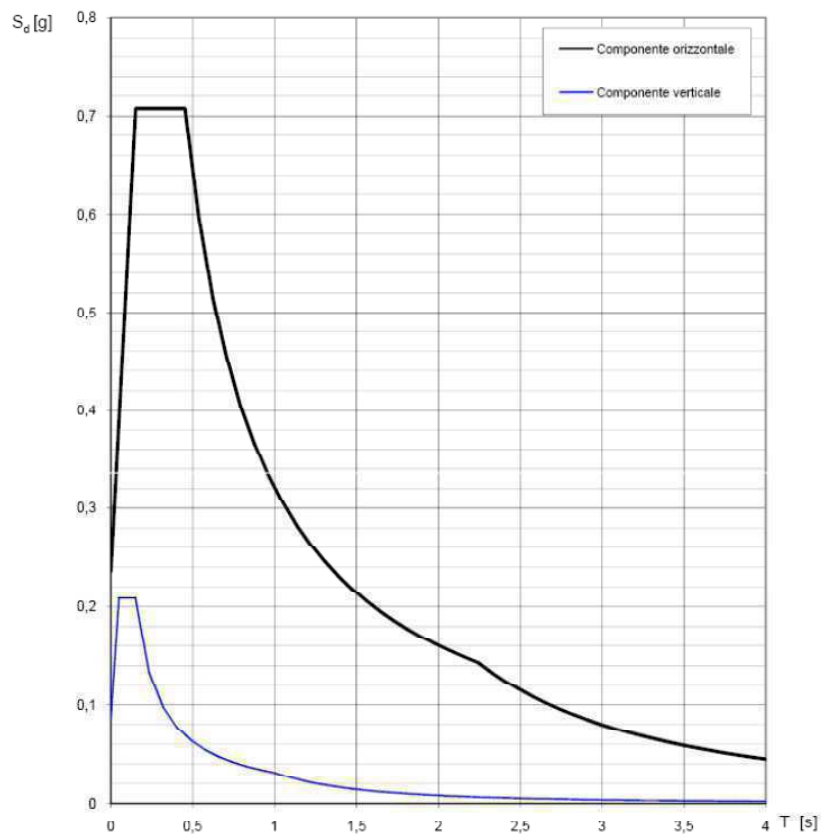


Fig. 18: Grafico Spettro di risposta – S.L.V., Spettro NTC.

Lo studio delle strutture viene fatto con riferimento anche allo Stato Limite di Danno S.L.D. caratterizzato da una Probabilità di Superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR} = 63\%$ . Il Periodo di Ritorno  $T_R$  è pari a 50 anni.

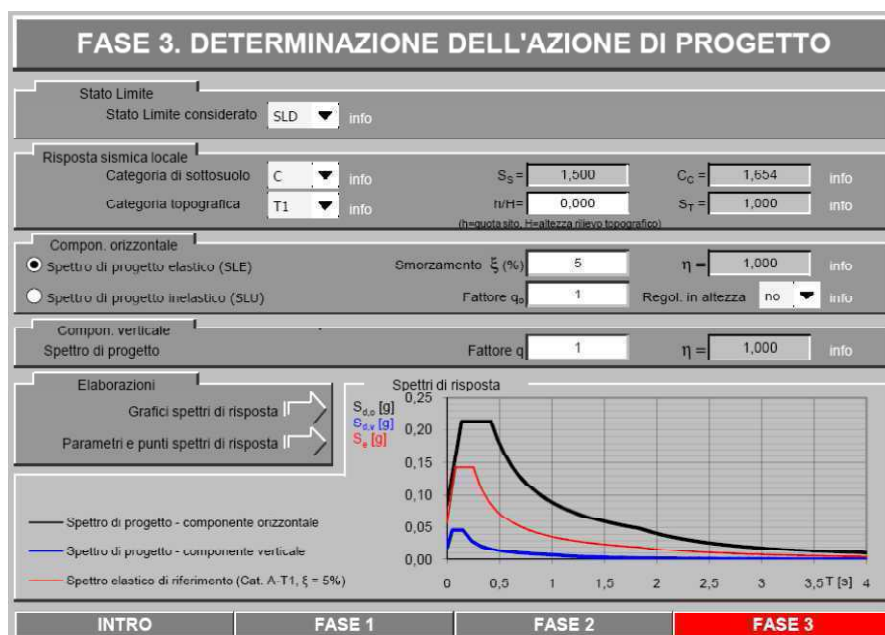


Fig. 19: Fase 3 – S.L.D., Spettro NTC.

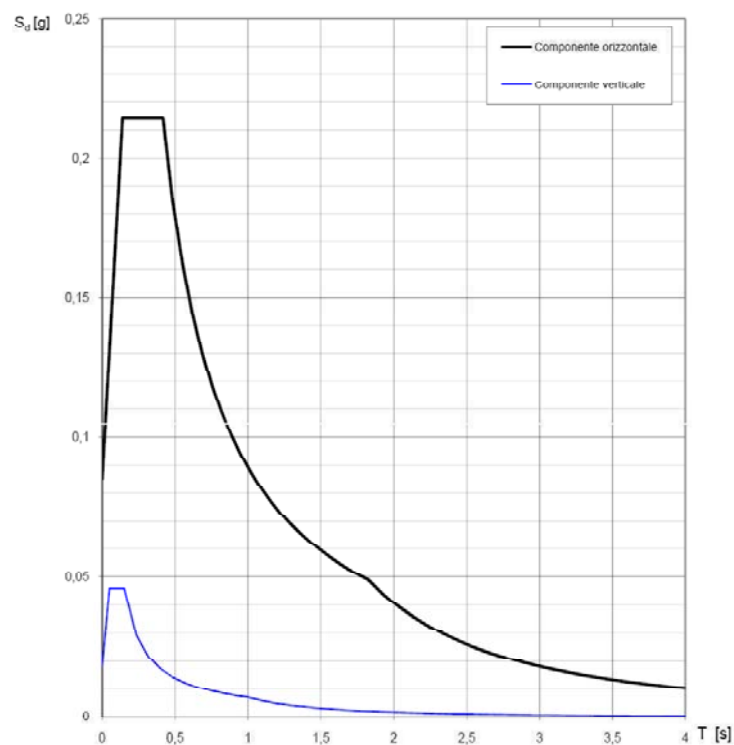


Fig. 20: Grafico Spettro di risposta – S.L.D. , Spettro NTC.

## 6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

### 6.1 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( G<sub>1</sub> );
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( G<sub>2</sub> );
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione ( P );
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali;

b) *variabili* ( Q ): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) *eccezionali* ( A ): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;

- esplosioni;

- urti ed impatti;

d) *sismiche* ( E ): azioni derivanti dai terremoti.

## 6.2 Combinazioni delle azioni – Riferimento alle NTC 2008

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.1)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.2)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.3)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots \quad (2.5.4)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots \quad (2.5.5)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto A<sub>d</sub>:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots \quad (2.5.6)$$

Nelle combinazioni per SLE, vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Fig. 21: Valori dei coefficienti di Combinazione, Tabella 2.5.I – NTC 2008.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Fig. 22: Coefficienti Parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, Tabella 2.6.I – NTC 2008.

Nell'analisi statica, condotta con riferimento allo Stato Limite Ultimo, è stata utilizzata la Combinazione Fondamentale delle azioni. Ai carichi si applicano i coefficienti di combinazione della Tab. 2.5.I e i coefficienti parziali della Tab. 2.6.I, colonna A1-STR, secondo 8 diverse Combinazioni Lineari Fondamentali.



**Tab. 5:** Combinazioni Fondamentali.

	<i>Combinazioni Fondamentali</i>							
<i>Carichi</i>	1	2	3	4	5	6	7	8
G1	1,3	1	1,3	1,3	1,3	1	1	1,3
G2	1,5	0	1,5	1,5	1,5	0	1,5	0
qk	1,5	0	0	0	1,5	0	1,5	0
qneve	0,75	0	0	0,75	0	0,75	0,75	0,75

Nell' analisi sismica è stata adottata la Combinazione Sismica. In particolare viene annullato l'effetto del vento poiché il corrispettivo coefficiente di combinazione da adottare per tale Combinazione Sismica risulta nullo. L'azione sismica nelle due direzioni, X e Z, viene combinata con i coefficienti  $\pm 1,0$  e  $\pm 0,3$  ottenendo 8 Combinazioni Sismiche.

**Tab. 6:** Combinazioni Sismiche.

	<i>Combinazioni Sismiche</i>							
<i>Carichi</i>	9	10	11	12	13	14	15	16
G1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1	1	1
qk	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
qneve	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma X	1	1	-1	-1	0,3	0,3	-0,3	-0,3
Sisma Z	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	1	-1

## 7. LA TECNOLOGIA NIDYON

Il sistema costruttivo Nidyon permette la realizzazione di strutture a pareti portanti in conglomerato cementizio gettato in opera e debolmente armato.

Le caratteristiche salienti dei sistemi strutturali realizzati con la tecnologia Nidyon sono:

- pareti in calcestruzzo debolmente armato;
- comportamento scatolare.

Al fine di massimizzare la robustezza delle strutture nei confronti dei carichi verticali, le massime tensioni verticali devono risultare inferiori al valore  $15 - 20 \text{ daN/cm}^2$ .

Per massimizzare la duttilità nei confronti delle azioni orizzontali si lavora con bassi quantitativi di armatura verticale e armatura orizzontale calcolata tale da garantire una rottura delle pareti a flessione prima che a taglio.

I solai oltre a sopportare i carichi verticali e a trasferirli alle pareti, costituiscono anche dei piani rigidi che assorbono le azioni orizzontali e le ripartiscono fra tutti gli elementi di

controvento. La distribuzione delle azioni orizzontali fra i vari elementi di controvento avviene proporzionalmente alle rigidità a flessione e taglio delle pareti. Occorre quindi verificare l'armatura degli incatenamenti per il raggiungimento dello scopo sopra – citato. Le pareti risultano forate a causa della presenza delle aperture: nel caso in esame si trascurano gli architravi e i parapetti che costituirebbero dei traversi di collegamento degli elementi verticali resistenti alle azioni orizzontali.

Risulta necessario il rispetto di alcune regole basilari desunte dalla normativa di riferimento:

- a)** nel progettare le strutture di fondazione si deve tenere in conto l' elevata rigidità delle pareti portanti;
- b)** prevedere giunti di dilatazione in relazione alle condizioni climatiche locali ed alla natura del cls; (almeno ogni 25 metri nelle zone secche e soggette a forti variazioni di temperatura; tale distanza potrà aumentare fino ad un massimo di 40 metri in zone umide e temperate);
- c)** utilizzare setti di larghezza minima pari a 100 cm e disporre sempre un setto alle estremità di una facciata;
- d)** tutte le aperture praticate nelle pareti devono essere contornate con armature ben ancorate di area pari almeno a  $A_s = 1.0 \text{ cm}^2$  ( $2.0 \text{ cm}^2$  in zona sismica);
- e)** realizzare con armature meccanicamente continue incatenamenti orizzontali (cordoli in spessore di solaio) e verticali; essi devono assolvere le seguenti funzioni:
  - equilibrare le forze che agiscono sui pannelli esterni a causa delle eccentricità;
  - equilibrare le azioni di trazione che nascono nei solai e nei pannelli in funzione del loro comportamento da controventi di piano e di parete;
  - equilibrare sforzi di trazione dovuti ad eventuali cedimenti differenziali,
  - collaborare ad evitare la propagazione del crollo nel caso di evento eccezionale, assicurando nuovi schemi statici;
- f)** l'incatenamento perimetrale deve essere costituito da un cordolo con armatura minima pari a  $A_s = 3.0 \text{ cm}^2$  ( $4.0 \text{ cm}^2$  in zona sismica) in acciaio FeB44k (analoga prescrizione vale per i cordoli che obbligatoriamente devono essere previsti in corrispondenza di tutte le pareti portanti);
- g)** l'incatenamento orizzontale interno deve essere costituito da un'armatura diffusa (anche rete elettrosaldata) che consenta di assorbire (con tensione massima  $s = 1600 \text{ kg/cm}^2$ ) uno sforzo di trazione pari al 2% degli sforzi assiali presenti nelle pareti ed almeno a 500 kg/m in entrambe le direzioni;

- h)** l'incatenamento verticale deve essere efficacemente distribuito in modo da assorbire (con tensione massima  $s = 1600 \text{ kg/cm}^2$ ) uno sforzo di trazione pari almeno a  $500 \text{ kg/m}$ ; deve inoltre essere presente un incatenamento locale all'estremità delle singole pareti (o delle mensole elementari), al fine di assorbire gli sforzi di trazione dovuti alle azioni orizzontali, con tensione massima  $s = 1600 \text{ kg/cm}^2$ ;
- i)** l'armatura di cucitura verticale tra un muro e quello soprastante deve avere sezione complessiva non inferiore a  $A_s = 1.5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ; la cucitura fra fondazione e primo livello e fra ultimo livello e copertura deve invece essere realizzata con  $A_s = 3.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ ;
- j)** il nodo solaio-parete deve essere tale da assicurare la sospensione del solaio nel caso di distruzione del pannello verticale sottostante;
- k)** in zona sismica, per assorbire le azioni orizzontali, parapetti e sovraporche sono considerati efficaci come travi solo se  $H/L > 0,5$ ; devono essere armati con almeno 2 barre superiori ed inferiori collegate da staffe chiuse e tale armatura deve proseguire nelle pareti per almeno la metà dell'altezza della trave, oltre alla normale lunghezza di ancoraggio;
- l)** in zona sismica le armature continue di flessione delle mensole verticali dovranno comunque essere non inferiori a  $2.0 \text{ cm}^2$  per parte;
- m)** i solai devono avere armatura inferiore anche in corrispondenza degli appoggi, devono essere realizzati con getto di completamento che costituisca una soletta di spessore minimo pari a  $4 \text{ cm}$  armata con rete elettrosaldata (ad esempio  $\phi 5 \text{ } 20 \times 20$ ) e devono consentire un efficace funzionamento a lastra ;
- n)** per la progettazione di edificio sito in zona sismica è necessario considerare due sistemi di forze orizzontali agenti non contemporaneamente secondo le direzioni ortogonali, tenendo conto delle eccentricità planimetriche della distribuzione delle masse, secondo quanto prescritto dalle norme sismiche;
- o)** per la progettazione di edificio sito in zona non sismica risulta comunque indispensabile verificare la struttura sotto l'azione di forze orizzontali convenzionali pari almeno al 2% dei carichi verticali; tali forze non devono essere combinate con altre azioni orizzontali (vento, sisma ...);
- p)** *"per la stabilità d'assieme in presenza di eventi eccezionali, la struttura deve essere organizzata in modo tale che la eventuale distruzione di un elemento verticale portante delle dimensioni di un vano, o di due di tali elementi in posizione d'angolo, non comporti un collasso a catena, e sia tale da garantire la redistribuzione dei carichi fra gli elementi residui sia pure a prezzo di dissesti locali"* ;

q) le deformazioni d'insieme devono essere calcolate nell'ipotesi di elasticità lineare di sezioni interamente reagenti ed occorre verificare che lo spostamento in sommità sia inferiore a  $H/2000$  ( $H$ =altezza del fabbricato);

r) dovranno essere effettuate verifiche di sicurezza rispetto agli stati limite ultimi e di esercizio, secondo le modalità riportate nelle pagine seguenti.

Le prescrizioni precedenti riassumono le condizioni indispensabili fornite da istruzioni e normativa per la progettazione di edifici a pareti portanti gettati in opera ; per ogni altra indicazione e approfondimento occorre riferirsi appunto alla normativa vigente e relative istruzioni.

## **8. VERIFICA DELLE STRUTTURE**

Secondo il Cap. 4.1.11 “Calcestruzzo a bassa percentuale di armatura o non armato” delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008: “il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura è quello per il quale la percentuale di armatura messa in opera è minore di quella minima necessaria per il calcestruzzo armato o la quantità media in peso di acciaio per metro cubo di calcestruzzo è inferiore a 0,3 kN”.

Sia il calcestruzzo a bassa percentuale di armatura, sia quello non armato possono essere impiegati solo per elementi secondari o per strutture massicce o estese”.

La Circolare Ministeriale n. 6090/ '69 “Norme per il Calcolo e la Costruzione di strutture a grandi pannelli” aveva lo scopo di fornire “norme per la progettazione, il calcolo, la esecuzione e il collaudo di costruzioni con strutture prefabbricate in zone asismiche e sismiche”. La suddetta Circolare è stata superata dal D.M. LL. PP. '87 che però appare incompleto per quanto riguarda lo studio delle strutture a pannelli portanti.

Il più valido strumento per la progettazione delle strutture a pareti portanti gettati in opera è il C. N. R. n. 10025/ '84.

### **8.1 Metodo di verifica per carichi verticali**

#### **8.1.1 Osservazioni**

Le pareti portanti sono elementi snelli soggetti a prevalente sforzo di compressione; conseguentemente una verifica di resistenza non può prescindere dagli effetti di instabilità per carico di punta accentuati, dall'accrescimento delle deformazioni viscosse.

Occorre ricordare che il procedimento di calcolo riportato nelle Istruzioni C.N.R. deriva dalle "Raccomandazioni internazionali unificate per il calcolo e l'esecuzione delle strutture a grandi pannelli" (C.E.B. 1969), integralmente riprese dalla Circ.LL.PP. 11 Agosto 1969 n° 6090; tale metodo risulta così articolato:

- a) ricerca dell'eccentricità equivalente "e<sub>0</sub>";
- b) calcolo della snellezza ridotta "λ";
- c) calcolo del coefficiente "φ" di riduzione del carico di rottura a compressione semplice;
- d) confronto fra sollecitazione di calcolo ed azione resistente.

### 8.1.2 Calcolo delle eccentricità

L'eccentricità iniziale di calcolo, o del primo ordine, è la distanza del centro di pressione della sollecitazione di calcolo dal piano meccanico, calcolata senza tenere conto della deformazione; essa si ottiene come sovrapposizione delle "eccentricità strutturali" e delle eccentricità generate dalle azioni esterne:

$$e_0 = e_0(\text{strutt.}) + e_0(\text{azioni}).$$

L'eccentricità strutturale di calcolo nella mezzeria del pannello viene così valutata:

$$e_0(\text{strutt.}) = (0,3(e_s^2 + e_i^2) + 0,4e_s e_i)^{1/2} + e_p.$$

In tale espressione le grandezze e<sub>s</sub>, e<sub>i</sub> sono le eccentricità delle risultanti ai vincoli superiore ed inferiore; per la valutazione di e<sub>s</sub>, e<sub>i</sub> si utilizzano le seguenti indicazioni (con riferimento a fig. 27):

- all'estremità inferiore la risultante si suppone applicata nel baricentro della sezione di contatto ;
- all'estremità superiore si ipotizza il diagramma triangolare delle pressioni di contatto dovute al solaio (reazione ad 1/3 della superficie di appoggio), mentre il carico proveniente dalle pareti superiori ha un'eccentricità dipendente dalla disposizione relativa.

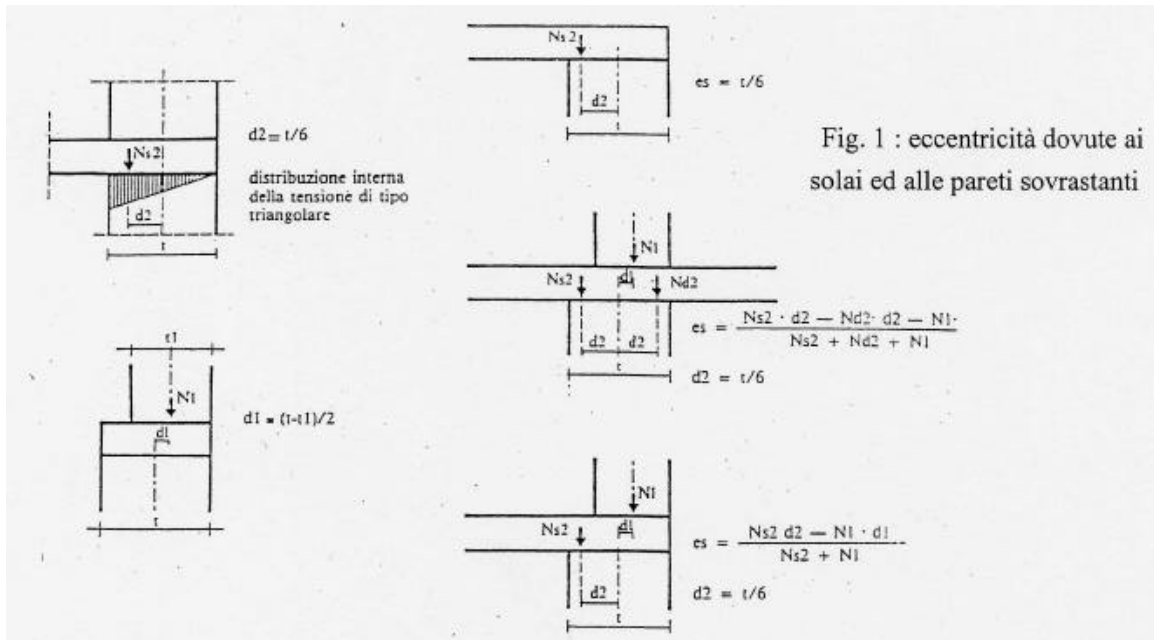
La grandezza e<sub>p</sub> rappresenta invece l'eccentricità non intenzionale dovuta al difetto di verticalità, che in mancanza di determinazione sperimentale si assume pari a:

$$e_p = 0,003 h.$$

L'eccentricità dovuta alle azioni esterne, e<sub>0</sub> (sisma, vento, variazioni termiche), si valuta dividendo il momento flettente associato a tali azioni per lo sforzo normale unitario presente nella sezione di mezzeria del pannello; per la progettazione di edificio sito in zona sismica si ottiene ad esempio:

- peso parete "w";

- coefficienti C, R, b;
- $q_{\text{sisma}} = C R b w$
- $M_{\text{sisma}} = q_{\text{sisma}} \times H^2/12$
- $e_0(\text{azioni}) = e_{\text{sisma}} = M_{\text{sisma}}/N$ .

Fig. 23: *Eccentricità.*

### 8.1.3 Valutazione della snellezza e del coefficiente di riduzione del carico di rottura

Nella letteratura tecnica viene individuato il parametro  $\alpha$ , definito come "caratteristica elastica" del calcestruzzo, che esprime la relazione fra il modulo di elasticità iniziale del conglomerato e la resistenza media a compressione; con opportuni coefficienti risulta possibile tenere in conto l'effetto del permanere del carico e del fluage del conglomerato.

Le istruzioni C.N.R. accolgono sostanzialmente tale formulazione e pongono:

$$\alpha = 1000/(1+\beta\xi)$$

in cui:  $\beta$  = coeff. di deformazione differita = 1,4

$\xi$  = rapporto fra carico di lunga durata e carico totale.

Si definisce snellezza ridotta della parete il rapporto  $\lambda = l_0 / (s \alpha^{1/2})$

in cui  $s$  è lo spessore della parete e  $l_0$  è la lunghezza libera d'inflessione che, nell'ipotesi di articolazione alle estremità, risulta coincidente con l'altezza della medesima; in condizione di continuità delle pareti sovrapposte si può assumere  $l_0 = 0,8 l$ .

### 8.1.4 Verifica di stabilità

Riferendosi alle Istruzioni C.N.R. 10025/84, la verifica di stabilità assume quindi la seguente forma:

$$n_{Sd} (n_k, \gamma_f) < \varphi n_{Rd} (f_k, \gamma_m)$$

in cui:

$n_{Sd}$  = azione sollecitante di calcolo

$n_{Rd}$  = azione resistente di calcolo

$n_k$  = valore caratteristico dell'azione considerata

$\gamma_f$  = coeff. amplificatore del valore caratteristico

$f_k$  = resistenza caratteristica del materiale

$\gamma_m$  = coeff. riduttore della resistenza caratteristica

$\varphi$  = coeff. riduttore del carico resistente.

Nel caso di pareti in conglomerato cementizio soggette a sforzi di compressione, si ottiene:

$$n_{Sd} = n_k \times \gamma_f = n_k \times 1,5$$

$$n_{Rd} = (f_{ck} / \gamma_c) \times A = [0,83 R_{ck} / (1,6 \times 1,25)] \times A .$$

Lo sforzo normale unitario ultimo di calcolo " $n_{Rd}$ " che la parete può raggiungere, viene ridotto del coefficiente " $\varphi$ ", funzione di " $e_0 / s$ " e " $l$ " secondo il grafico riportato nelle summenzionate normative (fig. 2) ; il coeff. riduttore  $\varphi$  ingloba sia l'effetto dell'instabilità che l'effetto dei carichi di lunga durata.

Quindi il metodo di verifica sostanzialmente consiste nel confrontare il carico di esercizio (valore caratteristico di calcolo) con l'azione normale resistente ridotta con il coeff.  $\varphi$ ; conglobando tutti i coeff. in un unico coefficiente di sicurezza si ottiene la seguente espressione del carico ultimo di riferimento:

$$n_0 = \varphi A [0,83 R_{ck} / (1,6 \times 1,25)] / \gamma_f = \varphi \times A R_{ck} / 3,6$$

Il coeff. riduttore  $\varphi$  viene appunto ottenuto dal grafico riportato nella (fig. 2), in funzione del rapporto  $e_0 / s$  e della snellezza  $l$ .

La verifica in oggetto si effettua sulla sezione orizzontale a metà altezza della parete, ove sono maggiori gli effetti delle azioni orizzontali e diventa massima l'amplificazione delle eccentricità iniziali.

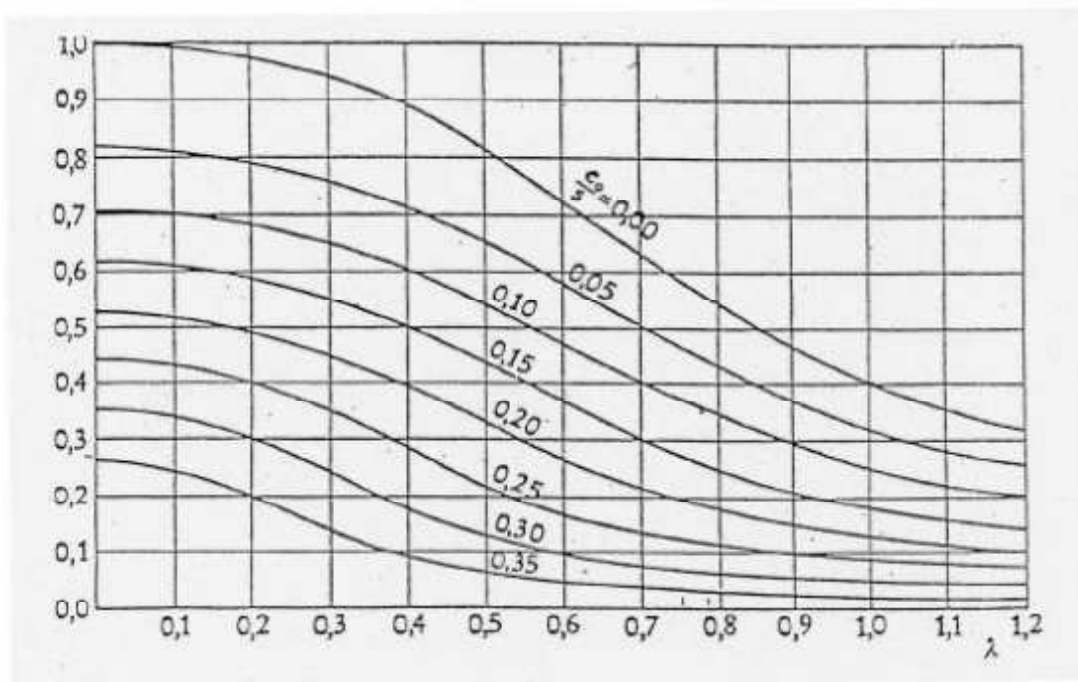


Fig. 24 : Coefficiente riduttore del carico di rottura.

## 8.2 Verifica della struttura con combinazione delle azioni verticali ed orizzontali

### 8.2.1 Valutazione delle azioni orizzontali

Secondo la NTC 2008 l'analisi statica lineare consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze di inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che rispettino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame ( $T_1$ ) non superi  $2,5 T_C$  o  $T_D$  e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza,  $T_1$  può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C \times H^{3/4}$$

dove:  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C$  vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio in calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni con qualsiasi altro tipo di struttura.



L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h \times z_i \times W_i / \sum_j z_j W_j$$

dove:

$$F_h = S_d(T_1) \times W \times \lambda / g$$

$F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;

$z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione (v. § 3.2.3.1), delle masse  $i$  e  $j$ ;

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al § 3.2.3.5;

$W$  è il peso complessivo della costruzione;

$\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se la costruzione ha almeno tre orizzontamenti e se  $T_1 < 2T_C$ , pari a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

Per gli edifici, se le rigidezze laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula seguente attraverso il fattore (d) risultante dalla seguente espressione:

$$d = 1,06 \times x / L_e$$

dove:

$x$  è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

$L_e$  è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

## 8.2.2 Ripartizione delle azioni orizzontali

I solai oltre a sopportare i carichi verticali ed a trasferirli alle pareti, devono realizzare il piano rigido che consente di ripartire le azioni orizzontali fra tutti gli elementi di controvento; le istruzioni C.N.R. segnalano che *"gli edifici dovranno essere concepiti come complessi tridimensionali di muri portanti, muri di controventamento e solai, in modo che i vari elementi cooperino sia alla portanza dei carichi verticali, sia alla resistenza ad azioni orizzontali"*.

La distribuzione delle azioni orizzontali fra i vari elementi di controvento avviene proporzionalmente alle rigidezze a flessione e taglio; per assolvere tale compito i solai devono essere considerati come travi parete nel proprio piano e risulta indispensabile verificare se l'armatura degli incatenamenti sia sufficiente a tale scopo od occorra incrementarla.

Qualora architravi e parapetti non vengano considerati efficaci il controvento sarà costituito da mensole verticali.

Il problema del calcolo di un complesso spaziale soggetto ad azioni orizzontali (sisma o vento) consiste nel valutare la ripartizione, fra i vari elementi irrigidenti, di un sistema di forze orizzontali che, convenzionalmente, simulino l'azione sismica in accordo con le prescrizioni delle "Norme Tecniche". Tale ripartizione non è nota a priori ed avviene in relazione alla deformabilità (o rigidezza) dei singoli elementi strutturali, ed alle loro posizioni in pianta.

Gli elementi di controventamento appartengono ad una delle seguenti categorie:

- a) pareti piene,
- b) telai piani,
- c) pareti con fori.

Le pareti piene sono essenzialmente caratterizzate da una deformabilità di tipo flessionale (EJ); qualora abbiano snellezze modeste, si manifesta anche una deformabilità per taglio (GA). I telai piani sono invece caratterizzati da deformabilità di tipo tagliante; per telai molto snelli si evidenzia anche una deformabilità di tipo flessionale.

Le pareti forate hanno sostanzialmente un comportamento intermedio e quindi possono essere sempre riguardate come l'associazione di due mensole (aventi le medesime coordinate), l'una deformabile per flessione (EJ) e l'altra deformabile per taglio.

In definitiva, qualsiasi controventamento può essere concepito come una mensola deformabile sia per flessione che per taglio, intendendo con ciò cogliere i due modi fondamentali di deformarsi dei controventamenti, e precisamente quello per flessione (tipico delle pareti piene snelle) e quello per taglio.

### **8.3 Normativa NTC 2008**

Per le verifiche dei solai e delle travi si fa riferimento al cap. 4.1 "Costruzioni in acciaio" delle NTC 2008. Per l'analisi sismica lineare statica e le verifiche allo stato limite ultimo per le pareti (verifiche a pressoflessione e a taglio) si fa riferimento al cap. 7.4 "Costruzioni in acciaio" delle NTC 2008.

## 8.4 Verifiche agli Stati Limite d'Esercizio

Nel caso di pareti monolitiche (con collegamenti efficaci lungo le unioni verticali), le deformazioni d'insieme per la verifica dello stato limite di deformazione verranno calcolate in campo elastico nell'ipotesi di sezioni in calcestruzzo completamente reagenti. Per le mensole complesse ottenute con semplici chiavi elastiche, le deformazioni ottenute devono invece essere aumentate di un terzo.

Le deformazioni calcolate dovranno essere tali da non generare inconvenienti alle opere strutturali.

La verifica a fessurazione delle pareti non risulta necessaria se la deformazione massima calcolata produce uno spostamento in sommità inferiore a  $H/2000$ .

Secondo le NTC 2008 si verificano, allo stato limite di danno, gli spostamenti interpiano prodotti dal sisma, quest' ultimi valutati nelle due direzioni tenendo conto della rigidezza complessiva delle pareti disposte nella direzione considerata.

# 9. DIMENSIONAMENTO DEGLI ORIZZONTAMENTI

Nel volume principale, il solaio intermedio è ardito parallelamente al lato maggiore; si sviluppa su cinque campate di diversa luce ed è costituito da nervature in calcestruzzo armato gettato in opera con una soletta in calcestruzzo armato anch' essa gettata in opera.

Il solaio può essere così pre - dimensionato:

- Altezza solaio:  $H_{\text{solaio}} > L/25 = 3,75/25 = 0,15$  [m]
- Spessore cappa:  $s = 4$  [cm]
- Interasse travetti:  $i_{\text{travetti}} < 15 \times s = 60$  [cm]
- Armatura longitudinale minima:  $A_s > 0,07 \times H_{\text{solaio}}$ .

Nel volume secondario, il solaio intermedio è ardito perpendicolarmente al lato maggiore; si sviluppa su una campata di luce 5,50 [m] ed è costituito da nervature in calcestruzzo armato gettato in opera con una soletta in calcestruzzo armato anch' essa gettata in opera. Il solaio è attraversato in mezzera da un travetto trasversale con funzione di ripartizione del carico e sostegno di pareti sovrastanti disposte in falso.

Pre – dimensionamento del solaio:

- Altezza solaio:  $H_{\text{solaio}} > L/25 = 5,50/25 = 0,22$  [m]

- Spessore cappa:  $s = 4$  [cm]
- Interasse travetti:  $i_{\text{travetti}} < 15 \times s = 60$  [cm]
- Armatura longitudinale minima:  $A_s > 0,07 \times H_{\text{solaio}}$ .

Dati i risultati, per entrambi i solai si adottano:

- Altezza solaio:  $H_{\text{solaio}} = 0,22$  [m]
- Spessore cappa:  $s = 4$  [cm]
- Interasse travetti:  $i_{\text{travetti}} = 56$  [cm]
- Armatura longitudinale minima:  $A_s > 0,07 \times H_{\text{solaio}} = 1,54$  [cm<sup>2</sup>/m].

I calcoli saranno effettuati con riferimento a una striscia di solaio di larghezza pari a 0,56 [m];

i carichi agenti su tale striscia di solaio sono:

- $G_1 = 1,176$  [kN/m]
- $G_2 = 1,848$  [kN/m]
- $q = 1,12$  [kN/m].

Si riportano due casi di solaio: il primo a quattro campate, di cui una a sbalzo e il secondo ad unica campata.

### 9.1 Primo caso: solaio a quattro campate

Segue la tabella 7 che riporta i coefficienti di combinazione applicati ai diversi carichi per il primo caso.

**Tab. 7:** Tabella delle 8 combinazioni fondamentali di carico per le 4 campate di solaio.

Combinazioni	Campate							
	L <sub>1</sub> = 1,4 m		L <sub>2</sub> = 2,72 m		L <sub>3</sub> = 3,75 m		L <sub>4</sub> = 2,8 m	
	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub> + q <sub>k</sub>	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub> + q <sub>k</sub>	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub> + q <sub>k</sub>	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub> + q <sub>k</sub>
1	1,3	1,5	1,3	1,5	1,3	1,5	1,3	1,5
2	1	0	1	0	1	0	1	0
3	1	0	1,3	1,5	1	0	1,3	1,5
4	1,3	1,5	1	0	1,3	1,5	1	0
5	1	0	1,3	1,5	1,3	1,5	1	0
6	1,3	1,5	1	0	1	0	1,3	1,5
7	1	0	1	0	1,3	1,5	1,3	1,5
8	1,3	1,5	1,3	1,5	1	0	1	0

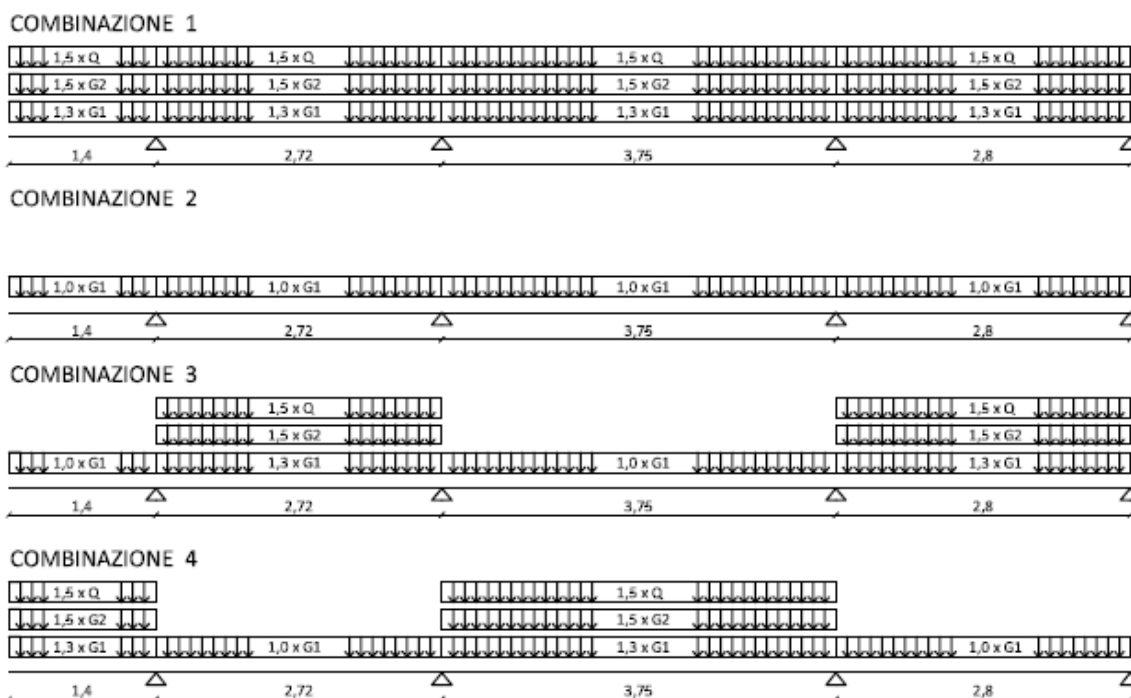


Fig. 25: Schematizzazione dei carichi per le prime quattro combinazioni di carico su trave a quattro campate, di cui una a sbalzo.

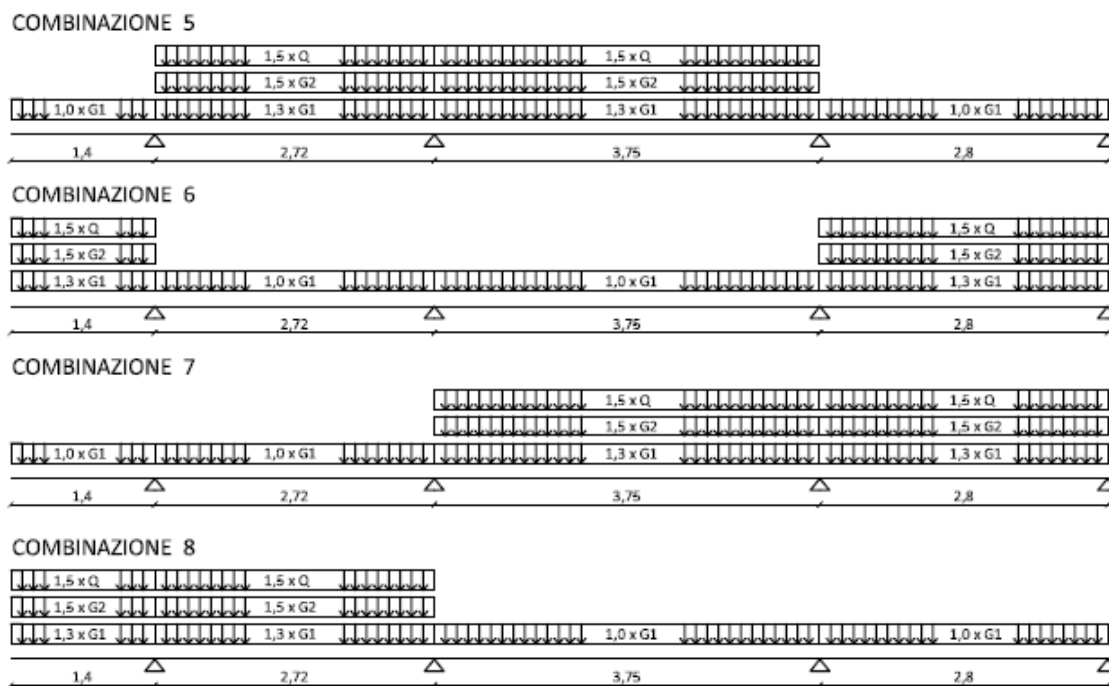


Fig. 26: Schematizzazione dei carichi per le successive quattro combinazioni di carico su trave a quattro campate, di cui una a sbalzo.

Si riportano i risultati delle prime due combinazioni per una striscia di solaio di ampiezza 0,56 [m] ; la prima massimizza i carichi per tutte le campate, la seconda li minimizza:

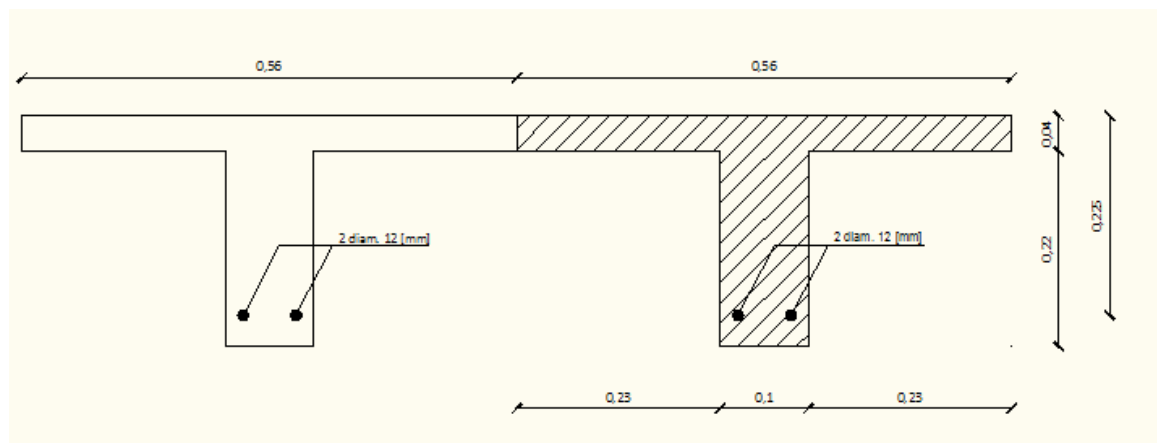
- $1,3 G_1 + 1,5 (G_2 + q_k) = 5,98 \text{ [kN/m]}$
- $1,0 G_1 + 0 (G_2 + q_k) = 1,176 \text{ [kN/m]}$ .

**Tab. 8:** Tabella riassuntiva delle sollecitazioni. Sono riportati i momenti negativi in corrispondenza degli appoggi, quelli positivi che si hanno in campata e il taglio per ciascuna combinazione. Infine si riportano i valori massimi, positivi e negativi, dell'involuppo.

	M <sub>2(-)</sub>	M <sub>A(+)</sub>	M <sub>3(-)</sub>	M <sub>B(+)</sub>	M <sub>4(-)</sub>	M <sub>C(+)</sub>	T <sub>max</sub>	
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	
1	-5,8612	0,0348	-5,1429	4,4372	-7,0523	2,8654	11,7232	
2	-1,1525	0,0069	-1,0112	0,8725	-1,3867	0,5634	2,3051	
3	-1,1525	3,7666	-2,4122	-0,6278	-2,9985	4,4578	9,444	
4	-5,8612	-3,4559	-3,7419	5,9391	-5,4405	(-2,72)	11,6669	
5	-1,1525	1,8935	-6,8583	4,8415	-4,5484	(-2,2742)	11,83	
6	-5,8612	(-2,93)	0,7042	1,1123	-3,8906	4,0773	9,7627	
7	-1,1525	(-2,66)	-4,1851	4,816	-7,3265	2,7703	12,0517	
8	-5,8612	1,7872	-1,969	0,5486	-1,1125	0,6633	9,5649	
INVILUPPO	-1,1525	3,7666	0,7042	5,9391	-1,1125	4,4578	12,0517	MAX
	-5,8612	-3,4559	-6,8583	-0,6278	-7,3265	(-2,72)	-12,0517	MIN

### 9.1.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

Sezione a T di larghezza 560 [mm], coincidente con l'interasse dei travetti del solaio; l'altezza utile della sezione è  $d = 215 \text{ [mm]}$ .



**Fig. 27:** Sezione trasversale dei travetti del solaio.

Si considera reagente l'intera sezione a T, tratteggiata in disegno.

Il momento massimo è  $M_{Sd} = 5,9391 \text{ [kNm]}$ .

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 5,9391 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 215 \cdot 391) = 78,5 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$2 \varphi 10 = A_{sf} = 157,08 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 9.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}$ .

Si utilizza una distribuzione di tensioni sulla sezione tipo stress – block. L'equilibrio alla traslazione nella sezione (risultante compressioni = risultante trazioni) viene posto con l'ipotesi che  $x \leq 40 \text{ mm}$ ; si utilizza  $f_{c1} = 0,8 f_c = 0,8 \cdot 14,16 = 11,328 \text{ [MPa]}$ .

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{c1} - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_{c1}) = (157,08 \cdot 391) / (0,8 \cdot 560 \cdot 11,328) = 12,10 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 12,10/215 = 0,0563$$

Si è nel campo delle “deboli armature” quindi si ha la rottura della sezione per il raggiungimento della massima deformazione dell'acciaio.

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (215 - 12,10)] / 12,10 = 58,69 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta molto maggiore dell' 1,86 ‰.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

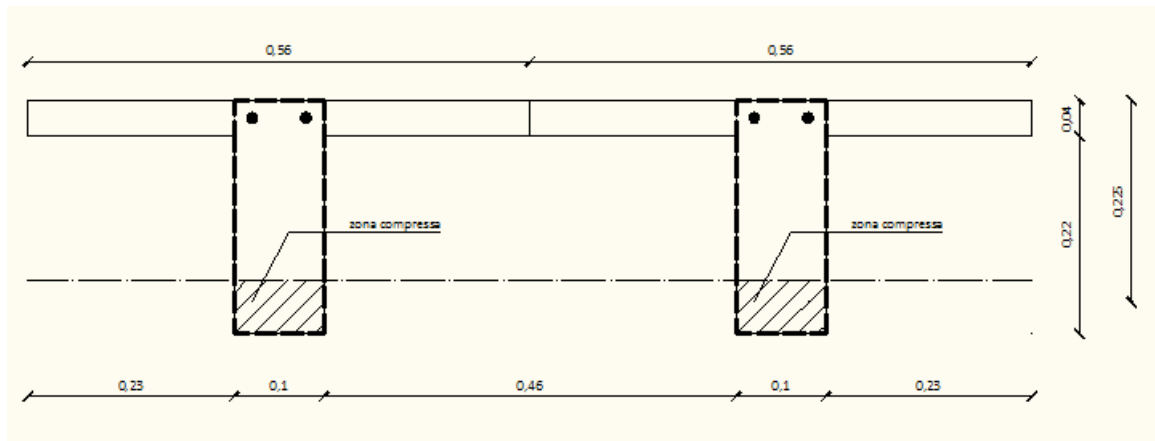
$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 157,08 \cdot 391 \cdot (215 - 4,84) = 12,90 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 9.1.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

Si considera la sezione rettangolare con larghezza pari a 100 [mm] e altezza utile di 215 [mm].



**Fig. 28:** Sezione trasversale dei travetti del solaio.  
Si considera reagente la sezione rettangolare.

Il momento minimo è pari a  $M_{Sd} = -7,3265$  [kNm].

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 7,3265 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 215 \cdot 391) = 96,84 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$2 \varphi 10 = A_{sf} = 157,08 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 9.1.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}$ .

Essendo una sezione sollecitata da momento negativo, la sezione reagente ha la dimensione  $b \times H = 10 \times 26$  [cm].

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (157,08 \cdot 391) / (0,8 \cdot 100 \cdot 14,16) = 54,22 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 54,22/215 = 0,2522$$

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (215 - 54,22)] / 54,22 = 10,38 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta maggiore dell'  $1,86 \text{ ‰}$ .

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:



$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 157,08 \cdot 391 \cdot (215 - 21,688) = 11,87 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 9.1.5 Verifica a taglio del solaio

Il taglio massimo osservabile dalla tab. risulta essere  $V_{Sd} = 12,0517 \text{ [kN]}$ .

Si valuta dapprima la resistenza che il solaio è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti.

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$d$  è l'altezza utile della sezione [mm];

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione [mm].

$$A_{sl} = 157,08 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 157,08 / (100 \cdot 215) = 0,0073$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/215)^{1/2} = 1,9644$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,9644^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,48$$

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot 1,9644 \cdot (100 \cdot 0,0073 \cdot 25)^{1/3} / 1,5\} \cdot 100 \cdot 215 \geq 0,48 \cdot 100 \cdot 215$$

$$V_{Rd} = 13,34 > 10,32 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 13,34 > 12,0517 = V_{Sd} \text{ [kN]}$$

Il taglio resistente risulta di poco superiore al taglio sollecitante.

## 9.2 Secondo caso: solaio mono campata

Si considera il solaio a unica campata; le combinazioni di carico in questo caso sono due: nella prima i carichi vengono massimizzati  $1,3 \cdot G_1$  e  $1,5 \cdot (G_2 + Q)$ ; nella seconda i carichi vengono minimizzati  $1,0 \cdot G_1$  e  $0 \cdot (G_2 + Q)$ .

Si riportano i risultati delle prime due combinazioni per una striscia di solaio di ampiezza  $0,56 \text{ [m]}$ ; la prima massimizza i carichi per tutte le campate, la seconda li minimizza:

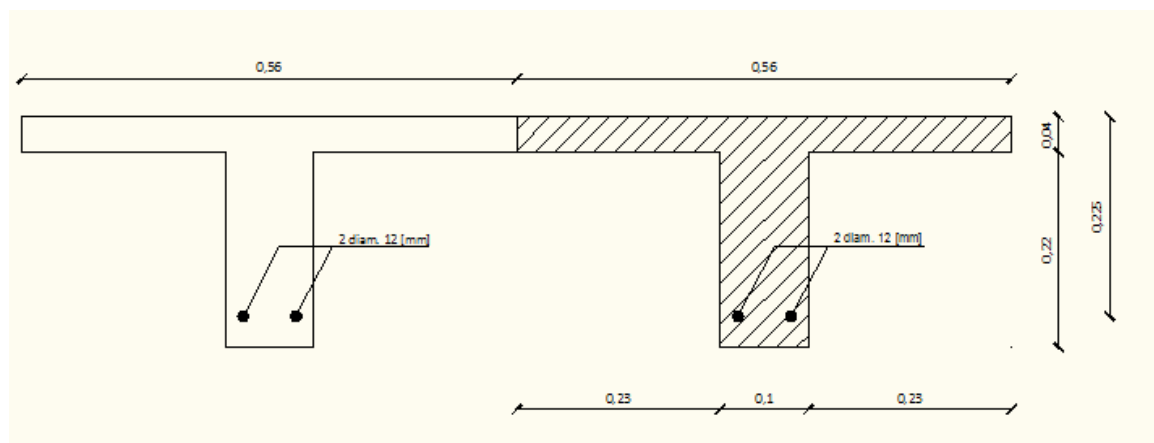
- $1,3 G_1 + 1,5 (G_2 + q_k) = 5,98 \text{ [kN/m]}$
- $1,0 G_1 + 0 (G_2 + q_k) = 1,176 \text{ [kN/m]}$ .

**Tab. 9:** Tabella riassuntiva delle sollecitazioni. Sono riportati il momento positivo in campata e il taglio massimo per ciascuna combinazione. Infine si riportano i valori massimi, positivi e negativi, dell'involuppo.

	MA(+)	T <sub>max</sub>	
Combinazione	[kNm]	[kN]	
1	22,65	16,45	
2	4,45	3,23	
INVILUPPO	22,65	16,45	MAX
	4,45	-16,45	MIN

### 9.2.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

Sezione a T di larghezza 560 [mm], coincidente con l'interasse dei travetti del solaio; l'altezza utile della sezione è  $d = 215 \text{ [mm]}$ .



**Fig. 29:** Sezione trasversale dei travetti del solaio.

Si considera reagente l'intera sezione a T, tratteggiata in disegno.

Il momento massimo è  $M_{Sd} = 22,65 \text{ [kNm]}$ .

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 22,65 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 215 \cdot 391) = 299,37 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$2 \varphi 16 = A_{sf} = 402,12 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 9.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  e  $\epsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}$ .

Si utilizza una distribuzione di tensioni sulla sezione tipo stress – block. L’equilibrio alla traslazione nella sezione (risultante compressioni = risultante trazioni) viene posto con l’ipotesi che  $x \leq 40$  mm; si utilizza  $f_{c1} = 0,8 f_c = 0,8 \cdot 14,16 = 11,328$  [MPa].

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{c1} - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_{c1}) = (402,12 \cdot 391) / (0,8 \cdot 560 \cdot 11,328) = 30,98 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 30,98/215 = 0,144$$

Si è nel campo delle “deboli armature” quindi si ha la rottura della sezione per il raggiungimento della massima deformazione dell’acciaio.

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (215 - 30,98)]/30,98 = 20,79 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta molto maggiore dell’ 1,86 ‰.

L’equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 402,12 \cdot 391 \cdot (215 - 12,39) = 31,86 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 9.2.3 Verifica a taglio del solaio

Il taglio massimo osservabile dalla tab. risulta essere  $V_{Sd} = 16,45$  [kN].

Si valuta dapprima la resistenza che il solaio è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti; rif. par. 4.1.2.1.3.1 N.T.C. 2008.

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$d$  è l’altezza utile della sezione [mm];

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione [mm].

$$A_{sl} = 402,12 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 402,12 / (100 \cdot 215) = 0,0187$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/215)^{1/2} = 1,9644$$

$$v_{\min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,9644^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,48$$

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot 1,9644 \cdot (100 \cdot 0,0187 \cdot 25)^{1/3} / 1,5\} \cdot 100 \cdot 215 \geq 0,48 \cdot 100 \cdot 215$$

$$V_{Rd} = 18,25 > 10,32 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 18,25 > 16,45 = V_{Sd} \text{ [kN]}$$

Il taglio resistente risulta di poco superiore al taglio sollecitante.

### 9.3 Copertura

La copertura è costituita da una struttura a travetti, analoga a quella del solaio; i travetti si estendono per tutta la lunghezza della falda. Le combinazioni di carico in questo caso sono due: nella prima i carichi vengono massimizzati  $1,3 \cdot G_1$  e  $1,5 \cdot (G_2 + Q)$ ; nella seconda i carichi vengono minimizzati  $1,0 \cdot G_1$  e  $0 \cdot (G_2 + Q)$ .

I carichi agenti su tale striscia di copertura sono:

- $G_1 = 1,176 \text{ [kN/m]}$
- $G_2 = 0,672 \text{ [kN/m]}$
- $q = 0,28 \text{ [kN/m]}$
- $q_{neve} = 0,672 \text{ [kN/m]}$ .

Si riportano i risultati delle prime due combinazioni per una striscia di copertura di ampiezza  $0,56 \text{ [m]}$ ; la prima massimizza i carichi per tutte le campate, la seconda li minimizza:

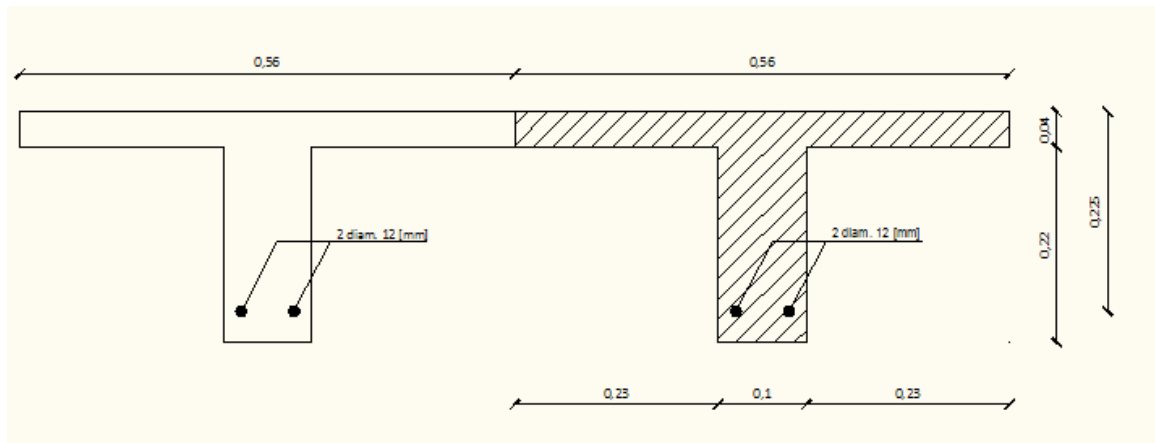
- $1,3 G_1 + 1,5 (G_2 + q_k) + 0,75 q_{neve} = 3,46 \text{ [kN/m]}$
- $1,0 G_1 + 0 (G_2 + q_k) + 0 q_{neve} = 1,176 \text{ [kN/m]}$ .

**Tab. 10:** Tabella riassuntiva delle sollecitazioni. Sono riportati il momento positivo in campata e il taglio massimo per ciascuna combinazione. Infine si riportano i valori massimi, positivi e negativi, dell'involuppo.

	MA(+)	T <sub>max</sub>	
Combinazione	[kNm]	[kN]	
1	13,4	9,4	
2	4,8	3,4	
INVILUPPO	13,4	9,4	MAX
	-13,4	-9,4	MIN

### 9.3.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

Sezione a T di larghezza 560 [mm], coincidente con l'interasse dei travetti di copertura; l'altezza utile della sezione è  $d = 215$  [mm].



**Fig. 30:** Sezione trasversale dei travetti di copertura.

*Si considera reagente l'intera sezione a T, tratteggiata in disegno.*

Il momento massimo è  $M_{Sd} = 13,4$  [kNm].

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 13,4 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 215 \cdot 391) = 177,1 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$2 \varphi 16 = A_{sf} = 402,12 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 9.3.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\epsilon_c = 3,5$  ‰ e  $\epsilon_{sy} = 1,86$  ‰.

Si utilizza una distribuzione di tensioni sulla sezione tipo stress – block. L'equilibrio alla traslazione nella sezione (risultante compressioni = risultante trazioni) viene posto con l'ipotesi che  $x \leq 40$  mm; si utilizza  $f_{c1} = 0,8 f_c = 0,8 \cdot 14,16 = 11,328$  [MPa].

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_{c1} - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_{c1}) = (402,12 \cdot 391) / (0,8 \cdot 560 \cdot 11,328) = 30,98 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 30,98/215 = 0,144$$

$$\epsilon_c/x = \epsilon_s/(d - x)$$

$$\epsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (215 - 30,98)] / 30,98 = 20,79 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\epsilon_s$  risulta molto maggiore dell' 1,86 ‰.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 402,12 \cdot 391 \cdot (215 - 12,39) = 31,86 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 13,4 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 215 \cdot 391) = 177,1 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$2 \quad \varnothing 18 = A_{sf} = 508,9 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 9.3.3 Verifica a taglio della copertura

Il taglio massimo osservabile dalla tab. risulta essere  $V_{Sd} = 9,4 \text{ [kN]}$ .

Si valuta dapprima la resistenza che il solaio è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti; rif. par. 4.1.2.1.3.1 N.T.C. 2008.

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp}\} \cdot b_w \cdot d \geq (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d$$

con

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} \leq 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$d$  è l'altezza utile della sezione [mm];

$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d)$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale ( $\leq 0,02$ );

$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c$  è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0,2 f_{cd}$ );

$b_w$  è la larghezza minima della sezione [mm].

$$A_{sl} = 402,12 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$\rho_1 = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 508,9 / (100 \cdot 215) = 0,024$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/215)^{1/2} = 1,9644$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} = 0,035 \cdot 1,9644^{3/2} \cdot 25^{1/2} = 0,48$$

$$V_{Rd} = \{0,18 \cdot 1,9644 \cdot (100 \cdot 0,024 \cdot 25)^{1/3} / 1,5\} \cdot 100 \cdot 215 \geq 0,48 \cdot 100 \cdot 215$$

$$V_{Rd} = 19,84 > 10,32 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 18,25 > 9,4 = V_{Sd} \text{ [kN]}$$

Il taglio resistente risulta di poco superiore al taglio sollecitante.

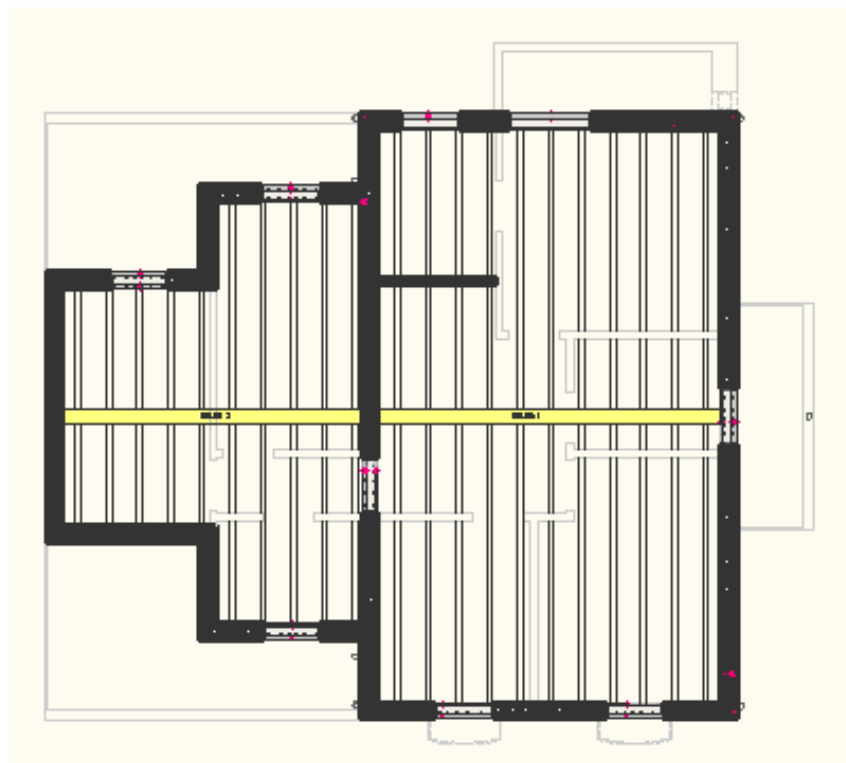
## 10. DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI

Pre – dimensionamento delle travi:

- travi di colmo:  $h = 0,55$ ,  $b = 0,25$  [m];
- trave in spessore:  $h = 0,30$ ,  $b = 0,90$  [m];
- travi a livello di solaio:  $h = 0,30$ ,  $b = 0,23$  [m];
- correa:  $h = 0,30$ ,  $b = 0,15$  [m].

I carichi delle travi sono stati calcolati tenendo in considerazione l'area di influenza del solaio o della copertura.

### 10.1 Travi di colmo



**Fig. 31:** Pianta Strutturale Copertura. Evidenziate in giallo le travi di colmo 1 e 2, da destra a sinistra.

**Tab. 11:** Tabella riassuntiva dei carichi applicati alla trave di colmo 1, determinati in base all'area d'influenza.

COLMO 1	G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	q	q <sub>neve</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]
	2,1	1,2	0,5	1,2	
Area [m]	G <sub>1</sub> *area	G <sub>2</sub> *area	q*area	q <sub>neve</sub> *area	[kN/m]
5,72	12,012	6,864	2,86	6,864	

I carichi cambiano per la copertura del secondo volume (a sinistra, in fig. 46).

**Tab. 12:** Tabella riassuntiva dei carichi applicati alla trave di colmo 2, determinati in base all'area d'influenza.

COLMO 2		G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	q	q <sub>neve</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]
		2,1	1,2	0,5	1,2	
	Area [m]	G <sub>1</sub> *area	G <sub>2</sub> *area	q*area	q <sub>neve</sub> *area	[kN/m]
a	2,16	4,536	2,592	1,08	2,592	
a'	2,015	4,2315	2,418	1,0075	2,418	
b	1,32	2,772	1,584	0,66	1,584	
b'	1,075	2,2575	1,29	0,5375	1,29	
TOT tratto a) L <sub>a</sub> = 2,92 [m]		8,7675	5,01	2,0875	5,01	[kN/m]
TOT tratto b) L <sub>b</sub> = 2,79 [m]		5,0295	2,874	1,1975	2,874	[kN/m]

Il peso proprio delle travi di colmo è il seguente:

$$\text{pp. tr. Colmo} = 0,55 \times 0,25 \times 25 = 3,44 \text{ [kN/m]}$$

e andrà sommato al carico G<sub>1</sub>.

Le travi sono ad unica campata; le combinazioni di carico risultano essere le due seguenti:

- 1,3 G<sub>1</sub> + 1,5 (G<sub>2</sub> + q<sub>k</sub>)
- 1,0 G<sub>1</sub> + 0 (G<sub>2</sub> + q<sub>k</sub>).

La combinazione di verifica allo Stato Limite Ultimo fornisce il seguente carico massimo uniformemente distribuito:

- colmo 1:

$$q_{\text{SLU}} = 1,3 \cdot (12,012 + 3,44) + 1,5 \cdot (6,864 + 2,86) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 6,864 = 39,82 \text{ [kN/m]}$$

- colmo 2:

$$\text{a) } q_{\text{SLU}} = 1,3 \cdot (8,7675 + 3,44) + 1,5 \cdot (5,01 + 2,0875) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 5,01 = 30,27 \text{ [kN/m]}$$

$$\text{b) } q_{\text{SLU}} = 1,3 \cdot (5,0295 + 3,44) + 1,5 \cdot (2,874 + 1,1975) + 1,5 \cdot 0,5 \cdot 2,874 = 19,27 \text{ [kN/m]}.$$



### 10.1.1 Colmo 1

**Tab. 13:** Tabella riassuntiva delle sollecitazioni. Sono riportati i momenti negativi in corrispondenza degli appoggi, quello positivo che si ha in campata e il taglio massimo per ciascuna combinazione. Infine si riportano i valori massimi, positivi e negativi, dell'involuppo.

COLMO 1	M <sub>1(-)</sub>	M <sub>A(+)</sub>	M <sub>2(-)</sub>	T <sub>max</sub>	
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	
1	-54,20	183,13	-41,68	-144,14	
2	-22,84	77,35	-17,75	-60,88	
INVILUPPO	-	183,13	-	140	MAX
	-54,20	-	-	-144,14	MIN

#### 10.1.1.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

Si ha sezione rettangolare 0,55 x 0,25 [m] coincidente con l'interasse dei travetti del solaio; l'altezza utile della sezione è  $d = 495$  [mm].

Il momento massimo è  $M_{Sd} = 183,13$  [kNm].

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 183,13 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 495 \cdot 391) = 1051,32 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$6 \varnothing 20 = A_{sf} = 1884,95 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

#### 10.1.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}$ .

Essendo una sezione sollecitata da momento positivo, la sezione reagente ha le dimensioni  $b \times H = 0,25 \times 0,55$  [m]. Viene posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione (risultante compressioni = risultante trazioni) per determinare "x" che è la distanza tra la fibra maggiormente compressa e l'asse neutro:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (1884,95 \cdot 391) / (0,8 \cdot 250 \cdot 14,16) = 260,24 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 260,24/495 = 0,52$$

Si è nel campo delle "medie armature" quindi si ha la rottura del calcestruzzo con acciaio snervato.

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (495 - 260,24)] / 260,24 = 3,15 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta maggiore dell' 1,86 %.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 1884,95 \cdot 391 \cdot (495 - 104,096) = 288,10 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.1.1.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

Il momento minimo è pari a  $M_{Sd} = -54,20 \text{ [kNm]}$ .

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 54,20 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 495 \cdot 391) = 311,15 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$4 \varphi 16 = A_{sf} = 804,24 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 10.1.1.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c = 3,5 \%$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86 \%$ .

Posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (804,24 \cdot 391) / (0,8 \cdot 250 \cdot 14,16) = 111,04 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 111,04/495 = 0,22$$

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \% \cdot (495 - 111,04)] / 111,04 = 12,10 \%$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta molto maggiore dell' 1,86 %.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 804,24 \cdot 391 \cdot (495 - 44,416) = 141,68 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.1.1.5 Verifica a taglio della trave

Il taglio massimo osservabile dalla tab. risulta essere  $V_{Sd} = 144,14 \text{ [kN]}$ .

Si valuta dapprima la resistenza che la trave è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti; rif. par. 4.1.1.4 NTC 2008.

$$V_{Rd} = (C_{Rdc}/\gamma_c)[(1 + \text{radq}(200/d)) \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

con

$$\rho_i = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 1884,95 / (250 \cdot 495) = 0,015$$

$$V_{Rd} = (0,18/1,5)[(1 + \text{radq}(200/495)) \cdot (100 \cdot 0,015 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 250 \cdot 495 = 81,30 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 81,30 < 144,14 \text{ [kN]}$$

Il taglio resistente risulta inferiore al taglio sollecitante; è quindi necessario armare a taglio.

Si ipotizza di inserire una staffatura di diametro  $\phi = 10$  [mm] a 2 bracci, con passo 10 [cm]. Si assume un' inclinazione dei puntoni pari a  $\cot\theta = 1$ .

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha / s$$

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot 495 \cdot 157,07 \cdot 391 \cdot (0 + 1) \cdot 1 / 100 = 273,6 \text{ [kN]}.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$$

$$V_{Rdc} = 0,9 \cdot 495 \cdot 250 \cdot 1 \cdot 7,08 \cdot (0 + 1) / (1 + 1) = 394,26 \text{ [kN]}$$

con  $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} = 7,08$  [MPa].

La resistenza a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{RdS}; V_{Rdc}) = 273,6 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 273,6 > 144,14 \text{ [kN]} = V_{Sd}.$$

La verifica è soddisfatta.

## 10.1.2 Colmo 2

**Tab. 14:** Tabella riassuntiva delle sollecitazioni. Sono riportati i momenti negativi in corrispondenza degli appoggi, quello positivo che si ha in campata e il taglio massimo per ciascuna combinazione. Infine si riportano i valori massimi, positivi e negativi, dell'involuppo.

COLMO 2	M1(-)	MA(+)	M2(-)	Tmax	
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	
1	-26,33	89,43	-32,50	-91,35	
2	-12,33	41,52	-14,74	-41,41	
INVILUPPO	-	89,43	-	73,50	MAX
	-	-	-32,50	-91,35	MIN

### 10.1.2.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

Il momento massimo è  $M_{Sd} = 89,43$  [kNm].

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 89,43 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 495 \cdot 391) = 513,4 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$6 \varnothing 16 = A_{sf} = 1206,37 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 10.1.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\epsilon_c = 3,5 \%$  e  $\epsilon_{sy} = 1,86 \%$ .

Essendo una sezione sollecitata da momento positivo, la sezione reagente ha le dimensioni  $b \times H = 0,25 \times 0,55$  [m]. Viene posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione (risultante compressioni = risultante trazioni) per determinare "x" che è la distanza tra la fibra maggiormente compressa e l'asse neutro:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (1206,37 \cdot 391) / (0,8 \cdot 250 \cdot 14,16) = 166,56 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 166,56 / 495 = 0,336$$

Si è nel campo delle "medie armature" quindi si ha la rottura del calcestruzzo con acciaio snervato.

$$\epsilon_c/x = \epsilon_s/(d - x)$$

$$\epsilon_s = [3,5 \% \cdot (495 - 166,56)] / 166,56 = 6,9 \%$$

La deformazione ottenuta  $\epsilon_s$  risulta maggiore dell' 1,86 %.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 1206,37 \cdot 391 \cdot (495 - 66,624) = 202,06 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.1.2.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

Il momento minimo è pari a  $M_{Sd} = -32,50$  [kNm].

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 32,50 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 495 \cdot 391) = 186,58 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$4 \varnothing 16 = A_{sf} = 804,24 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 10.1.2.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}$ .

Posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (804,24 \cdot 391) / (0,8 \cdot 250 \cdot 14,16) = 111,04 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 111,04/495 = 0,22$$

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (495 - 111,04)] / 111,04 = 12,10 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta molto maggiore dell'  $1,86 \text{ ‰}$ .

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 804,24 \cdot 391 \cdot (495 - 44,416) = 141,68 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.1.2.5 Verifica a taglio della trave

Il taglio massimo osservabile dalla tab. risulta essere  $V_{Sd} = 91,35 \text{ [kN]}$ .

Si valuta dapprima la resistenza che la trave è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti; rif. par. 4.1.1.4 NTC 2008.

$$V_{Rd} = (C_{Rdc}/\gamma_c) [(1 + \text{radq}(200/d)) \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

con

$$\rho_i = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 1206,37 / (250 \cdot 495) = 0,00975$$

$$V_{Rd} = (0,18/1,5) [(1 + \text{radq}(200/495)) \cdot (100 \cdot 0,00975 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 250 \cdot 495 = 70,42 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 70,42 < 91,35 \text{ [kN]}$$

Il taglio resistente risulta inferiore al taglio sollecitante; è quindi necessario armare a taglio.

Si ipotizza di inserire una staffatura di diametro  $\varphi = 10 \text{ [mm]}$  a 2 bracci, con passo  $10 \text{ [cm]}$ . Si assume un' inclinazione dei puntoni pari a  $\cot\theta = 1$ .

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha / s$$

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot 495 \cdot 157,07 \cdot 391 \cdot (0 + 1) \cdot 1 / 100 = 273,6 \text{ [kN]}.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$$

$$V_{Rdc} = 0,9 \cdot 495 \cdot 250 \cdot 1 \cdot 7,08 \cdot (0 + 1) / (1 + 1) = 394,26 \text{ [kN]}$$

con  $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} = 7,08 \text{ [MPa]}$ .

La resistenza a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

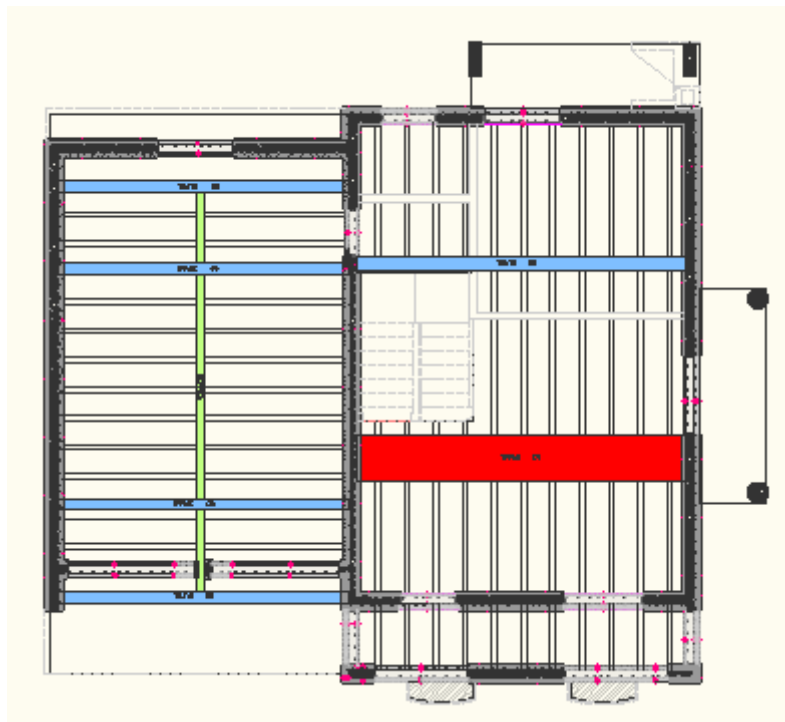
$$V_{Rd} = \min (V_{RdS}; V_{Rdc}) = 273,6 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 273,6 > 91,35 \text{ [kN]} = V_{Sd}.$$

La verifica è soddisfatta.

## 10.2 Travi in spessore

Le travi su cui grava il solaio si trovano nel volume principale; una (1) ha sezione 0,9 x 0,30 [m], l'altra (2) ha sezione 0,50 x 0,38 [m].



**Fig. 32:** Pianta Strutturale Solaio. Si considera il volume rettangolare della pianta a destra. Evidenziate in rosso la trave in spessore 1, in azzurro la trave in spessore 2.

**Tab. 15:** Tabella riassuntiva dei carichi applicati alle travi, determinati in base all'area d'influenza.

TRAVI		G <sub>1</sub>	G <sub>2</sub>	q	
		2,1	3,3	2	[kN/mq]
	Area [ml]	G <sub>1</sub> *area	G <sub>2</sub> *area	q*area	
1	3,585	7,5285	11,831	7,17	[kN/m]
2	4,5125	9,47625	14,891	9,025	[kN/m]

La combinazione di verifica allo Stato Limite Ultimo fornisce il seguente carico massimo uniformemente distribuito:

- trave 1:

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot (7,5285 + 3,44) + 1,5 \cdot (11,831 + 7,17) = 42,76 \text{ [kN/m]}$$

- trave 2:

$$q_{SLU} = 1,3 \cdot (9,47625 + 3,44) + 1,5 \cdot (14,891 + 9,025) = 52,67 \text{ [kN/m]}.$$

### 10.2.1 Trave 1

**Tab. 16:** Tabella riassuntiva delle sollecitazioni. Sono riportati i momenti negativi in corrispondenza degli appoggi, quello positivo che si ha in campata e il taglio massimo per ciascuna combinazione. Infine si riportano i valori massimi, positivi e negativi, dell'inviluppo.

TRAVE 1	M <sub>1(-)</sub>	M <sub>A(+)</sub>	M <sub>2(-)</sub>	T <sub>max</sub>	
<i>Combinazione</i>	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	
1	-88,87	196,1	-98	-179,6	
2	-33,1	72,43	-35,9	-66,22	
INVILUPPO	-	196,1	-	176,7	MAX
	-	-	-120,14	-179,6	MIN

#### 10.2.1.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

Il momento massimo è  $M_{Sd} = 196,1$  [kNm].

$$A_S = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 196,1 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 270 \cdot 391) = 2063,9 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$6 \varnothing 22 = A_{sf} = 2280,8 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

#### 10.2.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  e

$$\epsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}.$$

Essendo una sezione sollecitata da momento positivo, la sezione reagente ha le dimensioni  $b \times H = 0,9 \times 0,3$  [m]. Viene posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione (risultante compressioni = risultante trazioni) per determinare "x" che è la distanza tra la fibra maggiormente compressa e l'asse neutro:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (2280,8 \cdot 391) / (0,8 \cdot 900 \cdot 14,16) = 87,47 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 87,47 / 270 = 0,324$$

Si è nel campo delle "medie armature" quindi si ha la rottura del calcestruzzo con acciaio snervato.

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (270 - 87,47)] / 87,47 = 7,3 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta maggiore dell' 1,86 ‰.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 2280,8 \cdot 391 \cdot (270 - 34,99) = 209 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.2.1.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

Il momento minimo è pari a  $M_{Sd} = -120,14$  [kNm].

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 120,14 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 270 \cdot 391) = 1264 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$6 \varphi 22 = A_{sf} = 2280,8 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 10.2.1.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}$ .

Posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (2280,8 \cdot 391) / (0,8 \cdot 900 \cdot 14,16) = 87,47 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 96,39/270 = 0,324$$

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$



$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (270 - 87,47)] / 87,47 = 7,3 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta maggiore dell' 1,86 ‰.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 2280,8 \cdot 391 \cdot (270 - 34,99) = 209,58 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.2.1.5 Verifica a taglio della trave

Il taglio massimo osservabile dalla tab. risulta essere  $V_{Sd} = 179,6 \text{ [kN]}$ .

Si valuta dapprima la resistenza che la trave è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti.

$$V_{Rd} = (C_{Rdc}/\gamma_c)[(1 + \text{radq}(200/d)) \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

con

$$\rho_i = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 2280,8 / (900 \cdot 270) = 0,0094$$

$$V_{Rd} = (0,18/1,5)[(1 + \text{radq}(200/270)) \cdot (100 \cdot 0,0094 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 900 \cdot 270 = 143,5 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 172,39 < 179,6 \text{ [kN]}$$

Il taglio resistente risulta inferiore al taglio sollecitante; è quindi necessario armare a taglio.

Si ipotizza di inserire una staffatura di diametro  $\varphi = 14 \text{ [mm]}$  a 2 bracci, con passo  $10 \text{ [cm]}$ . Si assume un' inclinazione dei puntoni pari a  $\cot\theta = 1$ .

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha / s$$

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot 270 \cdot 307,8 \cdot 391 \cdot (0 + 1) \cdot 1 / 100 = 292,45 \text{ [kN]}$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{RdC} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$$

$$V_{RdC} = 0,9 \cdot 270 \cdot 900 \cdot 1 \cdot 7,08 \cdot (0 + 1) / (1 + 1) = 774,2 \text{ [kN]}$$

con  $f_{cd} = 0,5 \cdot f_{ck} = 7,08 \text{ [MPa]}$ .

La resistenza a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{RdS}; V_{RdC}) = 292,45 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 292,45 > 179,6 \text{ [kN]} = V_{Sd}$$

La verifica è soddisfatta.

## 10.2.2 Trave 2

**Tab. 17:** Tabella riassuntiva delle sollecitazioni. Sono riportati i momenti negativi in corrispondenza degli appoggi, quello positivo che si ha in campata e il taglio massimo per ciascuna combinazione. Infine si riportano i valori massimi, positivi e negativi, dell'involuppo.

TRAVE 2	M1(-)	MA(+)	M2(-)	T <sub>max</sub>	
Combinazione	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kN]	
1	-105,26	232,3	-62,86	201	
2	-32,42	71,13	-20,14	61,78	
INVILUPPO	-	232,3	-	201	MAX
	-105,26	-	-	-188	MIN

### 10.2.2.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

Il momento massimo è  $M_{Sd} = 232,3$  [kNm].

$$A_S = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 232,3 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 342 \cdot 391) = 1930,2 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$6 \varphi 24 = A_{sf} = 2714,34 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 10.2.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\epsilon_c = 3,5 \%$  e  $\epsilon_{sy} = 1,86 \%$ .

Essendo una sezione sollecitata da momento positivo, la sezione reagente ha le dimensioni  $b \times H = 0,50 \times 0,38$  [m]. Viene posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione (risultante compressioni = risultante trazioni) per determinare "x" che è la distanza tra la fibra maggiormente compressa e l'asse neutro:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (2714,34 \cdot 391) / (0,8 \cdot 500 \cdot 14,16) = 187,37 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 187,37/342 = 0,548$$

Si è nel campo delle "medie armature" quindi si ha la rottura del calcestruzzo con acciaio snervato.

$$\epsilon_c/x = \epsilon_s/(d - x)$$

$$\epsilon_s = [3,5 \% \cdot (342 - 187,37)] / 187,37 = 2,9 \%$$

La deformazione ottenuta  $\epsilon_s$  risulta maggiore dell' 1,86 %.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 2714,34 \cdot 391 \cdot (342 - 74,95) = 283,42 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.2.2.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

Il momento minimo è pari a  $M_{Sd} = -105,26 \text{ [kNm]}$ .

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 105,26 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 342 \cdot 391) = 874,62 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$4 \varphi 22 = A_{sf} = 1256,63 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 10.2.2.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}$ .

Posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (1256,63 \cdot 391) / (0,8 \cdot 500 \cdot 14,16) = 86,75 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 86,75/342 = 0,25$$

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (342 - 86,74)] / 86,74 = 10,29 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta maggiore dell'  $1,86 \text{ ‰}$ .

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 1256,63 \cdot 391 \cdot (342 - 34,7) = 150,99 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.2.2.5 Verifica a taglio della trave

Il taglio massimo osservabile dalla tab. risulta essere  $V_{Sd} = 201 \text{ [kN]}$ .

Si valuta dapprima la resistenza che la trave è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti.

$$V_{Rd} = (C_{Rdc}/\gamma_c) [(1 + \text{radq}(200/d)) \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

con

$$\rho_i = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 1256,63 / (500 \cdot 342) = 0,00734$$

$$V_{Rd} = (0,18/1,5)[(1 + \text{radq}(200/342))] \cdot (100 \cdot 0,00734 \cdot 25)^{1/3} \cdot 500 \cdot 342 = 95,5 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 95,5 < 201 \text{ [kN]}$$

Il taglio resistente risulta inferiore al taglio sollecitante; è quindi necessario armare a taglio.

Si ipotizza di inserire una staffatura di diametro  $\varphi = 12$  [mm] a 2 bracci, con passo 10 [cm]. Si assume un' inclinazione dei puntoni pari a  $\cot\theta = 1$ .

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha / s$$

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot 342 \cdot 226,2 \cdot 391 \cdot (0 + 1) \cdot 1 / 100 = 272,23 \text{ [kN]}.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$$

$$V_{Rdc} = 0,9 \cdot 342 \cdot 500 \cdot 1 \cdot 7,08 \cdot (0 + 1) / (1 + 1) = 544,81 \text{ [kN]}$$

con  $f_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} = 7,08$  [MPa].

La resistenza a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{RdS}; V_{Rdc}) = 272,23 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 272,23 > 201 \text{ [kN]} = V_{Sd} .$$

La verifica è soddisfatta.

### 10.3 Travi che sorreggono pareti in falso



**Fig. 33:** *Pianta Strutturale Solaio. Si considera il volume rettangolare a sinistra della pianta. Evidenziate in azzurro le travi che sorreggono le pareti in falso sovrastanti; in verde la correa suddivisa in tre tratti.*

Le travi presenti nel secondo volume, parallele all'orditura del solaio, hanno la funzione di sostenere le pareti sovrastanti, posizionate in falso; la correa ha unicamente la funzione di ripartizione del carico del solaio tra le due pareti ortogonali alla direzione del solaio e sulle quali lo stesso poggia. Inoltre la correa, per i due tratti più corti, sostiene altre pareti posizionate in falso, trasversali all'orditura del solaio.

#### 10.3.1 Correa

La correa si suddivide in tre tratti compresi tra le travi disposte in direzione trasversale ad essa. I tratti corti sono sottoposti a un carico lineare distribuito uniformemente; tale carico deriva dal peso al metro lineare del setto in calcestruzzo sovrastante, di spessore 15 [cm] e altezza media 2,4 [m], moltiplicato per il coefficiente parziale per carichi permanenti 1,3. La correa ha sezione  $b \times h = 0,45 \times 0,26$  [m].

### 10.3.1.1 Tratto corto

**Tab. 18:** Tabella riassuntiva delle sollecitazioni. Sono riportati il momento massimo e il taglio massimo per ciascuna combinazione. Infine si riportano i valori massimo e minimo dell'involuppo.

CORREA	M	T <sub>max</sub>	
Combinazione	[kNm]	[kN]	
1	5,66	4,8	
2	6,5	3,6	
INVILUPPO	6,5	4,8	MAX
	5,66	3,6	MIN

#### 10.3.1.1.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

Il momento massimo è  $M_{Sd} = 6,5$  [kNm].

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 6,5 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 234 \cdot 391) = 78,94 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$4 \varphi 16 = A_{sf} = 804,24 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

#### 10.3.1.1.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\epsilon_c = 3,5$  ‰ e  $\epsilon_{sy} = 1,86$  ‰.

Essendo una sezione sollecitata da momento positivo, la sezione reagente ha le dimensioni  $b \times H = 0,45 \times 0,3$  [m]. Viene posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione (risultante compressioni = risultante trazioni) per determinare "x" che è la distanza tra la fibra maggiormente compressa e l'asse neutro:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (804,24 \cdot 391) / (0,8 \cdot 450 \cdot 14,16) = 61,7 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 61,7/234 = 0,264$$

Si è nel campo delle "medie armature" quindi si ha la rottura del calcestruzzo con acciaio snervato.

$$\epsilon_c/x = \epsilon_s/(d - x)$$

$$\epsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (234 - 61,7)] / 61,7 = 9,77 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\epsilon_s$  risulta maggiore dell' 1,86 ‰.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 804,24 \cdot 391 \cdot (234 - 24,68) = 65,8 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.3.1.1.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

Il momento minimo è pari a  $M_{Sd} = -5,6 \text{ [kNm]}$ .

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 5,6 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 234 \cdot 391) = 68 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$4 \varphi 16 = A_{sf} = 804,24 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 10.3.1.1.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}$ .

Posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (804,24 \cdot 391) / (0,8 \cdot 450 \cdot 14,16) = 61,7 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 61,7/234 = 0,264$$

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (234 - 61,7)] / 61,7 = 9,77 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta maggiore dell'  $1,86 \text{ ‰}$ .

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 804,24 \cdot 391 \cdot (234 - 24,68) = 65,8 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.3.1.1.5 Verifica a taglio della trave

Il taglio massimo osservabile dalla tab. risulta essere  $V_{Sd} = 4,8 \text{ [kN]}$ .

Si valuta dapprima la resistenza che la trave è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti.

$$V_{Rd} = (C_{Rdc}/\gamma_c) [(1 + \text{radq}(200/d)) \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

con:

$$\rho_i = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 804,24 / (450 \cdot 234) = 0,0076$$

$$V_{Rd} = (0,18/1,5)[(1 + \text{radq}(200/234)) \cdot (100 \cdot 0,0076 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 450 \cdot 234 = 43,8 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 43,8 > 4,8 \text{ [kN]}$$

Il taglio resistente risulta superiore al taglio sollecitante; non è quindi necessario armare a taglio.

### 10.3.1.2 Tratto centrale

**Tab. 19:** Tabella riassuntiva delle sollecitazioni. Sono riportati il momento massimo e il taglio massimo per ciascuna combinazione. Infine si riportano i valori massimi e minimi dell'involuppo.

CORREA	M	T <sub>max</sub>	
Combinazione	[kNm]	[kN]	
1	-28,1	25,2	
2	-28,8	25,6	
INVILUPPO	10,7	25,6	MAX
	-28,8	25,2	MIN

#### 10.3.1.2.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

Il momento massimo è  $M_{Sd} = 10,7 \text{ [kNm]}$ .

$$A_S = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 10,7 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 234 \cdot 391) = 129,94 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$4 \varphi 16 = A_{sf} = 804,24 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

#### 10.3.1.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\epsilon_c = 3,5 \text{ ‰}$  e  $\epsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}$ .

Essendo una sezione sollecitata da momento positivo, la sezione reagente ha le dimensioni  $b \times H = 0,45 \times 0,3 \text{ [m]}$ . Viene posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione (risultante compressioni = risultante trazioni) per determinare "x" che è la distanza tra la fibra maggiormente compressa e l'asse neutro:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (804,24 \cdot 391) / (0,8 \cdot 450 \cdot 14,16) = 61,7 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 61,7/270 = 0,228$$



Si è nel campo delle “medie armature” quindi si ha la rottura del calcestruzzo con acciaio snervato.

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (234 - 61,7)]/61,7 = 9,77 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta molto maggiore dell' 1,86 ‰.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 804,24 \cdot 391 \cdot (234 - 24,68) = 65,8 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.3.1.2.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

Il momento minimo è pari a  $M_{Sd} = -28,8 \text{ [kNm]}$ .

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 28,8 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 234 \cdot 391) = 349,75 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$4 \varphi 16 = A_{sf} = 804,24 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 10.3.1.2.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c=3,5 \text{ ‰}$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86 \text{ ‰}$ .

Posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (804,24 \cdot 391) / (0,8 \cdot 450 \cdot 14,16) = 61,7 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 61,7/270 = 0,264$$

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (234 - 61,7)]/61,7 = 9,77 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta maggiore dell' 1,86 ‰.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 804,24 \cdot 391 \cdot (234 - 24,68) = 65,8 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.3.1.2.5 Verifica a taglio della trave

Il taglio massimo osservabile dalla tab. risulta essere  $V_{Sd} = 25,6$  [kN].

Si valuta dapprima la resistenza che la trave è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti.

$$V_{Rd} = (C_{Rdc}/\gamma_c)[(1 + \text{radq}(200/d)) \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

con

$$\rho_i = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 804,24 / (450 \cdot 234) = 0,0076$$

$$V_{Rd} = (0,18/1,5)[(1 + \text{radq}(200/234)) \cdot (100 \cdot 0,0076 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 450 \cdot 234 = 43,8 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 43,8 > 25,6 \text{ [kN]}$$

Il taglio resistente risulta superiore al taglio sollecitante; non è quindi necessario armare a taglio.

### 10.3.2 Travi parallele all'orditura del solaio

Le travi che sorreggono le pareti in falso sovrastanti hanno sezione  $b \times h = 0,23 \times 0,3$  [m].

Queste travi risultano maggiormente sollecitate lungo i tratti sui quali si estendono i setti in calcestruzzo sovrastanti; tali setti, di spessore 15 [cm] e altezza media 2,5 [m], possono essere intesi come carichi lineari uniformemente distribuiti per un determinato tratto di trave.

Si considerano, ai fini della verifica, le massime sollecitazioni di momento flettente e taglio ottenute nel modello Straus.

**Tab. 20:** Tabella riassuntiva delle sollecitazioni. Si riportano i valori massimo e minimo dell'involuppo.

TRAVE	M [kNm]	T <sub>max</sub> [kN]	
INVILUPPO	40,6	77	MAX
	-38,5	-64	MIN

#### 10.3.2.1 Armatura sezione di massimo momento positivo

Il momento massimo è  $M_{Sd} = 40,6$  [kNm].

$$A_S = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 40,6 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 270 \cdot 391) = 427,3 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$3 \quad \varnothing 18 = A_{sf} = 1017,9 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 10.3.2.2 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c=3,5\text{ ‰}$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86\text{ ‰}$ .

Essendo una sezione sollecitata da momento positivo, la sezione reagente ha le dimensioni  $b \times H = 0,45 \times 0,3$  [m]. Viene posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione (risultante compressioni = risultante trazioni) per determinare "x" che è la distanza tra la fibra maggiormente compressa e l'asse neutro:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (1017,9 \cdot 391) / (0,8 \cdot 230 \cdot 14,16) = 152,76 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 152,76/270 = 0,566$$

Si è nel campo delle "medie armature" quindi si ha la rottura del calcestruzzo con acciaio snervato.

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5\text{ ‰} \cdot (270 - 152,76)] / 152,76 = 2,69\text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta maggiore dell'  $1,86\text{ ‰}$ .

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 1017,9 \cdot 391 \cdot (270 - 61,10) = 83,14 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.3.2.3 Armatura sezione di minimo momento negativo

Il momento minimo è pari a  $M_{Sd} = -38,5$  [kNm].

$$A_s = M_{Sd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{sd}) = 38,5 \cdot 10^6 / (0,9 \cdot 270 \cdot 391) = 405,20 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$4 \varphi 18 = A_{sf} = 1017,9 \text{ [mm}^2\text{]}.$$

### 10.3.2.4 Verifiche allo stato limite ultimo di flessione

Si ipotizza la sezione inflessa semplicemente armata.

Si assume inoltre una rottura del calcestruzzo compresso con acciaio teso snervato  $\varepsilon_c=3,5\text{ ‰}$  e  $\varepsilon_{sy} = 1,86\text{ ‰}$ .

Posto l'equilibrio alla traslazione nella sezione:

$$0,8 \cdot b \cdot x \cdot f_c - A_{sf} \cdot f_{yd} = 0$$

$$x = (A_{sf} \cdot f_{yd}) / (0,8 \cdot b \cdot f_c) = (1017,9 \cdot 391) / (0,8 \cdot 230 \cdot 14,16) = 152,76 \text{ [mm]}$$

$$\xi = x/d = 152,76/270 = 0,566$$

$$\varepsilon_c/x = \varepsilon_s/(d - x)$$

$$\varepsilon_s = [3,5 \text{ ‰} \cdot (270 - 152,76)] / 152,76 = 2,69 \text{ ‰}$$

La deformazione ottenuta  $\varepsilon_s$  risulta maggiore dell' 1,86 ‰.

L'equilibrio alla rotazione rispetto al baricentro delle compressioni fornisce il momento resistente:

$$M_{Rd} = A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - 0,8 \cdot x/2) = 1017,9 \cdot 391 \cdot (270 - 61,10) = 83,14 \text{ [kNm]}$$

$$M_{Rd} > M_{Sd}$$

La verifica risulta soddisfatta essendo il momento resistente maggiore di quello agente.

### 10.3.2.5 Verifica a taglio della trave

Il taglio massimo osservabile dalla tab. risulta essere  $V_{Sd} = 77 \text{ [kN]}$ .

Si valuta dapprima la resistenza che la trave è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti.

$$V_{Rd} = (C_{Rdc}/\gamma_c)[(1 + \text{radq}(200/d)) \cdot (100 \cdot \rho_i \cdot f_{ck})^{1/3}] \cdot b_w \cdot d$$

con

$$\rho_i = A_{sl} / (b_w \cdot d) = 1017,9 / (230 \cdot 270) = 0,016$$

$$V_{Rd} = (0,18/1,5)[(1 + \text{radq}(200/270)) \cdot (100 \cdot 0,016 \cdot 25)^{1/3}] \cdot 230 \cdot 270 = 47,42 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 47,42 < 77 \text{ [kN]}$$

Il taglio resistente risulta inferiore al taglio sollecitante; è quindi necessario armare a taglio.

Si ipotizza di inserire una staffatura di diametro  $\varphi = 10 \text{ [mm]}$  a 2 bracci, con passo  $10 \text{ [cm]}$ . Si assume un' inclinazione dei puntoni pari a  $\cot\theta = 1$ .

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot d \cdot A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) \cdot \sin\alpha / s$$

$$V_{RdS} = 0,9 \cdot 270 \cdot 157,07 \cdot 391 \cdot (0 + 1) \cdot 1 / 100 = 149,24 \text{ [kN]}.$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{RdC} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot (\cot\alpha + \cot\theta) / (1 + \cot^2\theta)$$

$$V_{RdC} = 0,9 \cdot 270 \cdot 230 \cdot 1 \cdot 7,08 \cdot (0 + 1) / (1 + 1) = 197,85 \text{ [kN]}$$

con  $f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd} = 7,08$  [MPa].

La resistenza a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{RdS}; V_{Rdc}) = 149,24 \text{ [kN]}$$

$$V_{Rd} = 149,24 > 77 \text{ [kN]} = V_{Sd}.$$

La verifica è soddisfatta.

## 11. VERIFICHE DELLE PARETI

Il modello in Straus della struttura è stato realizzato considerando le pareti efficaci come mensole incastrate al suolo; sono state quindi rappresentate soltanto le pareti che si estendono dal suolo e sono state trascurate le pareti in falso che si estendono in altezza a partire dal piano primo. Si sono inoltre trascurate le porzioni di parete a collegamento delle mensole che darebbero l'effetto di accoppiamento delle pareti.

Si individuano quindi un certo numero di pareti nelle due direzioni X e Y le cui caratteristiche geometriche e i valori di sforzo normale N alla base di ciascuna di esse, per le 8 Combinazioni Fondamentali, sono riportati in Tab. 21.

**Tab. 21:** Tabella degli sforzi normali per le otto Combinazioni Fondamentali.

Parete	L <sub>X</sub> [m]	H [m]	N <sub>1</sub> [kN]	N <sub>2</sub> [kN]	N <sub>3</sub> [kN]	N <sub>4</sub> [kN]	N <sub>5</sub> [kN]	N <sub>6</sub> [kN]	N <sub>7</sub> [kN]	N <sub>8</sub> [kN]
1X	2,3	5,47	111,86	86,04	111,86	111,86	111,86	86,04	86,04	111,86
2X	2,29	6,43	199,12	120,77	182,16	184,91	196,38	123,52	162,89	159,75
3X	2,47	5,47	117,41	68,33	106,15	107,39	116,18	69,57	96,9	90,1
4X	0,93	3	117,8	77,88	110,29	112,38	114,92	79,97	93,7	103,36
5X	2,04	3	52,18	40,14	52,18	52,18	52,18	40,14	40,14	52,18
6X	0,92	3	91,46	54,38	82,86	84,83	89,49	56,35	75,14	72,67
7X	1,94	3	62,05	49,25	62,77	62,83	62	49,3	47,27	64,1
8X	2,25	3	113,9	69,1	104,27	105,68	112,5	70,5	93,18	91,22
	L <sub>Y</sub> [m]	H <sub>m</sub> [m]	N <sub>1</sub> [kN]	N <sub>2</sub> [kN]	N <sub>3</sub> [kN]	N <sub>4</sub> [kN]	N <sub>5</sub> [kN]	N <sub>6</sub> [kN]	N <sub>7</sub> [kN]	N <sub>8</sub> [kN]
1Y	3,17	6,53	475,87	268,24	413,42	421,84	449,45	276,66	377,4	357,13
2Y	4,57	6,25	558,48	334,89	509,88	515,42	552,93	340,44	458,01	440,41
3Y	6,39	6,55	826,62	475,14	740,6	759,1	808,1	493,65	684,1	636,2
4Y	1,73	5,77	154,42	100,94	144,95	146,79	152,58	102,78	124,14	133,06
5Y	4,52	5,8	329,62	231,3	310,54	315,51	314,64	236,27	250,23	305,66
6Y	1,78	3	116,02	87,61	114,75	115,95	114,81	88,82	89,73	115,12
7Y	2,31	3	125,06	87,81	120,51	121,62	123,95	88,92	98,72	115,27

## 11.1 Verifica di stabilità

Per la verifica di stabilità si calcola dapprima l'eccentricità equivalente  $e_0$  secondo la Circ.LL.PP 11/08/1969 n° 6090, la snellezza ed il coefficiente riduttore del carico di rottura  $\varphi$ . I calcoli sono riportati nelle tabelle a seguito.

**Tab. 22:** Calcolo dell'eccentricità strutturale.

Parete	h [mm]	t [mm]	$e_s$ [mm]	$e_i$ [mm]	$e_p$ [mm]	$e_0$ (strutt) [mm]
1X	5407	150	25	0	16,221	29,91406394
2X	6430	150	25	0	19,29	32,98306394
3X	5470	150	25	0	16,41	30,10306394
4X	3000	150	25	0	9	22,69306394
5X	3000	150	25	0	9	22,69306394
6X	3000	150	25	0	9	22,69306394
7X	3000	150	25	0	9	22,69306394
8X	3000	150	25	0	9	22,69306394
1Y	6530	150	25	0	19,59	33,28306394
2Y	6250	150	25	0	18,75	32,44306394
3Y	6550	150	25	0	19,65	33,34306394
4Y	5770	150	25	0	17,31	31,00306394
5Y	5800	150	25	0	17,4	31,09306394
6Y	3000	150	25	0	9	22,69306394
7Y	3000	150	25	0	9	22,69306394

Calcolo dell'eccentricità dovuta alle azioni esterne; il momento dovuto all'azione sismica viene diviso per lo sforzo normale unitario a cui è soggetto il pannello. Il calcolo dell'eccentricità viene fatto per le otto Combinazioni Fondamentali di carico dividendo lo sforzo normale N di ciascuna combinazione per la lunghezza della parete.

**Tab. 23:** Calcolo dell'eccentricità dovuta all'azione del sisma.

Parete	C	R	$\beta$	W [kN/mq]	q <sub>sisma</sub> [kN/mq]	H <sub>m</sub> [m]	M <sub>sisma</sub> [kN]
1X	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	5,47	0,898001
2X	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	6,43	1,2408638
3X	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	5,47	0,898001
4X	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	3	0,2701125
5X	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	3	0,2701125
6X	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	3	0,2701125
7X	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	3	0,2701125
8X	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	3	0,2701125
1Y	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	6,53	1,27976
2Y	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	6,25	1,1723633
3Y	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	6,55	1,2876113
4Y	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	5,77	0,9992032
5Y	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	5,8	1,0096205
6Y	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	3	0,2701125
7Y	0,07	1	1,4	3,675	0,36015	3	0,2701125

e <sub>0</sub> (azioni) = e <sub>sisma,1</sub> [m]	e <sub>0</sub> (azioni) = e <sub>sisma,2</sub> [m]	e <sub>0</sub> (azioni) = e <sub>sisma,3</sub> [m]	e <sub>0</sub> (azioni) = e <sub>sisma,4</sub> [m]
0,018464	0,0240051	0,0184642	0,018464
0,014271	0,0235288	0,0155994	0,015367
0,018892	0,032461	0,0208955	0,020654
0,002132	0,0032255	0,0022777	0,002235
0,01056	0,0137277	0,0105602	0,01056
0,002717	0,0045698	0,0029991	0,002929
0,008445	0,01064	0,0083482	0,00834
0,005336	0,0087953	0,0058286	0,005751
0,008525	0,0151239	0,0098129	0,009617
0,009593	0,0159984	0,0105078	0,010395
0,009954	0,0173167	0,0111097	0,010839
0,011194	0,0171252	0,0119256	0,011776
0,013845	0,0197297	0,0146953	0,014464
0,004144	0,005488	0,00419	0,004147
0,004989	0,0071058	0,0051777	0,00513

e0 (azioni) = e sisma,5 [m]	e0 (azioni) = e sisma,6 [m]	e0 (azioni) = e sisma,7 [m]	e0 (azioni) = e sisma,8 [m]
0,01846417	0,024005141	0,024005141	0,018464
0,01446979	0,023005004	0,017444767	0,017788
0,0190916	0,031882456	0,022890222	0,024618
0,00218591	0,003141236	0,002680946	0,00243
0,01056017	0,013727691	0,013727691	0,01056
0,00277689	0,00441	0,003307207	0,00342
0,00845191	0,010629173	0,011085641	0,008175
0,00540225	0,008620612	0,006522356	0,006662
0,00902623	0,014663628	0,010749442	0,01136
0,00968965	0,015737575	0,01169778	0,012165
0,01018171	0,016667347	0,012027242	0,012933
0,01132928	0,016818656	0,013924774	0,012991
0,01450383	0,019314702	0,01823716	0,01493
0,00418779	0,005413198	0,0053583	0,004177
0,00503396	0,007017093	0,006320501	0,005413

Le eccentricità di calcolo totali ottenute dalla somma delle due calcolate precedentemente risultano essere le seguenti.

**Tab. 24:** Tabella delle eccentricità di calcolo.

Parete	e0,1 [m]	e0,2 [m]	e0,3 [m]	e0,4 [m]
1X	0,048378	0,053919	0,048378	0,048378
2X	0,047254	0,056512	0,048582	0,04835
3X	0,048995	0,062564	0,050999	0,050757
4X	0,024826	0,025919	0,024971	0,024928
5X	0,033253	0,036421	0,033253	0,033253
6X	0,02541	0,027263	0,025692	0,025622
7X	0,031138	0,033333	0,031041	0,031033
8X	0,028029	0,031488	0,028522	0,028444
1Y	0,041808	0,048407	0,043096	0,0429
2Y	0,042036	0,048441	0,042951	0,042838
3Y	0,043297	0,05066	0,044453	0,044182
4Y	0,042197	0,048128	0,042929	0,042779
5Y	0,044938	0,050823	0,045788	0,045557
6Y	0,026837	0,028181	0,026883	0,02684
7Y	0,027682	0,029799	0,027871	0,027823



Parete	e <sub>0,5</sub> [m]	e <sub>0,6</sub> [m]	e <sub>0,7</sub> [m]	e <sub>0,8</sub> [m]
1X	0,048378	0,053919	0,053919	0,048378
2X	0,047453	0,055988	0,050428	0,050771
3X	0,049195	0,061986	0,052993	0,054721
4X	0,024879	0,025834	0,025374	0,025123
5X	0,033253	0,036421	0,036421	0,033253
6X	0,02547	0,027103	0,026	0,026113
7X	0,031145	0,033322	0,033779	0,030868
8X	0,028095	0,031314	0,029215	0,029356
1Y	0,042309	0,047947	0,044033	0,044643
2Y	0,042133	0,048181	0,044141	0,044608
3Y	0,043525	0,05001	0,04537	0,046276
4Y	0,042332	0,047822	0,044928	0,043994
5Y	0,045597	0,050408	0,04933	0,046023
6Y	0,026881	0,028106	0,028051	0,02687
7Y	0,027727	0,02971	0,029014	0,028106

**Tab. 25:** Valutazione del coefficiente di riduzione del carico  $\varphi$ .

Parete	$\beta$	$\xi$	$\alpha$	s [mm]	h [mm]	l <sub>0</sub> [mm]	$\lambda$
1X	1,4	0,7515902	487,2757	150	5407	4325,6	1,3063746
2X	1,4	0,9402049	431,7255	150	6430	5144	1,6504633
3X	1,4	0,8653386	452,1871	150	5470	4376	1,3719143
4X	1,4	0,9450986	430,4523	150	3000	2400	0,7711831
5X	1,4	0,7787621	478,4078	150	3000	2400	0,731511
6X	1,4	0,9385259	432,164	150	3000	2400	0,7696543
7X	1,4	0,7473018	488,7054	150	3000	2400	0,7237631
8X	1,4	0,7788591	478,3767	150	3000	2400	0,7315347
1Y	1,4	0,7788591	478,3767	150	6530	5224	1,5923073
2Y	1,4	0,9417083	431,3335	150	6250	5000	1,6049893
3Y	1,4	0,9398054	431,8297	150	6550	5240	1,6810621
4Y	1,4	0,9091757	439,977	150	5770	4616	1,4670994
5Y	1,4	0,8831589	447,1427	150	5800	4640	1,4628629
6Y	1,4	0,7460218	489,1338	150	3000	2400	0,7234461
7Y	1,4	0,9407797	431,5755	150	3000	2400	0,7701788

In base al rapporto tra l'eccentricità totale  $e_{0,n}$  e lo spessore della parete  $s= 150$  [mm] ed in base al valore di  $\lambda$  si determinano dal grafico seguente i valori del coefficiente  $\varphi$  per le otto combinazioni di carico.

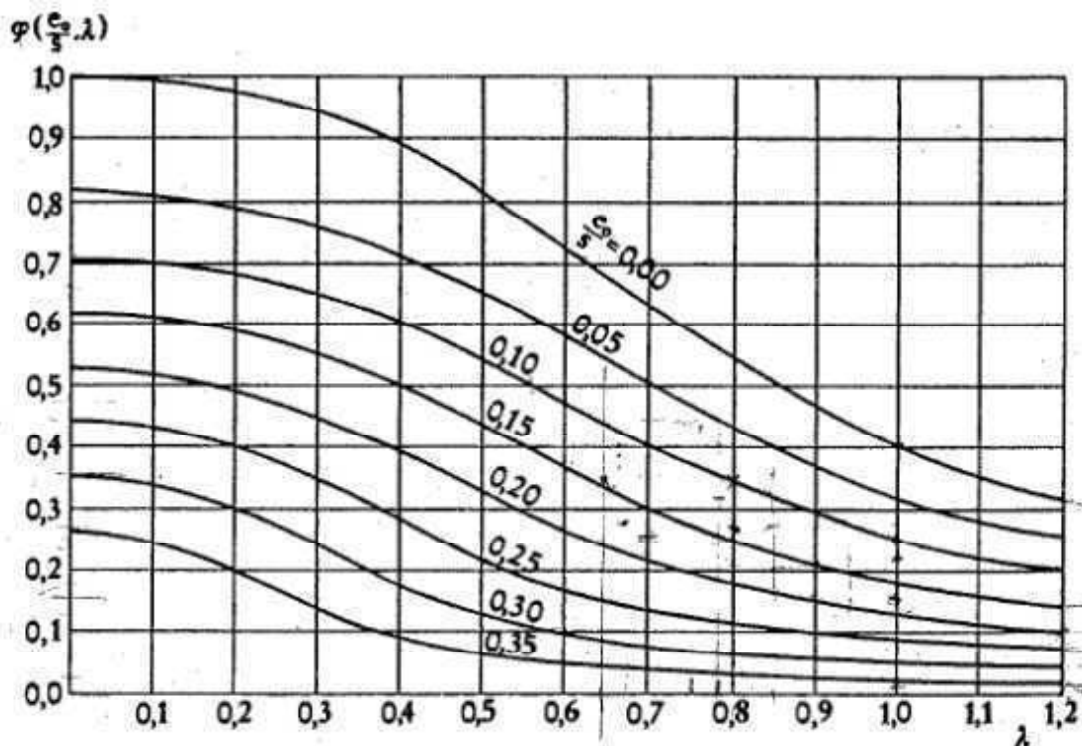


Fig. 34: Grafico per la determinazione del coefficiente  $\Phi$ .

Tab. 26: Tabella del coefficiente  $\Phi$ .

Parete	$\Phi_1$	$\Phi_2$	$\Phi_3$	$\Phi_4$	$\Phi_5$	$\Phi_6$	$\Phi_7$	$\Phi_8$
1X	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
2X	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
3X	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
4X	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
5X	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
6X	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57
7X	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
8X	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
1Y	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
2Y	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
3Y	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
4Y	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
5Y	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
6Y	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61	0,61
7Y	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57	0,57

Si determina lo sforzo normale di calcolo applicando al valore di sforzo normale un coefficiente di amplificazione pari a 1,5.

**Tab. 27:** Tabella degli sforzi normali di calcolo.

Parete	N <sub>Sd,1</sub> [kN]	N <sub>Sd,2</sub> [kN]	N <sub>Sd,3</sub> [kN]	N <sub>Sd,4</sub> [kN]	N <sub>Sd,5</sub> [kN]	N <sub>Sd,6</sub> [kN]	N <sub>Sd,7</sub> [kN]	N <sub>Sd,8</sub> [kN]
1X	167,79	129,06	167,79	167,79	167,79	129,06	129,06	167,79
2X	298,68	181,155	273,24	277,365	294,57	185,28	244,335	239,625
3X	176,115	102,495	159,225	161,085	174,27	104,355	145,35	135,15
4X	176,7	116,82	165,435	168,57	172,38	119,955	140,55	155,04
5X	78,27	60,21	78,27	78,27	78,27	60,21	60,21	78,27
6X	137,19	81,57	124,29	127,245	134,235	84,525	112,71	109,005
7X	93,075	73,875	94,155	94,245	93	73,95	70,905	96,15
8X	170,85	103,65	156,405	158,52	168,75	105,75	139,77	136,83
1Y	713,805	402,36	620,13	632,76	674,175	414,99	566,1	535,695
2Y	837,72	502,335	764,82	773,13	829,395	510,66	687,015	660,615
3Y	1239,93	712,71	1110,9	1138,65	1212,15	740,475	1026,15	954,3
4Y	231,63	151,41	217,425	220,185	228,87	154,17	186,21	199,59
5Y	494,43	346,95	465,81	473,265	471,96	354,405	375,345	458,49
6Y	174,03	131,415	172,125	173,925	172,215	133,23	134,595	172,68
7Y	187,59	131,715	180,765	182,43	185,925	133,38	148,08	172,905

Si ricavano infine l'azione resistente di calcolo  $N_{Rd}$  e il carico ultimo di riferimento  $N_u$  che è in funzione di  $N_{Rd}$ ,  $\varphi$  e del coefficiente  $\gamma_f = 1,5$ . Quest'ultimo viene confrontato con  $N_{Sd}$  e la verifica risulta soddisfatta per ogni combinazione fondamentale di carico.

**Tab. 28:** Tabella di verifica a pressoflessione.

Parete	$\varphi$	h [mm]	l [m]	A [mq]	$f_{cd}$ [kN/mq]	$N_{Rd}$ [kN]	$N_u$ [kN]	> N <sub>Sd</sub> [kN]
1X	0,3	5407	2,3	0,345	14160	4885,2	977,04	ok
2X	0,3	6430	2,29	0,3705	14160	5246,28	1049,256	ok
3X	0,3	5470	2,47	0,3435	14160	4863,96	972,792	ok
4X	0,57	3000	0,93	0,1395	14160	1975,32	750,6216	ok
5X	0,6	3000	2,04	0,306	14160	4332,96	1733,184	ok
6X	0,57	3000	0,92	0,138	14160	1954,08	742,5504	ok
7X	0,61	3000	1,94	0,291	14160	4120,56	1675,694	ok
8X	0,6	3000	2,25	0,3375	14160	4779	1911,6	ok
1Y	0,3	6530	3,17	0,4755	14160	6733,08	1346,616	ok
2Y	0,3	6250	4,57	0,6855	14160	9706,68	1941,336	ok
3Y	0,3	6550	6,39	0,9585	14160	13572,36	2714,472	ok
4Y	0,3	5770	1,73	0,2595	14160	3674,52	734,904	ok
5Y	0,3	5800	4,52	0,678	14160	9600,48	1920,096	ok
6Y	0,61	3000	1,78	0,267	14160	3780,72	1537,493	ok
7Y	0,57	3000	2,31	0,3465	14160	4906,44	1864,447	ok

## 11.2 Analisi sismica

Nell'analisi sismica si calcola dapprima la forza totale, con analisi lineare statica, in funzione dello spettro di risposta di progetto calcolato in funzione di  $T_1 = 0,050 \cdot H_{tot}^{3/4}$  compreso tra i periodi  $T_B$  e  $T_C$ , in funzione del peso totale della struttura  $W$  e dei pesi delle masse  $W_i$  ai piani  $i$  moltiplicati per le altezze dei piani  $z_i$ .

Si calcolano inoltre le posizioni del centro di massa  $X_M$ ,  $Y_M$  per ciascun livello e del centro delle rigidezze  $X_R$ ,  $Y_R$ .

**Tab. 29:** Tabella di calcolo della forza sismica.

Livello	$W_i$ [kN/mq]	$S_d(T_1)$	$\lambda$	$W$	$F_h$ [kN]	$h_i$ [m]	$W_i \cdot h_i$ [kNm]	$F_i$ [kN]
1	233,058	6,42	1	1459,8152	937,2014	3	699,174	305,6091
2	233,058	6,42	1	1459,8152	937,2014	6,2	1444,9596	631,5922
							$\Sigma W_i \cdot h_i$	2144,1336

**Tab. 30:** Tabella di calcolo del centro di massa per il solaio.

Parete	$X_i$ [m]	$Y_i$ [m]	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$H$ [m]	$W_i$ [kN]	$W_i \cdot X_i$	$W_i \cdot Y_i$
1X	8,96	0	2,3	0,15	3	25,3575	227,2032	0
2X	6,855	7,795	2,29	0,15	3	25,24725	173,0699	196,80231
3X	10,975	10,73	2,47	0,15	3	27,23175	298,8685	292,19668
4X	6,17	1,4625	0,93	0,15	3	10,25325	63,26255	14,995378
5X	8,74	1,4625	2,04	0,15	3	22,491	196,5713	32,893088
6X	11,75	1,4625	0,92	0,15	3	10,143	119,1803	14,834138
7X	0,967	10,07	1,94	0,15	3	21,3885	20,68268	215,3822
8X	4,59	10,07	2,25	0,15	3	24,80625	113,8607	249,79894
1Y	12,21	3,02	0,15	3,17	3	34,94925	426,7303	105,54674
2Y	12,21	8,385	0,15	4,57	3	50,38425	615,1917	422,47194
3Y	5,71	4,63	0,15	6,39	3	70,44975	402,2681	326,18234
4Y	5,71	9,865	0,15	1,73	3	19,07325	108,9083	188,15761
5Y	0	5,5	0,15	4,52	3	49,833	0	274,0815
6Y	0	2,35	0,15	1,78	3	19,6245	0	46,117575
7Y	0	8,92	0,15	2,31	3	376,2833	0	2273,9137
tot						787,5158	2765,797	4653,3741

$X_M$ [m]	3,512053
$Y_M$ [m]	5,908928

**Tab. 31:** Tabella di calcolo del centro di massa per la copertura.

Parete	$X_i$ [m]	$Y_i$ [m]	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	H [m]	$W_i$ [kN]	$W_i * X_i$	$W_i * Y_i$
1X	8,96	0	2,3	0,15	2,47	20,87768	187,064	0
2X	6,855	7,795	2,29	0,15	3,43	28,86602	197,8766	225,01065
3X	10,975	10,73	2,47	0,15	2,47	22,42081	246,0684	240,57526
4X	6,17	1,4625	0,93	0,15	0	0	0	0
5X	8,74	1,4625	2,04	0,15	0	0	0	0
6X	11,75	1,4625	0,92	0,15	0	0	0	0
7X	0,967	10,07	1,94	0,15	0	0	0	0
8X	4,59	10,07	2,25	0,15	0	0	0	0
1Y	12,21	3,02	0,15	3,17	3,53	41,12362	502,1194	124,19332
2Y	12,21	8,385	0,15	4,57	3,25	54,58294	666,4577	457,67793
3Y	5,71	4,63	0,15	6,39	3,55	83,36554	476,0172	385,98244
4Y	5,71	9,865	0,15	1,73	2,77	17,61097	100,5586	173,73219
5Y	0	5,5	0,15	4,52	2,8	46,5108	0	255,8094
6Y	0	2,35	0,15	1,78	0	0	0	0
7Y	0	8,92	0,15	2,31	0	274,2347	0	1738,7879
					tot	589,5931	2376,162	3601,7691

$X_M$ [m]	4,030172
$Y_M$ [m]	6,108906

**Tab. 32:** Tabella di calcolo del centro delle rigidezze per il solaio.

Parete	$X_i$ [m]	$Y_i$ [m]	$L_x$ [m]	$L_y$ [m]	$J_{ix}$ [m <sup>4</sup> ]	$J_{iy}$ [m <sup>4</sup> ]	$h_i$ [m]
1X	8,96	0	2,3	0,15	0,152088	0,000647	3
2X	6,855	7,795	2,29	0,15	0,150112	0,000644	3
3X	10,975	10,73	2,47	0,15	0,188365	0,000695	3
4X	6,17	1,4625	0,93	0,15	0,010054	0,000262	3
5X	8,74	1,4625	2,04	0,15	0,106121	0,000574	3
6X	11,75	1,4625	0,92	0,15	0,009734	0,000259	3
7X	0,967	10,07	1,94	0,15	0,091267	0,000546	3
8X	4,59	10,07	2,25	0,15	0,142383	0,000633	3
1Y	12,21	3,02	0,15	3,17	0,000892	0,398188	3
2Y	12,21	8,385	0,15	4,57	0,001285	1,19305	3
3Y	5,71	4,63	0,15	6,39	0,001797	3,261464	3
4Y	5,71	9,865	0,15	1,73	0,000487	0,064721	3
5Y	0	5,5	0,15	4,52	0,001271	1,154318	3
6Y	0	2,35	0,15	1,78	0,000501	0,070497	3
7Y	0	8,92	0,15	2,31	0,00065	0,15408	3

E [kN/m <sup>2</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]	A <sub>i</sub> [m <sup>2</sup> ]	X	K <sub>xi</sub> [kN/m]	K <sub>yi</sub> [kN/m]	K <sub>xi</sub> *Y <sub>i</sub> [kN]	K <sub>yi</sub> *X <sub>i</sub> [kN]
31,476	13,11	0,345	1,2	0,373693	0,002258	0	0,020234
31,476	13,11	0,3435	1,2	0,369795	0,002248	2,882549	0,015413
31,476	13,11	0,3705	1,2	0,442649	0,002425	4,749625	0,026616
31,476	13,11	0,1395	1,2	0,032887	0,000913	0,048098	0,005634
31,476	13,11	0,306	1,2	0,278413	0,002003	0,407179	0,017506
31,476	13,11	0,138	1,2	0,031882	0,000903	0,046627	0,010614
31,476	13,11	0,291	1,2	0,245305	0,001905	2,470226	0,001842
31,476	13,11	0,3375	1,2	0,354381	0,002209	3,568617	0,01014
31,476	13,11	0,4755	1,2	0,003112	0,771855	0,0094	9,424348
31,476	13,11	0,6855	1,2	0,004487	1,561895	0,037624	19,07074
31,476	13,11	0,9585	1,2	0,006274	2,672663	0,029049	15,2609
31,476	13,11	0,2595	1,2	0,001699	0,182613	0,016757	1,042718
31,476	13,11	0,678	1,2	0,004438	1,532049	0,024409	0
31,476	13,11	0,267	1,2	0,001748	0,196679	0,004107	0
31,476	13,11	0,3465	1,2	0,002268	0,37761	0,020231	0
TOT				2,153032	7,310229	14,3145	44,90671

X <sub>R</sub> [m]	6,142997
Y <sub>R</sub> [m]	6,64853

**Tab. 33:** Tabella di calcolo del centro delle rigidezze per la copertura.

Parete	X <sub>i</sub> [m]	Y <sub>i</sub> [m]	L <sub>x</sub> [m]	L <sub>y</sub> [m]	J <sub>ix</sub> [m <sup>4</sup> ]	J <sub>iy</sub> [m <sup>4</sup> ]	h <sub>i</sub> [m]
1X	8,96	0	2,3	0,15	0,152088	0,000647	2,47
2X	6,855	7,795	2,29	0,15	0,150112	0,000644	3,43
3X	10,975	10,73	2,47	0,15	0,188365	0,000695	2,47
4X	6,17	1,4625	0,93	0,15	0,010054	0,000262	0
5X	8,74	1,4625	2,04	0,15	0,106121	0,000574	0
6X	11,75	1,4625	0,92	0,15	0,009734	0,000259	0
7X	0,967	10,07	1,94	0,15	0,091267	0,000546	0
8X	4,59	10,07	2,25	0,15	0,142383	0,000633	0
1Y	12,21	3,02	0,15	3,17	0,000892	0,398188	3,53
2Y	12,21	8,385	0,15	4,57	0,001285	1,19305	3,25
3Y	5,71	4,63	0,15	6,39	0,001797	3,261464	3,55
4Y	5,71	9,865	0,15	1,73	0,000487	0,064721	2,77
5Y	0	5,5	0,15	4,52	0,001271	1,154318	2,8
6Y	0	2,35	0,15	1,78	0,000501	0,070497	0
7Y	0	8,92	0,15	2,31	0,00065	0,15408	0

E [kN/m <sup>2</sup> ]	G [kN/m <sup>2</sup> ]	A <sub>i</sub> [m <sup>2</sup> ]	X	K <sub>xi</sub> [kN/m]	K <sub>yi</sub> [kN/m]	K <sub>xi</sub> *Y <sub>i</sub> [kN]	K <sub>yi</sub> *X <sub>i</sub> [kN]
31,476	13,11	0,345	1,2	0,586642	0,004043	0	0,036223
31,476	13,11	0,3435	1,2	0,265897	0,001505	2,072668	0,010317
31,476	13,11	0,3705	1,2	0,68614	0,004342	7,362287	0,047649
31,476	13,11	0,1395	1,2	0	0	0	0
31,476	13,11	0,306	1,2	0	0	0	0
31,476	13,11	0,138	1,2	0	0	0	0
31,476	13,11	0,291	1,2	0	0	0	0
31,476	13,11	0,3375	1,2	0	0	0	0
31,476	13,11	0,4755	1,2	0,001911	0,54072	0,005773	6,602194
31,476	13,11	0,6855	1,2	0,00353	1,353771	0,0296	16,52954
31,476	13,11	0,9585	1,2	0,003788	2,06492	0,01754	11,79069
31,476	13,11	0,2595	1,2	0,002157	0,22448	0,02128	1,28178
31,476	13,11	0,678	1,2	0,005457	1,7259	0,030014	0
31,476	13,11	0,267	1,2	0	0	0	0
31,476	13,11	0,3465	1,2	0	0	0	0
TOT				1,555524	5,91968	9,539163	36,29839

X <sub>R</sub> [m]	6,131817
Y <sub>R</sub> [m]	6,132444

**Tab. 34:** Tabella delle eccentricità effettive [m].

	e <sub>x</sub>	e <sub>y</sub>	e <sub>x,tot</sub> (+)	e <sub>x,tot</sub> (-)	e <sub>y,tot</sub> (+)	e <sub>y,tot</sub> (-)
Solaio	2,630943	0,739602	3,241443	2,0204432	1,273102	0,206102
Copertura	2,101645	0,023538	2,712145	1,4911449	0,557038	-0,50996

Per ciascuno dei due livelli, solaio e copertura, si individuano quattro casi di combinazione delle eccentricità totali, ottenute dalla somma dell'eccentricità effettiva  $e_x$ ,  $e_y$  e del  $\pm 0,05$  della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica, per le quali si determina la ripartizione delle forze sismiche nelle due direzioni principali X e Y. Successivamente alla ripartizione si determinano in corrispondenza dei due livelli il taglio agente di calcolo  $V_{sd}$  e il momento agente di calcolo  $M_{sd}$ . Di seguito si riportano i valori delle sollecitazioni ottenuti con le eccentricità  $e_{x,tot}$  (+) ed  $e_{y,tot}$  (+). I calcoli sono stati eseguiti anche per gli altri tre casi.

**Tab. 35:** Tabella riassuntiva della ripartizione dell'azione sismica tra le pareti e dei valori derivanti del taglio e del momento alla base delle pareti per la copertura.

Parete	F <sub>xi</sub> [kN]	F <sub>yi</sub> [kN]	h <sub>i</sub> [m]	V <sub>Sd</sub> [kN]	M <sub>Sd</sub> [kNm]
1X	226,2377	-0,038	2,47	226,2377	558,8071
2X	128,9927	-0,05178	3,43	128,9927	442,445
3X	285,0574	-0,04308	2,47	285,0574	704,0918
4X	0	0	0	0	0
5X	0	0	0	0	0
6X	0	0	0	0	0
7X	0	0	0	0	0
8X	0	0	0	0	0
1Y	0,043594	81,77451	3,53	81,77451	288,664
2Y	-0,06011	206,6438	3,25	206,6438	671,5922
3Y	2,135962	-106,554	3,55	-106,554	-378,265
4Y	-0,60693	16,81299	2,77	16,81299	46,57198
5Y	0,026488	102,9221	2,8	102,9221	288,1819
6Y	0	0	0	0	0
7Y	0	0	0	0	0

**Tab. 36:** Tabella riassuntiva della ripartizione dell'azione sismica tra le pareti e dei valori derivanti del taglio e del momento alla base delle pareti per il solaio.

Parete	F <sub>xi</sub> [kN]	F <sub>yi</sub> [kN]	h <sub>i</sub> [m]	V <sub>Sd - cop</sub> [kN]	V <sub>Sd</sub> [kN]	M <sub>Sd - cop</sub> [kNm]	F <sub>i cop</sub> [kN]	M <sub>Sd</sub> [kNm]
1X	46,51032	-0,01608	3	226,2377	272,748	558,8071	226,2377	1377,051
2X	77,35765	-0,09485	3	128,9927	206,3504	442,445	128,9927	1061,496
3X	65,91902	-0,02197	3	285,0574	350,9764	704,0918	285,0574	1757,021
4X	3,505518	-0,00016	3	0	3,505518	0	0	10,51655
5X	34,11581	-0,01879	3	0	34,11581	0	0	102,3474
6X	4,281388	-0,00682	3	0	4,281388	0	0	12,84416
7X	36,12396	0,017271	3	0	36,12396	0	0	108,3719
8X	61,02333	0,031014	3	0	61,02333	0	0	183,07
1Y	0,037436	47,63681	3	81,77451	129,4113	288,664	81,77451	676,898
2Y	-0,02788	98,88714	3	206,6438	305,5309	671,5922	206,6438	1588,185
3Y	1,230974	-1,28419	3	-106,554	-107,838	-378,265	-106,554	-701,778
4Y	-0,22781	4,300996	3	16,81299	21,11399	46,57198	16,81299	109,9139
5Y	0,018031	30,451	3	102,9221	133,3731	288,1819	102,9221	688,3011
6Y	0,023465	4,409414	3	0	4,409414	0	0	13,22824
7Y	-0,0177	7,741811	3	0	7,741811	0	0	23,22543



### 11.3 Verifica a pressoflessione – Sezione a livello 0

Calcolata l'azione verticale N come somma dell'azione sismica e delle azioni gravitazionali per le otto combinazioni di carico e considerato il momento flettente ottenuto a seguito della ripartizione delle azioni sismiche tra le pareti, si determinano i valori dei coefficienti  $v$  e  $\mu$  e si ricava dal “diagramma di iterazione adimensionale per sezione rettangolare e armatura simmetrica superiore e inferiore” il coefficiente  $\omega$ . Si considera infine per il calcolo dell'armatura longitudinale delle pareti lo stesso valore  $\omega = 0,2$ .

**Tab. 37:** Tabella di calcolo dell'armatura verticale per le estremità della parete

Parete	$\omega$	$f_{yd}$ [Mpa]	$A_{tot}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_s=A_{tot}/2$ [m <sup>2</sup> ]	Ferri di estremità	Armatura [m <sup>2</sup> ]
1X	0,2	391	5874,408	2937,204	24 $\phi$ 14	3692,64
2X	0,1	391	6985,841	3492,921	16 $\phi$ 14	2461,76
3X	0,1	391	5942,854	2971,427	16 $\phi$ 14	2461,76
4X	0,1	391	3259,335	1629,668	10 $\phi$ 14	1538,6
5X	0,1	391	3259,335	1629,668	10 $\phi$ 14	1538,6
6X	0,1	391	3259,335	1629,668	10 $\phi$ 14	1538,6
7X	0,1	391	3259,335	1629,668	10 $\phi$ 14	1538,6
8X	0,1	391	3259,335	1629,668	10 $\phi$ 14	1538,6
1Y	0,1	391	7094,486	3547,243	14 $\phi$ 14	2154,04
2Y	0,1	391	6790,281	3395,141	14 $\phi$ 14	2154,04
3Y	0,1	391	7116,215	3558,107	14 $\phi$ 14	2154,04
4Y	0,1	391	6268,788	3134,394	14 $\phi$ 14	2154,04
5Y	0,1	391	6301,381	3150,691	14 $\phi$ 14	2154,04
6Y	0,1	391	3259,335	1629,668	10 $\phi$ 14	1538,6
7Y	0,1	391	3259,335	1629,668	10 $\phi$ 14	1538,6

## 11.4 Verifica a taglio – Sezione a livello 0

La verifica a taglio viene condotta in classe di duttilità bassa CD “B”.

Si utilizza il modello con biella d’inclinazione  $\theta=45^\circ$  secondo la NTC 2008.

Il taglio resistente  $V_{Rd}$  deve risultare inferiore al minimo tra i due valori  $V_{Rsd}$  e  $V_{Rcd}$  e dovrà risultare maggiore del taglio alla base, pari al taglio ricavato dalla ripartizione della forza sismica incrementato del coefficiente  $\gamma_f$ .

Si valuta dapprima la resistenza che la parete è in grado di fornire in assenza di armatura trasversale nei tratti correnti. Tale valutazione viene fatta per i quattro casi legati alle quattro posizioni del centro di massa. A seguito viene riportata la tabella di calcolo corrispondente alla combinazione  $e_{x,tot}(+)$  ed  $e_{y,tot}(+)$ .

**Tab. 38:** Tabella di calcolo del taglio in assenza di armatura trasversale.

Parete	$V_{Ed}$ [kN]	$d$ [mm]	$A_{sl}$ [mm <sup>2</sup> ]	$b_w$ [mm]	$\rho_l$	$f_{ck}$ [Mpa]	$\gamma_c$	$k$	$V_{Rd,c}$ [kN]
1X	409,122	4866,3	3692,64	150	0,005059	25	1,5	1,202729	245,4528
2X	309,5256	5787	2461,76	150	0,002836	25	1,5	1,185904	237,3135
3X	526,4647	4923	2461,76	150	0,003334	25	1,5	1,201558	215,8748
4X	5,258277	2700	1538,6	150	0,003799	25	1,5	1,272166	130,9333
5X	51,17372	2700	1538,6	150	0,003799	25	1,5	1,272166	130,9333
6X	6,422082	2700	1538,6	150	0,003799	25	1,5	1,272166	130,9333
7X	54,18594	2700	1538,6	150	0,003799	25	1,5	1,272166	130,9333
8X	91,535	2700	1538,6	150	0,003799	25	1,5	1,272166	130,9333
1Y	194,117	5877	2154,04	150	0,002443	25	1,5	1,184475	229,0532
2Y	458,2963	5625	2154,04	150	0,002553	25	1,5	1,188562	223,2253
3Y	-161,757	5895	2154,04	150	0,002436	25	1,5	1,184193	229,466
4Y	31,67098	5193	2154,04	150	0,002765	25	1,5	1,196248	213,0134
5Y	200,0596	5220	2154,04	150	0,002751	25	1,5	1,19574	213,6603
6Y	6,614122	2700	1538,6	150	0,003799	25	1,5	1,272166	130,9333
7Y	11,61272	2700	1538,6	150	0,003799	25	1,5	1,272166	130,9333

Valutando tutti i casi risulta che  $V_{Rd,c}$  è inferiore al taglio di calcolo per le pareti 1X, 2X, 3X, 2Y e 5Y. Per tali pareti si procede quindi a ipotizzare una armatura trasversale pari a  $\Phi 10$  a 2 bracci con passo 100 [mm].

**Tab. 39:** Tabella di calcolo del taglio con armatura trasversale e verifica a taglio

Parete	L [mm]	$\phi$	p [mm]	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{yd}$ [MPa]	$\theta$	$V_{Rsd}$ [kN]
1X	2300	10	100	1,57	391	45	1270,711
2X	2290	10	100	1,57	391	45	1265,186
3X	2470	10	100	1,57	391	45	1364,633
2Y	4570	10	100	1,57	391	45	2524,847
5Y	4520	10	100	1,57	391	45	2497,223

$b_w$ [mm]	$f'_{cd}$ [MPa]	$V_{Rcd}$ [kN]	$V_{Rd}=\min$	$> V_{ed}$
150	7,08	1099,17	1099,17	ok
150	7,08	1094,391	1094,391	ok
150	7,08	1180,413	1180,413	ok
150	7,08	2184,003	2184,003	ok
150	7,08	2160,108	2160,108	ok

La verifica risulta soddisfatta.

## 11.5 Verifica a scorrimento nelle zone critiche

Sui possibili piani di scorrimento, come riprese del getto o giunti costruttivi, posti all'interno delle zone critiche deve risultare  $V_{Ed} \leq V_{Rd,S} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$ .

$V_{id}$  risulta essere pari a 0.

Si riportano le tabelle di calcolo relative alla combinazione  $e_{x,tot}(+)$  ed  $e_{y,tot}(+)$ .

**Tab. 40:** Tabella di calcolo del contributo dell'effetto "spinotto" delle armature trasversali.

Parete	L [mm]	$A_1$ [mm <sup>2</sup> ]	$L_{confinata}$ [mm]	$A_{1,tot}$ [mm <sup>2</sup> ]	$L_{centrale}$ [mm]	n. ferri distr
1X	2300	3692,64	460	7385,28	1380	13,8
2X	2290	2461,76	458	4923,52	1374	13,74
3X	2470	2461,76	494	4923,52	1482	14,82
4X	930	1538,6	225	3077,2	480	4,8
5X	2040	1538,6	408	3077,2	1224	12,24
6X	920	1538,6	225	3077,2	470	4,7
7X	1940	1538,6	388	3077,2	1164	11,64
8X	2250	1538,6	450	3077,2	1350	13,5
1Y	3170	2154,04	634	4308,08	1902	19,02
2Y	4570	2154,04	914	4308,08	2742	27,42
3Y	6390	2154,04	1278	4308,08	3834	38,34
4Y	1730	2154,04	346	4308,08	1038	10,38
5Y	4520	2154,04	904	4308,08	2712	27,12
6Y	1780	1538,6	356	3077,2	1068	10,68
7Y	2310	1538,6	462	3077,2	1386	13,86

A <sub>2,tot</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Σ A <sub>sj</sub> [mm <sup>2</sup> ]	f <sub>cd</sub> [MPa]	f <sub>yd</sub> [MPa]	1	2	V <sub>dd</sub> min(1,2) [kN]
4246,536	11631,816	14,16	391	1125,151	41,17663	41,17662864
4228,0728	9151,5928	14,16	391	885,238	32,39664	32,39663851
4560,4104	9483,9304	14,16	391	917,3852	33,57311	33,57311362
1477,056	4554,256	14,16	391	440,5354	16,12207	16,12206624
3766,4928	6843,6928	14,16	391	661,9937	24,22667	24,22667251
1446,284	4523,484	14,16	391	437,5588	16,01313	16,01313336
3581,8608	6659,0608	14,16	391	644,1342	23,57308	23,57307523
4154,22	7231,42	14,16	391	699,4988	25,59923	25,5992268
5852,8344	10160,9144	14,16	391	982,8702	35,96964	35,96963698
8437,6824	12745,7624	14,16	391	1232,904	45,12	45,1199989
11797,9848	16106,0648	14,16	391	1557,947	57,01547	57,01546939
3194,1336	7502,2136	14,16	391	725,6927	26,55784	26,55783614
8345,3664	12653,4464	14,16	391	1223,974	44,7932	44,79320026
3286,4496	6363,6496	14,16	391	615,5589	22,52732	22,52731958
4264,9992	7342,1992	14,16	391	710,2145	25,99139	25,99138517

Per determinare V<sub>fd</sub> si considerano lo sforzo normale che si ottiene dalla combinazione sismica ed il momento flettente di calcolo. Si ottengono così otto valori (a<sub>i</sub>) per la prima espressione del taglio V<sub>fd</sub> e un valore per la seconda espressione (b).

**Tab. 41:** Tabella degli sforzi normali per le otto combinazioni sismiche e del momento flettente di calcolo.

Parete	N <sub>sisma,1</sub> [kN]	N <sub>sisma,2</sub> [kN]	N <sub>sisma,3</sub> [kN]	N <sub>sisma,4</sub> [kN]	N <sub>sisma,5</sub> [kN]	N <sub>sisma,6</sub> [kN]	N <sub>sisma,7</sub> [kN]	N <sub>sisma,8</sub> [kN]	M <sub>Ed</sub> [kNm]
1X	86,05	86,05	86,05	86,05	86,05	86,05	86,05	86,05	1377,051
2X	2516,94	2225,18	1944,4	2236,16	1295,85	323,33	42,55	1015,1	1061,496
3X	2059,71	2660,57	2824,34	223,48	350,71	1652,16	1815,9	186,94	1757,021
4X	898,5	1199,72	1030	728,8	127,9	876,17	706,46	297,6	10,51655
5X	40,14	40,14	40,14	40,14	40,14	40,14	40,14	40,14	102,3474
6X	1712,54	1354,3	1481,94	1840,17	1012,4	181,69	54,06	1140	12,84416
7X	1362,79	1155,91	1059,39	1266,27	756,38	66,79	29,73	659,86	108,3719
8X	1955,82	2256,28	2417	2116,57	74,78	1076,33	1237,1	235,53	183,07
1Y	1279,6	1219,43	582,27	642,39	698,1	497,6	139,5	60,9	676,898
2Y	3337,27	3604,55	2818,2	2550,9	871	1761,97	975,6	84,7	1588,185
3Y	2065,24	1687,1	2828,23	3206,4	793,73	466,84	674,32	1934,88	-701,778
4Y	1806,2	1651,26	1428	1583	855	338,5	115,3	631,75	109,9139
5Y	107	161,42	315,95	370,35	116,69	298	179,37	360,7	688,3011
6Y	787,96	1186,96	1010,35	611,58	306,7	1022,6	846,2	483,1	13,22824
7Y	1986	2288	2473	2174,5	79	1074,2	1259,7	264,4	23,22543

Si riportano direttamente i risultati.

**Tab. 42:** Tabella dei valori del contributo della resistenza per attrito.

Parete	$V_{fd} \min(a,b) = b$ [kN]
1X	341,622
2X	340,1367
3X	366,8724
4X	138,1341
5X	303,0039
6X	136,6488
7X	288,1508
8X	334,1955
1Y	470,8443
2Y	678,7881
3Y	949,1151
4Y	256,9592
5Y	671,3616
6Y	264,3857
7Y	343,1073

Si ottengono i valori  $V_{Rd,s,i}$ . La verifica risulta in generale soddisfatta. Non risulta soddisfatta per le pareti 1X e 3X.

**Tab. 43:** Tabella della verifica a scorrimento nelle zone critiche.

Parete	$V_{Rd,s,1}$	> $V_{ed}$	$V_{Ed}$
1X	382,7987	no	409,122
2X	372,5334	ok	309,5256
3X	400,4455	no	526,4647
4X	154,2562	ok	5,258277
5X	327,2306	ok	51,17372
6X	152,6619	ok	6,422082
7X	311,7238	ok	54,18594
8X	359,7947	ok	91,535
1Y	506,8139	ok	194,117
2Y	723,9081	ok	458,2963
3Y	1006,131	ok	-161,757
4Y	283,517	ok	31,67098
5Y	716,1548	ok	200,0596
6Y	286,9131	ok	6,614122
7Y	369,0987	ok	11,61272

## 12. Dettagli costruttivi

Le armature sia orizzontali che verticali devono avere diametro non superiore a 1/10 dello spessore di parete:

$$\Phi_{\max} = 150/10 = 15 \text{ [mm]}$$

Devono essere disposte su entrambe le facce della parete ad un passo non superiore a 30 [cm] e collegate con legature in ragione di almeno  $9/m^2$ .

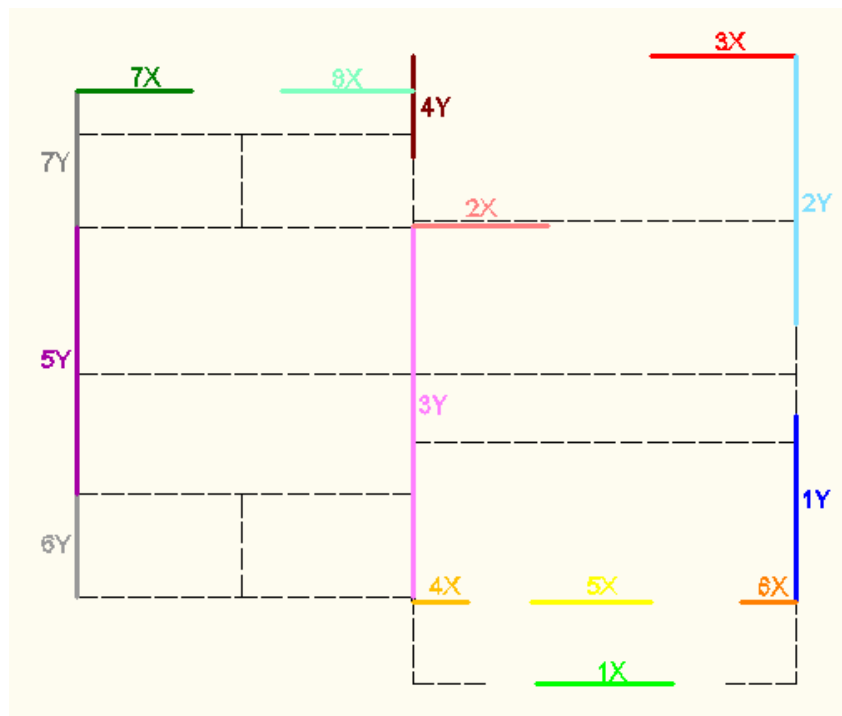
Per quanto riguarda i dettagli strutturali previsti in particolare per il Sistema Nidyon si devono rispettare alcuni requisiti minimi di armatura già elencati nel cap. 7.

Si riportano in Allegato le tavole di carpenteria metallica.

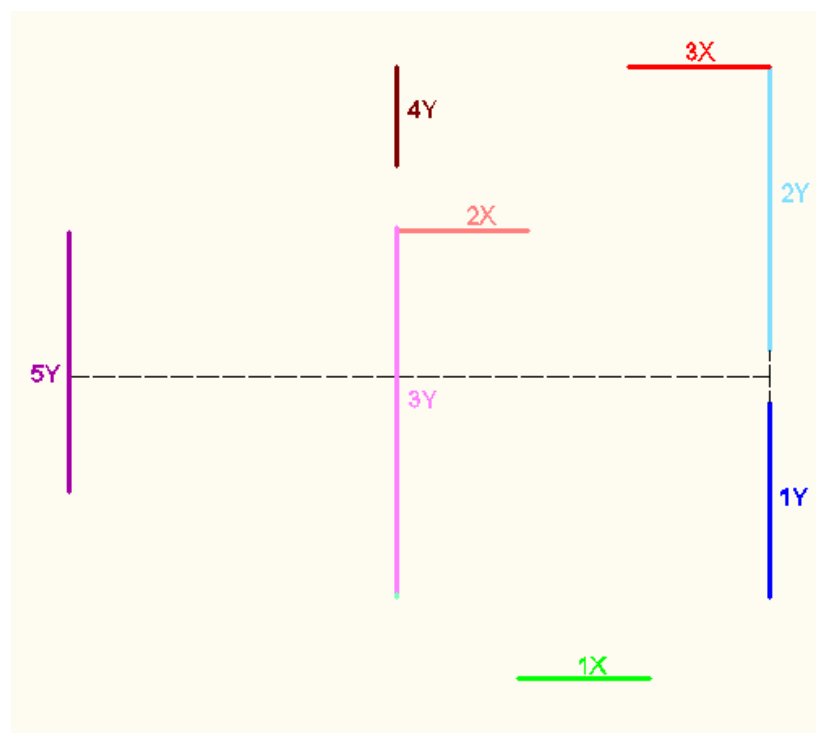
## ALLEGATO 1.1

**Grafici dello sforzo normale e del momento  
flettente misurati alla base delle pareti.**

Si riportano le piante con la rappresentazione degli elementi resistenti considerati nel modello Straus, per i quali si sono svolte le verifiche.



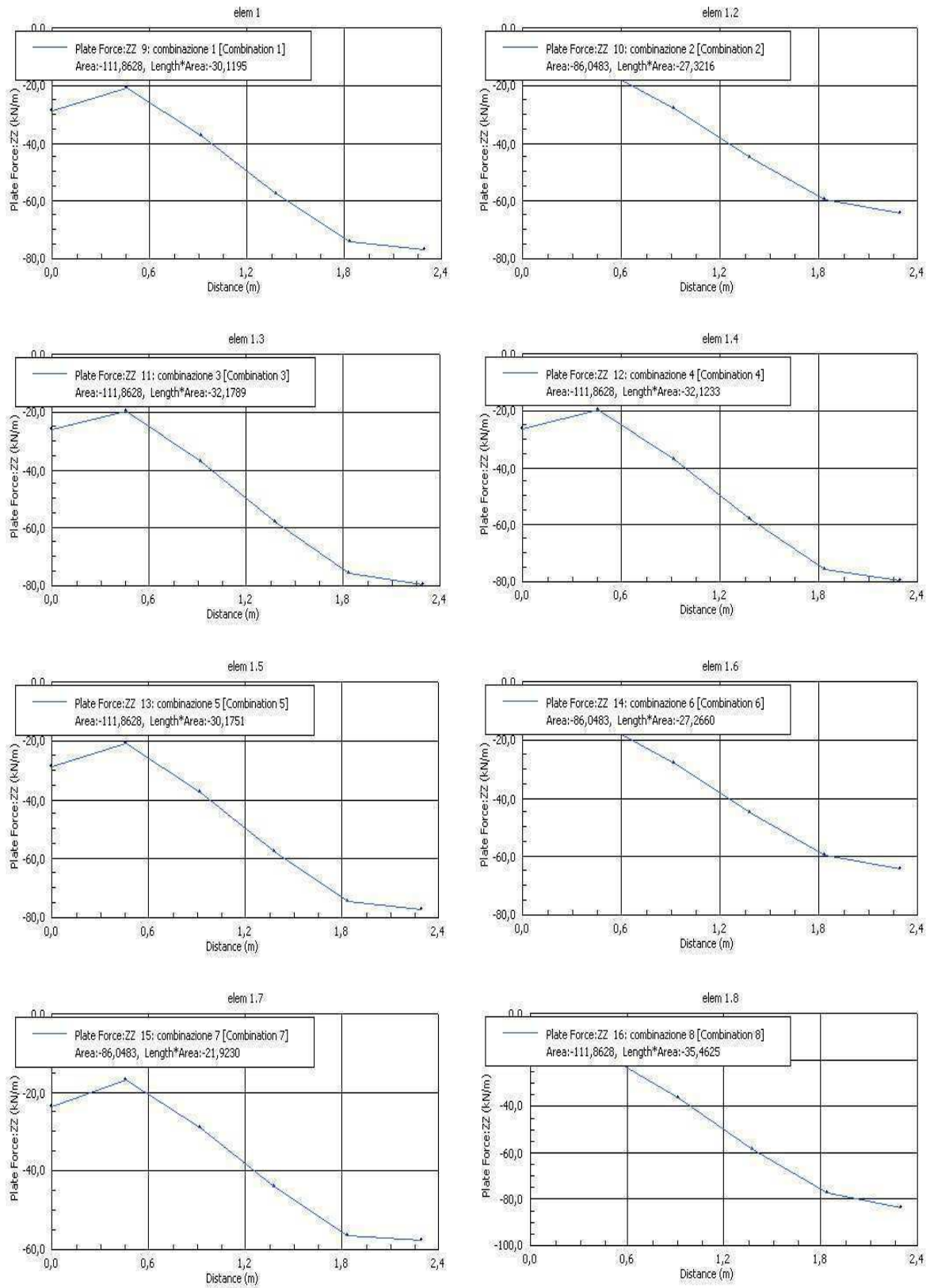
**Fig. 1:** Pianta Piano Terra



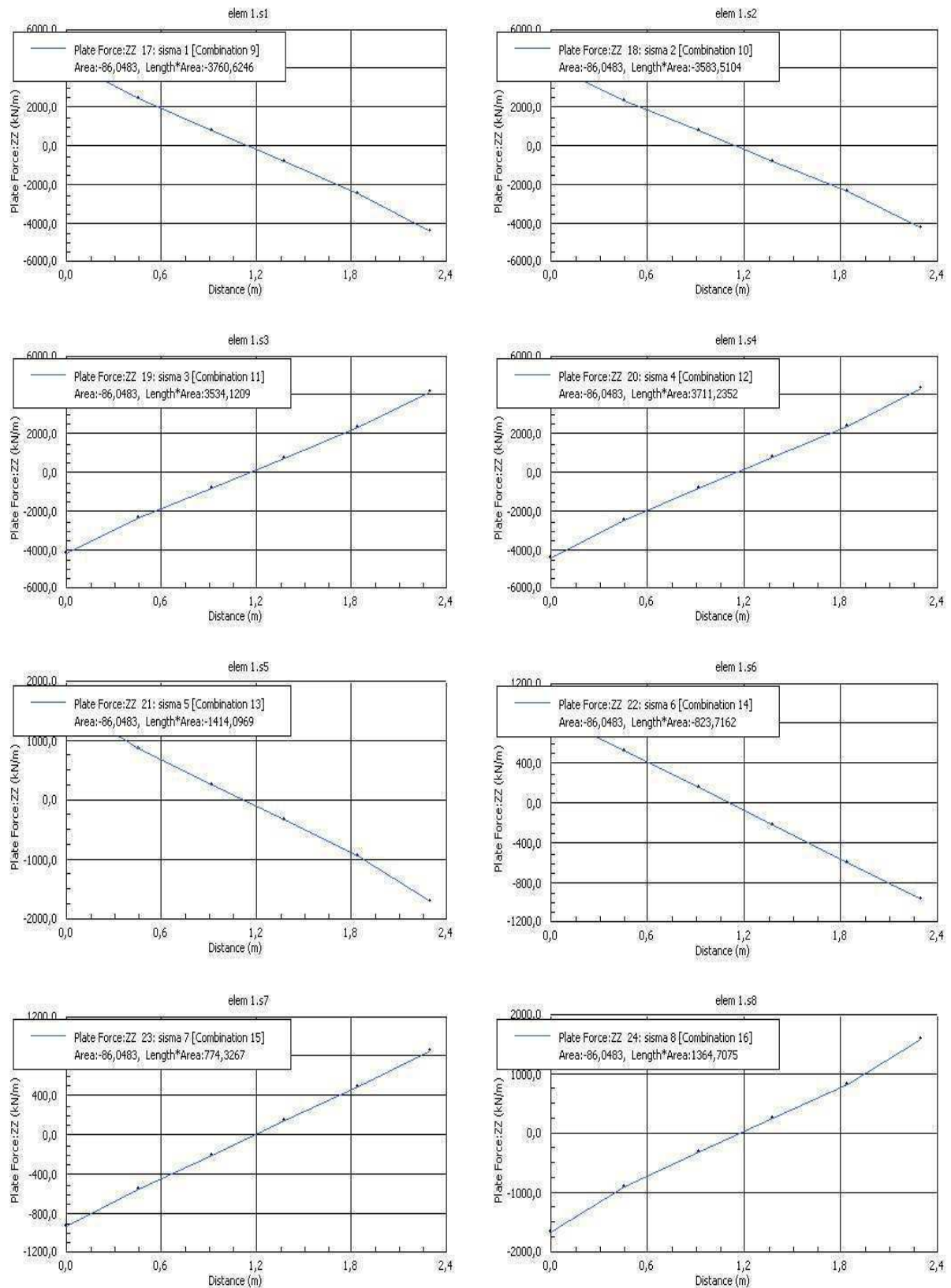
**Fig. 2:** Pianta Piano Primo



Elemento 1X



**Fig. 3:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 1. Le sollecitazioni massime sono  $N = 111,86$  [kN] e  $M = 35,46$  [kNm].



**Fig. 4:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 1. Le sollecitazioni massime sono  $N = 86$  [kN] e  $M = 3760$  [kNm].

Elemento 7X.

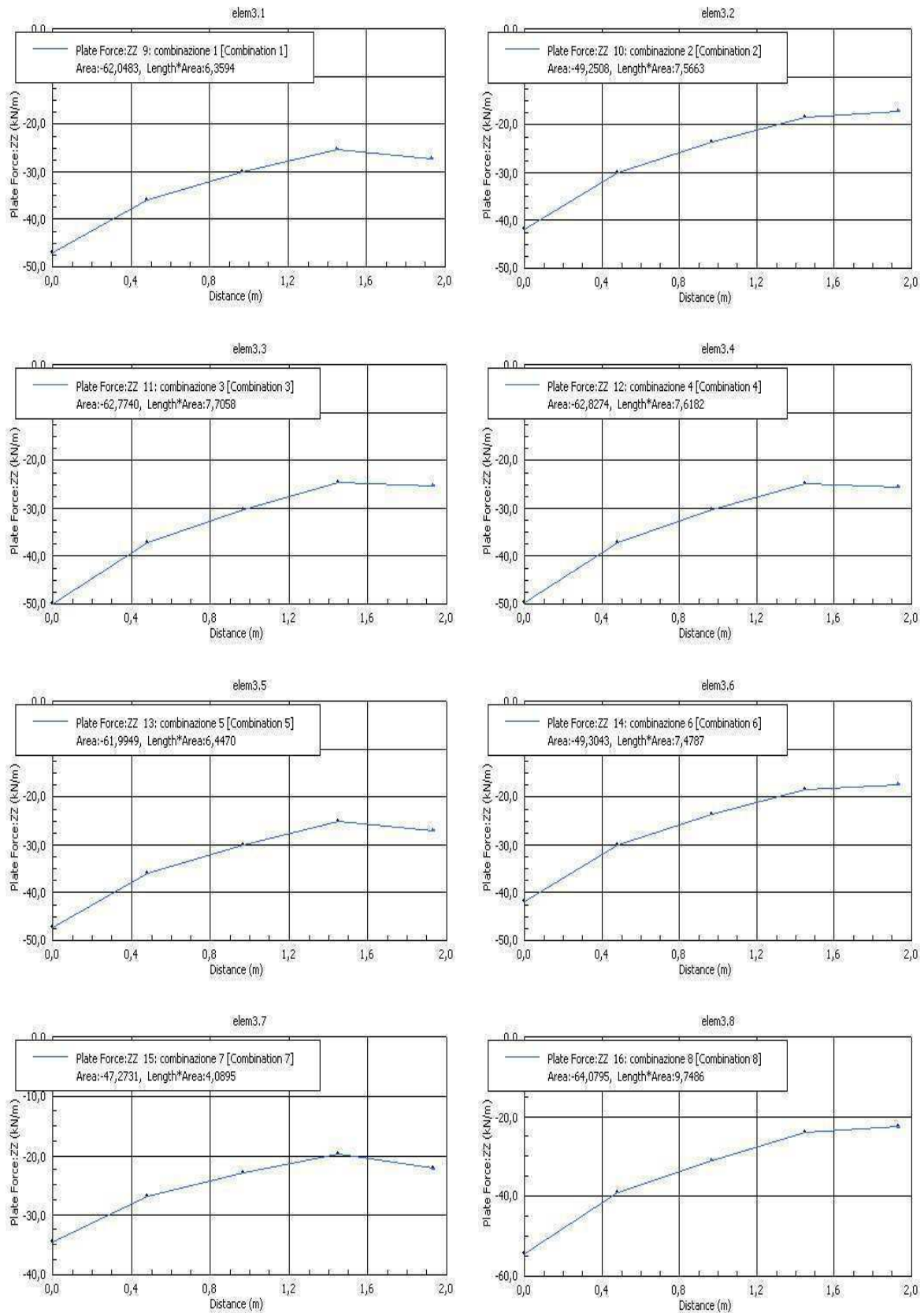
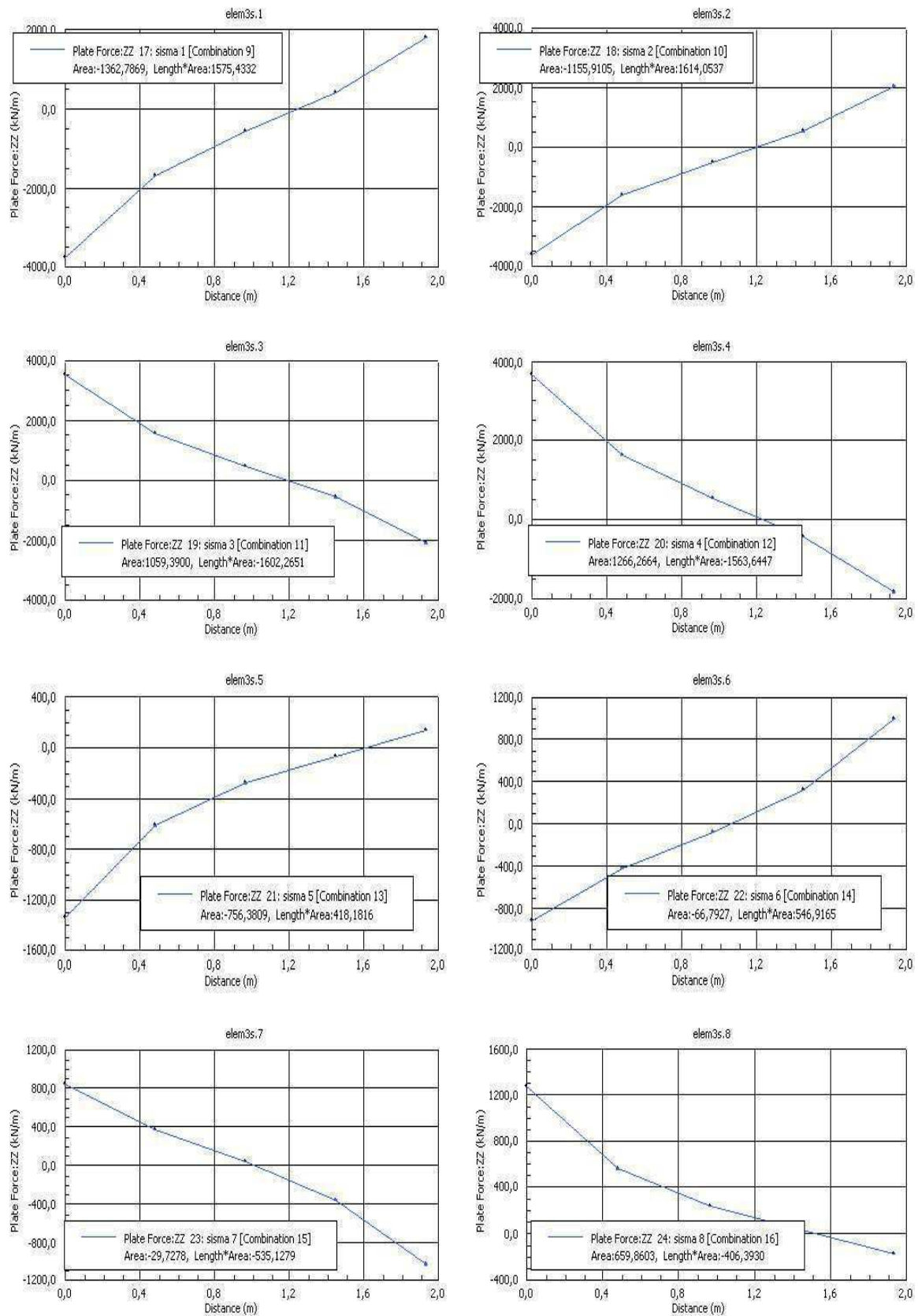


Fig.5: Grafici per l'elemento plate 3. Le sollecitazioni massime sono  $N = 62,77 [kN]$  e  $M = 9,75 [kNm]$ .



**Fig. 6:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 3. Le sollecitazioni massime sono  $N = 1362,8$  [kN] e  $M = 1614$  [kNm].

Elemento 8X.

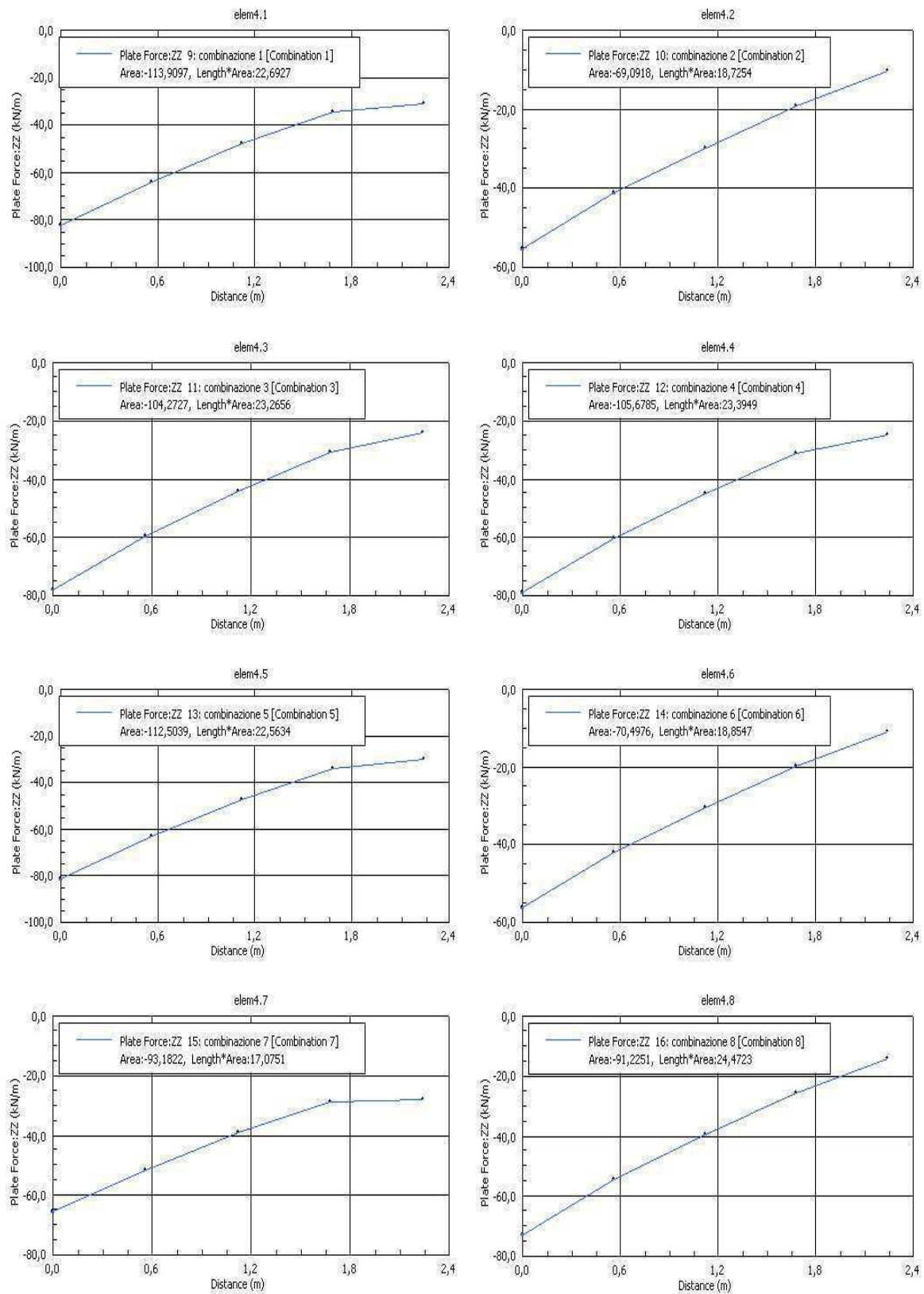
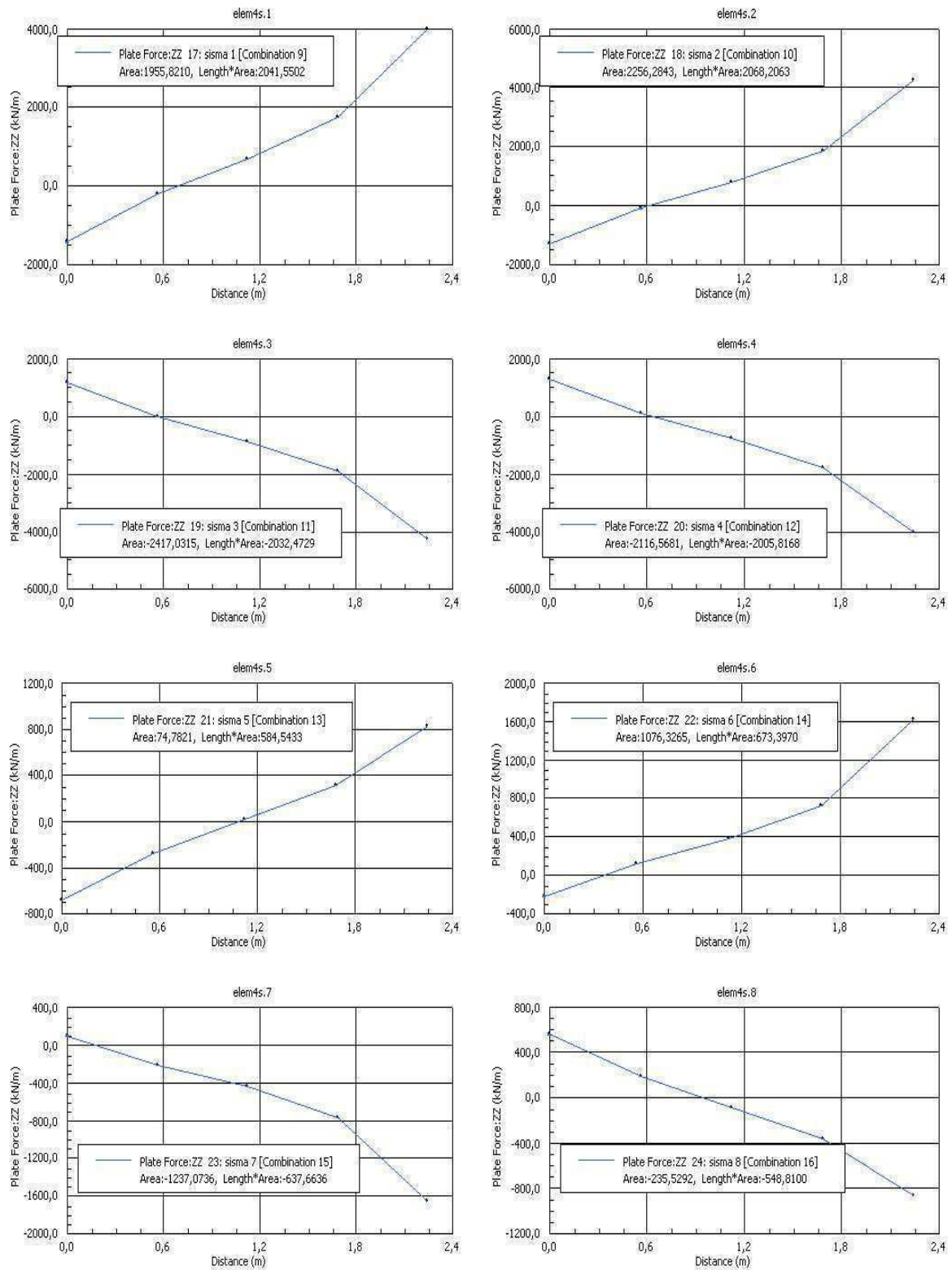


Fig. 7: Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 4. Le sollecitazioni massime sono N= 113,9 [kN] e M= 24,47 [kNm].





**Fig. 8:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 4. Le sollecitazioni massime sono N= 2417 [kN] e M= 2068,2 [kNm].

Elemento 3X.

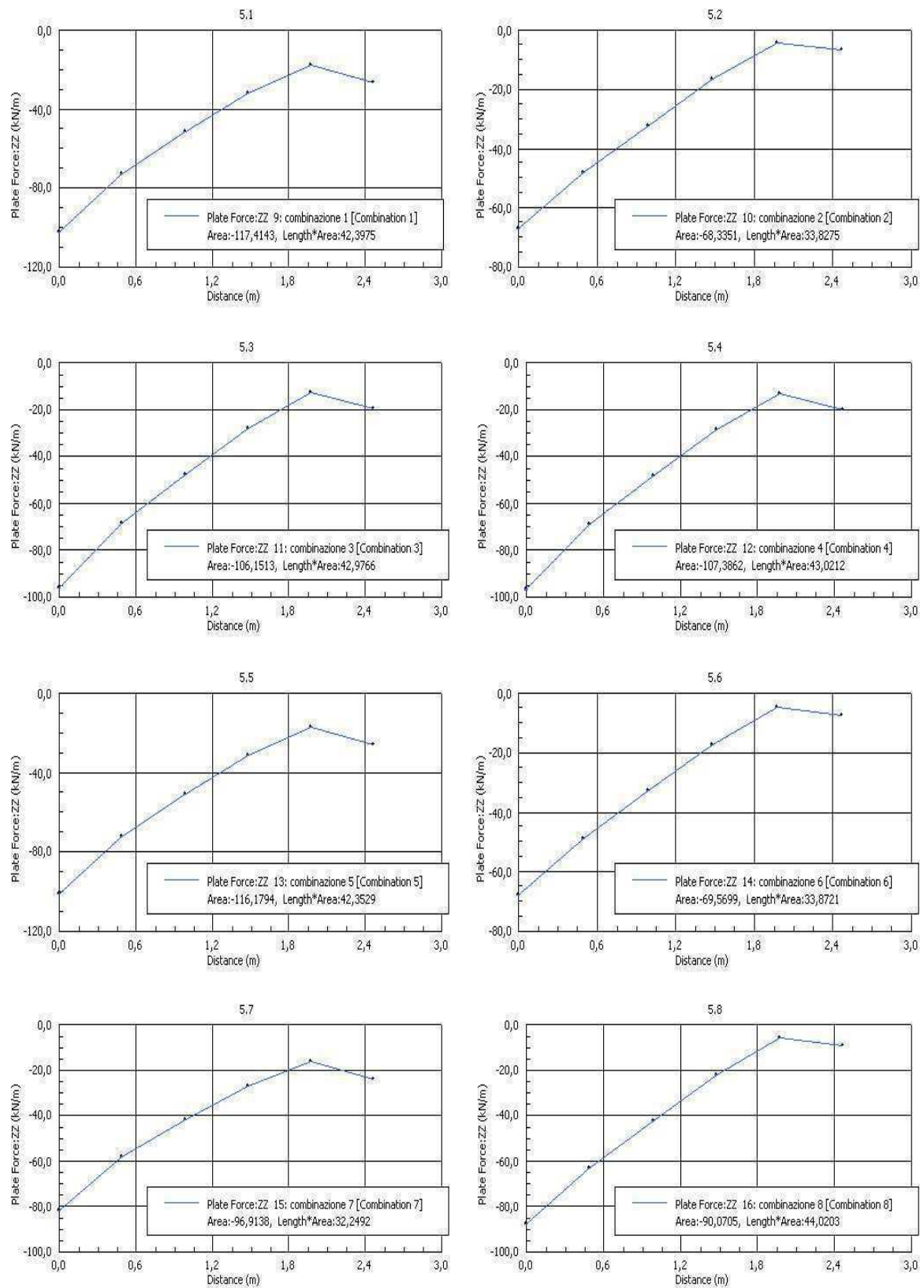
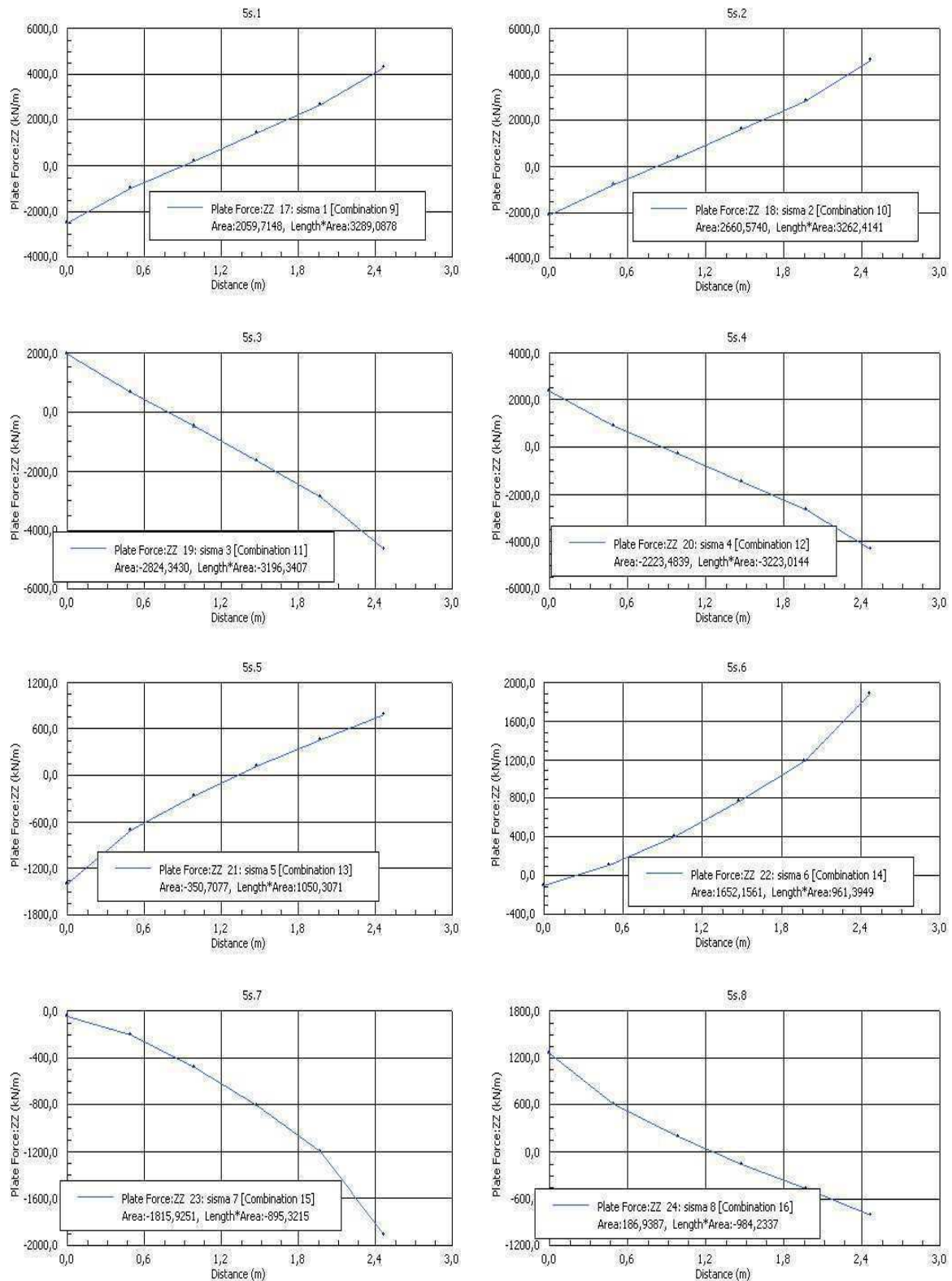


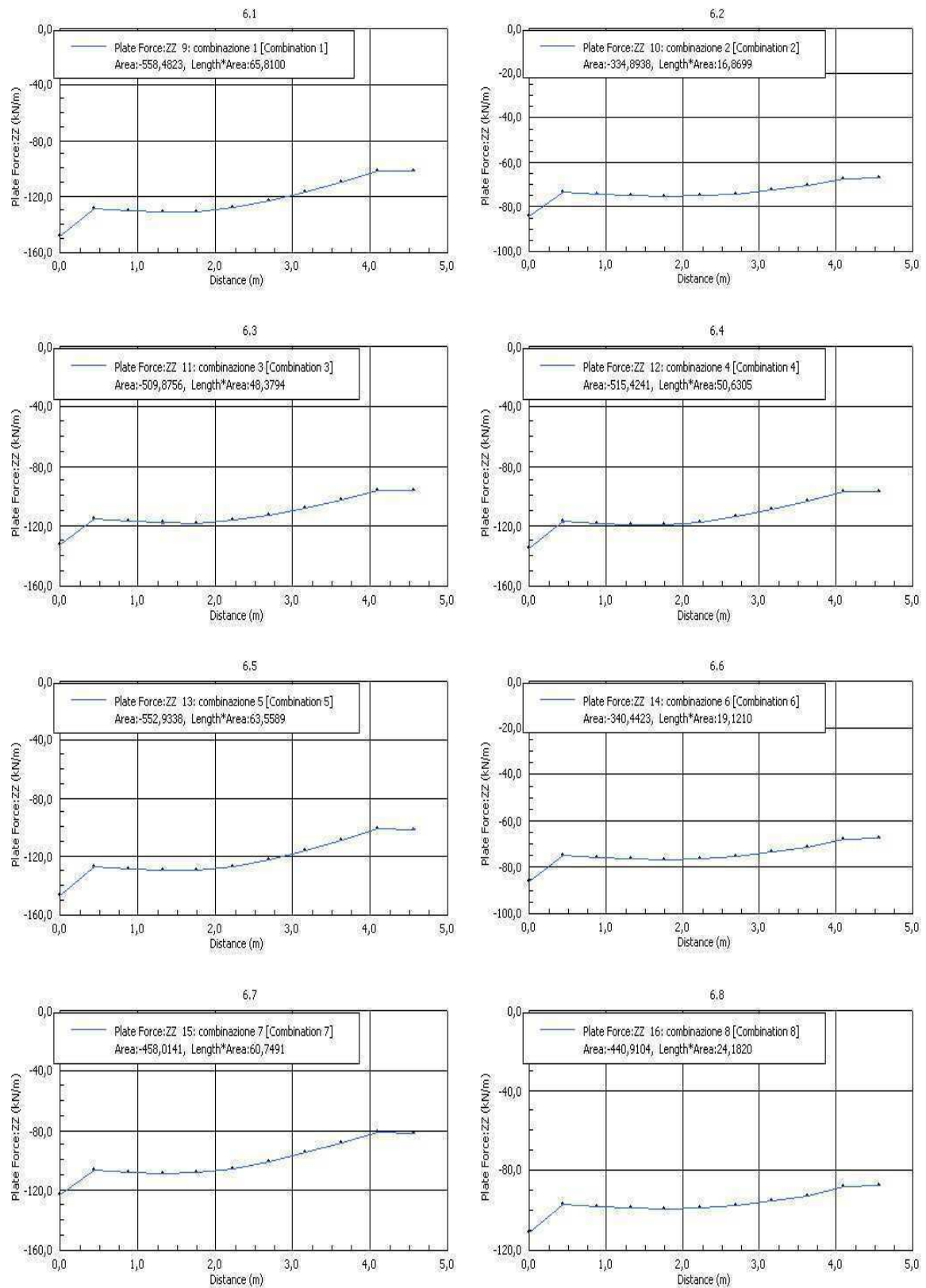
Fig. 9: Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 5. Le sollecitazioni massime sono N= 117,4 [kN] e M= 44 [kNm].



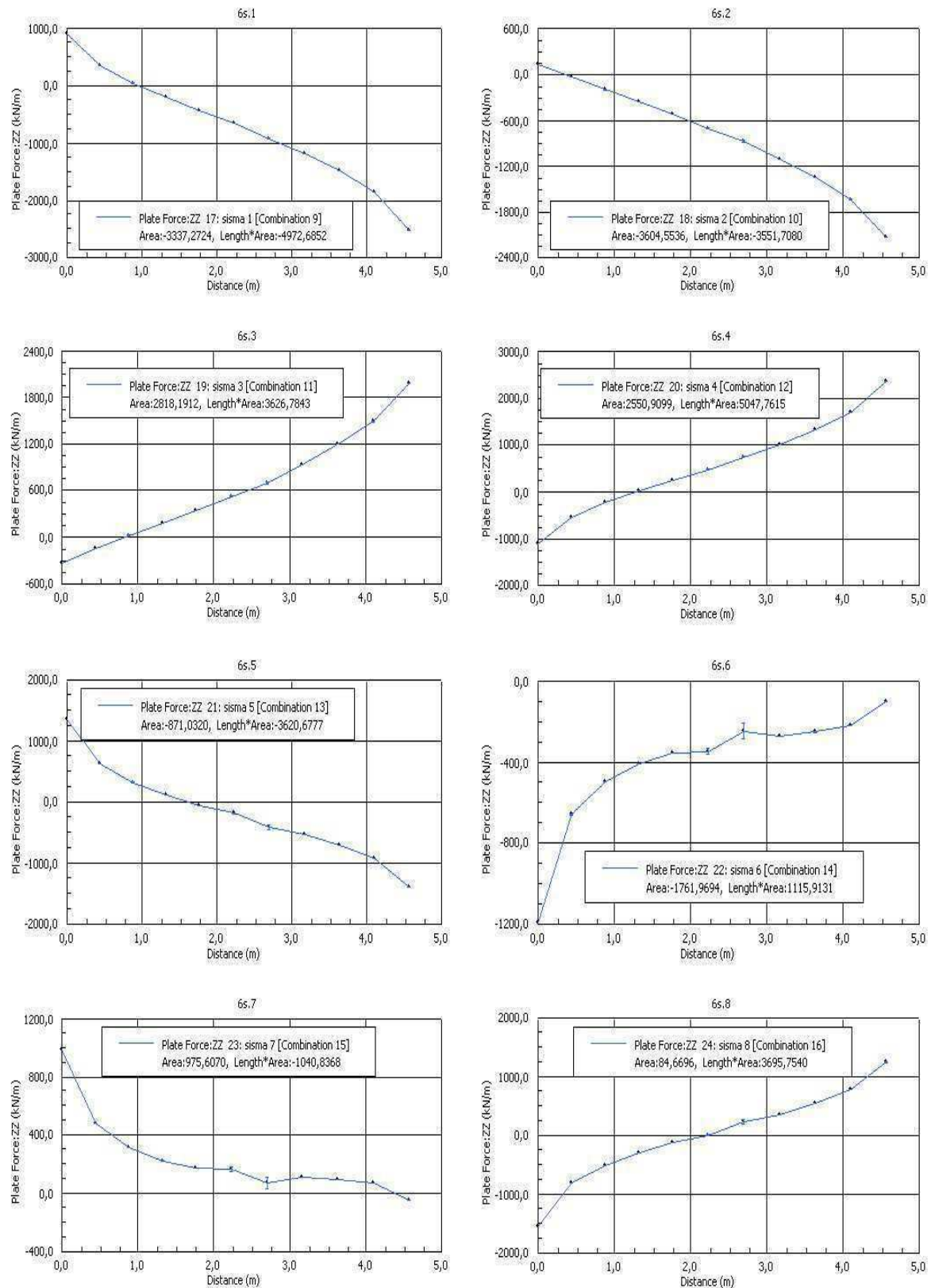
**Fig. 10:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 5. Le sollecitazioni massime sono N= 2824,34 [kN] e M= 3289,09 [kNm].



Elemento 2Y.

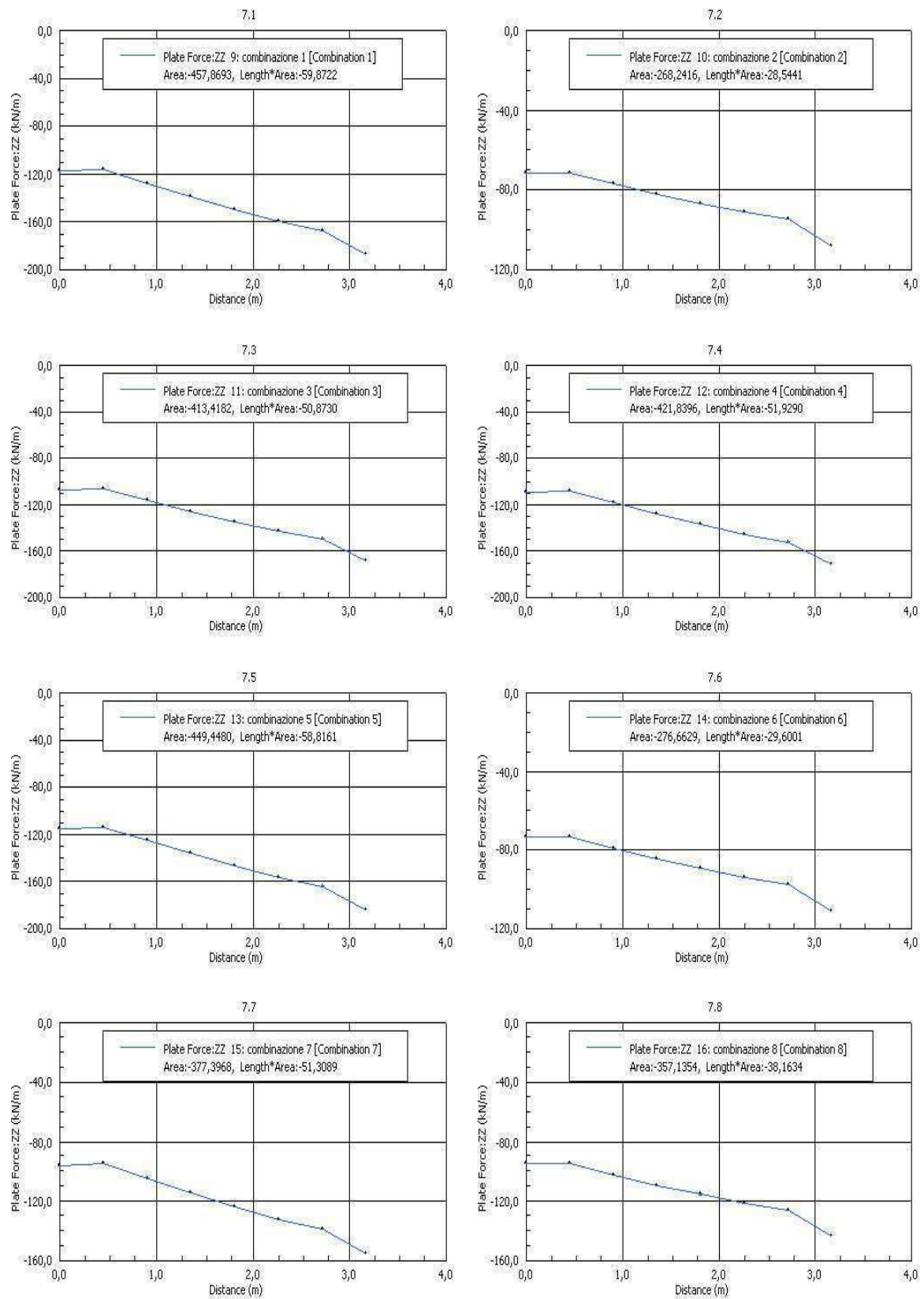


**Fig. 11:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 6. Le sollecitazioni massime sono  $N = 558,48$  [kN] e  $M = 65,81$  [kNm].

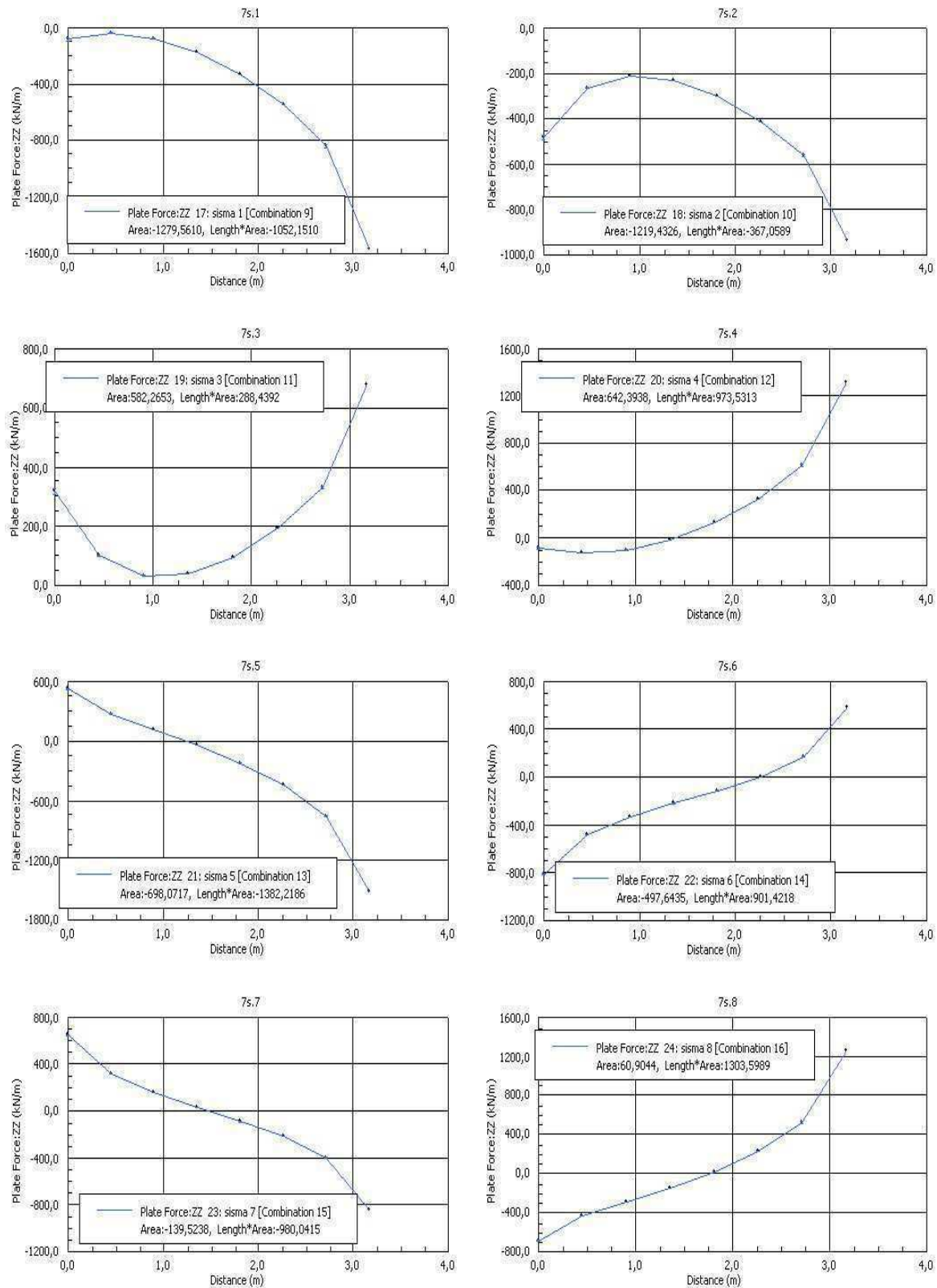


**Fig. 5:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 6. Le sollecitazioni massime sono N= 3604,5 [kN] e M= 5047,76 [kNm].

Elemento 1Y.

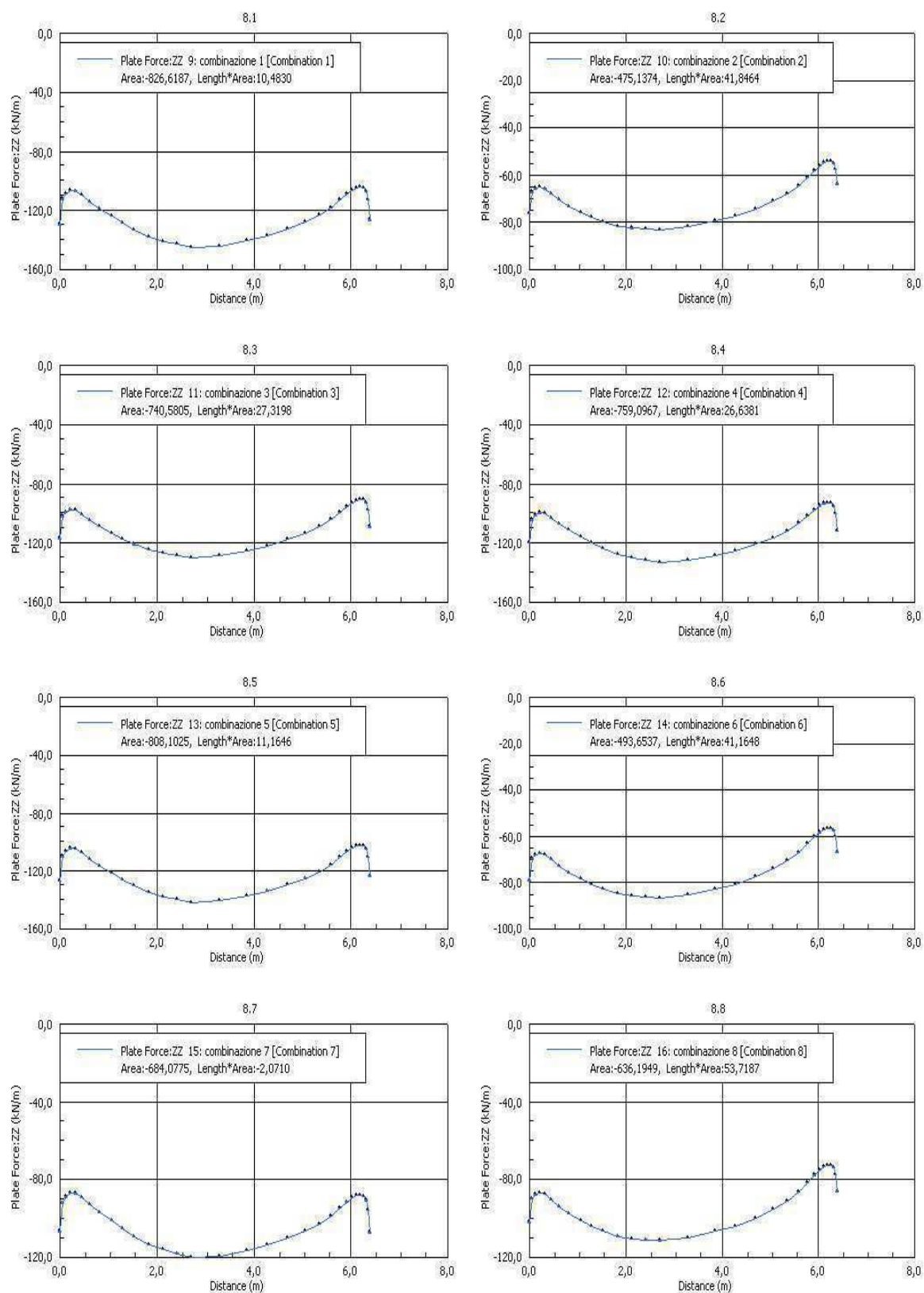


**Fig. 13:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 7. Le sollecitazioni massime sono  $N = 457,87$  [kN] e  $M = 59,87$  [kNm].



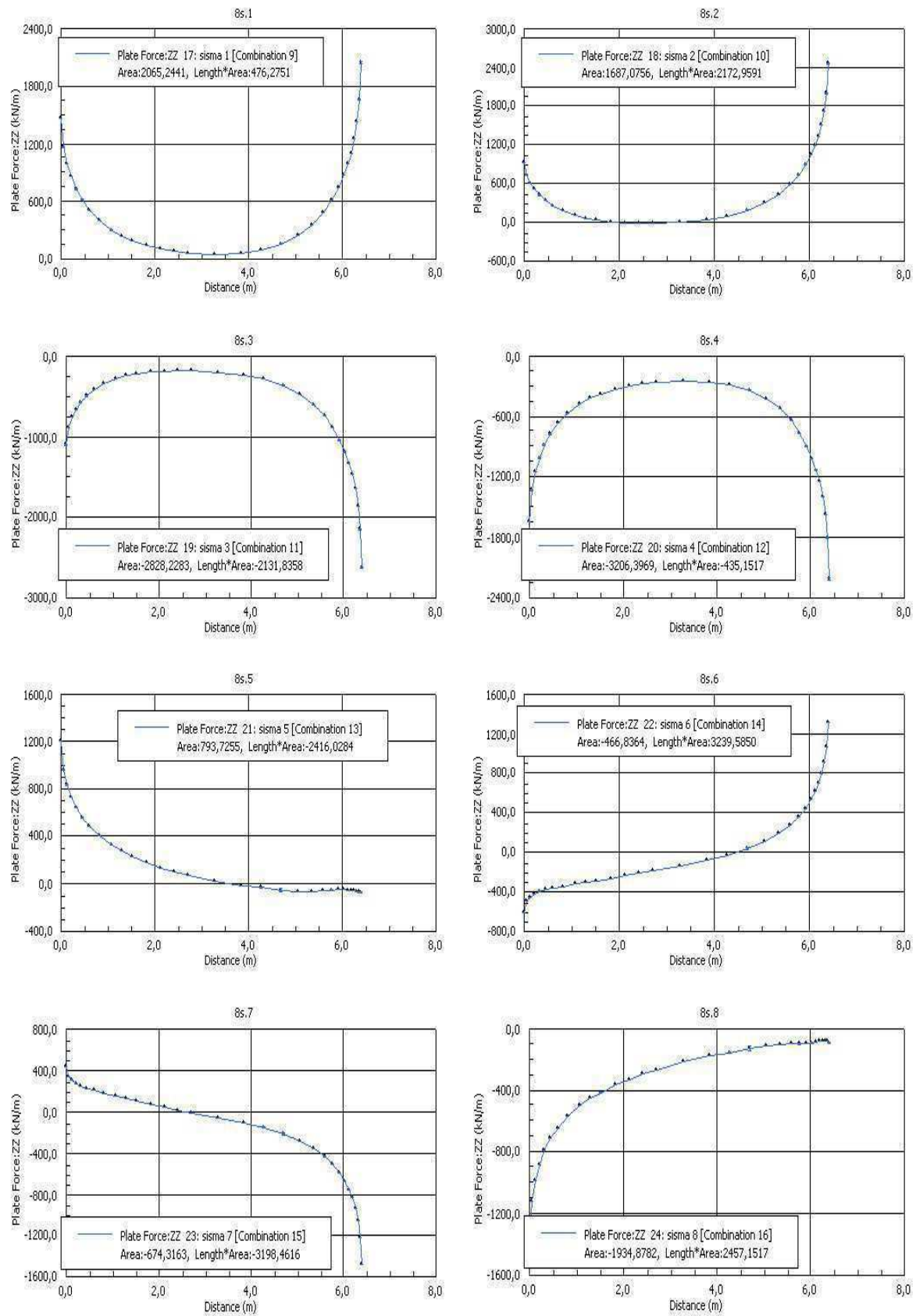
**Fig. 14:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 7. Le sollecitazioni massime sono  $N = 1279,56$  [kN] e  $M = 1382,2$  [kNm].

## Elemento 3Y.



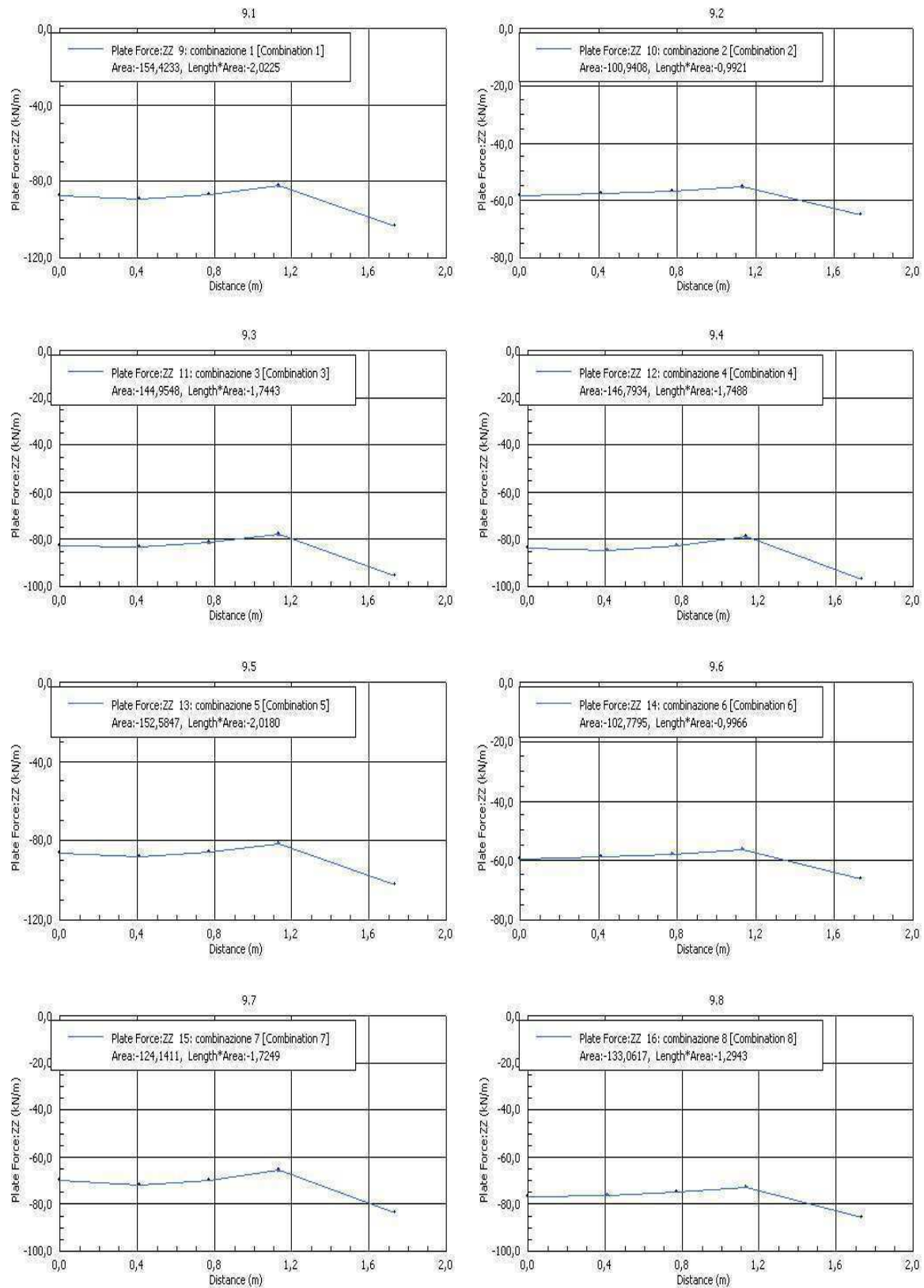
**Fig. 15:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 8. Le sollecitazioni massime sono  $N = 826,6$  [kN] e  $M = 53,7$  [kNm].



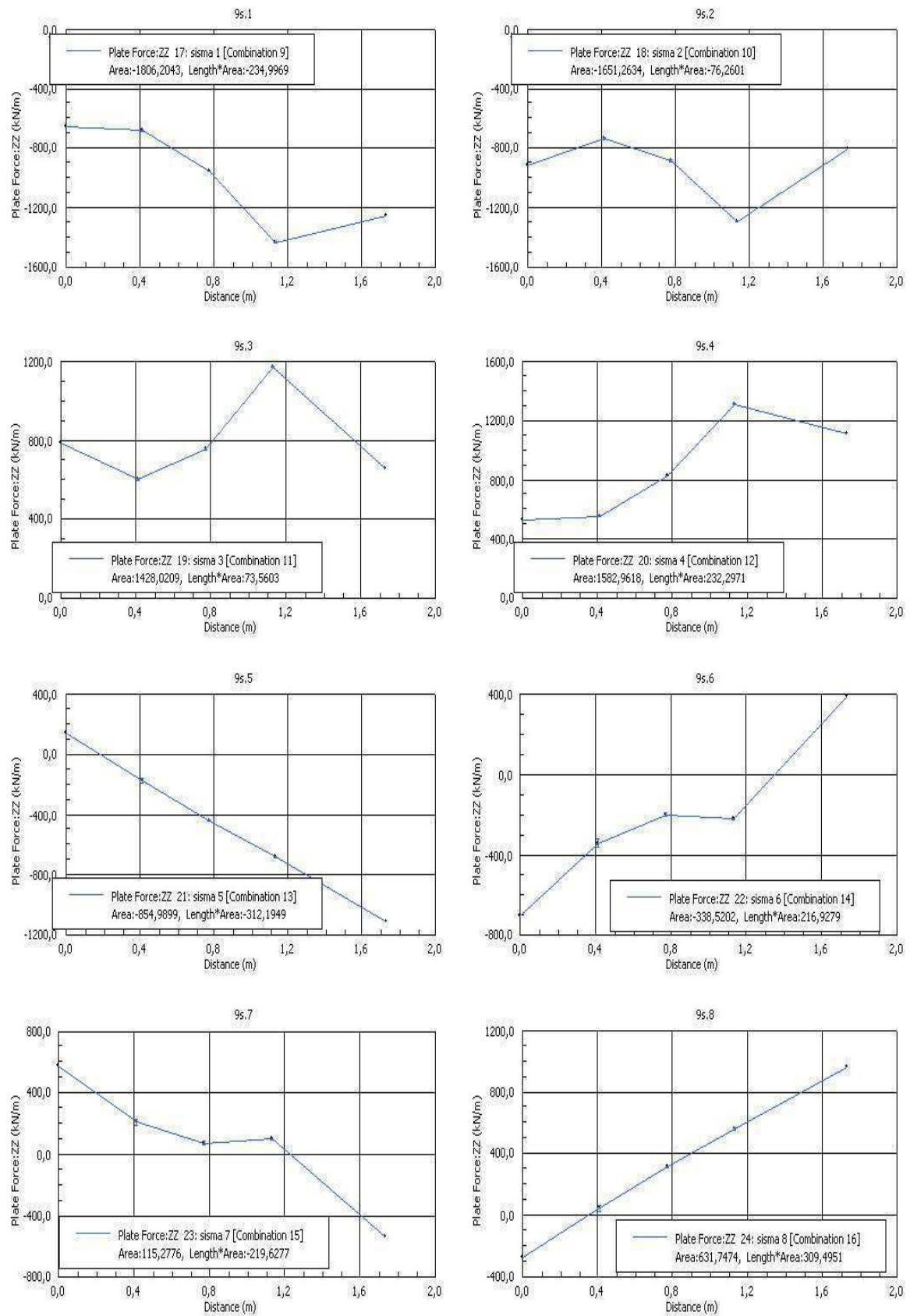


**Fig.16:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 8. Le sollecitazioni massime sono  $N = 3206,39$  [kN] e  $M = 3239,58$  [kNm].

Elemento 4Y.



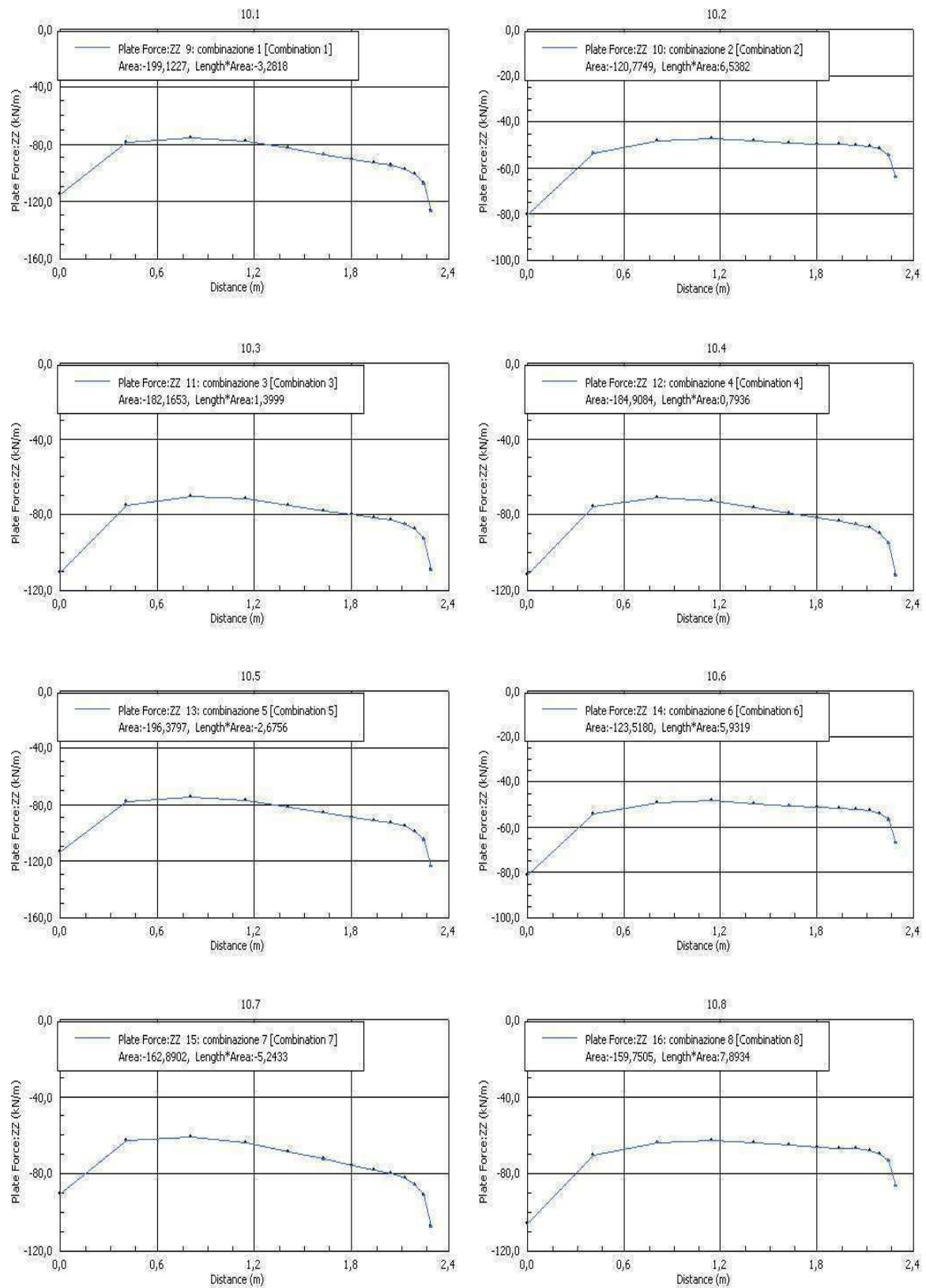
**Fig. 17:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 9. Le sollecitazioni massime sono  $N = 154,42$  [kN] e  $M = 2,02$  [kNm].



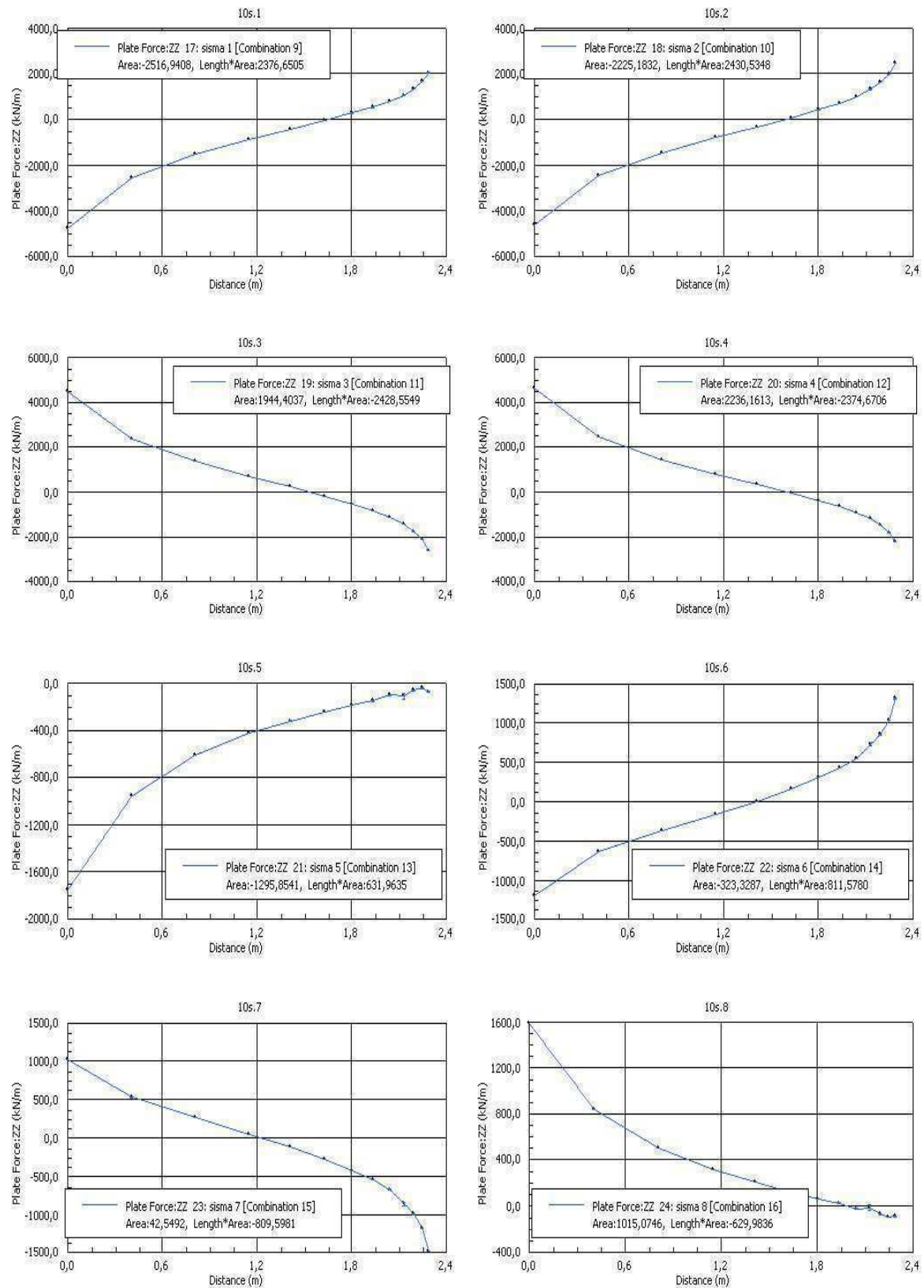
**Fig. 18:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 9. Le sollecitazioni massime sono  $N = 1806,2$  [kN] e  $M = 312,2$  [kNm].



## Elemento 2X.

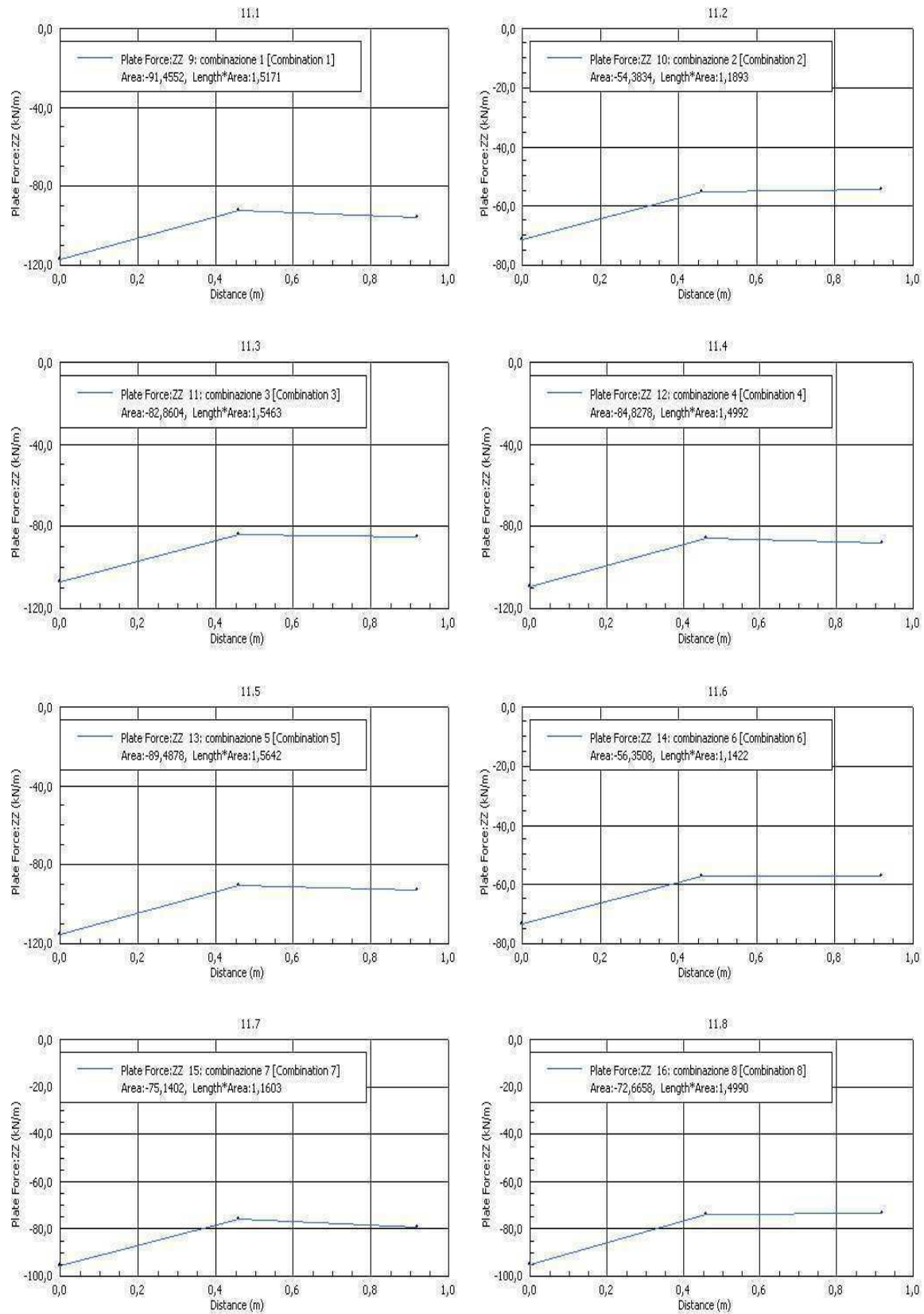


**Fig. 19:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 10. Le sollecitazioni massime sono  $N = 199,12$  [kN] e  $M = 7,89$  [kNm].

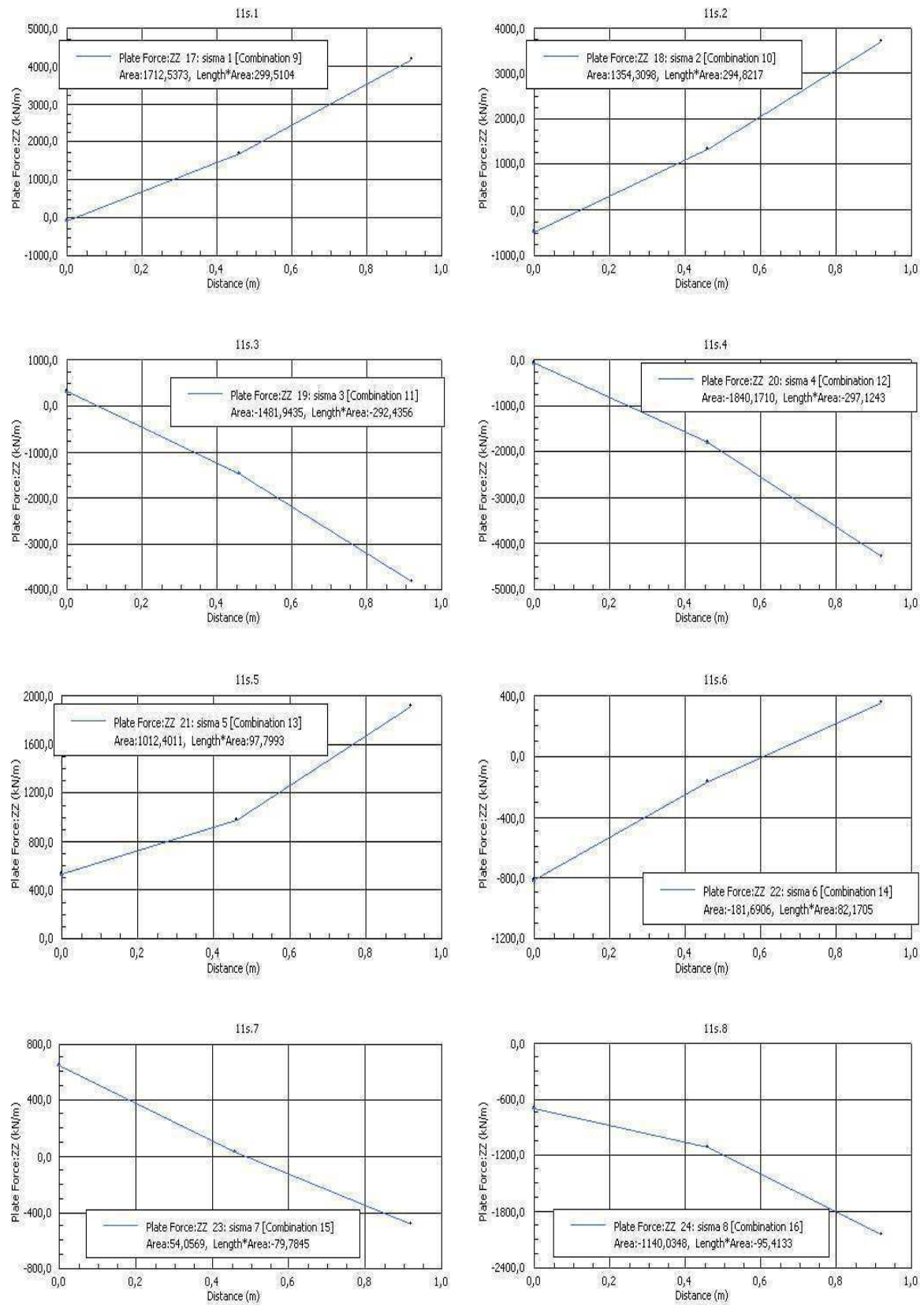


**Fig.20:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 10. Le sollecitazioni massime sono  $N = 2516,94$  [kN] e  $M = 2430,53$  [kNm].

Elemento 6X.



**Fig. 21:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 11. Le sollecitazioni massime sono  $N = 91,45$  [kN] e  $M = 1,89$  [kNm].



**Fig.22:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 11. Le sollecitazioni massime sono  $N = 1840,17$  [kN] e  $M = 299,5$  [kNm].

Elemento 5X.

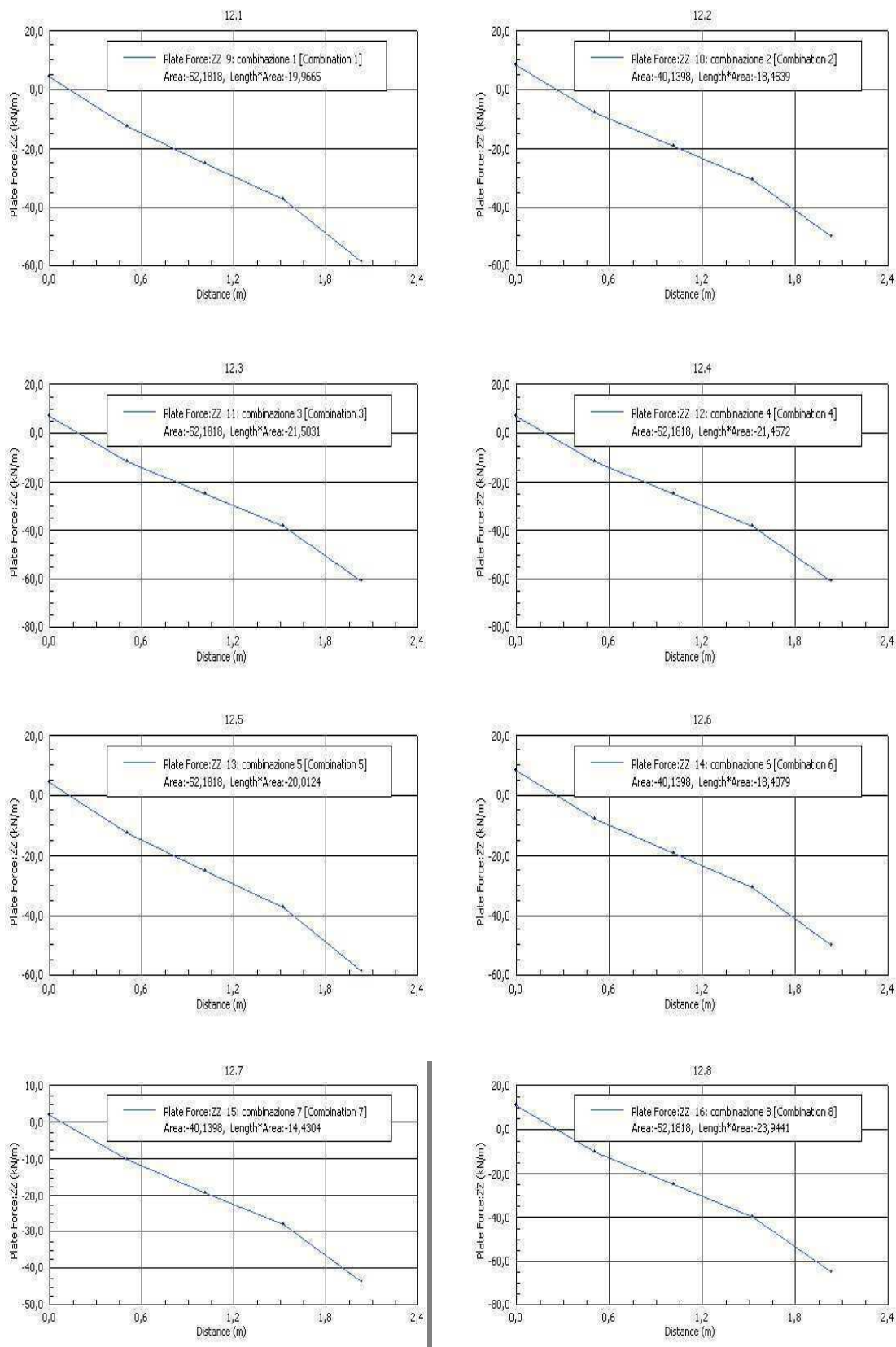
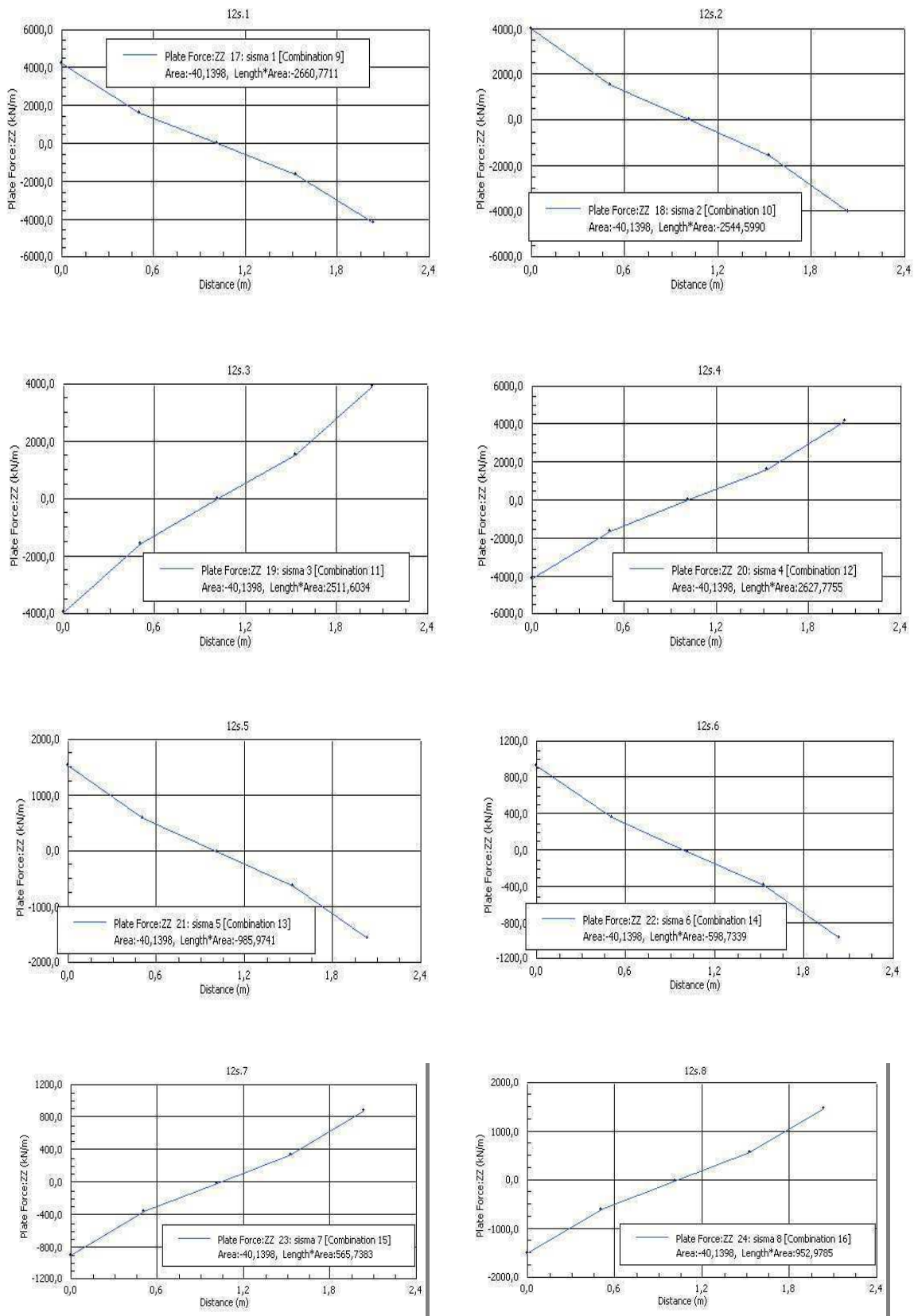


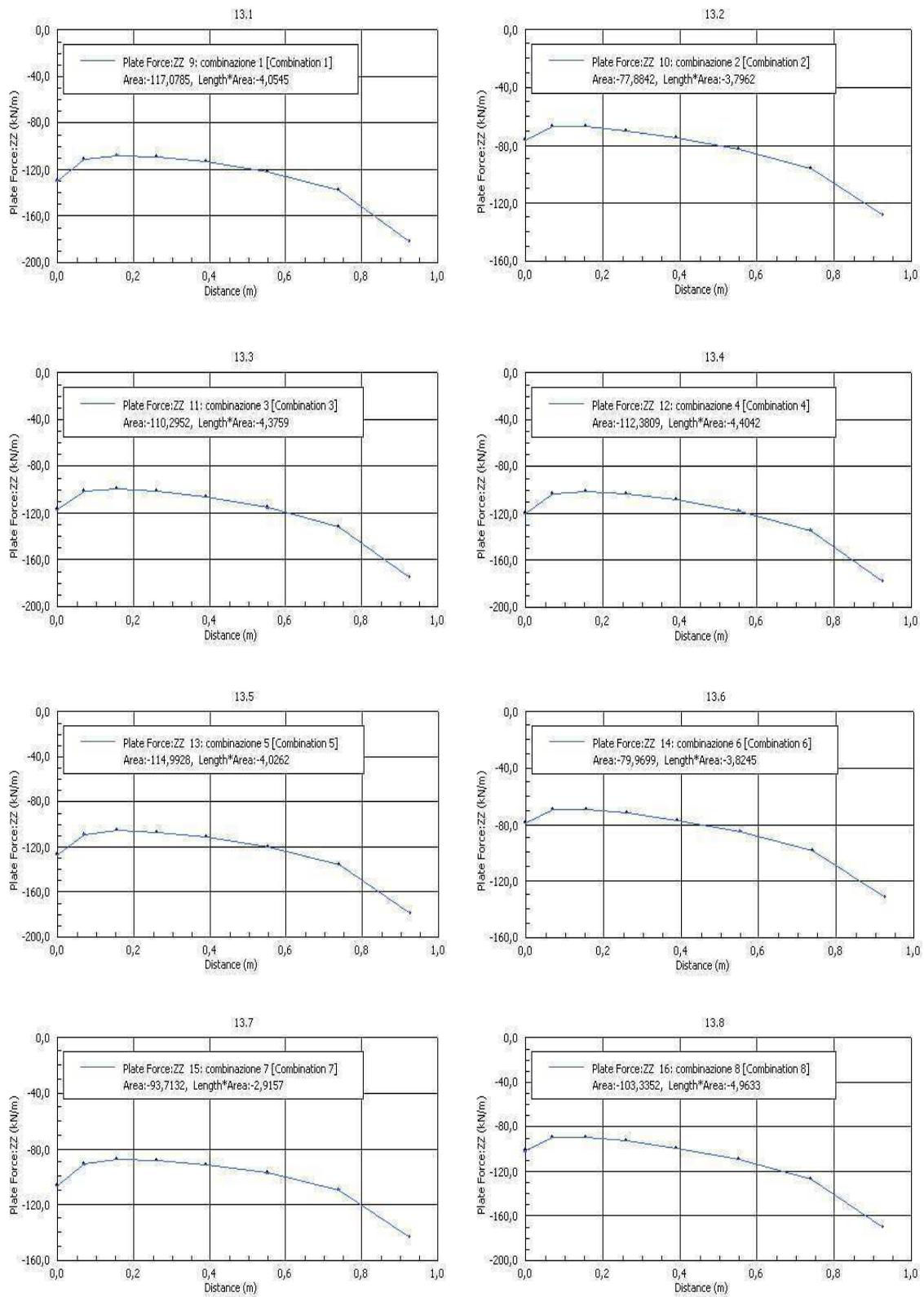
Fig. 23: Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 12. Le sollecitazioni massime sono  $N = 52,18$  [kN] e  $M = 23,94$  [kNm].



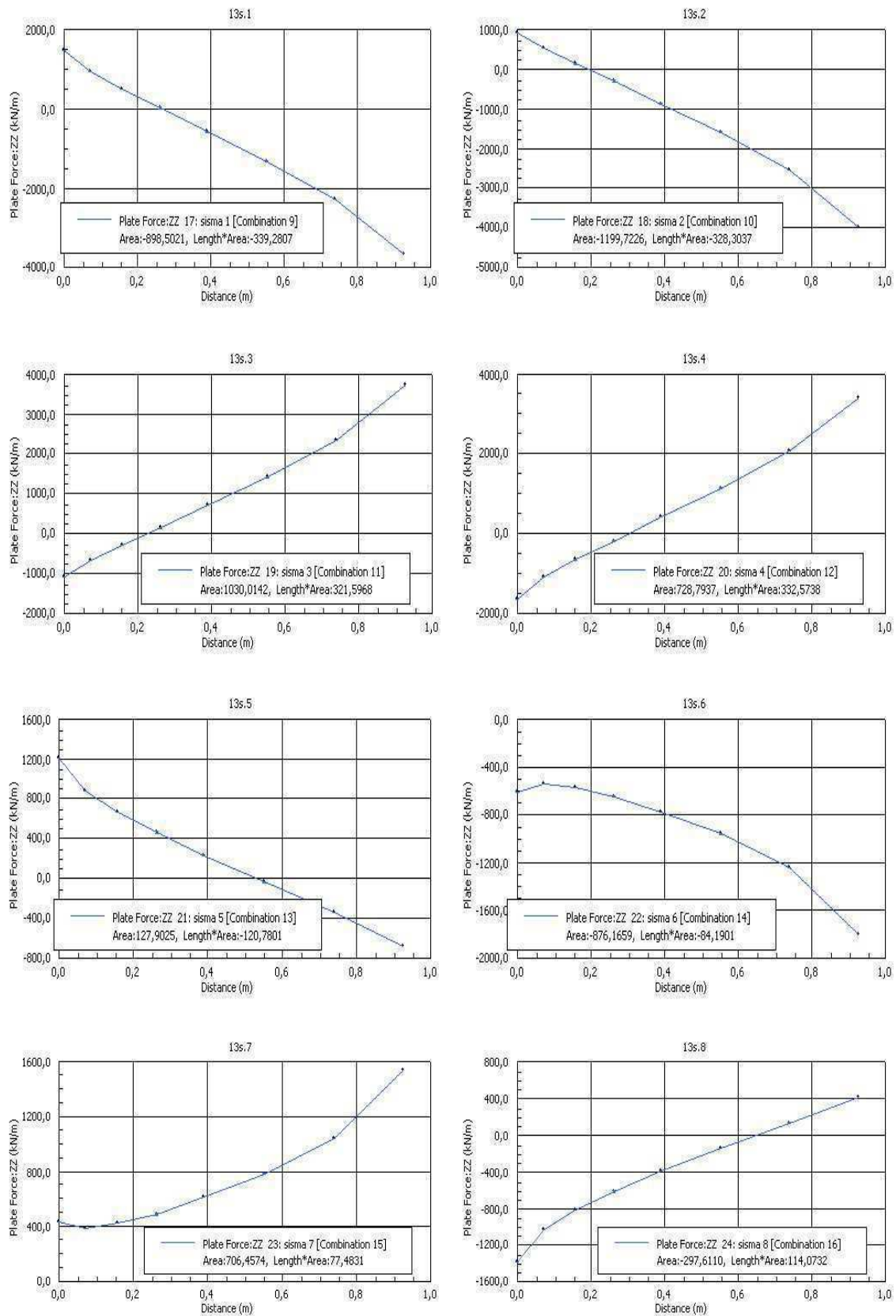


**Fig.24:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 12. Le sollecitazioni massime sono  $N = 40,14$  [kN] e  $M = 2660,77$  [kNm].

Elemento 4X.



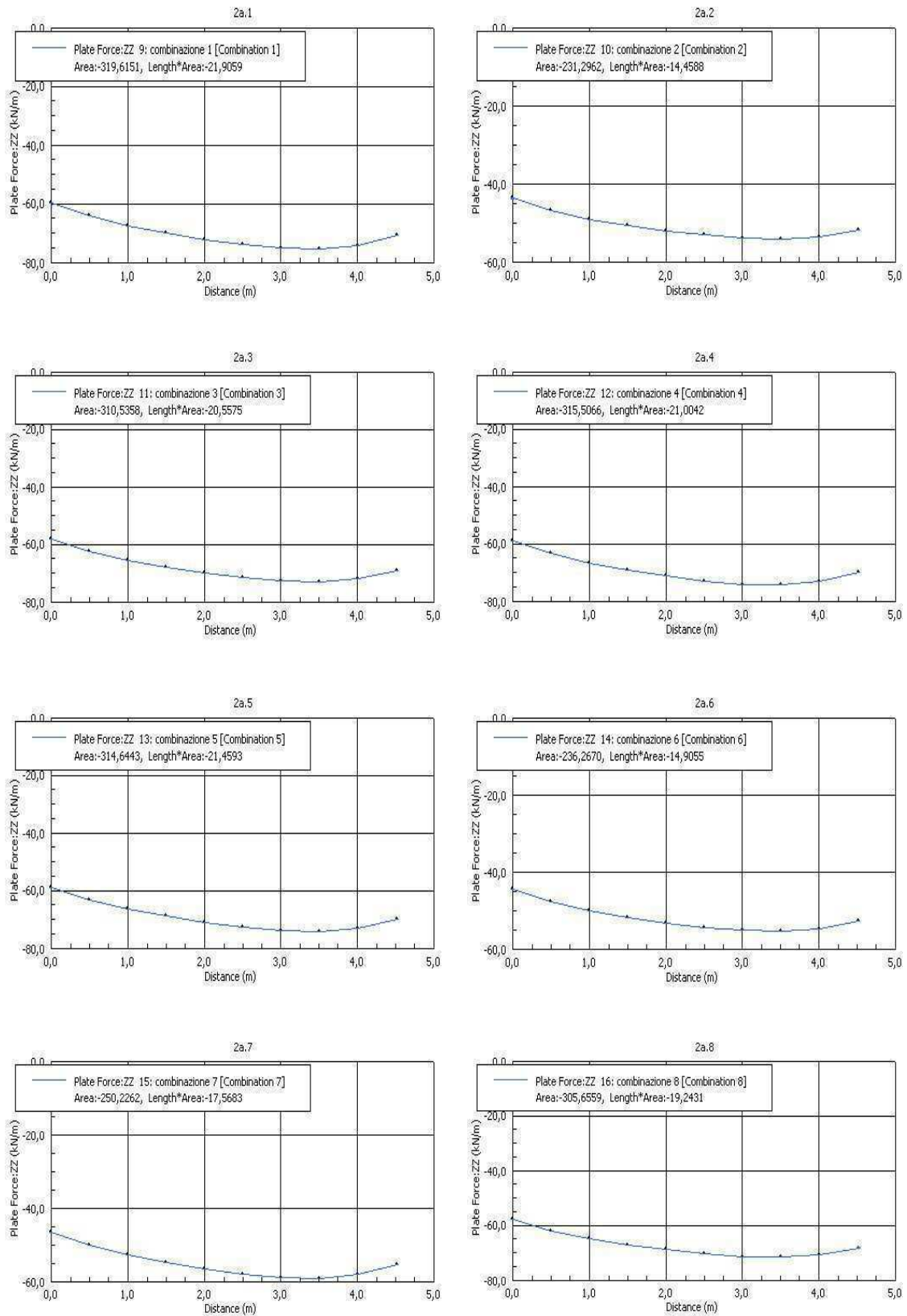
**Fig. 25:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 13. Le sollecitazioni massime sono  $N = 117,08$  [kN] e  $M = 4,96$  [kNm].



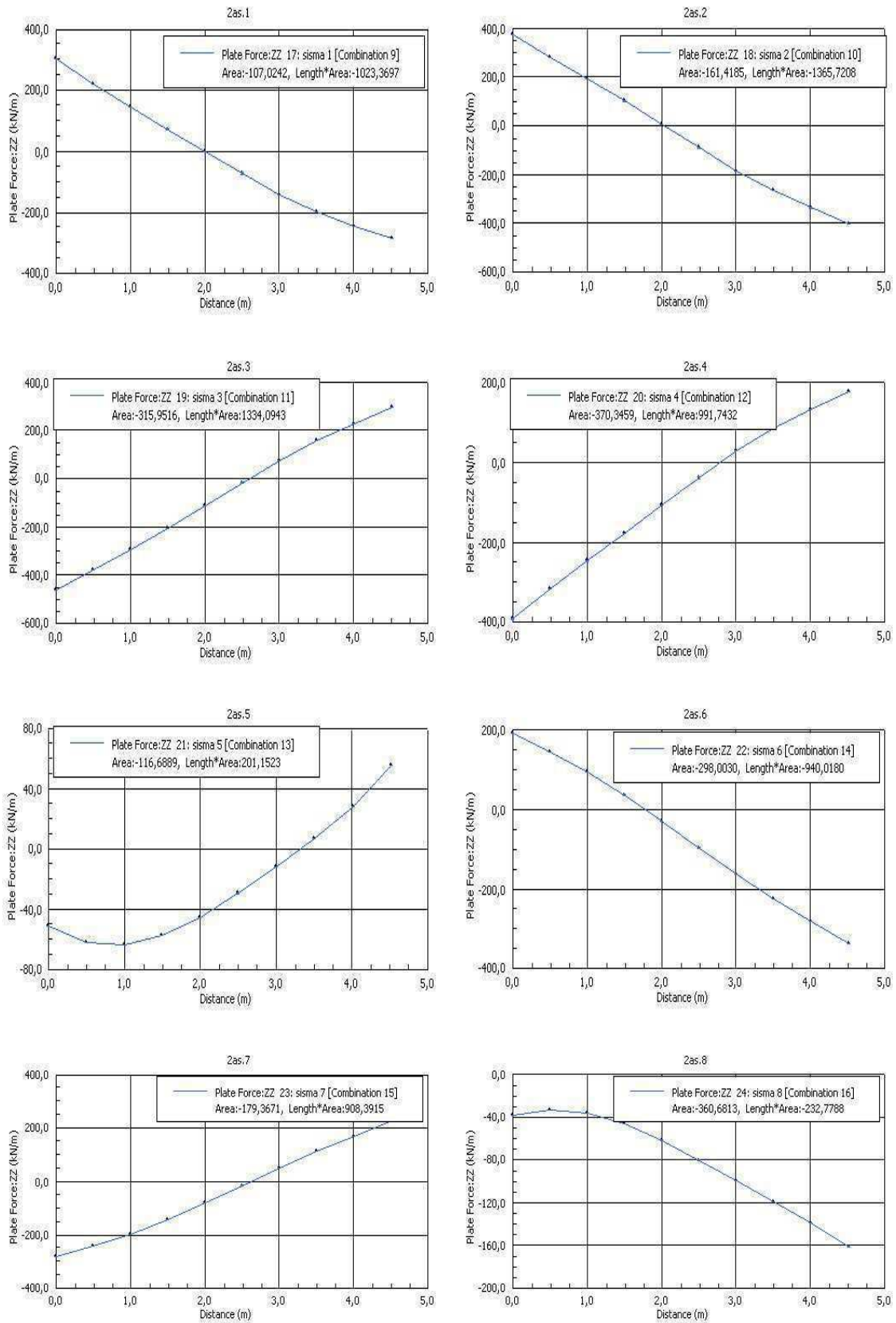
**Fig.26:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 13. Le sollecitazioni massime sono  $N = 1199,72$  [kN] e  $M = 339,28$  [kNm].



## Elemento 5Y.

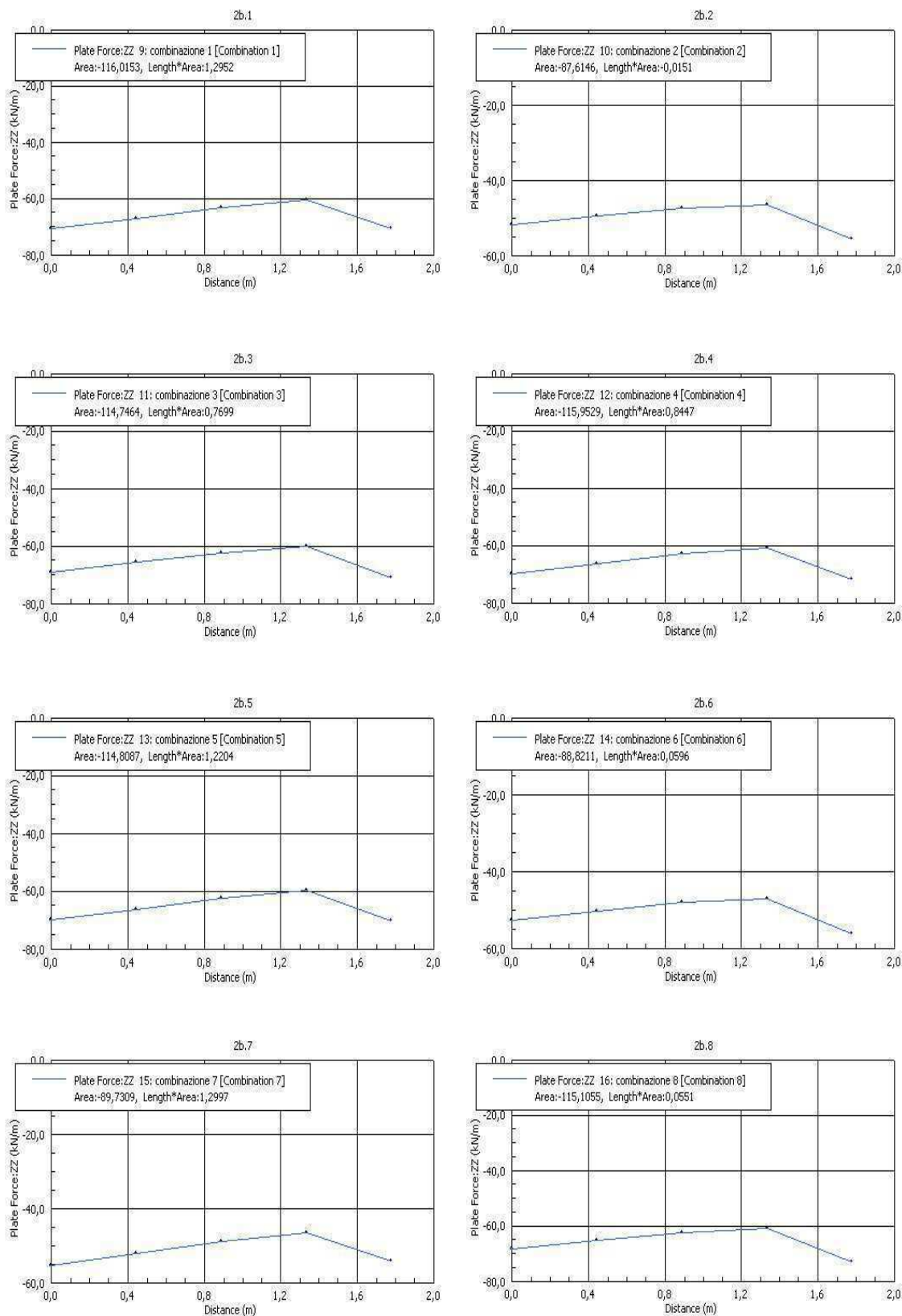


**Fig. 6:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 2a. Le sollecitazioni massime sono  $N = -319$  [kN] e  $M = -21,9$  [kNm].

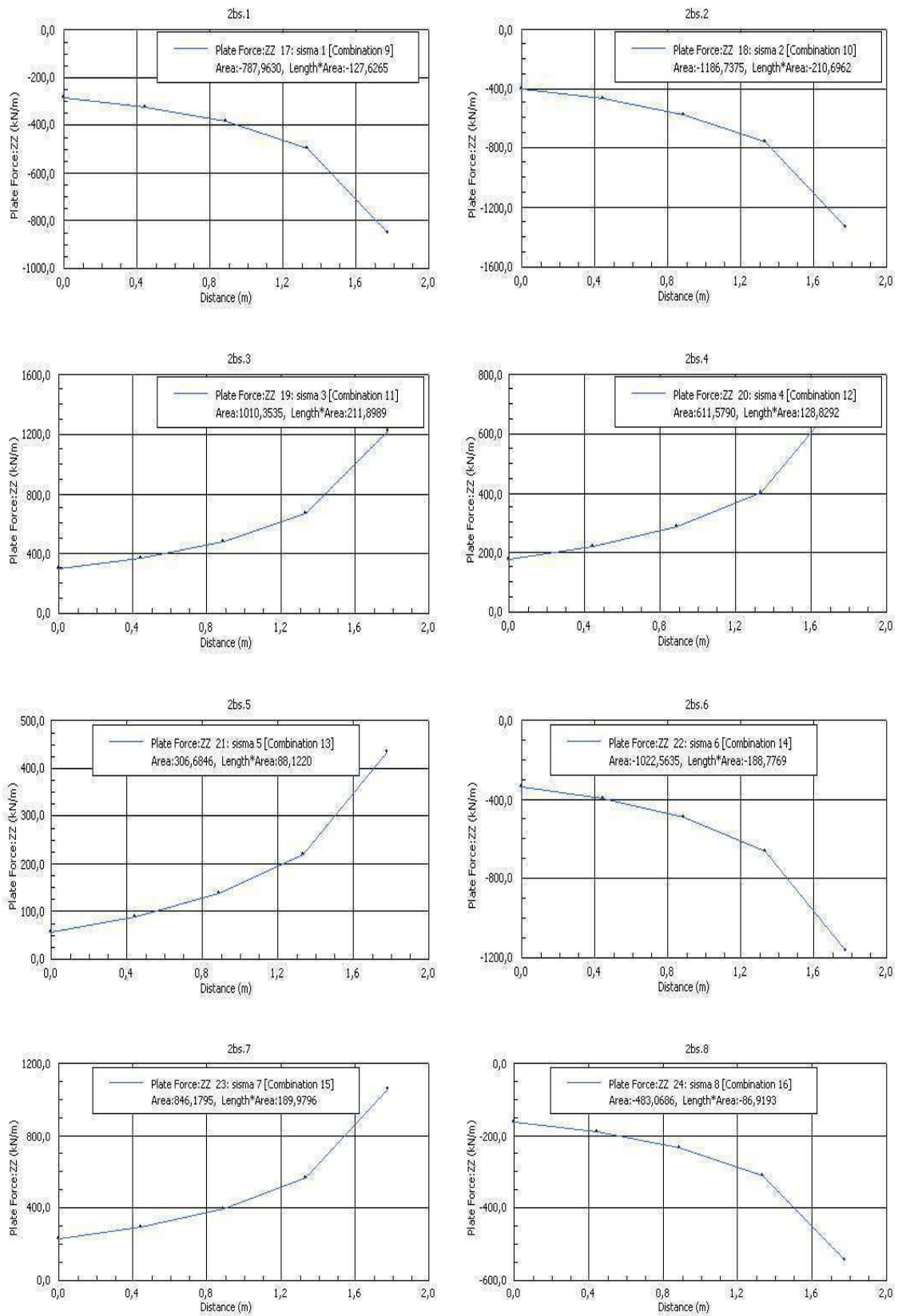


**Fig. 7:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 2a. Le sollecitazioni massime sono  $N = 370,34$  [kN] e  $M = 1365,72$  [kNm].

Elemento 6Y.

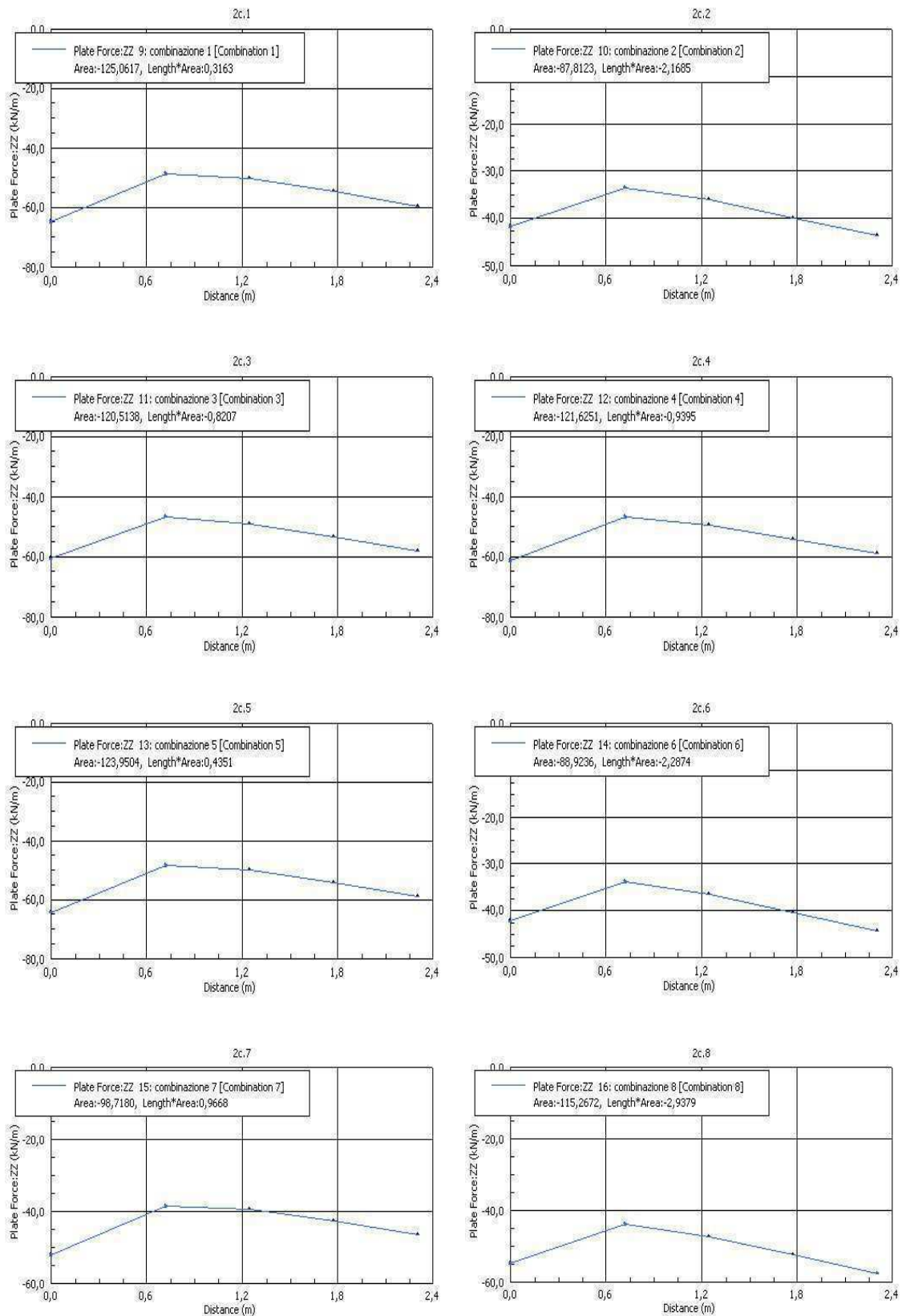


**Fig. 29:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 2b. Le sollecitazioni massime sono  $N = -116$  [kN] e  $M = 1,3$  [kNm].

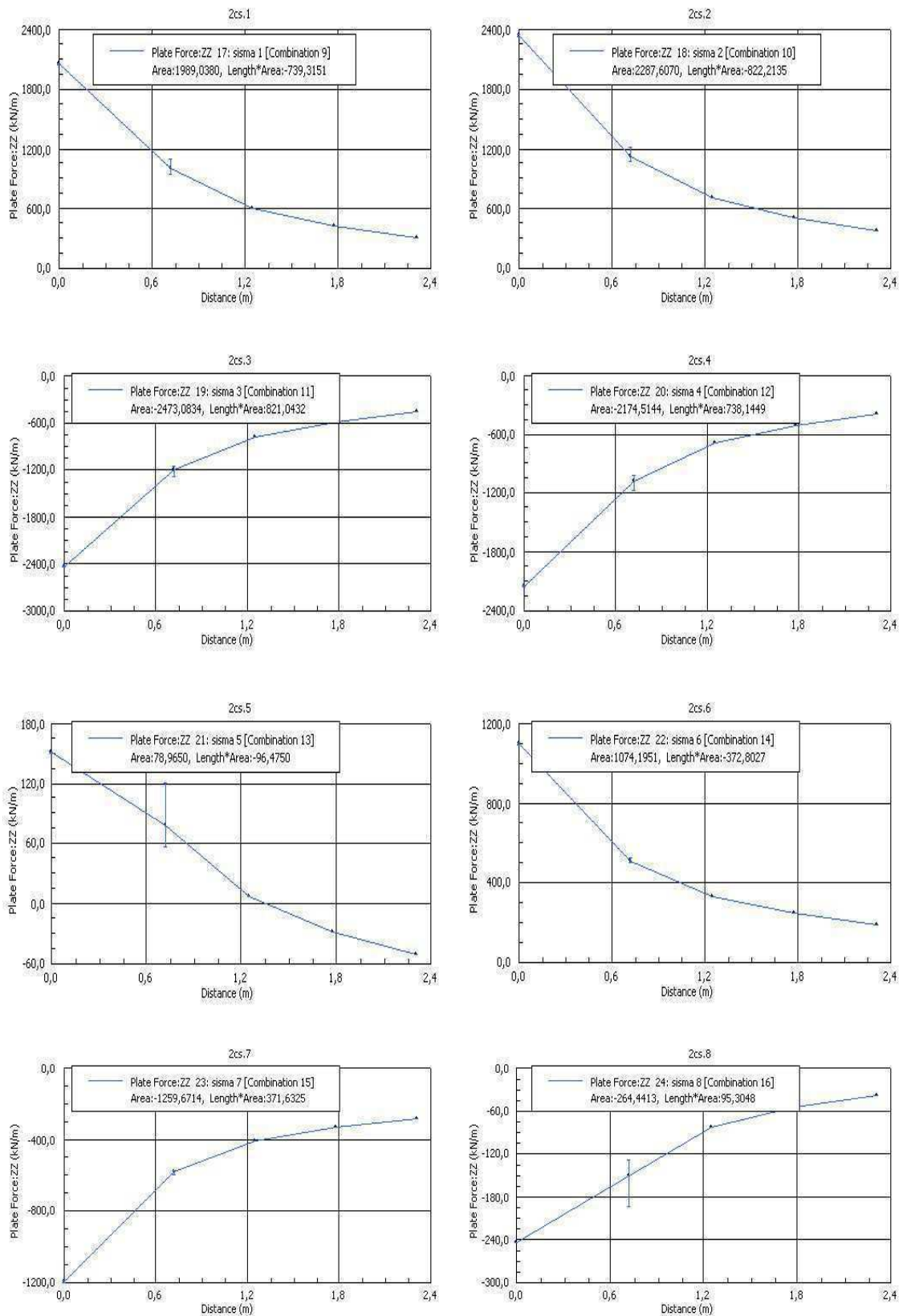


**Fig. 30:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 2b. Le sollecitazioni massime sono N= 1186,73 [kN] e M= 211,89 [kNm].

Elemento 7Y.



**Fig.31:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Lineari Fondamentali, per l'elemento plate 2c. Le sollecitazioni massime sono  $N = -125$  [kN] e  $M = -2,94$  [kNm].



**Fig.32:** Grafici delle sollecitazioni, corrispondenti alle otto Combinazioni Sismiche, per l'elemento plate 2c. Le sollecitazioni massime sono  $N = -2473$  [kN] e  $M = 822,21$  [kN]

ALLEGATO 2

**Sistema IN.NOVA**

*Relazione di calcolo di un telaio in acciaio controventato, con tamponamenti prefabbricati in laterizio in zona sismica*





# INDICE

<b>1. Descrizione dell'intervento</b>	pag. 7
<b>2. Metodo di calcolo e normativa di riferimento</b>	pag. 8
<b>3. Materiali</b>	pag. 9
3.1 Acciaio da carpenteria	
3.2 Bulloni per collegamenti	
3.3 Saldature	
3.4 Calcestruzzo	
<b>4. Software di calcolo</b>	pag. 11
<b>5. Analisi dei carichi</b>	pag. 13
5.1 Pesi Propri e Permanenti Portati ( $G_1, G_2$ )	
5.1.1 Solaio	
5.1.2 Copertura	
5.2 Carichi variabili	
5.2.1 Carichi variabili per destinazione d'uso	
5.2.2 Azione della neve	
5.2.3 Azione del vento	
5.3 Azione sismica	
<b>6. Combinazioni delle azioni</b>	pag. 23
6.1 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo	
6.2 Combinazioni delle azioni Riferimento alle NTC 2008, Cap. 2, Par. 2.5.3	
<b>7. Verifiche della struttura secondo le NTC 2008</b>	pag. 27
7.1 Verifiche agli SLU	
7.1.1 Trazione	
7.1.2 Compressione	
7.1.3 Flessione monoassiale	
7.1.4 Taglio	
7.1.5 Flessione e taglio	
7.1.6 Presso o tenso – flessione retta	

7.1.7	Presso o tenso – flessione biassiale	
7.1.8	Flessione, taglio e sforzo assiale	
7.2	<i>Stabilità delle membrature</i>	
7.3	<i>Unioni con i bulloni</i>	
7.4	<i>Unioni saldate</i>	
7.5	<i>Verifiche agli SLE</i>	
<b>8.</b>	<b>Progettazione per azioni sismiche secondo le NTC 2008</b>	pag. 41
8.1	<i>Regole di Progetto Generali per elementi strutturali dissipativi</i>	
8.1.1	Parti tese delle zone dissipative	
8.1.2	Collegamenti in zone dissipative	
8.2	<i>Regole di Progetto Specifiche per strutture intelaiate</i>	
8.2.1	Travi	
8.2.2	Colonne	
8.2.3	Gerarchia delle resistenze trave – colonna	
8.2.4	Collegamenti trave – colonna	
8.2.5	Pannelli nodali	
8.2.6	Collegamenti colonna- fondazione	
8.3	<i>Regole di Progetto Specifiche per strutture con controventi concentrici</i>	
<b>9.</b>	<b>Parametri di sollecitazione</b>	pag. 47
9.1	<i>Diagrammi dei parametri di sollecitazione degli elementi strutturali nel modello Straus</i>	
9.2	<i>Valori delle sollecitazioni degli elementi maggiormente sollecitati</i>	
<b>10.</b>	<b>Verifiche</b>	pag. 77
10.1	<i>Classificazione delle sezioni</i>	
10.2	<i>Verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio</i>	
10.3	<i>Verifiche agli Stati Limite Ultimo delle sezioni</i>	
10.4	<i>Verifiche delle unioni con bulloni</i>	
10.5	<i>Verifiche delle unioni con saldature</i>	
10.6	<i>Verifiche allo Stato Limite d'Esercizio</i>	
10.7	<i>Controventi</i>	
10.8	<i>Attacco colonna - fondazione</i>	
<b>11.</b>	<b>Precompressione barre in acciaio dei pannelli prefabbricati in laterizio</b>	pag. 100
<b>12.</b>	<b>Verifiche per azioni sismiche</b>	pag. 101

*12.1 Regole di Progetto Generali per elementi strutturali dissipativi*

12.1.1 Parti tese delle zone dissipative

*12.2 Regole di Progetto Specifiche per strutture intelaiate*

12.2.1 Travi

12.2.2 Colonne

12.2.3 Gerarchia delle resistenze trave – colonna

12.2.4 Collegamenti trave – colonna

12.2.5 Collegamenti colonna- fondazione

# 1. DESCRIZIONE DELL'INTERVENTO

La presente relazione illustra i calcoli volti alla verifica statica e sismica delle strutture in elevazione e in orizzontale di un' abitazione unifamiliare di nuova costruzione.

L' edificio verrà realizzato nel territorio del Comune di Caldogno, in provincia di Vicenza.

La costruzione, oggetto di studio, è sostanzialmente costituita da due volumi adiacenti a pianta rettangolare, iscrivibili in un rettangolo di lati 12,25 x 10,7 m; presenta due piani fuori terra e si sviluppa in altezza in modo irregolare.

Il Sistema strutturale adottato è caratterizzato da un telaio in acciaio controventato con tamponamenti in laterizio; tali tamponamenti non hanno funzione strutturale (portano quindi soltanto se stessi) ma vengono applicati alla struttura per ottenere massa che contribuisce allo sfasamento termico.

I pannelli in laterizio vengono ancorati al telaio in acciaio tramite dei profili a “C” che contengono, superiormente e inferiormente, il pannello stesso. Inoltre all'interno dei tamponamenti vengono disposte delle barre verticali in acciaio caratterizzate da una piccola precompressione, tale da evitare l'espulsione del pannello durante un evento sismico.

La struttura portante è costituita da un telaio in acciaio con controventi metallici eccentrici di parete. Il solaio a quota +3,15 m è caratterizzato da travi in acciaio e pannelli crosslam connessi alle travi in acciaio e con funzione di irrigidimento nel piano. La copertura è costituita da travi in acciaio e correnti in legno; in questo caso la funzione di irrigidimento nel piano di falda è affidata al tavolato ligneo.

Si riportano di seguito alcune immagini esplicative del progetto strutturale.

I profili metallici utilizzati per la struttura sono i seguenti:

- pilastri: HEB 220 secondo la Norma UNI 5397;
- colonna: profilo cavo formato a caldo di lato 150 mm e spessore 8 mm secondo la Norma EN 10210;
- travi portanti a livello del solaio: HEM 240, HEB 220 secondo la Norma UNI 5397;
- travi portanti a livello del solaio: UPN 180 secondo la Norma UNI EN 10279 – UNI EN 54;
- travi secondarie a livello del solaio: HEA 180 secondo la Norma UNI 5397;
- travi portanti di copertura: HEA 200 secondo la Norma UNI 5397;
- travi secondarie di copertura: HEA 200 secondo la Norma UNI 5397 (S275);
- controventi: profilo piatto di lato 60 mm e spessore 4 mm.

Nel modello realizzato con Straus, i controventi sono stati posizionati in asse con i pilastri; nella pratica di realizzazione della struttura, i controventi vengono ancorati al telaio in acciaio posizionandoli sul filo esterno del telaio stesso. Ciò comporta una eccentricità dello sforzo normale del sistema di controventamento rispetto all'asse del pilastro, presa in considerazione nel calcolo del giunto controvento - pilastro - trave.

Allo scopo di rispettare il più possibile il progetto architettonico fornito da uno Studio per lo svolgimento di questa Tesi, si è stati costretti ad utilizzare, in un paio di punti della struttura, dei pilastri in falso; tale soluzione, derivante dal progetto architettonico, non sarebbe ideale per un buon comportamento della struttura sotto il sisma. Si è inoltre provveduto a spostare un'apertura per collocare un controventamento che si estendesse per tutta l'altezza dell'edificio.

## **2. METODO DI CALCOLO E NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

Il modello del telaio in acciaio controventato è stato eseguito con il software "Straus".

I parametri di sollecitazione utilizzati nelle verifiche sono quindi stati ricavati dai risultati delle diverse combinazioni utilizzate nel programma di calcolo suddetto, facendo riferimento alle situazioni più gravose.

La Normativa di riferimento è la seguente:

- D.M. Min. LL.PP. 14-01-2008 "Norme tecniche per le Costruzioni";
- Circolare N. 617 02-02-2009 "Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni" di cui al D.M. 14-01-2008;
- EC 3 "Progettazione delle Strutture in Acciaio".

## 3. MATERIALI

### 3.1 Acciaio da carpenteria

**Tab. 3. 1:** Caratteristiche meccaniche dell' acciaio da Carpenteria.

<i>ACCIAIO DA CARPENTERIA – Rif. D.M. 14-01-23</i>			
Qualità	S 275 e S355		
Coeff. Parziale per la resistenza della sezione	$\gamma_{M0}$	1,05	
Coeff. Parziale per la resistenza all'instabilità	$\gamma_{M1}$	1,05	
Coeff. Parziale per la resistenza all'instabilità negli elementi dei ponti	$\gamma_{M1,ponti}$	1,10	
Coeff. Parziale per la resistenza delle sezioni tese con fori	$\gamma_{M2}$	1,25	
Peso specifico	$\rho$	78,50	[kN/m <sup>3</sup> ]
Modulo elastico	E	210000	[MPa]
Modulo di elasticità trasversale	G	80769	[MPa]
Coeff. Di Poisson	$\nu$	0,30	
Coeff. Di espansione termica lineare	$\alpha$	12x10e-06	[°C <sup>-1</sup> ]
Resistenza caratteristica a snervamento	$f_{yk}$	275,00	[MPa]
	$f_{yk}$	355,00	[MPa]
Resistenza caratteristica a rottura	$f_{tk}$	430,00	[MPa]
	$f_{tk}$	510,00	[MPa]
<b>Resistenza di calcolo delle sezioni</b>	$f_{yd}$	260	[MPa]
	$f_{yd}$	338,09	[MPa]
<b>Resistenza di calcolo per l'instabilità delle membrature</b>	$f_{yd,1}$	260	[MPa]
	$f_{yd,1}$	338,09	[MPa]
<b>Resistenza di calcolo delle sezioni tese</b>	$f_{yd,2}$	208	[MPa]
	$f_{yd,2}$	284	[MPa]

### 3.2 Bulloni per collegamenti

**Tab. 3. 2:** Caratteristiche meccaniche dei bulloni.

<b>BULLONI</b>	
Classe	<b>8.8</b>
Resistenza a trazione caratteristica	<b>f<sub>tb</sub></b> <b>800</b> [MPa]
Tensione di snervamento caratteristica	<b>f<sub>yb</sub></b> <b>640</b> [MPa]
Modulo elastico	<b>E<sub>s</sub></b> <b>206</b> [GPa]
Coeff. Di sicurezza Parziale	<b>γ<sub>s</sub></b> <b>1,25</b>
Tensione di snervamento di calcolo	<b>f<sub>ybd</sub></b> <b>512</b> [MPa]

### 3.3 Saldature

**Tab. 3. 3:** Caratteristiche delle saldature.

<b>SALDATURE</b>	
Qualità	<b>S275</b>
Coeff. di correlazione	<b>β<sub>1</sub></b> <b>0,85</b> [MPa]

### 3.4 Calcestruzzo

<b>CALCESTRUZZO – Rif. D.M. 14-01-2008</b>	
Classe di resistenza	<b>C25/30</b>
Coeff. Parziale di sicurezza	$\gamma_c$ <b>1,5</b>
Coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$ <b>0,85</b>
Peso specifico	$\rho$ <b>24,5</b> [kN/m <sup>3</sup> ]
Modulo elastico	$E_{cm}$ <b>31476</b> [MPa]
Coeff. Di Poisson	$\nu$ <b>0,20</b>
Coeff. di espansione termica lineare	$\alpha$ <b>10x10e-06</b> [°C <sup>-1</sup> ]
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck}$ <b>25,0</b> [MPa]
Resistenza cilindrica media	$f_{cmk}$ <b>33,0</b> [MPa]
Resistenza media a trazione semplice	$f_{ctmk}$ <b>3,83</b> [MPa]
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctmk}$ <b>4,6</b> [MPa]
<b>Resistenza di calcolo a compressione</b>	$f_{cd}$ <b>14,16</b> [MPa]
<b>Resistenza di calcolo a trazione</b>	$f_{ctd}$ <b>2,55</b> [MPa]
<b>Resistenza tangenziale caratteristica di aderenza</b>	$f_{bk}$ <b>8,62</b> [MPa]
<b>Resistenza tangenziale di aderenza di calcolo</b>	$f_{bd}$ <b>5,75</b> [MPa]
<b>Slump</b>	<b>4</b>

## 4. SOFTWARE DI CALCOLO

Straus7 implementa una formulazione "classica" del metodo degli elementi finiti, per applicazioni sia di tipo lineare che non-lineare (per geometria, materiale e condizioni al contorno), relativamente ad analisi della risposta statica, dinamica (generale e sismica) e termo-meccanica, sia in condizioni stazionarie che transitorie. La biblioteca di elementi finiti - ed i relativi modelli per materiali e leggi costitutive - è particolarmente vasta e completa.

Il modello del telaio in acciaio è stato realizzato mediante elementi BEAM per travi e pilastri, elementi TRUSS per i controventi e RIGID LINK per la rappresentazione della rigidità nel



piano del solaio, realizzata in questo caso con i pannelli crossalam, e il trasferimento alle strutture verticali dei carichi.

I TRUSS sono elementi finiti a sola rigidità e deformata assiale. Gli elementi finiti BEAM sono elementi a due nodi dotati di rigidità assiale, torsionale e rigidità flessionale e tagliante nelle due direzioni principali. I RIGID LINK collegano invece il centro di massa di una superficie (solaio o falda di copertura) con i vari nodi che si trovano nel piano stesso.

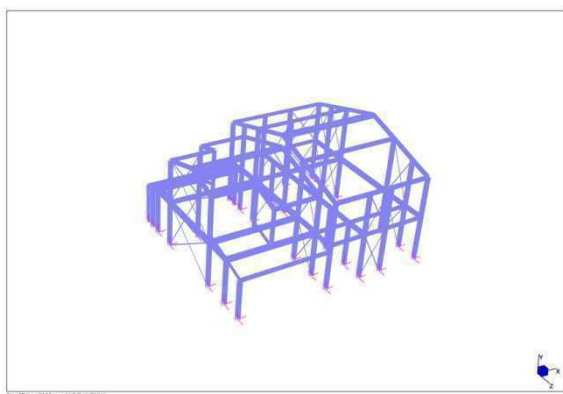
I pilastri saranno montati in cantiere in tirata unica; si prediligono collegamenti tra i vari elementi strutturali del tipo a cerniera o semi- rigidi per facilitare e velocizzare le operazioni di montaggio del telaio in cantiere. Le saldature tra i componenti strutturali e quelli di collegamento verranno invece eseguite in stabilimento.

I vincoli tra i vari elementi strutturali sono del tipo:

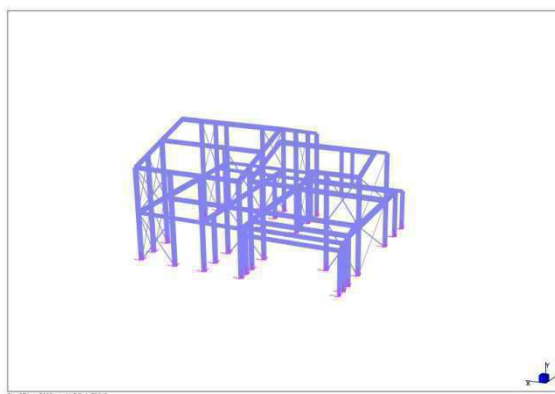
- vincoli alla base: incastri;
- vincoli alle estremità delle travi di solaio: cerniere;
- vincoli intermedi tra le travi di piano e i pilastri: cerniere o incastri semi- rigidi;
- vincoli in copertura tra travi e pilastri: cerniere e incastri semi- rigidi nei casi di labilità con le cerniere;
- vincoli per elementi di controventamento: cerniere.

Si riportano delle immagini del modello realizzato con Straus.

Si susseguono rispettivamente la facciata principale (prospetto sud), il retro dell'edificio (prospetto nord), il prospetto est ed il prospetto ovest.



**Fig. 1:** *Prospetto Principale Sud.*



**Fig. 2:** *Prospetto Nord.*

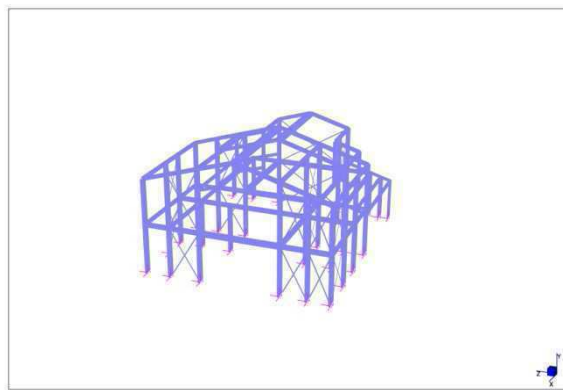


Fig. 3: Prospetto Est.

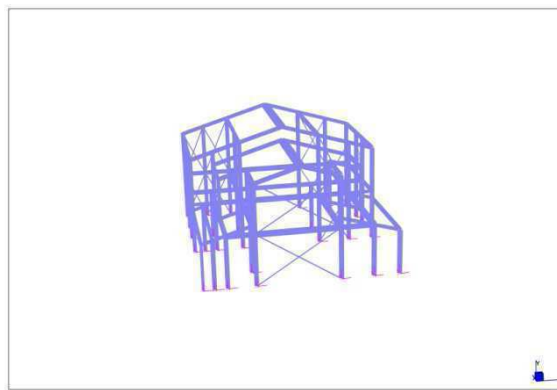


Fig. 4: Prospetto Ovest.

## 5. ANALISI DEI CARICHI

### 5.1 Pesì propri e Permanenti Portati ( $G_1$ , $G_2$ )

Una volta realizzato il modello in acciaio (creazione di nodi, elementi beam, elementi truss e rigid link), si procede con l'assegnare alla struttura i diversi carichi. I carichi  $G_k$  sono caratterizzati dal Peso Proprio  $G_1$  delle componenti strutturali del solaio intermedio e dai rivestimenti del solaio, quest'ultimi considerati come Pesì Permanenti Portati  $G_2$ ; così anche per la copertura.

Il peso proprio della struttura in acciaio viene calcolato direttamente dal software Straus applicando l'accelerazione di gravità.

#### 5.1.1 Solaio

Dato il carico totale  $G_2 = 3,3$  [kN/m<sup>2</sup>] e il carico variabile  $q_k = 2$  [kN/m<sup>2</sup>], si dimensiona la struttura lignea del solaio.

Tab. 5. 1: Tabelle dei carichi permanenti del solaio.

$G_1$	[kN/m <sup>2</sup> ]
Pannello crosslam 5 strati sp. 160 [mm]	0,8

<b><math>G_2</math></b>	<b><math>[kN/m^2]</math></b>
Guaina bituminosa	-
Graniglia di marmo 60+60 [mm] e pannello alveolare	<b>1,8</b>
Barriera al calpestio	<b>0,05</b>
Pannello in gesso – fibra 20[mm]	<b>0,24</b>
Beton Radiant	<b>0,17</b>
Pannello in gesso – fibra 20[mm]	<b>0,24</b>
Pavimento in Gres sp. 2 [cm]	<b>0,4</b>
Tramezze leggere	<b>0,4</b>
TOTALE	<b>3,3</b>

### 5.1.2 Copertura

Dato il carico totale  $G_2$  e il carico della neve  $q_{neve} = 1,2 [kN/m^2]$ , si dimensionano i correnti lignei di copertura.

**Tab. 5. 2:** Tabelle dei carichi permanenti della copertura.

<b><math>G_1</math></b>	<b><math>[kN/m^2]</math></b>
Correnti lignei: sezione 12x18 [cm], $l_{max}=3,6 [m]$ , $i=1,0 [m]$	<b>0,22</b>

<b><math>G_2</math></b>	<b><math>[kN/m^2]</math></b>
Tavolato sp. 20 [mm]	<b>0,12</b>
Barriera al vapore sp. 4 [mm]	-
Isolamento 20 [cm] di Lana di roccia, $\rho=70$ [Kg/mc]	<b>0,14</b>
Doppia listellatura 5x10 [cm], $i=0,8$ [m]	<b>0,07</b>
Tavolato OSB sp. 15 [cm]	<b>0,08</b>
Ventilazione con listelli 5x6 [cm], $i=1$ [m]	<b>0,03</b>
Tavolato OSB sp. 25 [mm]	<b>0,13</b>
Guaina bituminosa doppia con 2° strato a finitura granigliata	<b>0,1</b>
Coppi	<b>0,8</b>
<b>TOTALE</b>	<b>1,47</b>

A favore di sicurezza si approssima il carico totale della copertura  $G_2$  a 1,5 [kN/m<sup>2</sup>].

I carichi  $G_k$  sono stati applicati come masse - non strutturali al centro di massa determinato sul solaio del primo livello fuori terra, coincidente con il baricentro geometrico del piano e ai centri di massa di ciascuna falda, coincidenti con i baricentri geometrici di ciascuna.

Successivamente gli stessi carichi  $G_k$  sono stati applicati alle travi in acciaio su cui poggiano rispettivamente i pannelli crosslam per il solaio e i correnti lignei per la copertura; sono stati calcolati in funzione dell'area d'influenza di competenza di ciascuna trave portante e applicati come carichi distribuiti linearmente.

I carichi, applicati ai centri di massa, vengono trasferiti agli elementi strutturali verticali mediante i RIGID LINK che collegano i centri stessi con i nodi, degli elementi BEAM, appartenenti allo stesso piano del CM; applicando direttamente alle travi in acciaio i carichi distribuiti si effettua una semplificazione del modello.

Oltre ai carichi derivanti dagli orizzontamenti, è stato applicato il peso dei tamponamenti in laterizio; questi gravano sia sulle travi principali del telaio, ovvero quelle su cui gli orizzontamenti poggiano, sia sulle travi in acciaio secondarie.

I carichi uniformemente distribuiti sono stati applicati separatamente per ogni campata.

**Tab. 5. 3:** Tabella del peso proprio del tamponamento in laterizio.

<i>G<sub>2</sub> - Tamponamenti in Laterizio</i>	<i>[Kg/m<sup>3</sup>]</i>
Laterizio semipieno – forato. Dimensioni del blocco: 12 x 50 x 23,8 [cm]	<b>919,3</b>

## 5.2 Carichi Variabili

I valori dei carichi variabili si determinano con riferimento ad una vita nominale della costruzione pari a 50 anni, conformemente a quanto indicato nella Tab. 2.4.I – NTC 2008.

### 5.2.1 Carichi Variabili per Destinazione d'uso

I carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera sono riportati nella Tab. 3.1.II – NTC 2008. Gli ambienti ad uso residenziale, appartenenti alla categoria di edifici A, sono caratterizzati da carichi variabili d'esercizio uniformemente distribuiti  $q_k = 2$  [kN/m<sup>2</sup>]. Le coperture accessibili per sola manutenzione, come nel caso in esame, appartenenti alla categoria H1, sono caratterizzate da un  $q_k = 0,5$  [kN/m<sup>2</sup>].

### 5.2.2 Azione della Neve

L'edificio oggetto di studio è situato nel Comune di Caldogeno in Provincia di Vicenza. Con riferimento al Cap. 3.4 – NTC 2008, si identifica la Provincia di Vicenza in Zona I – Alpina; tale zona è caratterizzata da un valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo  $q_{sk} = 1,50$  [kN/m<sup>2</sup>] per quote del suolo sul livello del mare  $a_s \leq 200$  [m].

Per classe di topografia normale, il Coefficiente di Esposizione  $C_E$  risulta pari a 1,0.

In assenza di specifici e documentati studi, il Coefficiente Termico  $C_t = 1,0$ .

Il Coefficiente di Forma  $\mu_i$  viene assunto pari a 0,8.

Si ottiene quindi il carico provocato dalla neve sulle coperture mediante l'espressione seguente:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t = 0,8 \cdot 1,50 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,2 \text{ [kN/m}^2\text{]}.$$

### 5.2.3 Azione del Vento

Per telai in acciaio è necessario prendere in considerazione l'azione del vento.

Con riferimento al Cap. 3.3 – NTC 2008, nella Tab. 3.3.I si individua la Regione Veneto nella Zona 1; si ricavano così i seguenti valori:

- $v_{b,0} = 25$  [m/s]
- $a_0 = 1000$  [m]
- $K_a = 0,010$  [1/s].

Nel caso in esame  $a_s \leq a_0$ , per cui la velocità di riferimento  $v_b = v_{b,0} = 25$  [m/s].

La pressione cinetica di riferimento è data dall'espressione:

$$q_b = 0,5 \cdot \rho \cdot v_b^2 = 390,625 \text{ [N/m}^2\text{]}$$

con  $\rho = 1,25$  [Kg/m<sup>3</sup>].

Il Coefficiente di Esposizione  $c_e$  dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato.

Per la Categoria di Esposizione del sito II, i parametri utili a determinare il suddetto coefficiente sono:

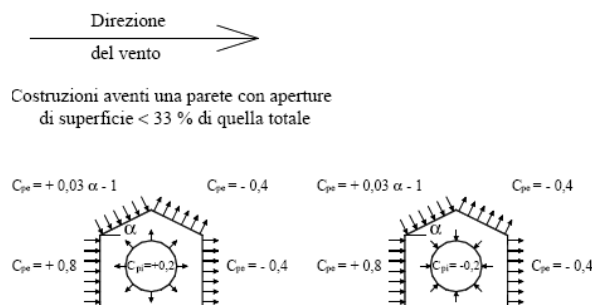
- $K_r = 0,19$
- $Z_0 = 0,05$  [m]
- $Z_{\min} = 4$  [m]
- $C_t = 1$  per zone pianeggianti e collinose.

**Tab. 5. 4:** Tabella per la determinazione del coefficiente  $C_e$  per diverse altezze degli elementi strutturali.

$K_r$	$Z_0$	$Z$ [m]	$Z/Z_0$	$\ln (Z/Z_0)$	$C_e$
0,19	0,05	6,4018	128,036	4,852311474	2,076151
0,19	0,05	5,9175	118,35	4,773646336	2,028936
0,19	0,05	6,45	129	4,859812404	2,080676
0,19	0,05	7,16	143,2	4,964242255	2,144102
0,19	0,05	5,22	104,4	4,648229675	1,954586
0,19	0,05	5,69	113,8	4,734442522	2,005573
0,19	0,05	6,4	128	4,852030264	2,075981
		<b><math>Z_{\min}</math></b>			
0,19	0,05	4	80	4,382026635	1,800536

Il Coefficiente di Forma  $c_p$  è stato ricavato dal Paragrafo C.3.3.10.3.1 della Circolare 2009.

Per le strutture verticali sopravento  $c_{pe} = +0,8$ , mentre per quelle sottovento  $c_{pe} = -0,4$ ; per le falde sopravento  $c_{pe} = +0,03\alpha - 1$ , mentre per quelle sottovento  $c_{pe} = -0,4$ .



**Fig. 5:** Coefficienti di Forma per gli edifici (Fig. C3.3.3 Circolare n. 617/2009).

Il Coefficiente dinamico  $c_d$  tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Viene quindi assunto cautelativamente pari a 1,0.

Infine si determina la pressione del vento, in funzione dell'altezza dal suolo e dell'inclinazione dell'elemento su cui agisce il vento, con l'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

All'altezza  $Z_{min}$  di 4 [m] la pressione del vento per le superfici verticali risulta essere pari a: 0,56 in condizioni di sopravvento; -0,28 in condizioni di sottovento.

L'azione del vento è stata applicata come carico uniformemente distribuito, perpendicolarmente agli elementi strutturali verticali e alle travi in acciaio portanti di copertura; si sono distinti, sia per gli elementi verticali che per le travi di copertura, i due casi di superficie in condizioni di sopravvento e sottovento. Per gli elementi portanti verticali l'azione del vento è stata applicata nelle due direzioni orizzontali X e Z.

In seguito si riportano le tabelle con i coefficienti di combinazione delle azioni; in tali tabelle  $q_{vento\_1}$  e  $q_{vento\_2}$  sono le azioni applicate agli elementi portanti in acciaio della copertura, nei due casi di superficie sopravvento o sottovento.  $q_{vento\_3}$  e  $q_{vento\_4}$  sono le azioni applicate nella direzione orizzontale X agli elementi portanti verticali, mentre  $q_{vento\_5}$  e  $q_{vento\_6}$  sono le azioni applicate nella seconda direzione orizzontale Z; le due azioni vengono applicate rispettivamente nel caso in cui la superficie verticale si trovi in condizioni di sopravvento o sottovento.

### 5.3 Azione sismica

L'azione del sisma è stata determinata secondo i criteri del D.M. 2008.

Per determinare lo spettro di risposta è stato utilizzato il foglio di calcolo excel “Spettri NTC”.

In prima fase si ricerca il Comune, individuando così i nodi del reticolo intorno al sito.

**FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO**

Ricerca per coordinate      LONGITUDINE: 11,5038      LATITUDINE: 45,6087

Ricerca per comune      REGIONE: Veneto      PROVINCIA: Vicenza      COMUNE: Caldogno-Rettorgole-C

Elaborazioni grafiche  
Grafici spettri di risposta  
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche  
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo  
 Sito esterno al reticolo  
 Interpolazione su 3 nodi  
 Interpolazione corretta

Interpolazione  
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO      **FASE 1**      FASE 2      FASE 3

Fig. 6: Fase 1, Spettri NTC.

Nella seconda fase si fissano la Vita Nominale  $V_N$  e la Classe d'Uso dell' opera strutturale oggetto di studio; per le costruzioni ordinarie  $V_N = 50$  anni e in casi in cui è previsto normale affollamento la Classe sarà la II. Da ciò si determina un coefficiente d'uso  $C_U = 1,0$ .

Il Periodo di riferimento della struttura è pari a:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 50 \text{ anni}$$





Fig. 7: Fase 2, Spettri NTC.

Nella terza fase si fissano alcuni parametri, in base allo Stato Limite che si intende considerare e in base alle caratteristiche del sito: si definiscono infatti la categoria di sottosuolo, la categoria topografica e si stabilisce se l'edificio risulta essere regolare in altezza. In questo caso l'edificio non risulta regolare in altezza.

Lo studio delle strutture viene fatto con riferimento allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita S.L.V caratterizzato da una Probabilità di Superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR} = 10\%$ . Il Periodo di Ritorno  $T_R$  è pari a 475 anni.

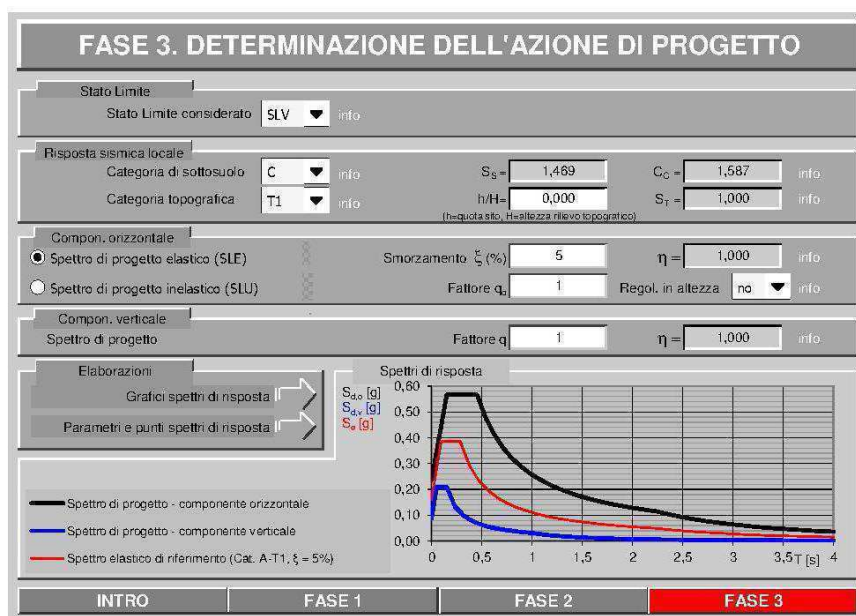
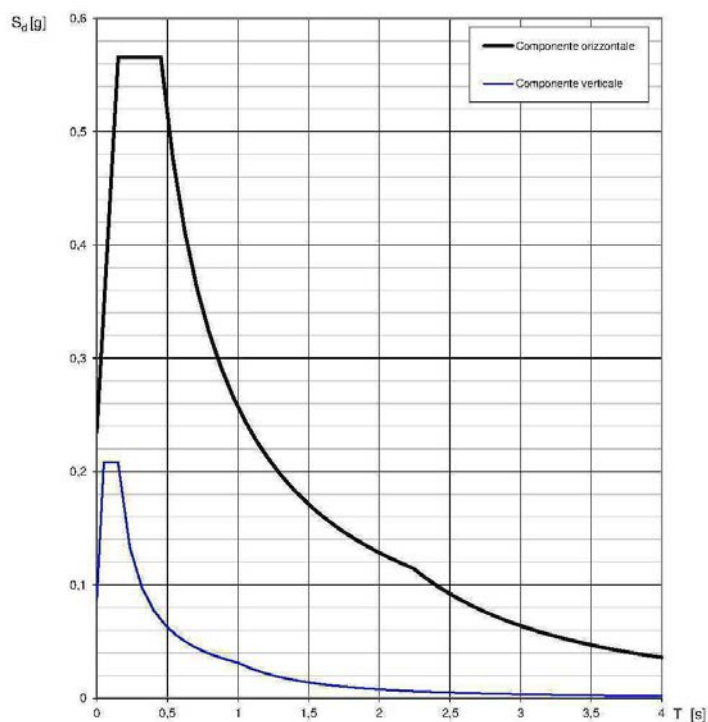


Fig. 8: Fase 3 – S.L.V. , Spettri NTC.

Elaborazioni effettuate con "Spettri NTC ver. 1.0.2"

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLV****Fig. 9:** Grafico Spettro di risposta – S.L.V. , Spettro NTC.

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0,160 g
$F_o$	2,403
$T_c^*$	0,286 s
$S_s$	1,469
$C_c$	1,587
$S_T$	1,000
$q$	1,000

$S$	1,469
$\eta$	1,000
$T_B$	0,151 s
$T_C$	0,454 s
$T_D$	2,241 s

**Fig. 10:** Tabella dei Parametri indipendenti del sito; affianco Tabella dei Parametri dipendenti; Spettro NTC.

Lo studio delle strutture viene fatto con riferimento anche allo Stato Limite di Danno S.L.D. caratterizzato da una Probabilità di Superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR} = 63\%$ . Il Periodo di Ritorno  $T_R$  è pari a 50 anni.

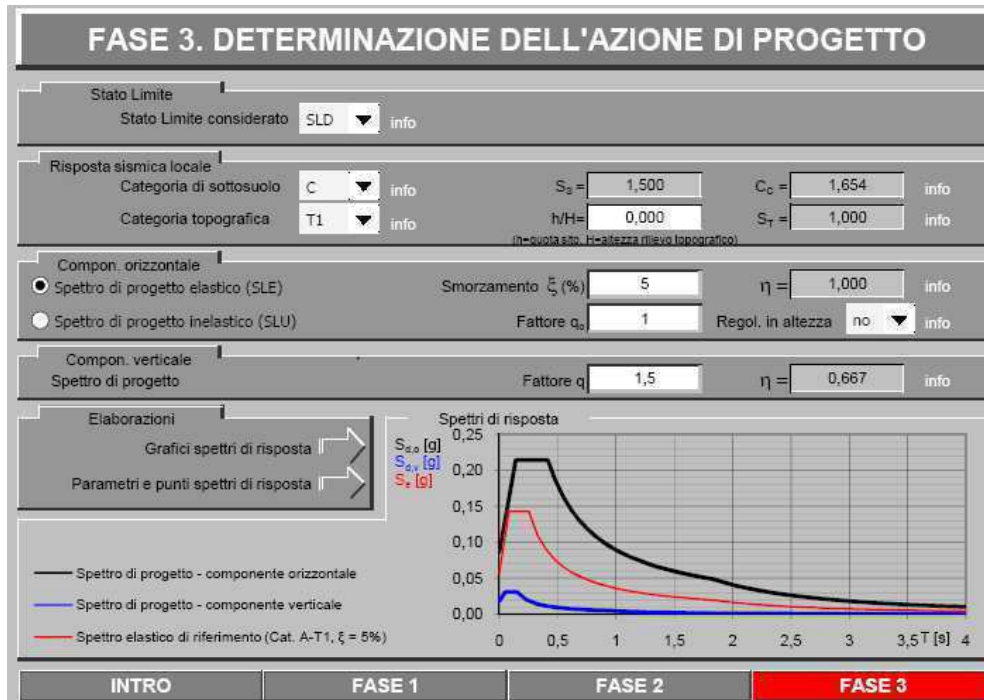


Fig. 11: Fase 3 – S.L.D. , Spettro NTC.

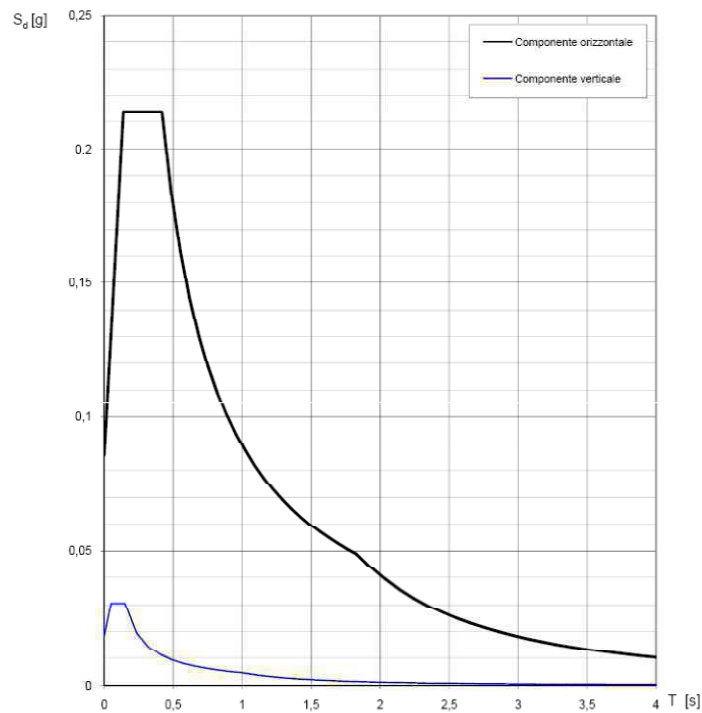


Fig. 12: Grafico Spettro di risposta – S.L.D. , Spettro NTC.

STATO LIMITE	SLD
$a_n$	0,057 g
$F_o$	2,504
$T_c^*$	0,252 s
$S_s$	1,500
$C_c$	1,654
$S_T$	1,000
$q$	1,000

$S$	1,500
$\eta$	1,000
$T_B$	0,139 s
$T_C$	0,417 s
$T_D$	1,828 s

Fig. 13: Tabella dei Parametri indipendenti del sito; affianco Tabella dei Parametri dipendenti; Spettro NTC.

## 6. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

### 6.1 Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo

Le azioni si classificano secondo la variazione della loro intensità nel tempo nel seguente modo:

a) *permanenti* (G ): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( G<sub>1</sub> );
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( G<sub>2</sub> );
- spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
- pretensione e precompressione ( P );
- ritiro e viscosità;
- spostamenti differenziali;

b) *variabili* (Q ): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) *eccezionali* (A ): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

- incendi;
- esplosioni;
- urti ed impatti;

d) *sismiche* ( E ): azioni derivanti dai terremoti.

## 6.2 Combinazioni delle azioni – Riferimento alle NTC 2008, Cap 2

### Paragrafo 2.5.3.

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

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

$$\gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_P \times P + \gamma_{Q1} \times Q_{k1} + \gamma_{Q2} \times \psi_{02} \times Q_{k2} + \gamma_{Q3} \times \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \times Q_{k2} + \psi_{03} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \psi_{23} \times Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$ :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \times Q_{k1} + \psi_{22} \times Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE vengono omissi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Fig. 14: Valori dei coefficienti di Combinazione, Tabella 2.5.I – NTC 2008.

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Fig. 15: Coefficienti Parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU, Tabella 2.6.I – NTC 2008.

Nell'analisi statica, condotta con riferimento allo Stato Limite Ultimo, è stata utilizzata la Combinazione Fondamentale delle azioni. Ai carichi si applicano i coefficienti di combinazione della Tab. 2.5.I e i coefficienti parziali della Tab. 2.6.I, colonna A1-STR, secondo 8 diverse Combinazioni Lineari Fondamentali.

**Tab. 6. 1:** Tabella dei Coefficienti di Combinazione per le 8 Combinazioni Fondamentali.

<i>Carichi</i>	<i>Combinazioni Fondamentali</i>							
	1	2	3	4	5	6	7	8
G1	1,3	1,3	1	1	1,3	1,3	1,3	1
G2	1,5	1,5	0	0	1,5	1,5	1,5	1,5
qk	1,5	1,5	0	0	1,5	1,5	1,5	1,5
qneve	0,75	0,75	0	0	0	0	0,75	0,75
qvento 1	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0	0,9
qvento 2	0	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0
qvento 3	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0	0,9
qvento 4	0	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0
qvento 5	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0	0,9
qvento 6	0	0,9	0	0,9	0	0,9	0	0

Nell' analisi sismica è stata adottata la Combinazione Sismica; in tale combinazione i coefficienti applicati ai carichi sono unitari. In particolare viene annullato l'effetto del vento poiché il corrispettivo coefficiente di combinazione da adottare risulta nullo. L'azione sismica nelle due direzioni, X e Z, viene combinata con i coefficienti  $\pm 1,0$  e  $\pm 0,3$  ottenendo 8 Combinazioni Sismiche.

**Tab. 6. 2:** Tabella dei Coefficienti di Combinazione per le 8 Combinazioni Sismiche.

<i>Carichi</i>	<i>Combinazioni Sismiche</i>							
	9	10	11	12	13	14	15	16
G1	1	1	1	1	1	1	1	1
G2	1	1	1	1	1	1	1	1
qk	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
qneve	0	0	0	0	0	0	0	0
qvento 1	0	0	0	0	0	0	0	0
qvento 2	0	0	0	0	0	0	0	0
qvento 3	0	0	0	0	0	0	0	0
qvento 4	0	0	0	0	0	0	0	0
qvento 5	0	0	0	0	0	0	0	0
qvento 6	0	0	0	0	0	0	0	0
Sisma X	1	1	-1	-1	0,3	0,3	-0,3	-0,3
Sisma Z	0,3	-0,3	0,3	-0,3	1	-1	1	-1

## 7. VERIFICHE DELLA STRUTTURA SECONDO LE NTC 2008

Le Verifiche sono condotte con riferimento al Cap. 4.2 “Costruzioni di Acciaio” delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2008; ulteriori approfondimenti di queste indicazioni sono stati ricavati dal Cap. 4.2 della Circolare N. 617 – 2009. Per problemi specifici la Circolare rimanda a normativa di comprovata validità, ovvero all’ EC3.

In base alla Tab. 4.2.I – NTC 2008 si determina che le sezioni sono di Classe 1; ciò significa che le sezioni sono in grado di sviluppare una cerniera plastica avente la capacità rotazionale richiesta per l’analisi strutturale condotta con il metodo plastico senza subire riduzioni della resistenza.

### 7.1 Verifiche agli Stati Limite Ultimi

#### 7.1.1 Trazione

L’azione assiale di calcolo  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a trazione  $N_{t,Rd}$  di membrature con sezioni indebolite da fori per collegamenti bullonati o chiodati deve essere assunta pari al minore dei valori seguenti:

a) la resistenza plastica della sezione lorda  $A$ ,

$$N_{pl,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

b) la resistenza a rottura della sezione netta,  $A_{net}$ , in corrispondenza dei fori per i collegamenti,

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_{tk}}{\gamma_{M0}}$$



Qualora il progetto preveda la gerarchia delle resistenze, come avviene in presenza di azioni sismiche, la resistenza plastica della sezione lorda,  $N_{pl,Rd}$ , deve risultare minore della resistenza a rottura delle sezioni indebolite dai fori per i collegamenti,  $N_{u,Rd}$ :

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} .$$

### 7.1.2 Compressione

La forza di compressione di calcolo  $N_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a compressione della sezione  $N_{c,Rd}$  vale:

$$N_{c,Rd} = \frac{A \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

per le sezioni di classe 1, 2 e 3.

Non è necessario dedurre l'area dei fori per i collegamenti bullonati o chiodati, purché in tutti i fori siano presenti gli elementi di collegamento e non siano presenti fori sovradimensionati o asolati.

### 7.1.3 Flessione monoassiale

Il momento flettente di calcolo  $M_{Ed}$  deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  si valuta tenendo conto della presenza di eventuali fori in zona tesa per collegamenti bullonati o chiodati.

La resistenza di calcolo a flessione retta della sezione  $M_{c,Rd}$  vale:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

per le sezioni di Classe 1 e 2.

Negli elementi inflessi caratterizzati da giunti strutturali bullonati, la presenza dei fori nelle piattabande dei profili può essere trascurata nel calcolo del momento resistente se è verificata la relazione:

$$\frac{0,9 \cdot A_{f,net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{A_f \cdot f_{yk}}{\gamma_{M0}}$$

dove  $A_f$  è l'area della piattabanda lorda,  $A_{f,net}$  è l'area della piattabanda al netto dei fori e  $f_{tk}$  è la resistenza ultima dell'acciaio.

### 7.1.4 Taglio

Il valore di calcolo dell'azione tagliante  $V_{Ed}$  deve rispettare la condizione:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1$$

dove la resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ , in assenza di torsione, vale:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_v \cdot f_{yk}}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

dove  $A_v$  è l'area resistente a taglio.

Per profilati ad I e ad H caricati nel piano dell'anima si può assumere:

$$A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f;$$

per profilati ad I e ad H caricati nel piano delle ali si può assumere:

$$A_v = A - \Sigma (h_w t_w).$$

In presenza di torsione, la resistenza a taglio del profilo deve essere opportunamente ridotta.

Per le sezioni ad I o H la resistenza a taglio ridotta è data dalla formula:

$$V_{c,Rd,red} = V_{c,Rd} \cdot \text{radq} \left( 1 - \frac{\tau_{t,Ed}}{1,25 \cdot f_{yk} / (\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0})} \right)$$

dove  $\tau_{t,Ed}$  è la tensione tangenziale massima dovuta alla torsione uniforme.

La verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio e priva di irrigidimenti deve essere condotta in accordo con § 4.2.4.1.3.4 della NTC 2008 se:

$$\frac{h_w}{t} > \frac{72}{\eta} \cdot \text{radq} \frac{235}{f_{yk}}$$

con  $\eta = 1,0$ .

### 7.1.5 Flessione e Taglio

Se il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  è inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd}$$

si può trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

Se il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  è superiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$  bisogna tener conto dell'influenza del taglio sulla resistenza a flessione.

Posto

$$\rho = (2 V_{Ed} / V_{c,Rd} - 1)^2$$

la resistenza a flessione si determina assumendo per l'area resistente a taglio  $A_v$  la tensione di snervamento ridotta  $(1 - \rho) f_{yk}$ .

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a flessione e taglio nel piano dell' anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{y,v,Rd} = [W_{pl,y} - (\rho A_v^2) / (4 t_w)] f_{yk} / \gamma_{M0} \leq M_{y,c,Rd}.$$

### 7.1.6 Presso o tenso flessione retta

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano dell' anima, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1-n) / (1-0,5 a) \leq M_{pl,y,Rd}.$$

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione nel piano delle ali, la corrispondente resistenza convenzionale di calcolo a flessione retta può essere valutata come:

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \text{ per } n \leq a$$

$$o \quad M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd} \left\{ 1 - \left[ \frac{n-a}{1-a} \right]^2 \right\} \quad \text{per } n > a$$

essendo  $M_{pl,y,Rd}$  il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano dell'anima,  $M_{pl,z,Rd}$  il momento resistente plastico a flessione semplice nel piano delle ali, e posto:

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$$

$$a = (A - 2 b t_f) / A \leq 0,5$$

dove:

$A$  è l'area lorda della sezione,

$b$  è la larghezza delle ali,

$t_f$  è lo spessore delle ali.

Per sezioni generiche di classe 1 e 2 la verifica si conduce controllando che il momento di progetto sia minore del momento plastico di progetto ridotto per effetto dello sforzo normale di progetto  $M_{N,y,Rd}$ .

### **7.1.7 Presso o tenso flessione biassiale**

Per le sezioni ad I o ad H di classe 1 e 2 doppiamente simmetriche, soggette a presso o tenso flessione biassiale, la condizione di resistenza può essere valutata come:

$$\left( M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} \right)^2 + \left( M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} \right)^{5n} \leq 1 ,$$

con  $n \geq 0,2$  essendo  $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$ . Nel caso in cui  $n < 0,2$ , e comunque per sezioni generiche di classe 1 e 2, la verifica può essere condotta cautelativamente controllando che:

$$\left( M_{y,Ed} / M_{N,y,Rd} \right) + \left( M_{z,Ed} / M_{N,z,Rd} \right) \leq 1 .$$

### **7.1.8 Flessione, taglio e sforzo assiale**

Nel calcolo del momento flettente resistente devono essere considerati gli effetti di sforzo assiale e taglio, se presenti.

Nel caso in cui il taglio di calcolo,  $V_{Ed}$ , sia inferiore al 50% della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ , la resistenza a flessione della sezione può essere calcolata con le formule per la tenso/presso flessione. Se la sollecitazione di taglio supera il 50% della resistenza a taglio, si assume una tensione di snervamento ridotta per l'interazione tra flessione e taglio  $f_{y,red} = (1 - \rho) f_{yk}$  dove  $\rho = (2 V_{Ed} / V_{c,Rd} - 1)^2$ .

## 7.2 Stabilità delle membrature

### *Aste compresse*

La verifica di stabilità di un'asta si effettua nell'ipotesi che la sezione trasversale sia uniformemente compressa. Deve essere:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1$$

dove

$N_{Ed}$  è l'azione di compressione di calcolo,

$N_{b,Rd}$  è la resistenza all'instabilità nell'asta compressa, data da

$$N_{b,Rd} = (\chi A f_{yk}) / \gamma_{M1} \text{ per le sezioni di Classe 1.}$$

I coefficienti  $\chi$  dipendono dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato; essi si desumono, in funzione di appropriati valori della snellezza adimensionale  $\lambda$ , dalla seguente formula

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1.0$$

dove  $\Phi = 0.5[1 + \alpha(\lambda - 0.2) + \lambda^2]$ ,  $\alpha$  è il fattore di imperfezione, ricavato dalla Tab 4.2.VI - NTC 2008, e la snellezza adimensionale  $\lambda$  è:

$$\lambda = \text{radq} [(A \cdot f_{yk}) / N_{cr}] \text{ per le sezioni di Classe 1.}$$

$N_{cr}$  è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza di libera inflessione  $l_0$  dell'asta, calcolato per la modalità di collasso per instabilità appropriata.

Nel caso in cui  $\lambda$  sia minore di 0,2 oppure nel caso in cui la sollecitazione di calcolo  $N_{Ed}$  sia inferiore a  $0,04N_{cr}$ , gli effetti legati ai fenomeni di instabilità per le aste compresse possono essere trascurati.

### *Travi inflesse*

Una trave con sezione ad I o H soggetta a flessione nel piano dell'anima, con la piattabanda compressa non sufficientemente vincolata lateralmente, deve essere verificata nei riguardi dell'instabilità flesso torsionale secondo la formula

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1$$

dove:

$M_{Ed}$  è il massimo momento flettente di calcolo,

$M_{b,Rd}$  è il momento resistente di progetto per l'instabilità.

Il momento resistente di progetto per i fenomeni di instabilità di una trave lateralmente non vincolata può essere assunto pari a

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk} / \gamma_{M1},$$

Dove  $W_y$  è il modulo resistente della sezione, pari al modulo plastico  $W_{pl,y}$ , per le sezioni di classe 1 e 2. Il fattore  $\chi_{LT}$  è il fattore di riduzione per l'instabilità flessotorsionale, dipendente dal tipo di profilo impiegato; può essere determinato, per profili laminati o composti saldati, dalla formula

$$\chi_{LT} = \frac{1}{f} \cdot \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \beta \cdot \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq \begin{cases} 1,0 \\ \frac{1}{\bar{\lambda}_{LT}^2} \cdot \frac{1}{f} \end{cases}$$

dove  $\Phi_{LT} = 0,5 [ 1 + \alpha_{LT} (\lambda_{LT} - \lambda_{LT,0}) + \beta \cdot \lambda^2 ]$ .

Il coefficiente di snellezza adimensionale  $\lambda_{LT}$  è dato dalla formula

$$\lambda_{LT} = \text{radq} [( W_y \cdot f_{yk} ) / M_{cr}]$$

in cui  $M_{cr}$  è il momento critico elastico di instabilità torsionale, calcolato considerando la sezione lorda del profilo e i ritegni torsionali nell'ipotesi di diagramma di momento flettente uniforme. Il fattore di imperfezione  $\alpha_{LT}$  è ottenuto dalle indicazioni riportate nella Tab. 4.2.VII. Il coefficiente  $\lambda_{LT,0}$  può essere assunto in generale pari a 0,2 e comunque mai superiore a 0,4 (consigliato per sezioni laminare e composte saldate) mentre il coefficiente  $\beta$  può essere assunto in generale pari ad 1 e comunque mai inferiore a 0,75 (valore consigliato per sezioni laminare e composte saldate).

Il fattore  $f$  considera la reale distribuzione del momento flettente tra i ritegni torsionali dell'elemento inflesso ed è definito dalla formula

$$f = 1 - 0,5 ( 1 - k_c ) [ 1 - 2,0 ( \lambda_{LT} - 0,8 )^2 ]$$

in cui il fattore correttivo  $k_c$  assume i valori riportati in Tab. 4.2.VIII.

## Verifica di Stabilità a pressoflessione

Cap. 4.2.4.1.3.3.2 Metodo B - Circolare N. 617 – 2009

In assenza di più accurate valutazioni, nel caso di membrature a sezione costante con sezioni doppiamente simmetriche aperte o chiuse, soggette a sforzo assiale e momento flettente, la verifica di stabilità a pressoflessione, per sezioni di classe 1, 2 o 3, può essere eseguita controllando che siano soddisfatte le seguenti disuguaglianze:

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_y \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_z \cdot A \cdot f_{yk}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{y,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{\chi_{LT} \cdot W_y \cdot f_{yk}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} \cdot \gamma_{M1}}{W_z \cdot f_{yk}} \leq 1$$

## 7.3 Unioni con bulloni

Per il calcolo della resistenza a taglio delle viti e dei chiodi, per il rifollamento delle piastre collegate e per il precarico dei bulloni, si adottano i fattori parziali  $\gamma_M$  indicati in Tab. 7.1:

Tab. 7. 1: Fattori parziali - Tab. 4.2.XII – NTC 2008.

Resistenza dei bulloni	$\gamma_{M2} = 1,25$
Resistenza dei chiodi	
Resistenza delle connessioni a perno	
Resistenza delle saldature a parziale penetrazione e a cordone d'angolo	
Resistenza dei piatti a contatto	
Resistenza a scorrimento per SLU	$\gamma_{M3} = 1,25$
per SLE	$\gamma_{M3} = 1,10$
Resistenza delle connessioni a perno allo stato limite di esercizio	$\gamma_{M6,ser} = 1,0$
Precarico di bulloni ad alta resistenza	$\gamma_{M7} = 1,10$

Nei giunti con bulloni ad alta resistenza “precaricati” la resistenza ad attrito dipende dalle modalità di preparazione delle superfici a contatto, dalle modalità di esecuzione e dal gioco foro-bullone. In via semplificativa la resistenza di progetto allo scorrimento di un bullone ad attrito si calcolerà assumendo una forza di precarico pari al 70% della resistenza ultima a trazione del bullone. Il valore della forza di “precarico” da assumere nelle unioni progettate ad attrito, per lo stato limite di servizio oppure per lo stato limite ultimo è pari quindi a

$$F_{p,Cd} = 0,7 \cdot f_{tb} \cdot A_{res} / \gamma_{M7}$$

dove  $A_{res}$  è l'area resistente della vite del bullone. Il coefficiente di attrito tra le piastre in contatto nelle unioni “pre-caricate” è in genere assunto pari a:

- 0,45 quando le giunzioni siano sabbiate al metallo bianco e protette sino al serraggio dei bulloni;
- 0,30 in tutti gli altri casi.

La posizione dei fori per le unioni bullonate o chiodate deve rispettare le limitazioni presentate nella Tab. 4.2.XIII – NTC 2008, che fa riferimento agli schemi di unione riportati nella Fig. 20.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.3)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (EN10025-5)
$e_1$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
$e_2$	$1,2 d_0$	$4t+40\text{mm}$	-	$\max(8t;125\text{mm})$
$p_1$	$2,2 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200\text{mm})$	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400\text{mm})$	-	-
$p_2$	$2,4 d_0$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;200\text{mm})$	$\min(14t;175\text{mm})$

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se  $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0,5}]$ ; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a  $0,6 \cdot p_1$ .  
 $t$  è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

Fig. 16: Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate - Tab. 4.2.XIII – NTC 2008.

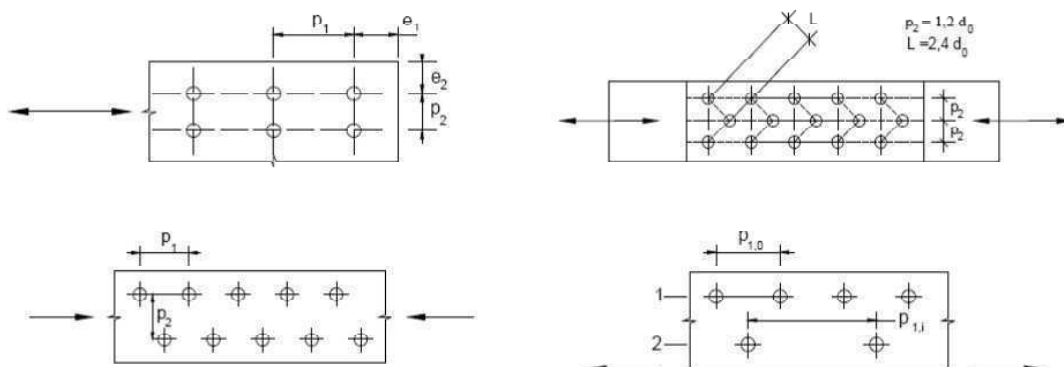


Fig. 17: Disposizione dei fori per la realizzazione di unioni bullonate e chiodate - Fig. 4.2.3 – NTC 2008.

### Unioni con bulloni soggette a taglio e/o trazione

La resistenza di calcolo a taglio dei bulloni e dei chiodi  $F_{v,Rd}$ , per ogni piano di taglio che interessa il gambo dell'elemento di connessione, può essere assunta pari a:

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2}, \text{ bulloni classe 4.6, 5.6 e 8.8}$$

$A_{res}$  indica l'area resistente della vite e si adotta quando il piano di taglio interessa la parte filettata della vite. Nei casi in cui il piano di taglio interessa il gambo non filettato della vite si ha



$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tb} A / \gamma_{M2}, \text{ bulloni - tutte le classi di resistenza,}$$

dove  $A$  indica l'area nominale del gambo della vite e  $f_{tb}$ , invece, indica la resistenza a rottura del materiale impiegato per realizzare il bullone.

La resistenza di calcolo a rifollamento  $F_{b,Rd}$  del piatto dell'unione, bullonata o chiodata, può essere assunta pari a

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2}$$

dove:

- $d$  è il diametro nominale del gambo del bullone,
- $t$  è lo spessore della piastra collegata,
- $f_{tk}$  è la resistenza a rottura del materiale della piastra collegata,
- $\alpha = \min \{ e_1 / (3 d_0) ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$  per bulloni di bordo nella direzione del carico applicato,
- $\alpha = \min \{ p_1 / (3 d_0) - 0,25 ; f_{tb} / f_t ; 1 \}$  per bulloni interni nella direzione del carico applicato,
- $k = \min \{ 2,8 e_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$  per bulloni di bordo nella direzione perpendicolare al carico applicato,
- $k = \min \{ 1,4 p_2 / d_0 - 1,7 ; 2,5 \}$  per bulloni interni nella direzione perpendicolare al carico applicato,

essendo  $e_1$ ,  $e_2$ ,  $p_1$  e  $p_2$  indicati negli schemi di unione e  $d_0$  il diametro nominale del foro di alloggiamento del bullone.

La resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione  $F_{t,Rd}$  può essere assunta pari a:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M2} \text{ per i bulloni;}$$

Inoltre, nelle unioni bullonate soggette a trazione è necessario verificare la piastra a punzonamento; ciò non è richiesto per le unioni chiodate. La resistenza a punzonamento del piatto collegato è pari a

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2}$$

dove  $d_m$  è il minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone;  $t_p$  è lo spessore del piatto e  $f_{tk}$  è la tensione di rottura dell'acciaio del piatto.

La resistenza complessiva della singola unione a taglio è perciò data da  $\min(F_{v,Rd}; F_{b,Rd})$ , mentre la resistenza della singola unione a trazione è ottenuta come  $\min(B_{p,Rd}; F_{t,Rd})$ .

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si può adottare la formula di interazione lineare:

$$(F_{v,Ed} / F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed} / 1,4 F_{t,Rd}) \leq 1$$

con la limitazione  $(F_{t,Ed}/F_{t,Rd}) \leq 1$  dove con  $F_{v,Ed}$  ed  $F_{t,Ed}$  si sono indicate rispettivamente le sollecitazioni di taglio e di trazione agenti sull'unione; per brevità, le resistenze a taglio ed a trazione dell'unione sono state indicate con  $F_{v,Rd}$  ed  $F_{t,Rd}$ .

### ***Unione a taglio per attrito con bulloni ad alta resistenza***

La resistenza di calcolo allo scorrimento  $F_{s,Rd}$  di un bullone di classe 8.8 precaricato può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu F_{p,C} / \gamma_{M3}$$

dove:

- $n$  è il numero delle superfici di attrito,
- $\mu$  è il coefficiente di attrito,
- $F_{p,C}$  è la forza di precarico del bullone che, in caso di serraggio controllato, può essere assunta pari a  $0,7 f_{tb} A_{res}$ , invece che pari a  $0,7 f_{tb} A_{res} / \gamma_{M7}$ .

Nel caso un collegamento ad attrito con bulloni ad alta resistenza precaricati sia soggetto a trazione

$F_{t,Ed}$  (allo stato limite ultimo) la resistenza di calcolo allo scorrimento  $F_{s,Rd}$  si riduce rispetto al valore sopra indicato e può essere assunta pari a:

$$F_{s,Rd} = n \mu ( F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed} ) / \gamma_{M3}$$

Nel caso di verifica allo scorrimento nello stato limite di esercizio, in modo analogo si può assumere:

$$F_{s,Rd,eser} = n \mu ( F_{p,C} - 0,8 F_{t,Ed,eser} ) / \gamma_{M3}$$

dove  $F_{t,Ed,eser}$  è la sollecitazione di calcolo ottenuta dalla combinazione dei carichi per le verifiche in esercizio.

## **7.4 Unioni saldate**

### ***Resistenza delle saldature a cordoni d'angolo***

Allo stato limite ultimo le azioni di calcolo sui cordoni d'angolo si distribuiscono uniformemente sulla sezione di gola.

Nel seguito si indicano con  $\sigma_{\perp}$  la tensione normale e con  $\tau_{\perp}$  la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone d'angolo, agenti nella sezione di gola nella sua posizione effettiva, e con  $\sigma_{\parallel}$  la tensione normale e con  $\tau_{\parallel}$  la tensione tangenziale parallele all'asse del cordone d'angolo. La tensione normale  $\sigma_{\parallel}$  non influenza la resistenza del cordone.

Considerando la sezione di gola nella sua effettiva posizione, si può assumere la seguente condizione di resistenza

$$[ \sigma_{\perp}^2 + 3 ( \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2 ) ]^{0,5} \leq f_{tk} / ( \beta \gamma_{M2} )$$

Dove

- $f_{tk}$  è la resistenza a rottura del più debole degli elementi collegati,
- $\beta = 0,80$  per acciaio S235; 0,85 per acciaio S275; 0,90 per acciaio S355; 1,00 per acciaio S420 e S460.

In alternativa, detta a l'altezza di gola, si può adottare cautelativamente il criterio semplificato

$$F_{w,Ed} / F_{w,Rd} \leq 1$$

dove  $F_{w,Ed}$  è la forza di calcolo che sollecita il cordone d'angolo per unità di lunghezza e  $F_{w,Rd}$  è la resistenza di calcolo del cordone d'angolo per unità di lunghezza

$$F_{w,Rd} = a f_{tk} / ( \sqrt{3} \beta \gamma_{M2} ).$$

Considerando la sezione di gola in posizione ribaltata, si indicano con  $n_{\perp}$  e con  $t_{\perp}$  la tensione normale e la tensione tangenziale perpendicolari all'asse del cordone.

La verifica dei cordoni d'angolo si effettua controllando che siano soddisfatte simultaneamente le due condizioni

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + t_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk}$$

$$|n_{\perp}| + |t_{\perp}| \leq \beta_2 \cdot f_{yk}$$

dove  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica ed i coefficienti  $\beta_1$  e  $\beta_2$  sono dati, in funzione del grado di acciaio, nella tabella seguente - Tab. 4.2.XIV – NTC 2008.

	S235	S275 – S355	S420 – S460
$\beta_1$	0,85	0,70	0,62
$\beta_2$	1,0	0,85	0,75

## 7.5 Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

### *Spostamenti verticali*

Il valore totale dello spostamento ortogonale all'asse dell'elemento (Fig. 4.2.1) è definito come:

$$\delta_{\text{tot}} = \delta_1 + \delta_2$$

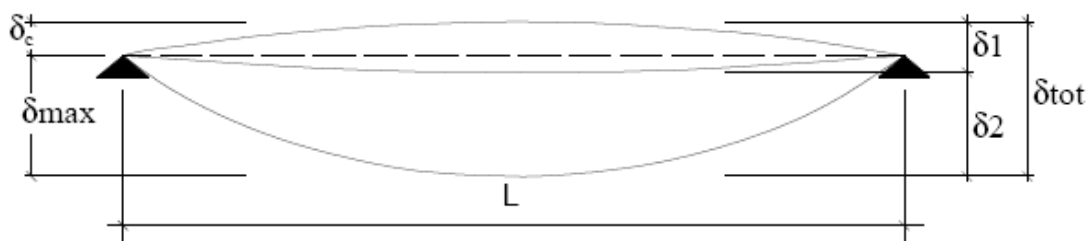


Fig. 18: Definizione degli spostamenti verticali per le verifiche in esercizio.

essendo:

$\delta_c$  la monta iniziale della trave,

$\delta_1$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi permanenti,

$\delta_2$  lo spostamento elastico dovuto ai carichi variabili,

$\delta_{\text{max}}$  lo spostamento nello stato finale, depurato della monta iniziale =  $\delta_{\text{tot}} - \delta_c$ .

Nel caso di coperture, solai e travi di edifici ordinari, i valori limite di  $\delta_{\text{max}}$  e  $\delta_2$ , riferiti alle combinazioni caratteristiche delle azioni, sono espressi come funzione della luce  $L$  dell'elemento. I valori di tali limiti sono da definirsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle caratteristiche degli elementi strutturali e non strutturali gravanti sull'elemento considerato, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In carenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti indicati nella Tab. 7.2, dove  $L$  è la luce dell'elemento o, nel caso di mensole, il doppio dello sbalzo.

**Tab. 7. 2:** Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie – Tab. 4.2.X - NTC 2008.

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

### ***Spostamenti laterali***

Negli edifici gli spostamenti laterali alla sommità delle colonne per le combinazioni caratteristiche delle azioni devono generalmente limitarsi ad una frazione dell'altezza della colonna e dell'altezza complessiva dell'edificio da valutarsi in funzione degli effetti sugli elementi portati, della qualità del comfort richiesto alla costruzione, delle eventuali implicazioni di una eccessiva deformabilità sul valore dei carichi agenti.

In assenza di più precise indicazioni si possono adottare i limiti per gli spostamenti orizzontali indicati in Tab. 7.3 ( $\Delta$  spostamento in sommità;  $\delta$  spostamento relativo di piano – Fig. 4.2.2).

**Tab. 7. 3:** Limiti di deformabilità per costruzioni ordinarie soggette ad azioni orizzontali – Tab. 4.2.XI – NTC 2008.

Tipologia dell'edificio	Limiti superiori per gli spostamenti orizzontali	
	$\frac{\delta}{h}$	$\frac{\Delta}{H}$
Edifici industriali monopiano senza carroponte	$\frac{1}{150}$	/
Altri edifici monopiano	$\frac{1}{300}$	/
Edifici multipiano	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{500}$
<i>In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.</i>		

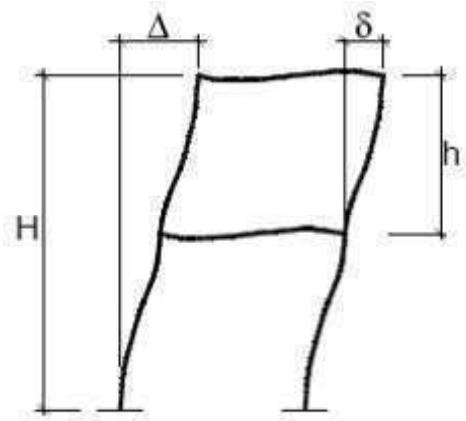


Fig. 19: Definizione degli spostamenti orizzontali per le verifiche in esercizio – fig. 4.2.2 - NTC 2008.

## 8. PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE SECONDO LE NTC 2008

La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio. Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo la resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole delle presenti norme, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo le strutture devono essere progettate in maniera tale che le zone dissipative si sviluppino ove la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzano la stabilità globale della struttura.

Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che il reale limite di snervamento dell'acciaio sia maggiore del nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente di sovrarresistenza del materiale  $\gamma_{Rd}$ .

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una sovrarresistenza sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

## 8.1 Regole di Progetto Specifiche per strutture intelaiate

### 8.1.1 Parti tese delle zone dissipative

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Pertanto si deve verificare che:

$$(A_{res} / A) \geq 1,1 \cdot (\gamma_{M2} / \gamma_{M0}) \cdot (f_{yk} / f_{tk})$$

essendo  $A$  l'area lorda e  $A_{res}$  l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori integrata da un'eventuale area di rinforzo.

### 8.1.2 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate. Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{Rd} \cdot 1,1 \cdot R_{pl,Rd} = R_{U,Rd}$$

dove:

$R_{j,d}$  è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$  è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata;

$R_{U,Rd}$  è il limite superiore della resistenza plastica della membratura collegata.

## 8.2 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in modo che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne.

Questo requisito non è richiesto per le sezioni delle colonne alla base ed alla sommità dei telai multipiano e per tutte le sezioni degli edifici monopiano.

### 8.2.1 Travi

Nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$\begin{aligned} M_{Ed} / M_{pl,Rd} &\leq 1 \\ N_{Ed} / N_{pl,Rd} &\leq 0,5 \\ (V_{Ed,G} + V_{Ed,M}) / V_{pl,Rd} &\leq 0,50 \end{aligned}$$

dove:

$M_{Ed}$ ,  $N_{Ed}$  e  $V_{Ed}$  sono i valori di progetto del momento flettente, della sollecitazione assiale e del taglio;

$M_{pl,Rd}$ ,  $N_{pl,Rd}$  e  $V_{pl,Rd}$  sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante;

$V_{Ed,G}$  è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non-sismiche;

$V_{Ed,M}$  è la forza di taglio dovuta all'applicazione di momenti plastici equiversi  $M_{pl,Rd}$  nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche.

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono avere resistenza sufficiente nei confronti dell'instabilità flessionale e flesso-torsionale ed assumendo la formazione della cerniera plastica nella sezione più sollecitata in condizioni sismiche.

### 8.2.2 Colonne

Le colonne devono essere verificate in compressione considerando la più sfavorevole combinazione di sollecitazioni assiali e flessionali.

Le sollecitazioni di progetto sono determinate come:

$$\begin{aligned} N_{Ed} &= N_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot N_{Ed,E} \\ M_{Ed} &= M_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot M_{Ed,E} \\ V_{Ed} &= V_{Ed,G} + 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot \Omega \cdot V_{Ed,E} \end{aligned}$$

In cui:

$N_{Ed,G}$ ,  $M_{Ed,G}$ ,  $V_{Ed,G}$  sono le sollecitazioni di compressione, flessione e taglio dovute alle azioni non sismiche;

$N_{Ed,E}$ ,  $M_{Ed,E}$ ,  $V_{Ed,E}$  sono le sollecitazioni dovute alle azioni non sismiche;

$\gamma_{Rd}$  è il fattore di sovraresistenza;

$\Omega$  è il minimo valore tra gli  $\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{Ed,i}$  di tutte le travi in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, essendo  $M_{Ed,i}$  il momento flettente di progetto della  $i$ -esima trave in condizioni sismiche e  $M_{pl,Rd,i}$  il corrispondente momento plastico.



Nelle colonne in cui si attende la formazione di cerniere plastiche, le sollecitazioni devono essere calcolate nell'ipotesi che nelle cerniere plastiche il momento flettente sia pari a  $M_{pl,Rd}$ .

Il taglio di progetto deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{Ed} / V_{pl,Rd} \leq 0,5$$

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo tale da escludere la loro plasticizzazione e instabilizzazione a taglio. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando:

$$V_{vp,Ed} / \min ( V_{vp,Rd} ; V_{vb,Rd} ) < 1$$

essendo  $V_{vp,Ed}$ ,  $V_{vp,Rd}$  e  $V_{vb,Rd}$  rispettivamente la forza di progetto e la resistenza a taglio per plasticizzazione e la resistenza a taglio per instabilità del pannello, queste ultime valutate come nel precedente capitolo.

### 8.2.3 Gerarchia delle resistenze trave – colonna

Per assicurare lo sviluppo del meccanismo globale dissipativo è necessario rispettare la seguente gerarchia delle resistenze tra la trave e la colonna dove, oltre ad aver rispettato tutte le regole di dettaglio previste nella presente norma, si assicuri per ogni nodo trave-colonna del telaio che

$$\Sigma M_{C,pl,Rd} \geq \gamma_{RD} \cdot \Sigma M_{b,pl,Rd}$$

dove  $\gamma_{RD} = 1,3$  per strutture in classe CD" A" e  $1,1$  per CD" B",  $M_{C,pl,Rd}$  è il momento resistente della colonna calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni ed  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente delle travi che convergono nel nodo trave - colonna.

### 8.2.4 Collegamenti trave – colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere una adeguata sovraresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi. In particolare, il momento flettente resistente del collegamento,  $M_{j,Rd}$ , trave-colonna deve soddisfare la seguente relazione

$$M_{j,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{RD} \cdot M_{b,pl,Rd} .$$

dove  $M_{b,pl,Rd}$  è il momento resistente della trave collegata e  $\gamma_{RD}$  è il coefficiente di sovraresistenza indicato nella tabella 8.1.

**Tab. 8. 1:** Tabella dei valori del coefficiente di sovra resistenza.

Acciaio	$\gamma_{Rd} = \frac{f_{y,m}}{f_{yk}}$
S 235	1,20
S 275	1,15
S 355	1,10
S 420	1,10
S 460	1,10

### 8.2.5 Pannelli nodali

Nei nodi trave-colonna, i pannelli d'anima delle colonne devono possedere una resistenza sufficiente e consentire lo sviluppo del meccanismo dissipativo della struttura a telaio, e cioè la plasticizzazione delle sezioni delle travi convergenti nel nodo trave-colonna.

La forza di taglio agente sul pannello d'anima del nodo trave-colonna deve essere determinata assumendo la completa plasticizzazione delle travi in esso convergenti secondo lo schema e le modalità previste in fase di progetto.

### 8.2.6 Collegamenti colonna – fondazione

Il collegamento colonna-fondazione deve essere progettato in modo tale da risultare sovra-resistente rispetto alla colonna ad esso collegata.

In particolare, il momento resistente plastico del collegamento deve rispettare la seguente disuguaglianza

$$M_{C,Rd} \geq 1,1 \cdot \gamma_{Rd} \cdot M_{c,pl,Rd} (N_{Ed})$$

dove  $M_{c,pl,Rd}$  è il momento resistente plastico di progetto della colonna, calcolato per lo sforzo normale di progetto  $N_{Ed}$  che fornisce la condizione più gravosa per il collegamento di base. Il coefficiente  $\gamma_{Rd}$  è fornito nella tabella ???.

## 8.3 REGOLE DI PROGETTO SPECIFICHE PER STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI

Le strutture con controventi concentrici devono essere progettate in modo che la plasticizzazione delle diagonali tese preceda la rottura delle connessioni e l'instabilizzazione di travi e colonne.

Le diagonali hanno essenzialmente funzione portante nei confronti delle azioni sismiche e, a tal fine, tranne che per i controventi a V, devono essere considerate le sole diagonali tese. Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda classe. Qualora esse

siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno  $d$  e lo spessore  $t$  deve soddisfare la limitazione  $d / t \leq 36$ . Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

La risposta carico-spostamento laterale deve risultare sostanzialmente indipendente dal verso dell'azione sismica.

Per edifici con più di due piani, la snellezza adimensionale delle diagonali deve rispettare le seguenti condizioni

$$1,3 \leq \lambda \leq 2 \text{ in telai con controventi ad X;}$$

$$\lambda \leq 2 \text{ in telai con controventi a V.}$$

Per garantire un comportamento dissipativo omogeneo delle diagonali all'interno della struttura, il coefficiente di sovra-resistenza  $\Omega_i = N_{pl,Rd,i} / N_{Ed,i}$  calcolati per tutti gli elementi di controvento, devono differire tra il massimo ed il minimo di non più del 25%.

Travi e colonne considerate soggette prevalentemente a sforzi assiali in condizioni di sviluppo del meccanismo dissipativo previsto per tale tipo di struttura devono rispettare la condizione

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} (M_{Ed}) \leq 1$$

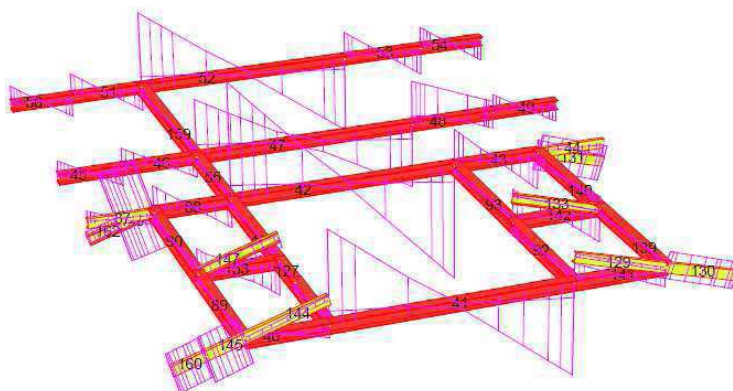
in cui  $N_{Ed}$  è valutata con l'espressione del par. 8.2.2 e  $N_{pl,Rd}$  è la resistenza nei confronti dell'instabilità, calcolata come nel cap. precedente, tenendo conto dell'interazione con il momento flettente  $M_{Ed}$ .

## 9. PARAMETRI DI SOLLECITAZIONE

### 9.1 Diagrammi dei parametri di sollecitazione degli elementi strutturali nel modello Straus.

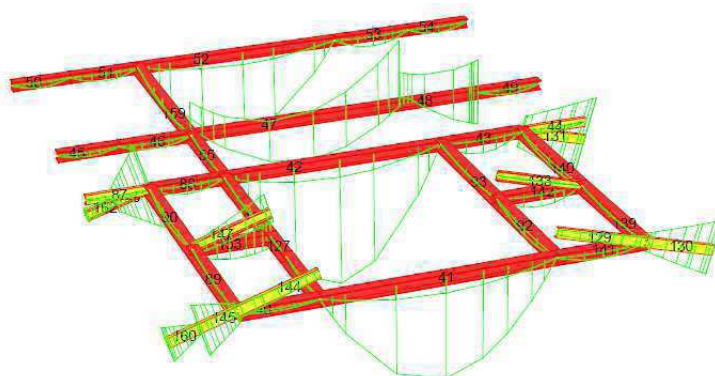
#### *Travi Principali – Solaio*

*Diagrammi del Taglio.*



**Fig. 20:** *Diagramma del Taglio; travi principali del solaio.*

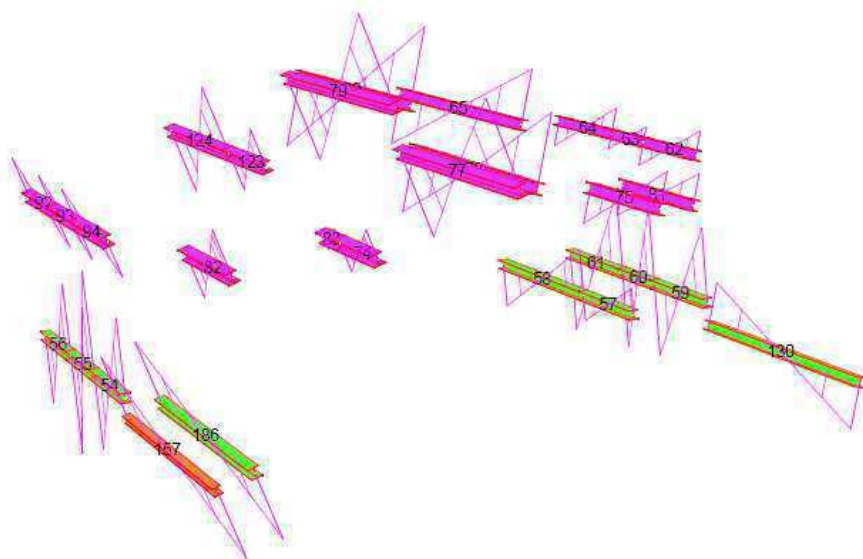
*Diagrammi del Momento Flettente.*



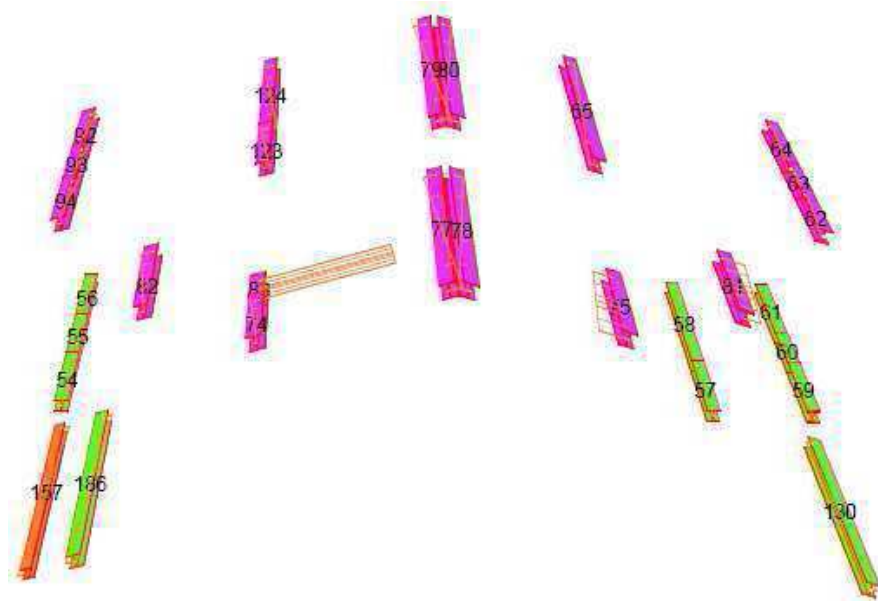
**Fig. 21:** *Diagramma del Momento Flettente; travi principali del solaio.*

## ***Travi Secondarie Solaio – Travi Principali Copertura***

*Diagrammi del Taglio.*

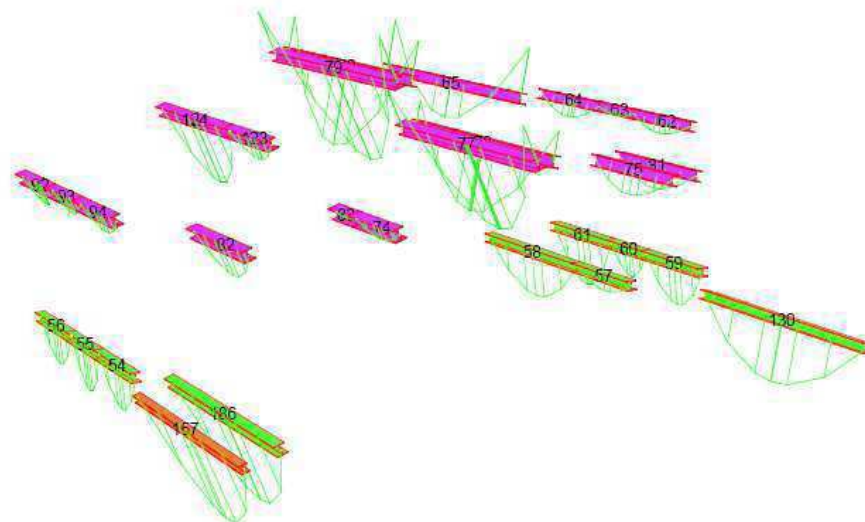


**Fig. 22:** *Diagramma del Taglio; travi secondarie del solaio e della copertura.  
Sollecitazione lungo il piano dell'anima.*

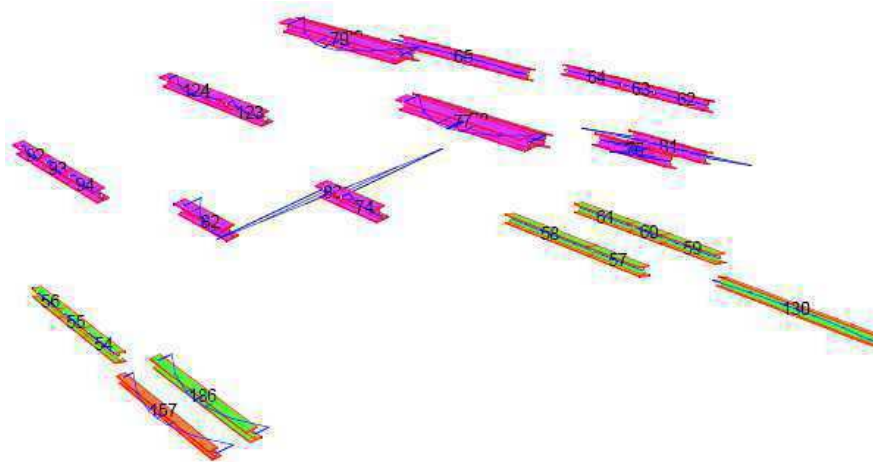


**Fig. 23:** *Diagramma del Taglio; travi principali del solaio.  
Sollecitazione sul piano delle ali.*

*Diagrammi del Momento Flettente.*



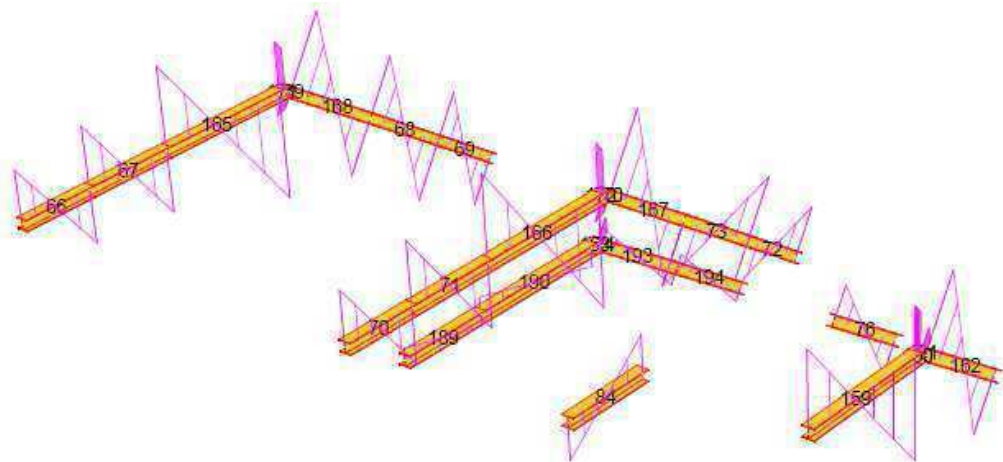
**Fig. 24:** Diagramma del Momento Flettente; travi secondarie del solaio e della copertura. Sollecitazione lungo il piano dell'anima.



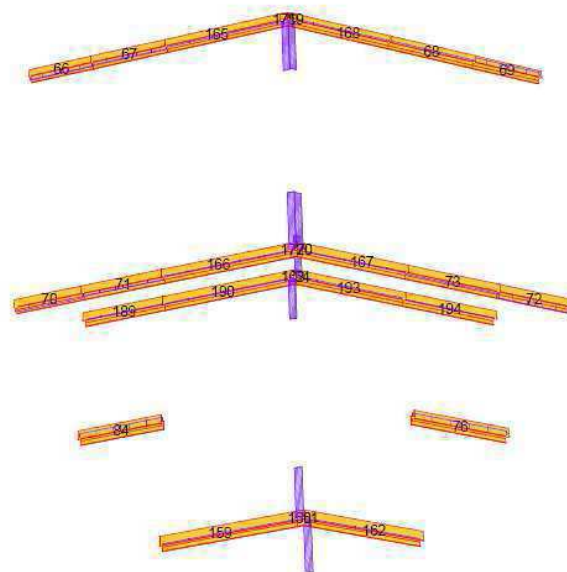
**Fig. 25:** Diagramma del Momento Flettente; travi secondarie del solaio e della copertura. Sollecitazione sul piano delle ali.

## Travi Secondarie di Copertura

Diagrammi del Taglio.

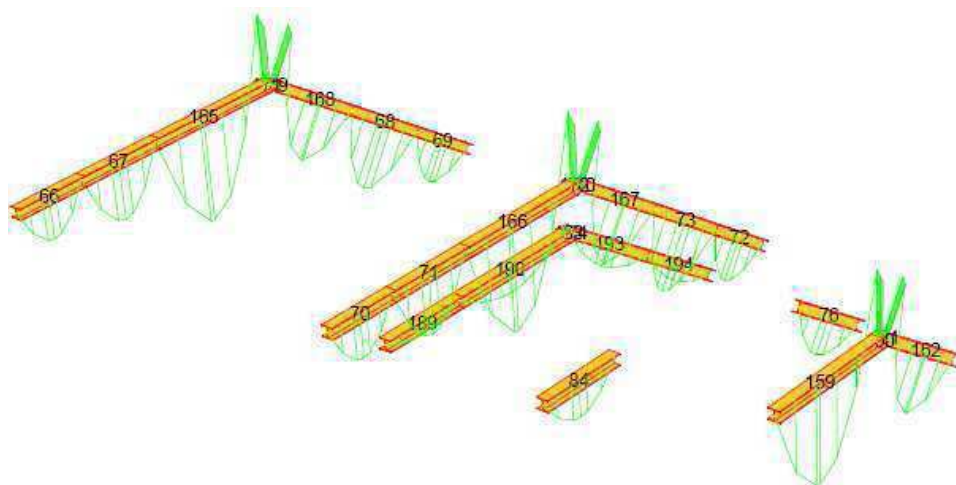


**Fig. 26:** Diagramma del Taglio; travi portanti di copertura.  
Sollecitazione lungo il piano dell'anima.

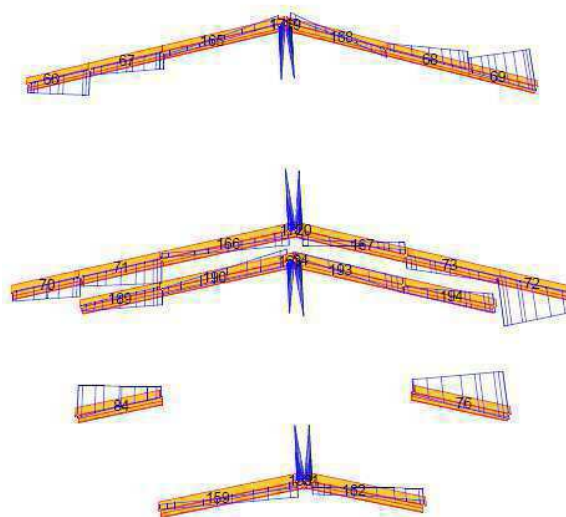


**Fig. 27:** Diagramma del Taglio; travi portanti di copertura.  
Sollecitazione sul piano delle ali.

*Diagrammi del Momento Flettente.*



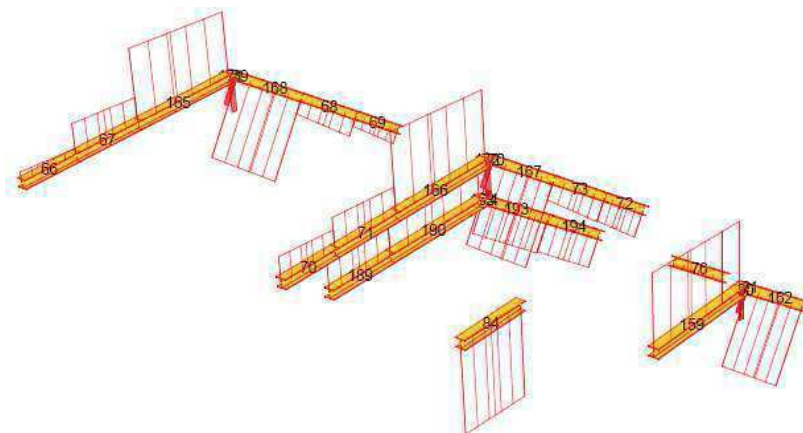
**Fig. 28:** *Diagramma del Momento Flettente; travi portanti di copertura. Sollecitazione lungo il piano dell'anima.*



**Fig. 29:** *Diagramma del Momento Flettente; travi portanti di copertura. Sollecitazione sul piano delle ali.*



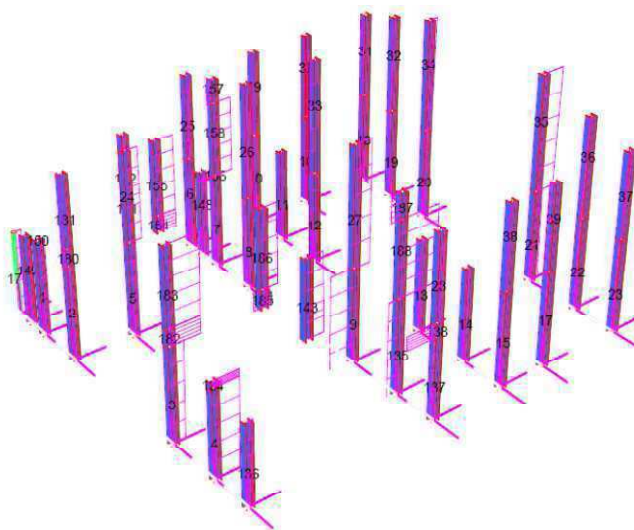
### Diagrammi dello Sforzo Normale.



**Fig. 30:** Diagramma dello Sforzo Normale; travi portanti di copertura.

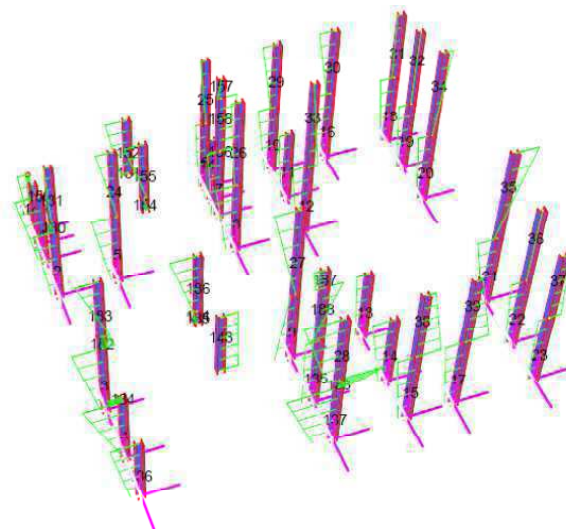
### Pilastrini

#### Diagrammi del Taglio.



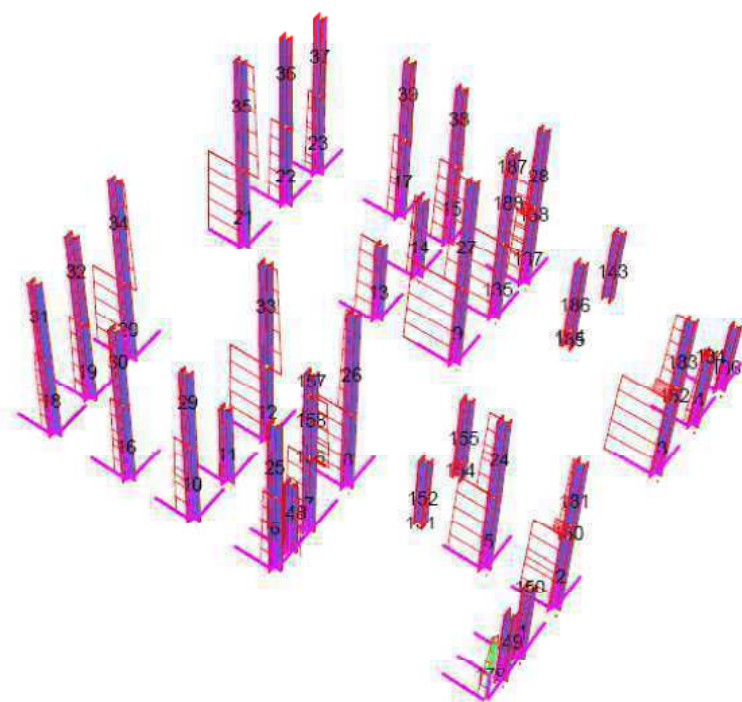
**Fig. 31:** Diagramma del Taglio; pilastrini della struttura.

*Diagrammi del Momento Flettente.*



**Fig. 32:** *Diagramma del momento Flettente; pilastri della struttura.*

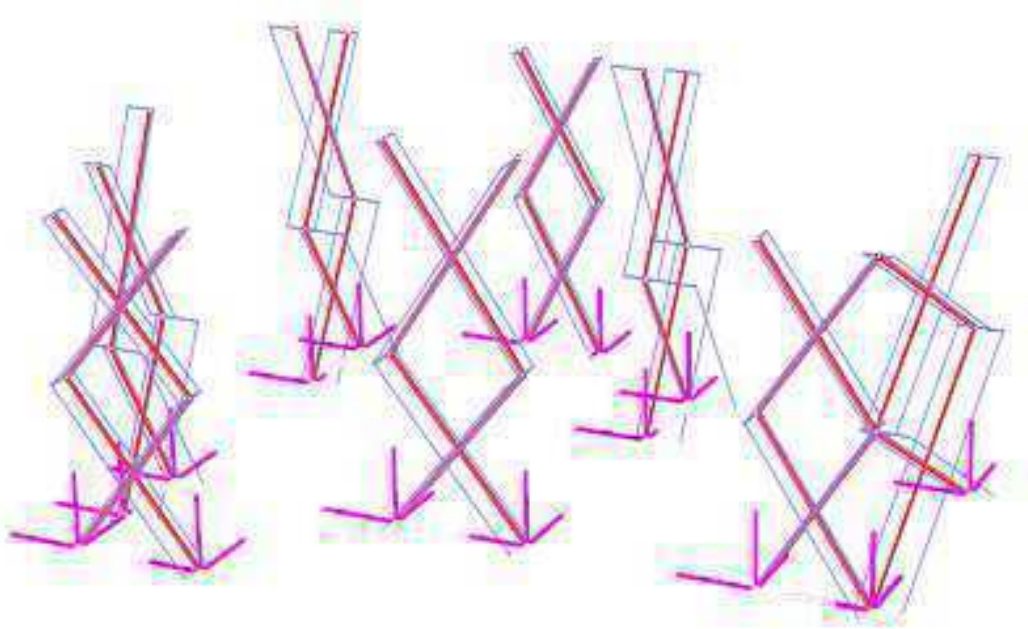
*Diagrammi dello Sforzo Normale.*



**Fig. 33:** *Diagramma dello Sforzo Normale; pilastri della struttura.*

## ***Controventi***

*Diagrammi dello Sforzo Assiale.*



**Fig. 34:** *Diagramma dello Sforzo Assiale; elementi di controventatura della struttura.*

## 9.2 Valori delle sollecitazioni degli elementi maggiormente sollecitati

### *Travi Principali – Solaio*

*Profilo HEM 240*

<b>BEAM 39</b>	<b>T[N]</b>	<b>M [kNm]</b>
Combinazione 1	81729,26 -81729,3	94
Combinazione 2	81729,26 -81729,3	94
Combinazione 3	12589,18 -12589,2	14,5
Combinazione 4	12589,18 -12589,2	14,5
Combinazione 5	81729,26 -81729,3	94
Combinazione 6	81729,26 -81729,3	94
Combinazione 7	81729,26 -81729,3	94
Combinazione 8	77952,5 -77952,5	90
Comb. Sismica	46870 -46870	54

<b>BEAM 40</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [kNm]</b>
Combinazione 1	108994,6 -108995	126
Combinazione 2	108994,6 -108995	126
Combinazione 3	14990,8 -14990,8	17,3
Combinazione 4	14990,8 -14990,8	17,3
Combinazione 5	108994,6 -108995	126
Combinazione 6	108994,6 -108995	126
Combinazione 7	108994,6 -108995	126
Combinazione 8	104497,3 -104497	121
Comb. Sismica	61568,38 -61568,4	71

<b>BEAM 90</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [Nm]</b>
Combinazione 1	39432,86 10823,78	70359,2914
Combinazione 2	41416,13 12807,05	75912,4502
Combinazione 3	18679,61 6891,557	35799,6401
Combinazione 4	20662,89 8874,828	41352,7989
Combinazione 5	38209,53 9600,456	66933,9809
Combinazione 6	40192,8 11583,73	72487,1397
Combinazione 7	40611,57 12002,5	73659,6931
Combinazione 8	33475,36 8402,7	58629,2788
Comb. Sismica 1	26516,86 5872,403	56128,9698
Comb. Sismica 2	26127,94 5483,485	57217,9394
Comb. Sismica 3	30757,21 10112,75	44255,9973
Comb. Sismica 4	30368,29 9723,832	45344,9669
Comb. Sismica 5	28454,72 7810,261	50702,9649
Comb. Sismica 6	27158,33 6513,869	54332,8636
Comb. Sismica 7	29726,82 9082,366	47141,0732
Comb. Sismica 8	28430,43 7785,973	50770,9718

<b>BEAM 91</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [Nm]</b>
Combinazione 1	-15511,1 -31656,6	69572,3855
Combinazione 2	-16922,5 -33068	73735,9748
Combinazione 3	-5755,81 -18175,4	35298,4935
Combinazione 4	-7167,2 -19586,8	39462,0828
Combinazione 5	-14382 -30527,4	66241,2677
Combinazione 6	-15793,3 -31938,8	70404,857
Combinazione 7	-16395,2 -32540,6	72180,3395
Combinazione 8	-13519,2 -25938,7	58200,4513
Comb. Sismica 1	-12604,2 -25023,7	55501,1895
Comb. Sismica 2	-12982,1 -25401,6	56616,0106
Comb. Sismica 3	-8302,2 -20721,8	42810,3286
Comb. Sismica 4	-8680,1 -21099,7	43925,1498
Comb. Sismica 5	-10657,6 -23077,2	49758,7635
Comb. Sismica 6	-11917,3 -24336,8	53474,834
Comb. Sismica 7	-9367 -21786,6	45951,5052
Comb. Sismica 8	-10626,7 -23046,2	49667,5758

<b>BEAM 137</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [Nm]</b>
Combinazione 1	33173,4 17848,92	71431,2493
Combinazione 2	35397,28 20072,81	77658,1332
Combinazione 3	18518,81 6730,755	35349,3929
Combinazione 4	20742,7 8954,642	41576,2768
Combinazione 5	31949,36 16624,89	68003,9451
Combinazione 6	34173,25 18848,77	74230,829
Combinazione 7	34495,08 19170,6	75131,9549
Combinazione 8	27221,25 15433,19	59716,2197
Comb. Sismica 1	21584,06 9795,998	59297,9294
Comb. Sismica 2	20761,09 8973,032	61602,2344
Comb. Sismica 3	27894,83 16106,77	41627,7691
Comb. Sismica 4	27071,86 15283,8	43932,0741
Comb. Sismica 5	24752,95 12964,9	50425,0175
Comb. Sismica 6	22009,73 10221,67	58106,0341
Comb. Sismica 7	26646,18 14858,13	45123,9694
Comb. Sismica 8	23902,96 12114,91	52804,986



<b>BEAM 138</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [Nm]</b>
Combinazione 1	-10157,3 -37644,1	70507,0646
Combinazione 2	-11429,8 -38916,5	74260,67
Combinazione 3	-6005,61 -18425,2	36035,388
Combinazione 4	-7278,01 -19697,6	39788,9934
Combinazione 5	-9010,28 -36497	67123,2062
Combinazione 6	-10282,7 -37769,4	70876,8116
Combinazione 7	-10959,8 -38446,5	72874,3422
Combinazione 8	-8114,93 -31875,8	58986,2649
Comb. Sismica 1	-9642,84 -29623,3	57917,4862
Comb. Sismica 2	-10450 -30430,4	60298,5707
Comb. Sismica 3	-3538,93 -23519,3	39910,9586
Comb. Sismica 4	-4346,08 -24326,5	42292,043
Comb. Sismica 5	-6564,8 -26545,2	48837,2697
Comb. Sismica 6	-9255,29 -29235,7	56774,2179
Comb. Sismica 7	-4733,63 -24714	43435,3114
Comb. Sismica 8	-7424,12 -27404,5	51372,2596

**Travi Secondarie – Solaio***Profilo HEA 180*

<b>BEAM 130</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [kNm]</b>
Combinazione 1	-4878,84 4878,844	7
Combinazione 2	-9488,6 9488,605	14
Combinazione 3	-3221,06 3221,062	4,6
Combinazione 4	-7830,82 7830,822	11,3
Combinazione 5	-4878,84 4878,844	7
Combinazione 6	-9488,6 9488,605	14
Combinazione 7	-7183,72 7183,725	10,3
Combinazione 8	-3221,06 3221,062	4,6
Comb. Sismica	-5525,94 5525,942	7,9

*Profilo HEA 180*

<b>BEAM 157</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [kNm]</b>
Combinazione 1	-7309,61 7309,608	10,5
Combinazione 2	-2699,85 2699,848	3,9
Combinazione 3	-6154,67 6154,671	8,8
Combinazione 4	-1544,91 1544,911	2,2
Combinazione 5	-7309,61 7309,608	10,5
Combinazione 6	-2699,85 2699,848	3,9
Combinazione 7	-5004,73 5004,728	7,2
Combinazione 8	-6154,67 6154,671	8,8
Comb. Sismica	-3849,79 3849,791	5,5

## Profilo UPN 180

<b>BEAM 129</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	10451,3 -10451	3,66	-22887 -28803
Combinazione 2	10451,3 -10451	3,66	-21087 -27003
Combinazione 3	1860,57 -1860,6	0,5	-9800,9 -10854
Combinazione 4	1860,57 -1860,6	0,5	-8001,3 -9054,5
Combinazione 5	8597,91 -8597,9	2,97	-22309 -27176
Combinazione 6	8597,91 -8597,9	2,97	-20509 -25376
Combinazione 7	10451,3 -10451	3,66	-22156 -28072
Combinazione 8	9893,16 -9893,2	3,5	-20166 -25766
Comb. Sismica	5258,99 -5259	1,78	-3780,7 -24180

<b>BEAM 158</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [kNm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	4377,22 -4377,2	0,64	43713,1 41086,7
Combinazione 2	4377,22 -4377,2	0,64	27000,3 24374
Combinazione 3	779,243 -779,24	0	25375,4 24907,8
Combinazione 4	779,243 -779,24	0	8662,64 8195,09
Combinazione 5	3600,97 -3601	0,5	40660 38499,4
Combinazione 6	3600,97 -3601	0,5	23947,2 21786,7
Combinazione 7	4377,22 -4377,2	0,64	35357,5 32731,2
Combinazione 8	4143,44 -4143,4	0,62	38607,1 36121,1
Comb. Sismica 1	2202,56 -2202,6	0,3	22577,6 21336,7

**Travi Principali – Copertura**

Profilo HEA 200

<b>BEAM 67</b>	<b>T<sub>2</sub> [N]</b>	<b>M<sub>2</sub> [Nm]</b>	<b>N [N]</b>	<b>T<sub>1</sub> [N]</b>	<b>M<sub>1</sub> [Nm]</b>
Combinazione 1	-13239	5500	-39053	-218,098	191,2638
	13238,9		-31109	-218,098	-159,3958
Combinazione 2	-11314	4743,12	-31926	-25,9245	2,5773
	11314,4		-25137	-25,9245	-39,1043
Combinazione 3	-2850,4	1300	-13505	-201,775	177,5417
	2850,39		-11795	-201,775	-146,8742
Combinazione 4	-925,93	500	-6378,3	-9,6018	-11,1448
	925,929		-5822,8	-9,6018	-26,5826
Combinazione 5	-10987	4600	-35969	-217,53	190,8397
	10986,6		-29377	-217,53	-158,9067
Combinazione 6	-9062,1	3840	-28842	-25,3565	2,1531
	9062,14		-23405	-25,3565	-38,6152
Combinazione 7	-12484	5210	-35967	-97,8742	81,0545
	12484,2		-28477	-97,8742	-76,3084
Combinazione 8	-12610	5218	-35927	-193,633	171,0641
	12610,1		-28361	-193,633	-140,2598
Comb. Sismica 1	-8179,4	2652,33	-10032	-5493,78	4523,8205
	10519,1		-28340	-5493,78	-4310,4151
Comb. Sismica 2	-8179,4	2653,33	-49923	-5174,23	4242,7194
	10519,1		-75108	-5174,23	-4075,2536
Comb. Sismica 3	-8179,4	2654,33	-56937	5015,962	-4111,9033
	10519,1		-68093	5015,962	3951,6049
Comb. Sismica 4	-8179,4	2655,33	-80718	5335,514	-4393,0045
	10519,1		-44313	5335,514	4186,7664
Comb. Sismica 5	-8179,4	2656,33	-50062	-2188,18	1829,2685
	10519,1		-74969	-2188,18	-1693,0633
Comb. Sismica 6	-8179,4	2657,33	-73444	-1123,01	892,2647
	10519,1		-51587	-1123,01	-909,1914
Comb. Sismica 7	-8179,4	2658,33	-57196	964,7413	-761,4487
	10519,1		-67835	964,7413	785,5427
Comb. Sismica 8	-8179,4	2659,33	-80578	2029,914	-1698,4524
	10519,1		-44453	2029,914	1569,4146

<b>BEAM 159</b>	<b>T<sub>2</sub> [N]</b>	<b>M<sub>2</sub> [Nm]</b>	<b>N [N]</b>	<b>T<sub>1</sub> [N]</b>	<b>M<sub>1</sub> [Nm]</b>
Combinazione 1	-19143	8972,2	-91536	-1540,43	1307,573
	17652,7		-80497	-1540,43	-2513,7275
Combinazione 2	-16937	7660	-87636	-1085,12	873,0423
	14763,4		-78126	-1085,12	-1818,7742
Combinazione 3	-4460,1	2442,3	-31006	-1256,94	1070,445
	3809,26		-28525	-1256,94	-2047,6115
Combinazione 4	-2253,5	1127	-27106	-801,628	635,9143
	919,995		-26154	-801,628	-1352,6582
Combinazione 5	-16024	7596,95	-79902	-1548,18	1313,384
	14624,3		-70707	-1548,18	-2527,1424
Combinazione 6	-13817	6284,49	-76001	-1092,87	878,8533
	11735,1		-68336	-1092,87	-1832,1891
Combinazione 7	-18320	8448,95	-91546	-1363,43	1136,2377
	16478,9		-81106	-1363,43	-2245,9734
Combinazione 8	-18052	8398	-82232	-1216,45	1037,8401
	16862		-71757	-1216,45	-1979,7703
Comb. Sismica 1	-6116,7	4437,67	-37858	-2190,93	2778,0486
	11428,3		-61673	-2190,93	2938,5434
Comb. Sismica 2	-9207,8	4437,83	-44773	-2102,2	2628,2457
	8337,24		-54759	-2102,2	2568,5393
Comb. Sismica 3	-9596,2	4434,1	-60022	-24,068	-855,8004
	7948,83		-39509	-24,068	-6070,6046
Comb. Sismica 4	-12687	4434,26	-66937	64,6838	-1005,6033
	4857,79		-32595	64,6838	-6440,6087
Comb. Sismica 5	-3728,3	4436,24	-37549	-1536,1	1680,9715
	13816,7		-61983	-1536,1	217,0131
Comb. Sismica 6	-14032	4436,8	-60597	-1240,2	1181,6285
	3513,22		-38934	-1240,2	-1016,334
Comb. Sismica 7	-4772,2	4435,17	-44198	-886,01	590,8168
	12772,8		-55334	-886,01	-2485,7313
Comb. Sismica 8	-15076	4435,7	-67246	-590,17	91,4738
	2469,38		-32285	-590,17	-3719,0784

<b>BEAM 166</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [Nm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	-22504 18348	9471,6495 4318,6529	-94509 -82313
Combinazione 2	-19627 15286,7	8935,9083 3554,6798	-94565 -84143
Combinazione 3	-5010,9 3784,82	2030,7144 510,6366	-30503 -27877
Combinazione 4	-2133,7 723,546	1494,9732 -253,3365	-30560 -29707
Combinazione 5	-18765 15137,4	7931,6253 3434,2097	-82022 -71901
Combinazione 6	-15888 12076,1	7395,8842 2670,2366	-82078 -73731
Combinazione 7	-21423 17100,4	9356,9433 3997,6402	-96503 -85003
Combinazione 8	-21325 17586,8	8896,847 4261,7658	-84759 -73143
Comb. Sismica 1	-9029,9 10178,6	1371,0421 2795,189	-52078 -52957
Comb. Sismica 2	-11198 8010,95	5529,7529 1578,973	-46057 -58978
Comb. Sismica 3	-10490 8718,01	4155,9888 1958,3989	-64713 -40323
Comb. Sismica 4	-12658 6550,4	8314,6996 742,1829	-58691 -46344
Comb. Sismica 5	-7012,2 12196,2	-2506,0558 3921,231	-63525 -41510
Comb. Sismica 6	-14238 4970,88	11356,314 -132,8222	-43454 -61581
Comb. Sismica 7	-7450,4 11758,1	-1670,5718 3670,194	-67316 -37720
Comb. Sismica 8	-14676 4532,72	12191,798 -383,8592	-47244 -57791

<b>BEAM 167</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [Nm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	11883,7 -17276	-1990,6378 -7573,7162	-91682 -100379
Combinazione 2	14410,3 -19709	-2321,0974 -7807,393	-88036 -98213
Combinazione 3	358,984 -2027,3	335,826 -1391,6098	-32299 -33011
Combinazione 4	2885,59 -4460,5	5,3663 -1625,2866	-28653 -30844
Combinazione 5	9305,54 -14049	-1419,1488 -6331,1265	-79931 -86897
Combinazione 6	11832,1 -16483	-1749,6084 -6564,8032	-76286 -84731
Combinazione 7	13367,1 -18807	-2185,8642 -7818,6598	-91646 -101242
Combinazione 8	11331 -16208	-2032,8176 -7082,7502	-82003 -90217
Comb. Sismica 1	4540,61 -11502	-62,2692 -7270,5391	-56647 -54757
Comb. Sismica 2	7056,76 -8985,9	-1109,3662 -3107,0813	-61509 -49895
Comb. Sismica 3	5901,96 -10141	-606,4691 -4995,1936	-45110 -66294
Comb. Sismica 4	8418,11 -7624,6	-1653,5661 -831,7358	-49972 -61432
Comb. Sismica 5	2081,57 -13961	968,8741 -11331,536	-46937 -64468
Comb. Sismica 6	10468,7 -5574	-2521,4494 2546,657	-63144 -48261
Comb. Sismica 7	2489,98 -13553	805,6141 -10648,932	-43475 -67929
Comb. Sismica 8	10877,1 -5165,6	-2684,7093 3229,2607	-59683 -51722

<b>BEAM 168</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [Nm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	14157,8 -15002	-3299,2 -4173	-102680 -111377
Combinazione 2	16740,8 -17379	-3649,9 -4310,2	-97779 -107956
Combinazione 3	680,5 -1705,8	142,022 -919,61	-35463 -36174
Combinazione 4	3263,44 -4082,6	-208,65 -1056,8	-30563 -32754
Combinazione 5	11194,7 -12160	-2507,8 -3507,6	-89547 -96513
Combinazione 6	13777,6 -14537	-2858,5 -3644,9	-84647 -93092
Combinazione 7	15707,1 -16467	-3525,6 -4312,7	-102194 -111791
Combinazione 8	13488,9 -14050	-3273,9 -3855,2	-92186 -100400
Comb. Sismica 1	6701,03 -9341,7	-1136 -3870,2	-55907 -66741
Comb. Sismica 2	9647,3 -6395,4	-2363 1004,12	-64942 -57706
Comb. Sismica 3	5648,57 -10394	-695,63 -5609,3	-52921 -69727
Comb. Sismica 4	8594,84 -7447,9	-1922,6 -735	-61956 -60692
Comb. Sismica 5	2895,36 -13147	449,57 -10166	-44320 -78328
Comb. Sismica 6	12716,3 -3326,4	-3640,3 6082,11	-74438 -48209
Comb. Sismica 7	2579,62 -13463	581,69 -10687	-43424 -79223
Comb. Sismica 8	12400,5 -3642,2	-3508,2 5560,37	-73543 -49105



**Pilastr***Profilo HEB 220*

<b>BEAM 3</b>	<b>T<sub>1</sub> [N]</b>	<b>M<sub>1</sub> [Nm]</b>	<b>T<sub>2</sub> [N]</b>	<b>M<sub>2</sub> [Nm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	1362,89	-1945,13	2316,736	-2780,94	-224762
	1362,89	2048,136	-254,339	240,4762	-209189
Combinazione 2	-311,924	731,5044	-1412,3	2256,76	-226102
	-311,924	-182,433	-126,763	2,0338	-210529
Combinazione 3	1017,72	-1553,27	2257,032	-2766,75	-79579,9
	1017,72	1428,654	-314,043	79,7346	-67600,7
Combinazione 4	-657,094	1123,37	-1472	2270,952	-80920
	-657,094	-801,916	-186,467	-158,708	-68940,9
Combinazione 5	1354,085	-1935,61	2310,639	-2776,07	-216448
	1354,085	2031,859	-260,436	227,4734	-200875
Combinazione 6	-320,729	741,0249	-1418,4	2261,623	-217788
	-320,729	-198,71	-132,86	-10,969	-202215
Combinazione 7	488,067	-548,684	174,1224	-188,94	-226347
	488,067	881,352	174,1224	321,2387	-210774
Combinazione 8	1320,02	-1898,08	2282,411	-2728,51	-200412
	1320,02	1969,576	-288,664	192,327	-188433
Comb. Sismica 1	5030,153	-7849,33	7123,359	-19475,9	-124247
	5030,153	6889,023	7123,359	1756,339	-144146
Comb. Sismica 2	-166,4	395,4407	7871,837	-22164,3	-145245
	-166,4	-92,1059	7871,837	1079,204	-123147
Comb. Sismica 3	746,9784	-1036,44	-7614,35	21842,99	-135126
	746,9784	1152,203	-7614,35	-646,107	-133266
Comb. Sismica 4	-4449,57	7208,336	-6865,87	19154,53	-156125
	-4449,57	-5828,93	-6865,87	-1323,24	-112268
Comb. Sismica 5	9593,687	-15083,7	1091,936	-1877,72	-103556
	9593,687	13025,79	1091,936	1705,474	-164836
Comb. Sismica 6	-7728,16	12398,86	3586,863	-10839,3	-173552
	-7728,16	-10244,6	3586,863	-551,643	-94841,1
Comb. Sismica 7	8308,735	-13039,9	-3329,38	10517,93	-106820
	8308,735	11304,74	-3329,38	984,7401	-161572
Comb. Sismica 8	-9013,11	14442,72	-834,45	1556,387	-176815
	-9013,11	-11965,7	-834,45	-1272,38	-91577,2

<b>BEAM 9</b>	<b>T<sub>1</sub> [N]</b>	<b>M<sub>1</sub> [Nm]</b>	<b>T<sub>2</sub> [N]</b>	<b>M<sub>2</sub> [Nm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	364,9717	-974,829	1502,755	-2614,51	-269324
	364,9717	94,5376	1502,755	1788,56	-253751
Combinazione 2	-413,152	803,2097	575,0024	632,3084	-289918
	-413,152	-407,327	575,0024	2317,065	-274345
Combinazione 3	312,5838	-856,429	1271,939	-2432,96	-86023,2
	312,5838	59,4415	1271,939	1293,824	-74044
Combinazione 4	-465,54	921,6101	344,1862	813,8639	-106618
	-465,54	-442,423	344,1862	1822,329	-94638,5
Combinazione 5	361,8526	-971,404	1505,806	-2619,24	-259338
	361,8526	88,8243	1505,806	1792,772	-243765
Combinazione 6	-416,272	806,6352	578,0527	627,5834	-279932
	-416,272	-413,04	578,0527	2321,278	-264359
Combinazione 7	-42,4453	-49,6891	1151,716	-1142,68	-281590
	-42,4453	-174,054	1151,716	2231,843	-266017
Combinazione 8	393,4217	-995,443	1226,486	-2326,17	-239837
	393,4217	157,2826	1226,486	1267,428	-227858
Comb. Sismica 1	987,8153	-3898,97	6534,69	-18885,1	-214262
	987,8153	-1168,11	6534,69	-32474,2	-283487
Comb. Sismica 2	-393,574	1395,251	7249,532	-21554,8	-160138
	-393,574	360,5817	7249,532	-37199,7	-121112
Comb. Sismica 3	276,8063	-1375,88	-5452,91	19732,61	-187184
	276,8063	-683,339	-5452,91	40641,53	-202251
Comb. Sismica 4	-1104,58	3918,345	-4738,07	17062,84	-133059
	-1104,58	845,3486	-4738,07	35916,09	-39876,2
Comb. Sismica 5	2350,583	-9192,48	1505,046	-2254,15	-267931
	2350,583	-2781,91	1505,046	-1370,7	-444491
Comb. Sismica 6	-2254,05	8454,928	3887,855	-11153,4	-87514,4
	-2254,05	2313,719	3887,855	-17122,2	96757,36
Comb. Sismica 7	2137,28	-8435,56	-2091,23	9331,157	-259807
	2137,28	-2636,48	-2091,23	20564,02	-420120
Comb. Sismica 8	-2467,35	9211,856	291,5748	431,9159	-79390,8
	-2467,35	2459,149	291,5748	4812,567	121128,2

<b>BEAM 12</b>	<b>T<sub>1</sub> [N]</b>	<b>M<sub>1</sub> [Nm]</b>	<b>T<sub>2</sub> [N]</b>	<b>M<sub>2</sub> [Nm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	-8466,9	7649,208	871,3498	-2006,68	-141848
	-8466,9	-17158,8	871,3498	546,3733	-126275
Combinazione 2	-9864,44	10022,94	-917,356	2026,847	-126225
	-9864,44	-18879,9	-917,356	-661,006	-110652
Combinazione 3	-1355,15	775,6999	893,7718	-2044,93	-69122,8
	-1355,15	-3194,88	893,7718	573,8185	-57143,6
Combinazione 4	-2752,69	3149,433	-894,934	1988,595	-53499,6
	-2752,69	-4915,95	-894,934	-633,561	-41520,5
Combinazione 5	-8465,59	7648,086	874,2331	-2011,8	-141518
	-8465,59	-17156,1	874,2331	549,7076	-125946
Combinazione 6	-9863,13	10021,82	-914,472	2021,733	-125895
	-9863,13	-18877,2	-914,472	-657,671	-110322
Combinazione 7	-9188,58	8875,259	9,7712	-70,986	-135035
	-9188,58	-18047,3	9,7712	-42,3563	-119462
Combinazione 8	-7843,86	7048,683	861,6918	-1973,91	-123155
	-7843,86	-15933,8	861,6918	550,8467	-111176
Comb. Sismica 1	-990,59	-2053,3	6998,562	-19788,7	-12208,7
	-990,59	-4952,49	6998,562	1080,614	-145217
Comb. Sismica 2	-6331,23	7479,786	6449,774	-18316,8	-6197,65
	-6331,23	-11068,7	6449,774	868,197	-151228
Comb. Sismica 3	-3132,31	1659,859	-6420,7	18172,54	-163207
	-3132,31	-7519,86	-6420,7	-927,315	5781,517
Comb. Sismica 4	-8472,95	11192,95	-6969,49	19644,35	-157196
	-8472,95	-13636	-6969,49	-1139,73	-229,56
Comb. Sismica 5	4490,553	-11875,6	2942,071	-8219,35	-72071
	4490,553	1284,458	2942,071	625,6582	-85354,4
Comb. Sismica 6	-13311,6	19901,33	1112,78	-3313,3	-52034,1
	-13311,6	-19102,8	1112,78	-82,3977	-105391
Comb. Sismica 7	3848,037	-10761,7	-1083,71	3169,003	-117371
	3848,037	514,2464	-1083,71	23,2795	-40055
Comb. Sismica 8	-13954,1	21015,28	-2913	8075,055	-97333,6
	-13954,1	-19873	-2913	-684,776	-60091,9

<b>BEAM 33</b>	<b>T<sub>1</sub> [N]</b>	<b>M<sub>1</sub> [Nm]</b>	<b>T<sub>2</sub> [N]</b>	<b>M<sub>2</sub> [Nm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	-1265,64	3768,38	1283,152	-5805,13	-58469,8
	-1265,64	-839,817	2929,794	1864,534	-77821,7
Combinazione 2	-1447,78	3782,785	5588,621	-11300,3	-68220,1
	-1447,78	-1488,57	2295,337	3052,492	-87571,9
Combinazione 3	-272,445	1010,125	515,9814	-3699,98	-16754,1
	-272,445	18,151	2162,624	1176,425	-31640,2
Combinazione 4	-454,582	1024,53	4821,451	-9195,1	-26504,4
	-454,582	-630,605	1528,167	2364,383	-41390,4
Combinazione 5	-1066,53	3219,887	1281,865	-5803,66	-49702,3
	-1066,53	-663,357	2928,507	1861,32	-69054,2
Combinazione 6	-1248,67	3234,292	5587,335	-11298,8	-59452,6
	-1248,67	-1312,11	2294,05	3049,278	-78804,4
Combinazione 7	-1380,31	3833,435	3312,372	-9130,3	-64949,5
	-1380,31	-1192,26	3312,372	2930,046	-84301,3
Combinazione 8	-1149,51	3445,826	519,591	-3697,59	-51499,7
	-1149,51	-739,53	2166,233	1191,953	-66385,7
Comb. Sismica 1	-1240,82	3881,604	5198,856	-15117,7	-38590,1
	-1240,82	-568,019	5198,856	3997,311	-51320,4
Comb. Sismica 2	446,951	-1548,96	5692,543	-16501,4	-31180,3
	446,951	273,1991	5692,543	4416,642	-58730,3
Comb. Sismica 3	-1960,94	5752,874	-597,148	2451,787	-43844,2
	-1960,94	-1581,71	-597,148	86,1197	-46066,3
Comb. Sismica 4	-273,172	322,3139	-103,462	1068,124	-36434,4
	-273,172	-740,493	-103,462	505,4508	-53476,2
Comb. Sismica 5	-3461,92	10872,2	2594,287	-7354,1	-49073,9
	-3461,92	-1904,23	2594,287	2139,175	-40836,7
Comb. Sismica 6	2163,969	-7229,67	4239,909	-11966,3	-24374,4
	2163,969	899,8281	4239,909	3536,945	-65536,2
Comb. Sismica 7	-3677,96	11433,58	855,4859	-2083,26	-50650,1
	-3677,96	-2208,34	855,4859	965,8171	-39260,4
Comb. Sismica 8	1947,932	-6668,28	2501,107	-6695,47	-25950,6
	1947,932	595,7206	2501,107	2363,587	-63960

<b>BEAM 188</b>	<b>T<sub>1</sub> [N]</b>	<b>M<sub>1</sub> [Nm]</b>	<b>T<sub>2</sub> [N]</b>	<b>M<sub>2</sub> [Nm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	-16772,1	3457,819	-1458,58	1496,257	-59480,6
	-16772,1	-9396,31	-1458,58	378,3982	-55407,2
Combinazione 2	-17434	4325,168	-793,356	793,4174	-55500,9
	-17434	-9036,25	-793,356	185,389	-51427,4
Combinazione 3	-3981,29	818,4068	-1141,32	1162,755	-20995,4
	-3981,29	-2232,86	-1141,32	288,0455	-17862
Combinazione 4	-4643,21	1685,755	-476,095	459,9157	-17015,6
	-4643,21	-1872,8	-476,095	95,0362	-13882,2
Combinazione 5	-14406,3	3089,796	-1447,31	1482,286	-50799,6
	-14406,3	-7951,21	-1447,31	373,0703	-46726,2
Combinazione 6	-15068,2	3957,144	-782,08	779,447	-46819,8
	-15068,2	-7591,15	-782,08	180,0611	-42746,4
Combinazione 7	-17336,5	3926,089	-1129,57	1161,095	-58675,1
	-17336,5	-9360,57	-1129,57	295,391	-54601,7
Combinazione 8	-15408,4	3071,816	-1214,89	1247,979	-53423,7
	-15408,4	-8737,18	-1214,89	316,8867	-50290,3
Comb. Sismica 1	2884,973	-3274,54	-2534,36	4245,166	-57246,4
	2884,973	-1050,04	-2534,36	2428,225	-6389,7
Comb. Sismica 2	-10866,1	2494,988	-1698,87	3684,068	-50952,3
	-10866,1	-5822,24	-1698,87	2640,031	-12683,9
Comb. Sismica 3	-8164,09	2129,149	-3,6559	-1939,49	-15817,3
	-8164,09	-4138,33	-3,6559	-2200,27	-47818,9
Comb. Sismica 4	-21915,1	7898,681	831,8331	-2500,59	-9523,09
	-21915,1	-8910,54	831,8331	-1988,47	-54113,1
Comb. Sismica 5	15060,69	-8114,37	-2623,35	2735,152	-50089,4
	15060,69	3436,635	-2623,35	561,1452	-13546,7
Comb. Sismica 6	-30776,1	11117,4	161,6122	864,8222	-29108,9
	-30776,1	-12470,7	161,6122	1267,164	-34527,3
Comb. Sismica 7	11745,97	-6493,26	-1864,14	879,7548	-37660,7
	11745,97	2510,145	-1864,14	-827,404	-25975,5
Comb. Sismica 8	-34090,8	12738,51	920,8236	-990,575	-16680,1
	-34090,8	-13397,2	920,8236	-121,385	-46956

## Profilo Cavo 150mm, sp. 8 mm

<b>BEAM 173</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	-18697,3 -11612,7
Combinazione 2	-14984,1 -7899,51
Combinazione 3	-11950,7 -6501,07
Combinazione 4	-8237,51 -2787,86
Combinazione 5	-17849,5 -10764,9
Combinazione 6	-14136,3 -7051,73
Combinazione 7	-16850,9 -9766,39
Combinazione 8	-15666 -10216,3
Comb. Sismica 1	-12692,9 -5213,32
Comb. Sismica 2	-11643,8 -6262,38
Comb. Sismica 3	-11712 -6194,15
Comb. Sismica 4	-10663 -7243,22
Comb. Sismica 5	-13573,5 -4332,71
Comb. Sismica 6	-10076,6 -7829,58
Comb. Sismica 7	-13279,2 -4626,96
Comb. Sismica 8	-9782,36 -8123,83

***Pilastri in falso****Profilo HEB 180*

<b>BEAM 149</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [Nm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	1120,937 -850,086	27,7689 331,9597	16290,91 25112,44
Combinazione 2	-1485,35 -499,837	2341,51 111,9676	17769,45 26590,98
Combinazione 3	1581,485 -389,538	-1114,58 224,0809	7102,775 13888,57
Combinazione 4	-1024,8 -39,2895	1199,158 4,0888	8581,314 15367,11
Combinazione 5	1122,099 -848,925	9,2367 316,0357	15922,32 24743,85
Combinazione 6	-1484,19 -498,676	2322,978 96,0437	17400,85 26222,38
Combinazione 7	-457,892 -457,892	1257,74 229,2315	16919,81 25741,33
Combinazione 8	1120,141 -850,882	-6,8475 295,5539	13971,42 20757,21
Comb. Sismica 1	8182,49 8182,49	-15367,4 3013,734	15319,02 15322,55
Comb. Sismica 2	7087,894 7087,894	-13217 2702,174	12828,6 17812,96
Comb. Sismica 3	-7681,04 -7681,04	14858,43 -2393,05	11027,17 19614,4
Comb. Sismica 4	-8775,64 -8775,64	17008,83 -2704,61	8536,76 22104,81
Comb. Sismica 5	3907,282 3907,282	-7297,15 1484,846	16722,35 13919,22
Comb. Sismica 6	258,6284 258,6284	-129,149 446,3126	8420,978 22220,59
Comb. Sismica 7	-851,778 -851,778	1770,594 -137,19	15434,8 15206,77
Comb. Sismica 8	-4500,43 -4500,43	8938,597 -1175,72	7133,425 23508,14

<b>BEAM 150</b>	<b>T [N]</b>	<b>M [Nm]</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	-7259,29	15574,19	-57924,2
	-7259,29	11864,55	-55917,2
Combinazione 2	-7452,77	16002,9	-53359,7
	-7452,77	12194,38	-51352,8
Combinazione 3	-3951,24	8497,676	-30907,3
	-3951,24	6478,514	-29363,5
Combinazione 4	-4144,72	8926,384	-26342,9
	-4144,72	6808,348	-24799,1
Combinazione 5	-6951,26	14919,83	-54753,4
	-6951,26	11367,59	-52746,4
Combinazione 6	-7144,74	15348,53	-50189
	-7144,74	11697,43	-48182
Combinazione 7	-7391,71	15865,07	-56111,7
	-7391,71	12087,75	-54104,8
Combinazione 8	-6034,19	12937,63	-49195,7
	-6034,19	9854,032	-47651,9
Comb. Sismica 1	681,2403	-1014,85	-36040,6
	681,2403	-667,182	-38321,5
Comb. Sismica 2	234,8337	-112,44	-36323,7
	234,8337	7,3045	-38038,4
Comb. Sismica 3	-10487,1	22132,03	-39582,2
	-10487,1	16773,18	-34779,9
Comb. Sismica 4	-10933,5	23034,44	-39865,3
	-10933,5	17447,67	-34496,8
Comb. Sismica 5	-2706,87	6033,754	-36949,8
	-2706,87	4650,044	-37412,3
Comb. Sismica 6	-4194,89	9041,775	-37893,6
	-4194,89	6898,333	-36468,5
Comb. Sismica 7	-6057,36	12977,82	-38012,3
	-6057,36	9882,154	-36349,8
Comb. Sismica 8	-7545,39	15985,84	-38956,1
	-7545,39	12130,44	-35406



**Controventi**

Profilo piatto:  $l = 60 \text{ mm}$ ,  $sp. 4 \text{ mm}$ .

<b>BEAM 104</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	-6995 -6995
Combinazione 2	-1860,4 -1860,4
Combinazione 3	-3937 -3937
Combinazione 4	1197,65 1197,65
Combinazione 5	-6826,1 -6826,1
Combinazione 6	-1691,4 -1691,4
Combinazione 7	-4381,6 -4381,6
Combinazione 8	-6598 -6598
Comb. Sismica	-2634,9 -2634,9

<b>BEAM 182</b>	<b>N [N]</b>
Combinazione 1	-8414,7 -8414,7
Combinazione 2	-3195,7 -3195,7
Combinazione 3	-4555,2 -4555,2
Combinazione 4	663,839 663,839
Combinazione 5	-8227,2 -8227,2
Combinazione 6	-3008,1 -3008,1
Combinazione 7	-5743 -5743
Combinazione 8	-7849,7 -7849,7
Comb. Sismica	-3467,9 -3467,9

## 10. VERIFICHE

### 10.1 Classificazione delle sezioni

S 235, $f_{yk}= 235$ [N/mm <sup>2</sup> ], $\epsilon=1$				Anima soggetta a flessione	Anima soggetta a compressione		Anima soggetta a flessione e a compressione	
	d [mm]	tw [mm]	d/tw	d/tw < 72	d/tw < 33	$\alpha$	$\alpha > 0,5$	Classe
HEM 240	164	18	9,11	ok	ok	3,42067	ok	1
HEA 180	122	6	20,333	ok	ok	1,575032	ok	1
HEA 200	134	6,5	20,615	ok	ok	1,554535	ok	1
HEA 220	152	9,5	16	ok	ok	1,980769	ok	1
HEB 180	122	8,5	14,353	ok	ok	2,199243	ok	1
HEB 220	152	9,5	16	ok	ok	1,980769	ok	1
	c [mm]	t [mm]	c/t	c/t < 72	c/t < 33	$\alpha$	$\alpha > 0,5$	Classe
Prof. Cavo	134	8	16,75	ok	ok	1,895522	ok	1
S 235, $f_{yk}= 235$ [N/mm <sup>2</sup> ], $\epsilon = 1$				Piattabande esterne soggette a compressione	Piattabande esterne con estremità in compressione		Piattabande esterne con estremità in trazione	
	c [mm]	tf [mm]	c/tf	c/tf < 9	c/tf ≤ 9/α	$\alpha$	c/tf ≤ 9/(α*radα)	
UPN 180	43,3	11	3,9364	ok	3,936363636	2,286374	2,603284077	1

### 10.2 Verifica all'instabilità dell'anima della sezione soggetta a taglio

	hw [mm]	t [mm]	hw/t	$\eta$	$f_{yk}$ [MPa]	m	hw/t > m
HEA 180	122	6	20,3333333	1	275	66,55	no
HEM 240	164	18	9,11	1	235	66,55	no
HEA 220	152	7	21,7142857	1	235	66,55	no
HEB 220	152	9,5	16	1	235	66,55	no
HEA 200	134	6,5	20,6153846	1	235	66,55	no
UPN 180	133	8	16,625	1	235	66,55	no
CAVO	150	8	18,75	1	235	66,55	no

La verifica non è necessaria poiché il rapporto  $h_w/t$  risulta inferiore al parametro m in tutti i casi.

### 10.3 Verifiche agli Stati Limite Ultimi delle sezioni

#### *Trazione*

Controventi.

	A [m <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M0</sub>	N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>ed</sub> [kN]	N <sub>ed</sub> /N <sub>t,Rd</sub>	≤ 1
BEAM 104	0,00024	235000	1,05	53,71429	7	0,130319	Verificato
BEAM 182	0,00024	235000	1,05	53,71429	8,5	0,158245	Verificato

#### *Compressione*

Pilastrini in falso.

	A [m <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M0</sub>	N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>ed</sub> [kN]	N <sub>ed</sub> /N <sub>t,Rd</sub>	≤ 1
BEAM 149	0,006525	275000	1,05	1708,93	27	0,015799	Verificato
BEAM 150	0,006525	275000	1,05	1708,93	58	0,033939	Verificato
BEAM 173	0,00448	275000	1,05	1173,33	19	0,016193	Verificato

Pilastrini.

	A [m <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M0</sub>	N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>ed</sub> [kN]	N <sub>ed</sub> /N <sub>t,Rd</sub>	≤ 1
BEAM 3	0,0091	275000	1,05	2384,381	226	0,094784	Verificato
BEAM 9	0,0091	275000	1,05	2384,381	281	0,11785	Verificato
BEAM 12	0,0091	275000	1,05	2384,381	163	0,068362	Verificato
BEAM 33	0,0091	275000	1,05	2384,381	68	0,028519	Verificato
BEAM 188	0,0091	275000	1,05	2384,381	59	0,024744	Verificato

Travi di copertura.

	A [m <sup>2</sup> ]	f <sub>yk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M0</sub>	N <sub>t,Rd</sub> [kN]	N <sub>ed</sub> [kN]	N <sub>ed</sub> /N <sub>t,Rd</sub>	≤ 1
BEAM 67	0,005383	275000	1,05	1409,833	83	0,058872	Verificato
BEAM 159	0,005383	275000	1,05	1409,833	92	0,065256	Verificato
BEAM 166	0,005383	275000	1,05	1409,833	96,5	0,068448	Verificato
BEAM 167	0,005383	275000	1,05	1409,833	103	0,073058	Verificato
BEAM 168	0,005383	275000	1,05	1409,833	101,2	0,071782	Verificato
BEAM 129	0,0028	275000	1,05	733,3333	35	0,047727	Verificato
BEAM 158	0,0028	275000	1,05	733,3333	44	0,06	Verificato

**Taglio**

Travi a livello del solaio.

	b [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	tf [m]	tw [m]	r [m]	Av [m <sup>2</sup> ]
BEAM 39	0,248	0,27	0,01996	0,032	0,018	0,021	0,006008
BEAM 40	0,248	0,27	0,01996	0,032	0,018	0,021	0,006008
BEAM 130	0,18	0,171	0,00453	0,0095	0,006	0,015	0,001447
BEAM 157	0,14	0,133	0,00314	0,0085	0,0055	0,012	0,001013
BEAM 90	0,248	0,27	0,01996	0,032	0,018	0,021	0,006008
BEAM 91	0,248	0,27	0,01996	0,032	0,018	0,021	0,006008
BEAM 137	0,248	0,27	0,01996	0,032	0,018	0,021	0,006008
BEAM 138	0,248	0,27	0,01996	0,032	0,018	0,021	0,006008

	fyk [kN/m <sup>2</sup> ]	γM0	Vc,Rd [kN]	Ved [kN]	Ved/Vc,Rd	≤ 1	0,5· Vc,Rd	Ved ≤ 0,5· Vc,Rd
BEAM 39	355000	1,05	1172,76	82	0,069920657	Verificato	586,378928	ok
BEAM 40	355000	1,05	1172,76	113	0,096354076	Verificato	586,378928	ok
BEAM 130	275000	1,05	218,802	9,5	0,043418249	Verificato	109,401003	ok
BEAM 157	275000	1,05	153,139	7,3	0,047669198	Verificato	76,5693611	ok
BEAM 90	275000	1,05	908,474	41	0,045130606	Verificato	454,237198	ok
BEAM 91	275000	1,05	908,474	17	0,01871269	Verificato	454,237198	ok
BEAM 137	275000	1,05	908,474	35	0,038526127	Verificato	454,237198	ok
BEAM 138	275000	1,05	908,474	39	0,042929113	Verificato	454,237198	ok

Pilastri in falso.

	b [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	tf [m]	tw [m]	r [m]	Av [m <sup>2</sup> ]
BEAM 149	0,18	0,18	0,006525	0,014	0,0085	0,015	0,002024
BEAM 150	0,18	0,18	0,006525	0,014	0,0085	0,015	0,002024

	fyk [kN/m <sup>2</sup> ]	γM0	Vc,Rd [kN]	Ved [kN]	Ved/Vc,Rd	≤ 1	0,5· Vc,Rd	Ved ≤ 0,5· Vc,Rd
BEAM 149	275000	1,05	306,0506	9	0,029406899	Verificato	153,0253	ok
BEAM 150	275000	1,05	306,0506	11	0,035941766	Verificato	153,0253	ok

## Pilastrini.

Anima	b [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	tf [m]	tw [m]	r [m]	Av [m <sup>2</sup> ]
BEAM 3	0,22	0,22	0,009104	0,016	0,0095	0,018	0,002792
BEAM 9	0,22	0,22	0,009104	0,016	0,0095	0,018	0,002792
BEAM 12	0,22	0,22	0,009104	0,016	0,0095	0,018	0,002792
BEAM 33	0,22	0,22	0,009104	0,016	0,0095	0,018	0,002792
BEAM 188	0,22	0,22	0,009104	0,016	0,0095	0,018	0,002792

Anima	f <sub>yk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M0</sub>	V <sub>c,Rd</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> /V <sub>c,Rd</sub>	≤ 1	0,5 · V <sub>c,Rd</sub>	V <sub>ed</sub> ≤ 0,5 · V <sub>c,Rd</sub>
BEAM 3	275000	1,05	422,180511	8	0,01894924	Verificato	211,0903	ok
BEAM 9	275000	1,05	422,180511	7,2	0,017054316	Verificato	211,0903	ok
BEAM 12	275000	1,05	422,180511	7	0,016580585	Verificato	211,0903	ok
BEAM 33	275000	1,05	422,180511	5,7	0,013501334	Verificato	211,0903	ok
BEAM 188	275000	1,05	422,180511	2,5	0,005921638	Verificato	211,0903	ok

Ali	b [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	tf [m]	tw [m]	r [m]	Av [m <sup>2</sup> ]
BEAM 3	0,22	0,22	0,009104	0,016	0,0095	0,152	0,00766
BEAM 9	0,22	0,22	0,009104	0,016	0,0095	0,152	0,00766
BEAM 12	0,22	0,22	0,009104	0,016	0,0095	0,152	0,00766
BEAM 33	0,22	0,22	0,009104	0,016	0,0095	0,152	0,00766
BEAM 188	0,22	0,22	0,009104	0,016	0,0095	0,152	0,00766

Ali	f <sub>yk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M0</sub>	V <sub>c,Rd</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> /V <sub>c,Rd</sub>	≤ 1
BEAM 3	275000	1,05	1158,275	9,6	0,00828819	Verificato
BEAM 9	275000	1,05	1158,275	2,5	0,002158383	Verificato
BEAM 12	275000	1,05	1158,275	14	0,012086944	Verificato
BEAM 33	275000	1,05	1158,275	3,7	0,003194407	Verificato
BEAM 188	275000	1,05	1158,275	34	0,029354006	Verificato

Travi di copertura.

	b [m]	h [m]	A [m <sup>2</sup> ]	tf [m]	tw [m]	r [m]	Av [m <sup>2</sup> ]
BEAM 67	0,2	0,19	0,00538	0,01	0,0065	0,018	0,001808
BEAM 159	0,2	0,19	0,00538	0,01	0,0065	0,018	0,001808
BEAM 166	0,2	0,19	0,00538	0,01	0,0065	0,018	0,001808
BEAM 167	0,2	0,19	0,00538	0,01	0,0065	0,018	0,001808
BEAM 168	0,2	0,19	0,00538	0,01	0,0065	0,018	0,001808
BEAM 129	0,07	0,18	0,0028	0,011	0,008	0,011	0,00159
BEAM 158	0,07	0,18	0,0028	0,011	0,008	0,011	0,00159

	f <sub>yk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M0</sub>	V <sub>c,Rd</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> /V <sub>c,Rd</sub>	≤ 1	0,5 · V <sub>c,Rd</sub>	V <sub>ed</sub> ≤ 0,5 · V <sub>c,Rd</sub>
BEAM 67	275000	1,05	273,389	13	0,047551274	Verificato	136,694549	ok
BEAM 159	275000	1,05	273,389	19	0,069498016	Verificato	136,694549	ok
BEAM 166	275000	1,05	273,389	22,5	0,082300282	Verificato	136,694549	ok
BEAM 167	275000	1,05	273,389	16,7	0,061085098	Verificato	136,694549	ok
BEAM 168	275000	1,05	273,389	19	0,069498016	Verificato	136,694549	ok
BEAM 129	275000	1,05	240,425	10,5	0,043672636	Verificato	120,212574	ok
BEAM 158	275000	1,05	240,425	4,5	0,018716844	Verificato	120,212574	ok

### ***Flessione monoassiale***

Travi a livello del solaio.

Anima	W <sub>pl</sub> [m <sup>3</sup> ]	f <sub>yk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M0</sub>	M <sub>pl,Rd</sub> [kNm]	M <sub>Ed</sub> [kNm]	M <sub>ed</sub> /M <sub>c,Rd</sub>	≤ 1
BEAM 39	0,001006	355000	1,05	340,1238	94	0,2763699	Verificato
BEAM 40	0,001006	355000	1,05	340,1238	126	0,3704533	Verificato
BEAM 130	0,0001565	275000	1,05	40,9881	14	0,3415626	Verificato
BEAM 157	0,00008485	275000	1,05	22,22262	10,5	0,4724916	Verificato
BEAM 90	0,001006	275000	1,05	263,4762	76	0,2884511	Verificato
BEAM 91	0,001006	275000	1,05	263,4762	74	0,2808603	Verificato
BEAM 137	0,001006	275000	1,05	263,4762	78	0,2960419	Verificato
BEAM 138	0,001006	275000	1,05	263,4762	74	0,2808603	Verificato

Pilastri in falso.

Anima	W <sub>pl</sub> [m <sup>3</sup> ]	f <sub>yk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M0</sub>	M <sub>pl,Rd</sub> [kNm]	M <sub>Ed</sub> [kNm]	M <sub>ed</sub> /M <sub>c,Rd</sub>	≤ 1
BEAM 149	0,000231	275000	1,05	60,5	17	0,280992	Verificato
BEAM 150	0,000231	275000	1,05	60,5	23	0,380165	Verificato

## Pilastri.

Anima	$W_{pl}$ [m <sup>3</sup> ]	$f_{yk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M0}$	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$M_{Ed}$ [kNm]	Med/Mc,Rd	$\leq 1$
BEAM 3	0,0003939	275000	1,05	103,1643	22	0,2132521	Verificato
BEAM 9	0,0003939	275000	1,05	103,1643	21,5	0,2084055	Verificato
BEAM 12	0,0003939	275000	1,05	103,1643	20	0,1938655	Verificato
BEAM 33	0,0003939	275000	1,05	103,1643	16,5	0,1599391	Verificato
BEAM 188	0,0003939	275000	1,05	103,1643	4,2	0,0407118	Verificato

Ali	$W_{pl}$ [m <sup>3</sup> ]	$f_{yk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M0}$	$M_{pl,Rd,1}$ [kNm]	$M_{Ed,1}$ [kNm]	Med/Mc,Rd	$\leq 1$
BEAM 3	0,000827	275000	1,05	216,5952	15	0,069254	Verificato
BEAM 9	0,000827	275000	1,05	216,5952	9,21	0,042522	Verificato
BEAM 12	0,000827	275000	1,05	216,5952	21	0,096955	Verificato
BEAM 33	0,000827	275000	1,05	216,5952	11,4	0,052633	Verificato
BEAM 188	0,000827	275000	1,05	216,5952	13,4	0,061867	Verificato

## Travi di copertura.

Ali	$W_{pl}$ [m <sup>3</sup> ]	$f_{yk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M0}$	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$M_{Ed}$ [kNm]	Med/Mc,Rd	$\leq 1$
BEAM 67	0,0002038	275000	1,05	53,37619	5,5	0,1030422	Verificato
BEAM 159	0,0002038	275000	1,05	53,37619	14,5	0,2716567	Verificato
BEAM 166	0,0002038	275000	1,05	53,37619	12	0,2248193	Verificato
BEAM 167	0,0002038	275000	1,05	53,37619	11,3	0,2117049	Verificato
BEAM 168	0,0002038	275000	1,05	53,37619	11	0,2060844	Verificato
BEAM 129	0,0000429	275000	1,05	11,23571	3,66	0,325747	Verificato
BEAM 158	0,0000429	275000	1,05	11,23571	0,64	0,0569612	Verificato

***Flessione e taglio***

Il taglio di calcolo  $V_{Ed}$  è in tutti i casi inferiore a metà della resistenza di calcolo a taglio  $V_{c,Rd}$ ,

$$V_{Ed} \leq 0,5 V_{c,Rd},$$

si può allora trascurare l'influenza del taglio sulla resistenza a flessione, eccetto nei casi in cui l'instabilità per taglio riduca la resistenza a flessione della sezione.

**Pressoflessione retta**

Pilastri in falso.

	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$\geq 0,2$
BEAM 149	0,01580	no
BEAM 150	0,03394	no

	A [m <sup>2</sup> ]	b [m]	tf [m]	a	$a \leq 0,5$
BEAM 149	0,006525	0,18	0,014	0,227586	ok
BEAM 150	0,006525	0,18	0,014	0,227586	ok

	a	n	$M_{pl,2,Rd}$ [kNm]	$\geq$	$M_{N,2,Rd}$ [kNm]
BEAM 149	0,2275862	0,015799	60,5	no	67,18988
BEAM 150	0,2275862	0,033939	60,5	no	65,95149

Travi di copertura.

	$n = N_{ed}/N_{pl,Rd}$	$\geq 0,2$
BEAM 67	0,05887	no
BEAM 159	0,06526	no
BEAM 166	0,06845	no
BEAM 167	0,07306	no
BEAM 168	0,07178	no
BEAM 129	0,04773	no
BEAM 158	0,06000	no

	A [m <sup>2</sup> ]	b [m]	tf [m]	a	$a \leq 0,5$
BEAM 67	0,005383	0,2	0,01	0,25692	ok
BEAM 159	0,005383	0,2	0,01	0,25692	ok
BEAM 166	0,005383	0,2	0,01	0,25692	ok
BEAM 167	0,005383	0,2	0,01	0,25692	ok
BEAM 168	0,005383	0,2	0,01	0,25692	ok
BEAM 129	0,0028	0,07	0,011	0,45	ok
BEAM 158	0,0028	0,07	0,011	0,45	ok



	a	n	M <sub>pl,2,Rd</sub> [kNm]	M <sub>N,2,Rd</sub> [kNm]
BEAM 67	0,2569199	0,058872	53,37619	57,63799
BEAM 159	0,2569199	0,065256	53,37619	57,24703
BEAM 166	0,2569199	0,068448	53,37619	57,05155
BEAM 167	0,2569199	0,073058	53,37619	56,76919
BEAM 168	0,2569199	0,071782	53,37619	56,84738
BEAM 129	0,45	0,047727	11,23571	13,80576
BEAM 158	0,45	0,06	11,23571	13,62783

### *Presso flessione biassiale*

Pilastri.

	n = N <sub>ed</sub> /N <sub>pl,Rd</sub>	≥ 0,2
BEAM 3	0,09478	no
BEAM 9	0,18642	no
BEAM 12	0,06836	no
BEAM 33	0,02852	no
BEAM 188	0,02474	no

	A [m <sup>2</sup> ]	b [m]	tr [m]	a	a ≤ 0,5
BEAM 3	0,009104	0,22	0,016	0,226714	ok
BEAM 9	0,009104	0,22	0,016	0,226714	ok
BEAM 12	0,009104	0,22	0,016	0,226714	ok
BEAM 33	0,009104	0,22	0,016	0,226714	ok
BEAM 188	0,009104	0,22	0,016	0,226714	ok

Anima	a	n	M <sub>pl,2,Rd</sub> [kNm]	M <sub>N,2,Rd</sub> [kNm]
BEAM 3	0,2267135	0,094784	103,1643	105,3254
BEAM 9	0,2267135	0,18642	103,1643	94,66292
BEAM 12	0,2267135	0,068362	103,1643	108,3996
BEAM 33	0,2267135	0,028519	103,1643	113,0355
BEAM 188	0,2267135	0,024744	103,1643	113,4747

Ali	a	n	M <sub>pl,1,Rd</sub> [kNm]	M <sub>N,1,Rd</sub> [kNm]
BEAM 3	0,2267135	0,094784	216,5952	210,2907
BEAM 9	0,2267135	0,18642	216,5952	216,0072
BEAM 12	0,2267135	0,068362	216,5952	207,5125
BEAM 33	0,2267135	0,028519	216,5952	202,367
BEAM 188	0,2267135	0,024744	216,5952	201,8199

Anima + ali	M <sub>Ed,2</sub> [kNm]	M <sub>N,2,Rd</sub> [kNm]	M <sub>Ed,1</sub> [kNm]	M <sub>N,1,Rd</sub> [kNm]	M <sub>Ed,2</sub> /M <sub>N,2,Rd</sub>	M <sub>Ed,1</sub> /M <sub>N,1,Rd</sub>	(1)+(2) ≤ 1
BEAM 3	22	105,3254	15	210,2907	0,208877	0,07133	0,280206
BEAM 9	21,5	94,66292	9,21	216,0072	0,227122	0,042637	0,269759
BEAM 12	20	108,3996	21	207,5125	0,184502	0,101199	0,285701
BEAM 33	16,5	113,0355	11,4	202,367	0,145972	0,056333	0,202305
BEAM 188	4,2	113,4747	13,4	201,8199	0,037013	0,066396	0,103409

## 10.4 Verifica delle Unioni con bulloni

### Nodo 34

Unione trave – colonna. Nodo - Cerniera.

Parametri geometrici di bulloni e piastra metallica in [mm].

d [mm]	do [mm]	e1, e2 [mm]	p1 [mm]	p2 [mm]	max "p" = min		t [mm]
		1,2 do	2,2 do	2,4 do	14 t	200 mm	
18	20	24	44	48	196	200	14

d [mm]	do [mm]	e1, e2 [mm]	p1 [mm]	p2 [mm]	max "p" = min		t [mm]
		1,2 do	2,2 do	2,4 do	14 t	200 mm	
16	18	21,6	39,6	43,2	112	200	14

Calcolo delle forze di taglio indotte nei bulloni dalle sollecitazioni del nodo.

Il giunto interessa nel primo caso l'anima della colonna e l'anima delle travi 40 e 86; per le travi disposte trasversalmente alle prime, il giunto interessa le ali della colonna e l'anima delle travi, tra cui la trave 126 maggiormente sollecitata. I profili della colonna e delle travi sono HEB 220.

BEAM	1	T [N]	T1 [N]	e [mm]	M1 [Nmm]
HEM 240	Trave 40	113000	113000	141,6	16000800
		T [N]	T2 [N]	b [mm]	M2 [Nmm]
	colonna	113000	56500	40,35	2279775
BEAM	2	T [N]	T1 [N]	e [mm]	M1 [Nmm]
HEB 220	Trave 86	26500	26500	141,6	3752400
		T [N]	T2 [N]	b [mm]	M2 [Nmm]
	colonna	26500	13250	40,35	534637,5

n	nf	h' [mm]	V [N]	V <sub>i,t(max)</sub> [N]	V <sub>Sd</sub> [N]
3	2	88	18833,33	33671,72	38580,81
n	nf	h' [mm]	V [N]	H <sub>max</sub> [N]	R [N]
3	1	88	18833,33	25906,53	32028,78
n	nf	h' [mm]	V [N]	V <sub>i,t(max)</sub> [N]	V <sub>Sd</sub> [N]
3	2	79,2	4416,667	11844,7	12641,35
n	nf	h' [mm]	V [N]	H <sub>max</sub> [N]	R [N]
3	1	79,2	4416,667	3375,237	5558,702

BEAM	1	T [N]	T <sub>1</sub> [N]	a [mm]	M <sub>1</sub> [Nmm]
HEB 220	Trave 126	21000	21000	37,6	789600
		T [N]	T <sub>2</sub> [N]	B [mm]	M <sub>2</sub> [Nmm]
	colonna	21000	10500	34,35	360675

n	nf	h' [mm]	V [N]	V <sub>i,t(max)</sub> [N]	V <sub>Sd</sub> [N]
3	2	79,2	3500	4984,848	6090,871
n	nf	h' [mm]	V [N]	H <sub>max</sub> [N]	R [N]
3	1	79,2	3500	4553,977	5743,58

Calcolo dei bulloni del giunto piastra – anima colonna (ala colonna) compressi e tesi e delle sollecitazioni a cui sono soggetti.

Flessione	n	B [mm]	A <sub>bi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Σ A <sub>bi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	y <sub>1</sub> [mm]	y <sub>2</sub> [mm]	y <sub>3</sub> [mm]	y <sub>4</sub> [mm]	y <sub>5</sub> [mm]
Beam40	3	48	254,34	763,02	24	68	112	0	0

x [mm]	J [mm <sup>4</sup> ]	M [Nm]	Y <sub>max</sub> [mm]	F <sub>t,Sdmax</sub> [N]	σ <sub>max</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
25,87668	2892259	2279775	112	17265,94	20,39687

Flessione	n	B [mm]	A <sub>bi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Σ A <sub>bi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	y <sub>1</sub> [mm]	y <sub>2</sub> [mm]	y <sub>3</sub> [mm]	y <sub>4</sub> [mm]	y <sub>5</sub> [mm]
Beam86	3	43,2	200,96	602,88	21,6	61,2	100,8	0	0

x [mm]	J [mm <sup>4</sup> ]	M [Nm]	Y <sub>max</sub> [mm]	F <sub>t,Sdmax</sub> [N]	σ <sub>max</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
23,06834	1859986	534637,5	100,8	4490,114	6,630804

Flessione	n	B [mm]	A <sub>bi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Σ A <sub>bi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	y <sub>1</sub> [mm]	y <sub>2</sub> [mm]	y <sub>3</sub> [mm]
Beam126	3	43,2	200,96	602,88	21,6	61,2	100,8

x [mm]	J [mm <sup>4</sup> ]	M [Nm]	Y <sub>max</sub> [mm]	F <sub>t,Sdmax</sub> [N]	σ <sub>max</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
23,06834	1859986	360675	100,8	3029,103	4,473247

Calcolo rispettivamente della resistenza di calcolo dei bulloni di Classe 8.8, della resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione bullonata, della resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione e della resistenza a punzonamento del piatto per le unioni bullonate soggette a trazione. Il calcolo viene eseguito per i due casi rispettivamente di bulloni di diametro 18 mm e per bulloni di diametro 16 mm e piastre di spessore 9,5 mm.

f <sub>tb</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	A <sub>res</sub> [m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>v,Rd</sub> [kN]
800000	0,001996	1,25	766,464

k	α	f <sub>tk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	d [m]	t [m]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>b,Rd</sub> [kN]
1,66	0,4	360000	0,018	0,014	1,25	48,19

A <sub>res</sub> [m <sup>2</sup> ]	F <sub>tb</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>t,Rd</sub> [kN]
0,001996	800000	1,25	1149,696

f <sub>tk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	d <sub>m</sub> [m]	t [m]	γ <sub>M2</sub>	B <sub>p,Rd</sub> [kN]
360000	0,018	0,0095	1,25	92,83

f <sub>tb</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	A <sub>res</sub> [m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>v,Rd</sub> [kN]
800000	0,000157	1,25	60,288

k	α	f <sub>tk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	d [m]	t [m]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>b,Rd</sub> [kN]
1,66	0,4	360000	0,016	0,0095	1,25	29,07

A <sub>res</sub> [m <sup>2</sup> ]	F <sub>tb</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>t,Rd</sub> [kN]
0,000157	800000	1,25	90,432

f <sub>tk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	d <sub>m</sub> [m]	t [m]	γ <sub>M2</sub>	B <sub>p,Rd</sub> [kN]
360000	0,016	0,0095	1,25	82,51

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si adotta la formula di interazione lineare:

$$(F_{v,Ed}/F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed}/1,4F_{t,Rd}) \leq 1$$

con la limitazione  $(F_{t,Ed}/F_{t,Rd}) \leq 1$ .

Le verifiche previste dalla N. T. C. risultano soddisfatte.

In particolare risulta soddisfatta la relazione  $F_{v,Rd} > V_{Sd}$ ;  $F_{b,Rd} > V_{Sd}$  e  $F_{t,Rd} > F_{t,Sd}$ .

### Nodo 37

Unione trave – colonna. Nodo - Cerniera.

Parametri geometrici di bulloni e piastra metallica in [mm].

		e1, e2 [mm]	p1 [mm]	p2 [mm]	max "p" = min		
d [mm]	do [mm]	1,2 do	2,2 do	2,4 do	14 t	200 mm	t [mm]
14	16	19,2	35,2	38,4	84	200	6

Calcolo delle forze di taglio indotte nei bulloni dalle sollecitazioni del nodo.

I giunti interessano le ali della colonna con profilo HEB 220 e l'anima delle travi 42 (129) con profilo UPN 180; si calcolano i bulloni che collegano la piastra all'anima della trave. Nel paragrafo 10.5 si calcola la saldatura che collega la piastra all'ala della colonna. I giunti delle travi 59 HEA 180 e 130 con profilo HEA 140 interessano le ali della colonna stessa e l'anima delle travi. Si calcolano i bulloni che realizzano il nodo cerniera collegando la piastra metallica a L con l'anima della trave e l'ala della colonna.

BEAM		T [N]	T1 [N]	e [mm]	M1 [Nm]
HEA 180	Trave 59	8700	8700	35,2	306240
		T [N]	T2 [N]	b [mm]	M2 [Nm]
	colonna	8700	4350	31,95	138982,5

n	nf	h' [mm]	V [N]	Vi,t(max) [N]	Vsd [N]
3	2	70,4	1450	2175	2614,025
n	nf	h' [mm]	V [N]	Hmax [N]	R
3	1	70,4	1450	1974,183	2449,469

BEAM		T [N]	T1 [N]	e [mm]	M1 [Nm]
HEA 180	Trave 130	10500	10500	35,2	369600
		T [N]	T2 [N]	b [mm]	M2 [Nm]
	colonna	10500	5250	26,01	136552,5

n	nf	h' [mm]	V [N]	Vi,t(max) [N]	Vsd [N]
3	2	70,4	1750	2625	3154,857
n	nf	h' [mm]	V [N]	Hmax [N]	R [N]
3	1	70,4	1750	1939,666	2612,433

BEAM		T [N]	T <sub>1</sub> [N]	e [mm]	M <sub>1</sub> [Nm]
UPN 180	Trave 42	1230	1230	129,2	158916

n	nf	h' [mm]	V [N]	V <sub>i,t(max)</sub> [N]	V <sub>Sd</sub> [N]
2	1	35,2	615	4514,659	4556,355

Calcolo dei bulloni del giunto piastra – ala colonna compressi e tesi e delle sollecitazioni a cui sono soggetti.

Flessione	n	B [mm]	A <sub>bi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Σ A <sub>bi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	y <sub>1</sub> [mm]	y <sub>2</sub> [mm]	y <sub>3</sub> [mm]
Beam59	3	38,4	153,86	461,58	19,2	54,4	89,6

x [mm]	J [mm <sup>4</sup> ]	M [Nm]	Y <sub>max</sub> [mm]	F <sub>t,Sdmax</sub> [N]	σ <sub>max</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
20,25821	1131986	138982,5	89,6	1309,905	2,487253

Flessione	n	B [mm]	A <sub>bi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	Σ A <sub>bi</sub> [mm <sup>2</sup> ]	y <sub>1</sub> [mm]	y <sub>2</sub> [mm]	y <sub>3</sub> [mm]
Beam130	3	38,4	153,86	461,58	19,2	54,4	89,6

x [mm]	J [mm <sup>4</sup> ]	M [Nm]	Y <sub>max</sub> [mm]	F <sub>t,Sdmax</sub> [N]	σ <sub>max</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
20,25821	1131986	136552,5	100,8	1494,877	2,443765

Calcolo rispettivamente della resistenza di calcolo dei bulloni di Classe 8.8, della resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione bullonata, della resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione e della resistenza a punzonamento del piatto per le unioni bullonate soggette a trazione. Il calcolo viene eseguito per i bulloni di diametro 14 mm e piastra di spessore 6 mm.

f <sub>tb</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	A <sub>res</sub> [m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>v,Rd</sub> [kN]
800000	0,000115	1,25	44,16

k	α	f <sub>tk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	d [m]	t [m]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>b,Rd</sub> [kN]
1,66	0,4	360000	0,014	0,006	1,25	16,06

A <sub>res</sub> [m <sup>2</sup> ]	F <sub>tb</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>t,Rd</sub> [kN]
0,000115	800000	1,25	66,24

f <sub>tk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	d <sub>m</sub> [m]	t [m]	γ <sub>M2</sub>	B <sub>p,Rd</sub> [kN]
360000	0,014	0,006	1,25	57,00

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si adotta la formula di interazione lineare:

$$(F_{v,Ed}/F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed}/1,4F_{t,Rd}) \leq 1$$

con la limitazione  $(F_{t,Ed}/F_{t,Rd}) \leq 1$ .

Le verifiche previste dalla N. T. C. risultano soddisfatte.

### Nodo 87

Unione trave di colmo – trave di copertura. Nodo - Cerniera.

Parametri geometrici di bulloni e piastra metallica in [mm].

		e1, e2 [mm]	p1 [mm]	p2 [mm]	max "p" = min		
d [mm]	do [mm]	1,2 do	2,2 do	2,4 do	14 t	200 mm	t [mm]
16	18	21,6	39,6	43,2	126	200	9

Calcolo delle forze di taglio indotte nei bulloni dalle sollecitazioni del nodo.

Il giunto realizzato con piastra metallica a L imbullonata interessa l'anima della trave di colmo 79 e l'anima della trave di copertura (trasversale alla prima) 165; le travi hanno profilo HEA 200.

BEAM	1	T [N]	T1 [N]	e [mm]	M1 [Nm]
79		11000	11000	131,6	1447600
		T [N]	T2 [N]	b [mm]	M2 [Nm]
		11000	5500	32,85	180675

n	nf	h' [mm]	V [N]	Vi,t(max) [N]	Vsd [N]
3	2	79,2	1833,333	9138,889	9320,966
n	nf	h' [mm]	V [N]	Hmax [N]	R [N]
3	1	79,2	1833,333	2281,25	2926,638

Calcolo dei bulloni del giunto piastra – anima trave compressi e tesi e delle sollecitazioni a cui sono soggetti.

Flessione	n	B [mm]	Abi [mm <sup>2</sup> ]	Σ Abi [mm <sup>2</sup> ]	y1 [mm]	y2 [mm]	y3 [mm]
Beam79	3	43,2	200,96	602,88	21,6	61,2	100,8

x [mm]	J [mm <sup>4</sup> ]	M [Nm]	Ymax [mm]	Ft,Sdmax [N]	σmax [N/mm <sup>2</sup> ]
23,06834	1859986	180675	100,8	1517,386	2,240809

Calcolo rispettivamente della resistenza di calcolo dei bulloni di Classe 8.8, della resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione bullonata, della resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione e della resistenza a punzonamento del piatto per le unioni bullonate soggette a trazione. Il calcolo viene eseguito per i bulloni di diametro 16 mm e piastra di spessore 9 mm.

$f_{tb}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$A_{res}$ [m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M2}$	$F_{v,Rd}$ [kN]
800000	0,000157	1,25	60,288

k	$\alpha$	$f_{tk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	d [m]	t [m]	$\gamma_{M2}$	$F_{b,Rd}$ [kN]
1,66	0,4	360000	0,016	0,009	1,25	24,10

$A_{res}$ [m <sup>2</sup> ]	$F_{tb}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M2}$	$F_{t,Rd}$ [kN]
0,000157	800000	1,25	90,432

$f_{tk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$d_m$ [m]	t [m]	$\gamma_{M2}$	$B_{p,Rd}$ [kN]
360000	0,016	0,009	1,25	78,17

Nel caso di presenza combinata di trazione e taglio si adotta la formula di interazione lineare:

$$(F_{v,Ed}/F_{v,Rd}) + (F_{t,Ed}/1,4F_{t,Rd}) \leq 1$$

con la limitazione  $(F_{t,Ed}/F_{t,Rd}) \leq 1$ .

Le verifiche previste dalla N. T. C. risultano soddisfatte.

### Nodo 35

Unione trave - colonna - controvento. Nodo - Cerniera.

Parametri geometrici di bulloni e piastra metallica.

d [mm]	d <sub>0</sub> [mm]	e1, e2 [mm]	p1 [mm]	p2 [mm]	max "p" = min		t [mm]
		1,2 d <sub>0</sub>	2,2 d <sub>0</sub>	2,4 d <sub>0</sub>	14 t	200 mm	
12	14	16,8	30,8	33,6	112	200	8

Bulloni piastra – ala trave 41 con profilo HEB 220.

BEAM		N [N]	V [N]	a [mm]	e [mm]	M <sub>1</sub> [Nm]
TRAVE 41	Ala trave	4450	1112,5	22,79	33,6	149520



n	nf	$V_{i,t(max)}$ [N]	$V_{Sd}$ [N]
4	1	1640,193	1981,89

Calcolo rispettivamente della resistenza di calcolo dei bulloni di Classe 8.8 e della resistenza a punzonamento del piatto per le unioni bullonate soggette a trazione. Il calcolo viene eseguito per i bulloni di diametro 12 mm e piastra di spessore 8 mm.

$f_{tb}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$A_{res}$ [m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M2}$	$F_{v,Rd}$ [kN]
800000	0,000084	1,25	32,256

$f_{tk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$d_m$ [m]	$t$ [m]	$\gamma_{M2}$	$B_{p,Rd}$ [kN]
360000	0,012	0,008	1,25	52,09

Le verifiche previste dalla N. T. C. risultano soddisfatte.

Unione piatto – controvento. Nodo - Cerniera.

Parametri geometrici di bulloni e piastra metallica in [mm].

L'elemento di controventamento è costituito da un piatto di lato 60 [mm] e spessore 4 [mm].

		$e_1, e_2$ [mm]	$p_1$ [mm]	$p_2$ [mm]	max "p" = min		
$d$ [mm]	$d_0$ [mm]	1,2 $d_0$	2,2 $d_0$	2,4 $d_0$	14 t	200 mm	$t$ [mm]
14	16	19,2	35,2	38,4	112	200	8

BEAM	T [N]	V [N]	a [mm]	e [mm]	$M_1$ [Nm]	n	nf
Controvento 183	8500	8500	0	0	0	1	1

Calcolo della resistenza di calcolo dei bulloni di Classe 8.8. Il calcolo viene eseguito per i bulloni di diametro 14 mm e piastra di spessore 8 mm.

$f_{tb}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$A_{res}$ [m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M2}$	$F_{v,Rd}$ [kN]
800000	0,000115	1,25	44,16

Si rimanda al paragrafo 10.5 per il calcolo delle saldature delle piastre che completano il nodo.

### Nodo 53 - Pilastro in falso

Il giunto tra la trave 90(91) di profilo HEB 220 e il pilastro in falso 179 di profilo HEB 180 realizza un incastro. Si verificano i bulloni, che collegano il piatto all'ala della colonna, e il

piatto dell'unione. Si rimanda al paragrafo 10.5 la verifica della saldatura che collega il piatto alla base del pilastro.

		e1, e2 [mm]	p1 [mm]	p2 [mm]	max "p" = min		
d [mm]	do [mm]	1,2 do	2,2 do	2,4 do	14 t	200 mm	t [mm]
18	20	24	44	48	224	200	16

Calcolo delle forze di taglio e di trazione indotte nei bulloni dalle sollecitazioni di taglio e di momento del pilastro e della resistenza a taglio di progetto (BEAM 179, profilo HEB 180: pilastro che poggia su una trave).

BEAM	T [N]	Tb [N]	e	M1 [Nmm]	n	nf	h' [mm]	V [N]	Vi,t(max) [N]	Vsd [N]
179	3500	437,5	48	21000	8	1	132	0	79,54545	79,54545

M [Nmm]	ht [mm]	S [N]	n	Nb,trazione [N]
9864	166	59,42169	4	14,85542

Calcolo rispettivamente della resistenza di calcolo dei bulloni di Classe 8.8, della resistenza di calcolo a rifollamento del piatto dell'unione bullonata, della resistenza di calcolo a trazione degli elementi di connessione e della resistenza a punzonamento del piatto. Il calcolo viene eseguito per i bulloni di diametro 18 mm e piastra di spessore 16 mm.

f <sub>tb</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	A <sub>res</sub> [m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>v,Rd</sub> [kN]
800000	0,000192	1,25	73,728

A <sub>res</sub> [m <sup>2</sup> ]	F <sub>tb</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>t,Rd</sub> [kN]
0,000192	800000	1,25	110,592

k	α	f <sub>tk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	d [m]	t [m]	γ <sub>M2</sub>	F <sub>b,Rd</sub> [kN]
1,66	0,4	360000	0,02	0,016	1,25	61,19

f <sub>tk</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]	d <sub>m</sub> [m]	t [m]	γ <sub>M2</sub>	B <sub>p,Rd</sub> [kN]
360000	0,018	0,016	1,25	156,27

Le verifiche previste dalla N. T. C. risultano soddisfatte.

La saldatura che fissa il piatto del collegamento alla base del pilastro avrà una sezione di gola pari a 8 [mm] in corrispondenza dell'anima del profilo de pilastro, e pari a 10 [mm] in corrispondenza delle ali.

## 10.5 Verifica delle Unioni con Saldatura

### Nodo 37

Saldatura piastra di collegamento tra l'ala della colonna e l'anima della trave 42 con profilo UPN 180.

L [m]	L [m]	A [m]	F [N]	$\tau_{  }$ [MPa]	e [mm]	$W_{saldatura}$	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\sigma_{\perp}$ [MPa]
73,6	8	5,656854	1230	2,954284	110	5107,159	0	26,49222

$\sigma_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{\perp}$ [MPa]	$\tau_{  }$ [MPa]	1	$f_{tk}$ [MPa]	$\beta$	$\gamma_{M2}$	2	(1) $\leq$ (2)
26,49222	0	2,954284	26,98187	430	0,85	1,25	404,7059	ok

Verifiche	$n_{\perp}$	$t_{\perp}$	$\tau_{  }$ [MPa]	(a)	$\beta_1$	$f_{yk}$ [MPa]	(b)	(a) $\leq$ (b)
1	26,49222	0	2,954284	26,65644	0,7	275	192,5	ok
					$\beta_2$			
2	26,49222	0	/	26,49222	0,85	275	233,75	ok

### Nodo 87

Si calcolano i cordoni di saldatura che realizzano un incastro tra le due travi di copertura 165 – 168 di profilo HEA 200.

Cordone anima.

L [mm]	l [mm]	a [mm]	F [N]	$\tau_{  }$ [MPa]
100	9	6,363961	24000	18,85618

Cordone ali.

L [mm]	l [mm]	a [mm]	M [Nmm]	$\sigma_{\perp MAX}$ [MPa]	$\tau_{  }$ [MPa]	TOT (a)
68	9	6,363961				
180	9	6,363961				
100	9	6,363961	7000000	19,096	18,85618	37,83

$f_{yk}$ [MPa]	$\beta$	$\gamma_{M2}$	(b)	(a) $\leq$ (b)
360	0,85	1,25	338,8235	OK

### Nodo 35

Saldatura piatto – ali colonna.

L [mm]	l [mm]	a [mm]	F [N]	$\tau_{  }$ [MPa]
32	8	5,656854	7240	19,99786

L [mm]	l [mm]	a [mm]	e [mm]	M [Nmm]	$\sigma^{\perp MAX}$ [MPa]	$\tau_{  }$ [MPa]	TOT (a)
32	8	5,656854	110	796400	412,4559	19,99786	413,9078

$f_{yk}$ [MPa]	$\beta$	$\gamma_{M2}$	(b)	(a) $\leq$ (b)
510	0,85	1,25	480	OK

Saldatura piatto colonna – piatto controvento.

L [mm]	l [mm]	a [mm]	F [N]	$\tau_{  }$ [MPa]
32	8	5,656854	7240	39,99573

L [mm]	l [mm]	a [mm]	e [mm]	M [Nmm]	$\sigma^{\perp MAX}$ [MPa]	$\tau_{  }$ [MPa]	TOT (a)
32	8	5,656854	10	72400	74,99199	39,99573	102,092

$f_{yk}$ [MPa]	$\beta$	$\gamma_{M2}$	(b)	(a) $\leq$ (b)
510	0,85	1,25	480	OK

Saldatura piatto trave – piatto controvento.

L [mm]	l [mm]	a [mm]	F [N]	$\tau_{  }$ [MPa]
18	8	5,656854	4450	43,70313

L [mm]	l [mm]	a [mm]	e [mm]	M [Nmm]	$\sigma^{\perp MAX}$ [MPa]	$\tau_{  }$ [MPa]	TOT (a)
18	8	5,656854	10	44500	145,6771	43,70313	164,1697

$f_{yk}$ [MPa]	$\beta$	$\gamma_{M2}$	(b)	(a) $\leq$ (b)
360	0,85	1,25	338,8235	OK

## 10.6 Verifica allo Stato Limite d' Esercizio

Nella verifica allo Stato Limite d'Esercizio si considera il modello Straus a cui è stato applicato lo Spettro NTC ottenuto per condizioni di SLE.

Per gli spostamenti verticali si considera il caso di “solai che supportano colonne” definito dalla NTC 2008 per il quale  $(\rho_{\max}/L) = 1/400 = 0,0025$ .

Nel modello Straus si ha il massimo spostamento verticale pari a  $-0,0077$  [m] per i pilastri in falso ( BEAM 179 e 140) con la Combinazione Fondamentale 1.

Considerata la lunghezza della trave su cui poggiano i pilastri in falso  $L=5,75$  [m], il rapporto tra lo spostamento e la lunghezza risulta essere pari a  $0,0077/5,75=0,00134$ .

Tale rapporto risulta entro il limite stabilito dalla normativa.

Per gli spostamenti orizzontali si considera il caso di “edifici multipiano” per il quale il rapporto tra lo spostamento orizzontale globale e l'altezza totale dell'edificio  $\Delta/H$  deve risultare al massimo pari a  $1/500 = 0,002$ .

Nel modello Straus il massimo spostamento orizzontale è pari a  $+ 0,0057$  [m] e si verifica alla sommità del pilastro BEAM 35. Considerata l'altezza del pilastro da terre pari a  $5,6$  [m], il rapporto  $\Delta/H$  risulta pari a  $0,001$  [m], rispettando il limite massimo fissato dalla Normativa.

La verifica agli Stati Limite d' Esercizio risulta soddisfatta.

## 10.7 Controventi

Nel modello Straus i controventi sono posizionati in asse con i pilastri. Nella realtà costruttiva però i controventi sono posizionati sul filo esterno o interno del telaio in acciaio: questo accorgimento consente infatti il successivo posizionamento dei pannelli prefabbricati in laterizio. Tale accorgimento porta quindi a considerare, nell'ambito dei calcoli strutturali, un momento in corrispondenza dell'attacco controvento – pilastro che deriva dal prodotto dello sforzo normale sollecitante l'elemento di controvento considerato con l'eccentricità dell'elemento stesso rispetto all'asse del pilastro.

Nel modello in esame i pilastri hanno sezione HEB220 per cui l'eccentricità risulta essere pari a 110 [mm].

Si considera l'elemento di controvento maggiormente sollecitato; N risulta pari a 8,5 [kN] in valore assoluto. Tale elemento di controvento è posizionato sul filo interno del telaio per esigenze costruttive.

Il momento M risultante è pari quindi a 0,94 [kNm].

I calcoli di verifica della sezione dell'elemento di controventamento e dell'unione di tale elemento con il pilastro e la trave del nodo corrispondente sono riportati nei paragrafi precedenti.

## 10.8 Attacco colonna – fondazione

Per lo studio dell'attacco colonna – fondazione si considera la colonna più sollecitata alla base, corrispondente al BEAM 9 del modello strutturale in Straus.

L'area efficace in compressione  $A_c$  in fig. 35 si determina mediante il calcolo dello sbalzo  $c$  che si ottiene dalla resistenza a flessione della flangia soggetta alle pressioni del calcestruzzo uniformemente distribuite  $f_{jd}$  (resistenza di contatto del giunto).

$$c = t \cdot \text{radq} (f_{yd} / (3 \cdot f_{jd}))$$

con:

t spessore della flangia.

**Fig. 35 :** Area soggetta a compressione e tirafondi soggetti a trazione.

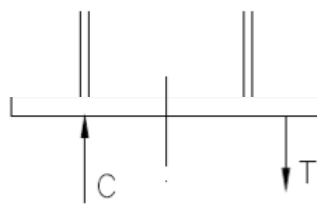


Fig. 36: Sforzi di compressione  $C$  e di trazione  $T$ ; quest'ultimo agente sui tirafondi

$f_{cd}$ [MPa]	$f_{Rdu}$ [MPa]	$f_{j,d}$ [MPa]
14,16	42,48	28,32

$f_{yd}$ [MPa]	$t$ [mm]	$f_{j,d}$ [MPa]	$c$ [mm]
275	30	28,32	53,97347

Si adottano tre tirafondi soggetti a trazione del tipo M27 disposti a distanza di 50 [mm] l'uno dall'altro; si assume lo sbalzo efficace  $c = 54$  [mm] e uno spessore della piastra  $t = 30$  [mm].

Si determinano inoltre le sollecitazioni di progetto dello sforzo normale e del momento flettente secondo tre combinazioni.

	Beam 9	$N$ [kN]	$M$ [kNm]	$N_{Ed}$ [kN]	$M_{Ed}$ [kNm]
1	$N_{max}$	290	2,32	435	3,48
2	$N_{min}$	74	2,43	111	3,645
3	$M_{max}$	260	2,62	390	3,93

Si calcola quindi il momento resistente rispetto all'asse della colonna nei casi in cui governi la resistenza a trazione, ovvero  $F_{c,Rd} - F_{t,Rd,tot} > N_{Ed}$ , o se governi la compressione.

$A_{res}$ [mm <sup>2</sup> ]	$f_{tb}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M2}$	$F_{t,Rd}$ [kN]	$n$	$F_{t,Rd,tot}$ [kN]
0,000572	800000	1,25	366,08	3	1098,24

$b'$ [mm]	$h'$ [mm]	$A_c$	$f_{j,d}$ [MPa]	$F_{c,Rd}$ [kN]
124	328	40672	28,32	1151,831

	$F_{c,Rd} - F_{t,Rd,tot}$		$N_{Ed}$ [kN]
1	53,59	<	435
2	53,59	<	111
3	53,59	<	390

	T = C + N <sub>Ed</sub>	C = F <sub>t,Rd,tot</sub>	z <sub>t</sub> [m]	z <sub>c</sub> [m]	M <sub>Rd</sub> [kNm]	
1	1533,24	1098,24	0,102	0,137	306,8	>M <sub>ed</sub>
2	1209,24	1098,24	0,102	0,137	273,8	>M <sub>ed</sub>
3	1488,24	1098,24	0,102	0,137	302,2	>M <sub>ed</sub>

Si verifica successivamente la piastra a flessione per quanto riguarda il momento indotto dai tirafondi.

do [mm]	z' [mm]	z [mm]	F <sub>t,Rd,tot</sub> [kN]	M [kNm]	
29	34,8	50	1098,24	54,912	
f <sub>yd</sub> [MPa]	h [mm]	t [mm]	W <sub>el</sub>	M <sub>Rd</sub> [kNm]	
275	350	30	52500	13,75	< M
275	350	60	176458,3333	55	> M

Si nota che è necessario aumentare a 55 [mm] lo spessore t della piastra perché il momento resistente M<sub>Rd</sub> risulti maggiore del momento calcolato M.

L'ancoraggio con il blocco di fondazione in calcestruzzo viene garantito con una piastra di estremità di larghezza 120 [mm] che trasmette il tiro mediante compressione del calcestruzzo. Si verifica che la resistenza di compressione del calcestruzzo sia maggiore della resistenza a trazione del singolo bullone M27.

D [mm]	d [mm]	Acc [mm <sup>2</sup> ]	f <sub>Rdu</sub> [MPa]	F <sub>C,Rd</sub> [kN]		F <sub>t,Rd</sub> [kN]
120	27	10731,735	42,48	455,884103	>	264,384

Si calcola quindi la lunghezza di ancoraggio l<sub>b</sub> dei tirafondi con riferimento al par. 4.1.2.1.1.4 delle NTC 2008 riguardante la tensione tangenziale di aderenza acciaio – calcestruzzo.

f <sub>ck</sub> [MPa]	f <sub>ctk</sub> [MPa]	f <sub>bd</sub> [MPa]	F <sub>t,Rd</sub> [kN]	d [mm]	l <sub>b</sub> [m]
25	1,795475	2,693212116	264,384	27	1,1579



# 11. PRECOMPRESSIONE BARRE IN ACCIAIO DEI PANNELLI PREFABBRICATI IN LATERIZIO

Le campate definite dal telaio in acciaio vengono chiuse con dei pannelli in laterizio pre-assemblati in stabilimento e aventi la sola funzione di creare massa per ottenere un maggiore sfasamento termico. I pannelli sono costituiti da blocchi in laterizio ad incastro di dimensioni  $50 \times 23,8 \times 12$  [cm] ( $l \times h \times sp$ ); questi vengono posti l'uno sopra l'altro a coprire l'intera altezza della campata ed incastrati con i blocchi contigui.

Alla base e alla sommità dei pannelli vengono posti dei profili metallici a "C" che permettono l'ancoraggio del pannello stesso alle travi, inferiore e superiore, tramite degli ulteriori profili a "L".

Nella progettazione ed esecuzione della struttura si presta attenzione a lasciare uno spazio libero tra il pannello stesso e la trave superiore che consenta la deformazione della trave senza che questa vada a poggiare sul pannello; infatti la funzione portante è affidata al telaio in acciaio e non ai pannelli in laterizio.

I blocchi utilizzati presentano inoltre ciascuno due fori verticali di sezione rettangolare; all'interno di questi fori, con passo di circa 50 [cm], vengono posate delle barre in acciaio di diametro  $\varphi = 12$  [mm], classe 8.8, filettate alle estremità per 30 [cm]. A livello intermedio viene affidata una precompressione a tali barre in modo che il pannello sia verificato per azioni fuori dal piano.

Per determinare la precompressione necessaria da applicare alle barre metalliche, si schematizza il pannello prefabbricato in laterizio come una parete di lunghezza unitaria vincolata alle estremità superiore ed inferiore per la quale si studia il meccanismo fuori dal piano. Per un calcolo generale si considera che il pannello sia costituito da 12 corsi di blocchi per un'altezza totale  $h = 285,6$  [cm].

La parete è caratterizzata dal peso proprio  $P = 3151$  [N] del pannello, determinato dal prodotto del volume  $V = l \times h \times sp = 100 \times 285,6 \times 12 = 342720$  [cm<sup>3</sup>] per il peso a metro cubo della muratura  $G = 919,3$  [Kg/ m<sup>3</sup>] per l'accelerazione di gravità  $g = 10$  [m/s<sup>2</sup>] e da uno sforzo normale  $N$  che rappresenta la precompressione.

Determinata l'espressione del coefficiente di attivazione "c" del cinematismo considerato in funzione della posizione incognita "X" della cerniera, si impone che sia nulla la derivata prima  $dc/dX$  e si ricava quindi l'espressione di X.

$$X = 1 + \text{radq} (2 \cdot (P + N) / N)$$

Poiché la precompressione N viene applicata a un livello intermedio del pannello si afferma che  $X = h/2 = 142,8$  [cm]. A questo punto è possibile ricavare l'intensità della precompressione moltiplicando il risultato ottenuto in  $[N/m^2]$  per la sezione orizzontale del pannello  $S = 1 \times 0,12$  [m] =  $0,12$  [m<sup>2</sup>].

Risulta quindi  $N = 376,12$  [N].

## 12. VERIFICHE PER AZIONI SISMICHE

Nell'ambito delle verifiche per azioni sismiche si sono presi in considerazione i nodi 34 e 37 del modello strutturale in Straus.

Al nodo 34 convergono 4 travi di sezione HEB 220 corrispondenti ai BEAM 40, 86, 53 e 126 ed il pilastro di sezione HEB 220 rappresentato dai BEAM 8 e 187.

Al nodo 37 convergono invece due travi di sezione HEA 180 rappresentate dai BEAM 59 e 130 e due di sezione UPN 180 rappresentate dai BEAM 42 e 129; il pilastro di sezione HEB 220 corrisponde ai BEAM 26 e 135.

Per tali elementi in acciaio si sono condotte le verifiche agli SLU che sono risultate soddisfatte.

### 12.1 Regole di progetto generali per elementi strutturali dissipativi

#### 12.1.1 Parti tese delle zone dissipative

Nodo	Trave	n	do [m]	A [m <sup>2</sup> ]	Ares [m <sup>2</sup> ]	$\gamma_{M2}$	$\gamma_{M0}$
34	40	3	0,02	0,01996	0,01939	1,25	1,05
	53	3	0,018	0,009104	0,008591	1,25	1,05
	86	3	0,018	0,009104	0,008591	1,25	1,05
	126	3	0,018	0,009104	0,008591	1,25	1,05
37	59	3	0,016	0,004525	0,004237	1,25	1,05
	130	3	0,016	0,004525	0,004237	1,25	1,05
	42	2	0,016	0,0028	0,002544	1,25	1,05
	129	2	0,016	0,0028	0,002544	1,25	1,05

$f_{yk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$f_{tk}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	Ares/A	$\geq 1,1 (\gamma_{M2}/\gamma_{M0}) (f_{yk} / f_{tk})$
275000	430000	0,971443	0,837486 ok

275000	430000	0,943651	0,837486	ok
275000	430000	0,943651	0,837486	ok
275000	430000	0,943651	0,837486	ok
275000	430000	0,936354	0,837486	ok
275000	430000	0,936354	0,837486	ok
275000	430000	0,908571	0,837486	ok
275000	430000	0,908571	0,837486	ok

## 12.2 Regole di Progetto Specifiche per strutture intelaiate

### 12.2.1 Travi

Nodo	Trave	Med [kNm]	M <sub>pl,Rd</sub> [kNm]	Med/M <sub>pl,Rd</sub> ≤ 1	
34	40	76	133,1757	0,570675	ok
	53	2,9	103,1643	0,028111	ok
	86	6	103,1643	0,05816	ok
	126	35,38	103,1643	0,342948	ok
37	59	6	40,9881	0,146384	ok
	130	11,3	40,9881	0,27569	ok
	42	2,6	11,23571	0,231405	ok
	129	1,8	11,23571	0,160203	ok

Nodo	Trave	l [m]	V <sub>ed,G</sub> [kN]	V <sub>ed,M</sub> [kN]	M <sub>pl,Rd</sub> [kNm]	V <sub>pl,Rd</sub> [kN]	(V <sub>ed,G</sub> + V <sub>ed,M</sub> ) / V <sub>pl,Rd</sub> ≤ 0,50	
34	40	4,62	113,1	57,651824	133,1757143	544,9966598	0,31330802	ok
	53	2,335	6,4	88,363414	103,1642857	422,1805111	0,224461839	ok
	86	1,54	26,5	133,97959	103,1642857	422,1805111	0,380120796	ok
	126	2,95	21	69,941889	103,1642857	422,1805111	0,215409964	ok
37	59	2,335	8,7	35,107576	40,98809524	244,6590498	0,179055613	ok
	130	5,75	9,5	14,256729	40,98809524	244,6590498	0,097101369	ok
	42	1,4326	12,6	15,685766	11,23571429	240,4251478	0,11764895	ok
	129	1,49	9,9	15,081496	11,23571429	240,4251478	0,103905502	ok

## 12.2.2 Colonne

Nodo	Trave i	M <sub>pl,Rd,i</sub>	M <sub>ed,i</sub>	$\Omega_i = M_{pl,Rd,i} / M_{ed,i}$	$\Omega = \min$
34	40	133,17571	76	1,75231203	MIN
	53	103,16429	2,9	35,57389163	
	86	103,16429	6	17,19404762	
	126	103,16429	35,38	2,915892756	
37	59	40,988095	6	6,831349206	
	130	40,988095	8	5,123511905	
	42	11,235714	2,6	4,321428571	
	129	11,235714	1,8	6,242063492	

Nodo	Colonne	N <sub>Ed,G</sub>	$\gamma_{Rd}$	$\Omega$	N <sub>Ed,E</sub>	$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \Omega$ N <sub>Ed,E</sub>
34	8	255,8	1,15	1,75231203	340,2	1009,912739
	187	79,26	1,15	1,75231203	105	312,0108454
37	26	42,6	1,15	4,321428571	50,8	320,3036429
	135	103,5	1,15	4,321428571	101	655,6273214

Nodo	Colonne	M <sub>Ed,G</sub>	$\gamma_{Rd}$	$\Omega$	M <sub>Ed,E</sub>	$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \Omega$ M <sub>Ed,E</sub>
34	8	2,2	1,15	1,75231203	38,75	88,09614532
	187	1,5	1,15	1,75231203	7,7	18,56839533
37	26	3,1	1,15	4,321428571	106	582,5603571
	135	5,1	1,15	4,321428571	180,9	994,0092321

Nodo	Colonne	V <sub>Ed,G</sub>	$\gamma_{Rd}$	$\Omega$	V <sub>Ed,E</sub>	$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1\gamma_{Rd} \Omega$ V <sub>Ed,E</sub>
34	8	1,2	1,15	1,75231203	12,5	28,90843398
	187	0	1,15	1,75231203	1,7	3,768347021
37	26	2,3	1,15	4,321428571	20,7	115,4587679
	135	4,7	1,15	4,321428571	47,4	263,8171786

### 12.2.3 Gerarchia delle resistenze trave – colonna

Si calcola il momento resistente della colonna per i livelli di sollecitazione assiale presenti nella colonna nelle combinazioni sismiche delle azioni.

BEAM 8	M <sub>Ed</sub>	M <sub>pl,Rd</sub> [kN/mc]	a	N <sub>Ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	n	M <sub>C,pl,Rd</sub>	
1	38,75	103,1643	0,226714	340,2	2384,381	0,142679	99,75259	
2	35,9	103,1643	0,226714	330	2384,381	0,138401	100,2503	
3	35	103,1643	0,226714	97	2384,381	0,040681	111,6203	
4	38	103,1643	0,226714	93,4	2384,381	0,039172	111,796	
5	16,3	103,1643	0,226714	219,4	2384,381	0,092015	105,6474	
6	6,7	103,1643	0,226714	186,2	2384,381	0,078092	107,2675	
7	5,8	103,1643	0,226714	144,7	2384,381	0,060687	109,2927	
8	15,4	103,1643	0,226714	134	2384,381	0,056199	109,8148	
<b>Σ</b>							<b>M<sub>C,pl,Rd</sub></b>	<b>855,4417</b>

BEAM 187	M <sub>Ed</sub>	M <sub>pl,Rd</sub> [kN/mc]	a	N <sub>Ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	n	M <sub>C,pl,Rd</sub>	
1	6,8	103,1643	0,226714	102,45	2384,381	0,042967	111,3544	
2	5,8	103,1643	0,226714	105	2384,381	0,044037	111,23	
3	6,8	103,1643	0,226714	18,8	2384,381	0,007885	115,4364	
4	7,7	103,1643	0,226714	19,7	2384,381	0,008262	115,3924	
5	3	103,1643	0,226714	60,9	2384,381	0,025541	113,382	
6	0,8	103,1643	0,226714	69,8	2384,381	0,029274	112,9477	
7	0,9	103,1643	0,226714	30,6	2384,381	0,012834	114,8605	
8	4	103,1643	0,226714	37	2384,381	0,015518	114,5482	
<b>Σ</b>							<b>M<sub>C,pl,Rd</sub></b>	<b>909,1515</b>

BEAM 26	M <sub>Ed</sub>	M <sub>pl,Rd</sub> [kN/mc]	a	N <sub>Ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	n	M <sub>C,pl,Rd</sub>	
1	90,6	103,1643	0,226714	24,4	2384,381	0,010233	115,1631	
2	106	103,1643	0,226714	31,2	2384,381	0,013085	114,8313	
3	105	103,1643	0,226714	23	2384,381	0,009646	115,2314	
4	90,5	103,1643	0,226714	30	2384,381	0,012582	114,8898	
5	4,4	103,1643	0,226714	17,2	2384,381	0,007214	115,5144	
6	54,4	103,1643	0,226714	50,8	2384,381	0,021305	113,8748	
7	54,4	103,1643	0,226714	18,5	2384,381	0,007759	115,451	
8	4,3	103,1643	0,226714	49,5	2384,381	0,02076	113,9383	
<b>Σ</b>							<b>M<sub>C,pl,Rd</sub></b>	<b>918,8941</b>

BEAM 135	M <sub>Ed</sub>	M <sub>pl,Rd</sub> [kN/mc]	a	N <sub>Ed</sub>	N <sub>c,Rd</sub>	n	M <sub>C,pl,Rd</sub>
1	38,75	103,1643	0,226714	340,2	2384,381	0,142679	99,75259
2	35,9	103,1643	0,226714	330	2384,381	0,138401	100,2503
3	35	103,1643	0,226714	97	2384,381	0,040681	111,6203
4	38	103,1643	0,226714	93,4	2384,381	0,039172	111,796
5	16,3	103,1643	0,226714	219,4	2384,381	0,092015	105,6474
6	6,7	103,1643	0,226714	186,2	2384,381	0,078092	107,2675
7	5,8	103,1643	0,226714	144,7	2384,381	0,060687	109,2927
8	15,4	103,1643	0,226714	134	2384,381	0,056199	109,8148
$\Sigma$ M <sub>C,pl,Rd</sub>							855,4417

Nodo	Colonne	$\Sigma$ M <sub>C,pl,Rd</sub>	$\Sigma$ M <sub>b,pl,Rd</sub>	$\gamma_{Rd}$	$\gamma_{Rd} \Sigma$ M <sub>b,pl,Rd</sub>	$\leq$ M <sub>C,pl,Rd</sub>
34	8	855,44167	442,6686	1,1	486,9354	ok
	187	909,15153	442,6686	1,1	486,9354	ok
37	26	918,89412	104,4476	1,1	114,8924	ok
	135	855,44167	104,4476	1,1	114,8924	ok

### 12.2.4 Collegamenti trave – colonna

Nodo	Trave	M <sub>j,Rd</sub>	$\gamma_{Rd}$	M <sub>b,pl,Rd</sub>	1,1 $\gamma_{Rd}$ M <sub>b,pl,Rd</sub>	$\leq$ M <sub>j,Rd</sub>
34	40	16000,8	1,15	133,1757	168,4673	ok
	53	3752,4	1,15	103,1643	130,5028	ok
	86	3752,4	1,15	103,1643	130,5028	ok
	126	789600	1,15	103,1643	130,5028	ok
37	59	306,2	1,15	40,9881	51,84994	ok
	130	369,6	1,15	40,9881	51,84994	ok
	42	158,9	1,15	11,23571	14,21318	ok
	129	129,2	1,15	11,23571	14,21318	ok

**12.2.5 Collegamenti colonna – fondazione**

Nodo	Colonne	$M_{c,Rd}$	$\gamma_{Rd}$	$M_{c,pl,Rd}$	$1,1 \gamma_{Rd} M_{c,pl,Rd}$	$\leq M_{c,Rd}$
34	8	230	1,15	111,796	141,422	ok
	187	230	1,15	115,4364	146,027	ok
37	26	230	1,15	115,5144	146,1258	ok
	135	230	1,15	109,8148	138,9157	ok

# ALLEGATO 3

**Comune di Caldogno**

**Provincia di Vicenza**

## COMPUTO METRICO

**OGGETTO:** Computo metrico del *Sistema Nidyon*. Parte d'opera: strutture. Pannelli doppi in EPS - RF per le strutture verticali, pannelli in EPS - RF sagomati a travetti per gli orizzontamenti e il getto in calcestruzzo nelle intercapedini. La copertura viene conclusa con ulteriore strato di isolamento termico. Struttura lignea a travetti e tavolato per falde a copertura di spazi aperti. Fondazioni.

**COMMITTENTE:** XXX

**Data:**

**IL TECNICO**





Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	<b>LAVORI A MISURA</b>							
	<b>Opere Edili (SpCat 2) Scavi (Cat 1)</b>							
1 11E.02.02.0 14/05/2013	Scavo a sezione aperta eseguito con mezzi meccanici fino a qualsiasi profondità in terreno di qualsiasi natura e consistenza, esclusa la roccia, compreso eventuali demolizioni di vecchie murature e trovanti di dimensioni non superiori a mc 0.50, lo spianamento e la configurazione del fondo, anche se a gradoni, l'eventuale profilatura di pareti, scarpate e cigli, il paleggio ad uno o più sbracci, il tiro in alto, il trasporto del materiale di risulta a riempimento o in rilevato fino alla distanza media di m 100 e la sua sistemazione nei siti di deposito, oppure il trasporto fino al sito di carico sui mezzi di trasporto entro gli stessi limiti di distanza Scotico primi 40 cm		15,00	15,000	0,400	90,00		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					90,00	3,88	349,20
2 11E.02.02.0 10/09/2013	Scavo a sezione aperta eseguito con mezzi meccanici fino a qualsiasi profondità in terreno di qualsiasi natura e consistenza, esclusa la roccia, compreso eventuali demolizioni di vecchie murature e trovanti di dimensioni non superiori a mc 0.50, lo spianamento e la configurazione del fondo, anche se a gradoni, l'eventuale profilatura di pareti, scarpate e cigli, il paleggio ad uno o più sbracci, il tiro in alto, il trasporto del materiale di risulta a riempimento o in rilevato fino alla distanza media di m 100 e la sua sistemazione nei siti di deposito, oppure il trasporto fino al sito di carico sui mezzi di trasporto entro gli stessi limiti di distanza Sbancamento fondazione		15,00	15,000	0,650	146,25		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					146,25	3,88	567,45
	<b>Trasporti e conferimenti in discarica (Cat 3)</b>							
3 11E.06.02.0 10/09/2013	Trasporto con qualunque mezzo a discarica del materiale di risulta, anche se bagnato, fino a una distanza di km 10, compreso il carico o lo scarico, lo spianamento e l'eventuale configurazione del materiale scaricato Vedi voce n° 2 [m <sup>3</sup> 146.25]					146,25		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					146,25	3,44	503,10
	<b>Aggottamenti - Protezione scavi (Cat 4)</b>							
4 11E.07.01.a 14/05/2013	Aggottamento d'acqua con pompa azionata da motore elettrico o a scoppio con prevalenza fino a m 7.00 per esaurimento di acque freatiche, in condizioni di piena efficienza, completa di accessori e tubazioni per l'allontanamento delle acque, compreso il consumo di energia elettrica e/o carburante e il manovratore addetto saltuariamente alla manovra.					1,00		
	SOMMANO a corpo					1,00	975,73	975,73

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
5 01.05.08.01 14/05/2013	<b>Materiali Opere Edili (SpCat 1)</b> <b>Vespai - Massetti (Cat 9)</b>  Fornitura e posa in opera di ghiaione, in natura ben battuto ed accostato, per riempimenti di zoccoli di fondazione o drenaggio di murature interrato: per drenaggio. Sottofondazione  SOMMANO m <sup>3</sup>		15,00	15,000	0,200	45,00	29,25	1'316,25
						45,00		
6 11I.10.08.a 14/05/2013	<b>Opere difesa suolo (SpCat 5)</b> <b>Drenaggi, Terre Rinforzate, Geotessuti (Cat 13)</b>  Fornitura e posa geotessuto resistenza ultima a trazione intorno a ikN/m 150 Resistenza ultima a trazione intorno a ikN/m 150 in direzione longitudinale e kN/m 45 in direzione trasversale, con allungamento a rottura rispettivamente di circa il 9% e il 20% (DIN 53857). Per deformazioni specifiche del 6% dovrà sviluppare tensioni intorno kN/m 75. Il tessuto dovrà inoltre avere un peso unitario di almeno g/mq 365 (DIN 53854) circa, densità intorno a t/mc 1.3, e permeabilità di circa l/mq/s 11 sotto una colonna d'acqua di altezza cm 10. Per una durata di progetto di 100 anni in suoli normali il geotessuto deve avere una tensione ammissibile di circa kN/m 53.6 in terreni con ciottoli grossolani di diametro fino a mm 125.  SOMMANO m <sup>2</sup>		17,00	17,000		289,00	15,06	4'352,34
						289,00		
7 11E.16.11.0 14/05/2013	<b>Opere Edili (SpCat 2)</b> <b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>  Fornitura e posa di fogli sottozavorra in polietilene. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per il taglio, lo sfrido, il sostegno provvisorio e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte.  SOMMANO m <sup>2</sup>		15,00	15,000		225,00	1,21	272,25
						225,00		
8 11E.08.01.b 14/05/2013	<b>Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b>  Conglomerato cementizio a dosaggio in opera C 12/15  Magrone da 10 cm sopra al manto in polietilene Magrone da 3 cm sopra al tessuto bentonitico  SOMMANO m <sup>3</sup>		15,00	15,000	0,100	22,50	85,35	2'496,49
						6,75		
						29,25		



Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
12 11E.08.04.0 0 11/09/2013	Acciaio in barre per armature di conglomerato cementizio, lavorato e tagliato a misura, sagomato e posto in opera, compreso lo sfrido, le legature e gli oneri relativi ai controlli di legge, del tipo B450C ad aderenza migliorata controllato in stabilimento Vedi voce n° 11 [m³ 55.20]	55,20				3'047,04		
	SOMMANO kg					3'047,04	1,45	4'418,21
	<b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>							
13 11E.16.07.0 0 10/09/2013	Massetto isolante costituito da impasto realizzato a q 2.5 di cemento tipo 325 e mc 1 di prodotti autoespansi con Vermiculite							
	Isolamento		10,50 7,90	6,400 5,600	0,155 0,155	10,42 6,86		
	SOMMANO m³					17,28	205,05	3'543,26
	<b>Edilizia Prefabbricata (Cat 7)</b>							
14 N1 11/09/2013	Fornitura e posa in opera di pannello doppio tipo Nydion composto da due lastre di poliestirene espanso, da due reti elettrosaldate interne e da due esterne portaintonaco, collegate tra loro mediante 8 fili connettori-distanziatori passanti in acciaio zincato per ogni singolo passo orizzontale di 150 [mm], comprensivo di armatura prevista nei calcoli, agganci alla parete sottostante, puntellature, assistenza al getto, disarmo e ogni altro onere per dare l'opera al finito. Costo comprensivo di trasporto, utile d'impresa, costo di costruzione. Muri elevazione					342,00		
	SOMMANO m²					342,00	103,90	35'533,80
	<b>Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b>							
15 11E.08.02.b 11/09/2013	CONGLOMERATO CEMENTIZIO A RESISTENZA CARATTERISTICA IN OPERA classe di lavorabilità S3 (semifluida), classe di esposizione XO, C 25/30, rapporto e/c=0,6	342,00		0,150		51,30		
	SOMMANO m³					51,30	128,47	6'590,51
	<b>Edilizia Prefabbricata (Cat 7)</b>							
16 N2 11/09/2013	Fornitura e posa in opera di pannello solaio tipo Nidyon composto da una lastra di polistirene espanso, ad essa è unita all'intradosso una rete elettrosaldata portaintonaco e all'estradosso una rete con funzione di armo per il getto della cappa, comprensivo di armatura prevista nei calcoli, agganci alle pareti, puntellature e casseformi, assistenza al getto, disarmo e ogni altro onere per dare l'opera al finito. Costo comprensivo di trasporto, utile d'impresa, spese generali. Solaio interpiano Copertura					113,00 111,00		
	SOMMANO m²					224,00	108,14	24'223,36

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
<b>Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b>								
17 11E.08.02.n 06/11/2013	CONGLOMERATO CEMENTIZIO A RESISTENZA CARATTERISTICA IN OPERA sovrapprezzo per impiego di inerti con Dmax mm 15. Vedi voce n. 15					51,30		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					51,30	6,55	336,02
18 11E.08.02.n 06/11/2013	CONGLOMERATO CEMENTIZIO A RESISTENZA CARATTERISTICA IN OPERA sovrapprezzo per impiego di inerti con Dmax mm 15. Vedi voce n. 19					74,49		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					74,49	6,55	487,91
19 11E.08.02.b 11/09/2013	CONGLOMERATO CEMENTIZIO A RESISTENZA CARATTERISTICA IN OPERA classe di lavorabilità S3 (semifluida), classe di esposizione XO, C 25/30, rapporto e/c=0,6 Cappa Travetti	224,00 224,00		0,040 0,220		8,96 49,28		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					58,24	128,47	7'482,09
<b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>								
20 104.02.1.01 0 11/09/2013	Fornitura e posa in opera di materassino in lana di roccia trapuntato con filo di vetro, su superfici verticali. Di spessore mm 100 e densità di 80 kg/m <sup>3</sup> Isolamento copertura					111,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					111,00	37,51	4'163,61
<b>Vespai - Massetti (Cat 9)</b>								
21 11E.13.03.0 0 14/05/2013	Massetto in conglomerato cementizio Rck 25 N/mmq gettato sopra il vespaio in due riprese, compreso l'armatura metallica con rete elettrosaldata di diametro mm 6 e maglia cm 20x20, la compattazione e la fratazzatura della superficie di spessore cm 5		10,50 7,90	6,400 5,600		67,20 44,24		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					111,44	35,09	3'910,43
<b>Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b>								
22 109.01.1.03 5 19/09/2013	Controtelaio di legno Abete grezzo in opera, di spessore cm 2, larghezza da oltre 12 cm fino a 15 cm. Controtelai per realizzazione strutture Nidyon		77,00			77,00		
	SOMMANO m					77,00	11,70	900,90

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
23 00.01.03.04 a 19/09/2013	Sola posa in opera di casse morte per porte interne o per serramenti esterni: (misura massima del foro mq. 4.00) per porte interne, casse da cm. 10/15							
	Posa per realizzazione strutture Sistema Nidyon					22,00		
	SOMMANO cadauno					22,00	44,26	973,72
	<b>Materiali Opere Edili (SpCat 1) Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>							
24 01.03.11.02 19/09/2013	Perlite granulometria 1 ÷ 5,6 mm							
	Riempimento spazio compreso tra la struttura del primo orizzontamento e la struttura lignea delle falde in corrispondenza del primo livello.					6,00		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					6,00	126,07	756,42
	<b>Opere in legno (SpCat 4) Tetti: orditure portanti e secondarie (Cat 14)</b>							
25 P1.05.016 19/09/2013	Fornitura e posa in opera di struttura portante secondaria (arcarecci) in travatura di legno lamellare piallato di abete di prima qualità, piallato secondo dimensioni e disposizioni di progetto, con lamelle sovrapposte per incollaggio mediante colle di tipo resorcinico, compreso il trattamento antiparassitario e fungicida eseguito mediante applicazione esterna di protettivo dato a due mani. Compreso l'adeguato fissaggio alla struttura portante in acciaio zincato a caldo, i chiodi zincati ad aderenza migliorata, i sistemi di fissaggio nodale, la bulloneria, nonché qualsiasi altro onere e materiale accessorio utile per dare l'opera compiuta							
	Falde esterne al perimetro1 - travetti 5x10 cm	17,00	1,40	0,050	0,100	0,12		
	Falde esterne al perimetro2 - travetti 5x10 cm - doppia	23,00	1,28	0,050	0,100	0,15		
	Falde esterne al perimetro3 - travetti 5x10 cm - doppia	12,00	1,40	0,050	0,100	0,08		
	Falde esterne al perimetro3a - travetti 5x10 cm - doppia	11,00	2,94	0,050	0,100	0,16		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					0,51	1'498,79	764,38
	<b>Opere Edili (SpCat 2) Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b>							
26 11E.08.19.a 11/09/2013	Fornitura e posa conglomerato cementizio armato C 25/30 per cordoli, travi e solette							
	Poggioli		4,40	1,200	0,100	0,53		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					0,53	507,34	268,89
27 11E.08.19.a 11/09/2013	Fornitura e posa conglomerato cementizio armato C 25/30 per cordoli, travi e solette							
	Trave di colmo		6,30	0,250	0,550	0,87		
	Trave di colmo2		5,57	0,250	0,550	0,77		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					1,64	507,34	832,04

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
28 11E.20.07.0 0 19/10/2013	<p align="center"><b>Opere in legno (SpCat 4)</b> <b>Tetti: orditure portanti e secondarie (Cat 14)</b></p> FORNITURA E POSA IN OPERA DI TAVOLATO IN LEGNO. Fornitura e posa in opera di tavolato di copertura in legno di abete eseguito con tavole di IVa scelta dello spessore di 20 mm, accostate e chiodate con tre chiodi alla struttura inferiore in corrispondenza di ogni cantere. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per il taglio, lo sfrido, la chioderia, il puntuale e scrupoloso rispetto delle normative vigenti in materia antinfortunistica nei cantieri edili e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Falde di copertura di spazi aperti					28,50		
		SOMMANO m²				28,50	10,29	293,27
		<b>Materiali Opere Edili (SpCat 1)</b> <b>Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b>						
29 11D.05.04.0 0 26/11/2013	ATTREZZATURA PER BANCHINAGGIO, ESCLUSO PERSONALE  Solaio Copertura					113,00		
						111,00		
		SOMMANO mq				224,00	7,15	1'601,60
30 11E.16.12.c 26/11/2013	<p align="center"><b>Opere Edili (SpCat 2)</b> <b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b></p> FORNITURA E POSA IN OPERA DI BARRIERA VAPORE PE/BD spessore mm 0.4.  Copertura Falde a copertura di spazi aperti					111,00		
						21,00		
		SOMMANO mq				132,00	2,44	322,08
	<b>Parziale LAVORI A MISURA euro</b>							122'949,30
	<b>TOTALE euro</b>							122'949,30

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPOR TI	incid. %
		TOTALE	
	<b><u>Riepilogo SUPER CATEGORIE</u></b>		
001	<b>Materiali Opere Edili</b>	6'147,02	5.000
002	<b>Opere Edili</b>	111'392,29	90.600
003	<b>Opere in ferro</b>	0,00	0.000
004	<b>Opere in legno</b>	1'057,65	0.860
005	<b>Opere difesa suolo</b>	4'352,34	3.540
	<b>Totale SUPER CATEGORIE euro</b>	122'949,30	100.000



Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPOR TI	incid. %
		TOTALE	
<b><u>Riepilogo CATEGORIE</u></b>			
001	Scavi	916,65	0.746
002	Reinterri	0,00	0.000
003	Trasporti e conferimenti in discarica	503,10	0.409
004	Aggottamenti - Protezione scavi	975,73	0.794
005	Calcestruzzi - Acciaio - Casseri	38'629,62	31.419
006	Solai	0,00	0.000
007	Edilizia Prefabbricata	59'757,16	48.603
008	Murature	0,00	0.000
009	Vespai - Massetti	5'226,68	4.251
010	Impermeabilizzazioni - Isolamenti	11'530,37	9.378
011	Opere in cartongesso	0,00	0.000
012	Fabbricati	0,00	0.000
013	Drenaggi, Terre Rinforzate, Geotessuti	4'352,34	3.540
014	Tetti: orditure portanti e secondarie	1'057,65	0.860
<b>Totale CATEGORIE euro</b>		<b>122'949,30</b>	<b>100.000</b>

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPOR	incid. %
		TI	
		TOTALE	
<b>Riepilogo Strutturale CATEGORIE</b>			
M	<b>LAVORI A MISURA euro</b>	122'949,30	100.000
M:001	Materiali Opere Edili euro	6'147,02	5.000
M:001.005	Calcestruzzi - Acciaio - Casseri euro	1'601,60	1.303
M:001.009	Vespai - Massetti euro	1'316,25	1.071
M:001.010	Impermeabilizzazioni - Isolamenti euro	3'229,17	2.626
M:002	Opere Edili euro	111'392,29	90.600
M:002.001	Scavi euro	916,65	0.746
M:002.003	Trasporti e conferimenti in discarica euro	503,10	0.409
M:002.004	Aggottamenti - Protezione scavi euro	975,73	0.794
M:002.005	Calcestruzzi - Acciaio - Casseri euro	37'028,02	30.116
M:002.007	Edilizia Prefabbricata euro	59'757,16	48.603
M:002.009	Vespai - Massetti euro	3'910,43	3.181
M:002.010	Impermeabilizzazioni - Isolamenti euro	8'301,20	6.752
M:004	Opere in legno euro	1'057,65	0.860
M:004.014	Tetti: orditure portanti e secondarie euro	1'057,65	0.860
M:005	Opere difesa suolo euro	4'352,34	3.540
M:005.013	Drenaggi, Terre Rinforzate, Geotessuti euro	4'352,34	3.540
<b>TOTALE euro</b>		122'949,30	100.000
Data, 18/11/2013			
<b>Il Tecnico</b>			

# ALLEGATO 4

**Comune di Caldogno**

**Provincia di Vicenza**

## COMPUTO METRICO

**OGGETTO:** Computo metrico del *Sistema IN.NOVA*. Parte d'opera: strutture. Telaio in acciaio controventato, con tamponamenti non strutturali in laterizio, rivestimenti verticali interni ed esterni, solaio con pannelli Xlam, copertura con travi e tavolato lignei e rivestimento termico della copertura. Struttura lignea a travetti e tavolato per la realizzazione di falde a copertura di spazi aperti. Fondazioni.

**COMMITTENTE:** XXX

**Data:**

**IL TECNICO**



Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	<b>LAVORI A MISURA</b>							
	<b>Opere Edili (SpCat 2) Scavi (Cat 1)</b>							
1 11E.02.02.0 0 19/10/2013	Scavo a sezione aperta eseguito con mezzi meccanici fino a qualsiasi profondità in terreno di qualsiasi natura e consistenza, esclusa la roccia, compreso eventuali demolizioni di vecchie murature e trovanti di dimensioni non superiori a mc 0.50, lo spianamento e la configurazione del fondo, anche se a gradoni, l'eventuale profilatura di pareti, scarpate e cigli, il paleggio ad uno o più sbracci, il tiro in alto, il trasporto del materiale di risulta a riempimento o in rilevato fino alla distanza media di m 100 e la sua sistemazione nei siti di deposito, oppure il trasporto fino al sito di carico sui mezzi di trasporto entro gli stessi limiti di distanza Scotico primi 40 cm		15,00	15,000	0,400	90,00		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					90,00	3,88	349,20
2 11E.02.02.0 0 19/10/2013	Scavo a sezione aperta eseguito con mezzi meccanici fino a qualsiasi profondità in terreno di qualsiasi natura e consistenza, esclusa la roccia, compreso eventuali demolizioni di vecchie murature e trovanti di dimensioni non superiori a mc 0.50, lo spianamento e la configurazione del fondo, anche se a gradoni, l'eventuale profilatura di pareti, scarpate e cigli, il paleggio ad uno o più sbracci, il tiro in alto, il trasporto del materiale di risulta a riempimento o in rilevato fino alla distanza media di m 100 e la sua sistemazione nei siti di deposito, oppure il trasporto fino al sito di carico sui mezzi di trasporto entro gli stessi limiti di distanza Sbancamento fondazione		15,00	15,000	0,900	202,50		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					202,50	3,88	785,70
	<b>Trasporti e conferimenti discarica (Cat 3)</b>							
3 11E.06.02.0 0 10/09/2013	Trasporto con qualunque mezzo a discarica del materiale di risulta, anche se bagnato, fino a una distanza di km 10, compreso il carico o lo scarico, lo spianamento e l'eventuale configurazione del materiale scaricato					202,50		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					202,50	3,44	696,60
	<b>Aggottamenti - Protezione scavi (Cat 4)</b>							
4 11E.07.01.a 14/05/2013	Aggottamento d'acqua con pompa azionata da motore elettrico o a scoppio con prevalenza fino a m 7.00 per esaurimento di acque freatiche, in condizioni di piena efficienza, completa di accessori e tubazioni per l'allontanamento delle acque, compreso il consumo di energia elettrica e/o carburante e il manovratore addetto saltuariamente alla manovra.					1,00		
	SOMMANO a corpo					1,00	975,73	975,73

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
5 01.05.08.01 14/05/2013	<b>Materiali Opere edili (SpCat 1) Vespai - Massetti (Cat 9)</b>							
	Fornitura e posa in opera di ghiaione, in natura ben battuto ed accostato, per riempimenti di zoccoli di fondazione o drenaggio di murature interrate: per drenaggio. Sottofondazione		13,00	15,000	0,300	58,50		
	SOMMANO m <sup>3</sup>				58,50	29,25	1'711,13	
6 I.10.08.a 14/05/2013	<b>Opere difesa suolo (SpCat 5) Drenaggi, Terre rinforzate, Geotessuti (Cat 13)</b>							
	Fornitura e posa geotessuto resistenza ultima a trazione intorno a ikN/m 150 Resistenza ultima a trazione intorno a ikN/m 150 in direzione longitudinale e kN/m 45 in direzione trasversale, con allungamento a rottura rispettivamente di circa il 9% e il 20% (DIN 53857). Per deformazioni specifiche del 6% dovrà sviluppare tensioni intorno kN/m 75. Il tessuto dovrà inoltre avere un peso unitario di almeno g/mq 365 (DIN 53854) circa, densità intorno a t/mc 1.3, e permeabilità di circa l/mq/s 11 sotto una colonna d'acqua di altezza cm 10. Per una durata di progetto di 100 anni in suoli normali il geotessuto deve avere una tensione ammissibile di circa kN/m 53.6 in terreni con ciottoli grossolani di diametro fino a mm 125.		15,00	17,000		255,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>				255,00	15,06	3'840,30	
7 11E.16.11.0 0 14/05/2013	<b>Opere Edili (SpCat 2) Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>							
	Fornitura e posa di fogli sottozavorra in polietilene. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per il taglio, lo sfrido, il sostegno provvisorio e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte.		13,00	15,000		195,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>				195,00	1,21	235,95	
8 11E.08.01.b 14/05/2013	<b>Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b>							
	Conglomerato cementizio a dosaggio in opera C 12/15		13,00	15,000	0,100	19,50		
	Magrone da 10 cm sopra al manto in polietilene		13,00	15,000	0,030	5,85		
	Magrone da 3 cm sopra al tessuto bentonitico							
	SOMMANO m <sup>3</sup>				25,35	85,35	2'163,62	

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
9 02.02.02.03 14/05/2013	<p><b>Materiali Opere edili (SpCat 1)</b> <b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b></p> <p>Pannello di cartone biodegradabile, spessore 4,8mm , uniformemente riempito con 7,3Kg di bentonite di sodio naturale additivata con polimeri resistenti ai contaminanti, con un coefficiente di permeabilità uguale o inferiore a 1.E-9 cm/sec. Certificazione ICITE</p>		13,00	15,000		195,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					195,00	10,99	2'143,05
10 11E.08.12.0 0 14/05/2013	<p><b>Opere Edili (SpCat 2)</b> <b>Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b></p> <p>Fornitura e posa in opera di conglomerato cementizio, classe di lavorabilità S3 (semifluida), classe di esposizione XC1, C 25/30, rapporto e/c=0,6, confezionato a macchina per opere di fondazioni statiche di qualsiasi forma e dimensione quali travi rovesce, fondazioni isolate a plinto e fondazioni continue, compreso il ferro tondino d'armatura FeB44K ad aderenza migliorata controllato in stabilimento e sagomato nelle quantità previste dai calcoli statici, redatti a cura e spese dell'Amm.ne appaltante, per un quantitativo massimo fino a 50 kg/m<sup>3</sup>. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per la formazione ed il disfacimento delle casseforme di contenimento dei getti, la vibrazione meccanica, la formazione dei piani superiori e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Fornitura e posa in opera di conglomerato cementizio, classe di lavorabilità S3 (semifluida), classe di esposizione XC1, Rck 25 N/mm<sup>2</sup>, confezionato a macchina per opere di fondazione a platea, compreso il ferro tondino di armatura FeB44K ad aderenza migliorata controllato in stabilimento e sagomato nelle quantità previste dai calcoli statici, redatti a cura e spese dell'Amm.ne appaltante, per un quantitativo massimo fino a 40 kg/m<sup>3</sup>. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per la formazione ed il disfacimento delle casseforme di contenimento dei getti, la vibrazione meccanica, la formazione dei piani superiori e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte.</p>							
	Platea	116,00			0,400	46,40		
	Platea	68,00			0,200	13,60		
	Plinti	28,00	1,15	1,000	1,290	41,54		
	Plinti piccoli	4,00	0,48	0,480	0,600	0,55		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					102,09	203,74	20'799,82
11 11E.08.04.0 0 11/09/2013	<p>Acciaio in barre per armature di conglomerato cementizio, lavorato e tagliato a misura, sagomato e posto in opera, compreso lo sfrido, le legature e gli oneri relativi ai controlli di legge, del tipo B450C ad aderenza migliorata controllato in stabilimento Vedi voce n° 10 [m<sup>3</sup> 102.09]</p>	20,00				2'041,80		
	SOMMANO kg					2'041,80	1,45	2'960,61

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	<b>Vespai - Massetti (Cat 9)</b>							
12 11E.13.12.0 0 10/09/2013	Fornitura e posa in opera di massetto alleggerito praticabile dello spessore di 6 cm per adeguamento di livelli, dosato a 300 kg di cemento tipo R 3.25 per metrocubo di inerte leggero a granulometria idonea. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per la pulizia e preparazione del fondo, la tiratura a livello e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Alleggerito					68,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					68,00	18,13	1'232,84
	<b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>							
13 11E.16.07.0 0 10/09/2013	Massetto isolante costituito da impasto realizzato a q 2.5 di cemento tipo 325 e mc 1 di prodotti autoespansi con Vermiculite							
	Isolamento		10,50 7,90	6,400 5,600	0,155 0,155	10,42 6,86		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					17,28	205,05	3'543,26
14 11E.13.03.0 0 14/05/2013	Massetto in conglomerato cementizio Rck 25 N/mm <sup>2</sup> gettato sopra il vespaio in due riprese, compreso l'armatura metallica con rete elettrosaldata di diametro mm 6 e maglia cm 20x20, la compattazione e la fratazzatura della superficie di spessore cm 5		10,50 7,90	6,400 5,600		67,20 44,24		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					111,44	35,09	3'910,43
	<b>Materiali Opere edili (SpCat 1) Murature (Cat 8)</b>							
15 Carcere di Vicenza 14/05/2013	Pannelli prefabbricati in laterizio, comprensivo di fornitura e posa in opera e degli sfridi necessari all'ancoraggio dei pannelli al telaio in acciaio.					190,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					190,00	15,00	2'850,00



Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	<b>Opere in legno (SpCat 4)</b> <b>Tetti: orditure portanti e secondarie (Cat 14)</b>							
16 11E.20.06.0 0 15/05/2013	FORNITURA E POSA IN OPERA DI ORDITURA PORTANTE IN LEGNO LAMELLARE. 06 Fornitura e posa in opera di orditura portante della copertura, comprendente grossa e piccola orditura, eseguita con travi lamellari segate in legno di abete, a sezione costante, con facce a spigolo smussato delle dimensioni previste dai calcoli statici, che saranno redatti a cura e spese dell'Amm.ne appaltante. Sono comprese le banchine, le travi di spina, le travi trasversali, i puntoni, i colmi, i canteri ecc.. Le opere saranno eseguite con legno lamellare di la scelta, incollato con resine resorciniche e comunque del tipo omologato secondo quanto previsto dalle normative vigenti, impregnato con due mani date a pennello od a spruzzo di impregnante idrorepellente fungobattericida conforme alle norme DIN 68.800 nel colore a scelta della D.L.. Le travi dovranno essere prodotte da stabilimento in possesso della certificazione di idoneità all'incollaggio di elementi strutturali di grandi luci della categoria A ai sensi della normativa DIN 1052, copia di detta certificazione dovrà essere fornita alla D.L. prima della realizzazione degli elementi stessi. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per l'adeguato fissaggio alla struttura sottostante eseguita in acciaio Fe37 protetto esclusivamente mediante zincatura a caldo, i prescritti chiodi zincati ad aderenza migliorata, i sistemi di fissaggio nodale in acciaio zincato, la bulloneria ecc.. Sono inoltre compresi le strutture e le tiranterie necessarie all'irrigidimento e alla controventatura, le piastre di appoggio in neoprene, il taglio, lo sfrido, il puntuale e scrupoloso rispetto delle normative vigenti in materia antinfortunistica nei cantieri edili e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte.							
	Travi lignee- falda tipo 1	26,00	6,30	0,200	0,140	4,59		
	Travi lignee- falda tipo 2	11,00	5,55	0,200	0,140	1,71		
	Travi lignee- falda tipo 3	8,00	2,75	0,200	0,140	0,62		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					6,92	1'140,92	7'895,17
17 11E.20.07.0 0 15/05/2013	FORNITURA E POSA IN OPERA DI TAVOLATO IN LEGNO. Fornitura e posa in opera di tavolato di copertura in legno di abete eseguito con tavole di IVa scelta dello spessore di 20 mm, accostate e chiodate con tre chiodi alla struttura inferiore in corrispondenza di ogni cantere. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per il taglio, lo sfrido, la chioderia, il puntuale e scrupoloso rispetto delle normative vigenti in materia antinfortunistica nei cantieri edili e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte.							
	Tavolato copertura					111,00		
	Tavolato falda esterna1					5,50		
	Tavolato falda esterna2					23,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					139,50	10,29	1'435,46

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	<b>Solai (Cat 6)</b>							
18 Azienda produttrice 15/05/2013	Fornitura e posa in opera di Pannelli Crosslam, a 5 strati, spessore 16 cm. Il prezzo comprende tagli, sfridi, bulloneria, piastre in acciaio e quant'altro sia necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Solaio Terrazzo Terrazzini					113,00 5,50 0,76		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					119,26	120,00	14'311,20
	<b>Materiali Opere edili (SpCat 1) Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>							
19 01.03.11.02 19/09/2013	Perlite granulometria 1 ÷ 5,6 mm  Riempimento spazio compreso tra la struttura del primo orizzontamento e la struttura lignea delle falde in corrispondenza del primo livello.					6,00		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					6,00	126,07	756,42
	<b>Opere Edili (SpCat 2)</b>							
20 104.02.1.01 0 11/09/2013	Fornitura e posa in opera di materassino in lana di roccia trapuntato con filo di vetro, su superfici verticali. Di spessore mm 100 e densità di 80 kg/m3  Isolamento termico copertura telaio	111,00			1,000	111,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					111,00	37,51	4'163,61
	<b>Opere in legno (SpCat 4) Tetti: orditure portanti e secondarie (Cat 14)</b>							
21 P1.05.016 19/09/2013	Fornitura e posa in opera di struttura portante secondaria (arcarecci) in travatura di legno lamellare piallato di abete di prima qualità, piallato secondo dimensioni e disposizioni di progetto, con lamelle sovrapposte per incollaggio mediante colle di tipo resorcinico, compreso il trattamento antiparassitario e fungicida eseguito mediante applicazione esterna di protettivo dato a due mani. Compreso l'adeguato fissaggio alla struttura portante in acciaio zincato a caldo, i chiodi zincati ad aderenza migliorata, i sistemi di fissaggio nodale, la bulloneria, nonché qualsiasi altro onere e materiale accessorio utile per dare l'opera compiuta							
	Falde esterne al perimetro1 - travetti 5x10 cm	22,00	1,20	0,050	0,100	0,13		
	Falde esterne al perimetro1a - travetti 5x10 cm - doppia	6,00	2,65	0,050	0,100	0,08		
	Falde esterne al perimetro2 - travetti 5x10 cm - doppia	17,00	1,30	0,050	0,100	0,11		
	Falde esterne al perimetro3 - travetti 5x10 cm - doppia	22,00	1,20	0,050	0,100	0,13		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					0,45	1'498,79	674,46

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
22 Impresa 19/09/2013	<b>Opere in ferro (SpCat 3)</b> <b>Edilizia Prefabbricata (Cat 7)</b> Fornitura e posa in opera di travi ali larghe HEA-HEB (UNI EN 10025) da 200 a 220 mm. Il costo comprende il trasporto, la mano d'opera, l' utile d'impresa e le spese generali. Pilastrini HEB220 Travi a livello del solaio HEB220 Travi a livello della copertura HEA200 Travi a livello del solaio HEM240		141,20		71,500	10'095,80		
			59,50		71,500	4'254,25		
			101,00		42,300	4'272,30		
			13,80		157,000	2'166,60		
						20'788,95	1,90	39'499,00
23 Impresa 19/09/2013	Fornitura e posa in opera di travi ali larghe HEA-HEB (UNI EN 10025) da 100 a 180 mm. Il costo comprende il trasporto, la mano d'opera, l' utile d'impresa e le spese generali. Pilastrini in falso HEB180 Travi a livello del solaio HEA180 Travi a livello del solaio HEA140 Pilastrini HEA140 Travi a livello del solaio HEA140 - esterne		10,22		51,200	523,26		
			13,00		35,500	461,50		
			17,25		24,700	426,08		
			11,20		24,700	276,64		
			10,00		24,700	247,00		
				1'934,48	1,90	3'675,51		
24 Impresa 19/09/2013	Fornitura e posa in opera Travi UPN (UNI EN 10025) da 140 a 220 mm. Il costo comprende il trasporto, la mano d'opera, l' utile d'impresa e le spese generali. Travi UPN180 Travi UPN180- terrazzini		15,32		22,000	337,04		
			1,60		22,000	35,20		
						372,24	1,90	707,26
25 11E.16.12.c 19/09/2013	<b>Opere Edili (SpCat 2)</b> <b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b> Fornitura e posa in opera di barriera al vapore costituita da teli in polietilene estrusi colorati a bassa densità, posati a secco su superfici sia orizzontali che verticali, sovrapposti sulle giunture di circa 5-10 cm e saldati con nastro biadesivo butilico di larghezza 15 mm. In particolare i teli dovranno essere in possesso delle seguenti caratteristiche tecniche debitamente documentate dall'Appaltatore ed accettate dalla D.L.: - densità 900 kg/m <sup>3</sup> ; - resistenza diffusione vapore 450000 μ. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per il taglio, lo sfrido, il sostegno provvisorio e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. FORNITURA E POSA IN OPERA DI BARRIERA VAPORE PE/BD spessore mm 0.4 Copertura Falde a livello del solaio e terrazze					111,00		
						21,00		
						132,00	2,51	331,32

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	<b>Opere in ferro (SpCat 3) Edilizia Prefabbricata (Cat 7)</b>							
26 Impresa 22/09/2013	Fornitura e posa in opera di laminati mercantili qualità S275. Il costo comprende il trasporto, la mano d'opera, l'utile d'impresa e le spese generali. Controventi - sezione 60x4 mm	120,07	0,06	0,004	7861,000	226,53		
	SOMMANO kg					226,53	1,90	430,41
27 22/09/2013	Sfridi comprensivi di bullonature, saldature, piastre forate varie e tirafondi secondo il progetto di calcolo strutturale della struttura in acciaio. 10% sui Kg di struttura in acciaio *(par.ug.=0,1*23500)	2350,00				2'350,00		
	SOMMANO kg					2'350,00	1,90	4'465,00
28 07.03.00.06 .d 23/09/2013	Tubi saldati a caldo neri: prezzi indicativi delle misure di maggior utilizzo tubo quadro 100 x 100 x3							
	Profilo tubolare sezione quadrata 150x150x8 [mm]		2,60			2,60		
	SOMMANO ml					2,60	10,78	28,03
	<b>Opere Edili (SpCat 2) Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>							
29 Azienda 01/12/2013	PARTE ESTERNA PARETI PERIMETRALI Fornitura e posa di parete di chiusura esterna a secco composta in gessofibra e laterizio, costituita dai seguenti strati dall'esterno: lastra TIPO Powerpanel H2O Fermacell sp. 12,5 mm, struttura in acciaio zincato, pannello isolante in lana di roccia sp. 100 mm, barriera al vapore, parete in laterizio porizzato precompresso.							
	SOMMANO m <sup>2</sup>					240,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					240,00	65,00	15'600,00
	<b>&lt;nessuna&gt; (SpCat 0)</b>							
30 Azienda 01/12/2013	PARTE INTERNA PARETI PERIMETRALI Fornitura e posa di parete divisoria interna a secco composta in gessofibra, costituita dai seguenti strati: lastra gessofibra TIPO Fermacell sp. 12,5 mm, lastra in cartongesso rinforzato tipo Habito Gyproc sp. 12,5 mm, struttura in acciaio zincato, pannello isolante in lana di roccia sp. 50 mm, struttura in acciaio zincato, lastra gessofibra TIPO Fermacell sp. 12,5 mm, lastra in cartongesso rinforzato tipo Habito Gyproc sp. 12,5 mm.							
	SOMMANO m <sup>2</sup>					232,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					232,00	47,90	11'112,80

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	Parziale LAVORI A MISURA euro							153'283,89
	<b>T O T A L E euro</b>							153'283,89

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPOR	incid. %
		TI	
		TOTALE	
	<b><u>Riepilogo SUPER CATEGORIE</u></b>		
000	<nessuna>	11'112,80	7.250
001	Materiali Opere edili	7'460,60	4.867
002	Opere Edili	57'748,69	37.674
003	Opere in ferro	48'805,21	31.840
004	Opere in legno	24'316,29	15.864
005	Opere difesa suolo	3'840,30	2.505
	<b>Totale SUPER CATEGORIE euro</b>	153'283,89	100.000

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPOR	incid. %
		TI	
		TOTALE	
	<b><u>Riepilogo CATEGORIE</u></b>		
000	<nessuna>	11'112,80	7.250
001	Scavi	1'134,90	0.740
002	Reinterri	0,00	0.000
003	Trasporti e conferimenti discarica	696,60	0.454
004	Aggottamenti - Protezione scavi	975,73	0.637
005	Calcestruzzi - Acciaio - Casseri	25'924,05	16.912
006	Solai	14'311,20	9.336
007	Edilizia Prefabbricata	48'805,21	31.840
008	Murature	2'850,00	1.859
009	Vespai - Massetti	2'943,97	1.921
010	Impermeabilizzazioni - Isolamenti	30'684,04	20.018
011	Opere in cartongesso	0,00	0.000
012	Fabbricati	0,00	0.000
013	Drenaggi, Terre rinforzate, Geotessuti	3'840,30	2.505
014	Tetti: orditure portanti e secondarie	10'005,09	6.527
	<b>Totale CATEGORIE euro</b>	153'283,89	100.000

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPOR TI	incid. %
		TOTALE	
	<b><u>Riepilogo Strutturale CATEGORIE</u></b>		
M	<b>LAVORI A MISURA euro</b>	153'283,89	100.000
M:000	<nessuna> euro	11'112,80	7.250
M:001	Materiali Opere edili euro	7'460,60	4.867
M:001.008	Murature euro	2'850,00	1.859
M:001.009	Vespai - Massetti euro	1'711,13	1.116
M:001.010	Impermeabilizzazioni - Isolamenti euro	2'899,47	1.892
M:002	Opere Edili euro	57'748,69	37.674
M:002.001	Scavi euro	1'134,90	0.740
M:002.003	Trasporti e conferimenti discarica euro	696,60	0.454
M:002.004	Aggottamenti - Protezione scavi euro	975,73	0.637
M:002.005	Calcestruzzi - Acciaio - Casseri euro	25'924,05	16.912
M:002.009	Vespai - Massetti euro	1'232,84	0.804
M:002.010	Impermeabilizzazioni - Isolamenti euro	27'784,57	18.126
M:003	Opere in ferro euro	48'805,21	31.840
M:003.007	Edilizia Prefabbricata euro	48'805,21	31.840
M:004	Opere in legno euro	24'316,29	15.864
M:004.006	Solai euro	14'311,20	9.336
M:004.014	Tetti: orditure portanti e secondarie euro	10'005,09	6.527
M:005	Opere difesa suolo euro	3'840,30	2.505
M:005.013	Drenaggi, Terre rinforzate, Geotessuti euro	3'840,30	2.505
	<b>TOTALE euro</b>	153'283,89	100.000
	Data, 18/11/2013		
	<b>Il Tecnico</b>		

# ALLEGATO 5

**Comune di Caldogno**

**Provincia di Vicenza**

## COMPUTO METRICO

**OGGETTO:** Computo metrico per *edilizia tradizionale*. Parte d'opera: strutture. Strutture verticali in muratura di laterizio alveolare, orizzontamenti a travetti prefabbricati e laterizio. La copertura viene conclusa con strato di isolamento termico. Cappotto. Struttura lignea a travetti e tavolato per falde a copertura di spazi aperti. Fondazioni.

**COMMITTENTE:** XXX

**Data:**

**IL TECNICO**





Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	<b>LAVORI A MISURA</b>							
	<b>Opere Edili (SpCat 2)</b>							
	<b>Scavi (Cat 1)</b>							
1 11E.02.02.0 0 14/05/2013	Scavo a sezione aperta eseguito con mezzi meccanici fino a qualsiasi profondità in terreno di qualsiasi natura e consistenza, esclusa la roccia, compreso eventuali demolizioni di vecchie murature e trovanti di dimensioni non superiori a mc 0.50, lo spianamento e la configurazione del fondo, anche se a gradoni, l'eventuale profilatura di pareti, scarpate e cigli, il paleggio ad uno o più sbracci, il tiro in alto, il trasporto del materiale di risulta a riempimento o in rilevato fino alla distanza media di m 100 e la sua sistemazione nei siti di deposito, oppure il trasporto fino al sito di carico sui mezzi di trasporto entro gli stessi limiti di distanza Scotico primi 40 cm		15,00	15,000	0,400	90,00		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					90,00	3,88	349,20
2 11E.02.02.0 0 10/09/2013	Scavo a sezione aperta eseguito con mezzi meccanici fino a qualsiasi profondità in terreno di qualsiasi natura e consistenza, esclusa la roccia, compreso eventuali demolizioni di vecchie murature e trovanti di dimensioni non superiori a mc 0.50, lo spianamento e la configurazione del fondo, anche se a gradoni, l'eventuale profilatura di pareti, scarpate e cigli, il paleggio ad uno o più sbracci, il tiro in alto, il trasporto del materiale di risulta a riempimento o in rilevato fino alla distanza media di m 100 e la sua sistemazione nei siti di deposito, oppure il trasporto fino al sito di carico sui mezzi di trasporto entro gli stessi limiti di distanza Sbancamento fondazione		15,00	15,000	0,650	146,25		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					146,25	3,88	567,45
	<b>Trasporti e conferimenti in discarica (Cat 3)</b>							
3 11E.06.02.0 0 10/09/2013	Trasporto con qualunque mezzo a discarica del materiale di risulta, anche se bagnato, fino a una distanza di km 10, compreso il carico o lo scarico, lo spianamento e l'eventuale configurazione del materiale scaricato Vedi voce n° 2 [m <sup>3</sup> 146.25]					146,25		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					146,25	3,44	503,10
	<b>Aggottamenti - Protezione scavi (Cat 4)</b>							
4 11E.07.01.a 14/05/2013	Aggottamento d'acqua con pompa azionata da motore elettrico o a scoppio con prevalenza fino a m 7.00 per esaurimento di acque freatiche, in condizioni di piena efficienza, completa di accessori e tubazioni per l'allontanamento delle acque, compreso il consumo di energia elettrica e/o carburante e il manovratore addetto saltuariamente alla manovra.					1,00		
	SOMMANO a corpo					1,00	975,73	975,73

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
5 01.05.08.01 14/05/2013	<b>Materiali Opere Edili (SpCat 1)</b> <b>Vespai - Massetti (Cat 9)</b>  Fornitura e posa in opera di ghiaione, in natura ben battuto ed accostato, per riempimenti di zoccoli di fondazione o drenaggio di murature interrate: per drenaggio. Sottofondazione  SOMMANO m <sup>3</sup>		15,00	15,000	0,200	45,00		
						45,00	29,25	1'316,25
6 11I.10.08.a 14/05/2013	<b>Opere difesa suolo (SpCat 5)</b> <b>Drenaggi, Terre Rinforzate, Geotessuti (Cat 13)</b>  Fornitura e posa geotessuto resistenza ultima a trazione intorno a ikN/m 150 Resistenza ultima a trazione intorno a ikN/m 150 in direzione longitudinale e kN/m 45 in direzione trasversale, con allungamento a rottura rispettivamente di circa il 9% e il 20% (DIN 53857). Per deformazioni specifiche del 6% dovrà sviluppare tensioni intorno kN/m 75. Il tessuto dovrà inoltre avere un peso unitario di almeno g/mq 365 (DIN 53854) circa, densità intorno a t/mc 1.3, e permeabilità di circa l/mq/s 11 sotto una colonna d'acqua di altezza cm 10. Per una durata di progetto di 100 anni in suoli normali il geotessuto deve avere una tensione ammissibile di circa kN/m 53.6 in terreni con ciottoli grossolani di diametro fino a mm 125.  SOMMANO m <sup>2</sup>		17,00	17,000		289,00		
						289,00	15,06	4'352,34
7 11E.16.11.0 0 14/05/2013	<b>Opere Edili (SpCat 2)</b> <b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>  Fornitura e posa di fogli sottozavorra in polietilene. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per il taglio, lo sfrido, il sostegno provvisorio e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte.  SOMMANO m <sup>2</sup>		15,00	15,000		225,00		
						225,00	1,21	272,25
8 11E.08.01.b 14/05/2013	<b>Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b>  Conglomerato cementizio a dosaggio in opera C 12/15  Magrone da 10 cm sopra al manto in polietilene Magrone da 3 cm sopra al tessuto bentonitico  SOMMANO m <sup>3</sup>		15,00	15,000	0,100	22,50		
			15,00	15,000	0,030	6,75		
					29,25	85,35	2'496,49	

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI		
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE	
9 02.02.02.03 14/05/2013	<b>Materiali Opere Edili (SpCat 1)</b> <b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>  Pannello di cartone biodegradabile, spessore 4,8mm , uniformemente riempito con 7,3Kg di bentonite di sodio naturale additivata con polimeri resistenti ai contaminanti, con un coefficiente di permeabilità uguale o inferiore a 1.E-9 cm/sec. Certificazione ICITE  SOMMANO m²		15,00	15,000		225,00	10,99	2'472,75	
						225,00			
10 11E.08.06.a 14/05/2013	<b>Opere Edili (SpCat 2)</b> <b>Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b>  Casseforme in legname per opere in fondazione poste in opera piane  SOMMANO m²		106,10		0,400	42,44	23,44	994,79	
						42,44			
11 11E.08.12.0 0 14/05/2013	Fornitura e posa in opera di conglomerato cementizio, classe di lavorabilità S3 (semifluida), classe di esposizione XC1, C 25/30, rapporto e/c=0,6, confezionato a macchina per opere di fondazioni statiche di qualsiasi forma e dimensione quali travi rovesce, fondazioni isolate a plinto e fondazioni continue, compreso il ferro tondino d'armatura FeB44K ad aderenza migliorata controllato in stabilimento e sagomato nelle quantità previste dai calcoli statici, redatti a cura e spese dell'Amm.ne appaltante, per un quantitativo massimo fino a 50 kg/m³. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per la formazione ed il disfacimento delle casseforme di contenimento dei getti, la vibrazione meccanica, la formazione dei piani superiori e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Fornitura e posa in opera di conglomerato cementizio, classe di lavorabilità S3 (semifluida), classe di esposizione XC1, Rck 25 N/mmq, confezionato a macchina per opere di fondazione a platea, compreso il ferro tondino di armatura FeB44K ad aderenza migliorata controllato in stabilimento e sagomato nelle quantità previste dai calcoli statici, redatti a cura e spese dell'Amm.ne appaltante, per un quantitativo massimo fino a 40 kg/m³. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per la formazione ed il disfacimento delle casseforme di contenimento dei getti, la vibrazione meccanica, la formazione dei piani superiori e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Platea Platea Platea  SOMMANO m³	96,00			0,400	38,40	203,74	11'246,45	
			5,50	9,500	0,200	10,45			
			6,90	4,600	0,200	6,35			
						55,20			

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
12 11E.08.04.0 0 11/09/2013	Acciaio in barre per armature di conglomerato cementizio, lavorato e tagliato a misura, sagomato e posto in opera, compreso lo sfrido, le legature e gli oneri relativi ai controlli di legge, del tipo B450C ad aderenza migliorata controllato in stabilimento Vedi voce n° 11 [m³ 55.20]	55,20				3'047,04		
	SOMMANO kg					3'047,04	1,45	4'418,21
<b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>								
13 11E.16.07.0 0 10/09/2013	Massetto isolante costituito da impasto realizzato a q 2.5 di cemento tipo 325 e mc 1 di prodotti autoespansi con Vermiculite							
	Isolamento		10,50 7,90	6,400 5,600	0,155 0,155	10,42 6,86		
	SOMMANO m³					17,28	205,50	3'551,04
<b>Murature (Cat 8)</b>								
14 11E.12.05.0 0 04/11/2013	Muratura in elementi portanti di laterizio alveolare, in opera con malta bastarda.							
	Muri in elevazione	342,00			0,250	85,50		
	SOMMANO m³					85,50	276,49	23'639,90
<b>Solai (Cat 6)</b>								
15 11E.10.01.a 04/11/2013	Solaio in opera per luci fino a m 6.00, costituito da travetti prefabbricati con armatura a traliccio e fondo in laterizio, posti a interasse di cm 60 e interposti elementi di laterizio di spessore 16 cm, compreso il getto di completamento delle nervature e della cappa superiore di cm 4 eseguito in opera con l'impiego calcestruzzo Rck 30 N/mm², l'armatura metallica di dotazione, aggiuntiva e di ripartizione, le puntellazioni provvisorie fino a m 3.50 dal piano d'appoggio, esclusa la formazione di travi, cordoli e corree. Solaio interpiano Copertura					127,00 159,50		
	SOMMANO m²					286,50	69,23	19'834,40
<b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>								
16 104.02.1.01 0 11/09/2013	Fornitura e posa in opera di materassino in lana di roccia trapuntato con filo di vetro, su superfici verticali. Di spessore mm 100 e densità di 80 kg/m³							
	Isolamento copertura: primi 10cm					159,50		
	Isolamento copertura: altri 10cm					159,50		
	SOMMANO m²					319,00	37,51	11'965,69

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
	<b>Vespai - Massetti (Cat 9)</b>							
17 11E.13.03.0 0 14/05/2013	Massetto in conglomerato cementizio Rck 25 N/mmq gettato sopra il vespaio in due riprese, compreso l'armatura metallica con rete elettrosaldata di diametro mm 6 e maglia cm 20x20, la compattazione e la fratazzatura della superficie di spessore cm 5		10,50 7,90	6,400 5,600		67,20 44,24		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					111,44	35,09	3'910,43
	<b>Materiali Opere Edili (SpCat 1) Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>							
18 01.03.11.02 19/09/2013	Perlite granulometria 1 ÷ 5,6 mm  Riempimento spazio compreso tra la stuttura del primo orizzontamento e la struttura lignea delle falde in corrispondenza del primo livello.					6,00		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					6,00	126,07	756,42
	<b>Opere in legno (SpCat 4) Tetti: orditure portanti e secondarie (Cat 14)</b>							
19 P1.05.016 19/09/2013	Fornitura e posa in opera di struttura portante secondaria (arcarecci) in travatura di legno lamellare piallato di abete di prima qualità, piallato secondo dimensioni e disposizioni di progetto, con lamelle sovrapposte per incollaggio mediante colle di tipo resorcinico, compreso il trattamento antiparassitario e fungicida eseguito mediante applicazione esterna di protettivo dato a due mani. Compreso l'adeguato fissaggio alla struttura portante in acciaio zincato a caldo, i chiodi zincati ad aderenza migliorata, i sistemi di fissaggio nodale, la bulloneria, nonché qualsiasi altro onere e materiale accessorio utile per dare l'opera compiuta							
	Falde esterne al perimetro1 - travetti 5x10 cm	17,00	1,40	0,050	0,100	0,12		
	Falde esterne al perimetro2 - travetti 5x10 cm - doppia	23,00	1,28	0,050	0,100	0,15		
	Falde esterne al perimetro3 - travetti 5x10 cm - doppia	12,00	1,40	0,050	0,100	0,08		
	Falde esterne al perimetro3a - travetti 5x10 cm - doppia	11,00	2,94	0,050	0,100	0,16		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					0,51	1'498,79	764,38
	<b>Opere Edili (SpCat 2) Calcestruzzi - Acciaio - Casseri (Cat 5)</b>							
20 11E.08.19.a 11/09/2013	Fornitura e posa conglomerato cementizio aramato C 25/30 per cordoli, travi e solette  Poggioli		4,40	1,200	0,100	0,53		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					0,53	507,34	268,89

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	DIMENSIONI				Quantità	IMPORTI	
		par.ug.	lung.	larg.	H/peso		unitario	TOTALE
21 11E.08.19.a 11/09/2013	Fornitura e posa conglomerato cementizio armato C 25/30 per cordoli, travi e solette							
	Trave di colmo		6,30	0,250	0,550	0,87		
	Trave di colmo2		5,57	0,250	0,550	0,77		
	SOMMANO m <sup>3</sup>					1,64	507,34	832,04
	<b>Opere in legno (SpCat 4)</b> <b>Tetti: orditure portanti e secondarie (Cat 14)</b>							
22 11E.20.07.0 19/10/2013	FORNITURA E POSA IN OPERA DI TAVOLATO IN LEGNO. Fornitura e posa in opera di tavolato di copertura in legno di abete eseguito con tavole di IVa scelta dello spessore di 20 mm, accostate e chiodate con tre chiodi alla struttura inferiore in corrispondenza di ogni cantere. Nel prezzo si intendono compresi e compensati gli oneri per il taglio, lo sfrido, la chioderia, il puntuale e scrupoloso rispetto delle normative vigenti in materia antinfortunistica nei cantieri edili e quanto altro necessario per dare il lavoro finito a regola d'arte. Falde di copertura di spazi aperti							
						28,50		
	SOMMANO m <sup>2</sup>						28,50	10,29
	<b>Opere Edili (SpCat 2)</b> <b>Impermeabilizzazioni - Isolamenti (Cat 10)</b>							
23 Fornito da impresa 06/11/2013	Fornitura e posa in opera di cappotto sp. 10 cm in lana di roccia.							
	Vedi voce n. 14					342,00		
	SOMMANO m <sup>2</sup>					342,00	40,00	13'680,00
	<b>Parziale LAVORI A MISURA euro</b>							109'461,47
	<b>TOTALE euro</b>							109'461,47

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPOR	incid. %
		TI	
		TOTALE	
	<b><u>Riepilogo SUPER CATEGORIE</u></b>		
001	Materiali Opere Edili	4'545,42	4.153
002	Opere Edili	99'506,06	90.905
003	Opere in ferro	0,00	0.000
004	Opere in legno	1'057,65	0.966
005	Opere difesa suolo	4'352,34	3.976
	<b>Totale SUPER CATEGORIE euro</b>	109'461,47	100.000

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPOR TI	incid. %
		TOTALE	
<b><u>Riepilogo CATEGORIE</u></b>			
001	Scavi	916,65	0.837
002	Reinterri	0,00	0.000
003	Trasporti e conferimenti in discarica	503,10	0.460
004	Aggottamenti - Protezione scavi	975,73	0.891
005	Calcestruzzi - Acciaio - Casseri	20'256,87	18.506
006	Solai	19'834,40	18.120
007	Edilizia Prefabbricata	0,00	0.000
008	Murature	23'639,90	21.597
009	Vespai - Massetti	5'226,68	4.775
010	Impermeabilizzazioni - Isolamenti	32'698,15	29.872
011	Opere in cartongesso	0,00	0.000
012	Fabbricati	0,00	0.000
013	Drenaggi, Terre Rinforzate, Geotessuti	4'352,34	3.976
014	Tetti: orditure portanti e secondarie	1'057,65	0.966
<b>Totale CATEGORIE euro</b>		<b>109'461,47</b>	<b>100.000</b>

Num.Ord. TARIFFA	DESIGNAZIONE DEI LAVORI	IMPOR TI	incid. %
		TOTALE	
	<b><u>Riepilogo Strutturale CATEGORIE</u></b>		
M	<b>LAVORI A MISURA euro</b>	109'461,47	100.000
M:001	Materiali Opere Edili euro	4'545,42	4.153
M:001.009	Vespai - Massetti euro	1'316,25	1.202
M:001.010	Impermeabilizzazioni - Isolamenti euro	3'229,17	2.950
M:002	Opere Edili euro	99'506,06	90.905
M:002.001	Scavi euro	916,65	0.837
M:002.003	Trasporti e conferimenti in discarica euro	503,10	0.460
M:002.004	Aggottamenti - Protezione scavi euro	975,73	0.891
M:002.005	Calcestruzzi - Acciaio - Casseri euro	20'256,87	18.506
M:002.006	Solai euro	19'834,40	18.120
M:002.008	Murature euro	23'639,90	21.597
M:002.009	Vespai - Massetti euro	3'910,43	3.572
M:002.010	Impermeabilizzazioni - Isolamenti euro	29'468,98	26.922
M:004	Opere in legno euro	1'057,65	0.966
M:004.014	Tetti: orditure portanti e secondarie euro	1'057,65	0.966
M:005	Opere difesa suolo euro	4'352,34	3.976
M:005.013	Drenaggi, Terre Rinforzate, Geotessuti euro	4'352,34	3.976
	<b>TOTALE euro</b>	109'461,47	100.000
	Data,		
	<b>Il Tecnico</b>		



# ALLEGATO 6

# INDICE TAVOLE

**ST – PE 01** : Comparativa fondazioni Sistema NIDYON – IN.NOVA

Pianta Tracciamento Assi

Pianta Fondazioni

**ST – PE 02** : Comparativa fondazioni Sistema NIDYON – IN.NOVA

Particolari Carpenterie

Particolari Carpenterie metalliche

**ST – PE 03** : Piano Terra ( $\pm 0,00$  m )

Murature

Carpenterie

**ST – PE 04** : Primo Orizzontamento ( $\pm 2,70$  m )

Solai

Carpenterie

**ST – PE 05** : Primo Piano ( $\pm 3,18$  m )

Murature

Carpenterie

**ST – PE 06** : Copertura

Solai

Carpenterie

**ST – PE 07** : Sezioni: A-A, B-B, C-C, D-D.

**ST – PE 08** : Dettagli Carpenterie

Particolari 1 - 6

**ST – PE 09** : Dettagli Carpenterie

Particolari 7 - 11

**ST – PE 10** : Abaco dei Pannelli Nidyon

Tabella Distinta Pannelli

Sequenza modulare dei prospetti

**ST – PE 11** : Particolari Armature

Costituzione del Pannello doppio NYD

Nodi verticali tra pareti

Forometrie

**ST – PE 12 : Particolari Armature**

Nodo parete – solaio / Nodo parete - copertura

Nodo parete – fondazione

Costituzione del Pannello solaio NYF

**ST – PE 13 : Travi**

Sezioni longitudinali e trasversali

Armature

**ST – PE 14 : Parete tipo**

Sezione orizzontale e verticale

Armature sismo - resistenti

**ST – PE 15 : Piano Terra ( $\pm 0,16$  m )**

Pilastrini

Carpenterie metalliche

**ST – PE 16 : Primo orizzontamento ( $\pm 2,77$  m )**

Solai

Carpenterie metalliche

**ST – PE 17 : Piano Primo ( $\pm 3,13$  m )**

Pilastrini

Carpenterie metalliche

**ST – PE 18 : Copertura**

Solai

Carpenterie metalliche

**ST – PE 19 : Sezioni: A-A, B-B.**

**ST – PE 20 : Sezioni: C-C, D-D.**

**ST – PE 21 : Prospetti controventi**

**ST – PE 22 : Piano Terra ( $\pm 0,16$  m)**

Murature

Pannellature prefabbricate

**ST – PE 23 : Piano Primo ( $\pm 3,13$  m)**

Murature

Pannellature prefabbricate

**ST – PE 24 : Distinta Pannelli Prefabbricati in laterizio**

Sequenza modulare dei prospetti

Particolari dei pannelli prefabbricati

**ST – PE 25 : Particolari**

Carpenterie metalliche

Particolari 1 - 4

**ST – PE 26 : Particolari**

Carpenterie metalliche

Particolari 5 - 8