



UNIVERSITÀ  
POLITECNICA  
DELLE MARCHE

*A.T.I.3 Consulting – Studio Neirotti*



FACOLTÀ DI INGEGNERIA  
Corso di Laurea in Ingegneria Civile (LM)

---

**EDIFICI CON SOLAI A PIASTRA IN C.A.:  
PROGETTAZIONE DI UN FABBRICATO DI  
CIVILE ABITAZIONE A TORINO**

---

*Buildings with concrete slab floors:  
design of a new apartment house in Turin*

Relatore:  
**ing. Lando Mentrasti**

Tesi di Laurea di:  
**Giacomo Sorana**  
(matricola: 1076387)

Correlatore:  
**ing. Vittorio Neirotti**

Anno accademico 2019 – 2020



## Sommario

1	Introduzione .....	3
2	Edilizia abitativa: metodologie costruttive nel tempo e nei vari paesi d'Europa.....	5
2.1	Costruzioni tradizionali.....	6
2.1.1	I solai tradizionali.....	7
2.2	Costruzioni prefabbricate.....	15
2.2.1	Costruzioni prefabbricate pesanti .....	16
2.2.1.1	La prefabbricazione pesante a grandi pannelli .....	17
2.2.1.2	La prefabbricazione pesante a cellule spaziali .....	19
2.2.2	Costruzioni prefabbricate leggere .....	20
2.2.2.1	La prefabbricazione leggera in legno .....	22
2.3	Costruzioni industrializzate .....	26
2.3.1	Banches et tables.....	27
2.3.2	Coffrage tunnel.....	30
2.4	Storia europea dell'evoluzione dei sistemi costruttivi residenziali dal dopoguerra in poi ...	32
3	I solai a piastra in calcestruzzo armato per l'edilizia civile.....	39
3.1	I problemi di sfondellamento e instabilità nei solai in latero-cemento .....	39
3.2	Pregi e difetti dei solai a soletta piena .....	42
3.2.1	Pregi.....	42
3.2.2	Difetti.....	46
3.3	Letteratura disponibile sugli edifici con solai a piastra: comportamento locale e sismico globale .....	48
3.4	Confronto sintetico fra solai a piastra e solai in latero-cemento.....	56
3.5	Esempi applicativi dei solai a piastra.....	57
3.5.1	Complesso di edifici per uffici, negozi ed abitazioni a Ginevra, in Svizzera .....	57
3.5.2	Torre BMW a Monaco di Baviera, in Germania .....	60
3.5.3	Centro commerciale Auchan di Cinisello Balsamo (MI) .....	62
4	Fabbricato di nuova costruzione a Torino – Situazione di partenza .....	67
4.1	Premesse architettoniche .....	67
4.2	Studio dell'appetibilità dell'area .....	70
4.3	Aspetti commerciali.....	71
4.4	Aspetti normativi.....	72
4.5	Dati progettuali di partenza .....	73
5	Analisi sismica del fabbricato .....	77
5.1	Elementi strutturali e relativi materiali .....	77
5.2	Analisi dei carichi e combinazioni .....	80
5.3	Spettri di progetto (SLU) e di esercizio (SLE).....	86
5.4	Modellazione in CDM DOLMEN .....	89

5.5	Periodi e modi propri di vibrare della struttura .....	92
5.6	Verifiche allo SLU e allo SLE .....	105
6	Conclusioni .....	113
7	Bibliografia.....	115





# 1 Introduzione

Realizzare edifici con solai in soletta piena può apparire una scelta improbabile per un ingegnere strutturista esperto.

Immediata è la sensazione, peraltro non infondata, che un impalcato massiccio implichi una massa enorme a livello di piano, massa che deve essere innanzitutto sostenuta da elementi verticali di dimensioni maggiori rispetto a quelle usuali. A questo si aggiunge, ed è l'aspetto più critico, l'aggravamento degli effetti sismici che una massa di piano elevata comporta per l'intero edificio. Alla fine sembra alquanto insensato e controproducente realizzare edifici con questa tipologia di solaio.

Eppure, in molti paesi d'Europa, tale tecnologia viene utilizzata quasi sistematicamente; anche in Italia questa tecnica si sta pian piano diffondendo, trovando spazio soprattutto nel campo dell'edilizia residenziale.

Nel presente lavoro, condotto durante un ampio periodo di collaborazione con lo studio A.T.I.3 Consulting di Torino, si è cercato di coglierne le motivazioni architettonico-compositive, tecnologiche e strutturali.

Si inizia dall'esame delle metodologie costruttive sviluppatesi nel tempo e nei vari paesi europei (paragrafo 2); si passa attraverso la ricerca sitografica e di letteratura tecnica sull'utilizzo dei solai a piastra nell'edilizia civile (paragrafo 3); si studia quindi il comportamento di un nuovo fabbricato di civile abitazione a Torino realizzato con questa tipologia (paragrafi 4 e 5), per giungere infine ad una valutazione complessiva di questa scelta, tanto semplice quanto innovativa, se ben disegnata (paragrafo 6).

L'elaborato è completato da due appendici che costituiscono parte integrante del lavoro svolto:

- *Appendice 1*  
**DIARIO DI BORDO: Cronaca di un percorso progettuale**
- *Appendice 2*  
**IMPALCATI IN LAMIERA GRECATA E CLS: Progettazione e verifiche secondo l'NTC2018 e l'EC3**



## 2 Edilizia abitativa: metodologie costruttive nel tempo e nei vari paesi d'Europa

Il miglioramento della qualità della vita è sempre stato un obiettivo che l'uomo ha cercato di inseguire.

Cosa si intende per *qualità della vita*? Secondo la Treccani [1], *“Non esiste un'unica definizione di QoL (Quality of Life), e nella letteratura ne sono state proposte diverse, ognuna delle quali enfatizza un aspetto e si richiama comunque a determinate teorie di riferimento. Per es., il gruppo di lavoro sulla QoL dell'OMS proponeva nel 1995 la seguente definizione: «La percezione dell'individuo della propria posizione nella vita nel contesto dei sistemi culturali e dei valori di riferimento nei quali è inserito e in relazione ai propri obiettivi, aspettative, standard e interessi» (WHOQOL, The World health organization quality of life assessment, Position paper from the World health organization, «Social science and medicine», 1995, 41, 10, p. 1405). È bene evidenziare che, in generale, quando si parla di QoL tutte le definizioni prendono in considerazione aspetti che vanno al di là delle condizioni di salute dell'individuo, per includerne di molto generici, che difficilmente possono essere valutati e misurati nella pratica medica”*.

L'enciclopedia libera Wikipedia, inoltre, sostiene che [2] *“Il dibattito sulla qualità di vita è antico. Già Aristotele, per esempio, lo ha trattato nell'Etica Nicomachea usando il concetto di eudaimonia, che in greco significa "buon spirito" o felicità. Prima di lui, Platone aveva dedicato vari anni della sua vita a organizzare praticamente il governo e la città perfetta. Ai due filosofi greci si sono poi aggiunti lungo i secoli numerosi altri filosofi, religiosi, sociologi che si sono cimentati a descrivere in dettaglio gli elementi necessari per una comunità felice. Oggi il concetto di qualità di vita è strettamente correlato ai termini "vivibile" e "vivibilità", riferiti all'ambiente economico-sociale più o meno desiderabile di una cittadina, di una metropoli o di un Paese”*.

I termini *vivibile* e *vivibilità* non possono che dipendere dalla qualità e dalla funzionalità, oltre che dei servizi, anche delle strutture pubbliche e private da ciascun individuo. Relativamente al settore edile, e nello specifico al settore dell'edilizia abitativa (o residenziale), l'uomo ha sempre cercato di sviluppare tecnologie che permettessero di ottenere abitazioni, oltre che più confortevoli, principalmente più *resistenti* a tutte le diverse categorie di carico gravanti sulle stesse: agenti atmosferici (pioggia, neve, vento), fuoco, carichi verticali statici, affollamento, sisma, e così via.

A questo bisogno primario di ottenere case *sicure* entro cui vivere con una certa tranquillità, negli anni si sono succeduti diversi altri bisogni, tra cui quello di dover ricostruire rapidamente a seguito di una guerra distruttiva oppure quello di ottenere costruzioni articolate per soddisfare particolari esigenze richieste da un certo tipo di clientela. Tra i bisogni più recenti si trovano poi le richieste architettoniche, sempre più insistenti, volte a massimizzare il risparmio energetico delle abitazioni, richieste che influiscono pesantemente sul modo di costruire e concepire una struttura residenziale.

Viene quindi spontaneo parlare di metodologie costruttive dei fabbricati residenziali, con particolare riguardo al loro recente sviluppo storico in ambito nazionale ed europeo.

Per **metodologia costruttiva** (o sistema costruttivo), in generale, si intende una serie organizzata di conoscenze tecniche e di fasi esecutive per mezzo delle quali può essere

realizzato un edificio [3]. I sistemi costruttivi si differenziano tra loro per materiali, manodopera e attrezzature impiegate [4].



Figura 1: Fase realizzativa di un edificio per civile abitazione.

Tra le metodologie costruttive dell'edilizia abitativa, del passato o ancora in uso, si trovano:

- Costruzioni tradizionali
  - Costruzioni tradizionali *storiche*
  - Costruzioni tradizionali *evolute*
- Costruzioni prefabbricate
  - Costruzioni prefabbricate pesanti
  - Costruzioni prefabbricate leggere
- Costruzioni industrializzate

## 2.1 Costruzioni tradizionali

Le **metodologie costruttive tradizionali** sono sistemi originali, affinati nel tempo, che variano a seconda dei contesti ambientali, dei materiali impiegati e della necessità di attrezzature, ma anche dell'abilità e della quantità di manodopera disponibile.

Caratteristica importante di questa tipologia è la stretta interdipendenza tra le esigenze abitative e le risorse naturali localmente disponibili. I sistemi costruttivi tradizionali, specialmente in passato, facevano ricorso alla reperibilità dei materiali in luoghi molto vicini al punto in cui veniva eretto l'edificio.

Le metodologie costruttive tradizionali sono, in genere, caratterizzate da:

1. Impostazione del lavoro e impiego della manodopera su basi pressoché artigianali;
2. Impiego di materiali e semi-lavorati da posare in opera, con eventuali aggiustaggi per adattarli alle dimensioni degli elementi costruttivi da realizzare (per esempio, taglio di mattoni o pietra);
3. Elevata incidenza della manodopera per tutte le operazioni di trasporto, immagazzinamento, sollevamento, confezionamento e messa in opera.

I sistemi costruttivi tradizionali si possono distinguere in:

- Sistemi costruttivi tradizionali **storici**, nei quali le costruzioni presentano elementi portanti verticali continui, di notevole spessore, rappresentati da murature in pietra o in laterizio, raramente archi e volte;
- Sistemi costruttivi tradizionali **evoluti**, nei quali le costruzioni presentano una struttura portante intelaiata, in calcestruzzo armato o acciaio, e pareti non portanti in laterizio (con funzione di partizione verticale).

Nell'era moderna, l'arrivo dell'acciaio su grande scala e l'avvento del calcestruzzo armato hanno determinato una forte evoluzione sui sistemi di costruzione tradizionali. La struttura portante dell'edificio, fino a quel momento costituita da muri perimetrali e muri di spina, ha assunto un'ossatura a telaio, costituita da pilastri di sezione limitata, travi e solai, tipicamente in latero-cemento.

In questa configurazione le pareti perdono la loro funzione portante, riducendosi di spessore e limitandosi alla sola funzione di chiusura rispetto all'ambiente esterno o partizione interna. La diminuzione della sezione degli elementi verticali portanti e la loro disposizione all'interno della pianta dell'edificio, con la costituzione di un reticolo o maglia strutturale, limitano l'ingombro e consentono distribuzioni planimetriche meno vincolate. Col passare degli anni, la precisa definizione dei ruoli funzionali delle parti degli edifici e la specializzazione, dal punto di vista strutturale, degli elementi edilizi hanno finito per modificare i criteri di progettazione.

Tutto questo ha portato alla pressoché totale separazione dei procedimenti costruttivi evoluti in:

- Costruzioni con ossatura in calcestruzzo armato;
- Costruzioni con ossatura in acciaio.

### 2.1.1 I solai tradizionali

Il solaio è l'elemento strutturale orizzontale o sub-orizzontale che, suddividendo in altezza l'edificio, costituisce l'orizzontamento dei vari piani e fornisce, all'ultimo, la chiusura di copertura.

Il principale compito del solaio è quello di trasferire i pesi su di esso agenti, inclusi i pesi propri degli elementi costituenti il solaio stesso, alle strutture portanti verticali [5]. In caso sismico, il solaio deve ripartire l'azione orizzontale tra i controventi.

Oltre quella strutturale, il solaio svolge funzioni - allo stesso modo importanti - di isolamento acustico, termico e, nel caso delle coperture, di protezione dagli agenti atmosferici (quali vento e neve) per gli ambienti interni.

I solai tradizionali, concepiti nell'ambito di metodologie costruttive tradizionali, possono essere suddivisi sostanzialmente in quattro tipologie [6]:

- 1) Solai in legno;
- 2) Solai in ferro;
- 3) Solai in latero-cemento;
- 4) Solai in cemento armato.

I solai in legno sono quelli di origine più antica e sono costituiti quasi esclusivamente da elementi lignei, con l'eventuale presenza di sottofondi, pavimentazioni e/o controsoffitti di differente materiale. Vi è un'orditura principale di travi, una possibile orditura secondaria di travetti, e infine un tavolato a coprire (o eccezionalmente un impalcato a tavelle o mattoni), sul quale può essere realizzato il massetto d'allettamento per la pavimentazione (Figura 2).

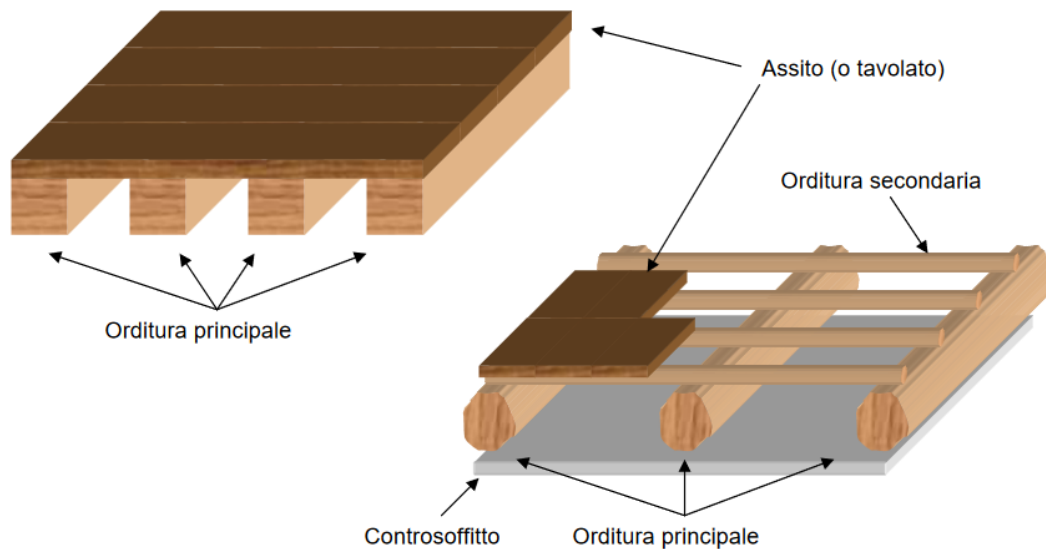


Figura 2: Solaio in legno.

Una prima evoluzione tecnologica dei solai in legno è rappresentata dai solai in ferro dove, al posto delle travi portanti lignee, vengono utilizzate travi portanti in acciaio. I vantaggi sono rappresentati dalla maggior capacità portante offerta dai profilati in acciaio, dalla ridottissima deformabilità, dalla maggiore durabilità nel tempo e, soprattutto, dall'incombustibilità. Tra i solai in ferro si ricordano i solai in ferro con voltine (molto usati a partire dal 1800 e ravvisabili oggi negli edifici storici, vedi Figura 3), i solai in ferro con tavelloni (poggiati sulle ali inferiori oppure sulle ali superiori delle travi, vedi Figura 4) e i solai in lamiera grecata (Figura 5).

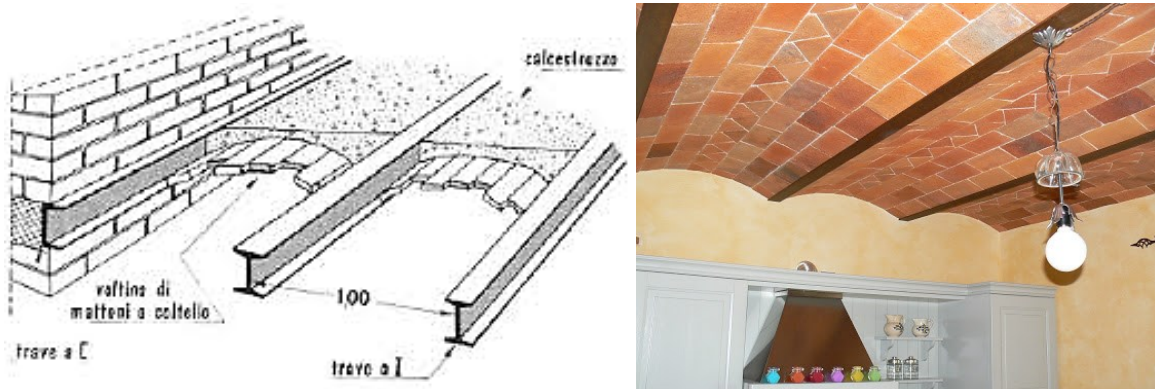


Figura 3: Solaio in ferro con voltine.



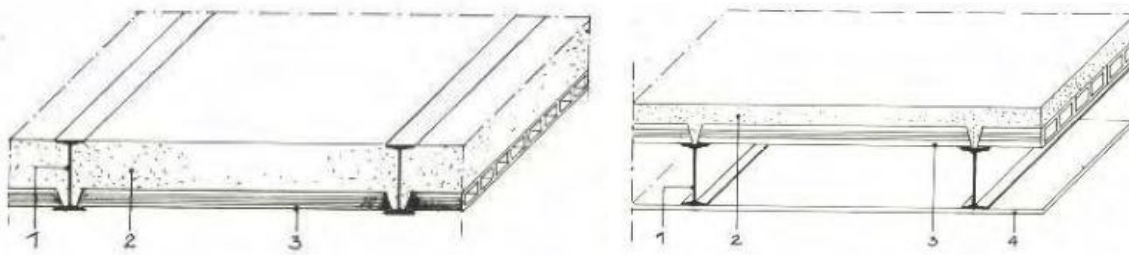


Figura 4: Solaio in ferro con tavelloni; a sinistra, tavolato poggiato sulle ali inferiori delle travi; a destra, tavolato poggiato sulle ali superiori delle travi.

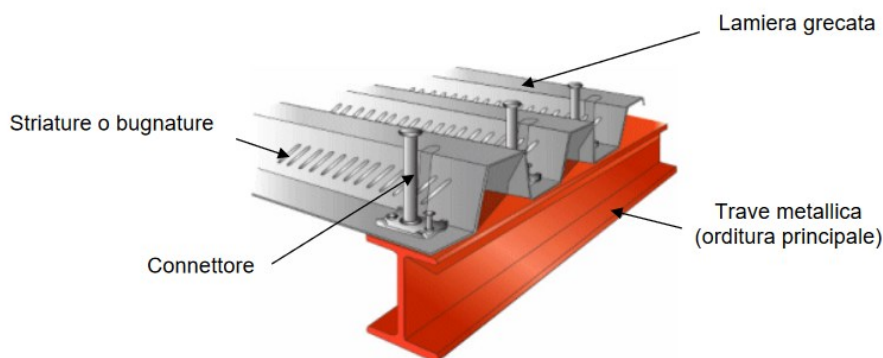


Figura 5: Solaio in lamiera grecata.

Oggi, le tipologie maggiormente utilizzate sono senza dubbio i solai in latero-cemento e i solai in cemento armato. Queste due tipologie hanno subito, e stanno tuttora subendo, un'evoluzione tecnologica importante nell'intero panorama europeo.

Il solaio in latero-cemento è frutto di diverse sperimentazioni a partire dai solai precedentemente descritti. Tale tipologia nasce per motivi di economicità e anche per far fronte a richieste sempre più esigenti nell'ambito strutturale ed energetico: oltre al compito base di reggere il peso proprio ed i carichi derivanti dall'uso dell'ambiente, viene infatti richiesto al solaio di mantenersi indeformato nel tempo, avere una buona resistenza al fuoco e fornire un adeguato isolamento termico e acustico.

Le tipologie di solai in latero-cemento usualmente realizzate sono:

- a. Solai completamente gettati in opera;
- b. Solai a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio interposti, con soletta di completamento;
- c. Solai con lastre in c.a. e blocchi di alleggerimento (*predalles*);
- d. Solai a pannelli prefabbricati;
- e. Solai tipo SAP;
- f. Solai alveolari (o alveolati);
- g. Solai a soletta piena.

I **solai gettati in opera** sono realizzati poggiando su un tavolato provvisorio in legno (sbadacchiatura) i laterizi (detti anche *pignatte*), ponendoli affiancati con un interasse tale da consentire la realizzazione dei travetti in cemento armato; questi sono ottenuti posizionando preliminarmente le barre d'armatura ed effettuando successivamente un getto di

completamento in calcestruzzo (Figura 6). Al di sopra delle pignatte, contemporaneamente al getto dei travetti, viene realizzata una soletta in calcestruzzo dello spessore di almeno 4 cm, inglobando nel getto una rete elettrosaldata avente funzione di migliorare la ripartizione dei carichi verticali nel piano e mitigare le tensioni di ritiro. L'assito provvisorio viene smontato al raggiungimento della maturazione del calcestruzzo (in genere dopo 28 giorni dal getto). L'intradosso grezzo del solaio, costituito interamente dai fondi delle pignatte, viene rifinito con l'applicazione di uno o più strati di intonaco.

Agli elementi descritti si aggiungono poi, superiormente, ulteriori elementi cosiddetti *non strutturali*, ovvero isolanti acustici, coibenti, massetti di ricoprimento per tubazioni e impianti (alleggeriti e non) e pavimentazioni. Si può prevedere, inferiormente, la realizzazione di un controsoffitto per il posizionamento di specifici impianti dell'edificio come può essere, ad esempio, quello della ventilazione controllata per il ricambio d'aria o quello idraulico.

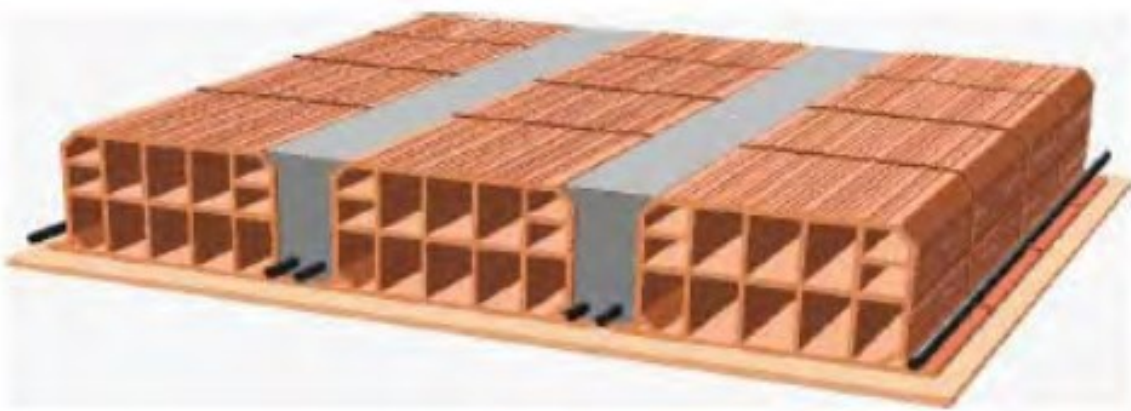


Figura 6: Solaio in latero-cemento gettato in opera: vista assonometrica di travetti e pignatte.

L'alleggerimento offerto dalle pignatte serve ad ottimizzare l'utilizzo del calcestruzzo limitando al massimo la quantità di cemento nelle zone tese del solaio, dove la resistenza a trazione per le sollecitazioni flessionali è affidata alle sole barre d'armatura dei travetti (assumendo per il calcestruzzo una resistenza trascurabile a trazione).

In alcuni casi il blocco di laterizio può essere di tipo collaborante per cui, oltre a svolgere le funzioni di alleggerimento e coibentazione del solaio, è chiamato a contribuire alla rigidità flessionale dell'impalcato [7], in particolare nelle zone tese. I blocchi collaboranti partecipano alla resistenza del solaio in modo solidale con gli altri materiali (soletta e travetti), perciò possono essere considerati veri e propri elementi strutturali.

La procedura di realizzazione del solaio gettato in opera richiede un notevole lavoro di manodopera: si pensi alla preparazione dell'impalcatura di sostegno e alla casseratura, al trasporto e posizionamento delle pignatte, al posizionamento delle barre d'armatura, al getto e vibrazione a regola d'arte del calcestruzzo dei travetti e della soletta, al disarmo. Pur trattandosi di una tipologia onerosa, il sistema di funzionamento del solaio è piuttosto semplice e la sua realizzazione non richiede l'uso di speciali attrezzature. I problemi possono sorgere, però, laddove siano disponibili spazi di lavoro ristretti, come ad esempio nei centri storici: la movimentazione delle pignatte richiede infatti un certo spazio di manovra.

Tale tipologia costruttiva ha trovato, e trova tuttora, larga applicazione: nel tempo si è cercato di perfezionarla, mantenendone il grande pregio della semplicità di sistema e migliorandone i difetti precedentemente citati.

L'utilizzo di **travetti prefabbricati** ha semplificato di molto la procedura costruttiva del solaio in latero-cemento. Infatti, i solai caratterizzati da una struttura portante prefabbricata, o fabbricata a piè d'opera, non necessitano di cassetture e strutture di sostegno in fase di esecuzione (ne risulta molto semplificato, cioè, il puntellamento, Figura 7): pertanto, la loro realizzazione è più rapida rispetto ai solai gettati in opera.



Figura 7: Solaio in latero-cemento a travetti prefabbricati.

Tali solai si realizzano mediante posizionamento (sugli elementi verticali d'appoggio, pilastri, travi e limitati puntelli) dei travetti prefabbricati seguita dalla collocazione dei laterizi, dell'eventuale armatura integrativa e della rete elettrosaldata superiore e getto finale di calcestruzzo di completamento. Esistono diverse tipologie di travetti prefabbricati, come ad esempio: travetto con fondello in laterizio parzialmente gettato e traliccio, travetto intralciato in cemento armato, travetto precompresso, eccetera.

Il sistema ha un buon comportamento dal punto di vista dei carichi verticali (per civili abitazioni soprattutto) e comporta costi contenuti. Tra i difetti vi sono le elevate lunghezze che possono assumere i travetti prefabbricati, che talvolta costringono a percorsi obbligati di movimentazione, e il fatto che l'intradosso del solaio si presenta con due diversi materiali, il laterizio delle pignatte e il cemento dei travetti prefabbricati (salvo il caso notevole in cui si utilizzino travetti con fondelli in laterizio). A causa della disomogeneità dell'intradosso del solaio, nonostante la successiva applicazione dell'intonaco, è facile che si creino ponti termici e micro-fessurazioni che sono da evitare se si vuole la coibentazione degli ambienti interni riscaldati.

Per ridurre la manodopera necessaria alla realizzazione del solaio e velocizzarne le fasi di costruzione, si è cercato nel tempo di aumentare la parte prefabbricata da portare in cantiere e posizionare prima di eseguire un getto di calcestruzzo di completamento. Per questo è nato il cosiddetto **solaio predalles**, con blocchi di alleggerimento incorporati.

Le *predalles* sono lastre di calcestruzzo armato (e vibrato) prefabbricate, eventualmente precomprese, aventi spessore di almeno 4 cm, larghezza 1.20 m e lunghezza pari alla luce da coprire. In fase di realizzazione in stabilimento, vengono parzialmente annegati dei tralicci d'acciaio, opportunamente distanziati tra loro: ciò serve a permettere, in opera, il corretto posizionamento di elementi di alleggerimento quali blocchi in laterizio o, più comunemente, in polistirene espanso o simili (Figura 8). I blocchi di alleggerimento realizzano così la cassaforma per le nervature entro cui sarà effettuato il getto di calcestruzzo integrativo (Figura

9). Il collegamento tra la soletta superiore e la lastra prefabbricata è assicurato dai tralicci. Il sistema funziona contemporaneamente da cassero autoportante e struttura.

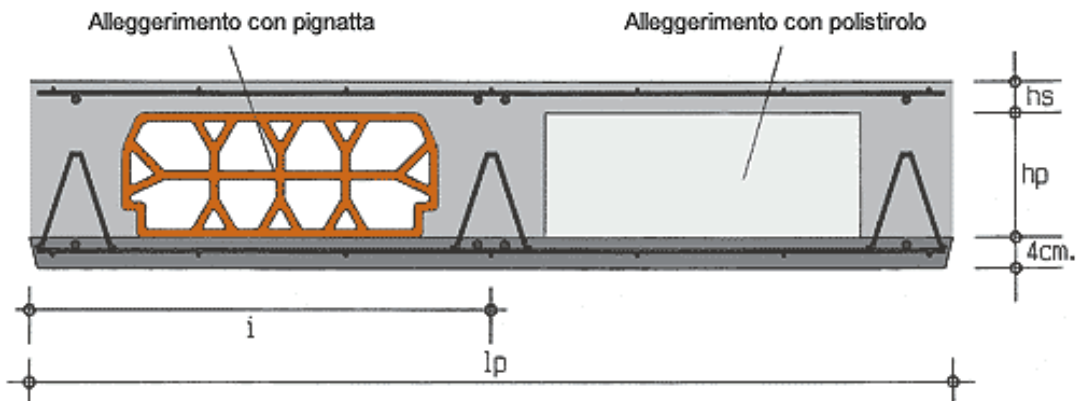


Figura 8: Solaio in predalles: alleggerimento con blocchi in laterizio (sinistra) o in polistirene espanso (destra).

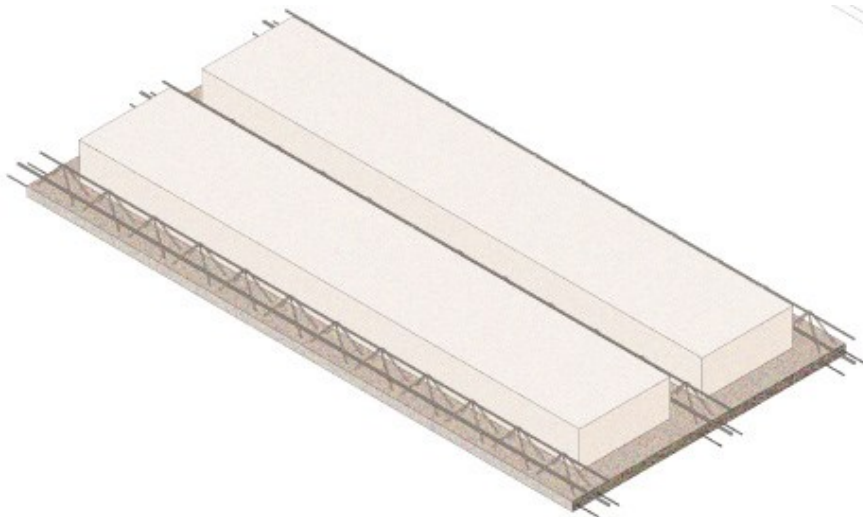


Figura 9: Solaio in predalles: vista assometrica lastra in c.a. e dei blocchi di alleggerimento in polistirene espanso.

Oltre a risultare di rapida esecuzione, tali solai presentano ulteriori vantaggi quali la facilità di posa in opera con normali mezzi di sollevamento, una buona resistenza al fuoco (che può essere incrementata aumentando lo spessore della lastra) e un'elevata sicurezza in fase in montaggio. Sono particolarmente convenienti in tutti i casi in cui il loro intradosso può essere lasciato senza intonaco; in caso di civile abitazione, invece, le *predalles* possono essere rasate e tinteggiate [8]. La resistenza al fuoco è garantita dalla soletta di fondo, interamente in calcestruzzo, che rende questa tipologia di solaio particolarmente indicata in ambienti dove è necessario sottostare alle norme antincendio. Resta, però, il problema della movimentazione di elementi prefabbricati in spazi di manovra ridotti.

Il costo elevato della manodopera, unitamente alla necessità di velocizzare le operazioni costruttive (ricostruzione post bellica, climi sfavorevoli, eccetera), ha portato allo sviluppo di tecniche che aumentassero ancora di più il grado di prefabbricazione degli orizzontamenti, arrivando a ridurre le operazioni da eseguire in opera al posizionamento di grandi elementi prefabbricati seguito da un getto in calcestruzzo avente funzione livellante e di connessione *umida* fra gli stessi.



Sono nati così i **solai a pannelli prefabbricati**, ovvero solai realizzati quasi interamente in stabilimento mediante assemblaggio di laterizi e travetti armati. I pannelli sono previsti di anelli d'acciaio, inglobati nei travetti in cemento armato, da utilizzare per la movimentazione in cantiere degli stessi (Figura 10 e Figura 11).

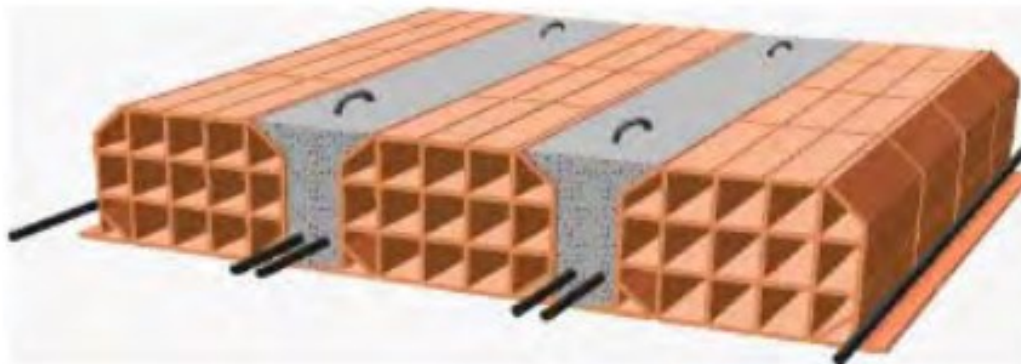


Figura 10: Solaio a pannelli prefabbricati: vista assonometrica di un singolo pannello.



Figura 11: Solaio a pannelli prefabbricati: fase di posa in opera.

In linea di massima, tali solai presentano gli stessi vantaggi e problemi di quelli realizzati in *predalles*; sono caratterizzati, però, da una più rapida esecuzione in cantiere, presentano un intradosso omogeneo (formato da solo laterizio) e necessitano di poche opere di sostegno provvisorio e ridotti getti di completamento. Hanno una certa autoportanza e per questo vengono utilizzati soprattutto quando non è possibile puntellare per far fronte ai carichi verticali in fase di getto. Di contro, risultano poco versatili per configurazioni particolari in pianta, oltre che poco maneggevoli in cantiere (pesanti e ingombranti) e di limitata produzione in stabilimento.

Un'ulteriore tipologia di solaio caratterizzata da una buona velocità esecutiva è quella definita di **tipo SAP**, introdotta in Italia intorno al 1930, ma via via abbandonata negli anni (Figura 12). Il solaio *SAP* era un solaio costituito da travetti in laterizio armato, assemblati a piè d'opera mediante il posizionamento di barre d'armatura (in genere lisce e dal diametro ridotto) in tasche appositamente predisposte nel laterizio e successiva sigillatura in malta. I travetti in laterizio armato venivano quindi posati uno accanto all'altro e resi interdipendenti mediante un getto in calcestruzzo.

Molto spesso questi solai erano sprovvisti di soletta di ripartizione, ma all'intradosso si presentavano omogenei essendo questo costituito interamente dai fondi dei laterizi. Il principale problema che ha portato all'abbandono di tale tecnica è quello legato ai fenomeni di dissesto che la contraddistinguevano nel lungo periodo, come ad esempio i distacchi di intonaco e laterizi che, conseguentemente, mettevano a nudo le barre d'armatura molto spesso ossidate per effetto dei ridottissimi copriferri.

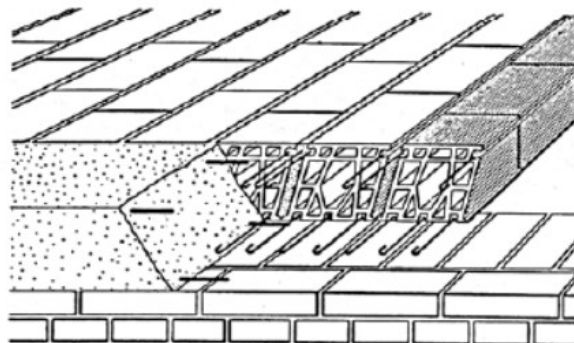


Figura 12: Solai tipo "SAP".

Tra i solai in cemento armato vi sono invece i solai alveolari (o alveolati) e i solai a soletta piena.

I **solai alveolari** (Figura 13) sono costituiti da lastre prefabbricate in cemento armato vibrato e precompresso (a fili aderenti). Sono larghe in genere 1.2 m e vengono utilizzate per lo più nelle strutture con luci che superano i 6 metri e nelle costruzioni prefabbricate: grossi centri commerciali, edilizia industriale, parcheggi, ma anche grandi edifici di civile abitazione. Le lastre sono dette *alveolate* per la presenza di canali cilindrici, al loro interno, realizzati in stabilimento mediante l'uso di tubi-forma: tra le funzioni di questi cilindri vuoti vi sono quella di alleggerire il peso del solaio, risparmiando il materiale meno coinvolto nella distribuzione delle sollecitazioni, e quella di conferire al pannello migliori caratteristiche di fono assorbimento, isolamento termico e resistenza al fuoco. I canali possono essere anche sfruttati per il passaggio di tubazioni e impianti.

Tale soluzione si è fatta largo, in Italia, a partire dagli anni '70 con lo scopo di aumentare maggiormente la prefabbricazione degli elementi portanti del solaio: con il solaio alveolare, infatti, le operazioni da eseguire in opera consistono (generalmente) solo in un getto di completamento in calcestruzzo (essendo le lastre autoportanti e totalmente prefabbricate).



Figura 13: Solaio alveolare.



Infine, i **solai a soletta piena** hanno un livello di prefabbricazione praticamente nullo ma un'elevatissima semplicità esecutiva, rappresentata dalla linearità delle fasi di realizzazione: si dispone un grande tavolato di sostegno, si posizionano le armature della piastra e si realizza il getto in calcestruzzo. Vi è anche la possibilità di alleggerire il solaio tramite appositi blocchi di alleggerimento, con conseguente formazione di nervature nella soletta. I pregi e i difetti di questa tipologia costruttiva vengono dettagliatamente descritti al capitolo 3.

## 2.2 Costruzioni prefabbricate

Il termine **prefabbricazione**, nella produzione edilizia, indica un processo che utilizza elementi fabbricati prima di essere messi in opera in cantiere, il cui luogo di produzione, spesso, è una sede industriale, indipendente dal cantiere specifico [9].

Va notato che, all'interno delle costruzioni tradizionali (capitolo 2.1), e in particolare dei solai tradizionali in latero-cemento, vi è sempre la presenza di elementi prefabbricati: si pensi alle pignatte, ai blocchi in polistirolo, alle lastre *predalles*. Eppure non si può parlare, per questa tipologia costruttiva, di prefabbricazione edilizia vera e propria. Il termine *prefabbricazione*, infatti, assume il suo senso pieno e attuale quando gli elementi fabbricati al di fuori del cantiere tradizionale assumono una dimensione e una complessità funzionale tale che l'intero processo di produzione edilizia ne viene radicalmente modificato. Ne consegue uno stravolgimento del modo stesso di concepire il progetto, il quale non potrà prescindere da una stretta connessione tra le fasi produttive e la messa in opera in cantiere dell'intera costruzione, con significative ripercussioni sull'assetto morfologico, tipologico, formale e insediativo degli edifici così ottenuti.

Lo sviluppo della prefabbricazione, con i suoi sistemi e brevetti, deve le sue origini alle esigenze di rapidità nel costruire, prevalentemente, abitazioni economiche in fasi di inurbamento rapido: ciò è avvenuto sostanzialmente dopo la seconda guerra mondiale quando, oltre alle esigenze di ricostruzione a seguito delle distruzioni belliche, doveva essere fronteggiato il problema dello spostamento di gran parte della popolazione dalle attività agricole alle attività industriali vicine ai centri urbani.

Un esempio di prefabbricazione è rappresentato dal sistema "a grandi pannelli", il quale si è diffuso in tutta Europa per cercare proprio di risolvere il problema pressante della carenza di alloggi: grazie a questa tecnica era possibile ridurre, sotto il profilo della produttività in cantiere, sino al 75% il tempo necessario per la costruzione di un complesso di alloggi rispetto ai sistemi tradizionali in opera [10]. In realtà si è poi constatato che, per poter avere e mantenere una vitalità economico-produttiva, tale sistema richiedeva un'elevata e costante domanda di edifici dello stesso tipo da vendere già completi e funzionanti; il modello di produzione imponeva, inoltre, il vincolo di un'imponente programmazione degli interventi (in particolare quella degli enti pubblici) in cui si dovevano prevedere commesse di entità tali da mantenere vitali le aziende produttrici. Quando la domanda massiccia di nuove abitazioni ha iniziato a calare, il sistema ha via via perso la sua efficacia (almeno in Europa occidentale).

I sistemi costruttivi di prefabbricazione si suddividono in due categorie [11]:

- Sistemi di prefabbricazione pesante
- Sistemi di prefabbricazione leggera

Nella pratica, il termine **prefabbricazione pesante** contraddistingue la fabbricazione di grandi elementi in calcestruzzo armato realizzati in casseforme fisse in fabbrica o in sito (la fabbrica

si costituisce laddove vi è il cantiere), mentre la **prefabbricazione leggera** si riferisce alla produzione di elementi non cementizi di piccole o medie dimensioni con procedimenti e impianti di tipo industriale.

La prefabbricazione pesante si caratterizza anche per l'utilizzo di sistemi di assemblaggio *umidi* tra i vari elementi prefabbricati, ovvero giunzioni in malta o in calcestruzzi di varia natura all'interno di cavità o casseforme apposite. La prefabbricazione leggera è caratterizzata, all'opposto, da sistemi di assemblaggio *asciutti*, cioè da giunzioni rapide mediante viti, bulloni, saldatura, incollaggio, giunzioni tipiche dei prodotti industriali leggeri.

### 2.2.1 Costruzioni prefabbricate pesanti

Le costruzioni prefabbricate pesanti sono strutture ottenute mediante assemblaggio, in cantiere, di grandi elementi in calcestruzzo armato realizzati fuori opera. La connessione tra i vari elementi avviene per colate di malta o calcestruzzo.

I sistemi di prefabbricazione pesante (così come quelli di industrializzazione) richiedono che gli elementi costitutivi dell'edificio vengano definiti con assoluta precisione nei loro aspetti dimensionali, strutturali, funzionali ed estetici. L'edificio è visto come un numero limitato di elementi verticali e orizzontali che vanno a costituire le pareti di facciata, i tramezzi longitudinali, i tramezzi trasversali e i solai, definendo la grandezza dei vani. A questi si vanno ad aggiungere i componenti speciali: i blocchi per lo scarico dei rifiuti, la ventilazione, il fumo, il gas e la luce, i servizi generali e le rampe delle scale. Uno degli svantaggi più importanti di queste metodologie costruttive è la realizzazione di fabbricati difficilmente modificabili con interventi futuri.

I paesi che maggiormente hanno fatto uso di queste tecniche furono Svezia e Russia, a cui si unisce la Francia con le tecniche di industrializzazione pesante (paragrafo 2.3), sia per motivi legati al costo crescente della manodopera sia, soprattutto, per accelerare le procedure costruttive in quegli ambienti dove il clima avverso la fa da padrone: basse temperature, pioggia frequente, cicli di gelo e disgelo, eccetera. Per le nazioni del Nord Europa l'aspetto climatico è un aspetto preponderante che governa la scelta della tipologia costruttiva degli edifici: in quegli Stati si è sempre cercato di utilizzare tecniche che permettessero di realizzare costruzioni in modo rapido ed economico secondo una certa standardizzazione.

All'interno della prefabbricazione pesante viene operata un'ulteriore suddivisione, individuando grandi famiglie di prodotti (normalmente destinati all'edilizia residenziale sociale) realizzati secondo criteri o filosofie di intervento molto diverse tra loro:

1. Prefabbricati a grandi pannelli piani, verticali e orizzontali, giuntati con getti di completamento;
2. Sistemi tridimensionali chiusi o aperti da giuntare per sovrapposizione di cellule spaziali, di forma scatolare, variamente orientate;
3. Classici sistemi a trave-pilastro o trave-lastra gettati in opera, monopiano o pluripiano, da completare con elementi prefabbricati, industrializzati o tradizionali.

Nel presente paragrafo ci si focalizzerà sull'analisi delle prime due tipologie costruttive: la prefabbricazione a grandi pannelli e la prefabbricazione a cellule spaziali.

### 2.2.1.1 La prefabbricazione pesante a grandi pannelli

Il sistema di prefabbricazione a grandi pannelli consente la prefabbricazione in stabilimento di componenti suscettibili in cantiere di semplici operazioni di montaggio e di connessione *umida*. I procedimenti industrializzati in cemento armato si basano sulla scomposizione di un edificio residenziale tipo (dai 3 ai 16 piani) in un insieme di elementi prefabbricati piani verticali (per le pareti portanti) e orizzontali (per i solai).

I pannelli-parete portanti (Figura 14), di altezza pari a quella d'interpiano, si possono suddividere a loro volta in due tipologie: le pareti di facciata e le pareti di spina/trasversali [12].

Le pareti di facciata, di spessore 20÷25 cm, sono formate in genere da due strati resistenti in calcestruzzo armato con interposto uno strato isolante; sono rifinite sulla superficie esterna con rivestimenti applicati in officina e su quella interna con fratazzatura meccanica (pronta per la tinteggiatura); sono inoltre comprensive di serramenti.

Le pareti di spina e trasversali, di spessore intorno ai 15 cm, sono invece costituite da un solo strato di calcestruzzo armato, sono rifinite su ambedue le facce con fratazzatura meccanica (pronta per la tinteggiatura), sono comprensive di controtelai delle porte e contengono le canalizzazioni portacavi degli impianti elettrici e le relative scatole (in opera avviene il solo infilaggio dei cavi e la posa di prese e interruttori).



Figura 14: Prefabbricazione pesante a grandi pannelli: sollevamento in cantiere di un pannello-parete prefabbricato.

I pannelli-solaio, di dimensioni pari a uno o due vani, sono realizzati in soletta, piena o alleggerita, in cemento armato; hanno spessore intorno ai 25 cm, in rapporto alla luce (in genere non superiore ai 6 m). 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 tessere o piastrelle.

Oltre ai pannelli-parete e ai pannelli-solaio vengono prefabbricati, sempre in cemento armato, le rampe delle scale (al finito e spesso comprensive di parapetto, vedi Figura 15), le tramezzature (in genere in calcestruzzo leggero e pronte per la tinteggiatura), gli elementi per i balconi, gli elementi per i coronamenti e infine le pareti attrezzate; quest'ultime contengono, sulla verticale, le canalizzazioni principali degli impianti e, sull'orizzontale, le schermature dell'impianto idrico-sanitario per bagni e cucine.

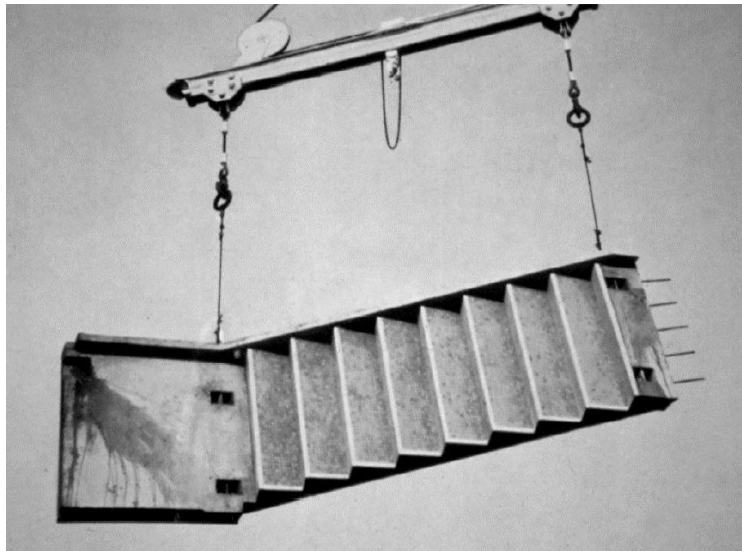


Figura 15: Prefabbricazione pesante a grandi pannelli: sollevamento in cantiere di una rampa prefabbricata.

Il montaggio di tutti gli elementi (Figura 16) viene effettuato mediante gru (di portata 40 ÷ 80 t) che provvede al sollevamento e al posizionamento degli stessi per sovrapposizione e giustapposizione; elementi provvisori di puntellamento consentono la predisposizione, dove necessario, di elementi di tenuta nei giunti e la successiva realizzazione di questi mediante getto in opera di malta cementizia (si realizzano cordoli verticali e orizzontali, i cosiddetti giunti bagnati o umidi).

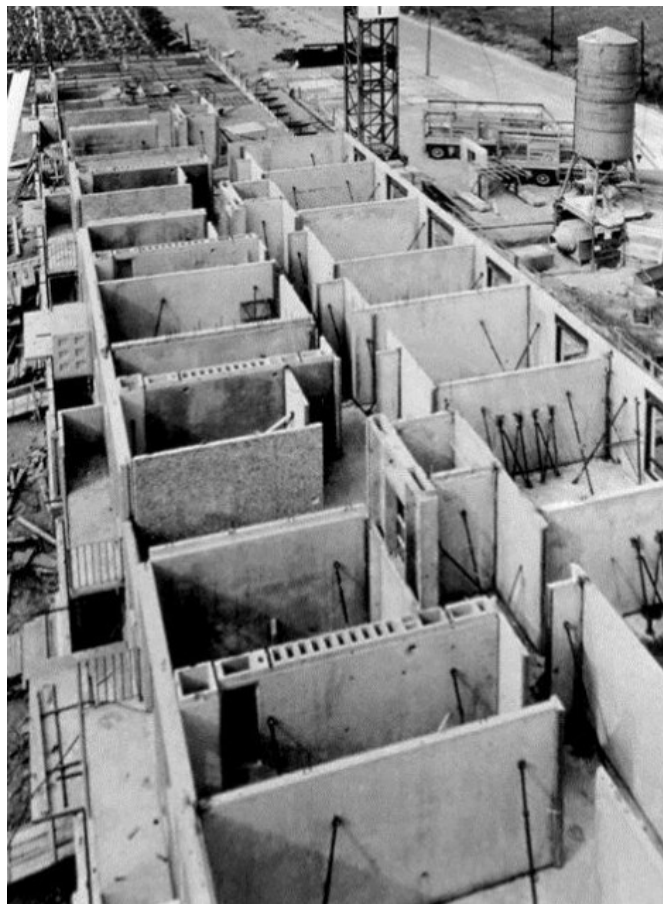


Figura 16: Prefabbricazione pesante a grandi pannelli: montaggio dei pannelli prefabbricati in cantiere.



In sostanza, in 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 al solo montaggio dei pezzi prefabbricati.

Il sistema costruttivo si adatta molto bene alla tipologia edilizia delle case plurifamiliari in linea e a torre (anche se in misura minore); lo schema 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 massima di circa 6 m). Occorre poi far corrispondere sulla verticale, come per le strutture in muratura, le aperture di finestre e porte. La maglia dei pannelli dovrà essere molto fitta per rispettare le limitazioni dimensionali e di peso dei pannelli stessi, limitazioni dovute sia ad esigenze di produzione e trasporto, nonché ad esigenze di sollevamento e manovrabilità in cantiere.

### 2.2.1.2 La prefabbricazione pesante a cellule spaziali

Il sistema di prefabbricazione a cellule spaziali è una tecnica di prefabbricazione pesante ancora più radicale rispetto a quella a grandi pannelli. Con questo sistema si ricavano, in pochissimo tempo, strutture alveolari tramite la sovrapposizione di blocchi in cemento armato prefabbricati connessi da giunti *umidi* (malta o calcestruzzo). I blocchi sono le cosiddette *cellule spaziali*, hanno forma di container scatolari e costituiscono le singole cellule abitative dell'intera costruzione.

Tale tecnica viene utilizzata principalmente per la produzione a catalogo di case unifamiliari. La struttura a cellule tridimensionali permette di realizzare in officina sia le finiture che le installazioni impiantistiche delle singole unità abitative. Le cellule spaziali vengono prefabbricate in stabilimento, ottenendo così moduli tridimensionali abitabili pronti all'uso, dopodiché vengono trasportate complete nella località richiesta dove vengono sollevate, posizionate e connesse tra loro con getti in opera (Figura 17). La tendenza costruttiva, in generale, consiste nel prevedere la massima concentrazione volumetrica per contenere i costi dell'integrale meccanizzazione del cantiere, anche al fine di ammortizzare i costi dell'attrezzatura necessaria al sollevamento di pesi elevati rappresentati dai container in cemento armato.



Figura 17: Prefabbricazione pesante a cellule spaziali: sollevamento e posizionamento dei moduli abitativi.

Per piccole unità si può avere anche 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. La produzione a cellule spaziali, che notevolmente limita le scelte dell'utente, è nata negli USA, dove è tuttora praticata, si è poi diffusa in tutta Europa e di recente anche in Giappone.

Alla velocità di cantiere si oppongono, però, l'estrema rigidità del sistema e le difficoltà di trasporto [13]; quest'ultima si rivela spesso un limite insormontabile e costringe alla divisione della cellula in due o più elementi, perdendo così quell'aspetto di completezza che la caratterizza.

La rigidità del sistema si percepisce sia nella forma estremamente standardizzata che caratterizza la macrostruttura e che impedisce la flessibilità di progettazione per un certo tipo di clientela, sia in una serie di ragionamenti e operazioni da condurre a monte e a valle della prefabbricazione delle singole cellule. A monte della prefabbricazione devono essere eseguiti: il progetto delle strutture, il progetto degli impianti elettrici, il progetto degli impianti di riscaldamento e la disposizione delle canalizzazioni (per l'impianto elettrico) e delle tubazioni (per l'impianto idrico-sanitario) in fase antecedente al getto in stabilimento. A valle della prefabbricazione avviene il trasporto delle cellule in cantiere e l'assemblaggio secondo una ferrea organizzazione.

Si capisce come l'intera concezione del sistema debba essere tradotta in un cantiere organizzato come un'industria, con delle sequenze, delle tempistiche e dei progetti che devono essere assolutamente eseguiti e rispettati. Questo fatto non ha mai permesso a questa tecnica di fare fortuna nel nostro territorio: in Italia si sono sempre avuti problemi nel concepire e organizzare un cantiere edilizio in maniera rigorosa e ordinata, la mentalità italiana ha sempre preferito far ricorso a soluzioni e aggiustamenti *in corso d'opera*. Oltretutto, e forse questo è un bene, in Italia si è sempre stati restii ad un'edilizia estremamente standardizzata, in funzione anche di una clientela molto spesso diversa da quella medio-bassa per la quale questa tipologia di costruzione era stata pensata, o spesso, imposta. Il vantaggio di avere un clima favorevole, inoltre, non ha mai costretto le imprese edili italiane ad accelerare eccessivamente i tempi di costruzione, come invece è avvenuto in paesi dove tale tipologia è, a volte, tuttora utilizzata (si pensi alla Russia, per esempio).

### 2.2.2 Costruzioni prefabbricate leggere

Le **costruzioni prefabbricate leggere** sono strutture ottenute mediante assemblaggio, in cantiere, di elementi in acciaio, alluminio, legno, materie plastiche o altri materiali ad alta resistenza, realizzati fuori opera. Gli elementi possono essere di piccole (es: profilati) o medie (es: pannelli) dimensioni, e la loro produzione in stabilimento avviene con procedimenti e impianti di tipo industriale. La connessione tra i vari elementi in cantiere avviene mediante viti, bulloni, saldatura o incollaggio. La prefabbricazione *leggera* rappresenta un'alternativa valida alla prefabbricazione in cemento armato, detta *pesante* (paragrafo 2.2.1).

I vantaggi rappresentati dalla prefabbricazione leggera, conseguita con le attuali tecnologie, sono i seguenti [14]:

- La prefabbricazione consente di limitare i fermi cantiere a causa di maltempo;
- Trattandosi di manufatti realizzati in officina, con temperature ed umidità controllata, è garantito il corretto stagionamento dei prodotti e dei cicli;



- L'approfondita fase di ingegnerizzazione consente di ottenere costi e prestazioni con scostamenti minimi;
- I tempi di completamento dei cantieri si riducono sensibilmente;
- I tempi di permanenza in cantiere dei ponteggi esterni e dei materiali giacenti si riducono sensibilmente.

Il sistema costruttivo nasce negli USA nel XIX secolo, inserito in una più ampia concezione di produzione definita *a catalogo*. La produzione a catalogo è basata su criteri commerciali del tutto analoghi a quelli dell'industria automobilistica: il committente può scegliere, con eventuali *optional*, tra una gamma di tipi standard offerti dalla ditta produttrice. La produzione a catalogo più praticata, e che nasce proprio negli USA, è quella delle case unifamiliari a uno o due piani per insediamenti a carattere stanziale realizzabili con elementi a pannelli componibili in legno, producendo in stabilimento tutti i componenti come entità piane da montare su posto. La caratteristica di questa produzione è quella di essere strettamente legata a una tipologia del tutto tradizionale sotto il profilo costruttivo e funzionale. La produzione in legno costituisce modello, successivamente, per lo sviluppo di analoghi tipi edilizi a pannelli con intelaiatura metallica.

I sistemi in legno e quelli in metallo si diffondono anche in Europa dal momento in cui essi rappresentano un'evoluzione dei modelli tradizionali; proprio per questa ragione sono tuttora commercialmente validi sia negli USA che nei paesi del Nord Europa. In Italia, dove per tradizione si è legati alla *solidità muraria*, i *sistemi leggeri* non sono ben accetti e perciò si tenta, con una produzione in pannelli *pesanti* in cemento armato (paragrafo 2.2.1.1), di vincere tale pregiudizio, ma con scarso successo commerciale. Tutti i sistemi citati, a prescindere dal materiale, sono basati sulla produzione a ciclo chiuso; per *ciclo chiuso* si intende un sistema di prefabbricazione, generalmente coperto da brevetto, in cui la produzione di tutti gli elementi che lo individuano avviene da parte di un'unica impresa di costruzioni. Con questa prima forma di prefabbricazione leggera, si riesce comunque ad offrire un minimo di varietà planivolumetrica, sia in numero di ambienti che in finiture.

La prefabbricazione leggera, iniziata nell'ambito della produzione *a catalogo*, soltanto negli anni '50-'60 si orienta verso metodi operativi e modalità produttive più flessibili, stimolata anche 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, mentre quelli relativi all'edilizia scolastica non superavano comunque 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; si scelse di coinvolgere appunto il settore della prefabbricazione leggera, che presentava una struttura particolarmente adatta alla situazione contestuale della domanda. La struttura produttiva riguardante la prefabbricazione leggera era finalizzata, infatti, 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; per conseguire ciò, la prefabbricazione leggera doveva necessariamente puntare su prodotti diversificati e di qualità. Proprio per questo, nella generalità dei casi, la produzione di edifici prefabbricati era imperniata su 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) produttrici dei componenti degli altri elementi di fabbrica (chiusure verticali, tramezzature, eccetera). Pertanto era spontanea e implicita un'azione di coordinamento per rendere tra loro compatibili e intercambiabili i prodotti delle ditte interessate; si sono così poste le basi per la prefabbricazione *a ciclo aperto*, il cui processo organizzativo è capace d'immettere sul mercato tanti componenti edilizi, prodotti da diverse imprese ma tra loro coordinati dimensionalmente, tali da poter formare, nell'assemblaggio, un edificio completo.

### 2.2.2.1 La prefabbricazione leggera in legno

Fra le tante metodologie costruttive di **prefabbricazione leggera**, quella **in legno** è senza dubbio la più diffusa ed utilizzata.

Quando si parla in senso ampio di *prefabbricazione in legno* si considera una vasta gamma di tipologie costruttive, tutte aventi come caratteristica principale l'utilizzo del legno nella struttura portante; gli interni, così come il rivestimento esterno, possono essere diversi e modulabili in base al gusto personale e ai vincoli imposti dai regolamenti edilizi locali. Tra i prefabbricati in legno si possono distinguere le *costruzioni leggere* e le *costruzioni massicce*, ognuna delle quali caratterizzata al proprio interno da diverse soluzioni specifiche [15].

La *prefabbricazione leggera in legno*, detta anche *a telaio*, è dunque una tipologia specifica di prefabbricazione in legno ed è quella usata più frequentemente: essa prevede la realizzazione industriale di elementi portanti verticali, costituiti da pareti con struttura a telaio complete di isolante e infissi, assemblate in cantiere a secco tramite collegamenti meccanici realizzati con viti, bulloni e piastre in acciaio (Figura 18). Le strutture lignee sono di solito posate su una fondazione in calcestruzzo, realizzata in cantiere.

Una volta assemblati tutti gli elementi prefabbricati rimangono da realizzare solo le finiture interne ed esterne, che possono essere eseguite con diversi materiali a seconda dei gusti degli acquirenti. La progettazione degli edifici prefabbricati deve essere accurata: ogni scelta progettuale e strutturale va presa fin dall'inizio in quanto, una volta in cantiere, non è più possibile apportare modifiche significative. In un unico processo progettuale si fondono le competenze di progettazione, produzione e montaggio: questo approccio, tipico delle strutture prefabbricate (con i suoi pro e i suoi contro), permette di consegnare all'utente finale un prodotto *chiavi in mano*, completamente finito anche nell'arco di soli 4-5 mesi, con costi e tempi certi fin dall'inizio [16].



Figura 18. Prefabbricazione leggera in legno: assemblaggio a secco delle pareti autoportanti in cantiere.

Caratterizzate da un ridotto utilizzo del legno a favore dei materiali isolanti, le *costruzioni in legno a telaio* si dividono in tre tipologie:

- a telaio tradizionale;
- a telaio e lastre;
- a telaio portante.

#### 2.2.2.1.1 La costruzione a telaio tradizionale

La costruzione prefabbricata a telaio tradizionale è la prima delle tecniche di prefabbricazione in legno: la tecnologia si sviluppò nel XIX secolo nell'America settentrionale (USA), dove ben presto le classiche costruzioni in legno di derivazione europea furono abbandonate a favore di questa tecnologia costruttiva per la sua semplicità, velocità ed economicità di realizzazione. Dall'America, poi, la costruzione a telaio si diffuse molto rapidamente anche nel Vecchio Continente, andando spesso a soppiantare le tradizionali costruzioni in legno tipiche del Nord Europa. Diffusasi in un primo momento nella penisola scandinava, con il passare del tempo questa tipologia costruttiva si espanse in tutto il continente, in modo particolare nelle Regioni Centrali [17].

I prodotti di base che permettono la realizzazione di questa tipologia di costruzione sono montanti e tavolame. Le costruzioni a telaio tradizionale presentano, infatti, una struttura leggera a montanti e rivestimento in tavole; quest'ultime svolgono funzione di controventamento e chiusura. Gli spazi tra un montante e l'altro sono riempiti con materiale isolante, il che consente di coniugare il basso spessore delle pareti con alte prestazioni termiche invernali.

I materiali utilizzati sono per lo più prodotti standardizzabili attraverso una produzione in serie, che possono essere facilmente trasportati anche in luoghi caratterizzati da scarsità di materia prima e montati in tempi piuttosto brevi. Nell'ottica della standardizzazione e, quindi,

della semplicità di realizzazione a costi contenuti, anche i vani di porte e finestre seguono la logica del passo di maglia standard, valido anche per le dimensioni dell'isolante e del montante. Con il passare del tempo si è diffusa l'abitudine di utilizzare, oltre al tradizionale strato di isolante tra i montanti, anche ulteriori strati di isolamento esterni, nonché di realizzare una controparete interna dedicata all'impiantistica, anch'essa rivestita di isolanti.

Esistono due tipi di costruzioni a telaio tradizionali, differenziate in base alle modalità costruttive: le *Platform Frame* e le *Balloon Frame*.

Le costruzioni **Platform Frame** sono strutture realizzate piano per piano. Si parte da un elemento orizzontale (trave) di ancoraggio sito a piano terra, quasi sempre in larice e solidale al basamento, e si procede fissando su di esso gli elementi di parete con altezza pari a un piano. Una volta posati, gli elementi del primo livello vengono collegati tra loro, in maniera definitiva, non da semplici incastri ma tramite connessioni metalliche (Figura 20), dette anche *connessioni asciutte* poiché non prevedono getti di calcestruzzo in opera [18]: chiodi, piastre piane o angolari (per forze di taglio) e *Hold Down* (per forze di trazione). Si procede dunque alla posa del solaio, ancorandolo sopra le pareti del primo livello. Terminato il primo piano, ci si trova in una condizione simile a quella di partenza, cioè con una piattaforma dalla quale, eventualmente, si può ripartire con l'innalzamento dei piani superiori, fino ad arrivare alla realizzazione della copertura.



Figura 19: Prefabbricazione leggera in legno a telaio tradizionale: Platform Frame.

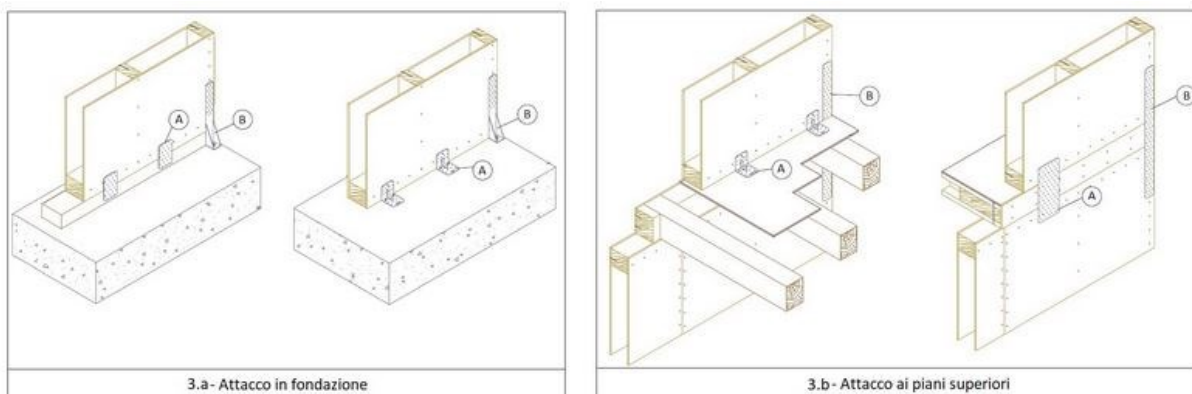


Figura 20: Esempi di connessioni asciutte nelle costruzioni Platform Frame; gli elementi A sono le piastre piane o angolari, gli elementi B sono gli Hold Down.

Nelle costruzioni di tipo **Balloon Frame**, al contrario, non si procede piano per piano ma vengono utilizzati elementi verticali di più piani pari all'altezza totale dell'edificio da realizzare (Figura 21). Anche in questa tipologia costruttiva la connessione tra gli elementi strutturali avviene attraverso elementi metallici.



Figura 21: Prefabbricazione leggera in legno a telaio tradizionale: Balloon Frame.

#### 2.2.2.1.2 La costruzione a telaio e lastre

La costruzione a **telaio e lastre** è la diretta evoluzione delle costruzioni a telaio tradizionali, dove le tavole di controventamento sono qui sostituite da lastre (o da pannelli) di diversi materiali (Figura 22). Le più diffuse sono quelle in fibra di gesso, fibra di cemento e OSB (Oriented Strand Board).

Tutti gli elementi di questa tipologia costruttiva sono prefabbricati in serie. La fortuna della sua diffusione sta proprio nell'adozione di elementi strutturali e isolanti dalle misure standard, realizzati completamente in stabilimento e montabili con una discreta semplicità in tempi piuttosto brevi. Per questo tipo di costruzioni vengono solitamente utilizzati solai a pannello o a elemento scatolare.

I vantaggi della struttura a telaio e lastre sono la loro semplicità e rapidità di costruzione, dovuta alla standardizzazione e alla serialità produttiva, oltre che la loro economicità. Per contro, il difetto di questa tipologia di costruzione, dovuto proprio alla serialità produttiva, è la quasi totale assenza di libertà nella progettazione. Dal punto di vista termico, presentano le stesse caratteristiche delle strutture tradizionali: alte prestazioni invernali e scarse prestazioni estive.

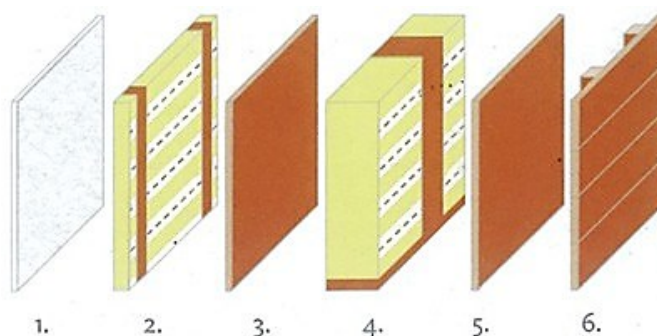


Figura 22: Prefabbricazione leggera in legno a telaio e lastre: 1. Rivestimento interno; 2. Piano per installazioni; 3. Pannello di irrigidimento interno; 4. Piano portante; 5. Pannello di irrigidimento esterno; 6. Rivestimento di facciata.



### 2.2.2.1.3 La costruzione a telaio portante

A differenza delle costruzioni a telaio tradizionali o a telaio e lastre, le strutture a **telaio portante** prevedono una netta separazione tra gli elementi strutturali e quelli di chiusura. In questa tipologia costruttiva si smette di far ricorso a numerosi montanti, di sezione contenuta, posizionati a breve distanza l'uno dall'altro, preferendo piuttosto un numero limitato di veri e propri pilastri, aventi sezioni anche ragguardevoli. Questi, opportunamente dimensionati e collegati l'un l'altro da travi di adeguate dimensioni, permettono di realizzare edifici caratterizzati da grande libertà architettonica.

La tecnica costruttiva a telaio portante deriva direttamente dalle strutture in acciaio del XIX secolo. La sostituzione degli elementi metallici con il legno ha dato forte impulso allo sviluppo del legno lamellare, il quale ha permesso non solo di creare ampi volumi interni liberi, ma anche di utilizzare elementi strutturali curvilinei e creare edifici dotati di ampie vetrate.

Rispetto alle altre tipologie di costruzioni leggere, le strutture a telaio portante consentono una maggiore libertà costruttiva e sono, quindi, particolarmente adatte sia per il terziario, sia per la realizzazione di edifici residenziali familiari o di tipo condominiale.

## 2.3 Costruzioni industrializzate

Per **costruzioni industrializzate** si intendono costruzioni ottenute mediante la tecnica della cosiddetta *industrializzazione pesante*. Questa tecnologia, particolarmente in voga nei paesi del Nord Europa tra gli anni '60 e '70, si basa su un uso massiccio di getti di calcestruzzo armato in opera.

In questo sistema continuo, gli elementi strutturali sono costituiti da pareti o setti di calcestruzzo armato gettati in opera, mentre gli elementi orizzontali dipendono per lo più dal procedimento costruttivo (possono essere gettati in opera oppure prefabbricati). La parola *pesante* si riferisce all'utilizzo del calcestruzzo armato, gettato in casseri di grandi dimensioni, per la realizzazione degli elementi portanti verticali e, eventualmente, orizzontali. Le forme di contenimento (casseri) possono essere reimpiegabili o a perdere.

Analogamente alla prefabbricazione pesante, i sistemi di industrializzazione richiedono che gli elementi costitutivi dell'edificio vengano definiti con assoluta precisione nei loro aspetti dimensionali, strutturali, funzionali ed estetici. L'edificio è visto come un numero limitato di elementi verticali e orizzontali che vanno a costituire le pareti di facciata, i tramezzi longitudinali, i tramezzi trasversali e i solai, definendo la grandezza dei vani. A questi si vanno ad aggiungere i componenti speciali: i blocchi per lo scarico dei rifiuti, la ventilazione, il fumo, il gas e la luce, i servizi generali e le rampe delle scale. Uno degli svantaggi più grandi di queste metodologie costruttive è la realizzazione di fabbricati difficilmente modificabili da interventi futuri.

I sistemi di industrializzazione pesante nascono in Francia attorno agli anni '70. È proprio la Francia il paese che ne fa maggior uso e a cui si deve il nome delle due principali tecnologie: il *Banches et tables* (paragrafo 2.3.1) e il *Coffrage tunnel* (paragrafo 2.3.2). Nonostante il forte limite della standardizzazione e la bassissima flessibilità architettonica della struttura realizzata con queste tecniche, i sistemi di industrializzazione trovano fortuna in terra francese e permettono di costruire (e ricostruire) interi quartieri in modo economico e in brevissimo tempo. La metodologia si sposa perfettamente anche con la necessità di ridurre i tempi di



costruzione ed adattarsi ai brevi periodi *asciutti* del clima francese (durante i quali è possibile costruire).

La **tecnologia dei getti** si afferma parallelamente alla prefabbricazione. Successivamente agli anni '70 iniziano ad essere immesse sul mercato nuove tipologie di casseforme caratterizzate da materiali e configurazioni diversi a seconda dell'impiego, permettendo così una riduzione dei tempi di messa in opera, di smontaggio, del numero di personale necessario e dei possibili errori umani; il tutto a costi complessivi inferiori rispetto ai metodi tradizionali e con la possibilità di riutilizzare le stesse casseforme in interventi futuri.

Il sistema dell'industrializzazione pesante inizia a diffondersi dalla Francia in tutta Europa, arrivando in Italia in una fase *moderna* della storia della costruzione, all'incirca attorno agli anni '80. In territorio italiano esso non trova, però, molta fortuna. Le motivazioni sono molteplici: un clima favorevole che non obbliga a velocizzare le procedure costruttive, un costo elevato dell'attrezzatura che difficilmente si riesce ad ammortizzare, un'incapacità diffusa in tutto il territorio ad organizzare il cantiere con una logica ferrea, una bassissima flessibilità architettonica che mal si sposa con le richieste di una clientela di classe medio-alta.

Relativamente alla standardizzazione e alla scarsa flessibilità, va detto che le tecniche industrializzate influenzarono notevolmente (in negativo) sia l'aspetto architettonico degli edifici, che ne risultava sempre pesantemente imbrigliato e spesso in parte mortificato, nonché le tipologie degli alloggi, costretti dagli interessi tra i setti e poco passibili di modifiche e variazioni.

### 2.3.1 Banches et tables

I due termini **Banches et tables** indicano una tecnica di realizzazione di getti di calcestruzzo armato entro casseforme reimpiegabili costituite da pannelli piani in metallo (o, più raramente, in legno) supportati da telai; il sistema, nato in Francia, è frutto di un'ottimizzazione e una razionalizzazione di procedimenti tradizionali per la costruzione di elementi strutturali in calcestruzzo armato. Il *Banches et tables* è un sistema di lavorazione completo, dotato di attrezzature di movimentazione, transito e controllo degli operatori, sicurezza nelle operazioni in cantiere, accessori per l'integrazione di impianti, strati di isolamento e aperture. La tecnica, tuttora impiegata, ha avuto origine e grande sviluppo nell'ambito degli interventi di edilizia residenziale pubblica realizzati in territorio francese negli anni '60 e '70.

Le *banches* e le *tables* formano strutture provvisorie piane rispettivamente verticali (*banches*) e orizzontali (*tables*) di grandi dimensioni per la costituzione di elementi realizzati in opera, variabili per dimensione e spessore [19]. Il getto delle pareti, sostenuto dalle *banches* (Figura 23), e il getto dei solai, sostenuto dalle *tables* (Figura 24), avvengono in due momenti diversi.

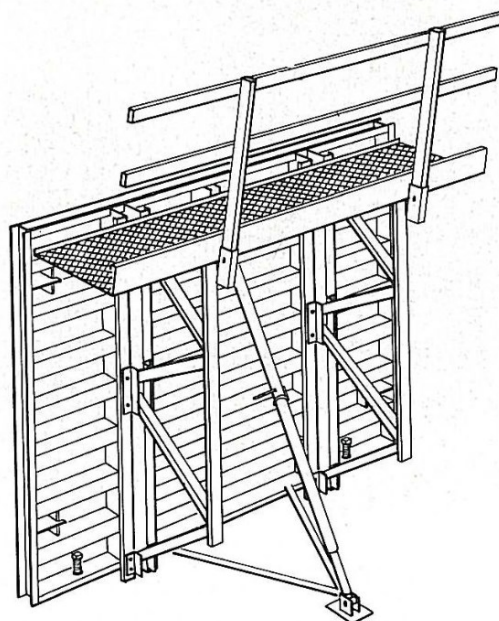


Figura 23: Esempio di "banche".



Figura 24: Esempio di "table".

Le *banches* sono pareti metalliche, sostenute da intelaiature a traliccio, dotate di piedini filettati per la messa a piombo. Devono essere posizionate correttamente secondo lo schema planimetrico delle pareti verticali desiderato; al loro posizionamento segue quello delle barre d'armatura, delle canalizzazioni e delle tubazioni degli impianti nelle intercapedini. Viene infine eseguito il getto in calcestruzzo negli spazi tra le varie *banches* affiancate, realizzando così i setti portanti in cemento armato. Le *banches* sostengono anche delle passerelle di servizio, dalle quali è possibile controllare le operazioni di getto e di montaggio.

Le *tables* vanno inserite tra i setti verticali già realizzati e sono costituite da una struttura metallica composta da montanti, diagonali e correnti a sostegno di un pannello-cassaforma. Una volta posizionate, su di esse vengono collocate sia l'armatura della soletta che le canalizzazioni e le tubazioni degli impianti. Viene dunque eseguito il getto in calcestruzzo ottenendo un solaio a piastra comune per tutti i setti.

La grande differenza rispetto alla tecnica *Coffrage tunnel* (paragrafo 2.3.2) è la tempistica di intervento in quanto, in questo caso, il getto non è contemporaneo ma è costituito da due momenti: uno iniziale in cui si realizzano gli elementi verticali ed uno successivo nel quale si realizzano gli elementi orizzontali. Di volta in volta le *banches* e le *tables* vengono spostate ai piani superiori in maniera iterativa per realizzare i vari livelli dell'edificio (Figura 25).

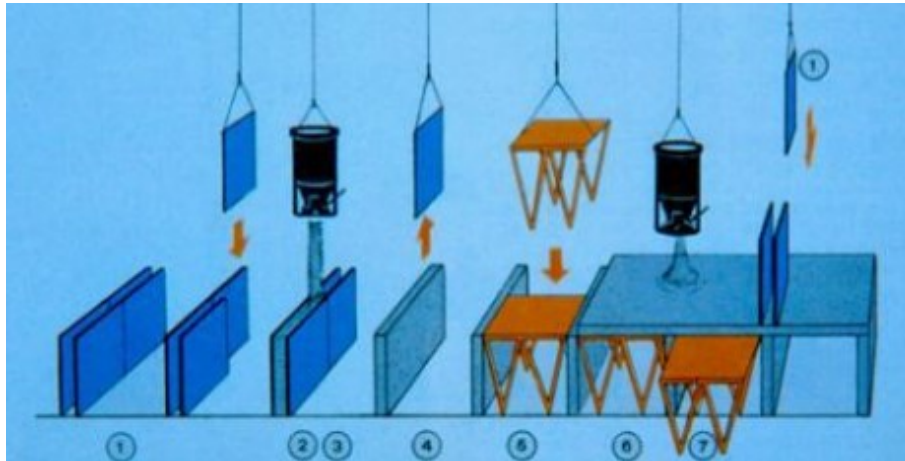


Figura 25: Procedimento costruttivo "Banches et tables" [20].

I casseri di grandi dimensioni, rappresentati dalle *banches* e dalle *tables*, se da una parte consentono maggiore rapidità di esecuzione e risparmio di manodopera, dall'altra richiedono una più pesante organizzazione e programmazione di cantiere ed elevati costi delle attrezzature: per questo motivo diventano competitivi solo a fronte di interventi di notevoli dimensioni, soprattutto nell'edilizia intensiva. Relativamente alla manodopera, nonostante vi sia una riduzione sensibile della forza lavoro necessaria, è richiesto l'impiego di personale esperto e specializzato.

Una variante interessante della tecnica *Banches et tables* è rappresentata dalla **Banches et predalles** (Figura 26), nella quale il getto completo delle solette di piano sostenute dalle *tables* viene sostituito dal posizionamento di lastre in cemento armato prefabbricate (le *predalles*, appunto). In questo modo viene abbandonato l'uso delle *tables*; questa tecnica permette inoltre di alleggerire il solaio con blocchi di polistirolo realizzando, tramite un getto di completamento in cemento armato, una soletta nervata di spessore ridotto.

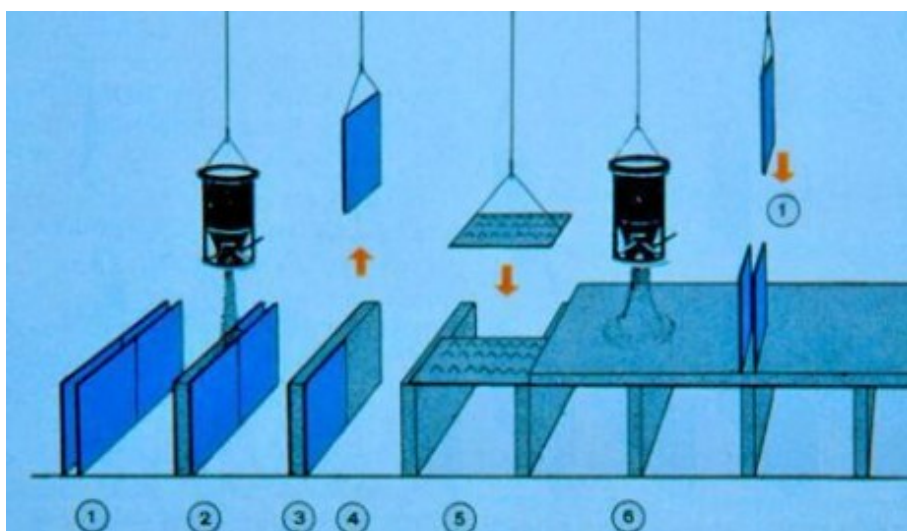


Figura 26: Procedimento costruttivo "Banches et predalles" [20].

### 2.3.2 Coffrage tunnel

La cassetta impiegata nella tecnica **Coffrage tunnel** (in italiano: cassaforma a tunnel) possono essere considerate come una combinazione dei due tipi di cassette utilizzati con il metodo *Banches et tables* (paragrafo 2.3.1). Al posto delle due intelaiature separate si utilizza un'unica carpenteria metallica a forma di U rovesciata di altezza pari all'interpiano da realizzare e con luce pari a quella delle solette [21]; la forma a U rovesciata della cassaforma può essere ottenuta anche accoppiando due elementi a L rovesciata (Figura 27).

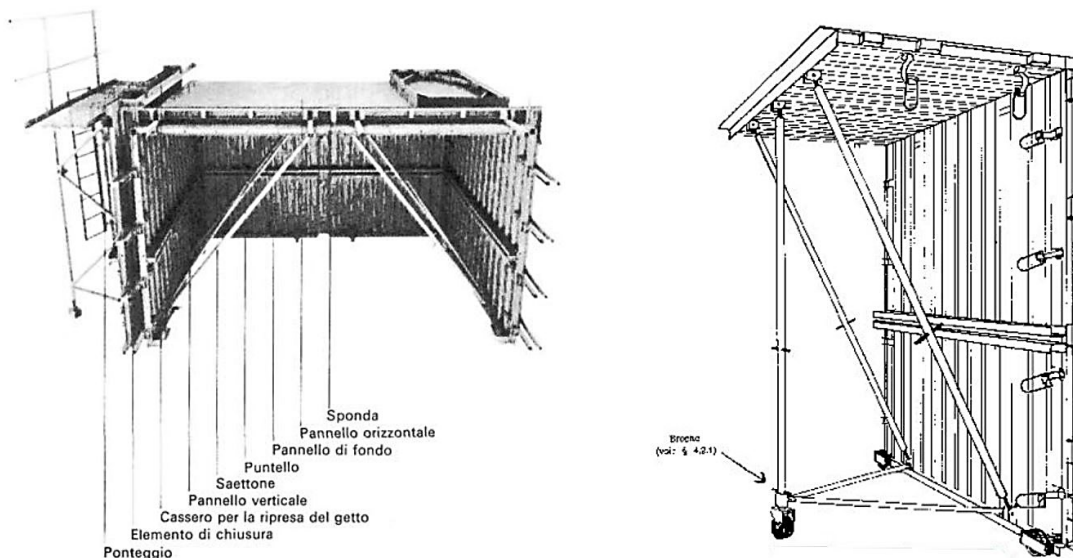


Figura 27: Casserature a U rovesciata (a sinistra) e a L rovesciata (a destra) utilizzate nel sistema "Coffrage tunnel".

La sezione tipo della cassetta è formata da una lamiera metallica esterna, irrigidita da profilati metallici, e da lamiere grecate che, insieme ad altri dispositivi, contengono il getto; allo stesso tempo l'uso delle lamiere grecate permette di cambiare l'assetto geometrico della carpenteria e garantisce il facile montaggio e smontaggio, la vibrazione e la maturazione forzata dei getti, la realizzazione di canalizzazioni per l'inserimento degli impianti e la realizzazione di spazi di lavoro per le lavorazioni manuali. Data la mole e le dimensioni rilevanti delle casseforme, esse vengono assemblate direttamente in cantiere risolvendo, così, possibili problemi di trasporto.

Le dimensioni standard di una cassetta a U rovesciata, variabili a seconda delle esigenze, sono le seguenti:

- larghezza: 4 m;
- lunghezza: 12 m;
- altezza: 3 m;
- spessore realizzabile: variabile tra 0.15 e 0.20 cm.

Una volta assemblate, le cassette a tunnel vengono posizionate una accanto all'altra mantenendo un certo spazio tra le pareti affiancate e collegandole con tiranti provvisori atti sia ad impedirne lo spanciamento durante il getto sia a garantire la stabilità complessiva della macro-cassetta. Vengono dunque posizionate le barre d'armatura, sia superiormente sia all'interno degli spazi interposti tra le pareti affiancate delle diverse *coffrages*, prevedendo adeguate aperture. Si posizionano le canalizzazioni e le tubazioni degli impianti e si esegue il



getto in calcestruzzo: il risultato, a maturazione avvenuta, è rappresentato da un'unica soletta in cemento armato di circa 20 cm di spessore sostenuta da tante pareti in parallelo. Il ciclo costruttivo è unico.

Raggiunta una certa stagionatura del calcestruzzo, le cassature vengono estratte con un'apposita attrezzatura e posizionate al di sopra della soletta appena maturata per il getto degli elementi soprastanti (Figura 28).

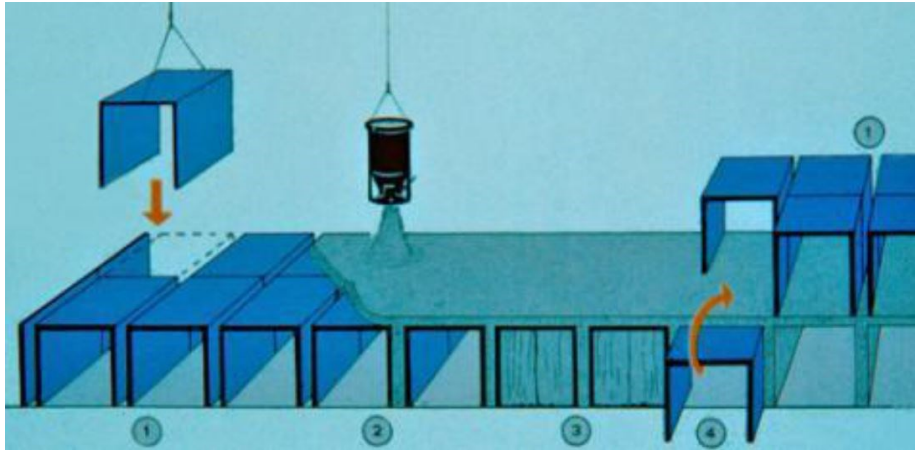


Figura 28: Procedimento costruttivo "Coffrage tunnel" [20].

L'accostamento in pianta e la sovrapposizione in altezza dei moduli di base permette di realizzare gli elementi portanti e gli impalcati di solaio in maniera spedita secondo una logica aggregativa di tipo alveolare. Per le testate dei fabbricati si deve procedere invece diversamente, utilizzando una cassaforma di tipo *banche*.

Il risultato di tale tecnica è rappresentato da una struttura allungata, estremamente standardizzata, dove gli ambienti abitabili sono quelli contenuti tra le solette e le pareti verticali (Figura 29): il nome *Coffrage tunnel* deriva proprio dalla particolare forma a tunnel adiacenti assunta dagli organismi realizzati con questo metodo, generalmente utilizzato per edifici in linea o a schiera. Alla struttura ottenuta vanno poi inseriti, sempre gettandoli in opera, adeguati vani scala e solette rampanti per collegare i locali in altezza.

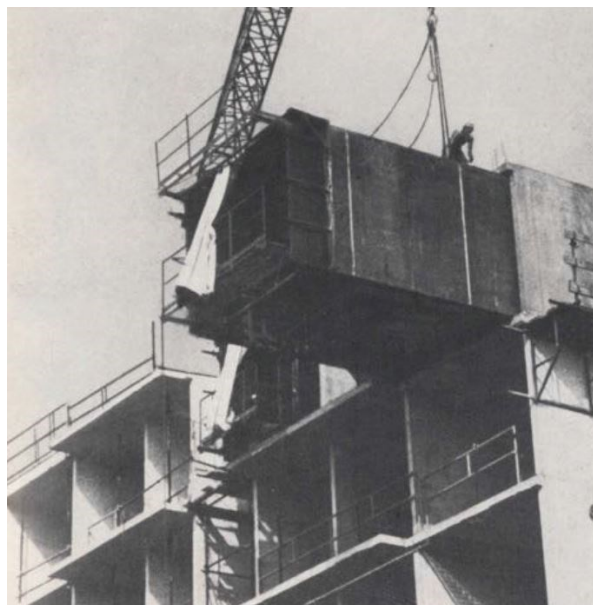


Figura 29: Estrazione della cassaforma tunnel a maturazione avvenuta.



Il procedimento a tunnel può prevedere anche l'integrazione di componenti realizzati con il metodo della prefabbricazione, come ad esempio i tamponamenti esterni; non è raro trovare anche degli elementi strutturali eseguiti in questa maniera.

Il pregio maggiore di questa tecnica è senza dubbio rappresentato dalla velocità esecutiva (si riescono a realizzare strutture alveolari in pochissime settimane); per questo motivo la tecnica ben si adatta alle zone con clima sfavorevole, nelle quali è opportuno che il lavoro sia portato a termine rapidamente (durante i brevi periodi di clima asciutto e mite).

Tra i difetti si trova il peso delle cassature in acciaio, assai elevato, che comporta l'utilizzo di gru ad elevata potenza per l'estrazione, il sollevamento e il riposizionamento delle stesse. L'attrezzatura specifica rappresentata dalle particolari casseforme e dalle potenti gru risulta parecchio costosa: mentre all'estero i costi dell'attrezzatura vengono ammortizzati grazie ad un uso più esteso della tecnica e alla rapidità esecutiva garantita dal sistema, permettendo in ogni caso di ottenere costruzioni a basso costo, in Italia questo non è possibile poiché la velocità esecutiva, dato il clima favorevole quale è quello mediterraneo, non è un parametro indispensabile ed incide poco nel costo complessivo dell'opera. Il costo dell'attrezzatura, in Italia, riesce difficilmente ad essere ammortizzato.

Per quanto possa sembrare facile il montaggio delle casseforme, il getto del calcestruzzo e il successivo smontaggio delle stesse, il sistema *Coffrage tunnel* (come anche il sistema *Banches et tables*, descritto al paragrafo 2.3.1) richiede l'utilizzo di personale esperto e specializzato oltre che un'approfondita programmazione e un'ottima organizzazione del cantiere.

Altro difetto, già citato, è senza dubbio l'elevata standardizzazione e uniformità architettonica imposta da questa tecnologia, standardizzazione che in Italia non ha permesso la diffusione della tecnica per civili abitazioni.

Analogamente alla tipologia *Banches et tables* (paragrafo 2.3.1), anche questa tecnica richiede che tutta l'impiantistica sia studiata in fase progettuale e disposta prima di eseguire il getto in calcestruzzo. Le canalizzazioni e le tubazioni dei vari impianti vengono dunque annegate negli elementi in calcestruzzo, con difficoltà evidenti ad eseguire modifiche sostanziali a maturazione avvenuta.

## 2.4 Storia europea dell'evoluzione dei sistemi costruttivi residenziali dal dopoguerra in poi

Il grande fabbisogno di abitazioni nella fase di ricostruzione seguita alla seconda guerra mondiale ha richiesto, in tutta Europa, lo sviluppo e l'utilizzo di sistemi di costruzione più rapidi di quelli tradizionali fino a quel momento utilizzati. Nella maggioranza dei paesi europei si scelse di puntare sulle tecniche *pesanti* di prefabbricazione (paragrafo 2.2.1) e industrializzazione (paragrafo 2.3) cercando di ammortizzare i costi dei grandi macchinari necessari, concentrando gli interventi in vasti quartieri. A questo si è abbinato il ricorso a una manodopera a basso costo, non specializzata, priva della preparazione professionale di tipo artigianale tipica del cantiere tradizionale. Il settore edilizio divenne così anche un volano per assorbire masse di operai non qualificati e in cerca di occupazione. I sistemi prefabbricati, infatti, limitando le lavorazioni sofisticate da effettuare in situ e richiedendo una preparazione basata su una serie di operazioni ripetitive dettate dal sistema specifico, operavano in modo analogo a quanto succedeva nelle fabbriche.

Nei paesi dell'Est e del Nord Europa un elemento fondamentale per l'adozione di questi sistemi derivava anche dalla necessità di ridurre i tempi di realizzazione e di evitare, così, i

disagi derivanti dal rigore del clima e le difficoltà a rispettare i tempi di programmazione a causa delle condizioni stagionali spesso proibitive per le lavorazioni umide (getti di malta e calcestruzzi in opera). Nell'Unione Sovietica, dopo alcune sperimentazioni effettuate a partire dagli anni '20 e '30, si ricorse in modo programmatico alla prefabbricazione per residenze popolari, soprattutto durante il governo di Chruščëv, insediatosi poco dopo la morte di Stalin avvenuta nel 1953.

Fu però attorno agli anni '60 e '70 che tali sistemi si diffusero massivamente in tutto il panorama europeo, ad eccezione dell'Italia. I paesi maggiormente interessati da queste metodologie furono Francia, Russia e Svezia.

Obiettivo architettonico dei sistemi di prefabbricazione e industrializzazione pesante era quello di affrontare e risolvere problemi specifici di clima sfavorevole ed esigenza di costruzioni, poco costose, fatte alla veloce. Non a caso queste tecniche hanno trovato largo impiego proprio in quei paesi in cui il clima avverso è un fattore determinante nella scelta delle tipologie costruttive e in un periodo storico, quello del dopoguerra, in cui la domanda di abitazioni (soprattutto di tipo popolare) era ai massimi livelli.

I sistemi di prefabbricazione e industrializzazione pesante avevano però un grossissimo limite, quello della flessibilità: le abitazioni che si ottenevano con queste tecniche assomigliavano a delle vere e proprie carceri, con forme squadrate che impedivano qualsiasi inventiva architettonica e ne limitavano l'applicabilità ad un'edilizia residenziale di tipo popolare.

Strutture di questo tipo potevano essere concepite e accettate solo in paesi in cui vi era già una certa cultura filosofica e architettonica. Questo è il motivo per cui, tra le tante nazioni europee, tali tecniche sono andate particolarmente in voga in Francia: i criteri degli anni '70, che hanno portato proprio in Francia alla nascita dell'industrializzazione pesante, derivavano infatti da una concezione più ampia e filosofica che era quella del *Falansterio*.

Il Falansterio era sostanzialmente una concezione sociale, concepita dal filosofo e politologo francese Charles Fourier (1772-1837), che si traduceva in un tipo particolare di costruzione: un grande edificio destinato a una comunità autonoma, all'interno del quale vi erano le abitazioni e tutto ciò che serviva per la sopravvivenza della stessa comunità (Figura 30).

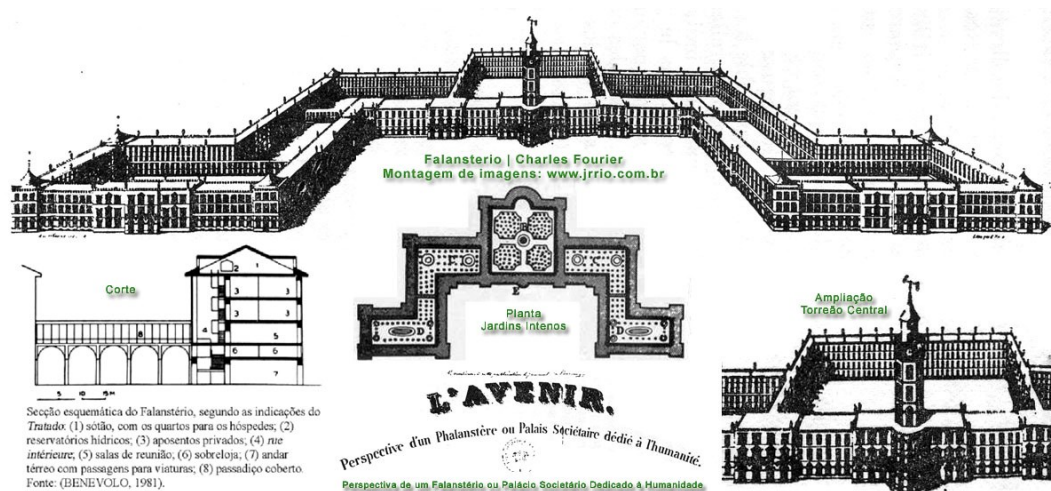


Figura 30: Il Falansterio: vista in prospettiva e in pianta.

Esso rappresentava la struttura abitativa in cui si sarebbe svolta la vita dei membri dell'unità sociale di base prevista nelle teorie di Fourier, da lui denominata *Falange*. Ogni Falange avrebbe dovuto essere costituita da un minimo di 1600 ad un massimo di 2200 individui,

comprendendo circa 450 famiglie [22]. L'attività economica della Falange sarebbe stata fondata sulla proprietà societaria, in grado di garantire a tutti la partecipazione agli utili, in proporzione dei conferimenti fatti al patrimonio comune. Tutti al suo interno sarebbero stati al tempo stesso produttori e consumatori, partecipando agli utili sulla base di quelli che Fourier riteneva essere i tre fattori della produzione: capitale, lavoro e talento. Ogni abitante avrebbe dovuto prendersi in carico alcuni compiti particolari, e chi decideva di prendersi quelli meno apprezzati (come, ad esempio, occuparsi dei rifiuti) avrebbe preso un salario più alto. Non si sarebbe avuta alcuna forma di potere coercitivo o di governo: nessuno avrebbe avuto necessità di violare o infrangere l'ordine sociale, risultante in modo spontaneo dalla completa armonizzazione dei desideri e delle necessità di tutti.

A livello di concezione architettonica, il Falansterio era formato da due corpi centrali, destinati ad abitazioni e a luoghi di riunione, e da due ali, nelle quali si sarebbero svolti tutti i lavori di carattere artigianale, manifatturiero e non solo: una di queste era dedicata ai bambini e ai lavori rumorosi, l'altra a sale da ballo e ad altri luoghi di incontro. Si trattava a tutti gli effetti di una piccola città, senza però la presenza di strade esterne e scoperte esposte agli agenti atmosferici.

Nonostante il fallimento dei tentativi di mettere in pratica questa utopia (ne è un esempio l'insediamento di Utopia, nell'Ohio, sorto poco dopo la morte del filosofo e ora divenuto una sorta di *ghost town* [23]), i concetti introdotti da Fourier rimasero vivi per molto tempo in territorio francese. Il concetto della grande abitazione per la comunità autonoma, infatti, lo si ritrova nell'*Unité d'Habitation* di Le Corbusier a Marsiglia (Figura 31), inaugurata nel 1952, all'interno della quale vi erano non solo gli alloggi ma anche tutto ciò che serviva per la comunità che vi abitava.



Figura 31: Unité d'Habitation a Marsiglia.

Esempi simili li troviamo anche in Cina. Esistono delle costruzioni, dette *Tulou* (Figura 32), concepite sulla base di concetti molto simili a quelli introdotti da Fourier del 1700: sono strutture che ospitano, al loro interno, comunità autonome. Le Tulou sono costruzioni molto antiche, edificate oltre dieci secoli fa dal popolo Hakka, perfettamente conservate, efficienti da un punto di vista energetico, armonizzate nel paesaggio e sostenibili [24]. In queste abitazioni funzionali vivono ancora oggi decine di famiglie, riunite in una sorta di clan, con più di cento contadini le cui usanze e stili di vita sono rimasti quelli tradizionali.



Figura 32: Le Tulou, costruzioni di terra per comunità autonome tuttora presenti in Cina.

Si può notare, dunque, come costruzioni residenziali quali l'*Unité d'Habitation* o quelle ottenute con le tecniche di industrializzazione pesante (*Banches et tables*, *Coffrage tunnel*) degli anni '70, rimandino in realtà a una concezione filosofica e culturale molto più antica che, per quanto riguarda la Francia, risale al 1700.

L'idea del Falansterio in Italia non c'è mai stata. La conseguenza naturale è il fallimento a cui sono andate incontro, nel nostro paese, le tecnologie avanzate di prefabbricazione e industrializzazione pesante tipiche degli anni '70. In Italia si ha una concezione molto più individualista e molto meno collettivistica, concezione che è incancellabile: in Italia è davvero impossibile pensare di vivere in locali ottenuti dal *Coffrage tunnel* o dal *Banches et tables*, o peggio ancora nelle soluzioni ottenute dalla prefabbricazione pesante che si faceva in Russia. Inoltre, nel nostro paese non si hanno mai avuto problemi climatici tali da dover ricercare soluzioni costruttive ad elevata rapidità realizzativa.

Ciò si connette ad un altro aspetto fondamentale: la clientela a cui erano dedicate queste tipologie di edifici. Edifici del genere erano infatti realizzati per lo più nell'ambito di un'edilizia popolare, erano dedicati a una clientela di classe medio-bassa alla quale veniva quasi imposto di dover vivere in determinati alloggi. La clientela italiana, per la maggior parte interessata da un mercato di tipo privato, era invece completamente diversa: la flessibilità di progettazione è un elemento fondamentale da assicurare per una clientela più esigente, flessibilità che era impossibile ottenere con sistemi di questo tipo.

Oltretutto, i sistemi avanzati necessitavano di una condizione assai difficile (se non impossibile) da ottenere in Italia: una progettazione integrale preconstituita. Dentro le pareti in calcestruzzo, gettate in opera o prefabbricate, dovevano essere poste le canalizzazioni dell'impianto elettrico. L'impianto elettrico doveva essere studiato prima di eseguire i getti, perché le canalizzazioni e le tubazioni dovevano essere annegate al loro interno. Purtroppo, la mentalità all'italiana di aggiustare le cose in corso d'opera è sempre andata in conflitto con questa necessità ferrea.

Riassumendo, i principali motivi che hanno impedito alle tecniche di industrializzazione e prefabbricazione pesante di trovare fortuna in Italia sono stati:

- Il clima: il clima mediterraneo, piuttosto favorevole, non ha *costretto* le imprese edili italiane ad utilizzare tecniche per velocizzare notevolmente la costruzione di edifici;



- La scarsa flessibilità: la rigidità dei sistemi costruttivi e la loro incapacità a dare origine a organismi edilizi diversificati generavano una grande ripetitività tipologica e spaziale. Era impossibile ottenere strutture articolate o con un certo estro architettonico: in Italia questo non è mai stato visto di buon occhio, sia per la cultura individualista italiana sia per il livello di clientela a cui l'edilizia residenziale si è, nella maggior parte dei casi, rivolta;
- Il vincolo di una progettazione integrale preconstituita: era necessario studiare la disposizione degli impianti prima di eseguire il getto in cantiere o in stabilimento. Le canalizzazioni e le tubazioni dovevano essere posizionate prima di realizzare il getto, il quale li avrebbe poi inglobate al suo interno. Le idee del progettista e del cliente dovevano dunque essere chiare fin dall'inizio, con difficoltà non indifferenti nel riuscire ad attuare modifiche agli impianti in un secondo momento. Una progettazione di questo tipo, in Italia, è quasi impossibile da concepire;
- Il basso costo della manodopera italiana: fino agli anni '90, il costo della manodopera in Italia era piuttosto basso e ciò ha sempre fatto preferire l'uso di sistemi costruttivi tradizionali;
- L'elevato costo delle attrezzature: trattandosi di tecnologie ancora sconosciute in Italia, il costo dell'attrezzatura era troppo elevato e non garantiva vantaggi economici a costruzione avvenuta. Nel caso di strutture assemblate per sovrapposizione di blocchi prefabbricati, ad esempio, i grossi pesi da sollevare costringevano le imprese all'acquisto oneroso di gru adeguatamente potenti, con la conseguenza che il costo dell'attrezzatura risultava di gran lunga superiore al costo della manodopera risparmiata;
- Gli spazi ridotti di manovra in città: normalmente, in un cantiere che sorge in un qualsiasi centro urbano italiano (dove gli edifici sono molto ravvicinati tra loro), lo spazio a disposizione per realizzare costruzioni tramite tecniche di industrializzazione o prefabbricazione pesante è minimo. La difficoltà di movimentazione dell'attrezzatura o dei materiali prefabbricati si traduce in un costo maggiore di realizzazione della struttura. Il problema degli spazi ridotti di manovra in città è un problema sentito anche per i classici solai in latero-cemento: basti pensare alle difficoltà legate, ad esempio, allo spostamento e al sollevamento di pignatte o lastre prefabbricate;
- L'incapacità di pianificazione dei governi italiani del dopoguerra e la forza esercitata dai settori più conservatori del comparto edilizio.

Le tecniche di prefabbricazione e industrializzazione furono introdotte, in Italia, con un certo ritardo (all'incirca attorno agli anni '80). A questo ritardo seguì poi il fallimento dei sistemi, per i motivi appena citati. Tra le tante cause non è da sottovalutare il ruolo che ebbe l'elevata disponibilità di manodopera in Italia, per la quale i sistemi costruttivi tradizionali in opera si rivelarono molto più convenienti rispetto a quelli innovativi per l'epoca: anche enti come l'INA-casa e gli Istituti delle Case Popolari privilegiarono, nonostante l'entità dei programmi e salvo casi particolari, i metodi realizzativi in opera. L'Italia ha pertanto sempre preferito investire su tecniche costruttive tradizionali (paragrafo 2.1). Quando la manodopera costava poco, usare tanta forza lavoro non era un problema e la soluzione costruttiva che si otteneva risultava comunque una soluzione economica: non era un problema, ad esempio, movimentare qualche milione di pignatte o sollevare il ferro d'armatura che veniva lavorato direttamente in cantiere. Nel momento in cui il costo della manodopera ha iniziato ad aumentare, e ciò avvenne all'incirca tra gli anni '90 e 2000, anche l'Italia si ritrovò costretta ad



investire sullo sviluppo di nuove tecnologie nella realizzazione degli edifici (e in particolare dei solai): si è cercato man mano di sviluppare sistemi in cui l'incidenza del lavoro manuale in cantiere fosse ridotta.

La strada percorsa è stata comunque sempre quella *tradizionale*. Per i solai (paragrafo 2.1.1), e in particolare per quelli con getto di calcestruzzo in opera, si è passati attraverso le seguenti tappe:

1. Introduzione di elementi prefabbricati quali pignatte, travetti e *predalles*;
2. Ulteriore incremento del livello di prefabbricazione tramite l'uso di pannelli prefabbricati e lastre alveolate;
3. Solaio a soletta piena totalmente realizzato in opera.

Anche il **solaio a piastra** non è un'invenzione del tutto italiana. I suoi primi utilizzi, infatti, si registrano in Svizzera ma anche in Francia, nella stessa *Unité d'Habitation* del 1952 di cui si è parlato precedentemente.

La soluzione delle solette si è rivelata ottimale, in tutta Europa, soprattutto per la rapidità, la semplicità e la linearità esecutiva che la tecnica riesce a garantire. Le fasi realizzative possono essere così riassunte:

1. Realizzazione della cassetta di sostegno;
2. Posizionamento dell'armatura: il ferro viene generalmente lavorato fuori dalla zona di interesse, per poi essere sollevato, portato in quota ai vari piani e sistemato;
3. Getto del calcestruzzo tramite pompe;
4. Rimozione delle cassette e riutilizzo delle stesse per il piano successivo da realizzare.

Nella storia recente di evoluzione delle tecniche costruttive nell'edilizia residenziale, oltre agli aspetti climatici, tecnologici ed economici (legati, come detto, al costo della manodopera e dell'attrezzatura), hanno ricoperto e ricoprono tuttora un ruolo importante gli aspetti strutturali e architettonici, con un ruolo preponderante da parte di quest'ultimi.

Fino agli anni 2000 le nuove abitazioni, in Italia, presentavano sostanzialmente caratteristiche simili a quelle delle residenze costruite negli anni '70/'80. Intorno agli anni 2000, tuttavia, sono subentrato nuove norme e una diversa concezione dell'architettura residenziale e terziaria, non solo in Italia ma in tutta Europa. I nuovi concetti architettonici introdotti nell'edilizia furono:

- Il problema del *risparmio energetico*: subentrò la necessità di realizzare costruzioni nelle quali fosse garantita una certa coibenza degli ambienti interni riscaldati, con standard decisamente superiori a quelli che venivano richiesti negli anni '60/'70;
- Il problema dell'*isolamento acustico*: subentrò la necessità di eseguire delle buone insonorizzazioni dei locali, un problema che in passato non veniva assolutamente preso in considerazione;
- L'introduzione di un'*impiantistica* più sofisticata ed *invasiva* a livello progettuale, frutto di una certa evoluzione tecnologica. L'evoluzione dei sistemi impiantistici fu stimolata sia da un concetto di risparmio energetico sia da una richiesta sempre maggiore di miglioramento del comfort abitativo, con necessità di garantire caratteristiche sempre più ergonomiche alla costruzione stessa. Il concetto del

risparmio energetico, ad esempio, è stato il motivo principale che ha portato allo sviluppo della ventilazione controllata: poter avere una ventilazione controllata dei locali con possibilità di mantenere il luogo ermeticamente chiuso (una ventilazione ben diversa da quella ottenuta semplicemente aprendo le finestre) permette, oltre che migliorare il comfort abitativo, soprattutto di ridurre le dispersioni di calore. Un altro esempio di impiantistica innovativa per i primi anni 2000 è rappresentato dal sistema di raffrescamento estivo a livello residenziale.

Questi requisiti, che non esistevano negli anni '50 e '60, oggi diventano quasi un obbligo. Riuscire a rispettare le richieste architettoniche attuali con i sistemi di prefabbricazione e industrializzazione pesante applicati su larga scala, come avvenuto negli anni '70, è praticamente impossibile. I criteri che un tempo andavano bene, ora non sono più accettabili: in tutta Europa ci sono interi quartieri abitativi, costruiti intensivamente con l'uso di queste tecniche, che devono essere demoliti.

Riuscire a garantire i requisiti architettonici attuali adottando invece tecniche tradizionali consolidate, tra cui il classico solaio in latero-cemento, non è impossibile ma occorre comunque mettere in pratica molteplici accortezze: ad esempio, per garantire la coibenza, l'intradosso del solaio a pignatte e travetti deve essere protetto da uno strato di intonaco. Non sempre però le accortezze applicate risultano sufficienti, anzi possono complicare maggiormente eventuali interventi futuri: riprendendo lo stesso esempio, oltre a non impedire totalmente la formazione di ponti termici, l'intonaco applicato costituisce una difficoltà non indifferente per l'individuazione dei travetti in cemento armato a cui appendere, in un secondo momento, il controsoffitto (per il posizionamento, ad esempio, dell'impianto di ventilazione). Problemi di questo tipo non esistono più con il solaio a piastra: il controsoffitto può essere appeso ovunque.

Mettendo insieme tutti gli elementi esposti nel presente paragrafo si capisce perché, per effetto dell'evoluzione storica e delle differenze, in ambito europeo, degli aspetti culturali, tecnologici, economici e architettonici, i sistemi di prefabbricazione e industrializzazione pesante abbiano avuto maggior fortuna in determinate nazioni piuttosto che in altre, ma siano stati via via abbandonati a favore di un ritorno ai sistemi tradizionali rappresentati, a livello di solaio, dalla soletta piena in calcestruzzo armato (prodotto ultimo, momentaneo, del processo evolutivo dei solai).

### 3 I solai a piastra in calcestruzzo armato per l'edilizia civile

La tecnica del solaio a piastra in calcestruzzo armato, già ampiamente diffusa in Europa e lentamente importata in Italia nel corso dell'ultimo decennio, ha permesso di risolvere molti dei problemi relativi ai classici solai in latero-cemento: è una soluzione che si è dimostrata maggiormente conveniente sia in termini economici che esecutivi.

L'applicazione del solaio a piastra trova ampio spazio in tutta Europa, in particolar modo nelle Regioni Centrali (tra i quali spicca la Svizzera), e in diversi ambiti tra cui quello residenziale, commerciale, direzionale e ricettivo. In Italia, allo stato attuale, questa soluzione viene valutata come alternativa possibile ai solai laterocementizi, specialmente nelle regioni del Nord dove viene utilizzata senza particolari preclusioni e non solo per opere di grandi dimensioni.

Nel presente paragrafo si analizzeranno dapprima i problemi di sfondellamento e instabilità tipici dei solai in latero-cemento (paragrafo 3.1), problemi che hanno contribuito alla diffusione e all'utilizzo della tecnica dei solai a piastra per l'edilizia civile sia in Italia che in Europa. Si passerà quindi all'analisi dei pregi e dei difetti dei solai in soletta piena (paragrafo 3.2), si riporteranno i risultati della ricerca in letteratura scientifica sul loro utilizzo in edifici civili (paragrafo 3.3) e, dopo aver condotto un confronto sintetico con le tecniche tradizionali dei solai in latero-cemento (paragrafo 3.4), si riporteranno alcuni esempi significativi del loro utilizzo in ambito residenziale e non solo (paragrafo 3.5).

#### 3.1 I problemi di sfondellamento e instabilità nei solai in latero-cemento

[25] Lo **sfondellamento** è un fenomeno che interessa gli elementi non strutturali del solaio in latero-cemento, ovvero le pignatte e l'intonaco, e consiste nel distacco improvviso, con seguente caduta, del fondello dei laterizi assieme all'intonaco inferiore (Figura 33). Lo sfondellamento può avvenire anche per il solo distacco dell'intonaco di ricoprimento. Se vi sono cavi elettrici inglobati nell'intonaco, o passanti nei vuoti dei laterizi interessati dal distacco, anch'essi saranno coinvolti nel crollo.

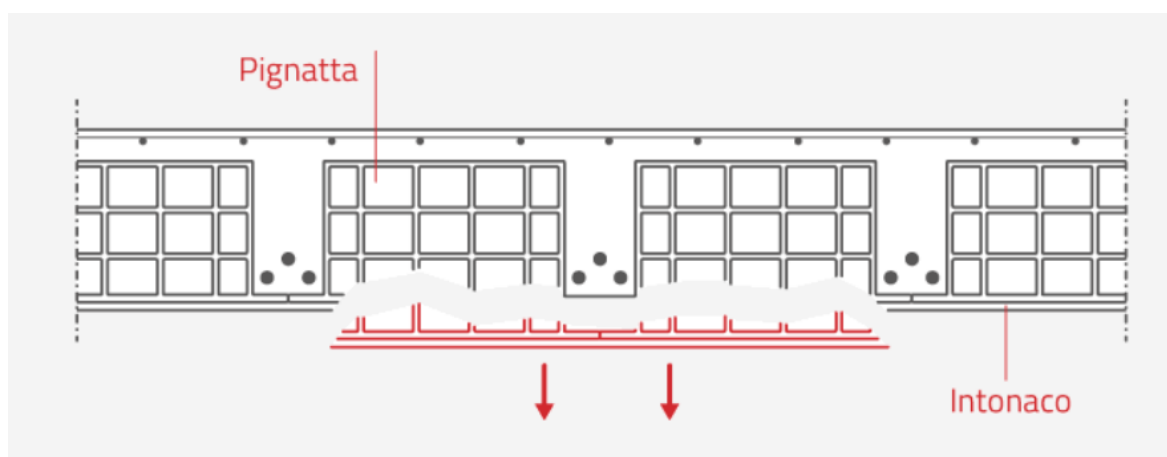


Figura 33: Sfondellamento in solai laterocementizi.

Il materiale che si distacca e cede in uno sfondellamento può raggiungere pesi consistenti, provocando danni, anche gravi, a persone e cose. Per avere un'idea della pericolosità del fenomeno, basti pensare che un metro quadrato di soffitto pesa circa 35 kg. Se si vuole poi

calcolare il peso reale del materiale che cede in uno sfondellamento occorre considerare principalmente due fattori: l'estensione del crollo e lo spessore dell'intonaco. L'intonaco generalmente pesa più della pignatta e, a seconda dello spessore, va a incrementare il peso totale del materiale coinvolto. Il distacco di solo intonaco può provocare, in ogni caso, crolli di grosse entità.

Il fenomeno può verificarsi a seguito del degrado dei componenti non strutturali. Il solaio mantiene la sua capacità strutturale, ma diventa ugualmente pericoloso per le persone che vivono nell'ambiente sottostante. L'avanzamento del degrado è oltretutto aggravato dal fatto che le pignatte sono nascoste alla vista, e dunque non ispezionabili. In alcune situazioni il fenomeno dello sfondellamento dei solai può essere il segnale premonitore di altre situazioni di degrado maggiormente pericolose per la stabilità del solaio: ad esempio, l'eccessiva deformabilità o la cattiva qualità dei travetti possono indurre fenomeni fessurativi nelle pignatte e provocare sfondellamenti, ma al contempo ridurre la rigidità del solaio ed aumentarne eccessivamente gli spostamenti.

Le principali cause che possono portare allo sfondellamento del solaio si suddividono in: interne, progettuali e esterne.

Tra le **cause interne** vi è la scarsa qualità dei materiali, che può ridurre i margini di sicurezza previsti nelle verifiche strutturali di progetto e costituire una causa di innesco di possibili degradi. Per *qualità dei materiali* si intende anche la inappropriata geometria degli elementi utilizzati: ad esempio, il disegno irregolare della pignatta può provocare tensioni eccessive che possono, a loro volta, dar luogo alla rottura dei setti (Figura 34).

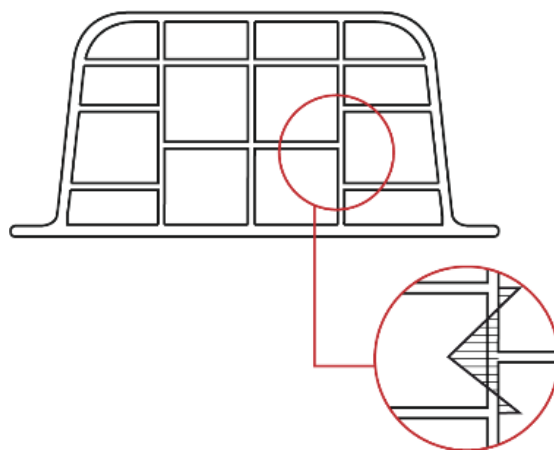


Figura 34: Tensioni eccessive nella pignatta a causa del suo disegno irregolare.

Tra le **cause progettuali** si trovano, invece, la cattiva progettazione delle luci e la posa in opera errata del solaio. Luci eccessive, luci ravvicinate di dimensioni diverse e l'assenza di rompitratta provocano delle sollecitazioni disomogenee ed eccessive negli elementi strutturali che costituiscono il solaio i quali, a loro volta, possono trasferire parte di queste sollecitazioni alle pignatte che, in linea di principio, dovrebbero risultare pressoché scariche. Relativamente alla *errata posa in opera*, il mancato avvolgimento delle barre o un calcestruzzo granulometricamente inappropriato possono produrre una soluzione della continuità (zona vuota) che a sua volta può dar luogo a stati tensionali nei fondelli delle pignatte (Figura 35). Un'*errata finitura dell'intonaco* in fase di applicazione può generare, invece, distacchi del solo intonaco.



Figura 35: Mancato avvolgimento delle barre d'armatura dei travetti.

Le **cause esterne** sono infine rappresentate da infiltrazioni d'acqua, scosse di terremoto e mancati o inadeguati interventi di manutenzione.

Il problema dello sfondellamento raggiunge poi livelli di pericolosità massima quando eventuali controsoffitti non sono collegati agli elementi strutturali del solaio (ovvero ai travetti in cemento armato), come la norma esige, bensì alle pignatte (che sono prive di qualsiasi resistenza a trazione): tali gravi errori esecutivi hanno portato a numerose vittime per crolli di pignatte e controsoffitti, anche nelle scuole.

Quanto al fenomeno dell'**instabilità**, esso interessa un solaio quando a degradarsi sono le sue componenti strutturali, ossia travetti in cemento armato e soletta. Perdendo la capacità portante, il solaio inizia a manifestare problemi di stabilità e sicurezza, deformandosi in maniera irreversibile (Figura 36). Tale deformazione, successivamente, può dar luogo a problemi di funzionalità degli impianti contenuti nel solaio stesso (si pensi, ad esempio, ai sistemi di riscaldamento a pavimento o a soffitto e alla VMC – Ventilazione Meccanica Controllata).

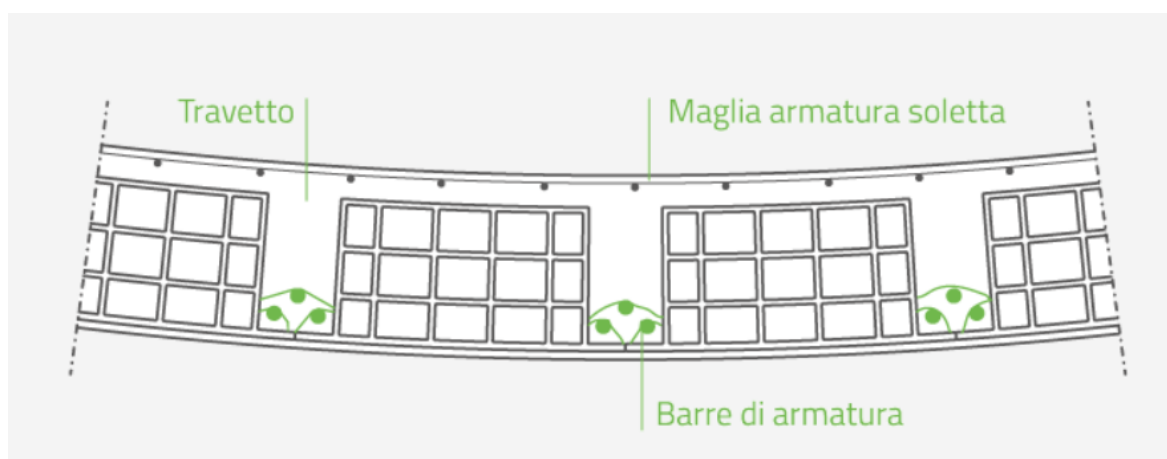


Figura 36: Instabilità in solai laterocementizi.

Tutti i solai nel tempo tendono a deformarsi, ma alcune condizioni portano a deformazioni irreversibili e carenza statica: tra queste vi sono le luci eccessive, con assenza di rompitratta e spessore ridotto della soletta, la posa in opera non idonea dell'armatura dei travetti con mancato avvolgimento delle barre da parte del calcestruzzo (che le lascia esposte agli agenti atmosferici), i cedimenti del terreno, gli eventi eccezionali quali incendi o allagamenti, le infiltrazioni d'acqua e le scosse di terremoto; queste ultime due si ritrovano anche tra le **cause esterne** per i fenomeni di sfondellamento, a testimonianza della loro pericolosità.



L'elemento strutturale più sensibile al degrado, a cui fa seguito l'instabilità dell'intero solaio, è il travetto in calcestruzzo armato: l'armatura in acciaio, in particolari condizioni termigrometriche, si corrode portando lentamente il travetto a ridurre la propria resistenza a trazione.

## 3.2 Pregi e difetti dei solai a soletta piena

### 3.2.1 Pregi

Tra i pregi connessi all'uso dei solai in soletta piena con armatura bidirezionale vi sono:

1. Velocità esecutiva;
2. Basso costo di realizzazione (dovuto soprattutto all'abbattimento della manodopera);
3. Semplificazione delle operazioni di posa in opera;
4. Maggior sicurezza in cantiere;
5. Minor spreco dei materiali;
6. Omogeneità strutturale;
7. Modellazione strutturale più coerente;
8. Elevata portanza, a cui fa seguito la possibilità di avere spessori di solaio ridotti;
9. Maggiore libertà distributiva degli elementi verticali in pianta;
10. Ottima adattabilità alle geometrie di piano complesse;
11. Possibilità di avere luci di solaio maggiori;
12. Miglior performance in termini acustici e termici;
13. Miglior comportamento sismico;
14. Miglior assorbimento dei cedimenti differenziali del terreno;
15. Miglior resistenza al fuoco;
16. Eliminazione dei problemi di sfondellamento e instabilità propri dei solai in laterocemento;
17. Possibilità di eseguire precompressioni e alleggerimenti della soletta.

La **velocità esecutiva** è indubbiamente il principale vantaggio che comporta l'utilizzo di un solaio a piastra. Nel caso di una soletta piena le operazioni da effettuare in opera sono estremamente standardizzate: casseratura, posa dei quattro strati di armatura (uno superiore e uno inferiore per ciascuna direzione) e infine getto in calcestruzzo. Non essendoci elementi prefabbricati da posizionare prima del getto, le movimentazioni in cantiere vengono ridotte al minimo. Le operazioni descritte possono essere gestite anche in parallelo consentendo, soprattutto nel caso di edifici di una certa dimensione, la razionalizzazione delle operazioni in cantiere permettendo, così, un'efficace pianificazione e un'importante riduzione dei tempi di realizzazione [27].

Il solaio a piastra permette una notevole **semplificazione delle operazioni di posa** in opera, con un ridotto numero di materiali (acciaio e calcestruzzo), una casseratura completa del fondo del solaio e un'orditura dei ferri di armatura bidirezionale e omogenea (con l'eventuale

utilizzo di reti preassemblate o di rotoli da stendere), senza dover far riferimento a elaborati grafici complessi durante le operazioni di cantiere. Si può dire che il valore aggiunto è dato dalla linearità nelle fasi di lavorazione che, se gestita con una certa esperienza, garantisce un ottimo risparmio. La semplificazione delle operazioni è individuabile soprattutto nell'eliminazione di tutte le procedure di trasporto, sollevamento e posizionamento degli elementi prefabbricati che caratterizzano i solai in latero-cemento (pignatte, travetti prefabbricati, *predalles*, blocchi di alleggerimento): tutte queste operazioni di manovra sono complicate e, se eseguite in cantieri che sorgono in città, anche molto costose a causa delle difficoltà di movimento. Difficoltà che diventano ancora più grandi quando le geometrie dei solai da realizzare sono tutt'altro che regolari.

Relativamente alla **sicurezza** sul luogo di lavoro, va detto che le attuali normative impongono obblighi strettissimi per le lavorazioni in quota che si possono effettuare in un cantiere: risulta dunque essere superato l'utilizzo della tipologia di solaio in latero-cemento a travetti prefabbricati e blocchi in laterizio, in cui le operazioni di cassetatura e di posa in opera degli elementi prefabbricati devono essere svolte per lo più dall'alto. L'utilizzo di sistemi anticaduta o di reti di protezione si è già dimostrato inapplicabile nella maggior parte dei casi, con il persistere di un rischio residuo non accettabile in termini percentuali. I sistemi a graticcio introdotti recentemente da alcune aziende di casseforme risolvono sì il problema sicurezza, ma rappresentano un onere molto spesso notevole in quanto, sostanzialmente, impongono una cassetatura completa del fondo del solaio pur utilizzando una tipologia costruttiva parzialmente prefabbricata: in tal caso ha molto più senso passare direttamente alla tipologia a piastra, per la quale si stanno oltretutto sviluppando nuove cassette (come quelle dell'azienda DOKA) da montare a terra e dotate di pannelli rimovibili per un rapido reimpiego degli stessi.

Un pregio che salta all'occhio è poi quello del **minor spreco dei materiali**. I solai in latero-cemento tradizionali generano un notevole quantitativo di materiale di scarto, costituito sia da quello che si danneggia durante la posa in opera sia da quello in esubero a fine lavoro. Si tratta di un problema logistico che, utilizzando solai a piastra, può essere notevolmente ridotto: con i solai a soletta piena, infatti, l'unico materiale che necessita dello stoccaggio è rappresentato dalle barre di acciaio lavorato, le quali non sono danneggiabili e possono essere comunque facilmente reimpiegate.

Da un punto di vista strettamente tecnico, inoltre, i solai a piastra permettono di avere un'**omogeneità strutturale** assoluta grazie alla bidirezionalità delle maglie d'armatura, consentendo così di avere una maggiore libertà nel posizionamento delle forometrie e dei passaggi impiantistici (anche a opera costruita). La libertà nella disposizione delle forometrie è pressoché totale in campata, mentre in prossimità dei pilastri bisogna prestare attenzione al problema del punzonamento: un foro in prossimità di un angolo del pilastro è sempre da evitare poiché riduce la superficie resistente alle tensioni tangenziali indotte dal carico punzonante.

Nei riguardi della **modellazione**, vi è un'ottima coerenza tra modello strutturale e comportamento effettivo (indipendentemente dal vincolo di bordo effettivamente realizzato). In tutti i solai, dunque anche nei solai tradizionali, almeno il 35-40% dei carichi verticali fluisce sugli appoggi per via diretta, grazie all'effetto arco che si sviluppa negli elementi di solaio (Figura 37). Il modello a piastra riesce ad approssimare il reale comportamento delle strutture orizzontali in maniera più soddisfacente rispetto al corrispettivo modello a telaio.

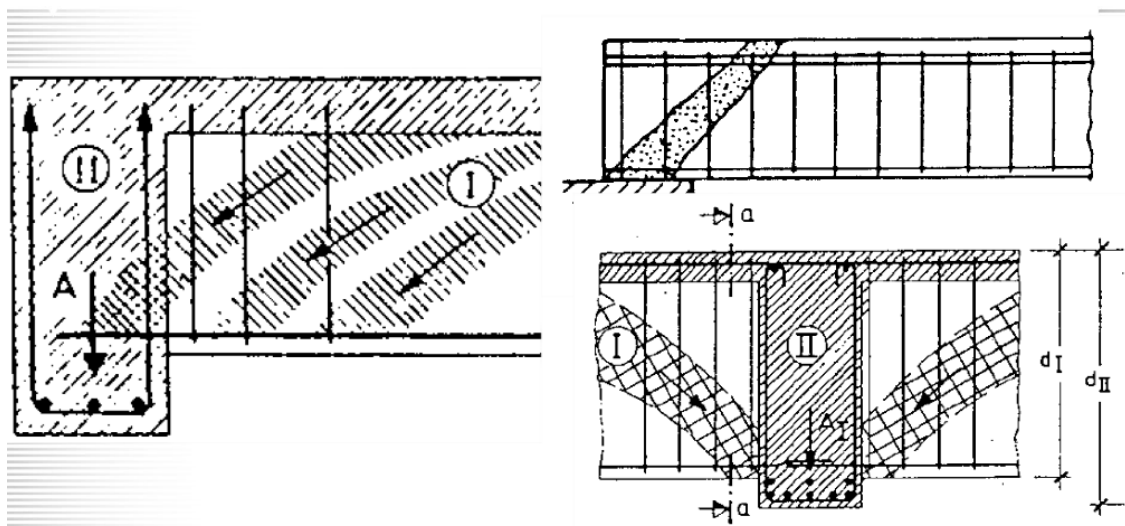


Figura 37: Effetto arco dei carichi verticali nei solai per permettere lo scarico agli appoggi (rappresentati dalle travi).

La soletta in calcestruzzo è monolitica e di spessore costante, è un elemento dotato di **portanza bidirezionale** nel quale le eventuali travi possono essere considerate *integrate* nel solaio stesso. L'elevata portanza dei solai a piastra, in cui gioca un ruolo fondamentale il contributo resistente a torsione della soletta (assente in qualsiasi grigliato di travi di un tradizionale solaio in latero-cemento), è un aspetto positivo molto importante che permette di ridurre gli spessori di solaio da dedicare agli elementi strutturali: in questo modo è possibile ricavare spazio libero in altezza, spazio da utilizzare, ad esempio, per il posizionamento di impianti a pavimento e/o a soffitto. È possibile tanto più contenere lo spessore della soletta quanto maggiore è la continuità strutturale del solaio: basti pensare che per strutture con campata multipla in ambo le direzioni è possibile raggiungere spessori fino a quasi un 1/35 della luce.

Il superamento dello schema a travi principali più travetti (o travi secondarie) consente di andare oltre il concetto di *trave corta e solaio lungo*, quindi superare le tipiche maglie rettangolari (ad esempio 3 x 6 metri), rendendo possibile l'impiego di maglie quadrate (ad esempio 6 x 6 metri) senza la necessità di avere travi calate rompitratta. Inoltre la bidirezionalità e l'elevata iperstaticità della struttura a piastra consente una certa flessibilità nell'allineamento degli elementi verticali in pianta, rendendo possibili soluzioni architettoniche con maglie irregolari. La soletta piena è una soluzione che si adatta benissimo alle **geometrie di piano complesse** e permette anche di avere **luci maggiori** rispetto ai tradizionali solai in latero-cemento, riducendo così il numero di elementi verticali a sostegno della piastra e ricavando spazio libero, privo di vincoli strutturali, da dedicare agli ambienti interni (Figura 38).

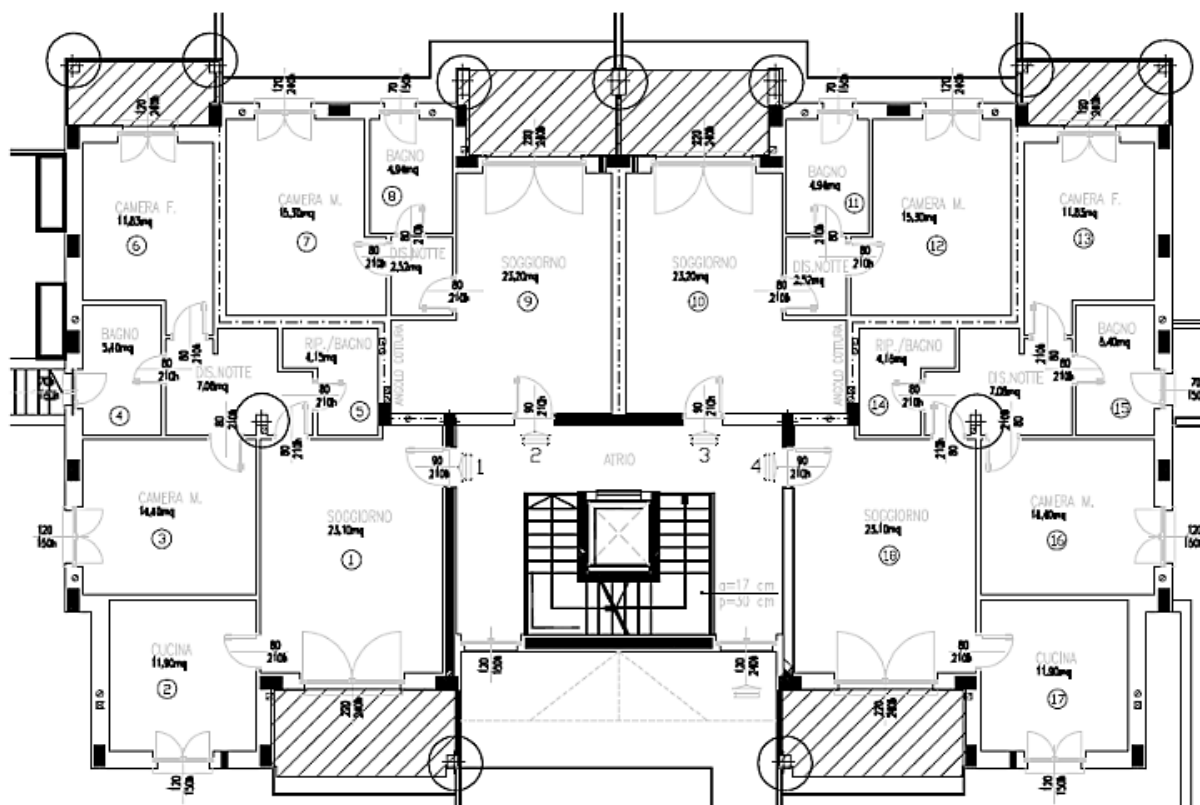


Figura 38: Piano tipo di un fabbricato con solai in soletta piena; i pilastri sono posizionati per lo più lungo il perimetro.

Vi è poi la **migliore performance in termini acustici e termici** che un elemento pieno e monolitico come una piastra in calcestruzzo pieno è in grado di fornire rispetto a una tipologia mista come il solaio in latero-cemento, per di più su spessori mediamente più contenuti. L'elevata inerzia termica e l'ottimo potere fono isolante sono garantiti dall'elevata massa della soletta di cui è costituito il solaio a piastra; l'inerzia termica lo rende un'ottima soluzione in copertura dove anche l'isolamento acustico risulta ottimo soprattutto per ciò che riguarda il rumore aereo. Il solaio in latero-cemento, al contrario, presenta problemi importanti in termini di isolamento acustico e termico, parametri fondamentali da tenere in conto in fase progettuale ed esecutiva del solaio. La disomogeneità del solaio tradizionale, costituito dalla ripetizione di due diversi elementi quali travetti in cemento armato e laterizi, non facilita infatti l'isolamento acustico e termico degli ambienti riscaldati, dove le dispersioni di calore sono piuttosto favorite dai ponti termici che si vengono a creare nelle zone di contatto tra gli elementi a diverso materiale.

Sempre in relazione al classico sistema in latero-cemento, la soletta piena offre inoltre una migliore capacità di distribuzione delle sollecitazioni generate dal sisma tra gli elementi di controvento, ossia è più **omogeneamente sismo-resistente**. La piastra piena, con il suo comportamento d'insieme, garantisce meglio del telaio tradizionale una partecipazione diffusa ai meccanismi dissipativi, permettendo così all'intera struttura di avere uno smorzamento maggiore in campo plastico. Va però sottolineato che il rispetto della Gerarchia delle Resistenze previsto dalle NTC2018 comporta molto spesso, soprattutto in zone ad elevata intensità sismica, l'adozione di travi ribassate per assicurare una rigidità adeguata alla struttura tridimensionale, specialmente in assenza di continuità strutturale con i setti.

Eventuali **cedimenti differenziali del terreno** vengono **migliormente assorbiti** con un solaio a soletta piena; ne consegue che tali cedimenti siano meno dannosi per strutture di questo tipo. La

sensibilità delle porzioni non strutturali (tamponamenti, pavimenti, serramenti), ad un dato input sismico e in un determinato terreno, dipende dalla deformabilità della struttura; la deformabilità di una struttura con solai a piastra è minore, a parità di input sismico, della deformabilità di una struttura a telaio. Di conseguenza, per un assegnato livello di deformazione (ammisibile per la salvaguardia degli elementi non strutturali), i cedimenti differenziali ammissibili per gli edifici con solai a piastra saranno maggiori rispetto a quelli per edifici a telaio: ciò consente al progettista di contenere le dimensioni dei sistemi di fondazione.

Le piastre piene presentano anche una **migliore resistenza al fuoco**, sia nel breve che nel lungo periodo. Applicando al solaio un *incendio di progetto* si può studiare come varia nel tempo la resistenza al fuoco per un solaio tradizionale e per un solaio a soletta piena: si è visto che per un solaio tradizionale, dotato di pochi elementi resistenti al fuoco, il decadimento delle prestazioni è più rapido che per un solaio a piastra.

L'utilizzo della soletta piena permette poi di **evitare i problemi di sfondellamento e instabilità**, descritti al paragrafo 3.1, propri dei solai in latero-cemento. Relativamente allo sfondellamento, nel caso di utilizzo della soletta piena, non vi è il rischio di appendere eventuali controsoffitti ad elementi non strutturali (pignatte) che non ne sopporterebbero il peso: avendo come solaio una soletta piena si può appendere il controsoffitto in qualsiasi punto, senza problemi.

Vi è infine il vantaggio rappresentato dalla **possibilità di precomprimere e alleggerire** la soletta (con formazione di nervature), anche tramite l'utilizzo di elementi in plastica riciclata. L'alleggerimento comporta un'ulteriore serie di migliorie, tra cui: il risparmio di calcestruzzo, il minor peso del solaio e della struttura nel suo insieme, il minor consumo di acciaio d'armatura dovuto al minor peso della soletta, il minor carico sulle fondazioni, il miglior comportamento sismico dell'edificio dovuto ad una massa minore. A fronte di questi vantaggi portati dall'alleggerimento della soletta, vi sono però degli svantaggi che devono essere analizzati e di cui si parlerà adeguatamente nel paragrafo 3.2.2 (dedicato ai difetti dei solai a piastra).

### 3.2.2 Difetti

Al lungo elenco di aspetti positivi riportati al paragrafo 3.2.1, fa seguito un elenco di aspetti negativi da tenere in conto durante la progettazione di un edificio con solai a piastra. Tra questi vi sono:

1. Peso elevato della soletta, che si ripercuote sugli elementi verticali e di fondazione;
2. Problemi sismici connessi alle elevate forze inerziali di piano;
3. Necessità di utilizzare calcestruzzi autolivellanti;
4. Problema del punzonamento in corrispondenza delle colonne;
5. Problemi legati all'eventuale alleggerimento (costo della manodopera e scarsa adattabilità a geometrie di piano complesse);
6. Carezza di riferimenti normativi nelle NTC2018.

La prima cosa che salta all'occhio è, senza dubbio, l'**elevato peso** dei solai a soletta piena. Il solaio realizzato in soletta piena ha infatti un peso molto maggiore rispetto al corrispettivo solaio in latero-cemento, anche se il carico può essere parzialmente ridotto tramite alleggerimenti. Un peso di solaio maggiore deve essere sostenuto da elementi verticali di



dimensioni maggiori, i quali a loro volta avranno ripercussioni sugli elementi di fondazione che dovranno essere, anche questi, di dimensioni più elevate (al fine di garantire la resistenza agli SLU di tipo geotecnico e strutturale).

In molte nazioni europee, dove l'uso della soletta piena a livello di solaio è ormai all'ordine del giorno, tale soluzione viene impiegata quasi sempre per luci fino ad 8 metri (con l'eventuale utilizzo di lastre di tipo *predalles* per avere un certo grado di prefabbricazione). Nella maggior parte di queste nazioni, però, non ci sono problemi sismici. La soletta monolitica, e per spessori contenuti anche quella alleggerita (nervata), risulta essere una struttura abbastanza pesante: a livello sismico una massa maggiore comporta **forze sismiche inerziali di piano maggiori**, con la necessità di aumentare la rigidità degli elementi verticali per garantire l'equilibrio delle forze orizzontali e limitare gli spostamenti di piano. Le strutture composte da soli pilastri e solette a piastra, in zona sismica, non sono accettabili a causa del comportamento fragile del punzonamento nei confronti dell'azione sismica: tale limite può essere superato, mantenendo la stessa tipologia di elementi verticali (pilastri), con l'impiego di sistemi misti che prevedano l'identificazione di travature (si può ipotizzare, ad esempio, l'impiego di travi perimetrali ricalate). Tali soluzioni sono però da considerarsi estreme, risulta molto spesso più efficace e conveniente disporre setti sismo-resistenti in abbinamento al nucleo scale (anch'esso composto da setti). L'accortezza, nel caso di utilizzo di setti in cemento armato, è quella di eseguire un adeguato posizionamento degli stessi per limitare il più possibile gli accoppiamenti dei modi di vibrare della struttura.

Altre accortezze da mettere in pratica per un solaio di questo tipo sono relative alla sua progettazione ed esecuzione, tra le quali vi è ad esempio l'utilizzo di un **calcestruzzo autolivellante**, molto fluido, avente classe di consistenza S4 o S5 (ottenibile con l'aiuto di fluidificanti). Ciò è richiesto poiché la rete di armatura bidirezionale che si estende per tutta la piastra rende molto complicata e onerosa la vibrazione del calcestruzzo in fase di getto, cosa che invece viene agevolata grazie all'utilizzo di un calcestruzzo fluido.

Come accennato precedentemente, il **punzonamento** è uno dei problemi principali che caratterizza un solaio a piastra. Le colonne di sostegno della piastra, se previste, devono essere adeguatamente dimensionate anche e soprattutto in funzione del punzonamento piastra-colonna. Se si prevedono colonne senza bruschi allargamenti in sommità e senza l'utilizzo di travi calate o a spessore, è bene prevedere una piastra metallica all'intradosso della soletta con funzione sia di garantire l'appoggio per la soletta di piano che di aumentare la potenziale superficie conica di rottura, resistente al punzonamento.

Il vantaggio rappresentato dalla possibilità di **alleggerire la soletta**, con conseguente formazione di nervature, può trasformarsi in uno svantaggio data la **quantità maggiore di manodopera** che tale scelta comporterebbe; manodopera che, si ricorda, si vuole invece ridurre anche con l'impiego della soletta piena. Oltretutto, l'utilizzo di elementi di alleggerimento implicherebbe la **necessità di semplificare le geometrie dell'impalcato** al fine di ottenere un agevole e corretto posizionamento dei blocchi per un'adeguata formazione delle nervature: una soluzione di questo tipo si adatterebbe male alle geometrie complesse.

Un ulteriore problema, non di poco conto, è la **carezza di riferimenti normativi** nelle NTC2018. In Italia è consentito l'impiego di solai a piastra armati con armatura bidirezionale, ma la loro trattazione rimane ancora piuttosto lacunosa; le NTC2018 rimandano esplicitamente agli Eurocodici, nel caso del calcolo del punzonamento, mentre per le restanti verifiche si è costretti molto spesso a far riferimento ai capitoli dedicati alle travi in cemento armato.

### 3.3 Letteratura disponibile sugli edifici con solai a piastra: comportamento locale e sismico globale

Nei riguardi degli edifici con solai a piastra, in letteratura vi è una netta distinzione tra comportamento ai carichi verticali (con peso di punzonamento) e comportamento ai carichi sismici. Raramente i due comportamenti vengono studiati simultaneamente, al più con prove sperimentali su provini in vera grandezza limitati a una soletta e una colonna in c.a. [Yousef, 2019]. Inoltre, è totalmente assente un confronto tra edifici a telaio ed edifici setti-piastre, confronto che sarebbe invece molto interessante da affrontare per individuare differenze, pregi e criticità delle due classi messe in comparazione tra loro.

Relativamente al **comportamento ai carichi verticali**, molti sono gli studi condotti sulla capacità della soletta di redistribuire le sollecitazioni in caso di danneggiamento della colonna centrale di una singola piastra appoggiata su una rete di pilastri [Weng, 2019] o in caso di danno o rimozione di più colonne, in diverse posizioni, di edifici multipiano con solai in soletta piena [Garg, 2020].

Lo studio condotto da Weng [Weng, 2019] ha previsto diverse prove sperimentali di rottura su provini a grandezza naturale. Sono state testate piastre di spessore 55, 70 e 100 mm poggiate su una maglia 3x3 di pilastri, ci cui uno centrale e otto perimetrali. Per l'applicazione del carico distribuito verticale crescente è stata utilizzata l'apparecchiatura di Figura 39; il quadro fessurativo post rottura per taglio/punzonamento è visibile in Figura 40 e Figura 41. Si è visto che all'aumentare dello spessore della piastra aumenta il carico a rottura per punzonamento, mentre *diminuisce* in maniera notevole la *duttilità* post-rottura.

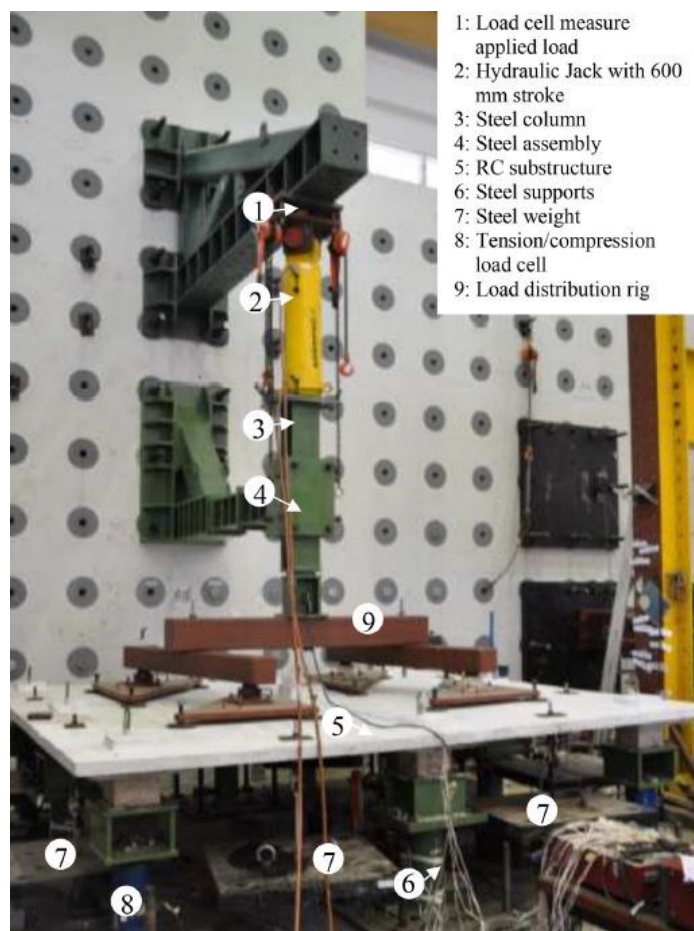


Figura 39: Apparecchiatura per l'applicazione del carico distribuito crescente nella prova sperimentale di Weng.

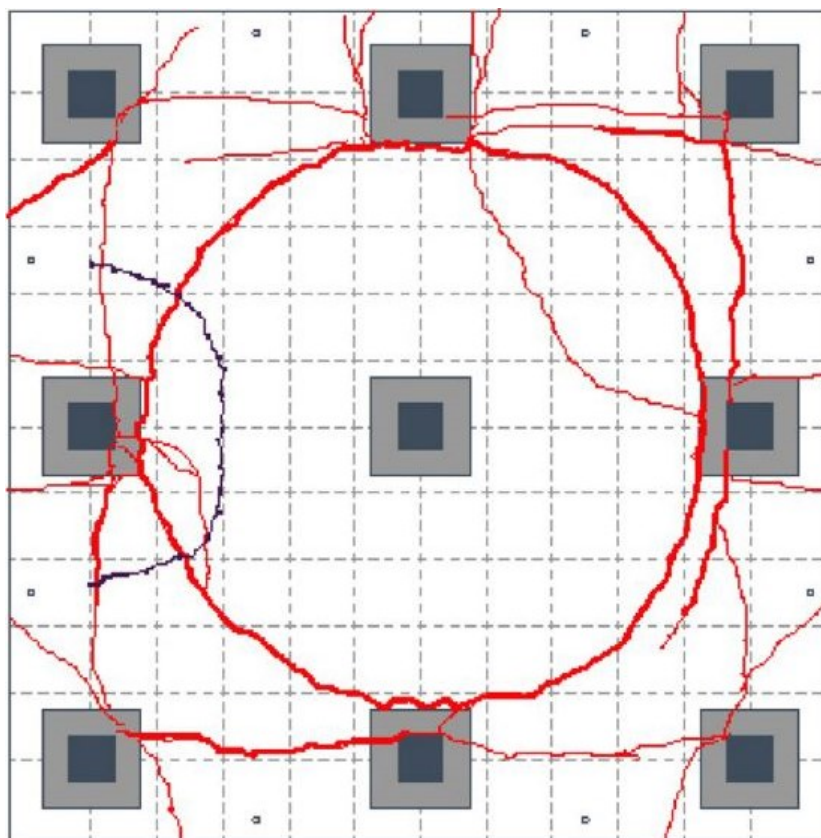


Figura 40: Quadro fessurativo post rottura per taglio/punzonamento; vista piastra dall'alto.

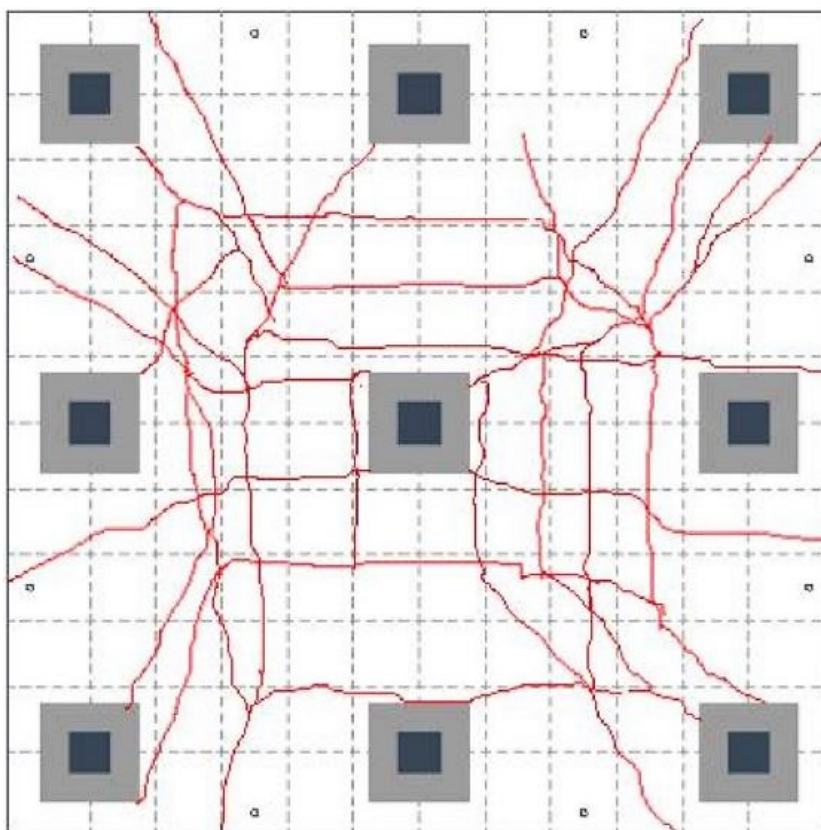


Figura 41: Quadro fessurativo post rottura per taglio/punzonamento; vista piastra dal basso.

La duttilità post rottura per taglio/punzonamento è importante per assicurare l'integrità strutturale dei sistemi con solai a piastra e prevenire eventuali rotture locali che potrebbero portare a un rapido collasso degli stessi. La ricerca analitica e sperimentale su come fornire adeguata duttilità post carico di picco e capacità rotazionale alle connessioni piastra-colonna di strutture esistenti ha portato allo sviluppo di un'armatura particolare a taglio-punzonamento, detta *shear bolt* (Figura 42): inserita in piastre esistenti (Figura 43), ne aumenta la resistenza ultima a taglio/punzonamento e la duttilità post rottura [Polak, 2005]. Sorgono però delle perplessità circa le tensioni di compressione che si accumulano localmente nel calcestruzzo in corrispondenza delle zone di estremità dello *shear bolt*: se tali tensioni dovessero raggiungere quella massima a compressione del calcestruzzo, potrebbero verificarsi rotture locali che renderebbero inutile e dannoso l'intervento.



Figura 42: Shear bolt.

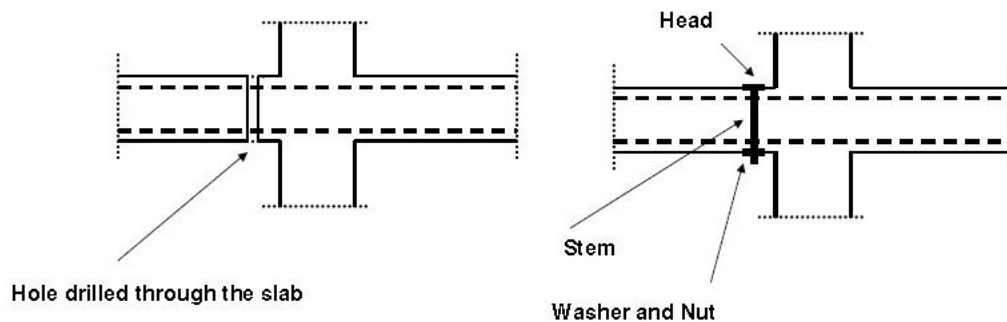


Figura 43: Procedura di inserimento dello *shear bolt* in solette esistenti.

[Yousef, 2019] La presenza di aperture in prossimità dell'innesto di una colonna porta a delle criticità nel comportamento della soletta ai carichi verticali (Figura 44). Se vi sono aperture nella piastra, la loro posizione e la loro dimensione ha effetti importanti sulla resistenza a taglio/punzonamento della soletta: si è visto che aperture con dimensioni fino a  $1/7$  della larghezza della porzione di soletta interessata dal punzonamento (*column strip*) sono ancora accettabili. Un'apertura nella soletta può essere dovuta, ad esempio, al passaggio verticale delle tubazioni di scarico in un edificio di civile abitazione: dunque, se da un punto di vista architettonico-costruttivo è più conveniente far passare le tubazioni verticali di scarico in prossimità dell'attacco di un pilastro, per avere un'invasione impiantistica il più possibile ridotta, da un punto di vista strutturale ciò è fortemente sconsigliato.





Figura 44: Quadro fessurativo post rottura per taglio/punzonamento nel caso di apertura in prossimità del pilastro; vista piastra dal basso.

Il fenomeno del punzonamento è dunque uno dei principali problemi riguardanti i solai in soletta piena sostenuti da pilastri. Si tratta di una rottura locale che deve essere il più possibile allontanata, anche tramite la realizzazione di semplici adattamenti come può essere una piastra con funzione d'appoggio/allargamento nel caso di colonne d'acciaio. L'accorgimento è quello di adottare piastre d'appoggio di spessore adeguato, eventualmente munite di costolature, che non si snervino a flessione.

Relativamente al **comportamento sismico globale** degli edifici con solai in soletta piena, per sfruttare al massimo l'elemento piastra introdotto, occorre curare il collegamento delle solette di piano con i sistemi di controventamento. La piastra è un sistema molto efficiente, omogeneamente sismo-resistente, che garantisce una partecipazione diffusa ai meccanismi dissipativi permettendo all'intera struttura di avere un grande smorzamento in campo plastico: *è inutile, ai fini strutturali, utilizzare un elemento così efficiente se non abbinato a un adeguato sistema spaziale, che ne sfrutti a pieno i pregi e che ne limiti al massimo le rotture locali* (come il punzonamento).

Per *adeguato sistema spaziale* si intende un sistema di elementi di controventamento rappresentati da **setti in c.a.**, ben distribuiti in pianta in modo che diano all'incirca lo stesso contributo in rigidità per entrambe le direzioni principali del sisma. Un edificio con solai a piastra e pilastri, magari progettato sulla base di vecchie normative che prevedevano il solo calcolo ai carichi verticali, ma inserito in regioni ad alta sismicità, non soddisfa le performance sismiche richieste dalle leggi attuali [Sen, 2015]. La rottura, di tipo fragile, sopraggiunge localmente per taglio/punzonamento: avere un'armatura della piastra continua attraverso la gabbia dei pilastri non basta, per raggiungere gli standard legislativi la struttura necessita di pareti in cemento armato.

Altro punto di debolezza della struttura è il collegamento tra solette e setti il quale, generalmente, viene realizzato con tecniche convenzionali che non garantiscono il perfetto incastro tra i due elementi strutturali. La performance sismica dell'intera struttura aumenta enormemente quando, al contrario, viene assicurato l'effettivo incastro tra pareti e piastre di piano, ad esempio tramite l'adozione di travi ribassate. Se il collegamento piastra-setti è ben realizzato, le solette di piano non si comportano passivamente ma attivamente alla risposta sismica dell'edificio.



Numerosi studi sono stati condotti sull'evoluzione del danno in strutture con piastre e setti ma, molto spesso, sulla base di modelli poco esaustivi, lontani dal rappresentare il comportamento globale di strutture di questo tipo. Un'analisi dinamica non lineare condotta sul *Modello 2* di Figura 45 ha dimostrato che il danno si concentra principalmente nei collegamenti setto-piastra e diminuisce andando verso l'alto [Kaushik, 2015].

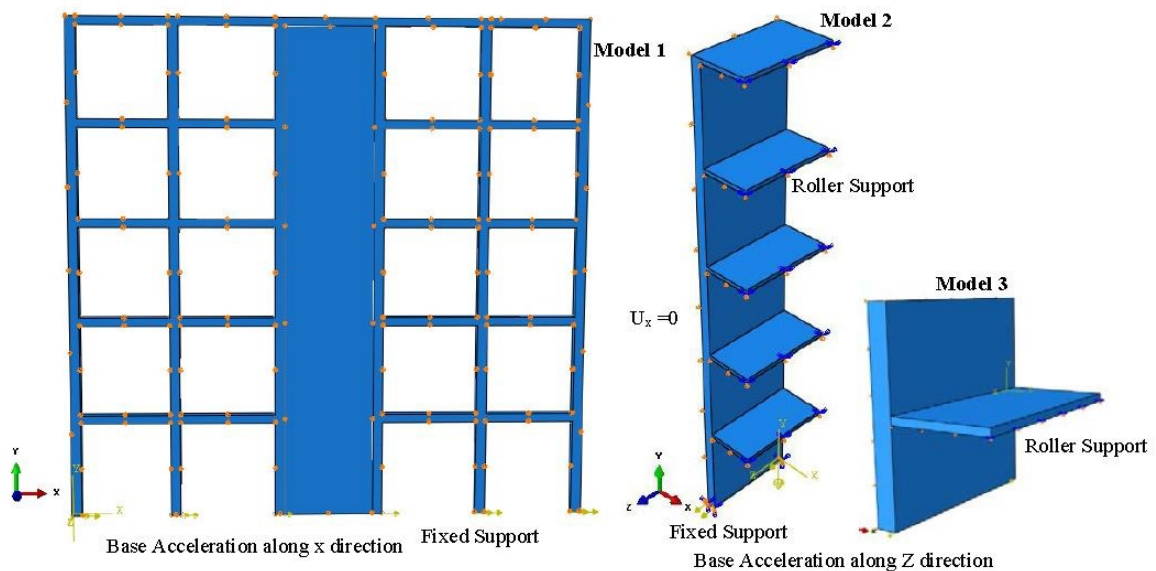


Figura 45: Modelli testati con un'analisi dinamica non lineare [Kaushik, 2015].

Il modello studiato, però, non rappresenta la situazione reale di un edificio con setti e piastre contemporaneo: si tratta a tutti gli effetti di un telaio composto da piastre e setti, anziché da travi e pilastri. Nel piano longitudinale si comporta come un setto, nel piano trasversale, di cui manca lo studio, si comporterebbe come una sorta di telaio: è il classico esempio di struttura tridimensionale mal concepita, incapace di sfruttare a pieno le potenzialità dell'elemento piastra. Una struttura di questo tipo rispecchia le costruzioni ottenute con la tecnica del *Coffrage tunnel*, nelle quali i setti sono tutti orditi nella stessa direzione: si ha una differenza enorme di rigidità tra le due direzioni principali, anche se un elevato numero di setti rende il problema praticamente trascurabile (Figura 46).



Figura 46: Strutture realizzate con la tecnica del "Coffrage tunnel".

Anche il *Modello 1* di Figura 45 non è esaustivo: oltre che essere un modello bidimensionale, piuttosto che tridimensionale, rappresenta un edificio misto pareti-telaio anziché un edificio setti-piastre: il setto è l'elemento chiamato a resistere all'azione sismica, mentre le travi si plasticizzano.

Uno studio analogo è stato condotto recentemente, dalla stessa autrice, anche su un modello tridimensionale che più si avvicina alla situazione reale (Figura 47): il modello, però, essendo perfettamente simmetrico non tiene conto degli effetti eccentrici del sisma; inoltre si nota una certa scarsità di setti presenti a fronte di un gran numero di pilastri che, a differenza delle pareti, non hanno funzione controventante effettiva. L'analisi condotta, sempre di tipo dinamico non lineare, mostra che il danno nelle solette si innesca nei collegamenti con i setti per poi propagarsi all'interno [Kaushik, 2020]. Come dimensioni degli elementi strutturali, si sono considerate piastre di spessore 12 cm e setti di spessore 30 cm [Kaushik, 2017].

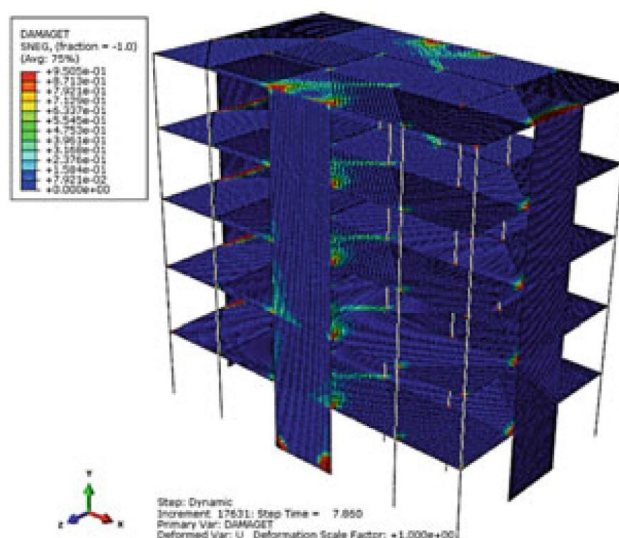


Figura 47: Modello 3D testato con un'analisi dinamica non lineare, con risultati [Kaushik, 2020].

Un problema connesso a questa tipologia di edifici è anche quello di adottare una buona modellazione per piastre e setti, che tenga conto delle loro caratteristiche e delle loro relazioni con i vari elementi strutturali. Molti studi, ad esempio, trattano le piastre di piano modellandole come elementi *beam*, considerando come larghezza delle aste quella di *piastra effettiva* tra due colonne [Youssef, 2014]: la ricerca si specializza allora sulla variabilità della larghezza efficace da considerare in relazione alla distanza tra le colonne e alle sollecitazioni assiali N agenti sulle stesse. Altri studi [Lu, 2016] modellano setti e piastre con elementi *beam-truss* (Figura 48), studiando l'effetto del raffittimento della mesh. La modellazione più corretta per solette e setti è però quella con elementi *shell*: tramite l'uso di super-elementi (ottenuti da una condensazione statica) è possibile ridurre il costo computazionale e di memoria, a fronte però di una perdita in rigidità flessionale della soletta che può portare a risultati meno accurati [Lee, 2005]. La dimensione degli elementi shell delle piastre, generalmente, non supera la lunghezza di 1 metro [El-Kholy, 2018].

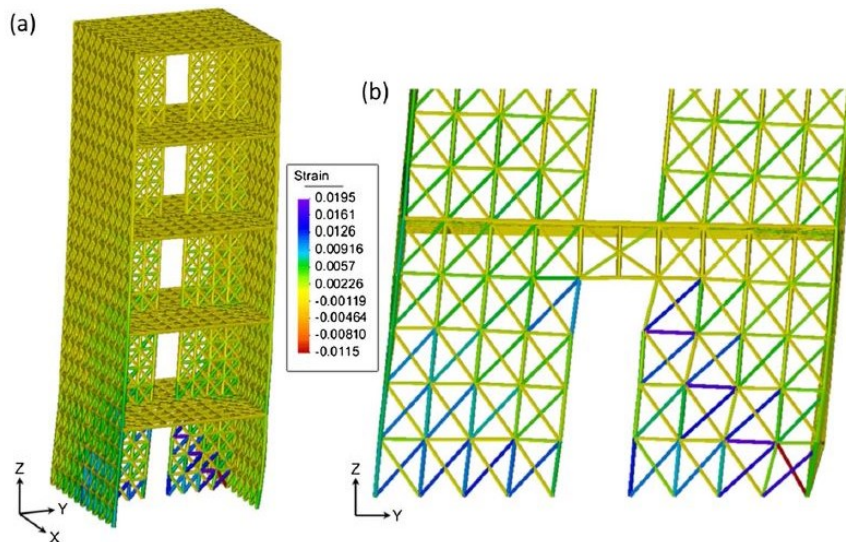


Figura 48: Modellazione setti e piastre con il metodo "beam-truss".

Aspetto fondamentale di ogni costruzione in zona sismica è quello di evitare meccanismi di piano soffice, per i quali la struttura diventerebbe labile a causa della formazione precoce di cerniere negli elementi portanti ai piani più bassi. Il piano soffice non permette di sfruttare a pieno la duttilità della struttura e soprattutto è un meccanismo di tipo fragile, dunque pericoloso nei confronti della salvaguardia della vita umana. Nel momento in cui si prevede un numero adeguato di setti (ben posizionati) per gli edifici con solai a piastra, tale meccanismo è scongiurato; se invece se ne prevede un numero limitato o addirittura nullo, occorre mettere in pratica delle accortezze. Ad esempio, si possono realizzare elementi controventanti tramite colonne ravvicinate, oppure ancora aumentare il numero delle possibili cerniere plastiche nei piani deboli tramite l'utilizzo di speciali **dissipatori** a livello di piastra [Zhang, 2018]. Tali elementi, prefabbricati, sono semplici da assemblare, presentano buone proprietà meccaniche, forniscono duttilità alla struttura e dissipano energia (Figura 49).

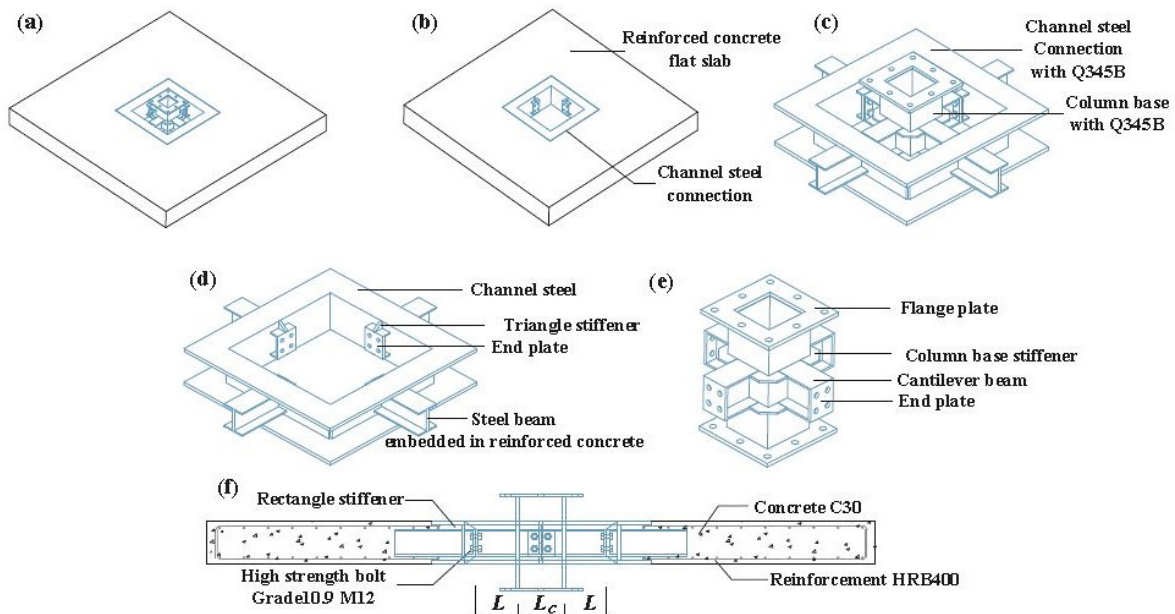


Figura 49: Dissipatore a livello di piastra.

L'attacco tra dissipatore e piastra di piano avviene tramite bulloni: il dissipatore è collegato a 4 travi d'acciaio precedentemente annegate nella soletta in calcestruzzo (Figura 49 e Figura 51).

Un collegamento di questo tipo permette di avere, per ogni innesto colonna-piastra, la possibilità di formazione di 4 cerniere plastiche a livello di solaio, cosa impossibile da ottenere con normali tecniche costruttive. Inoltre, i dissipatori possono essere facilmente sostituiti a seguito di un evento sismico generante la plasticizzazione degli elementi di collegamento con la soletta di piano (Figura 50).



Figura 50: Dissipatore a livello di piastra; plasticizzazione delle travi di collegamento.

Il collegamento del dissipatore con la colonna d'acciaio è flangiato, il che permette al dissipatore di essere utilizzato indipendentemente dalla sezione del pilastro, previa saldatura della flangia e di eventuali costolature di irrigidimento (Figura 51).

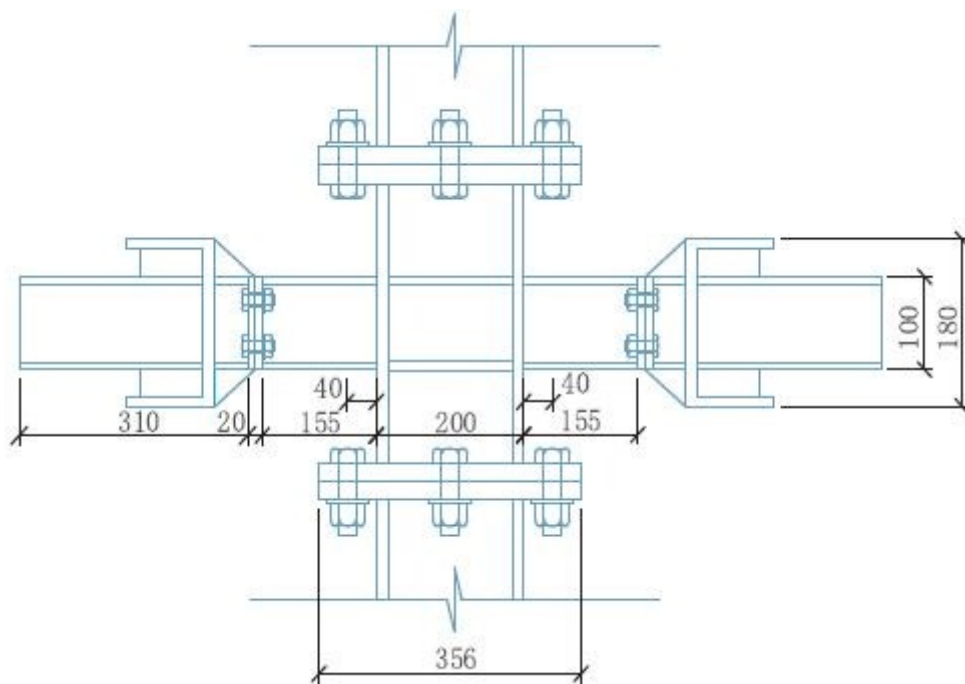


Figura 51: Dissipatore a livello di piastra; collegamenti con travi annegate nella soletta e colonne verticali.



Realizzato con tradizionali tecniche di costruzione, l'attacco colonna-piastra risulta troppo rigido, con una resistenza disponibile molto spesso eccessiva: questa tecnologia permette di ridurre la rigidità e la resistenza eccessiva del collegamento a favore di un importante aumento della duttilità, caratteristica essenziale delle strutture in zona sismica progettate a comportamento dissipativo.

### 3.4 Confronto sintetico fra solai a piastra e solai in latero-cemento

Non sempre la scelta del solaio a piastra si rivela quella più efficiente per il caso in esame.

La scelta della tipologia dell'orizzontamento, infatti, è insieme una questione tecnica, economica ed architettonica. I principali fattori che influiscono sulla preferenza della tipologia di solaio da utilizzare sono la maglia strutturale e la destinazione d'uso previste per il fabbricato.

È doveroso, quindi, condurre un rapido confronto fra solai a piastra e solai in latero-cemento, relativamente ad edifici di tipo abitativo e commerciale, nei quali i solai sono caratterizzati da luci non troppo elevate (solitamente inferiori ai 10 metri) e spessori contenuti. Le tipologie messe a confronto sono quelle attualmente utilizzate: solaio travetti e pignatte, solaio tipo *predalles*, solaio a piastra con soletta piena, solaio a piastra con soletta alleggerita, solaio alveolare.

In Tabella 1 vengono riportati gli ambiti di utilizzo e le principali caratteristiche, per ciascun tipo di solaio. In Tabella 2 vengono analizzati, invece, i vantaggi e gli svantaggi economici e tecnici di ciascuna tipologia [28].

Tabella 1: Confronto fra le soluzioni dei solai: ambiti di utilizzo.

	luci di utilizzo tipiche [m]	rapporto spessore/luce	velocità di messa in opera	peso a mc/mq mediato su tutto il solaio [kg]	schema strutturale
Solaio tradizionale	4 - 6	1/20	lento	1800	telaio, a setti, misto setti telaio
solaio <i>predalles</i> - semiprefabbricato	5 - 7	1/20	veloce	1800	telaio, a setti, misto setti telaio
solaio alveolare	6 - 14	1/25 - 1/40	molto veloce	1500-1800	telaio, a setti, misto setti telaio
solaio a piastra a soletta piena	4 - 8	1/20 - 1/30	veloce	2500	a setti
solaio a piastra a soletta alleggerita	6 - 10	1/20 - 1/28	medio	1800 - 2100	a setti



Tabella 2: Confronto fra le soluzioni dei solai: vantaggi e svantaggi.

	vantaggi	svantaggi
Solaio tradizionale	costo basso, tecnologia consolidata, leggero	lento, elevati costi sicurezza, richiede regolarità strutturale, luci ridotte, proprietà di isolamento acustico mediocri
solaio predalles - semiprefabbricato	costo basso, tecnologia consolidata, leggero, veloce	richiede regolarità strutturale, luci ridotte, proprietà di isolamento acustico mediocri
solaio alveolare	leggero, molto veloce, luci ampie, autoportanza, proprietà di isolamento acustico buone	richiede regolarità strutturale, poco flessibile a modifiche/forature, costo elevato
solaio a piastra a soletta piena	costo basso, non richiede regolarità della maglia, veloce, proprietà di isolamento acustico ottime	peso elevato, in zona sismica non utilizzabile con strutture a telaio
solaio a piastra a soletta alleggerita	non richiede regolarità della maglia, luci ampie, leggero, proprietà di isolamento acustico buone	più costoso di un solaio in soletta piena per spessori sotto i 40 cm, lento, in zona sismica non utilizzabile con strutture a telaio

## 3.5 Esempi applicativi dei solai a piastra

### 3.5.1 Complesso di edifici per uffici, negozi ed abitazioni a Ginevra, in Svizzera

[29] [Team progettuale: M. Anness, R. Siebold, H. Siegle e W. Stampfli di Lignon, con la collaborazione di M. Simeon e A. Parquet; Progettista strutturale: Studio Perreten and Milleret SA di Ginevra] Un esempio importante di applicazione dei solai a soletta piena in campo edilizio lo si trova a Ginevra, in Svizzera, e consiste in un complesso di edifici per uffici, negozi e abitazioni. Il complesso presenta solai a piastra di spessore costante sostenuti da setti e pilastri: le piastre di piano rappresentano un unico sistema di solaio per diverse situazioni. L'agglomerato, che sorge nel quartiere popolare di Plainpalais, è costituito da due corpi di fabbrica collegati a livello dei piani interrati e separati in superficie da un giardino interno.

Dal punto di vista architettonico, il progetto adottato rappresenta una buona soluzione ai notevoli problemi che sorgono in tutti i casi in cui si deve integrare una nuova costruzione in un contesto urbano già densamente edificato. I requisiti da soddisfare per questo progetto erano molteplici e tutti fortemente vincolanti. Tra questi vi era il fatto che il complesso si sarebbe affacciato su due strade (Figura 52): una era la rue de Carouge, strada piena di animazione, linee tranviarie, forte traffico commerciale e negozi, mentre l'altra era la rue Dancet, ampia strada residenziale alberata e tranquilla. Le problematiche progettuali sorsero dal momento in cui, da Regolamento Edilizio, sulla rue Dancet era possibile costruire edifici di altezza fuori terra pari a 7 piani più un piano attico, mentre sulla rue de Carouge la massima altezza consentita è di soli 3 piani. Occorreva pertanto trovare una soluzione che permettesse di sfruttare al massimo le altezze consentite e che fosse allo stesso tempo funzionale.

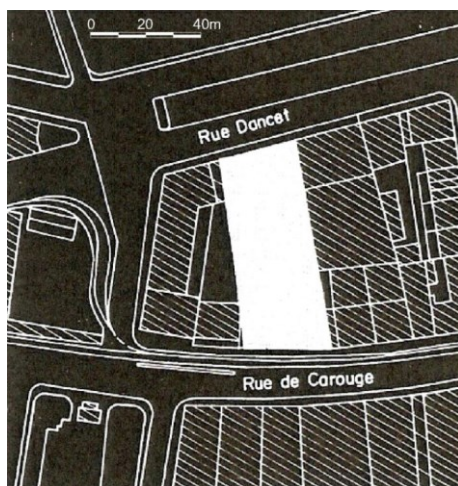


Figura 52: Edificio per uffici, negozi ed abitazioni a Ginevra - Planimetria generale.

Tralasciando i dettagli sulle scelte architettoniche effettuate per le due facciate principali, attuate sia in funzione della tipologia e della forma degli edifici adiacenti esistenti che per motivazioni estetiche, l'organizzazione funzionale dell'edificio è stata studiata in modo da soddisfare esigenze diverse; questo ha posto notevoli problemi, soprattutto in relazione alla necessità di diversificare l'accesso delle diverse categorie di utilizzazione.

Dal punto di vista funzionale e distributivo (Figura 53), si è scelto di adibire il primo piano di entrambi i corpi di fabbrica ad uffici, per un totale di 680 m<sup>2</sup>, mentre i piani dal 2° al 3° su rue de Carouge e dal 2° al 7° su rue Dancet sono stati destinati ad appartamenti. Il primo piano interrato contiene un'area di 2680 m<sup>2</sup> di negozi, mentre il secondo piano interrato un'area di 950 m<sup>2</sup> di depositi. Negli altri piani interrati sono infine stati realizzati dei parcheggi, aperti al pubblico o riservati ai residenti. Tutti gli appartamenti occupano l'intera lunghezza di ciascuno dei due corpi di fabbrica, con la maggior parte delle finestre sulla corte interna. Gli appartamenti in duplex realizzati verso la rue de Carouge hanno tutti un ingresso privato, in corrispondenza di una piccola parte del giardino, annessa come pertinenza privata. Le dimensioni in pianta della parte interrata sono approssimativamente pari a 60 x 30 m. In elevazione, il corpo di fabbrica più piccolo ha dimensioni pari a 19 x 29.95 m; quello più grande, a pianta spiccatamente trapezia, ha una profondità di 17.50 m e larghezza variabile tra 31.30 m e 35.06 m.

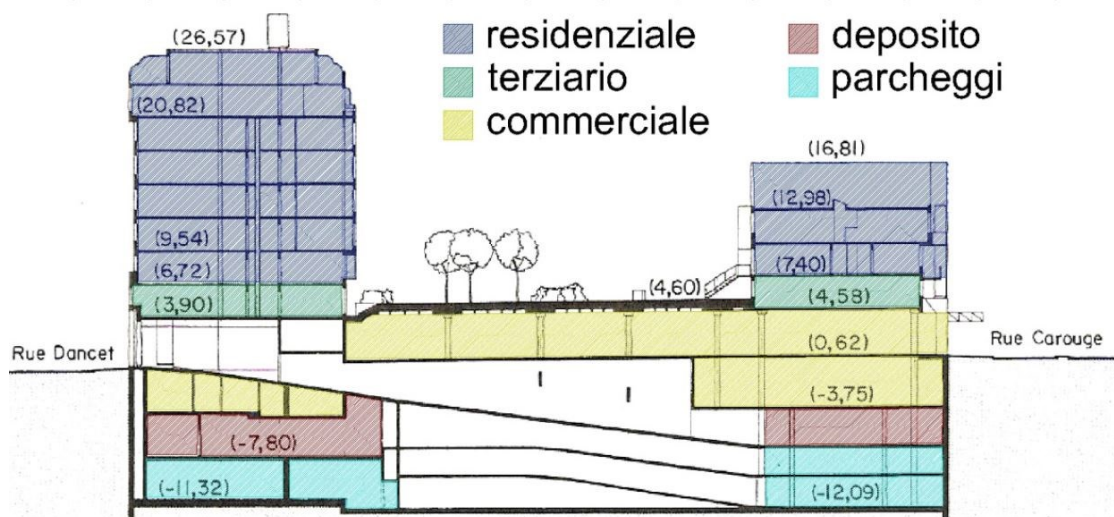


Figura 53: Edificio per uffici, negozi ed abitazioni a Ginevra – Indicazione delle destinazioni funzionali.

Per ottenere lo sfruttamento razionale del terreno disponibile è dunque risultato necessario realizzare un edificio a più piani interrati. Poiché il terreno di fondazione era costituito da terreno alluvionale e da formazioni limoso-argillose, a forte componente limosa fine, i tre piani interrati furono realizzati proteggendo le pareti dello scavo con una paratia, anche per evitare cedimenti delle costruzioni vicine che, prive di piano interrato, erano poste su fondazioni superficiali.

La struttura portante, sia nella parte interrata che in elevazione, è interamente in cemento armato ad eccezione di alcuni pilastri che sostengono la facciata su rue Dancet. Le facciate sono state realizzate impiegando elementi prefabbricati, la maggior parte dei quali con funzione portante.

L'edificio è abbastanza complesso e presenta diverse destinazioni funzionali, con differenti tipi di impalcato a piastra. Di seguito si riporta lo schema strutturale diviso in altezza: dapprima quello dei piani interrati, poi quello del primo piano (con destinazione a giardino e uffici) e infine quello dei piani a destinazione residenziale.

- Struttura dei piani interrati e dell'impalcato del piano terra:
  - solette piene precomprese, su maglia strutturale mista di pilastri e pareti
  - luce massima degli impalcati = 13.45 m
  - diametro massimo dei pilastri = 0.80 m
  - spessore delle solette = 0.25 m
  - spessore delle rampe = 0.29 m
- Struttura degli impalcati del primo piano:
  - Impalcato del giardino:
    - soletta nervata precompressa, su maglia di pilastri 8 x 7.50 m
    - diametro dei pilastri = 0.45 m
    - spessore della soletta = 0.42 m
  - Impalcato degli uffici:
    - solette piene precomprese, su maglia strutturale mista di pilastri e pareti
    - luce massima degli impalcati = 13.45 m
    - diametro dei pilastri = 0.45 m
    - spessore della soletta = 0.31 m
    - spessore delle pareti = 0.22 m
- Struttura degli impalcati a destinazione residenziale:
  - soletta piena, su maglia strutturale mista di pilastri e pareti
  - dimensione dei pilastri perimetrali = 0.62 x 0.32 m
  - dimensione dei pilastri interni = 0.52 x 0.32 m
  - interasse dei pilastri = 5.40 m
  - spessore delle pareti e delle solette = 0.22 m

Le destinazioni funzionali dei piani interrati (parcheggio, deposito e commercio) necessitano di ampie luci tra gli appoggi e si caratterizzano per i carichi elevati; infatti, gli impalcati in oggetto hanno luci sino a 13.45 m e il diametro dei pilastri dell'ultimo piano interrato arriva a 80 cm. La soluzione adottata è stata quella di una piastra a spessore costante di 25 cm per le solette e 29 cm per le rampe.

Il piano terra adibito a commercio presenta invece una maglia di pilastri abbastanza ampia (8 x 7.75 m) su cui poggia il giardino e una luce di 13.45 m su cui poggia l'impalcato degli uffici. La soluzione adottata per l'impalcato di giardino è stata quella di una piastra nervata precompressa, mentre per gli uffici si è realizzata una piastra precompressa a spessore costante di 31 cm.

Più omogenea e regolare è la soluzione strutturale per le residenze; in questo caso i carichi risultano meno elevati e le luci necessarie minori. Si è scelto di adottare, per i piani adibiti ad alloggi, un sistema misto di pareti e pilastri rettangolari con interasse di 5.40 m e uno spessore di impalcato di 22 cm: i rapporti spessore/luce risultano, quindi, di circa 1/25.

Si può notare come, in questo esempio, la piastra sia stata in grado di coprire ogni tipo di impalcato adeguandosi ai diversi appoggi, alle diverse luci, alle diverse destinazioni funzionali, alle diverse geometrie e ai diversi carichi.

### 3.5.2 Torre BMW a Monaco di Baviera, in Germania

[30] [Progettista: arch. Karl Schwanzer] Un altro esempio di applicazione di solaio a piastra in strutture di una certa importanza, oltretutto realizzato con tecniche non convenzionali, è rappresentato dalla Torre BMW a Monaco di Baviera, in Germania (Figura 54).



Figura 54: Torre BMW a Monaco di Baviera.



La Torre venne costruita tra il 1968 e il 1972 e fu completata in tempo per i Giochi Olimpici di Monaco proprio del 1972, anche se la sua inaugurazione ufficiale avvenne solo il 18 maggio 1973. L'edificio è alto 99.5 m e sorge presso il Villaggio Olimpico: è considerato uno dei più notevoli esempi di architettura moderna presenti a Monaco. L'aspetto esterno del grattacielo richiama la forma di quattro cilindri di un motore automobilistico, mentre il Museo BMW, che si trova accanto all'edificio, rappresenta la testata del motore. Entrambe le costruzioni furono disegnate dall'architetto austriaco Karl Schwanzer.

La Torre BMW ha un diametro di 53.30 m ed è costituita da 22 piani, di cui 2 fanno parte delle fondamenta e 18 sono utilizzati come uffici per la direzione generale mondiale della BMW. La Torre era il più alto edificio commerciale di Monaco di Baviera al momento del suo completamento, ma è stato superato nel 1981 dal grattacielo, alto 114 m, sede della HypoVereinsbank, banca commerciale tedesca facente parte del gruppo Unicredit.

La Torre BMW è costituita da quattro cilindri verticali in calcestruzzo, in parte interconnessi. Ciascun cilindro è diviso orizzontalmente da una retrazione della facciata verso il centro; è importante evidenziare, inoltre, come i cilindri non siano ancorati direttamente al terreno, ma siano piuttosto sospesi su un supporto centrale per una superficie di circa 72000 m<sup>2</sup>.

Durante la costruzione dell'edificio i singoli piani in soletta piena furono gettati e assemblati a terra, compresi la facciata e le vetrate, e poi sollevati con l'ausilio di enormi ponteggi. Ciascun solaio, dapprima gettato a livello del suolo, veniva elevato, assieme a tutti i piani superiori precedentemente realizzati, tramite l'incremento del tiro di aste in cemento armato precompresso; in questo modo, i piani già realizzati e sollevati andavano a costituire una sorta di *tetto* per i piani ancora da realizzare e sollevare.

Per il sollevamento delle solette di piano fino al raggiungimento della loro posizione finale è stato utilizzato il Sistema di Post-Tensione con barre DYWIDAG (Figura 55): il sistema, tuttora utilizzato, risulta conforme al Benestare Tecnico Europeo ETA-05/0123 e, in generale, può essere utilizzato per la post-tensione di cavi successivamente aderenti, unbonded ed esterni [31].

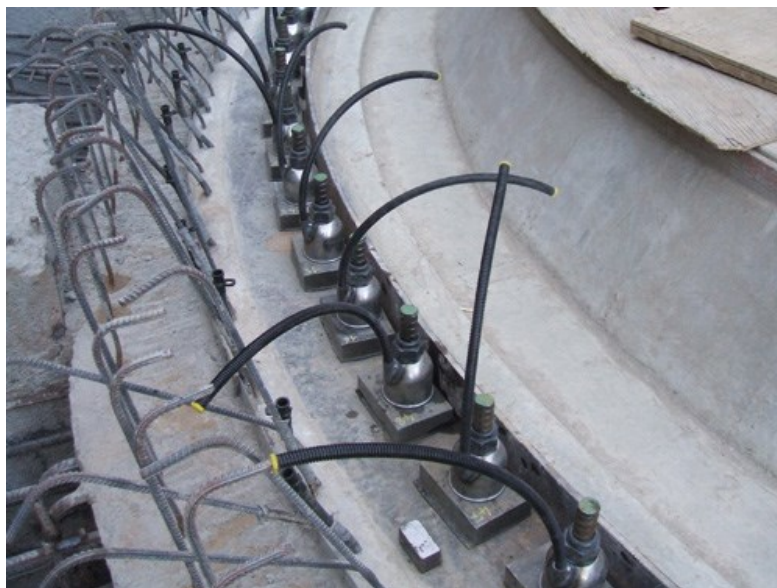


Figura 55: Post-Tensione a barre DYWIDAG.



### 3.5.3 Centro commerciale Auchan di Cinisello Balsamo (MI)

[29] [Progettisti strutturali: ing. Valeria Lazzari e ing. Francesco Iorio; Progettisti esecutivi: arch. Corrado Rossetti e arch. Fernanda Ferrario] Un esempio italiano di applicazione rilevante di solai a piastra è rappresentato dal centro commerciale Auchan di Cinisello Balsamo (MI). Il fabbricato è costituito da una soletta in cemento armato alleggerita, sostenuta da pilastri, avente luci di elevata estensione (fino a 21 m) e spessore di 47 cm (per un rapporto spessore/luce di circa 1/40). L'edificio è composto da 4 piani per un'altezza totale di 17.37 m. L'utilizzo delle piastre di piano ha permesso di ottenere una buona velocità in fase esecutiva ed anche una certa economicità dell'opera.

Strategicamente collocato tra l'intersezione dell'autostrada A4 Torino-Venezia con la SS36, l'edificio è frutto dell'ampliamento di un centro commerciale Auchan esistente (si tratta di uno dei più grossi centri commerciali italiani). Esso è parte di un intervento che prevedeva la riqualificazione di una vasta area attraverso la realizzazione di residenze ed aree verdi (Figura 56).

Il fabbricato ha forma pressoché triangolare, (salvo il lato secondario che presenta sporgenze e rientranze) con un piano fuori terra, 2 piani ammezzati e un piano interrato; viste le dimensioni è stato diviso, per la sua progettazione, in 7 corpi (Figura 57). Nel piano interrato, nel piano terra e in copertura sono ubicati i parcheggi, mentre nel primo piano si trova il centro commerciale. Architettonicamente le facciate sono caratterizzate dalle rampe circolari per le automobili, posizionate negli angoli dell'edificio, e dai pilastri esterni che sorreggono gli impalcati con l'ausilio di mensole (Figura 58).



Figura 56: Centro commerciale Auchan a Cinisello Balsamo; planivolumetrico del progetto di riqualificazione dell'area in cui sorge il fabbricato (elemento A della figura).



Figura 57: Centro commerciale Auchan a Cinisello Balsamo; suddivisione del fabbricato in corpi.



Figura 58: Centro commerciale Auchan a Cinisello Balsamo; vista complessiva del fabbricato.



La scelta della tipologia strutturale e costruttiva per il complesso è stata oggetto di una lunga e approfondita analisi da parte del committente. Tutti i 145.000 m<sup>2</sup> dell'intervento hanno utilizzato il sistema con solai a piastra alleggeriti in polistirolo sorretti da pilastri (Figura 59 e Figura 60).

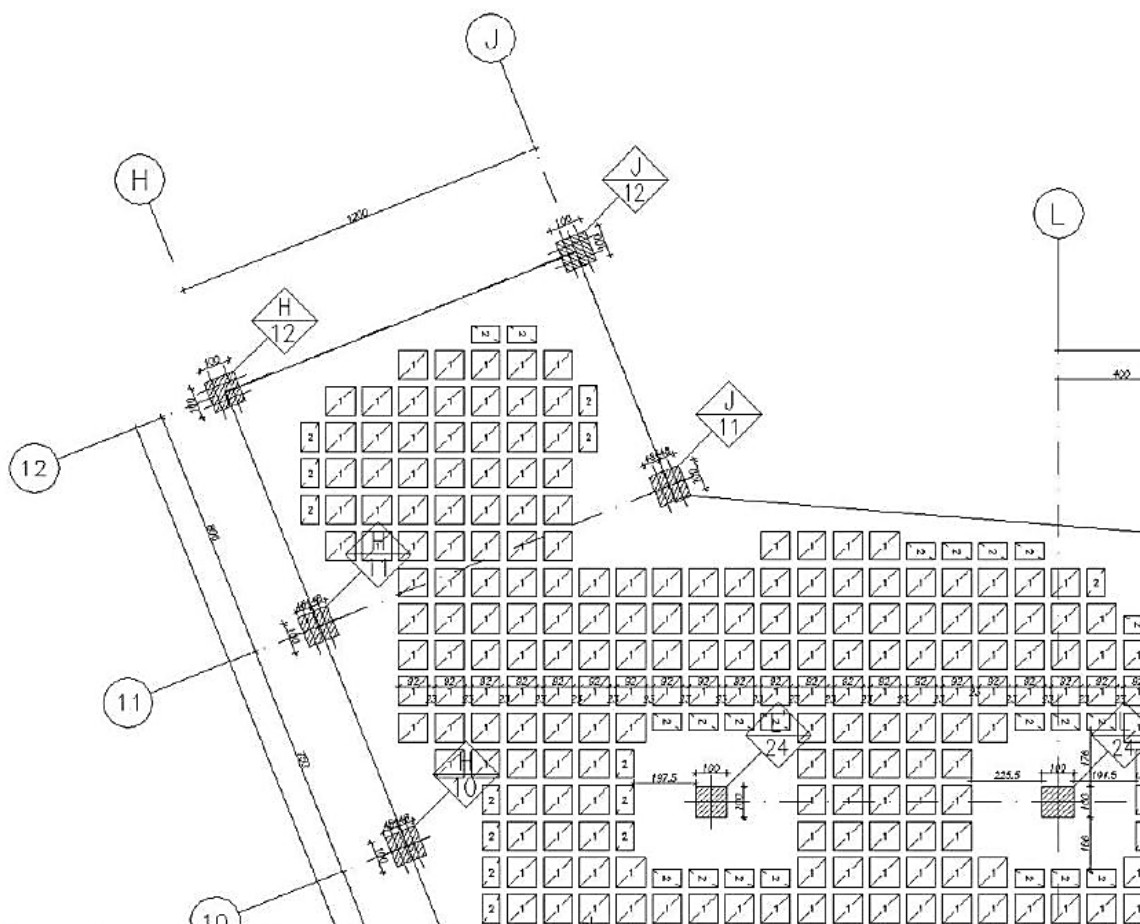
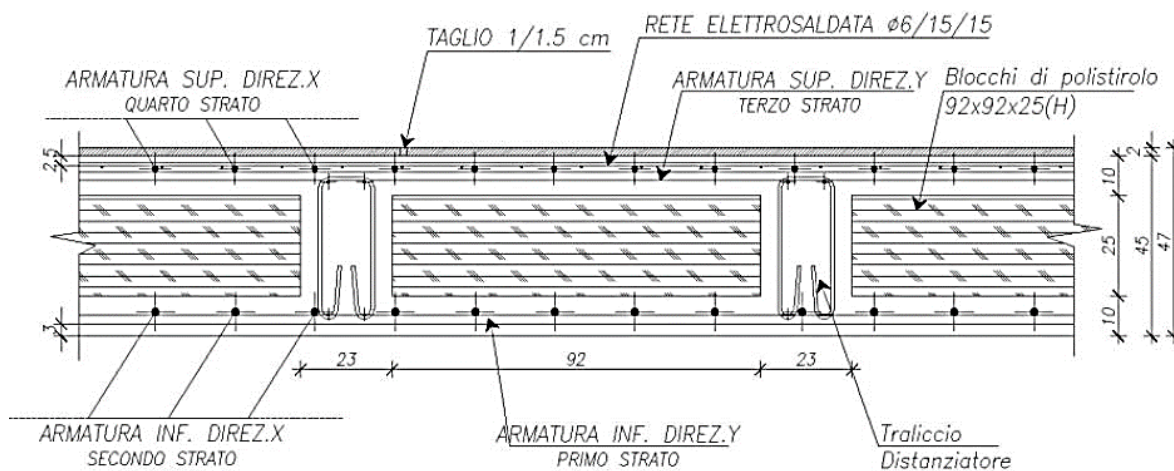


Figura 59: Centro commerciale Auchan a Cinisello Balsamo; planimetria della pianta del corpo 2, primo piano (si possono notare gli alleggerimenti della soletta in polistirolo).



- COPRIFERRO NETTO SUPERIORE SOLAI 2,5 cm  
- COPRIFERRO NETTO INFERIORE SOLAI 3 cm

- RESISTENZA AL FUOCO R120 -

Figura 60: Centro commerciale Auchan a Cinisello Balsamo; sezione del solaio del primo piano.

La progettazione strutturale è stata pertanto eseguita in modo da ottimizzare l'utilizzo delle casseforme (Figura 61) e permettere, con un accurato studio dei dettagli, la massima velocità di produzione in cantiere. La soluzione scelta si è dimostrata essere quella di minimo costo rispetto ad una struttura prefabbricata. La maglia dei pilastri (Figura 62) e la loro dimensione non è costante, vista la complessità dell'edificio. Salvo alcuni punti particolari, sussiste però una certa regolarità: nei piani parcheggio vi sono pilastri quadrati 100 x 100 cm su maglia rettangolare 15 x 7 m, nella zona commerciale si individuano 2 maglie principali di 21 x 15 m e 15 x 14 m, mentre in corrispondenza delle scale mobili i pilastri assumono una sezione di 60 x 60 cm.



Figura 61: Centro commerciale Auchan a Cinisello Balsamo; particolare della cassetta per il getto della soletta.



Figura 62: Centro commerciale Auchan a Cinisello Balsamo; vista interna della maglia dei pilastri dopo il disarmo dell'impalcato.

Le dimensioni e la complessità dell'edificio non potevano prevedere una maglia univoca; la soluzione a piastra gettata in opera si è ben adattata a questa situazione e si è dimostrata vincente per coprire velocemente grandi superfici. Si è rivelata vincente anche economicamente in confronto a una struttura prefabbricata (soluzione costruttiva abbastanza tradizionale per questa destinazione funzionale), permettendo di ottenere ampie luci nonché di sostenere carichi elevati.

L'esempio riportato non è sicuramente il caso in cui l'impalcato a piastra è chiamato a soddisfare esigenze di estetica architettonica; dal punto di vista economico e realizzativo, però, si è rivelato più che adatto al progetto in questione.



## 4 Fabbricato di nuova costruzione a Torino – Situazione di partenza

Le caratteristiche degli edifici con solai a piastra in cemento armato sono studiate, a livello progettuale, in riferimento a un nuovo fabbricato di civile abitazione a Torino. Nel presente capitolo sono descritte tutte le premesse e gli studi che hanno preceduto la parte progettuale strutturale vera e propria: le *premesse architettoniche* (paragrafo 4.1), lo *studio dell'appetibilità dell'area* (paragrafo 4.2), gli *aspetti commerciali* (paragrafo 4.3), gli *aspetti normativi* (paragrafo 4.4) e i *dati progettuali di partenza* (paragrafo 4.5).

Per l'avanzamento del lavoro progettuale di tesi, i problemi affrontati e i risultati giornalieri, si rimanda all'*Appendice 1 DIARIO DI BORDO: Cronaca di un percorso progettuale*.

### 4.1 Premesse architettoniche

Il fabbricato, adibito ad uso residenziale, è concepito per sorgere in un lotto rettangolare di dimensioni 40.90 m x 28.20 m nel quartiere San Salvario di Torino, per un totale di circa 1150 m<sup>2</sup> di terreno edificabile.

Un lato lungo del lotto si affaccia su via Tiziano Vecellio, mentre un lato corto si affaccia su via Gabriele Chiabrera. I restanti due lati si affacciano all'interno di un isolato di dimensioni pressoché triangolari (Figura 63): a Sud vi è un edificio di dimensioni planimetriche analoghe a quelle del fabbricato di nuova costruzione, ad Est vi è una villa di dimensioni più modeste.



Figura 63: Isolato triangolare in cui è posto il lotto rettangolare di terreno edificabile.

Come si può vedere anche in Figura 63, all'interno del lotto è attualmente presente un fabbricato costituito da piano terra e copertura piana; si dovrà prevedere alla sua demolizione per far spazio alla nuova costruzione.

Dal Piano Regolatore Generale (PRG) del Comune di Torino risulta che il terreno in questione si trova in "Zona consolidata residenziale mista", in Area normativa R2: l'area viene definita "mista" poiché comprendente edifici adibiti ad uso industriale ed edifici adibiti ad uso residenziale.

Dal PRG di Torino si legge:

**Area R2**

- Isolati residenziali a cortina edilizia verso spazio pubblico.
- La destinazione è residenziale (v. art.3 punto 1A).

Al piano interrato, terreno e primo sono consentite le attività commerciali al dettaglio di cui all'art. 3 punti 4A1a e 4A1b1 nei limiti e nel rispetto di quanto disposto nell'allegato C, attività per la ristorazione e pubblici esercizi (v. art. 3 punto 4A2), attività artigianali di servizio (v. art. 3 punto 4A3), uffici pubblici e privati non a carattere direzionale (v. art.3 punto 5A) ed a tutti i piani gli usi ricettivi (v. art.3 punto 2A).

Ai piani superiori al primo sono inoltre consentiti gli studi professionali (v. art. 3 punto 5A1), purché compatibili con la residenza, ferma restando la prevalenza della S.L.P. a destinazione residenziale nel lotto fondiario (da dimostrare mediante idonea documentazione asseverata), nel pieno rispetto della normativa sull'inquinamento acustico e in particolare del regolamento comunale per la tutela dall'inquinamento acustico.

- I parametri di trasformazione urbanistici ed edilizi da rispettare sono quelli della zona normativa di appartenenza (v. Tav. normative).
- Le aree interne agli isolati, contestualmente a interventi di completamento, nuovo impianto e ristrutturazione urbanistica, devono essere liberate e riqualificate per formare spazi di verde privato.

Negli interventi edilizi che prevedono la liberazione dei cortili possono essere mantenuti i bassi fabbricati esistenti ad uso autorimessa al servizio esclusivo di portatori di handicap.

[...]

**Articolo TN\_3 - Tavola normativa 3**

TAVOLA NORMATIVA N°3

Zone consolidate residenziali miste

I.F. 2mq/mq – 1,35 mq/mq – 1 mq/mq – 0,6 mq/mq – 0,4 mq/mq

Sono classificate di categoria B secondo il D.M. 2/4/1968, di recupero ai sensi della L.457/78 e di completamento ai sensi dell'art.13 terzo comma lettera f) della L.U.R.

Edifici di particolare interesse storico ed edifici caratterizzanti il tessuto storico	I tipi di intervento sono specificati all'art.26 e definiti nell'allegato A
Edifici privi di particolare interesse storico e non caratterizzanti il tessuto storico	Manutenzione ordinaria e straordinaria, restauro e risanamento conservativo, ristrutturazione edilizia, sostituzione, completamento e demolizione. Gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria sono ammessi su tutti gli edifici anche in contrasto con le destinazioni di piano (vd. art. 6 comma 4ter). Gli interventi di sostituzione edilizia e di completamento devono rispettare i parametri sotto riportati
Sugli edifici ricadenti su aree destinate dal P.R.G. a viabilità sono consentiti unicamente gli interventi di manutenzione ordinaria e straordinaria (vd. art. 6 comma 4quater).	
L'installazione di impianti tecnologici (riscaldamento, condizionamento, cabine elettriche, ascensori, ecc...) non comporta il rispetto dei parametri urbanistici ed edilizi (vd. Art.4 comma 25)	
Gli interventi di ristrutturazione edilizia, le sopraelevazioni di edifici e gli ampliamenti di edifici mono e bifamiliari sono soggetti al rispetto dei parametri edilizi limitatamente alle lettere a) b) d) e) di cui all'art.2 punto 34 e urbanistici della relativa zona normativa fatti salvi i disposti dell'art. 4.	

Gli interventi di ristrutturazione edilizia di tipo d3) nelle aree normative M2 e MP sono soggetti al rispetto dei parametri edilizi limitatamente alle lettere a) b) c) d) e) di cui all'art. 2 punto 34 e urbanistici della relativa zona normativa.	
I cambiamenti di destinazione d'uso con o senza opere sono sempre consentiti qualora siano indirizzati verso le destinazioni d'uso ammesse dal piano.	

R2	H max: come da R. E. Distanza tra fabbricati: aderenza o $\geq$ mt. 10  Distanza da confini privati: aderenza o $\geq$ mt. 5  Rispetto del filo stradale o del filo edilizio  Rapporto di copertura: $\frac{1}{2}$ del lotto (se I.F. $\leq 0,6$ mq/mq)	I parcheggi devono essere realizzati nel sottosuolo o in cortina edilizia
----	--	---

Per quest'area vale un *indice di edificabilità* = 2, un'altezza massima dei fabbricati come da Regolamento Edilizio (del Comune di Torino), una certa distanza minima dai fabbricati e dai confini privati, devono essere rispettati i fili stradali ed edilizi, vale un rapporto di copertura pari a  $\frac{1}{2}$  del lotto (ovvero, solo metà del lotto può essere occupata da edifici), e i parcheggi, se previsti, devono essere realizzati nel sottosuolo o in cortina edilizia.

*Indice di edificabilità* = 2 significa che la SLP (Superficie Lorda di Pavimento) può essere al massimo 2 volte la superficie fondiaria disponibile; la massima SLP ricavabile dal lotto in esame risulta dunque:

$$SLP = 2 A = 2 \times 1150 = 2300 \text{ m}^2$$

Il Regolamento Edilizio di Torino prevede che l'altezza massima dell'edificio non ecceda 1.5 volte la larghezza della strada su cui si affaccia. Oltre questa altezza può essere costruito un ulteriore piano, arretrato, fermo restando il rispetto della SLP massima data dall'indice di edificabilità. Poiché la larghezza della strada è di 12 metri, l'altezza massima del nuovo edificio, ad esclusione del piano arretrato, non potrà superare:

$$H_{max} = 1.5 \times 12 = 18 \text{ m}$$

Oltre a questi vi sono altri vincoli da rispettare, come ad esempio le superfici coperte, che devono essere di un certo tipo, e quelle scoperte, che devono essere in parte in piena terra. I cortili interni, secondo il Regolamento Edilizio di Torino, se edificati per almeno 3 lati su 4, devono essere dimensionati in modo tale che ogni edificio presente su ciascun lato possa "ribaltarsi" per almeno  $\frac{4}{5}$  della sua altezza su un terreno non edificato e non edificabile (come è il cortile interno); un lato si dice "edificato" se vi è la presenza di almeno un fabbricato con altezza maggiore o uguale a 4.5 metri.



## 4.2 Studio dell'appetibilità dell'area

Sulla base delle indicazioni di partenza, si passa allo studio dell'appetibilità (ovvero della qualità) dell'area. È infatti fondamentale analizzare l'intero contesto in cui si colloca un fabbricato di nuova costruzione.

Viene condotto, a tal proposito, un rilievo fotografico dello stato attuale del lotto, dell'isolato triangolare in cui il terreno è inserito e degli isolati limitrofi. Il fabbricato a Sud del lotto, in particolare, vede la presenza di una Biblioteca di proprietà dell'Università degli Studi di Torino e di un locale in passato adibito ad obitorio (vi era anche la relativa scritta sull'architrave del portone di ingresso, ora rimossa). Si nota che anche i fabbricati negli isolati limitrofi sono pressoché *scadenti*.

Il punto di forza dell'area è quello di avere il fiume Po, con annessa una striscia contigua di *verde*, a circa 70 metri dall'isolato in direzione Sud-Est. In questo settore, oltre ad avere il miglior apporto di luce solare, si ha anche un'ottima vista sulla collina torinese (Figura 64).

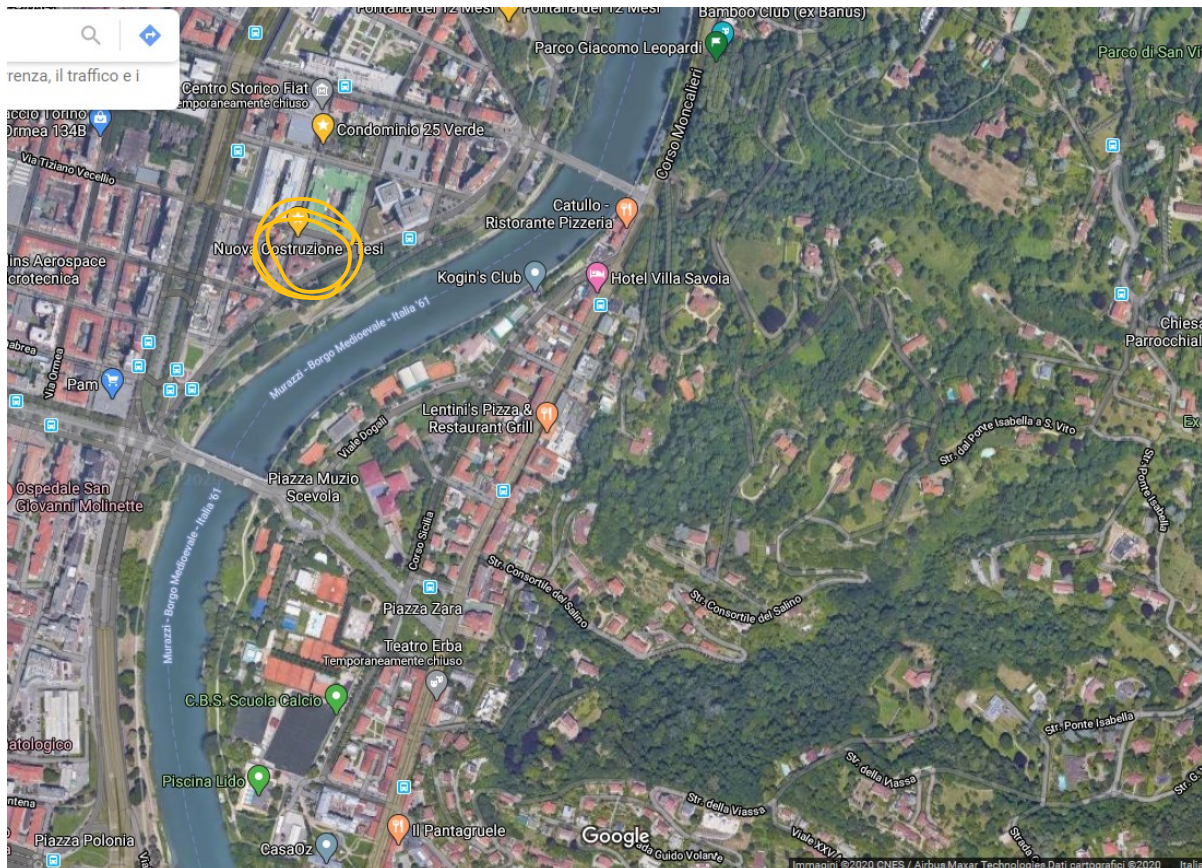


Figura 64: Vista dall'alto del fiume Po e del settore a Sud-Est del lotto (si nota il verde della collina torinese).

A Nord, a un solo isolato di distanza, sorge il *Condominio 25 Verde*, un'opera di architettura e ingegneria volta a creare una sorta di collegamento tra il tessuto urbano della città e il verde che spicca dalla collina sulla sponda opposta del fiume Po.

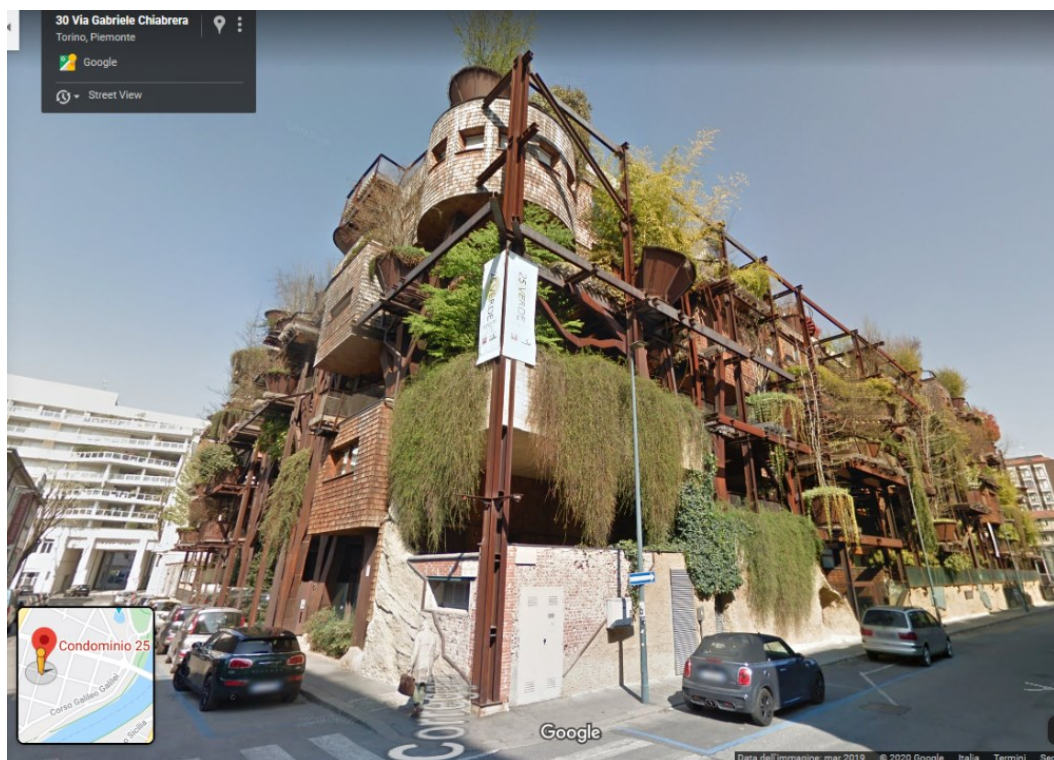


Figura 65: "Condominio 25 Verde", a Nord del lotto.

Vengono dunque scattate diverse foto tramite l'ausilio di un drone, a diversi livelli di altezza, a partire dalla quota della copertura piana del fabbricato esistente; l'obiettivo è quello di farsi un'idea delle future visuali ai vari piani della nuova struttura.

Dalle immagini si ha la conferma che la posizione del lotto è molto interessante per i motivi sopracitati, a patto che i fabbricati esistenti nell'isolato (in particolare la villa ad Est) non vengano sopraelevati oppure rimossi e sostituiti con fabbricati di altezza maggiore; in tal caso, infatti, si andrebbe a perdere il vantaggio dell'esposizione a Sud e della piacevole vista sulla collina torinese a causa dell'effetto *coprente* degli edifici adiacenti.

### 4.3 Aspetti commerciali

Il lavoro di progettazione è commissionato da un immobiliare privato che deve ancora acquistare il lotto in questione; prima di procedere all'acquisto, il privato ha l'interesse economico di avere tra le mani un progetto che massimizzi l'SLP disponibile, al fine di ottenere alloggi di più grandi dimensioni e dunque di maggior valore, e che fornisca appartamenti, da concedere in affitto, di adeguata appetibilità per la clientela.

Ci si è dunque rivolti ad una società di compravendita al fine di ottenere informazioni sulle migliori caratteristiche che dovrebbero possedere gli alloggi realizzati nella zona di interesse. Dalle indicazioni ricevute si conduce il cosiddetto *taglio* degli alloggi, ovvero la scelta delle superfici da attribuire a ciascun alloggio.

Si sceglie di sfruttare la massima altezza a disposizione realizzando un piano terra *pilotis* e 4 piani destinati agli alloggi, per un totale di 18 metri d'altezza; si prevede inoltre un quinto piano arretrato oltre la suddetta quota. Il piano pilotis, che non prevede la presenza di alloggi e quindi non entra nel conteggio della SLP, ha la funzione di alzare il più possibile le quote dei piani superiori destinati invece agli appartamenti; in questo modo si permette ai piani superiori di avvalersi di una vista migliore del circondario, in particolare della collina, e un



miglior apporto di luce (si noti che gli alloggi che valgono di più sono quelli che si trovano alle quote più elevate).

Si può quindi fare una valutazione *di massima* della SLP disponibile a ciascun piano:

$$SLP \text{ per piano} = 2300 / 4.5 \approx 500 \text{ m}^2 \text{ circa a piano}$$

Il fattore 4.5 serve per tenere conto dei 4 piani a filo con il piano terra e del 5° piano arretrato, tutti destinati a unità abitative.

La società di compravendita, date le superfici disponibili, suggerisce la realizzazione di 4 alloggi per piano, che dunque risulteranno di SLP:

$$SLP \text{ alloggio} = 500 / 4 \approx 130 \text{ m}^2 \text{ circa per ogni alloggio}$$

Ai 130 m<sup>2</sup> di SLP corrispondono circa 140 ÷ 145 m<sup>2</sup> di superficie commerciale, nella quale vanno considerate, oltre alla SLP, le aree occupate dalle pareti, i balconi e tutte le superfici che non rientrano nel conteggio della SLP.

#### 4.4 Aspetti normativi

L'involucro del fabbricato deve rispettare i requisiti normativi, tra i quali:

- risparmio energetico;
- requisiti acustici;
- altezza dei locali;
- requisiti richiesti dagli impianti di riscaldamento e raffrescamento (che portano a loro volta vantaggi dal punto di vista energetico, compresa la riduzione dei contributi per gli oneri di urbanizzazione).

Dal PRG di Torino risulta che il piano pilotis, se previsto, deve avere altezza libera minima di 4 metri. Fissata dunque l'altezza del piano pilotis a 4 metri, può essere condotto un calcolo di massima dell'altezza di ciascun piano abitativo (ad esclusione del 5° piano arretrato):

$$h \text{ piano} = (H - 4) / 4 = (18 - 4) / 4 = 14 / 4 = 3.50 \text{ m}$$

Si prende cautelativamente come altezza di interpiano il valore di 3.40 m.

L'altezza minima ammissibile dei locali destinati ad unità abitativa è pari a 2.70 m, riducendosi a 2.40 m nelle zone di servizio e di corridoio. Tra l'altezza disponibile (3.40 m) e l'altezza minima permessa dalle norme (2.70 m) vi è un gap di 70 cm, il quale viene totalmente sfruttato per:

- spessore delle strutture;
- sottofondi e pavimenti;
- impianti elettrici;
- impianti idrico – sanitari (scarichi e adduzioni);
- impianti di riscaldamento e raffrescamento;
- controsoffitto superiore, in cui si prevede l'ubicazione della VMC (Ventilazione Meccanica Controllata).

La VMC è un requisito richiesto in campo residenziale per garantire i ricambi d'aria di legge. Consiste in un impianto che immette ed aspira aria; una parte dell'aria aspirata viene dispersa all'esterno mentre la restante parte viene recuperata per essere re-immessa nell'ambiente interno.

È obbligatorio prevedere, per gli edifici di nuova costruzione, un sistema di misurazione e attribuzione di tutte le energie (compresa l'acqua potabile) ai singoli appartamenti. Per fare ciò viene installato un elemento denominato *satellite*, normalmente posto in *cavedi* allo sbarco dell'ascensore. Si prevede un satellite per ogni alloggio; al suo interno sono contenuti i rubinetti che regolano, per ciascun appartamento:

- l'acqua calda e l'acqua fredda sanitaria;
- l'acqua calda per il riscaldamento;
- l'acqua fredda per il raffrescamento;
- l'energia elettrica.

#### 4.5 Dati progettuali di partenza

Sulla base delle caratteristiche e dei requisiti iniziali, descritti nei paragrafi precedenti, si iniziano a progettare gli spazi per il parcheggio sotterraneo, per il piano pilotis, per i piani con alloggi e per il cortile interno. Si elaborano diverse soluzioni, gestendo gli spazi tramite l'inserimento degli interni d'arredamento; questo permette di posizionare in maniera corretta le porte e le finestre (es. per una camera singola, il massimo dell'utilizzazione può essere ottenuto prevedendo e posizionando un armadio, un letto, una scrivania e una poltrona; la finestra va posizionata per ultimo, in modo da non sconvolgere la situazione *ideale*).

Per la progettazione degli alloggi si cerca il più possibile di sfruttare il settore Sud-Est, cioè quello a miglior esposizione, orientando i moduli e i balconi in quella direzione. Si prevede un certo sfalsamento tra i moduli e la realizzazione di ampie finestre, in modo da ottenere la miglior illuminazione possibile degli appartamenti. Si prevedono moduli abitativi di tipo *duplex*, consistenti in alloggi a due piani, collegati da una scala interna, che vanno *ad incastro* con quelli adiacenti; i moduli sono connessi tra loro tramite spazi comuni esterni, come ad esempio una scala.

Il piano pilotis ha la funzione di fare da *filtro* tra i diversi sistemi strutturali rappresentati dal garage interrato e dai piani abitativi superiori.

Si prevedono i seguenti materiali per la realizzazione degli elementi strutturali portanti:

- Calcestruzzo: C25/30;
- Acciaio per cemento armato: B450C;
- Acciaio per carpenteria: S275.

Data la complessità dell'edificio e la relativa pianta articolata, si decide di realizzare, a livello strutturale:

- Vani scala e vani ascensore in cemento armato con spessori delle pareti di 20 cm più, eventualmente, 10 cm di strato di materiale coibente (termico e acustico);
- Piani orizzontali con **soletta piena** di 20 ÷ 22 cm di spessore. Le soluzioni proposte per gli alloggi risultano infatti troppo articolate per il classico solaio in latero-cemento

sostenuto da travi e travetti, mentre la soletta piena si adatta molto bene alle geometrie più complesse;

- Piano interrato adibito a garage, previsto di 21 autorimesse, in setti in c.a. da 20 cm;
- Setti perimetrali in cemento armato di spessore pari ad almeno 16 cm. Tale spessore è valutato secondo le NTC2018: la normativa prevede infatti uno spessore minimo dei setti portanti in c.a. in funzione della loro altezza d'interpiano, tra soletta inferiore e soletta superiore. Si prevedono setti che arrivano fino al piano fondazioni e setti che si fermano alla soletta del piano terra, risultando di fatto *in falso* rispetto a quelli interrati del piano garage;
- Pareti divisorie, interne ai singoli alloggi, in cartongesso di tipo *Lignum*. Tale scelta permette di far passare i cavi degli impianti direttamente all'interno delle pareti, così da risparmiare spazio per gli ambienti liberi interni. Oltretutto, in caso di futura ristrutturazione degli appartamenti, spostare o rimuovere una parete divisoria in cartongesso è di gran lunga più semplice e meno costoso rispetto a spostare o rimuovere una parete divisoria in muratura;
- Pilastri interni in acciaio fino alla quota del 5° piano. Le colonne d'acciaio, così come i setti perimetrali in c.a., saranno in parte continue fino al piano fondazioni e in parte *in falso* rispetto ai setti interrati, con base, dunque, nella soletta del piano terra. La scelta di utilizzare l'acciaio per i pilastri interni è data dal fatto che le azioni orizzontali dovute al sisma e al vento sono già sostenute dai setti perimetrali e dalle pareti dei vani scala/ascensori; secondo tale ipotesi i pilastri interni sarebbero sollecitati pressoché solo a compressione assiale, e per questo possono essere schematizzati, in un primo momento, come semplici aste pendolari (cerniera-cerniera). Progettando sulla base della sola compressione assiale, è possibile ottenere pilastri in acciaio con dimensioni in sezione contenute (ad esempio entro i 20 cm di lato) ed inglobarli, così, nelle pareti divisorie in cartongesso. Ciò permette di ridurre il più possibile il loro ingombro nei locali interni.

In fase di predimensionamento, ipotizzando di utilizzare delle sezioni HEB da 200 mm (Area 78 cm<sup>2</sup>) per ridurre al minimo l'ingombro, utilizzando un acciaio avente  $\sigma_{amm} = 1600 \text{ kg/cm}^2$  e considerando che la lunghezza libera di inflessione della singola asta è uguale a 3.40 m (altezza di interpiano), si ha una portata del singolo pilastro di 90 t circa, che diventano 116 nel caso si utilizzi un acciaio avente  $\sigma_{amm} = 2400 \text{ kg/cm}^2$ .

I carichi agenti per i piani abitativi possono essere stimati come 700 kg/m<sup>2</sup> di carichi permanenti, a cui si aggiungono 200 kg/m<sup>2</sup> di carichi variabili per un totale di circa 1000 kg/m<sup>2</sup> di carichi agenti su ogni piano abitativo.

Il peso totale dei piani con alloggi può essere stimato come:

$$1000 \text{ kg/m}^2 \times 4.5 \text{ piani} = 4500 \text{ kg/m}^2 = 4.5 \text{ t/m}^2$$

Utilizzando colonne HEB 200, aventi portata di 90 t, si stima l'area di influenza di ciascun pilastro:

$$A_{influenza} = 90 / 4.5 = 20 \text{ m}^2$$

Si può dunque dedurre che, per i carichi in gioco, debba essere realizzata una maglia 4 m x 5 m (= 20 m<sup>2</sup>) di pilastri HEB 200.

Per il corretto posizionamento delle colonne devono essere studiate le piante architettoniche dei piani abitativi e del garage interrato, cercando il più possibile di evitare pilastri *in falso*.

Relativamente al 5° piano, vi è l'arretramento del *filo verso strada* di 2.60 m; ne consegue che tutta la zona arretrata è sostanzialmente *in falso* rispetto al piano immediatamente inferiore, ovvero il 4° piano.

Oltre a quanto finora descritto, vi sono altri due aggravii a livello strutturale:

- 1) Per i balconi la norma prevede un sovraccarico di 400 kg/m<sup>2</sup>, a fronte dei 200 kg/m<sup>2</sup> previsti per gli ambienti interni;
- 2) Vanno considerati anche i carichi agenti in copertura sia permanenti che variabili, tra i quali il peso proprio e il carico neve.

Per quanto riguarda la copertura, l'idea è quella di realizzare una soluzione leggera, una struttura in acciaio con due strati di tavolati in legno intervallati da uno strato di materiale coibente. Il tetto ha espressamente la funzione di protezione dalle intemperie e di barriera contro il caldo e il freddo, funzioni che possono essere soddisfatte anche evitando di adottare la soluzione del tetto in cemento armato. Tale soluzione, infatti, viene allontanata essenzialmente per due motivi, entrambi legati alla massa:

- 1) Presenta un aggravio di sollecitazioni dal punto di vista sismico, a causa di una massa sostanzialmente inutile;
- 2) Il tetto in cemento armato è una massa pesante che deve comunque essere scaricata a terra, alla quale si aggiungono poi i carichi verticali dei piani inferiori.

Utilizzando la soluzione del tetto in acciaio con tavolati in legno si riesce a ottenere un peso di circa 100 kg/m<sup>2</sup>, a fronte dei circa 500 kg/m<sup>2</sup> del tetto in calcestruzzo.

Non si ha ancora una chiara idea di come realizzare gli elementi verticali dal 5° piano fino al piano copertura: una possibilità è quella di prevedere elementi in legno, ai quali si aggiungerebbe, dunque, una copertura in acciaio.

I balconi saranno realizzati in acciaio, senza getto in c.a., in modo da ridurre il peso e ridurre al minimo la presenza di eventuali ponti termici. Sulla struttura portante in acciaio verrà posto un tavolato in legno e uno strato superiore di calpestio in ceramica.

Relativamente al piano interrato, gli elementi caratterizzanti sono:

- 1) La posizione delle colonne che arrivano dal piano superiore, ovvero dal piano pilotis. Come detto, si deve cercare il più possibile di centrare le colonne del piano pilotis con i setti in c.a. del piano interrato; nel caso in cui ciò non fosse possibile per determinati pilastri, che risulterebbero dunque *in falso* rispetto ai setti, potrebbe essere necessario realizzare delle travi in c.a. a livello del piano terra con funzione di nervatura della soletta e collegamento tra i setti del garage e le colonne del piano pilotis;
- 2) Le caratteristiche del terreno: dalla relazione geotecnica commissionata dalla proprietà attuale del lotto, il terreno risulta di buona qualità (sabbia). In attesa di informazioni più dettagliate circa le caratteristiche del deposito, si nota che generalmente il terreno di Torino permette di lavorare considerando una portata di 3 ÷ 4 kg/cm<sup>2</sup> con delle fondazioni di tipo isolato;
- 3) I carichi agenti provenienti dalla sovrastruttura.

Per il muro perimetrale del piano interrato si stima uno spessore di circa 50 cm; la parete verrà realizzata a seguito dello scavo e dovrà inglobare i micropali infissi precedentemente allo sbanco con funzione di confinamento e sostegno della zona di sterro.



## 5 Analisi sismica del fabbricato

Tra le caratteristiche prestazionali dei solai a piastra analizzate in riferimento al caso reale di un nuovo fabbricato di civile abitazione a Torino, quelle maggiormente interessanti sono legate al comportamento sismico della struttura.

Per i **carichi verticali**, infatti, i solai a piastra dell'edificio non presentano alcun problema allo SLU, sia per la verifica flessionale sia a punzonamento in corrispondenza di colonne e setti: solo in corrispondenza degli innesti delle colonne centrali può essere necessario (a meno di aumentare l'armatura longitudinale) l'inserimento di una modesta quantità di armatura a taglio/punzonamento: presidio che può essere ben rappresentato dagli stessi *cavallotti* utilizzati per il posizionamento delle barre longitudinali. Anche gli spostamenti verticali in mezzeria sono molto modesti. L'ottimo comportamento a flessione nei confronti dei carichi verticali è dato dal contributo del momento torcente che si sviluppa nell'elemento piastra, contributo pressoché assente nelle travi a sostegno dei classici solai in latero-cemento, le quali lavorano essenzialmente a flessione: il torcente, tramite il quale la piastra redistribuisce una certa aliquota dei carichi agenti, permette di avere momenti flessionali in mezzeria molto ridotti.

Nel presente capitolo si affrontano dunque i **problemi sismici** legati alla struttura di nuova costruzione a Torino e si analizzano i risultati finali. Per avere una valutazione più completa del comportamento strutturale di questa tipologia di fabbricato, lo si considera sollecitato sia da un input sismico valutato per le reali coordinate dell'edificio (**Torino**) e per le reali caratteristiche del terreno (categoria C), sia da un input sismico ipotetico valutato per la città di **Ancona**, in particolare per le coordinate dello Stadio Dorico, supponendo un terreno di categoria C. In entrambi i casi la categoria topografica considerata è T1, ovvero terreno pianeggiante.

Si descrivono gli *elementi strutturali* e i *materiali* con cui si prevede di realizzare gli stessi (paragrafo 5.1), si riporta l'*analisi dei carichi* effettuata e le *combinazioni di carico* considerate, tra cui quelle per il progetto sismico (paragrafo 5.2), si riportano gli *spettri di progetto* e gli *spettri di esercizio* utilizzati rispettivamente per la verifica delle tensioni allo SLU e degli spostamenti allo SLE (paragrafo 5.3), si descrivono le scelte effettuate nella *modellazione* dell'edificio tramite l'uso del software CTM DOLMEN (paragrafo 5.4), si riportano i *periodi propri* e i *modi di vibrare* della struttura (paragrafo 5.5), si descrivono infine i risultati delle *verifiche allo SLU e allo SLE* (paragrafo 5.6).

### 5.1 Elementi strutturali e relativi materiali

Il fabbricato di nuova costruzione presenta 5 piani abitativi, a cui si aggiunge un piano di copertura. Il tetto è realizzato in acciaio mentre, alla data attuale, non sono ancora ben definiti la disposizione, la dimensione e il materiale degli elementi verticali a sostegno dello stesso.

A livello di impalcato, dal 1° al 5° piano, si hanno:

- **Solette piene in c.a. di spessore 18 cm**, realizzate con **calcestruzzo di classe C28/35**.

Tale soluzione, diversa dall'ipotesi di partenza (che prevedeva l'uso di solette da 20 cm e calcestruzzo di classe C25/30), è una conseguenza degli ottimi risultati ottenuti da un'analisi ai carichi verticali condotta sulla struttura modellata con solette piene da 20 cm. Poiché avere uno spessore delle solette così elevato è superfluo ai fini della resistenza ai carichi verticali

mentre contribuisce fortemente al peso dell'impalcato, con effetti negativi in termini di intensità delle forze inerziali di piano in caso di sisma, si è deciso di ridurre di 2 cm lo spessore delle piastre e allo stesso tempo di aumentare di una classe il calcestruzzo, portandolo da C25/30 a C28/35.

Le solette di piano sono sostenute dai seguenti elementi verticali:

- **Setti in c.a. di spessore 20 cm**, realizzati con **calcestruzzo di classe C28/35**, con funzione portante e di controventamento;
- **Colonne HEB200**, realizzate con **acciaio per carpenteria S275**;
- **Tubi (scatolati) in acciaio a sezione rettangolare**, di dimensione **400 mm x 200 mm e spessore 8 mm**, realizzati con **acciaio per carpenteria S275H**, a sostegno della porzione di piastra sospesa del 2° piano.

Sono previsti, per la **scatola di fondazione** ancora da progettare, una soletta di piano terra di spessore 20 cm circa, un sistema di setti interrati in c.a. di spessore 20 cm (che rappresentano le pareti divisorie tra i box di un garage sotterraneo) e un grigliato di **travi rovesce** di fondazione.

Si riportano le caratteristiche dei materiali strutturali: calcestruzzo (Figura 66), acciaio per cemento armato (Figura 67) e acciaio per carpenteria (Figura 68).

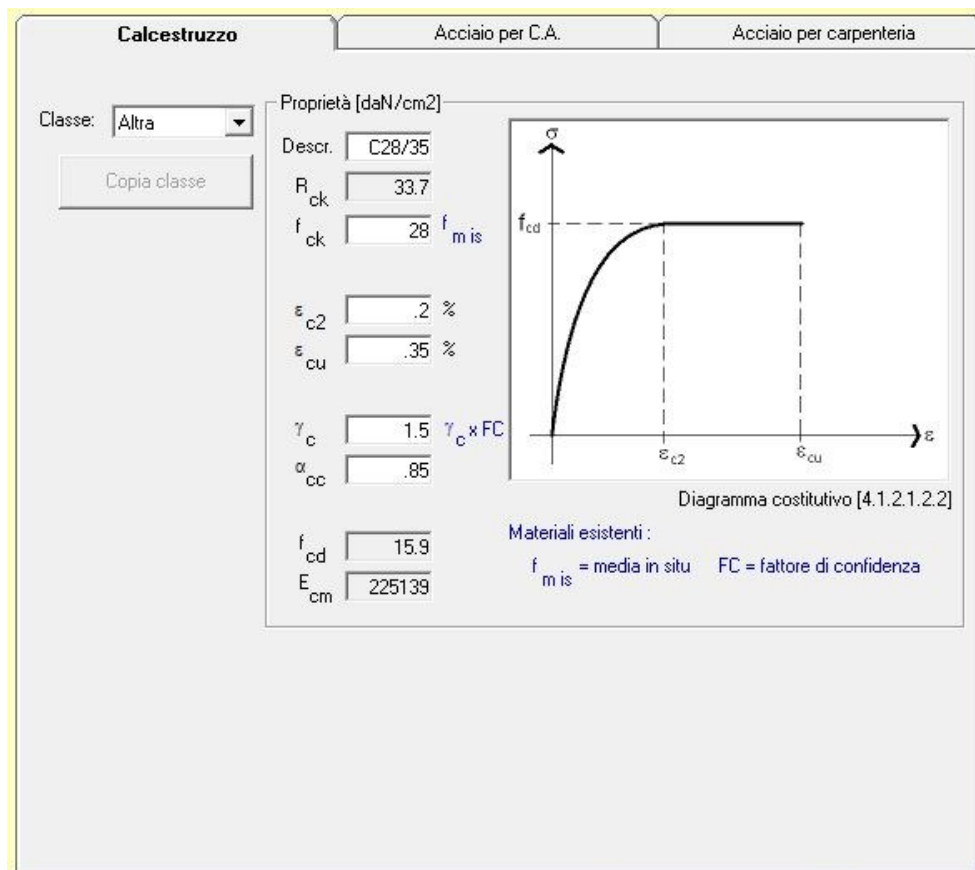


Figura 66: Caratteristiche del calcestruzzo di classe C28/35.

Calcestruzzo	Acciaio per C.A.	Acciaio per carpenteria
Tipo: <input type="text" value="B450C"/>		
<input type="button" value="Copia tipo"/>		
<input type="button" value="ARCHIVIO"/>		
<b>Proprietà [daN/cm<sup>2</sup>]</b>		
Descr. <input type="text" value="B450C"/>		
$f_{yk}$ <input type="text" value="4500"/> $f_{mis}$		
$f_{tk}$ <input type="text" value="5175"/>		
$\epsilon_{uk}$ <input type="text" value="7.5"/> %		
$k$ ( $1.15 \leq k < 1.35$ ) <input type="text" value="1.15"/>		
$\gamma_s$ <input type="text" value="1.15"/> $\gamma_s \times FC$		
$f_{yd}$ <input type="text" value="3913.04"/>		
$E_s$ <input type="text" value="2000000"/>		
$\epsilon_{ud}$ <input type="text" value="6.75"/> %		
$\epsilon_{yd}$ <input type="text" value="1.957"/> %		
<b>Materiali esistenti:</b> $f_{mis}$ = media in situ    FC = fattore di confidenza		
Diagramma costitutivo tipo 1 [4.1.2.1.2.3]		

Figura 67: Caratteristiche dell'acciaio per cemento armato B450C.

Calcestruzzo	Acciaio per C.A.	Acciaio per carpenteria								
<b>Proprietà generali [daN/cm<sup>2</sup>]</b>										
$E_s$ <input type="text" value="2100000"/>										
<input checked="" type="radio"/> $\gamma_M$ Resistenza delle sezioni <input type="text" value="1.05"/>										
<input type="radio"/> $\gamma_M$ Resistenza all'inst. ponti <input type="text" value="1.1"/>										
<input type="radio"/> $\gamma_M$ Resistenza all'instabilità <input type="text" value="1.05"/>										
<input type="radio"/> $\gamma_M$ Resistenza sezioni tese <input type="text" value="1.25"/>										
<b>Profili a sezione aperta</b>										
Tipo: <input type="text" value="S 275 (Fe 430)"/>										
(UNI 10025-2) Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali - Parte 2: Condizioni tecniche di fornitura di acciai non legati per impieghi strutturali										
<b>Proprietà specifiche [daN/cm<sup>2</sup>]</b>										
Descr. <input type="text" value="S 275 (Fe 430)"/>										
<table border="0"> <tr> <td>spessore <math>\leq 40</math>mm</td> <td>40mm &lt; spessore <math>\leq 80</math>mm</td> </tr> <tr> <td><math>f_{yk}</math> <input type="text" value="2750"/></td> <td><math>f_{yk}</math> <input type="text" value="2550"/></td> </tr> <tr> <td><math>f_{tk}</math> <input type="text" value="4300"/></td> <td><math>f_{tk}</math> <input type="text" value="4100"/></td> </tr> <tr> <td><math>f_{yd}</math> <input type="text" value="2619"/></td> <td><math>f_{yd}</math> <input type="text" value="2428.6"/></td> </tr> </table>			spessore $\leq 40$ mm	40mm < spessore $\leq 80$ mm	$f_{yk}$ <input type="text" value="2750"/>	$f_{yk}$ <input type="text" value="2550"/>	$f_{tk}$ <input type="text" value="4300"/>	$f_{tk}$ <input type="text" value="4100"/>	$f_{yd}$ <input type="text" value="2619"/>	$f_{yd}$ <input type="text" value="2428.6"/>
spessore $\leq 40$ mm	40mm < spessore $\leq 80$ mm									
$f_{yk}$ <input type="text" value="2750"/>	$f_{yk}$ <input type="text" value="2550"/>									
$f_{tk}$ <input type="text" value="4300"/>	$f_{tk}$ <input type="text" value="4100"/>									
$f_{yd}$ <input type="text" value="2619"/>	$f_{yd}$ <input type="text" value="2428.6"/>									
<b>Profili a sezione cava</b>										
Tipo: <input type="text" value="S 275 H (Fe 430)"/>										
(UNI 10210-1) Profilati cavi finiti a caldo di acciai non legati e a grano fine per impieghi strutturali. Condizioni tecniche di fornitura										
<b>Proprietà specifiche [daN/cm<sup>2</sup>]</b>										
Descr. <input type="text" value="S 275 H (Fe 430)"/>										
<table border="0"> <tr> <td>spessore <math>\leq 40</math>mm</td> <td>40mm &lt; spessore <math>\leq 80</math>mm</td> </tr> <tr> <td><math>f_{yk}</math> <input type="text" value="2750"/></td> <td><math>f_{yk}</math> <input type="text" value="2550"/></td> </tr> <tr> <td><math>f_{tk}</math> <input type="text" value="4300"/></td> <td><math>f_{tk}</math> <input type="text" value="4100"/></td> </tr> <tr> <td><math>f_{yd}</math> <input type="text" value="2619"/></td> <td><math>f_{yd}</math> <input type="text" value="2428.6"/></td> </tr> </table>			spessore $\leq 40$ mm	40mm < spessore $\leq 80$ mm	$f_{yk}$ <input type="text" value="2750"/>	$f_{yk}$ <input type="text" value="2550"/>	$f_{tk}$ <input type="text" value="4300"/>	$f_{tk}$ <input type="text" value="4100"/>	$f_{yd}$ <input type="text" value="2619"/>	$f_{yd}$ <input type="text" value="2428.6"/>
spessore $\leq 40$ mm	40mm < spessore $\leq 80$ mm									
$f_{yk}$ <input type="text" value="2750"/>	$f_{yk}$ <input type="text" value="2550"/>									
$f_{tk}$ <input type="text" value="4300"/>	$f_{tk}$ <input type="text" value="4100"/>									
$f_{yd}$ <input type="text" value="2619"/>	$f_{yd}$ <input type="text" value="2428.6"/>									

Figura 68: Caratteristiche dell'acciaio per carpenteria S275.

## 5.2 Analisi dei carichi e combinazioni

Sulla base delle prescrizioni attuali della normativa italiana (NTC2018), viene condotta l'analisi dei carichi visibile in Tabella 3.

Tabella 3: Analisi dei carichi.

Peso proprio elementi strutturali (G1)	Calcolato direttamente dal software				
<b>Elementi strutturali:</b>					
Soletta piena (C25/30)					
Setti (C25/30)					
Colonne (HEB 200)					

H 1° Piano:	4.15 m
H Piano tipo:	3.40 m

Pesi permanenti non strutturali del solaio tipo (G2)	h (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
Pavimentazione	2			50.00	0.50
Massetto non alleggerito	8	2350.00	23.50	188.00	1.88
Coibente radiante	2	40.00	0.40	0.80	0.01
Isolante (termico) calpestabile	5	40.00	0.40	2.00	0.02
Massetto alleggerito	8	1300.00	13.00	104.00	1.04
Tramezzature divisorie interne agli alloggi				80.00	0.80
Controsoffitto (con VMC)				40.00	0.40
				<b>464.80</b>	<b>4.65</b>

Pesi permanenti non strutturali del terrazzo del 3°P (G2)	h (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
Doghe in bamboo	2	600.00	6.00	12.00	0.12
Listelli in legno altezza 10 cm passo 60 cm	10	600.00	6.00	5.00	0.05
Doppia guaina impermeabile bituminosa				10.00	0.10
Pannello in Stiferite	8	36.00	0.36	2.88	0.03
Barriera al vapore					
Massetto delle pendenze alleggerito (eventuale)	6	2350.00	23.50	141.00	1.41
Controsoffitto (con VMC)				40.00	0.40
				<b>210.88</b>	<b>2.11</b>

Parapetto del terrazzo del 3°P (G2) - in acciaio o vetro	P (kg/m)	P (kN/m)
	50	<b>0.50</b>

Caratteristiche della SCALA	alzata (cm)	pedata (cm)	inclinazione (°)	inclinazione (rad)
	17	30	29.5388	0.5155

Pesi permanenti non strutturali delle RAMPE (G2)	Spessore (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
Rivestimento delle pedate (marmo 3 cm)	3	2800	28.00	84.00	0.84
Rivestimento delle alzate (marmo 3 cm)	3	2800	28.00	47.60	0.48
Gradini in calcestruzzo		2350.00	23.50	199.75	2.00
Intonaco rampa da 1.5 cm	1.5	2000.00	20.00	34.48	0.34
				<b>365.83</b>	<b>3.66</b>

Pesi permanenti non strutturali dei PIANEROTTOLI (G2)	Spessore (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
Rivestimento pianerottolo (marmo 3 cm)	3	2800	28.00	84.00	0.84
Massetto c.a. alleggerito	10	1300.00	13.00	130.00	1.30
Intonaco pianerottolo da 1.5 cm	1.5	2000.00	20.00	30	0.30
				<b>244.00</b>	<b>2.44</b>

Tamponatura divisoria tra alloggi (G2)	Spess (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	P (kg/m) - P T	P (kN/m) - P T	P (kg/m) - P tipo	P (kN/m) - P tipo
Cartongesso lato alloggio dx (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Lana di roccia lato alloggio dx	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Struttura metallica a C lato alloggio dx	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Rinzafo (in intonaco) lato alloggio dx	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Poroton	12	955.17	9.55	114.62	1.15	475.67	4.76	389.71	3.90
Rinzafo (in intonaco) lato alloggio sx	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Struttura metallica a C lato alloggio sx	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Lana di roccia lato alloggio sx	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Cartongesso lato alloggio sx (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
				<b>207.12</b>	<b>2.07</b>	<b>859.55</b>	<b>8.60</b>	<b>704.21</b>	<b>7.04</b>

Tamponatura divisoria tra alloggio e vano scala (G2)	Spess (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	P (kg/m) - P T	P (kN/m) - P T	P (kg/m) - P tipo	P (kN/m) - P tipo
Intonaco lato vano scala	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Rinzafo (in intonaco) lato alloggio	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Struttura metallica a C lato alloggio	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Lana di roccia lato alloggio	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Cartongesso lato alloggio (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
(il peso proprio G1 del setto da 20 cm viene considerato automaticamente dal programma di calcolo)				<b>66.25</b>	<b>0.66</b>	<b>274.94</b>	<b>2.75</b>	<b>225.25</b>	<b>2.25</b>



Tamponatura perimetrale (G2) - Sezioni SENZA setti	Spess (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	P (kg/m) - P T	P (kN/m) - P T	P (kg/m) - P tipo	P (kN/m) - P tipo
Intonaco lato esterno	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Coibente (EPS)	15	40.00	0.40	6.00	0.06	24.90	0.25	20.40	0.20
Muratura esterna (semipieni)	20	1600.00	16	320.00	3.20	1328.00	13.28	1088.00	10.88
Rinzafo (in intonaco) lato alloggio	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Struttura metallica a C lato alloggio	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Lana di roccia lato alloggio	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Cartongesso lato alloggio (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
				<b>392.25</b>	<b>3.92</b>	<b>1627.84</b>	<b>16.28</b>	<b>1333.65</b>	<b>13.34</b>

Tamponatura perimetrale (G2) - Sezioni CON setti	Spess (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	P (kg/m) - P T	P (kN/m) - P T	P (kg/m) - P tipo	P (kN/m) - P tipo
Intonaco lato esterno	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Coibente (EPS)	15	40.00	0.40	6.00	0.06	24.90	0.25	20.40	0.20
Rinzafo (in intonaco) lato alloggio	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Struttura metallica a C lato alloggio	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Lana di roccia lato alloggio	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Cartongesso lato alloggio (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
(il peso proprio G1 del setto da 20 cm viene considerato automaticamente dal programma di calcolo)				<b>72.25</b>	<b>0.72</b>	<b>299.84</b>	<b>3.00</b>	<b>245.65</b>	<b>2.46</b>

Carichi variabili Affollamento	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	
Alloggi (cat. A; Locali di abitazione e relativi servizi)	200.00	<b>2.00</b>	NTC2018 3.1.4
Scale - Rampe e Pianerottoli (cat. A; Scale comuni)	400.00	<b>4.00</b>	NTC2018 3.1.4 (da attribuire alle proiezioni ortogonali di RAMPE e PIANEROTTOLI)
Balconi (cat. A; Balconi)	400.00	<b>4.00</b>	NTC2018 3.1.4
Terrazzi (cat. A; Balconi)	400.00	<b>4.00</b>	NTC2018 3.1.4
Copertura del 5°P (cat. H; Coperture non praticabili)	50.00	<b>0.50</b>	NTC2018 3.1.4

NEVE (NTC2018 3.4)	qs =	1.24 kN/m <sup>2</sup>
as (media) Torino =	245	m
qsk (Zona 1 con as Torino) =	1.55	kN/m <sup>2</sup>
μ1 =	0.8	(una falda, α=0°)
CE =	1	(non diversamente indicato)
CT =	1	(assenza di specifico studio)

Il valore di  $80 \text{ kg/m}^2$  attribuito agli impalcati per tenere conto delle tramezzature interne agli alloggi è indicato dalle NTC2018 al punto 3.1.4, ed è funzione del carico lineare calcolato per la singola tramezzatura (Tabella 4).

Tabella 4: Analisi dei carichi della singola tramezzatura interna agli alloggi.

Parete divisoria interna (tramezzo) in cartongesso da 9 cm	Spessore (cm)	P ( $\text{kg/m}^3$ )	P ( $\text{kN/m}^3$ )	P ( $\text{kg/m}^2$ )	P ( $\text{kN/m}^2$ )	P ( $\text{kg/m}$ ) - P T	P ( $\text{kN/m}$ ) - P T	P ( $\text{kg/m}$ ) - P tipo	P ( $\text{kN/m}$ ) - P tipo
Cartongesso lato alloggio dx (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Struttura metallica a C	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Lana di roccia	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Cartongesso lato alloggio dx (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
				<b>46.25</b>	<b>0.46</b>	<b>191.94</b>	<b>1.92</b>	<b>157.25</b>	<b>1.57</b>

Risulta, in ogni caso, un G2 delle pareti divisorie interne compreso tra  $1 \text{ kN/m}$  e  $2 \text{ kN/m}$ ; per questo intervallo, la norma prescrive un g2 distribuito pari a  $0.8 \text{ kN/m}^2$ .

Le combinazioni di carico considerate sono le seguenti (Tabella 5).

Tabella 5: Combinazioni di carico.

NOM	DESCRIZIONE	VERIF.	TIPO	CONDIZIONI INSERITE			CASI INS.		
				Nro	Descrizione	Coef.	Somma	Nom	Coef.
1	SLU Verticali Aff	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.300	+		
				2	Permanente_____	1.500	+		
				3	A:Var_Abitazione_____	1.500	+		
				5	A:Var_Terrazzo_____	1.500	+		
				7	A:Var_Scala_____	1.500	+		
				6	H:CopNonPraticabile_____	1.500	+		
				4	Neve(<1000m_slm)_____	.750	+		
2	SLU Verticali Neve	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.300	+		
				2	Permanente_____	1.500	+		
				3	A:Var_Abitazione_____	1.500	+		
				5	A:Var_Terrazzo_____	1.050	+		
				7	A:Var_Scala_____	1.500	+		
				4	Neve(<1000m_slm)_____	1.500	+		
				3	Rara Aff	SLD	somma	1	Peso_proprio_____
				2	Permanente_____	1.000	+		
				3	A:Var_Abitazione_____	1.000	+		
				5	A:Var_Terrazzo_____	1.000	+		
				7	A:Var_Scala_____	1.000	+		
				6	H:CopNonPraticabile_____	1.000	+		
4	Rara Neve	SLD	somma	4	Neve(<1000m_slm)_____	.500	+		
				1	Peso_proprio_____	1.000	+		
				2	Permanente_____	1.000	+		
				3	A:Var_Abitazione_____	1.000	+		
5	Frequente Aff	FREQ	somma	5	A:Var_Terrazzo_____	.700	+		
				7	A:Var_Scala_____	1.000	+		
				4	Neve(<1000m_slm)_____	1.000	+		
				1	Peso_proprio_____	1.000	+		
6	Frequente Neve	FREQ	somma	2	Permanente_____	1.000	+		
				3	A:Var_Abitazione_____	.500	+		
				5	A:Var_Terrazzo_____	.300	+		
				7	A:Var_Scala_____	.500	+		
7	Quasi Perm = CVSISMA	QPERM	somma	4	Neve(<1000m_slm)_____	.200	+		
				1	Peso_proprio_____	1.000	+		
				2	Permanente_____	1.000	+		
				3	A:Var_Abitazione_____	.300	+		
8	STXU statico	NONUT	somma	5	A:Var_Terrazzo_____	.300	+		
				7	A:Var_Scala_____	.300	+		
				8	Sisma_X	1.000	+/-		
9	STYU statico	NONUT	somma	10	Torcente_add_X	1.000	+/-		
				9	Sisma_Y	1.000	+/-		
10	SLUSISX statico	SLU	somma	11	Torcente_add_Y	1.000	+/-		
				1	Peso_proprio_____	1.000	+	8	1.000
				2	Permanente_____	1.000	+	9	.300
				3	A:Var_Abitazione_____	.300	+		
11	SLUSISY statico	SLU	somma	5	A:Var_Terrazzo_____	.300	+		
				7	A:Var_Scala_____	.300	+		
				1	Peso_proprio_____	1.000	+	9	1.000
				2	Permanente_____	1.000	+	8	.300

12	SLDSISX statico	SLD	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	8	.732
				2	Permanente_____	1.000	+	9	.220
				3	A:Var_Abitazione____	.300	+		
				5	A:Var_Terrazzo_____	.300	+		
				7	A:Var_Scala_____	.300	+		
13	SLDSISY statico	SLD	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	9	.732
				2	Permanente_____	1.000	+	8	.220
				3	A:Var_Abitazione____	.300	+		
				5	A:Var_Terrazzo_____	.300	+		
				7	A:Var_Scala_____	.300	+		
14	STXU dinamico	NONUT	somma	10	Torcente_add_X	1.000	+/-		
				12	Autovett_001_(X)	1.000	quad		
				14	Autovett_002_(X)	1.000	quad		
				16	Autovett_003_(X)	1.000	quad		
				18	Autovett_005_(X)	1.000	quad		
				20	Autovett_006_(X)	1.000	quad		
				22	Autovett_007_(X)	1.000	quad		
				24	Autovett_008_(X)	1.000	quad		
				26	Autovett_009_(X)	1.000	quad		
				28	Autovett_011_(X)	1.000	quad		
				30	Autovett_013_(X)	1.000	quad		
				32	Autovett_014_(X)	1.000	quad		
				34	Autovett_015_(X)	1.000	quad		
				36	Autovett_016_(X)	1.000	quad		
				38	Autovett_020_(X)	1.000	quad		
				40	Autovett_021_(X)	1.000	quad		
				15	STYU dinamico	NONUT	somma	11	Torcente_add_Y
13	Autovett_001_(Y)	1.000	quad						
15	Autovett_002_(Y)	1.000	quad						
17	Autovett_003_(Y)	1.000	quad						
19	Autovett_005_(Y)	1.000	quad						
21	Autovett_006_(Y)	1.000	quad						
23	Autovett_007_(Y)	1.000	quad						
25	Autovett_008_(Y)	1.000	quad						
27	Autovett_009_(Y)	1.000	quad						
29	Autovett_011_(Y)	1.000	quad						
31	Autovett_013_(Y)	1.000	quad						
33	Autovett_014_(Y)	1.000	quad						
35	Autovett_015_(Y)	1.000	quad						
37	Autovett_016_(Y)	1.000	quad						
39	Autovett_020_(Y)	1.000	quad						
41	Autovett_021_(Y)	1.000	quad						
16	SLUSISX dinamico	SLU	somma					1	Peso_proprio_____
				2	Permanente_____	1.000	+	15	.300
				3	A:Var_Abitazione____	.300	+		
				5	A:Var_Terrazzo_____	.300	+		
				7	A:Var_Scala_____	.300	+		
17	SLUSISY dinamico	SLU	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	15	1.000
				2	Permanente_____	1.000	+	14	.300
				3	A:Var_Abitazione____	.300	+		
				5	A:Var_Terrazzo_____	.300	+		
				7	A:Var_Scala_____	.300	+		
18	SLDSISX dinamico	SLD	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	14	.651
				2	Permanente_____	1.000	+	15	.195
				3	A:Var_Abitazione____	.300	+		
				5	A:Var_Terrazzo_____	.300	+		
				7	A:Var_Scala_____	.300	+		
19	SLDSISY dinamico	SLD	somma	1	Peso_proprio_____	1.000	+	15	.651
				2	Permanente_____	1.000	+	14	.195
				3	A:Var_Abitazione____	.300	+		
				5	A:Var_Terrazzo_____	.300	+		
				7	A:Var_Scala_____	.300	+		

Le combinazioni da considerare per l'analisi sismica sono:

- *SLUSISX dinamico* e *SLUSISY dinamico* per la verifica delle tensioni allo SLU;
- *SLDSISX dinamico* e *SLDSISY dinamico* per la verifica degli spostamenti d'interpiano allo SLE.

### 5.3 Spettri di progetto (SLU) e di esercizio (SLE)

Si riportano i dati sismici, gli spettri di progetto (SLU) e gli spettri di esercizio (SLE) per i siti di Torino e Ancona.

La valutazione sismica dell'edificio viene condotta sia nei riguardi di un input sismico valutato per le reali coordinate dell'edificio (Torino) e per le reali caratteristiche del terreno (categoria C), sia nei riguardi di un input sismico ipotetico valutato per la città di Ancona, in particolare per le coordinate dello Stadio Dorico, supponendo un terreno di categoria C. La categoria topografica, in entrambi i casi, è T1 (terreno pianeggiante).

Dato il modesto input sismico previsto per la città di Torino, si immagina di progettare la struttura in modo che abbia un comportamento di tipo non dissipativo: il fattore di comportamento  $q$ , e di conseguenza lo spettro di progetto, è ricavato sulla base di questa ipotesi.

Relativamente all'ipotetico sisma calcolato per Ancona, invece, il comportamento della struttura viene considerato di tipo dissipativo. In ogni caso, poiché la **struttura** risulta **deformabile torsionalmente e non regolare né in pianta né in altezza**, il valore del fattore di comportamento  $q$  è molto prossimo a quello individuato per il comportamento non dissipativo dello stesso edificio.

- **Torino:**

- Dati sismici:

- Coordinate reali del lotto: Lat: 45.0444362;  
Long: 7.6791879;
    - Categoria di sottosuolo: C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti*);
    - Categoria topografica: T1 (terreno pianeggiante) ->  $s_t = 1$ ;
    - Fattore di comportamento  $q = 1.33$ , dato da:
      - Struttura a comportamento non dissipativo;
      - Struttura deformabile torsionalmente (che tiene conto della non regolarità in pianta);
    - Dati di progetto:
      - Vita nominale:  $V_N = 50$ ;
      - Classe d'uso: II ->  $c_u = 1$ ;
      - Periodo di riferimento:  $V_R = V_N \times c_u = 50$  anni;
      - Probabilità di superamento nel periodo di riferimento:
        - $P_{VR}$  di progetto: 10% (SLV) -> Spettro di progetto (Figura 69);
        - $P_{VR}$  di esercizio: 63% (SLD) -> Spettro di esercizio (Figura 70).



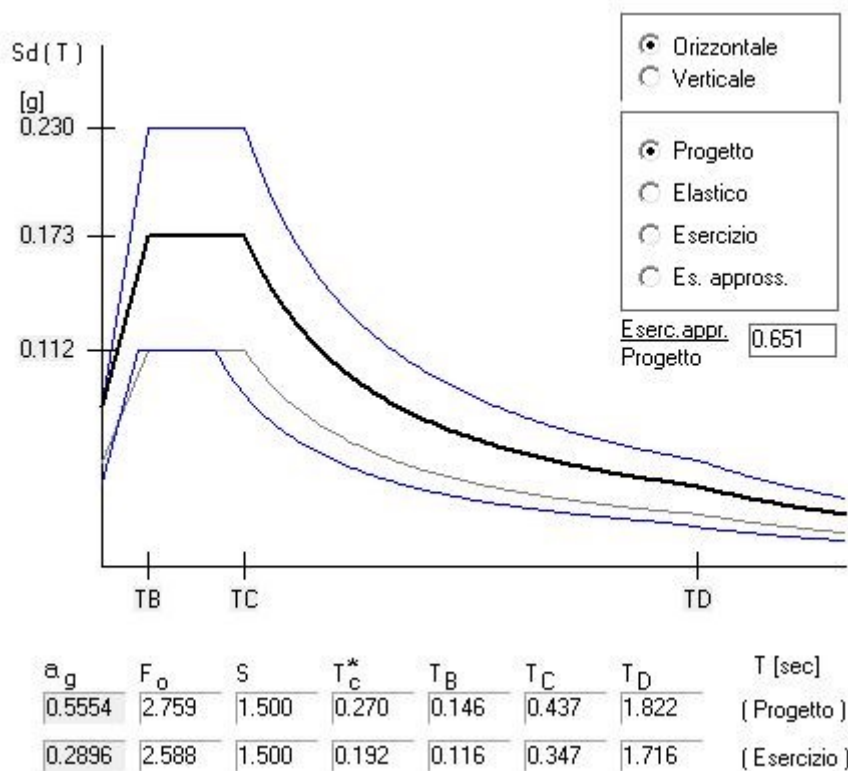


Figura 69: Spettro di progetto (SLU) per l'edificio posto a Torino.

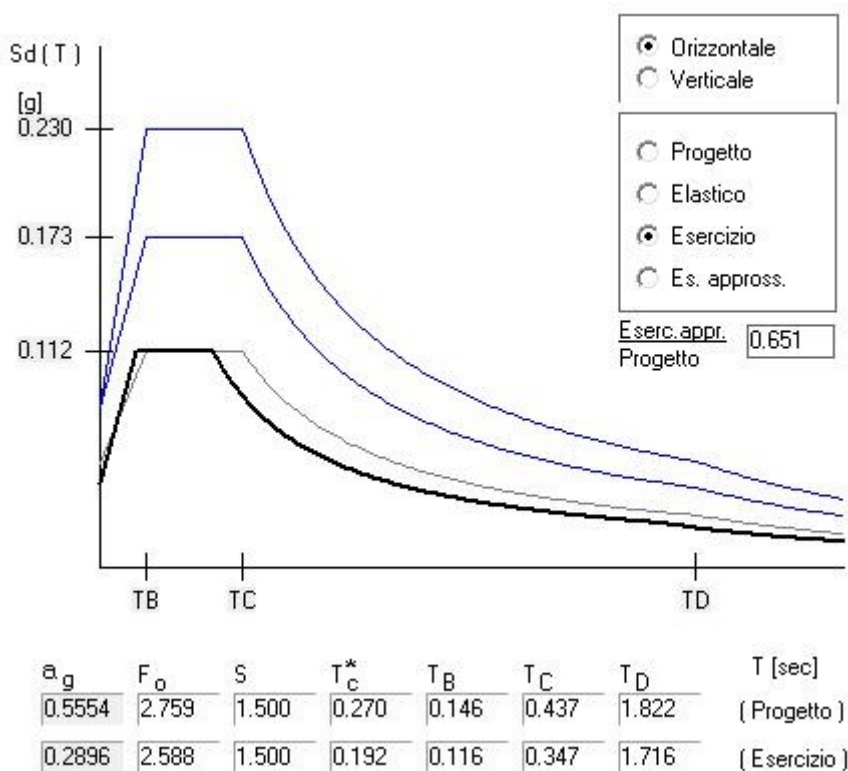


Figura 70: Spettro di esercizio (SLE) per l'edificio posto a Torino.

- **Ancona:**

- Dati sismici:

- Coordinate ipotetiche: Lat: 43.6166109;  
Long: 13.5274151;
    - Categoria di sottosuolo: C (*Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti*);
    - Categoria topografica: T1 (terreno pianeggiante) ->  $s_t = 1$ ;
    - Fattore di comportamento  $q = 1.60$ , dato da:
      - Struttura a comportamento dissipativo;
      - Struttura deformabile torsionalmente (che tiene conto della non regolarità in pianta);
      - Classe di duttilità: B (media);
      - Struttura non regolare in altezza:  $K_R = 0.8$ ;
    - Dati di progetto:
      - Vita nominale:  $V_N = 50$ ;
      - Classe d'uso: II ->  $c_u = 1$ ;
      - Periodo di riferimento:  $V_R = V_N \times c_u = 50$  anni;
      - Probabilità di superamento nel periodo di riferimento:
        - $P_{VR}$  di progetto: 10% (SLV) -> Spettro di progetto (Figura 71);
        - $P_{VR}$  di esercizio: 63% (SLD) -> Spettro di esercizio (Figura 72).

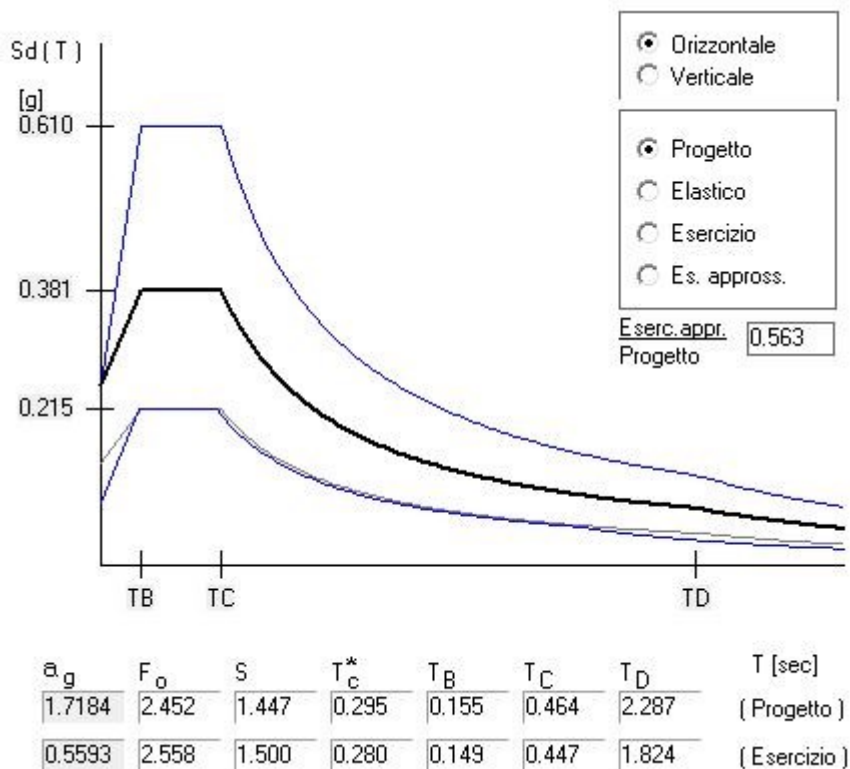


Figura 71: Spettro di progetto (SLU) per l'edificio posto ad Ancona.

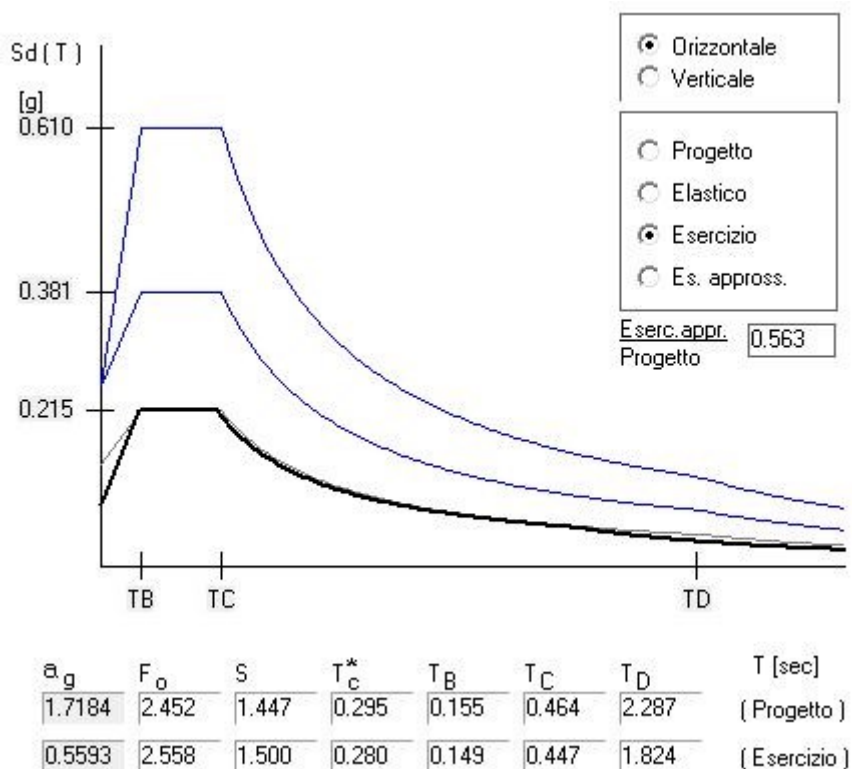


Figura 72: Spettro di esercizio (SLE) per l'edificio posto ad Ancona.

Lo spettro di progetto per Ancona presenta un'accelerazione su suolo rigido  $a_g$  e una pseudo-accellerazione  $S_d$  sul pianerottolo che sono, rispettivamente, più del triplo e più del doppio rispetto a quelle valutate per Torino. Discorso analogo per lo spettro d'esercizio.

## 5.4 Modellazione in CDM DOLMEN

La modellazione della struttura viene condotta tramite il programma CDM DOLMEN.

Le solette di piano e i setti sono modellati con elementi *shell*, mentre le colonne HEB200 e gli scatolati 40 cm x 20 cm sono modellati come elementi *beam*. Gli elementi scala, ovvero pianerottoli e rampe, sono modellati con elementi *shell*, al pari delle piastre.

Considerato il *limite computazionale* dei 10'000 nodi imposto dal software, si decide di studiare separatamente la struttura tramite la costruzione dei seguenti modelli:

- Modello della sovrastruttura, dal piano terra al 5° piano, con impalcati discretizzati tramite elementi *shell* grossolani (di lato massimo 120 cm) -> da utilizzare per lo studio del comportamento sismico dell'edificio e il progetto degli elementi verticali;
- Modello delle fondazioni, rappresentate dalla soletta del piano terra, setti interrati e grigliato di travi rovesce -> da utilizzare per il progetto della scatola di fondazione;
- Modello della soletta del piano tipo, con impalcati discretizzati tramite elementi *shell* con mesh raffittita (di lato massimo 60 cm) -> da utilizzare per il progetto della soletta del piano tipo.

Il modello della sovrastruttura è quello utilizzato per lo studio del comportamento sismico dell'edificio. Le ottime caratteristiche del terreno torinese, abbinate a un grigliato di travi rovesce di fondazione, rendono realistica l'ipotesi di incastro alla base per i setti (e tanto più

per le colonne) che giungono in fondazione. Per questo motivo, come vincoli alla base degli elementi del modello della sovrastruttura (base che, si ricorda, è posta al piano terra), vengono inseriti degli **incastri per gli elementi che giungono in fondazione** e delle **cerniere per gli elementi che terminano nella soletta del piano terra**, ovvero elementi *in falso* rispetto ai setti del garage interrato (Figura 73).

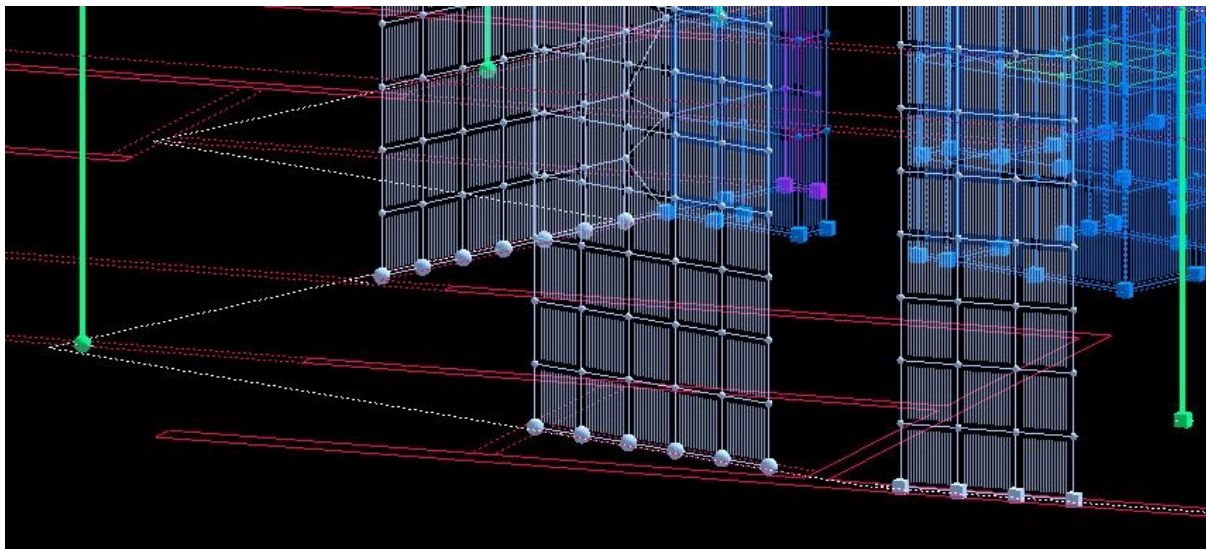


Figura 73: Vincoli alla base del modello della sovrastruttura: le cerniere (per gli elementi *in falso*) sono schematizzate da sfere, gli incastri (per gli elementi che giungono in fondazione) sono schematizzati da cubi.

Per la base del setto *in falso* si avrà una fila di cerniere. Tale assunzione rispecchia ciò che accade nella realtà: nella direzione debole non si ha contributo resistente al sisma mentre, nella direzione forte, si ha un contributo di incastro al piede inferiore rispetto al setto che arriva in fondazione.

A rigore, lo studio del comportamento sismico dell'edificio andrebbe condotto in riferimento a due modelli: un modello composto da sovrastruttura ed elementi di fondazione, che possono essere ben rappresentati da travi su suolo alla Winkler, e un modello composto da sovrastruttura e vincoli rigidi alla base (come appena descritti). Di questi, si considererebbe il modello più sfavorevole per la struttura, ovvero quello che genera le sollecitazioni maggiori per gli elementi verticali di controventamento. Purtroppo, a causa del limite imposto dei 10'000 nodi, lo studio può essere condotto solamente in riferimento al modello con sola sovrastruttura.

Date le **difficoltà esecutive di cantiere nel realizzare un perfetto incastro tra setto e piastra** di piano (in fase di getto del setto, occorrerebbe posizionare prematuramente l'armatura superiore della piastra, piegata ed estesa verticalmente per un'adeguata lunghezza di sovrapposizione con le barre verticali del setto), a favore di sicurezza **si modella il collegamento piastra-setto a cerniera**. Per fare ciò, nel software, si inseriscono degli elementi *beam* privi di massa, infinitamente rigidi, aventi un nodo d'estremità coincidente con uno degli elementi *shell* del setto e l'altro coincidente con uno degli elementi *shell* della piastra; si svincolano quindi a momento flettente i nodi d'estremità in comune con la piastra (Figura 74).

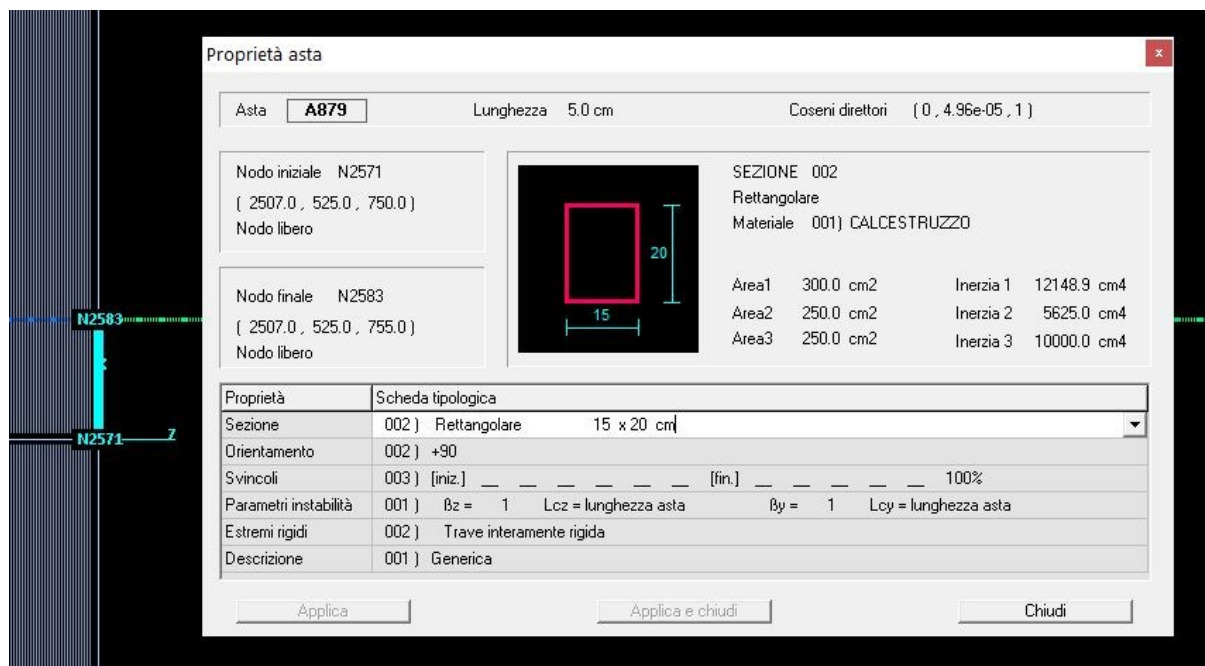


Figura 74: Esempio di elemento beam fittizio per il collegamento a cerniera piastra-setto.

Completato il modello, si attribuiscono i carichi verticali (permanenti e variabili) agli impalcati di piano e agli elementi scala. I carichi distribuiti al  $m^2$  vengono assegnati agli elementi *shell* di piastre, pianerottoli e rampe, mentre i carichi lineari delle tamponature sono inseriti tramite apposite *Linee di carico*.

Va posta una certa accortezza nell'attribuzione dei carichi agli elementi scala, al terrazzo del 3° piano e alla soletta del 5° piano, infatti:

- Il carico variabile per gli elementi scala vale  $400 \text{ kg/m}^2$  e deve essere considerato agente sulla proiezione ortogonale degli stessi (sul piano orizzontale);
- Sul terrazzo va considerato il carico variabile *Neve* e un carico variabile d'*Affollamento* di  $400 \text{ kg/m}^2$ , a fronte dei  $200 \text{ kg/m}^2$  previsti per gli ambienti interni;
- Sulla soletta del 5° piano si devono considerare anche i carichi di copertura (non modellata), ovvero:
  - Carichi permanenti della copertura e degli elementi verticali a sostegno della stessa, stimati con  $400 \text{ kg/m}^2$ ;
  - Carico variabile *Neve*;
  - Carico variabile per *Copertura non praticabile*.

Per ogni impalcato va inserito un apposito *Livello* sismico, senza la necessità di prevedere il vincolo interno di *Piano rigido*: il comportamento a piano rigido, infatti, è già assicurato dagli elementi *shell* con cui si sono modellate le piastre.



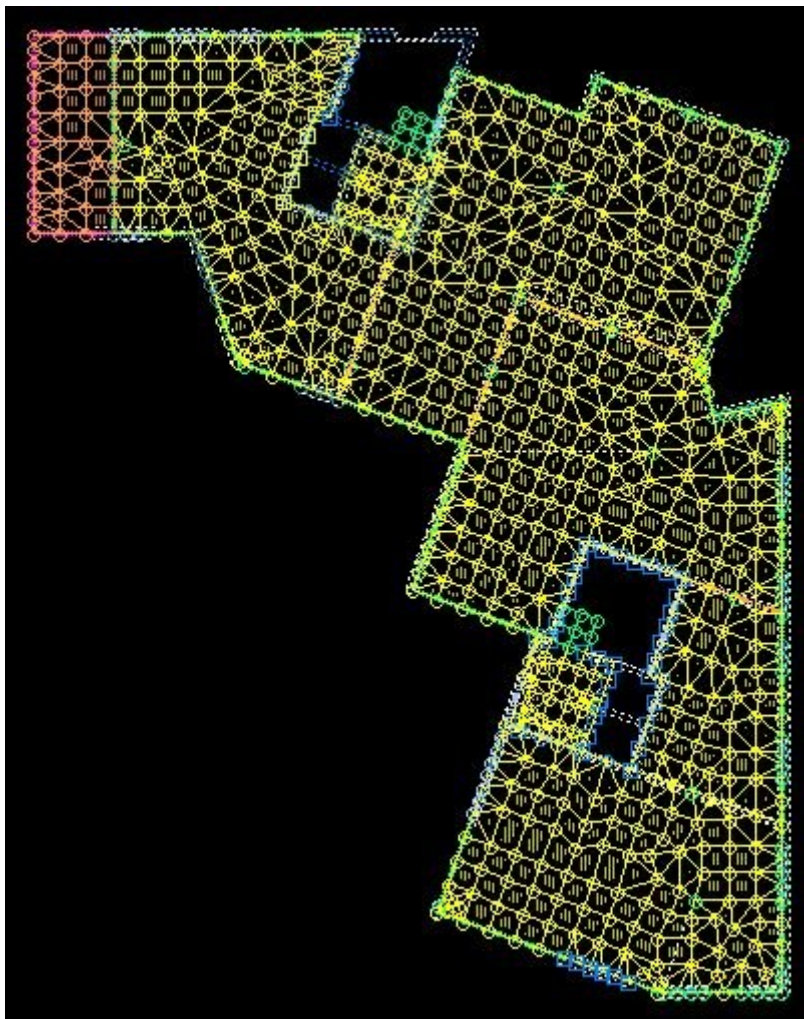


Figura 75: Impalcato del 3° piano modellato in CDM DOLMEN.

## 5.5 Periodi e modi propri di vibrare della struttura

Il calcolo dei periodi e dei modi propri della struttura è il passo preliminare dell'*analisi dinamica*.

Come prima cosa, il software chiede di eseguire una *condensazione statica* dopo aver impostato un certo fattore di *accorpamento masse*.

La condensazione statica, al contrario di quanto ci si possa attendere, non è esatta! Iterativamente, DOLMEN individua gruppi di nodi di cui calcola "baricentri" e forze risultanti: per ogni gruppo, i nodi che risultano più vicini al baricentro calcolato diventano *nodi master*, mentre i gradi di libertà dei restanti nodi vengono condensati in essi. Aumentando il fattore di *accorpamento masse* (a.m.) i gruppi di nodi individuati dal software diventa più grande, di fatto diminuendo il numero dei nodi di controllo ottenuto a fine procedura. Alcuni esempi:

- Fattore di *a.m.* uguale a 0: le masse vengono concentrate nei nodi presenti;
- Fattore di *a.m.* uguale a 1: le masse vengono condensate nei nodi presenti nei *Livelli* sismici impostati;
- Fattore di *a.m.* uguale a 2: viene dimezzato il numero dei nodi di controllo presenti nei *Livelli* sismici impostati.

Un procedimento di questo tipo, non documentato e non controllabile dall'utente, potrebbe portare a un calcolo dei modi di vibrare non veritiero, falsando di fatto i risultati finali.

A condensazione avvenuta, vengono calcolati i periodi e i modi propri di vibrare: il software è in grado di calcolare fino a 100 modi di vibrare, e termina il calcolo una volta raggiunta la percentuale di massa mobilitata minima impostata dall'utente per le direzioni X e Y.

Per valori del fattore di *accorpamento masse* inferiori a 3, relativamente al modello di studio, DOLMEN dichiara di non riuscire a raggiungere l'85% della massa mobilitata in X e Y per i primi 100 modi. Si conduce dunque il calcolo di periodi e modi propri della struttura impostando i seguenti parametri:

- Fattore di *accorpamento masse*: 3;
- Modi da calcolare: 100;
- % minima di massa mobilitata: 97% sia in X che in Y;
- Modalità di combinazione per il calcolo delle sollecitazioni: CQC.

Il software termina il calcolo con 21 modi di vibrare per i quali, in totale, viene mobilitata il 97.19% della massa in X e il 97.45% della massa in Y (Tabella 6).

Tabella 6: Periodi propri e relative masse attivate nelle direzioni X e Y.

Modo di vibrare	Periodo T [s]	MASSA ATTIVATA		
		%X	%Y	%Z
1	0.349119	60.812	14.119	0.000
2	0.283112	1.212	0.595	0.000
3	0.240686	13.708	61.188	0.000
4	0.117142	0.020	0.058	0.000
5	0.094877	11.106	1.992	0.000
6	0.088155	4.660	0.321	0.000
7	0.080166	0.244	0.516	0.000
8	0.073716	1.951	14.714	0.000
9	0.057973	0.518	0.114	0.000
10	0.055313	0.025	0.000	0.000
11	0.051974	0.340	0.433	0.000
12	0.050598	0.198	0.109	0.000
13	0.047897	0.398	0.504	0.000
14	0.047417	1.383	0.113	0.000
15	0.046364	0.379	0.016	0.000
16	0.045517	0.061	1.085	0.000
17	0.044373	0.043	0.009	0.000
18	0.044182	0.077	0.041	0.000
19	0.040404	0.004	0.204	0.000
20	0.038932	0.050	0.354	0.000
21	0.038621	0.001	0.964	0.000
		<b>97.190</b>	<b>97.449</b>	

Il periodo fondamentale, piuttosto piccolo (circa 0.35 s), risulta coerente con il periodo fondamentale di primo tentativo valutato con le formule delle NTC2018 nell'ambito dell'*analisi statica lineare*; impostando una pseudo-accelerazione al suolo  $S_d$  pari all'accelerazione di gravità  $g$ , si registra lo spostamento massimo  $d$  all'ultimo piano e si valuta il periodo fondamentale di primo tentativo:  $T_1 = 2\sqrt{d[m]} = 2\sqrt{0.0437} = 0.42$  s.

Un valore basso del periodo fondamentale, associato a un modo di tipo traslazionale, è sintomo di un'elevata rigidità della struttura ai carichi orizzontali, rigidità dovuta a una gran quantità di setti perimetrali previsti per l'edificio in questione; ciò porta ad avere frequenze proprie di vibrazione elevate e, dunque, periodi modesti.

Come output vengono forniti anche i **coefficienti di correlazione**, che permettono di individuare il grado di accoppiamento dei modi di vibrare della struttura. La formattazione condizionale della tabella in Excel (Tabella 7) rende chiaramente visibile la poca distinzione tra numerosi modi.

Si può facilmente constatare che fino all'8° modo di vibrare gli accoppiamenti tra le forme modali sono piuttosto modesti: si registra un grado di accoppiamento di poco superiore a 0.2 tra il 2° e il 3° modo, accoppiamenti della stessa entità fra il 5° e il 7° modo e fra il 6° e l'8° modo, e accoppiamenti più importanti fra il 5° e il 6° modo, fra il 6° e il 7° modo, e fra il 7° e l'8° modo. Va però anche tenuto conto che il 2°, il 4°, il 6° e il 7° modo sono decisamente meno importanti del 1°, del 3°, del 5° e dell'8° modo, in quando mobilitano una percentuale di massa certamente inferiore (vedi Tabella 6).

Dal 9° modo in poi, invece, gli accoppiamenti tra le forme modali sono molto più netti e visibili. Ciò è confermato anche dai periodi propri di tali modi, molto simili tra loro. Visualizzandole graficamente, queste forme modali risultano per lo più di tipo *locale*, piuttosto che *globale*, in quanto interessano porzioni circoscritte dell'edificio che vibrano indipendentemente le une dalle altre. Da sottolineare è anche il fatto che questi modi di vibrare impegnano una massa trascurabile rispetto ai primi 8, i quali mobilitano, da soli, più dell'85% della massa sia in X che in Y.





Si riportano le forme modali più importanti per la struttura in esame, ovvero quelle che mobilitano una percentuale di massa maggiore: il 1° modo (Figura 76), il 2° modo (Figura 77), il 3° modo (Figura 78), il 5° modo (Figura 80), il 6° modo (Figura 81) e l'8° modo (Figura 82).

Il 4° modo (Figura 79), che mobilita una percentuale di massa praticamente trascurabile e che dunque è influente ai fini del calcolo delle sollecitazioni in caso di sisma, è quello tipico delle strutture con pianta a C, in cui le due ali tendono ad aprirsi.

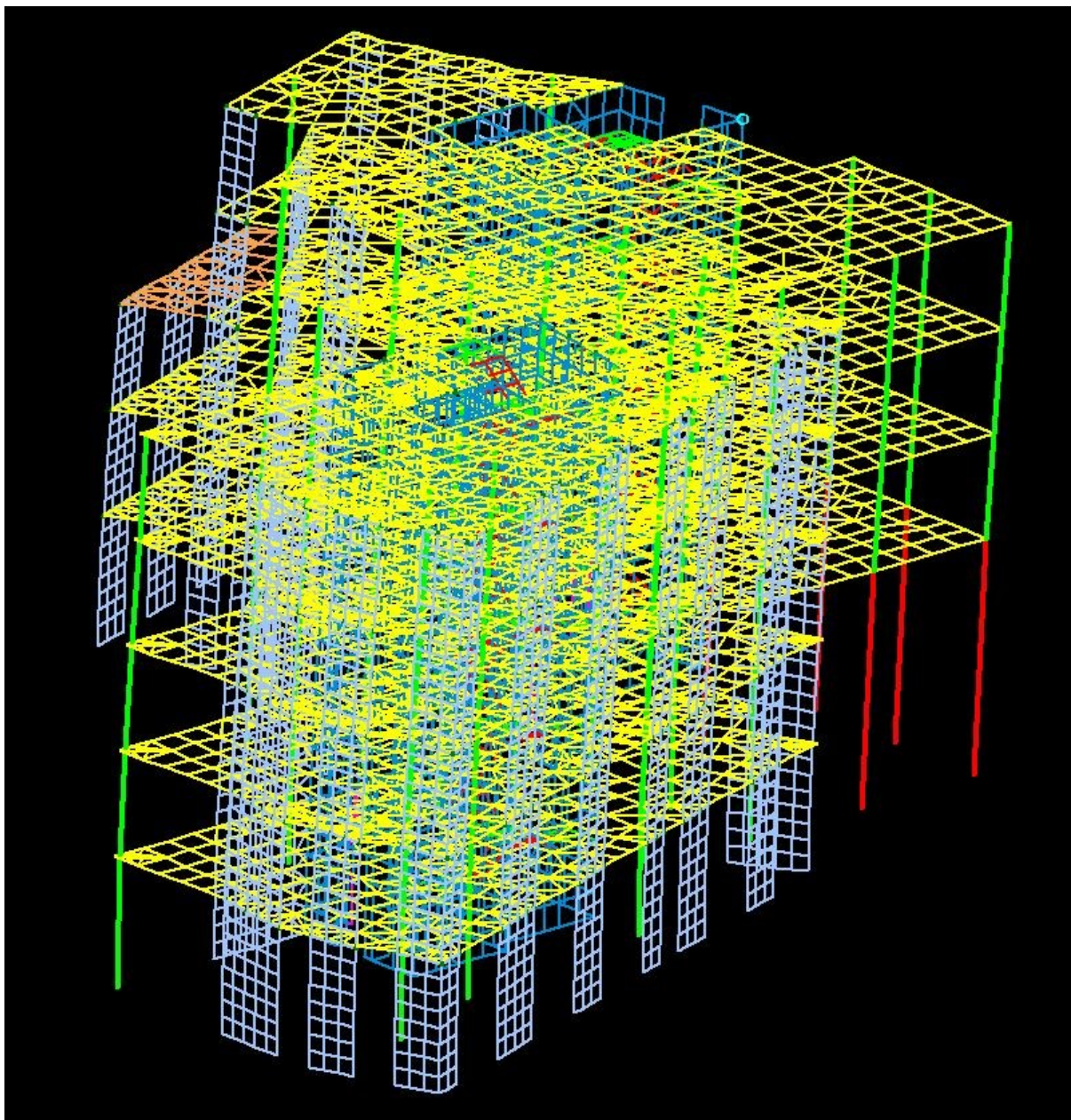


Figura 76: 1° modo – prevalentemente traslazionale in X;  $T = 0.349$  s; %M in X = 60.812; %M in Y = 14.119.



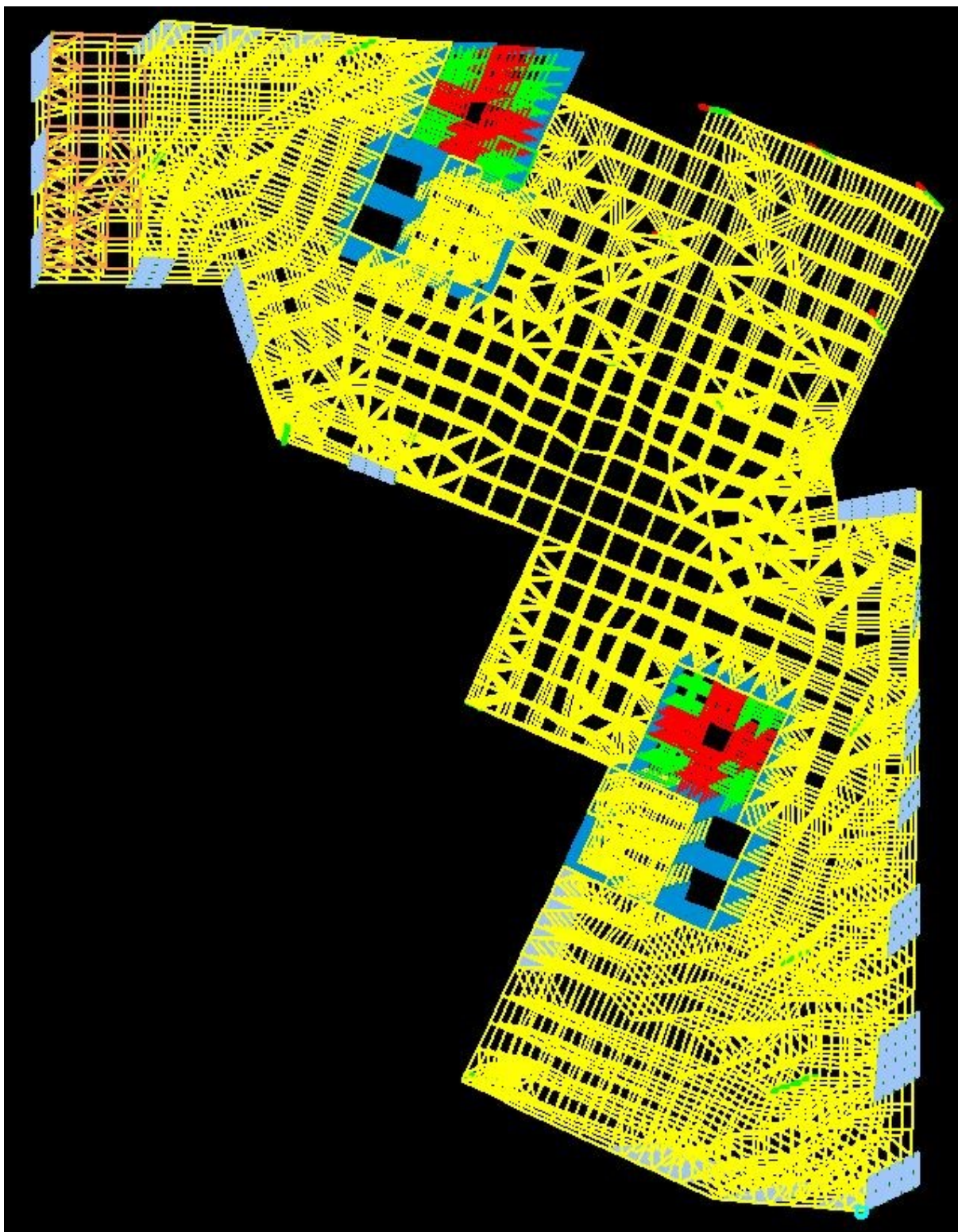


Figura 77: 2° modo – prevalentemente rotazionale;  $T = 0.283$  s; %M in X = 1.212; %M in Y = 0.595.

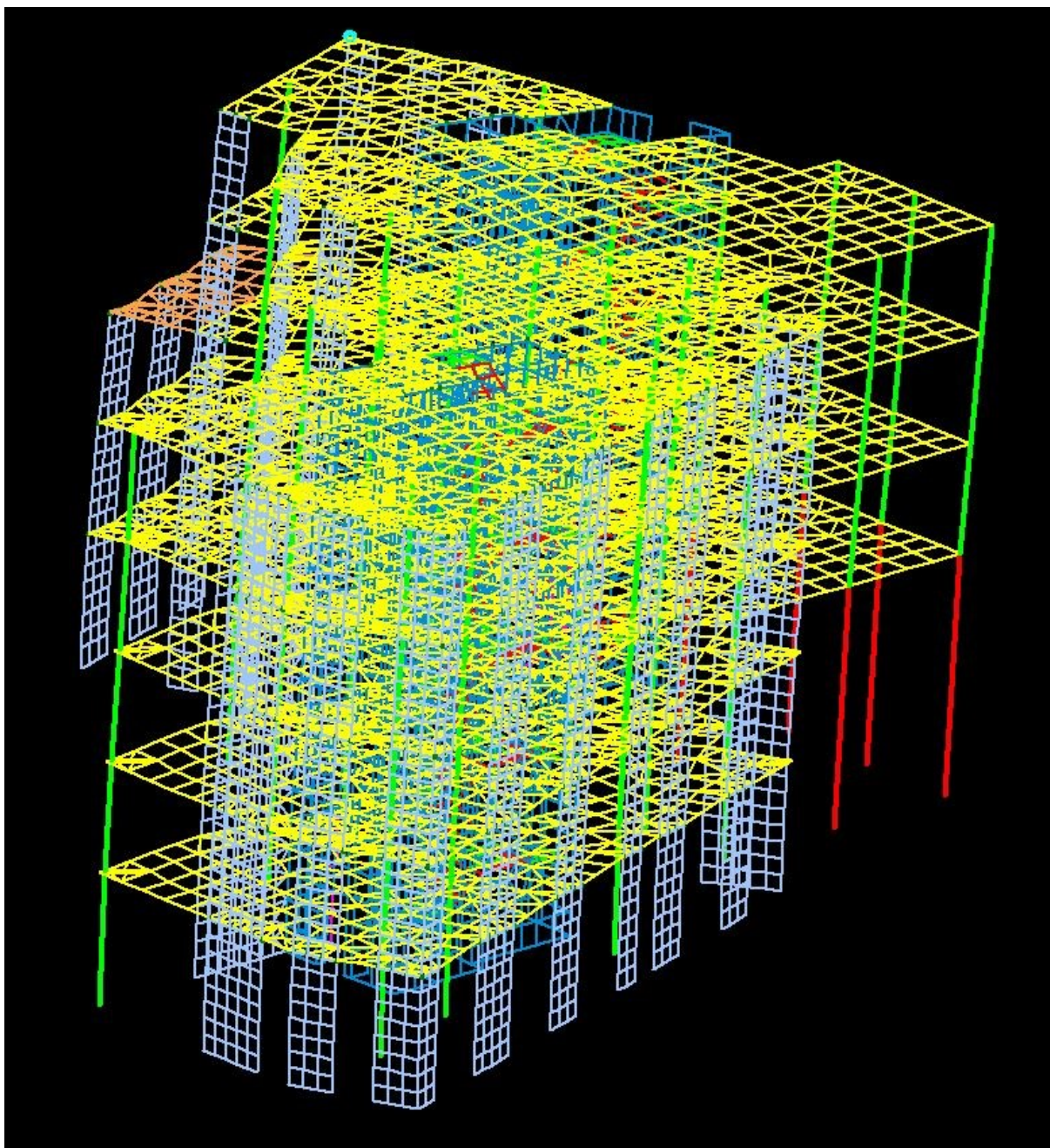


Figura 78: 3° modo – prevalentemente traslazionale in Y;  $T = 0.241$  s; %M in X = 13.708; %M in Y = 61.188.



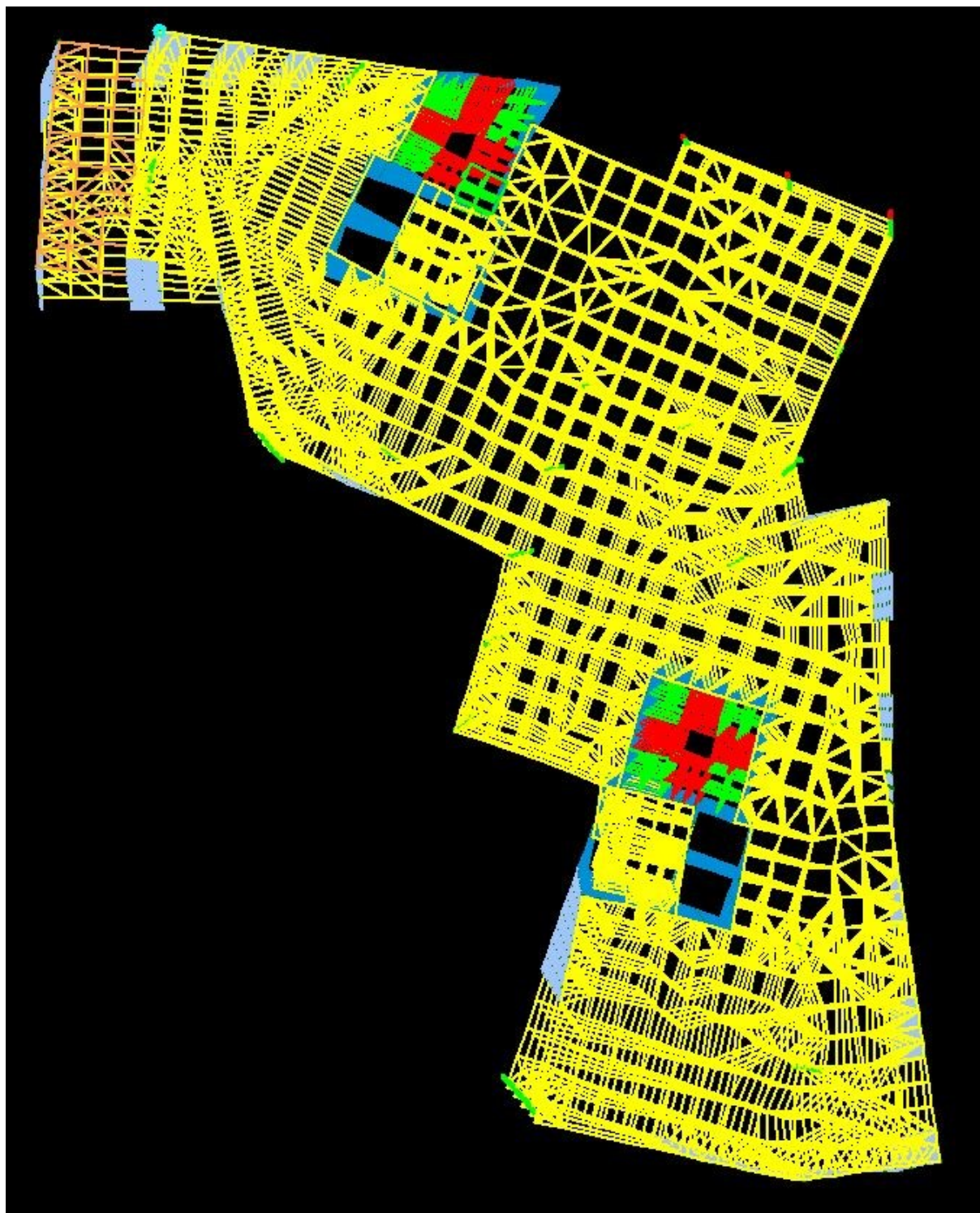


Figura 79: 4° modo – prevalentemente rotazionale, strutture a C;  $T = 0.117$  s; %M in X = 0.020; %M in Y = 0.058.

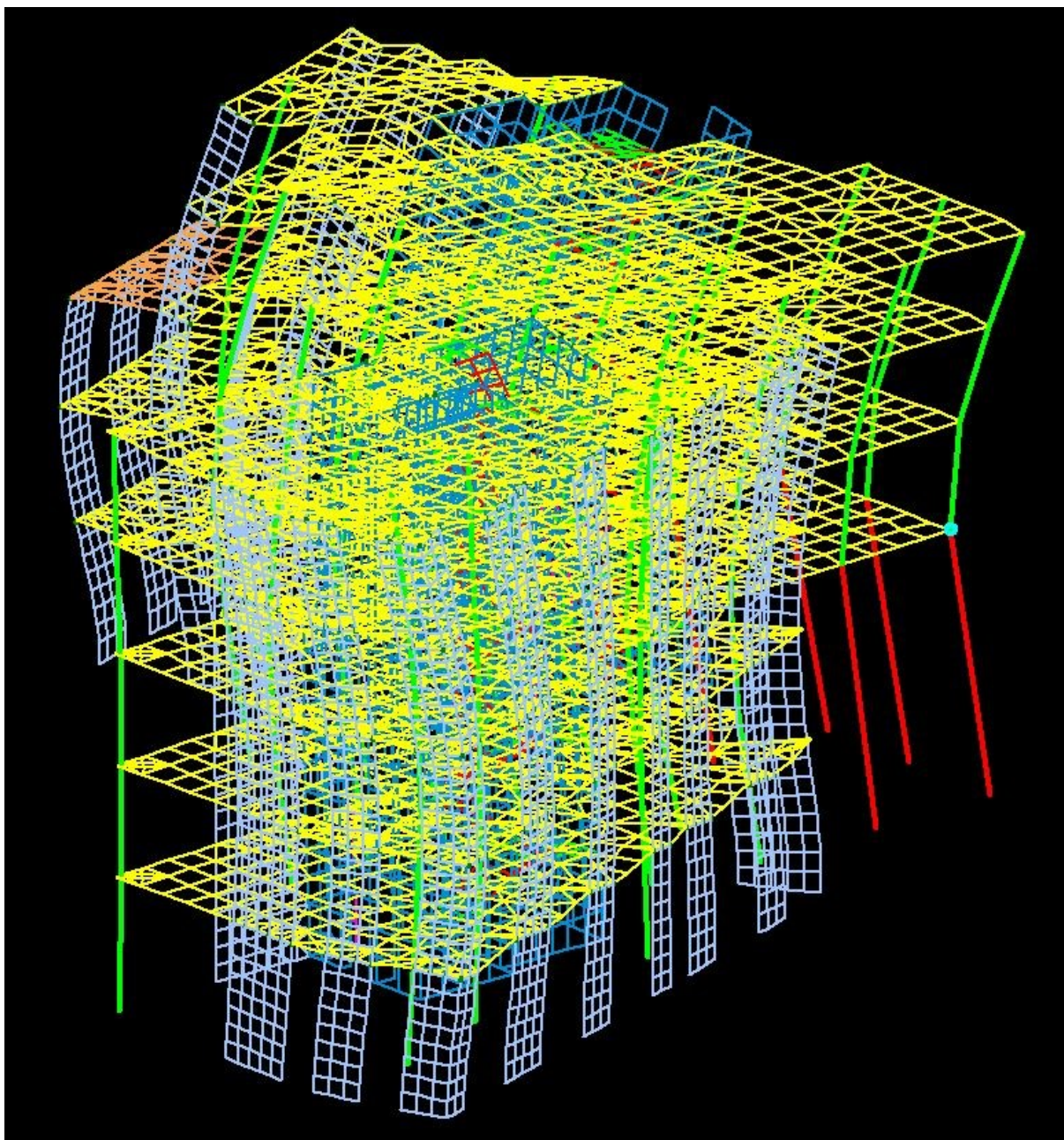


Figura 80: 5° modo – prevalentemente traslazionale in X;  $T = 0.095$  s; %M in X = 11.106; %M in Y = 1.992.



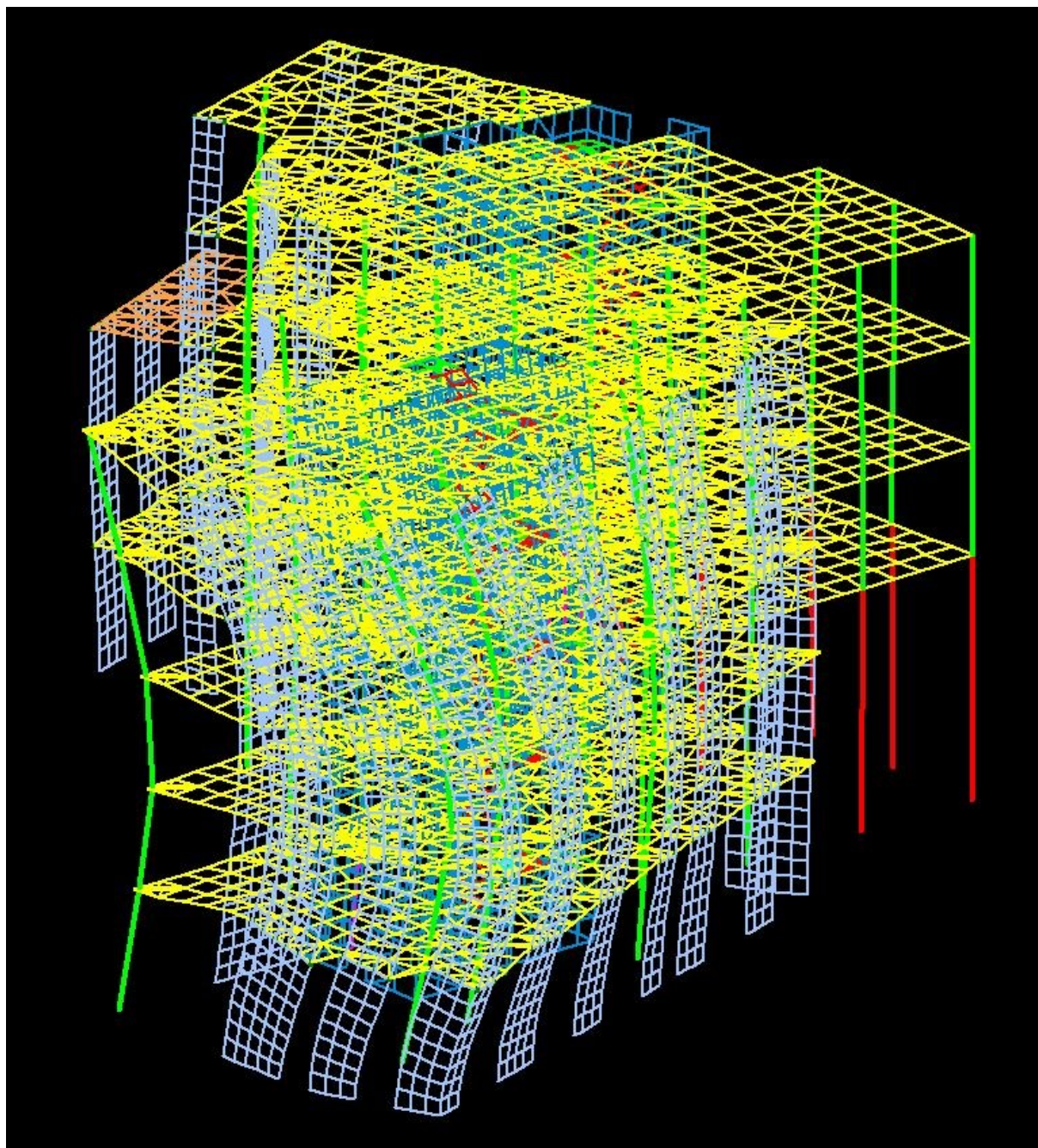


Figura 81: 6° modo – misto rotazionale e traslazionale in X;  $T = 0.088$  s; %M in X = 4.660; %M in Y = 0.321.



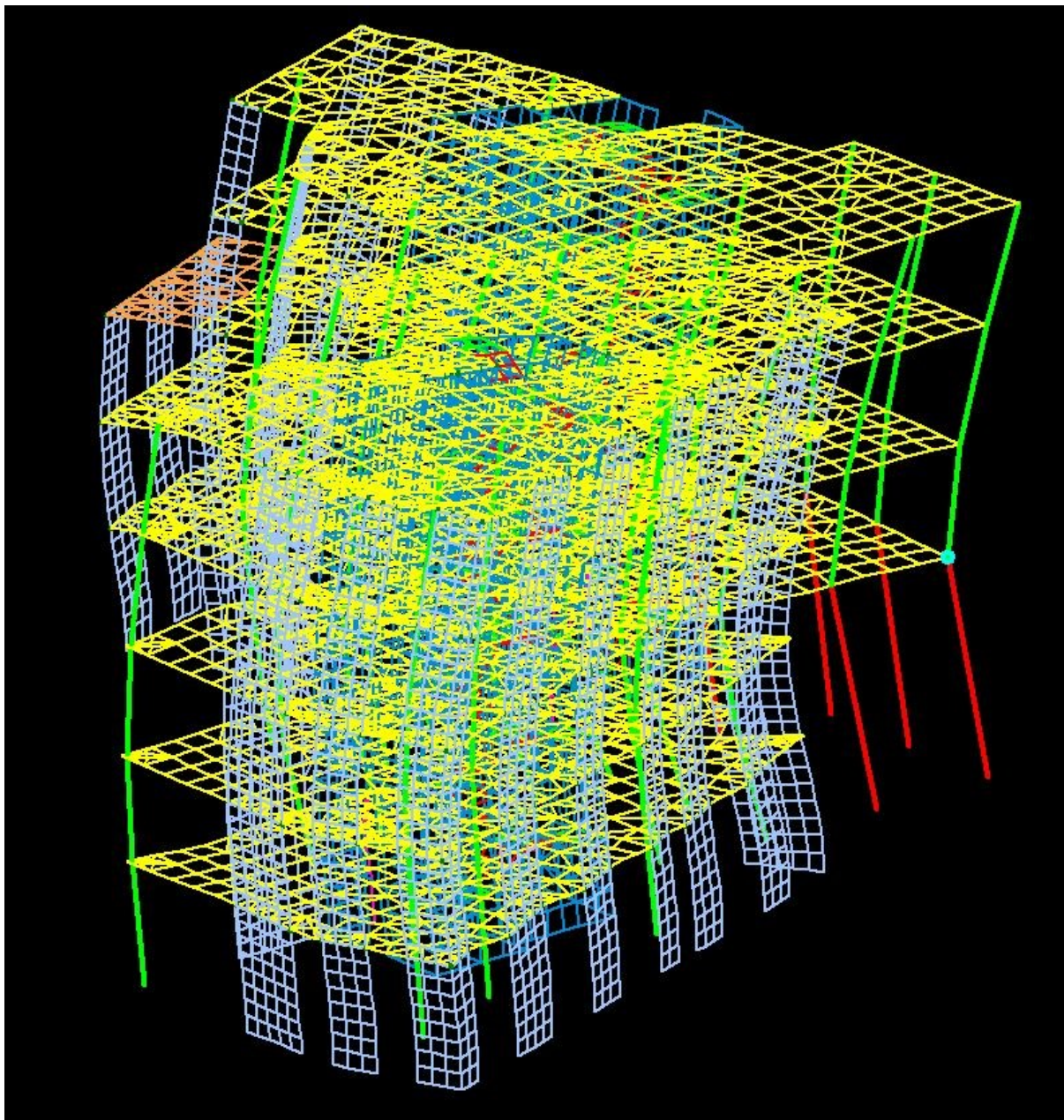


Figura 82: 8° modo – prevalentemente traslazionale in Y;  $T = 0.074$  s; %M in X = 1.951; %M in Y = 14.714.

Come esempio dell'elevato grado di accoppiamento (dunque di somiglianza) tra i modi di vibrare dal 9° in poi, si riportano il 15° (Figura 83) e il 16° modo (Figura 84).

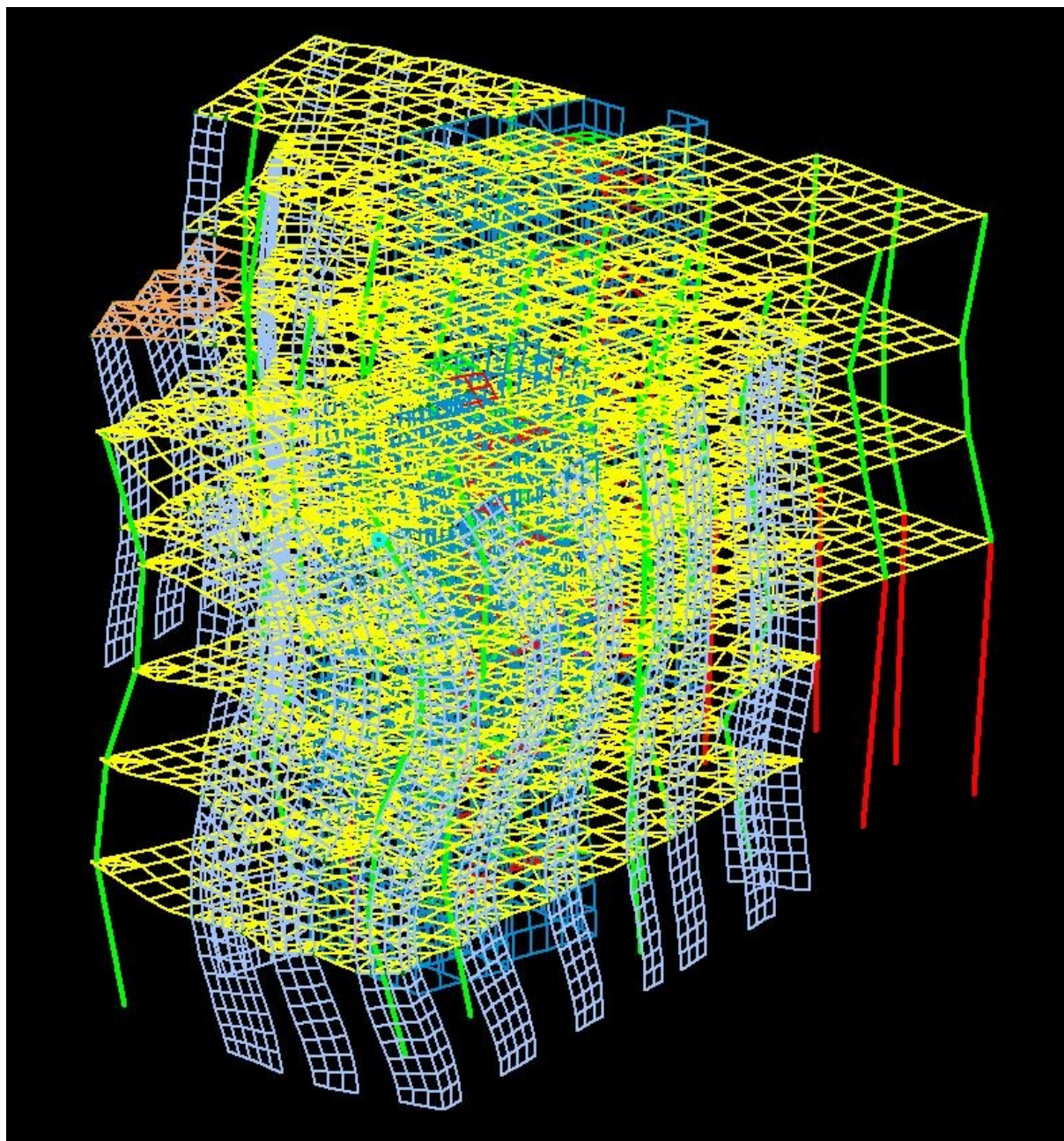


Figura 83: 15° modo;  $T = 0.0464$  s; %M in X = 0.379; %M in Y = 0.016.



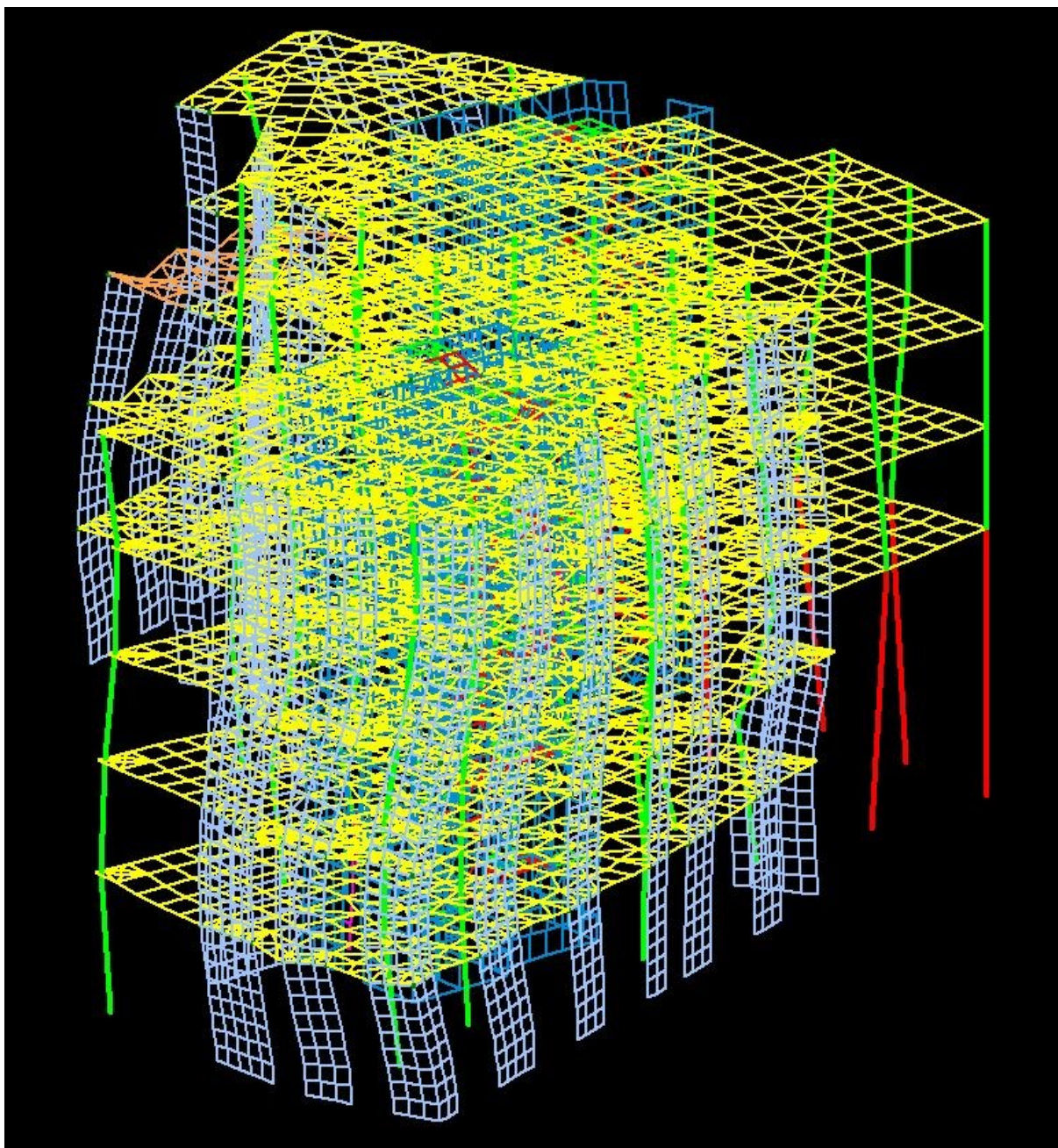


Figura 84: 16° modo;  $T = 0.0455$  s; %M in X = 0.061; %M in Y = 1.085.

## 5.6 Verifiche allo SLU e allo SLE

Il calcolo delle sollecitazioni, sia allo SLU che allo SLE, viene condotto considerando tutti i modi di vibrare della struttura. Poiché le pseudo-accelerazioni massime  $S_d$  per ciascun modo si verificano in istanti temporali diversi, le grandezze calcolate per ciascuna forma modale vengono combinate dal software tramite la **combinazione CQC** (*Combinazione Quadratica Completa*), impostata dall'utente. Relativamente ai torcenti di piano, DOLMEN non è in grado di calcolarli per ogni modo di vibrare e poi farne la combinazione: come torcenti di piano assume quelli valutati con una precedente *analisi statica lineare*, a favore di sicurezza.

Allo SLU, le tensioni assiali  $\sigma$  (verticali) dovute a momento e compressione negli elementi di controventamento (setti) in caso di sisma risultano tutte inferiori alla tensione di compressione massima di progetto  $f_{cd}$  del calcestruzzo. Si ricorda che il calcestruzzo utilizzato è di classe C28/35, il quale presenta un  $f_{cd}$  pari a  $15.9 \text{ N/mm}^2$ .

**La verifica allo SLU risulta soddisfatta** per entrambe le combinazioni *SLUSISX* e *SLUSISY*, e **in entrambi i casi di sisma a Torino e sisma ad Ancona**. Si riportano le immagini dei setti maggiormente sollecitati alla base (Figura 85, Figura 86, Figura 87, Figura 88, Figura 89, Figura 90, Figura 91, Figura 92, Figura 93, Figura 94). Le tensioni assiali massime, per entrambi gli input sismici, si registrano in uno dei 4 spigoli del vano scala Ovest, con la combinazione *SLUSISX* (Figura 85, Figura 94).

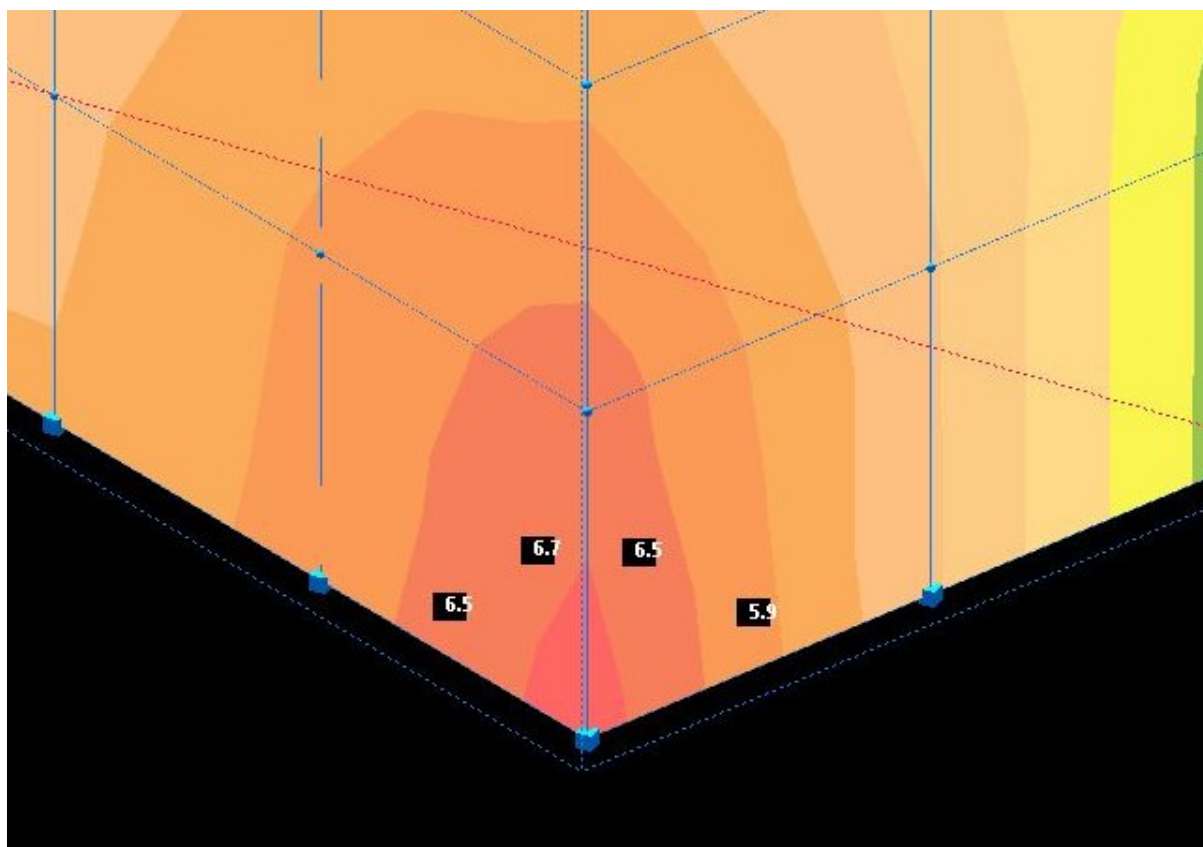


Figura 85: Sisma Torino, combinazione *SLUSISX*, spigolo vano scala Ovest.



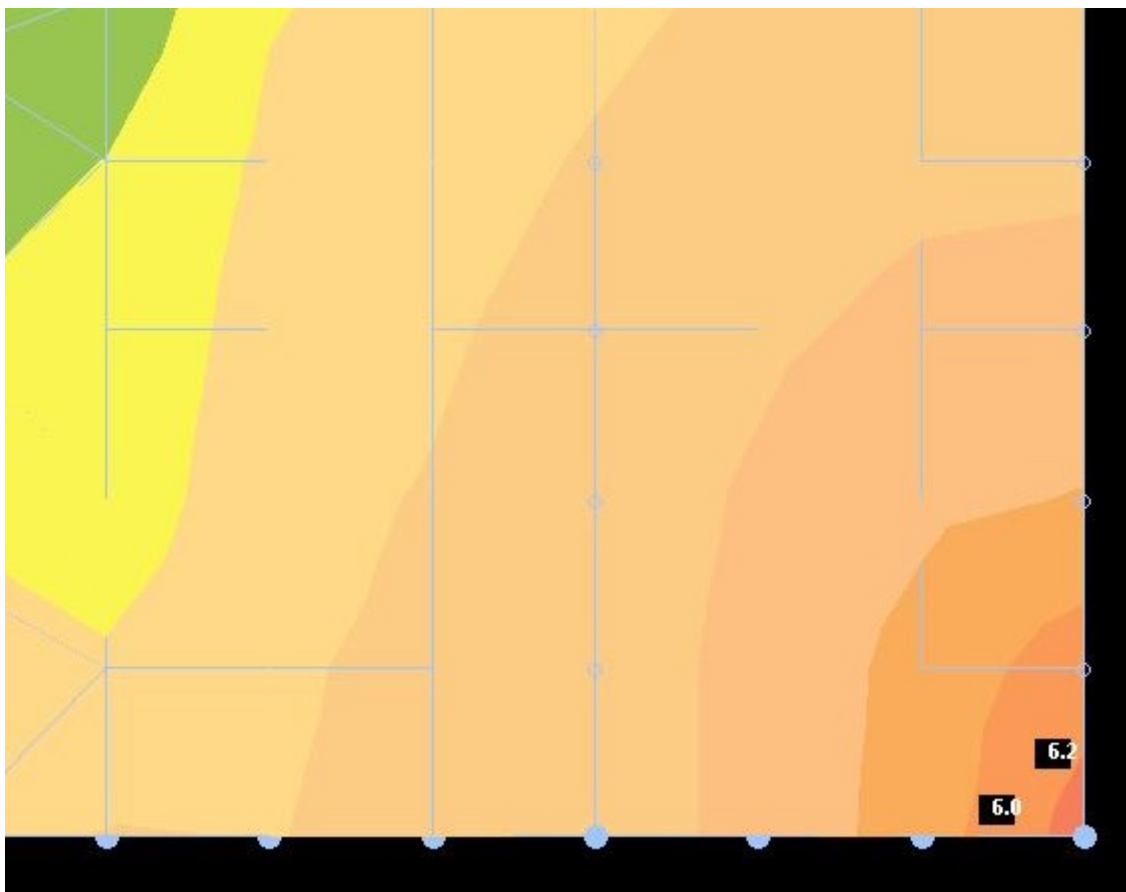


Figura 86: Sisma Torino, combinazione SLUSISX,  $\sigma_{max}$  nel setto 19.

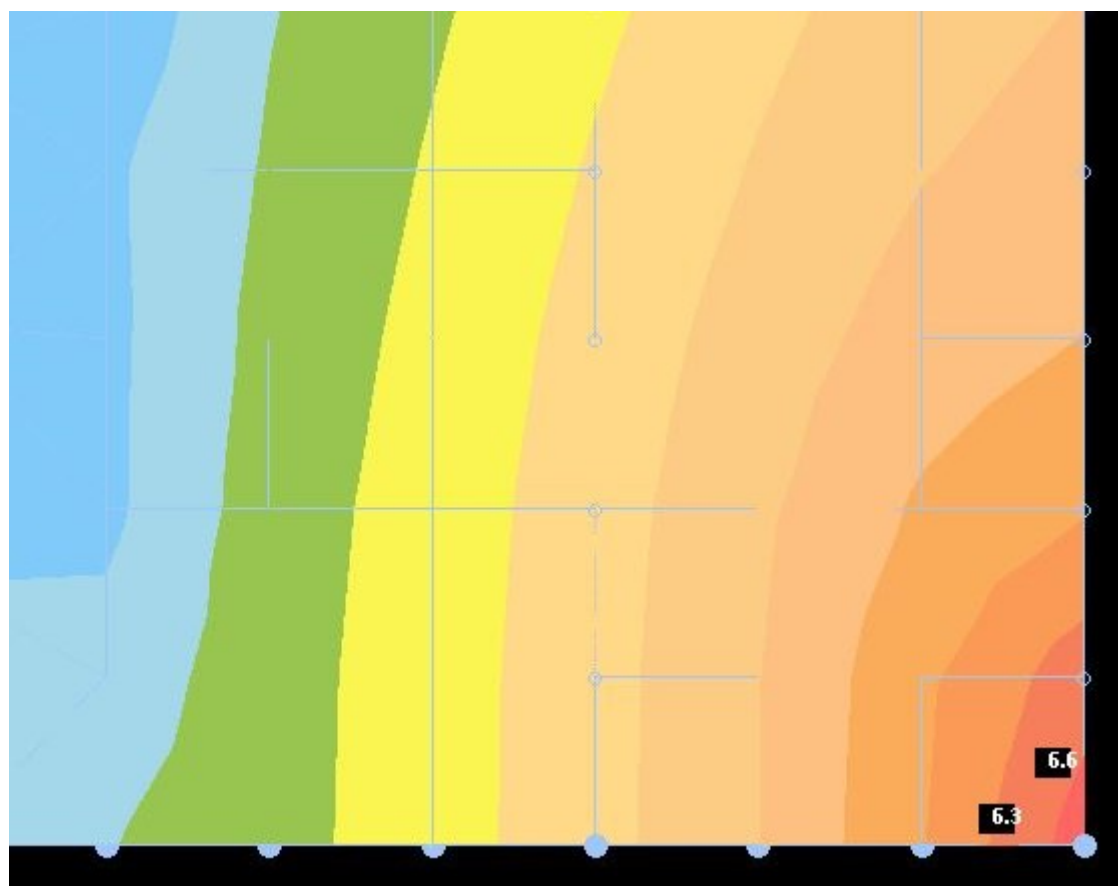


Figura 87: Sisma Torino, combinazione SLUSISY,  $\sigma_{max}$  nel setto 19.

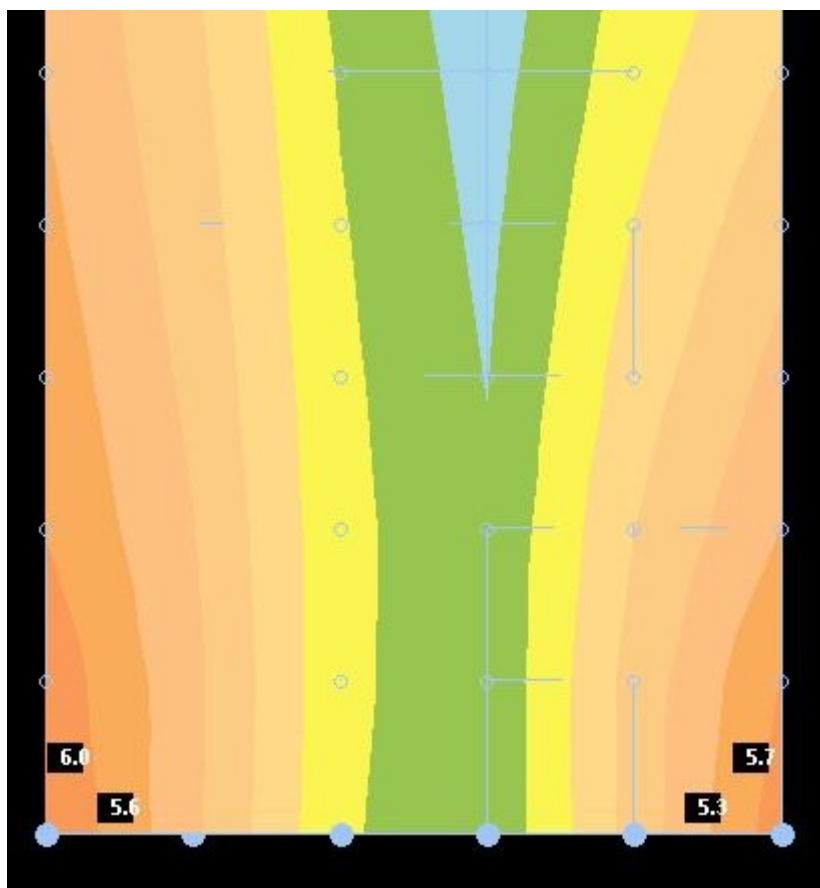


Figura 88: Sisma Torino, combinazione SLUSISX,  $\sigma_{max}$  nel setto 20.

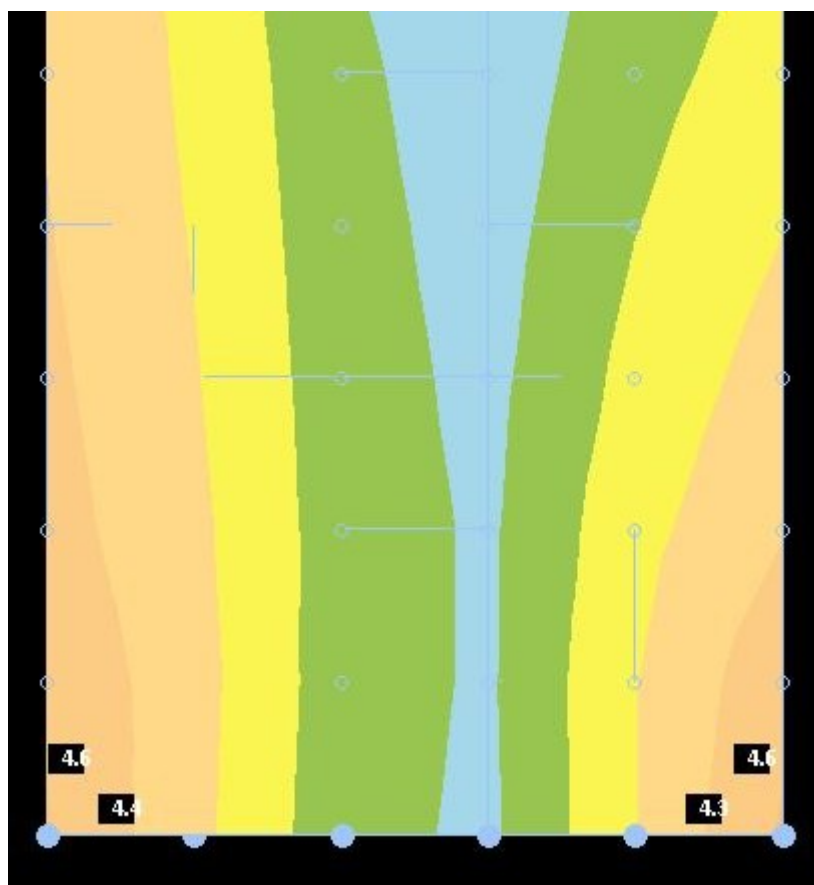


Figura 89: Sisma Torino, combinazione SLUSISY,  $\sigma_{max}$  nel setto 20.

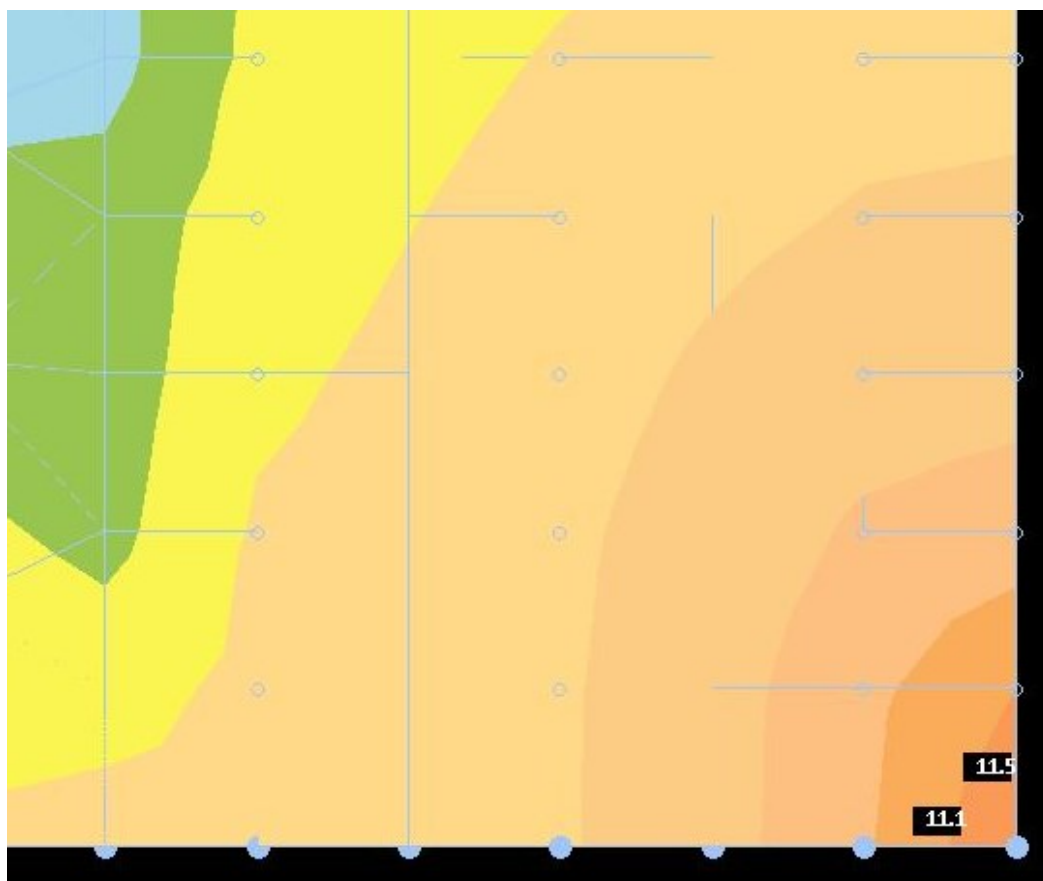


Figura 90: Sisma Ancona, combinazione SLUSISX,  $\sigma_{max}$  nel setto 19.

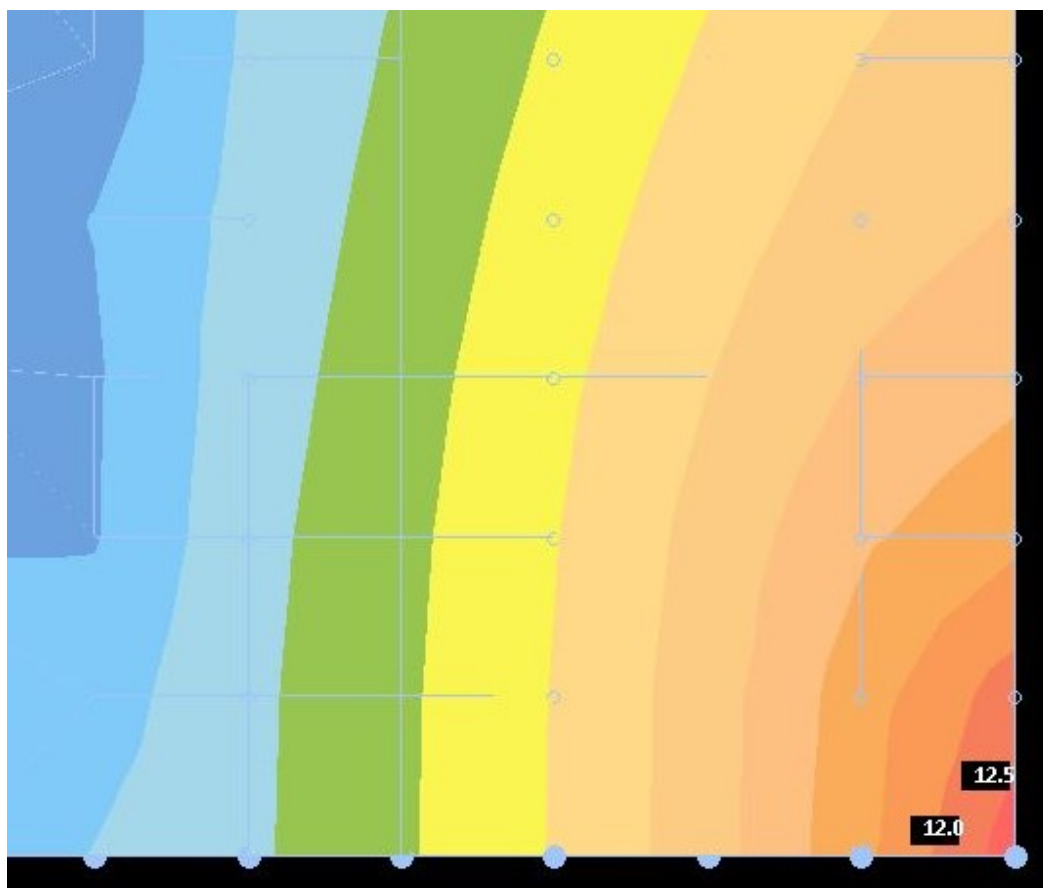


Figura 91: Sisma Ancona, combinazione SLUSISY,  $\sigma_{max}$  nel setto 19.

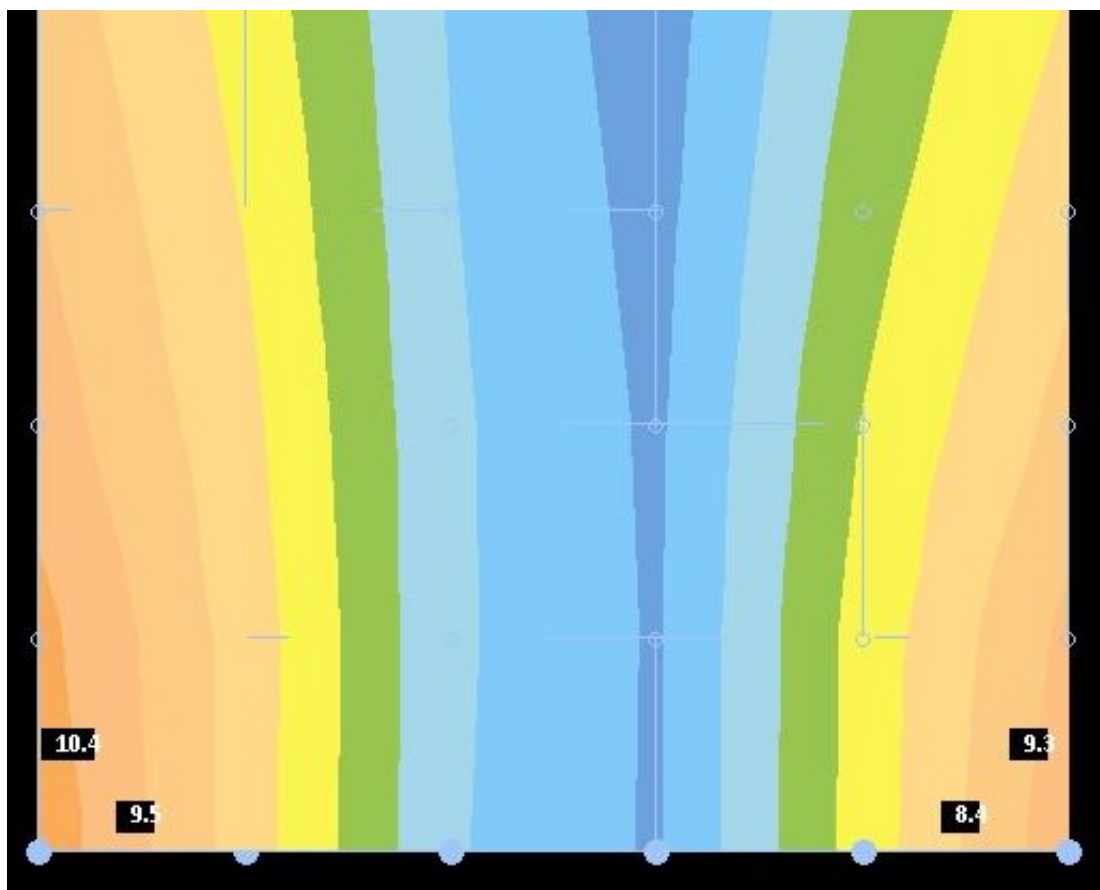


Figura 92: Sisma Ancona, combinazione SLUSISX,  $\sigma_{max}$  nel setto 20.

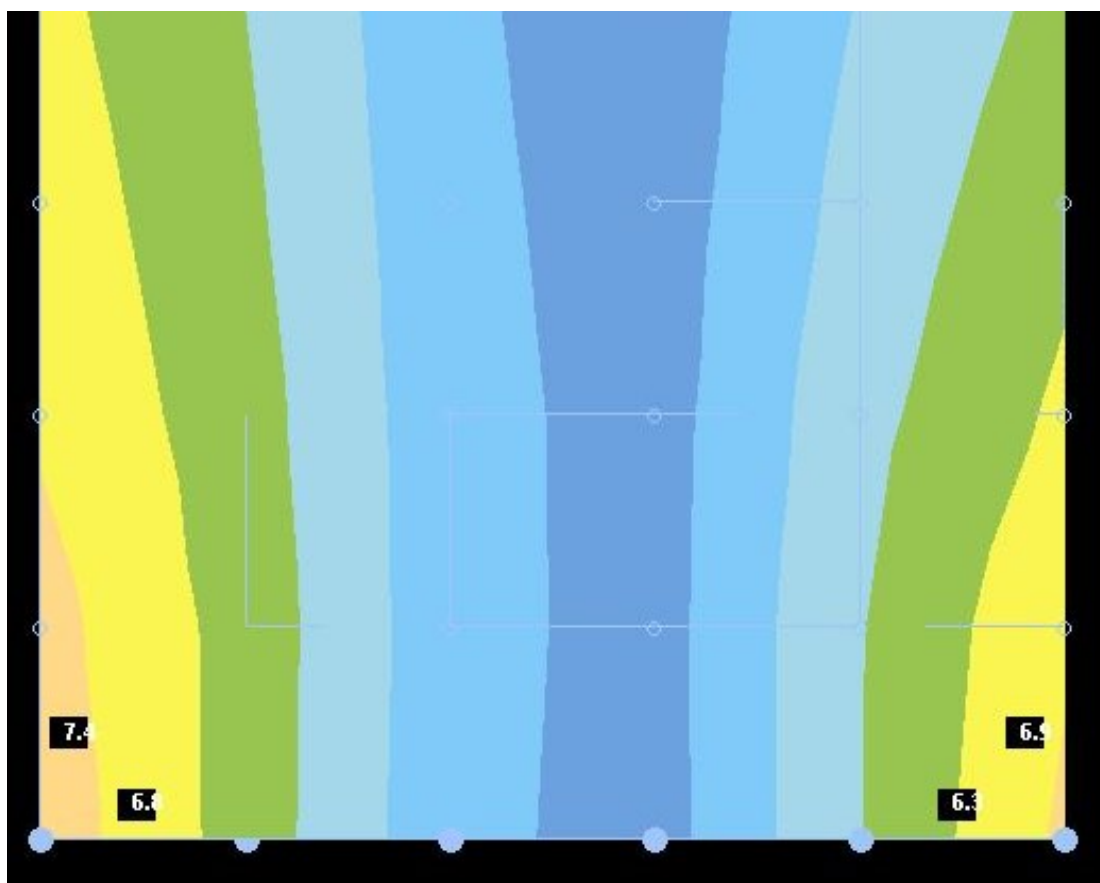


Figura 93: Sisma Ancona, combinazione SLUSISY,  $\sigma_{max}$  nel setto 20.



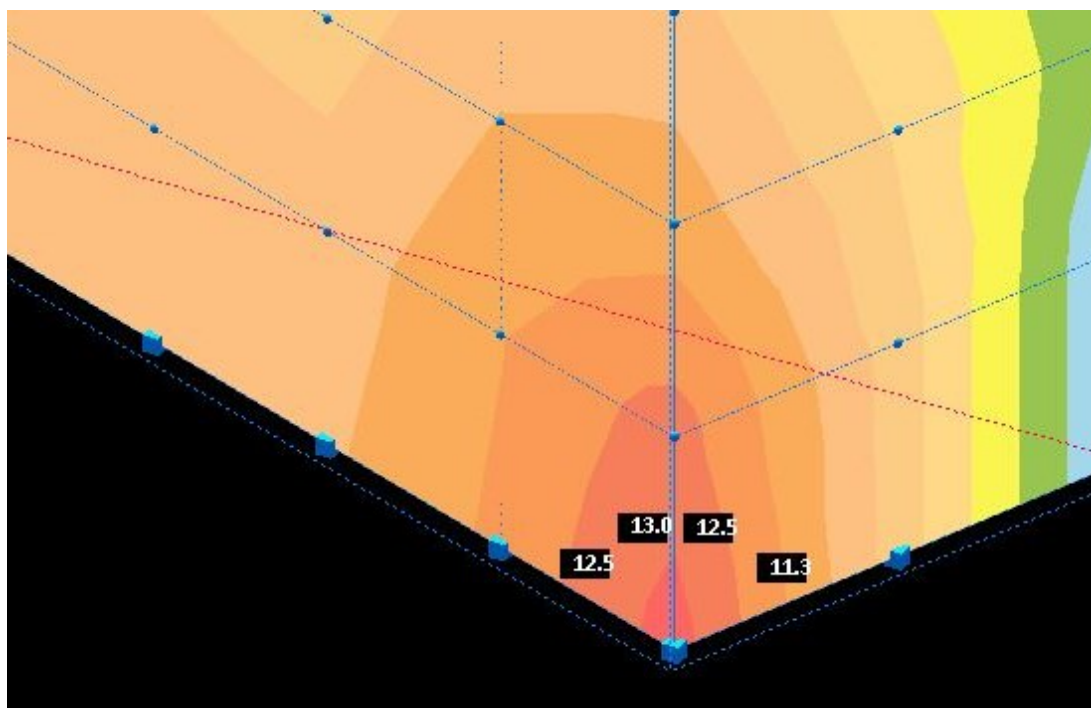


Figura 94: Sisma Ancona, combinazione SLUSISX, spigolo vano scala Ovest.

Allo SLE, gli spostamenti di interpiano devono essere confrontati con quelli limite imposti dalla normativa. Per *tamponamenti collegati rigidamente alla struttura*, come è il caso in esame, le NTC2018 impongono che il drift di piano allo SLE sia inferiore allo 0.5% dell'altezza di interpiano  $h$ : **la verifica allo SLU risulta soddisfatta** per entrambe le combinazioni *SLDSISX* e *SLDSISY*, e in entrambi i casi di sisma a Torino e sisma ad Ancona (Tabella 8, Tabella 9).

Tabella 8: Verifica spostamenti sismici d'interpiano allo SLE (NTC2018 7.3.6.1) nel caso di sisma a Torino.

CASO n. 18 - SLDSISX dinamico:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
0.00	415.00	415.00	0.065828	0.016	1545	13	SI
415.00	755.00	340.00	0.100595	0.030	1194	13	SI
755.00	1095.00	340.00	0.118377	0.035	5347	13	SI
1095.00	1435.00	340.00	0.117613	0.035	3734	13	SI
1435.00	1775.00	340.00	0.112417	0.033	3736	13	SI

CASO n. 19 - SLDSISY dinamico:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
0.00	415.00	415.00	0.050101	0.012	2293	13	SI
415.00	755.00	340.00	0.071884	0.021	8850	10	SI
755.00	1095.00	340.00	0.089295	0.026	5347	4	SI
1095.00	1435.00	340.00	0.088199	0.026	5367	4	SI
1435.00	1775.00	340.00	0.087554	0.026	5368	13	SI

Tabella 9: Verifica spostamenti sismici d'interpiano allo SLE (NTC2018 7.3.6.1) nel caso di sisma ad Ancona.

CASO n. 18 - SLDSISX dinamico:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
0.00	415.00	415.00	0.123867	0.030	1228	13	SI
415.00	755.00	340.00	0.189126	0.056	1212	13	SI
755.00	1095.00	340.00	0.223503	0.066	5347	13	SI
1095.00	1435.00	340.00	0.222149	0.065	3734	13	SI
1435.00	1775.00	340.00	0.211679	0.062	3736	13	SI

CASO n. 19 - SLDSISY dinamico:

Zinf [cm]	Zsup [cm]	h [cm]	spost.max [cm]	%h	nodo	sest.	ver.
0.00	415.00	415.00	0.095213	0.023	2293	13	SI
415.00	755.00	340.00	0.134952	0.040	8850	10	SI
755.00	1095.00	340.00	0.169897	0.050	5347	4	SI
1095.00	1435.00	340.00	0.169369	0.050	5367	4	SI
1435.00	1775.00	340.00	0.165235	0.049	5368	13	SI



## 6 Conclusioni

Il lavoro di tesi mi ha permesso di prendere parte attivamente al progetto di un fabbricato di nuova costruzione in uno studio tecnico di architettura e ingegneria civile.

L'opportunità di entrare in uno studio tecnico, lavorando in *team* (modalità per me del tutto nuova) con tecnici professionisti che mi hanno accolto come collaboratore a pieno titolo, rappresenta senza dubbio la principale conquista in termini di crescita personale e professionale.

La ricerca sitografica sull'uso dei solai a piastra in edifici civili ha fatto emergere le principali caratteristiche di questi elementi strutturali, in comparazione con i classici solai in latero-cemento:

- Pregi: velocità esecutiva, basso costo di realizzazione (dovuto soprattutto all'abbattimento della manodopera), semplificazione delle operazioni di posa in opera, maggior sicurezza in cantiere, minor spreco dei materiali, omogeneità strutturale, modellazione strutturale più coerente, elevata portanza (a cui fa seguito la possibilità di avere spessori di solaio ridotti), maggiore libertà distributiva degli elementi verticali in pianta, ottima adattabilità alle geometrie di piano complesse, possibilità di avere luci di solaio maggiori, miglior performance in termini acustici e termici, miglior comportamento sismico (se adeguatamente controventati), miglior assorbimento dei cedimenti differenziali del terreno, miglior resistenza al fuoco, eliminazione dei problemi di sfondellamento e instabilità propri dei solai in latero-cemento, possibilità di eseguire precompressioni e alleggerimenti della soletta;
- Difetti: peso elevato della soletta (che si ripercuote sugli elementi verticali e di fondazione), problemi sismici connessi alle elevate forze inerziali di piano, necessità di utilizzare calcestruzzi autolivellanti, problema del punzonamento in corrispondenza delle colonne, problemi legati all'eventuale alleggerimento (costo della manodopera e scarsa adattabilità a geometrie di piano complesse), carenza di riferimenti normativi esaurienti nelle NTC2018 e negli EC.

L'esame della letteratura scientifica disponibile ha evidenziato i seguenti risultati essenziali:

- Il comportamento locale ai carichi verticali (con peso di punzonamento) e il comportamento globale ai carichi sismici sono spesso trattati separatamente;
- Il confronto tra edifici a telaio ed edifici setti-piastre è pressoché assente;
- Nei riguardi del punzonamento, vanno evitate forature nella soletta in prossimità dell'attacco dei pilastri: è preferibile posizionare i tubi di scarico verticali nelle tamponature perimetrali dell'edificio;
- L'azione sismo-resistente dell'elemento piastra viene sfruttata a pieno soltanto quando si riesce a garantire l'incastro tra solette e setti;
- Per aumentare la duttilità dei collegamenti colonna-soletta possono essere introdotti speciali dissipatori a livello di piastra.



L'esame critico delle analisi strutturali del fabbricato di civile abitazione a Torino ha portato alle seguenti scelte progettuali:

- Utilizzo di piastre di spessore 18 cm e calcestruzzo di classe C28/35, anziché piastre di spessore 20 cm e calcestruzzo di classe C25/30 come da ipotesi iniziale;
- Utilizzo dei cavallotti, introdotti per il posizionamento dell'armatura longitudinale della piastra, come armatura resistente attiva a taglio/punzonamento;
- Rinuncia alla solidarizzazione setti-piastre per difficoltà esecutive di cantiere, e conseguente modellazione dei collegamenti setti-piastre a cerniera;
- Ipotesi di incastri alla base per i setti e le colonne della sovrastruttura che giungono in fondazione, resa realistica dall'ottima qualità del terreno torinese e dall'idea di realizzare un grigliato di travi rovesce di fondazione;
- Ipotesi di cerniere alla base per i setti e le colonne della sovrastruttura *in falso* rispetto ai setti interrati del garage sotterraneo.

Dall'analisi sismica del fabbricato risulta che:

- I modi di vibrare dal 1° all'8° sono piuttosto disaccoppiati per quello che ci si poteva inizialmente attendere;
- La struttura si comporta molto bene allo SLU e ottimamente allo SLE, in entrambi i casi ipotizzati di sisma a Torino e sisma ad Ancona.

Il software CDM DOLMEN, utilizzato per la progettazione strutturale dell'edificio, presenta problemi notevoli, che hanno influito nelle scelte di modellazione e, probabilmente, anche nei risultati finali. Un buon programma deve essere documentato, seguire una teoria affidabile e ben descritta, ed i passi assunti ad ogni operazione devono poter essere controllabili dall'utente, anche tramite una ricerca sul relativo *Manuale d'uso*. Due sono i problemi principali del software, non riportati nel *Manuale*:

- Limite computazionale di 10'000 nodi;
- Oscurità della relazione fra il termine *condensazione statica* e l'effettiva operazione eseguita dal programma, operazione *dosabile* dall'utente tramite l'inserimento di un non ben definito fattore di *accorpamento masse*; tale operazione può aver falsato i risultati. La condensazione statica propriamente detta, invece, è un'operazione esatta, in cui i gradi di libertà *secondari*, come possono essere quelli compresi tra le estremità degli elementi verticali controventanti, vengono condensati nei gradi di libertà *principali*, che sono quelli che interagiscono con gli altri elementi della struttura.

Per sfruttare al massimo i pregi sismici delle solette di piano, si potrebbero studiare idee alternative per migliorare il collegamento tra setti e piastre (al di là dell'inserimento di travi ribassate):

- Gettare i setti fino a metà altezza, armare le piastre di piano e poi gettare contemporaneamente le restanti metà dei setti e le solette; la soluzione è ottima dal punto di vista sismico, ma inaccettabile per le imprese edili chiamate a realizzare costruzioni a classe d'uso ordinario;
- Solidarizzare piastre e setti tramite cavi scorrevoli post-tesi o barre filettate, con l'accortezza di allontanare gli ancoraggi dai nodi (per non avere concentrazioni di sforzo nei collegamenti) e interessare piastre di spessore adeguato.

## 7 Bibliografia

- Aslani H., 2008, *Fragility assessment of slab-column connections in existing non-ductile reinforced concrete buildings*
- Aval S. B. B., 2017, *Seismic Performance Evaluation of Asymmetric Reinforced Concrete Tunnel Form Buildings*
- Brunesi E., 2018, *Cyclic testing and analysis of a full-scale cast-in-place reinforced concrete wall-slab-wall structure*
- Brunesi E., 2018, *Cyclic testing of a full-scale two-storey reinforced precast concrete wall-slab-wall structure*
- Cando M. A., 2020, *Effect of stiffness on the seismic performance of code-conforming reinforced concrete shear wall buildings*
- Dal Lago B., 2018, *Efficacy of roof-to-beam mechanical connections on the diaphragm behaviour of precast decks with spaced roof elements*
- Durrani A. J., 1993, *Earthquake response of flat-slab buildings*
- El-Kholy A. M., 2018, *Comparison of Egyptian Code 2012 with Eurocode 8-2013, IBC 2015 and UBC 1997 for seismic analysis of residential shear-walls RC buildings in Egypt*
- Erberik M. A., 2004, *Fragility analysis of flat-slab structures*
- Garg S., 2020, *Progressive collapse behaviour of reinforced concrete flat slab buildings subject to column failures in different storeys*
- Goh C. Y. M., 2020, *Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete flat plate punching using a thick-shell modelling approach*
- Guzman Pujols J. C., 2017, *Slab Vibration and Horizontal-Vertical Coupling in the Seismic Response of Low-Rise Irregular Base-Isolated and Conventional Buildings*
- Isufi B., 2020, *Role of punching shear reinforcement in the seismic performance of flat slab frames*
- Kaushik S., 2015, *Seismic Damage in Shear Wall-Slab Junction in RC Buildings*
- Kaushik S., 2017, *Seismic Behaviour of Slab-Structural Wall Junction of RC buildings*
- Kaushik S., 2020, *Seismic Response of Shear Wall–Floor Slab Assemblage*
- Kim S., 2017, *Analysis of RC slab–beam–column sub-assemblages subjected to bidirectional lateral cyclic loading using a new 3D macroelement*
- Lee D.-G., 2001, *Efficient seismic analysis of high-rise building structures with the effects of floor slabs*
- D.-G. Lee, 2005, *Efficient three-dimensional seismic analysis of a high-rise building structure with shear walls*
- Liang X., 2017, *Seismic evaluation of engineered cementitious composites beam–column–slab subassemblies with various column-to-beam flexural strength ratios*
- Lu Y., 2016, *Three-dimensional beam-truss model for reinforced concrete walls and slabs*

Moghaddam H., 2007, *The structural performance of monolithic intersecting walls in a tall reinforced concrete building*

Naeim F., 2000, *Seismic Design of Floor Diaphragms*

Park T.-W., 2011, *Seismic performance evaluation of tall and nonseismic-designed wall-type structures by shaking table tests*

Polak M. A., 2005, *Ductility of Reinforced Concrete Flat Slab-Column Connections*

Santarsiero G., 2020, *Analysis of slab action on the seismic behaviour of external RC beam-column joints*

Sen S., 2015, *Displacement-based seismic design of flat slab-shear wall buildings*

Shin M., 2003, *Reinforced concrete edge beam-column-slab connections subjected to earthquake loading*

Wang D., 2020, *Punching shear performance of concrete slabs under fire*

Weng Y.-H., 2019, *Numerical investigation on load redistribution capacity of flat slab substructures to resist progressive collapse*

Yousef A. M., 2019, *Behaviour of high-strength concrete interior slab-column connections with openings under seismic loading*

Youssef A. M., 2014, *Seismic capacity of reinforced concrete interior flat plate connections*

Zhang A., 2018, *Seismic behaviour of connections between prefabricated RC flat slabs and square steel tube columns*

Zhang D., 2015, *Establishment of performance-based seismic design factors for precast concrete floor diaphragms*

[1] [https://www.treccani.it/enciclopedia/qualita-di-vita\\_%28XXI-Secolo%29/](https://www.treccani.it/enciclopedia/qualita-di-vita_%28XXI-Secolo%29/) *Qualità di vita*

[2] [https://it.wikipedia.org/wiki/Qualit%C3%A0\\_di\\_vita](https://it.wikipedia.org/wiki/Qualit%C3%A0_di_vita) *Qualità di vita*

[3] [https://doc.studenti.it/vedi\\_tutto/index.php?h=6e825722&pag=1](https://doc.studenti.it/vedi_tutto/index.php?h=6e825722&pag=1) *Sistemi costruttivi*

[4] <https://people.unica.it/carloargiolas/files/2018/11/dispense-modulo-3.pdf> *La tecnologia del costruito*

[5] <http://rilievo.poliba.it/studenti/aa00/Alfonso/lavori/solai.html> *I solai*

[6] <http://www1957sismicgeneration.altervista.org/wp-content/uploads/2017/02/201204241139470.10-I-solaiVVFF.pdf> *I solai*

[7] [https://it.wikipedia.org/wiki/Solaio\\_in\\_laterocemento](https://it.wikipedia.org/wiki/Solaio_in_laterocemento) *Solaio in laterocemento*

[8] <https://www.bottaprefabbricati.it/predalle/> *Solaio predalles*

[9] <https://www.teknoring.com/wikitecnica/tecnologia/prefabbricazione/> *Prefabbricazione*

[10] [http://www.treccani.it/enciclopedia/prefabbricazione\\_%28Enciclopedia-Italiana%29/](http://www.treccani.it/enciclopedia/prefabbricazione_%28Enciclopedia-Italiana%29/) *Prefabbricazione*

[11] <https://it.wikipedia.org/wiki/Prefabbricato> *Prefabbricato*

[12] <http://tesi.cab.unipd.it/45239/1/Framarin.pdf> *Concetti fondamentali della prefabbricazione e cenni storici*

[13]

[https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwjU9lTN2cZrAhXxSBUIHU4jDhgQFjAPegQIBhAB&url=https%3A%2F%2Fwww.politesi.polimi.it%2Fbitstream%2F10589%2F82702%2F2%2F2013\\_10\\_Allegretti\\_Ghezzi\\_Valicenti\\_02.pdf&usq=AOvVaw0RUUxl49XjaFtcS9GHyzvx](https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwjU9lTN2cZrAhXxSBUIHU4jDhgQFjAPegQIBhAB&url=https%3A%2F%2Fwww.politesi.polimi.it%2Fbitstream%2F10589%2F82702%2F2%2F2013_10_Allegretti_Ghezzi_Valicenti_02.pdf&usq=AOvVaw0RUUxl49XjaFtcS9GHyzvx) *La prefabbricazione pesante*

[14] <https://www.bertolanicostruzioni.com/it-it/pannellizza-sistemi-avanzati-di-prefabbricazione-leggera.aspx> *Sistemi avanzati di prefabbricazione leggera*

[15] <http://www.prefabbricatisulweb.it/guida/tipologie-di-prefabbricati-in-legno.html> *Prefabbricati in legno, le tipologie di edificio: a telaio e costruzioni massicce*

[16] <https://www.infobuild.it/approfondimenti/costruire-veloce-prefabbricazione-in-legno/> *Costruire veloce: la prefabbricazione in legno*

[17] <http://www.prefabbricatisulweb.it/guida/costruzioni-a-telaio.html> *Prefabbricati in legno: le costruzioni a telaio*

[18] <http://www.pisanoingegneria.it/2018/10/28/strutture-in-legno-modellazione-della-rigidezza-nel-piano-per-platform-frame/> *Strutture in legno: modellazione della rigidezza nel piano per platform frame*

[19] <https://www.teknoring.com/wikitecnica/tecnologia/banche-table/> *Banche-table*

[20] [https://didattica-2000.archived.uniroma2.it//at1/deposito/Muri\\_portanti\\_3\\_2012-13\\_-\\_estratti.pdf](https://didattica-2000.archived.uniroma2.it//at1/deposito/Muri_portanti_3_2012-13_-_estratti.pdf) *Sistemi costruttivi a muri portanti: le tecniche costruttive*

[21] [https://amslaurea.unibo.it/13166/1/specchia\\_vittorio\\_tesi.pdf](https://amslaurea.unibo.it/13166/1/specchia_vittorio_tesi.pdf) *Caratteri costruttivi dell'edilizia popolare, caso di studio: "Coffrage tunnel"*

[22] <https://it.wikipedia.org/wiki/Falansterio> *Falansterio*

[23] <https://www.linkiesta.it/2018/07/la-fine-delle-utopie-come-morirono-male-le-comunita-di-uomini-nuovi-na/> *La fine delle utopie: come morirono (male) le comunità di uomini nuovi nate con la Rivoluzione francese*

[24] <https://www.lifegate.it/tulou-case-cina> *Tulou, le case-fortezza autosufficienti del popolo cinese degli Hakka*

[25] <http://sicurtecto.it/solai-problemi-e-rischi/> *Sfondellamento solai*

[26] <https://www.fem-studio.eu/blog/index.php/item/9-solai-a-piastra-con-armatura-bidirezionale-istruzioni-per-l-uso> *Solai a piastra con armatura bidirezionale, istruzioni per l'uso*

[27]

[http://www.cptmilano.it/Contents/Documents/03\\_La\\_progettazione\\_dell%27opera\\_definizi\\_one\\_delle\\_scelte\\_progettuali-ing.P.Cicchiello.pdf](http://www.cptmilano.it/Contents/Documents/03_La_progettazione_dell%27opera_definizi_one_delle_scelte_progettuali-ing.P.Cicchiello.pdf) *Il progetto dei solai a piastra: alcuni aspetti progettuali*

[28] <https://www.fem-studio.eu/blog/index.php/item/16-solai-tradizionali-a-piastra-in-soletta-piena-o-alleggeriti-cosa-scegliere> *Solai tradizionali, a piastra in soletta piena, o alleggeriti? Cosa scegliere?*



[29]

[https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwick7TErrrAhVO\\_KQKHbK\\_BAoQFjAMegQIBBAB&url=https%3A%2F%2Fwww.politesi.polimi.it%2Fbitstream%2F10589%2F10101%2F1%2F2010\\_12\\_Maggio.pdf&usg=AOvVaw1GDa8tfJM55Y2h0GNLXZ5A](https://www.google.com/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&source=web&cd=&ved=2ahUKEwick7TErrrAhVO_KQKHbK_BAoQFjAMegQIBBAB&url=https%3A%2F%2Fwww.politesi.polimi.it%2Fbitstream%2F10589%2F10101%2F1%2F2010_12_Maggio.pdf&usg=AOvVaw1GDa8tfJM55Y2h0GNLXZ5A) *Gli impalcati a piastra in c.a., esempi progettuali*

[30] [https://it.wikipedia.org/wiki/Torre\\_BMW](https://it.wikipedia.org/wiki/Torre_BMW) *Torre BMW*

[31] <https://www.dywit.it/prodotti/post-tensione-precompressione/> *Sistemi di Post-Tensione DYWIDAG: Qualità e adattabilità globali*







UNIVERSITÀ  
POLITECNICA  
DELLE MARCHE

*A.T.I.3 Consulting – Studio Neirotti*



FACOLTÀ DI INGEGNERIA  
Corso di Laurea in Ingegneria Civile (LM)

## APPENDICE 1

---

# DIARIO DI BORDO: Cronaca di un percorso progettuale

---

Relatore:  
**ing. Lando Mentrasti**

Tesi di Laurea di:  
**Giacomo Sorana**  
(matricola: 1076387)

Correlatore:  
**ing. Vittorio Neirotti**

Anno accademico 2019 – 2020





## Sommario

1	Lavorare in team in uno studio tecnico di ingegneria: dalla concezione preliminare alla progettazione esecutiva architettonica e strutturale .....	3
	Lo studio A.T.I.3 Consulting – Figure tecniche e organizzazione interna .....	3
	Lavoro in team per lo specifico sviluppo della tesi: tutte le difficoltà .....	4
2	Il software CDM DOLMEN .....	7
3	Diario di bordo .....	9
	8 luglio .....	9
	9 luglio .....	12
	14 luglio .....	14
	15 luglio .....	16
	16 luglio .....	18
	17 luglio .....	20
	20 luglio .....	22
	21 luglio .....	24
	22 luglio .....	25
	23 luglio .....	28
	24 luglio .....	29
	27 luglio .....	31
	28 luglio .....	36
	29 luglio .....	41
	30 luglio .....	50
	31 luglio .....	52
	31 agosto .....	56
	10 settembre .....	57
	11 settembre .....	58
	14 settembre .....	60
	15 settembre .....	61
	16 settembre .....	65
	17 settembre .....	72
	18 settembre .....	76
	21 settembre .....	79
	22 settembre .....	82
	23 settembre .....	84
	24 settembre .....	85
	25 settembre .....	88
	28 settembre .....	90
	29 settembre .....	91

30 settembre .....	93
01 ottobre.....	94
02 ottobre.....	101
05 ottobre.....	103
06 ottobre.....	104
07 ottobre.....	108
08 ottobre.....	110
09 ottobre.....	111
12 ottobre.....	113
13 ottobre.....	115
14 ottobre.....	122
15 ottobre.....	123
16 ottobre.....	126
17 ottobre.....	136
19 ottobre.....	138
20 ottobre.....	149
21 ottobre.....	154
22 ottobre.....	158
26 ottobre.....	159
27 ottobre.....	162
28 ottobre.....	164
29 ottobre.....	165
30 ottobre.....	169
03 novembre .....	173
04 novembre in poi .....	175

## 1 Lavorare in team in uno studio tecnico di ingegneria: dalla concezione preliminare alla progettazione esecutiva architettonica e strutturale

A seguito di uno *stage* per tirocinio effettuato nei mesi di marzo e aprile 2020, mi si è presentata la straordinaria opportunità di collaborare al lavoro professionale quotidiano presso un affermato studio di Ingegneria in Torino. L'occasione è stata quella di seguire la commessa di un nuovo edificio residenziale, *dalla concezione preliminare alla progettazione esecutiva architettonica e strutturale*.

La singolarità della costruzione risiede in:

- Solai con un'unica piastra continua in calcestruzzo armato, gettata in opera e non alleggerita;
- Setti perimetrali come elementi di controvento verticali.

Questo lavoro è frutto di una collaborazione multipolare: il tesista, Giacomo Sorana; il relatore, ing. Lando Mentrasti; il titolare dello studio A.T.I.3 Consulting, ing. Vittorio Neirotti; i numerosi collaboratori dello studio A.T.I.3 Consulting, con particolare riguardo all'ing. Andrea Comino, l'ing. Gianmarco Stentella e l'arch. Stefano Reghenaz.

Per l'originalità dell'esperienza ho deciso di riportare qui, come parte integrante della tesi, il **Diario di bordo** che man mano sono venuto stendendo durante tutto il periodo di collaborazione al lavoro. In particolare, ho voluto premettere alcune considerazioni sulla **metodologia di lavoro professionale in gruppo** presente nello studio Neirotti e che ho quindi avuto modo di assimilare.

### Lo studio A.T.I.3 Consulting – Figure tecniche e organizzazione interna

Lo studio A.T.I.3 Consulting è uno studio tecnico di architettura e ingegneria civile-edile di medio-piccole dimensioni il quale, assieme al titolare ing. Neirotti (e dell'*occasionale* tesista), ospita otto figure lavorative:

- due ingegneri civili
- tre architetti
- una geometra
- una segretaria
- una contabile

I lavori di cui si occupa lo studio riguardano principalmente la direzione lavori, anche se non mancano commissioni in cui lo stesso studio è chiamato a curare sia la parte progettuale che realizzativa del progetto.

Gli incarichi lavorativi sono assunti principalmente dallo stesso titolare, che si occupa anche di interfacciarsi in maniera costante sia con i clienti sia con tutte le figure di rilievo del cantiere: responsabile dell'impresa edile, capo impiantista, capo elettricista, eccetera.

I collaboratori curano gli aspetti tecnici del progetto e, in linea generale, hanno conoscenze e capacità tali da potersi occupare a 360° delle pratiche edilizie connesse a ciascun lavoro: l'ingegner Neirotti delega a loro i rapporti con il Comune e la redazione di tutti i documenti



necessari per portare a conclusione una commessa: il permesso di costruire, il SAL (Stato Avanzamento Lavori), le varianti al progetto esecutivo. Ai collaboratori viene delegato il compito di eseguire i disegni architettonici, i calcoli strutturali e i più sofisticati disegni 3D *renderizzati*, per restituire una visione complessiva e maggiormente realistica del risultato finale.

L'ingegner Neirotti è pressoché sempre presente in studio, girando fra le postazioni dei suoi collaboratori per tenere sempre sotto controllo l'avanzamento dei lavori.

Relativamente alla gerarchia decisionale vigente in studio, ogni collaboratore esprime le proprie perplessità e i propri consigli all'ingegnere ai fini del miglioramento del progetto, sulla base delle proprie conoscenze, delle proprie esperienze e dei dati oggettivi alla mano, ma è sempre il titolare ad avere l'ultima parola e a prendere la decisione finale circa le scelte architettoniche e strutturali da attuare.

### Lavoro in team per lo specifico sviluppo della tesi: tutte le difficoltà

Lavorare in team significa saper superare, sia individualmente sia in gruppo, le difficoltà che man mano si incontrano durante l'avanzamento del lavoro. Relativamente allo sviluppo dello specifico elaborato di tesi, in particolare, si sono dovuti affrontare non pochi problemi.

Primo fra tutti la condizione di incertezza data dalla prima ondata di Covid-19, che ha contribuito fortemente all'allungamento dei tempi di sviluppo della tesi. Sebbene la decisione di svolgere l'elaborato nello studio Neirotti sia stata presa a fine aprile, al termine del periodo di tirocinio curriculare svolto quasi interamente a distanza per il medesimo studio, è solo a metà maggio che mi è stato possibile tornare fisicamente in ufficio. A questo va poi aggiunta la preparazione dell'ultimo esame universitario, che mi ha obbligato a ritmi serrati tra lavoro in ufficio e redazione degli elaborati per tirocinio, tesi e preparazione esami.

Altre difficoltà sono state sicuramente quelle legate allo sviluppo architettonico del fabbricato oggetto di studio. Numerose modifiche sono state attuate nel tempo da parte dall'arch. Reghenaz e dall'ing. Neirotti al fine di massimizzare l'SLP (Superficie Lorda di Pavimento) dell'edificio, cercando al contempo di rispettare tutti i limiti imposti dal Regolamento Edilizio del Comune di Torino e migliorare sia l'aspetto estetico che funzionale della struttura. Queste modifiche, tra le quali si annoverano la ricerca delle giuste dimensioni del vano scala in pianta e la disposizione ottimale in termini strutturali ed estetici di colonne e setti, hanno contribuito non poco ad allungare i tempi di sviluppo del lavoro di tesi. Questo a dimostrazione che un compito del genere necessita molti mesi di lavoro, e che il progetto architettonico e strutturale devono andare, per forza di cose, di concerto. La difficoltà principale è stata quella di restare il più possibile al passo con gli sviluppi architettonici fornendo risultati strutturali utili alla valutazione delle scelte man mano effettuate.

Vi sono stati poi problemi connessi all'utilizzo di un software di progettazione (a me sconosciuto, CDM DOLMEN) che mi hanno portato a dedicare almeno un paio di settimane allo studio delle caratteristiche di funzionamento e modalità d'uso del software. Con l'aiuto dell'ing. Stentella, ho condotto una progettazione preliminare semplificata di una struttura intelaiata in cemento armato, a pianta rettangolare di dimensioni 6x7 metri, composta da un solaio di piano terra, un solaio piano di copertura, 4 travi, 4 pilastri e plinti di fondazione. I problemi legati al programma si sono manifestati anche in corso d'opera: tra questi, il principale è stato la scoperta del limite computazionale dei 10'000 nodi, limite che mi ha

costretto alla realizzazione di diversi modelli strutturali con l'obiettivo di diminuire il numero dei nodi compatibilmente con l'accuratezza dell'analisi.

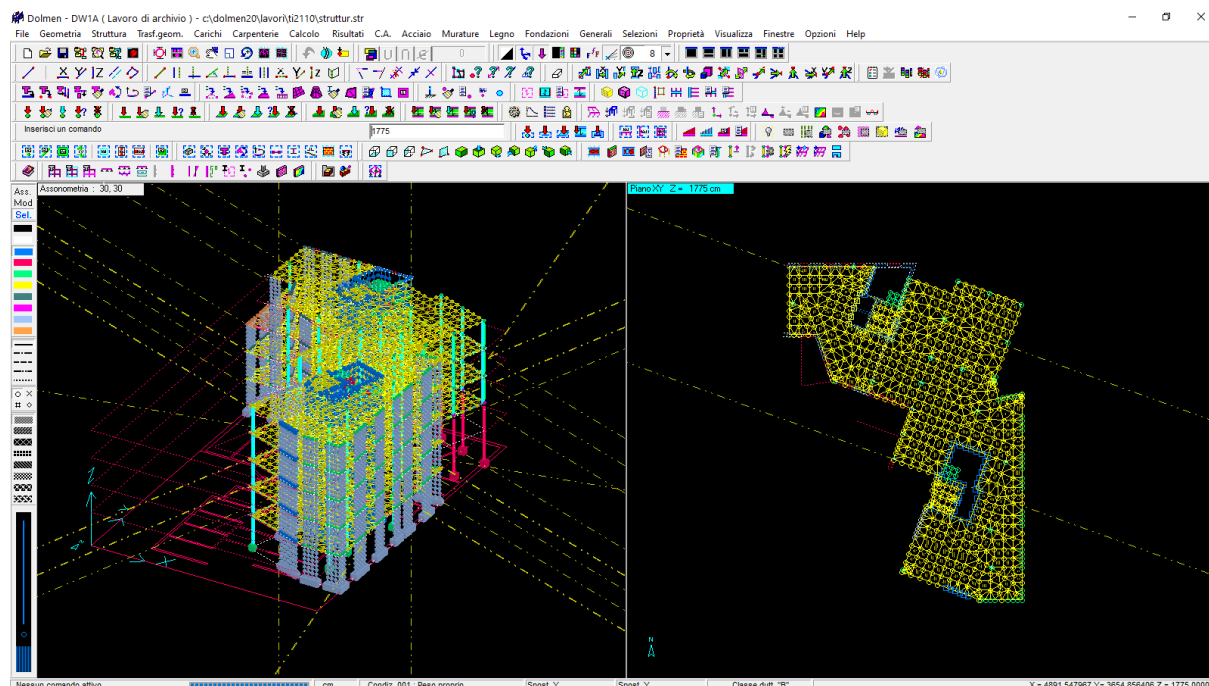
Avere costantemente la possibilità di confrontarsi e chiedere pareri a tecnici professionisti è senza dubbio un enorme vantaggio per qualsiasi tesista; un simile vantaggio è però connesso strettamente alla evenienza che sorgano difficoltà comunicative e di vedute fra le diverse figure in gioco. I consigli e le indicazioni del professor Mentrasti, dell'ingegner Neirotti, dell'ingegner Comino, dell'ingegner Stentella e dell'architetto Reghenaz sono stati di grandissimo aiuto e crescita professionale: far tesoro di tutto e inter-mediare tra modi diversi di intendere un progetto strutturale non è certo cosa facile (oltre all'inevitabile tempo necessario per recepire, mettere per iscritto e attuare fisicamente le indicazioni ricevute, vi è la difficoltà concreta di calarsi nei panni del buon intermediario).



## 2 Il software CDM DOLMEN

CDM DOLMEN è il programma utilizzato per condurre le analisi strutturali sul fabbricato oggetto di studio.

Ha il pregio di avere un'interfaccia grafica molto intuitiva ed è particolarmente adatto per l'analisi strutturale e la progettazione di edifici di medio-piccole dimensioni.



Modellazione in DOLMEN del fabbricato in Via Tiziano Vecellio a Torino.

Il programma permette di importare file .dxf, convertendoli in maniera automatica in linee geometriche sulle quali realizzare il modello strutturale; questa caratteristica permette di utilizzare direttamente nel programma le piante architettoniche dei vari piani disegnate precedentemente nel CAD, riducendo sensibilmente i tempi di lavoro per la preparazione dei dati di input.

Per quanto riguarda la modellazione:

- Gli elementi *beam* possono essere generati attribuendo una sezione ai segmenti geometrici precedentemente definiti, oppure disegnando direttamente aste di sezione assegnata da punto a punto;
- Gli elementi *shell* possono essere generati su una mesh esistente, oppure utilizzando funzioni di *meshatura* automatica messe a disposizione dal software, per gli impalcati e i setti: si assegna il perimetro, si indica il lato dell'elemento shell desiderato e si avvia la generazione automatica.

Il programma dà anche la possibilità di lavorare utilizzando colori, tipologie di linee, classi di nodi e tipologie di tratteggio diversi, sia per gli elementi geometrici che per quelli strutturali: questo permette di operare istantaneamente su tutti gli elementi dello stesso colore o della stessa tipologia (molto utile per l'assegnazione dei carichi, degli svincoli interni, del peso proprio, come pure per l'*editing* degli stessi elementi).

Ogni carico da assegnare deve essere incluso in una “Condizione di carico” definita dall’utente (Peso Proprio, Permanente, Variabile Abitazione, eccetera), condizioni che a loro volta possono essere combinate in “Casi di carico” (SLU dei carichi verticali, SLU Sisma in X, SLU Sisma in Y, eccetera).

I carichi possono essere assegnati ad aste, a shell o anche a linee di carico, elementi privi di peso proprio con il solo compito di trasferire carichi agli elementi strutturali. Le linee di carico sono molto utili per l’attribuzione dei pesi delle tamponature.

Oltre alla semplicità di utilizzo e a tutti i pregi finora elencati, il programma presenta però delle limitazioni, più o meno importanti:

- CDM DOLMEN non è in grado di eseguire analisi sismiche non lineari. Il calcolo delle sollecitazioni è basato su analisi elastiche della struttura (comportamento elastico dei materiali). Le analisi sismiche che il software è in grado di condurre sono, dunque, limitate all’analisi statica lineare e all’analisi dinamica lineare;
- Vi sono oscurità nella procedura di *condensazione statica* nell’ambito dell’analisi dinamica modale: il processo non è controllabile, non è documentato e non segue una teoria affidabile;
- Non è possibile modellare elementi shell aventi differenti proprietà elastiche nelle due direzioni ortogonali. Si possono dunque modellare solo elementi shell a comportamento *isotropo* (stesse proprietà elastiche in tutte le direzioni). Nella realtà si possono però incontrare materiali aventi caratteristiche di ortotropia naturale (conseguente alle proprietà fisiche del materiale che differiscono lungo le varie direzioni) o di ortotropia strutturale (che comprende gli elementi rinforzati per motivi di resistenza e stabilità, come le piastre nervate): le proprietà elastiche variabili in questi casi possono essere espresse dalle differenti rigidità torsionali e flessionali nelle due direzioni. Per modellare l’ortotropia strutturale in DOLMEN, agli elementi shell a comportamento isotropo devono essere sovrapposti degli elementi beam, privi di peso proprio, orditi in modo tale da incrementare la rigidità flessionale del materiale per quella specifica direzione;
- La modellazione strutturale ha un limite computazionale di 10’000 nodi. Se tale limite viene superato, non è possibile salvare il lavoro e nemmeno avviare il calcolo delle sollecitazioni;
- Non è possibile visualizzare l’andamento delle deformate se sono presenti più di 20’000 linee geometriche.



### 3 Diario di bordo

Il **Diario di bordo** inizia il giorno 8 luglio 2020.



#### Indicazioni dell'ing. Neirotti:

Le pareti verticali del fabbricato sono di 3 tipologie:

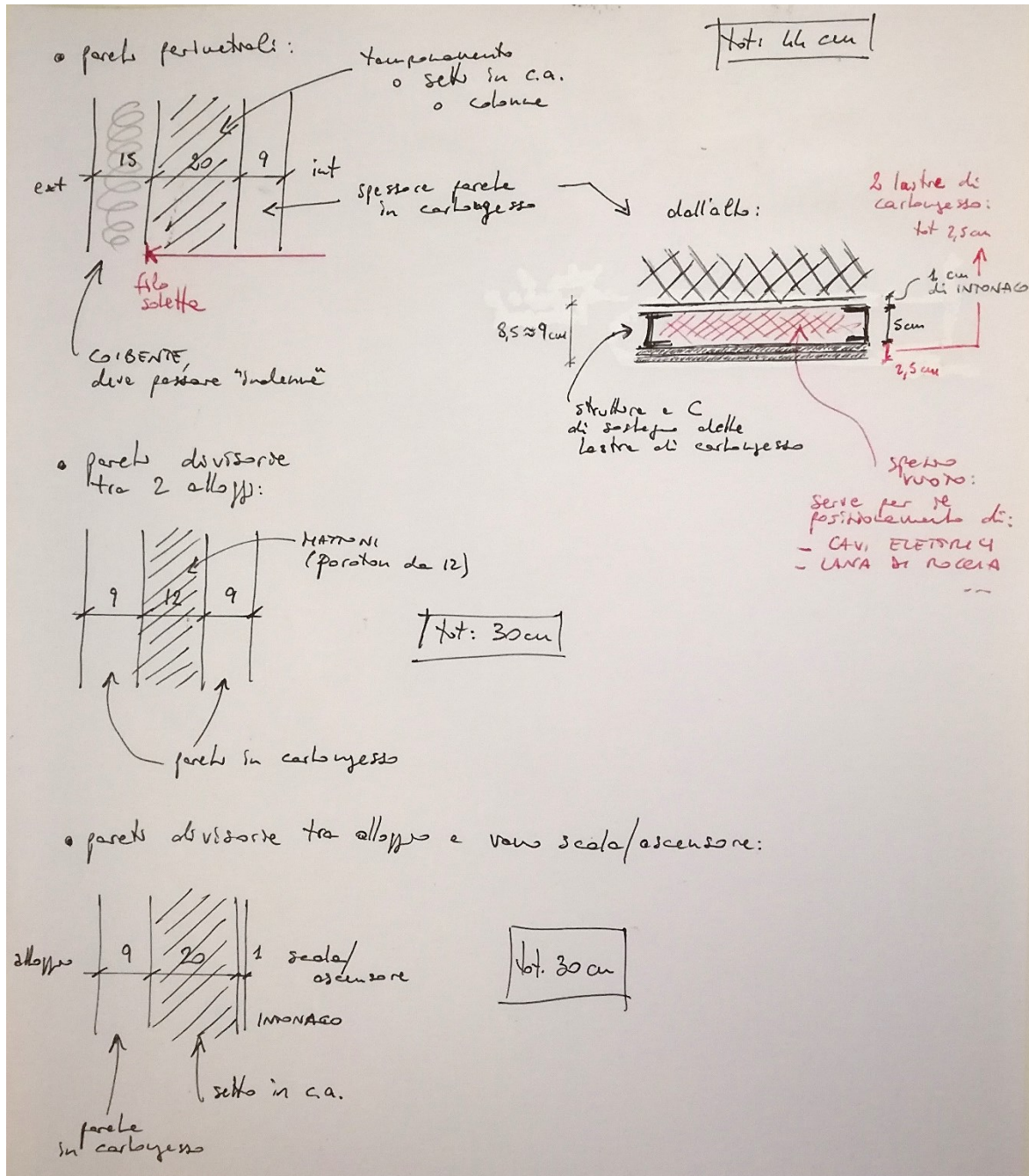
1. Pareti di servizio (ovvero, perimetrali), aventi spessore 44 cm di cui:
  - 15 cm di coibente verso l'esterno;
  - 20 cm di tamponamento (spessore nel quale andranno posizionati i setti in c.a. e i pilastri in acciaio);
  - 9 cm di parete in cartongesso verso l'interno, costituita dai seguenti strati:
    - 1 cm di intonaco di rinzaffo;
    - 5 cm della struttura a C su cui sono fissate le 2 lastre di cartongesso;
    - 2.5 cm totali della doppia lastra di cartongesso *Lignum*;
    - 0.5 cm di *bonus*);

nota: nello spazio tra la tamponatura e la doppia lastra di cartongesso verrà posizionata la *lana di roccia* con funzione di isolante acustico, verranno posizionati i cavi elettrici degli impianti, le tubazioni ecc...;
2. Pareti divisorie tra alloggi, aventi spessore 30 cm di cui:
  - 9 cm di parete in cartongesso verso l'alloggio 1;
  - 12 cm di tamponatura *Poroton* (nel punto centrale spiccheranno gli assi delle colonne di acciaio HEB 200, di lato 20 cm, che per forza di cose sborderanno negli strati di parete in cartongesso);
  - 9 cm di parete in cartongesso verso l'alloggio 2.

3. Pareti divisorie tra alloggio e vano scala/ascensori, aventi spessore 30 cm di cui:

- 9 cm di parete in cartongesso verso l'alloggio;
- 20 cm di SETTO in c.a.;
- 1 cm di intonaco lato scala/ascensori.

La scala zoppa avrà soletta di 15 cm di spessore, che contribuirà alla rigidità del blocco.



Dai disegni forniti dall'architetto Reghenaz (il Nord è a DESTRA, gli altri punti cardinali si trovano di conseguenza) si apportano le seguenti modifiche, richieste dall'ing. Neirotti:

1. Traslazione vano scala interno di 50 cm nella direzione del suo orientamento, verso gli alloggi esposti a Ovest;

2. Aumento degli spessori delle pareti esterne, inizialmente di 40 cm (secondo una prima idea dell'ing. Neirotti), fino a 44 cm;
3. Correzione di una parete divisoria tra due alloggi, inizialmente di 40 cm, portata a 30 cm;
4. Correzione della parete perimetrale su Via Tiziano Vecellio, eliminazione delle rientranze e disegno del muro perfettamente aderente al confine del lotto. Disegno di una rientranza a fine muro, lato Ovest, secondo le indicazioni dell'ing. Neirotti.

Inizio tracciamento dei confini della soletta di piano, arretrata di 15 cm rispetto al filo esterno (15 cm di coibente). Lo strato di coibente deve passare *indenne*, non deve essere interrotto dalla soletta del solaio.

Inizio tracciamento colonne d'acciaio HEB 200 (lato di 20 cm) così come indicato dall'ingegner Neirotti, posizionate in funzione dei setti del piano interrato:

- Per il muro di 44 cm, le ali esterne delle colonne devono essere arretrate di 15 cm dal filo esterno; il loro baricentro sarà di conseguenza arretrato di  $15 + 20/2 = 25 \text{ cm}$  dal filo esterno;
- Per il muro divisorio tra alloggi di 30 cm, le colonne devono essere perfettamente centrate; di conseguenza *sborderanno* nei 9 cm della parete in cartongesso che, in quei punti, saranno di spessore ridotto.

Formula alle T.A. per calcolo del momento in mezzera di una piastra quadrata di lato  $L$  e poggia sul perimetro:

$$M = \frac{L^2 \cdot q}{22}$$

Considerando il campo di soletta più esteso, di lato  $L = 7 \text{ m}$ , e considerando un carico distribuito  $q = 1000 \text{ kg/m}^2$ , si ha:  $M \approx 2200 \text{ kgm/m}$ .

Si nota, comunque, che la situazione di soletta appoggiata su tutto il perimetro non è quella che si ha nel caso specifico: infatti i campi di piastra appoggiano su setti distanziati tra loro, o addirittura su colonne (appoggi puntuali).

L'altezza utile della soletta si trova facendo:

$$d = \sqrt{M} \cdot 0.3 + \text{copriferro} = \sqrt{2200} \cdot 0.3 + 3 \approx 17 \text{ cm}$$

Per avere una stima dell'armatura nelle due direzioni:

$$A_s = \frac{M}{\frac{0.9d}{f_{yd}}} = \frac{2200}{\frac{0.9 \cdot 17}{24}} \approx 6 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Per esempio, si potrebbero posare dei  $\Phi 16$  ogni 25 cm.

Indicazioni dell'arch. Reghenaz: nelle zone di intersezione del muro perimetrale e del muro alloggio/scala bisogna sempre seguire la logica di non avere ponti termici, quindi non avere interruzioni brusche dello strato di coibente.

Indicazioni ulteriori dell'ing. Neirotti: nelle zone di intersezione del muro perimetrale e del muro alloggio/scala, il muro perimetrale deve essere esteso di 120 cm lato scala a partire dallo spigolo più interno, e con esso anche lo strato di coibente!

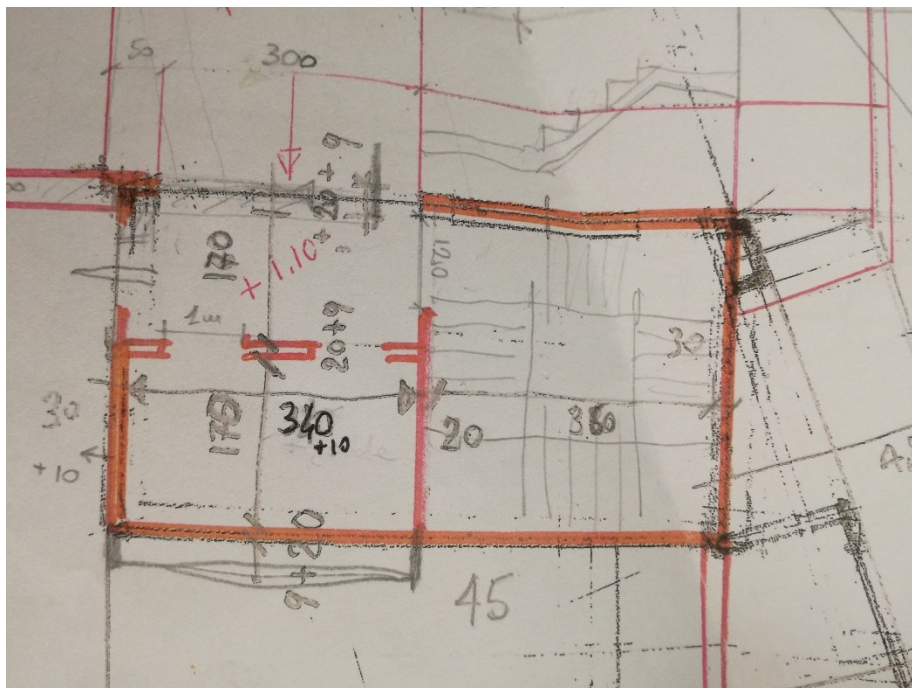


# 9 luglio

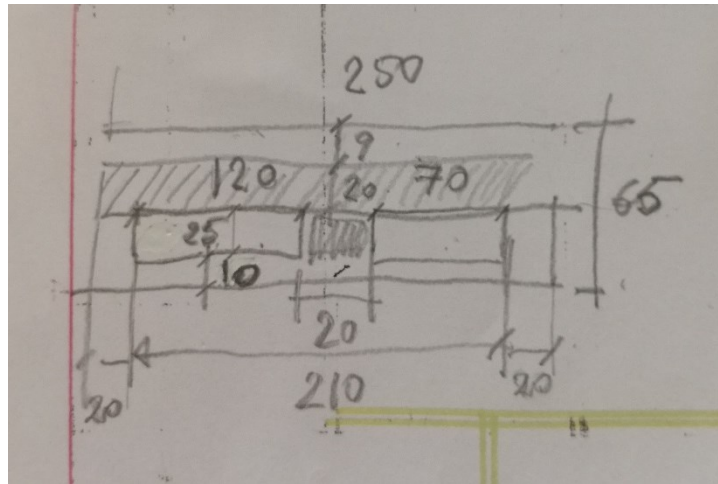


La soluzione dell'ing. Neirotti di prolungare il muro perimetrale va bene perché la scala è un ambiente interno non riscaldato, dove la temperatura minima prevista è pari a  $10^{\circ}\text{C}$ . Nel caso si fosse trattato di ambiente esterno non riscaldato, come un ascensore o una scala esterni, la temperatura minima prevista sarebbe stata pari a quella minima di Torino, ovvero  $-8^{\circ}\text{C}$ ; in quel caso la soluzione ottimale sarebbe stata quella proposta dall'arch. Reghenaz: risvoltare lo strato esterno di coibente del muro perimetrale sul muro divisorio tra alloggio e scala/ascensori, per avere continuità dello stesso strato e non avere ponti termici.

Sono stati sistemati i vuoti nella soletta dovuti ad ascensori e scala.



Impostazione degli elementi da prevedere nello sbarco degli ascensori:  $9\text{ cm cartongesso} + 20\text{ cm setto in c.a.} + 25\text{ cm di cavedio} + 10\text{ cm di rivestimento} = 65\text{ cm circa}$ : per permettere l'installazione del sistema, il vano ascensori deve essere traslato di  $465 - 420 = 45\text{ cm}$  in direzione dell'alloggio sulla destra.



Nell'altra direzione, la larghezza che occupa il sistema descritto è pari a 250 cm, a cui si aggiungono 100 cm di porta per un totale di 350 cm. Poiché la larghezza precedentemente prevista era di 340 cm, il vano ascensori e l'atrio antistante devono essere allargati in questa direzione di 10 cm.

Il cavedio è un vano in cui andranno posizionati i satelliti dei vari alloggi, le tubazioni, i cavi elettrici ecc.

Posizionamento colonne nella parete parallela al vano scala: nel disegno a mano dell'ingegner Neirotti c'è una colonna fuori dalla parete, è giusta? In tal caso, perché è stata posizionata lì?



# 14 luglio



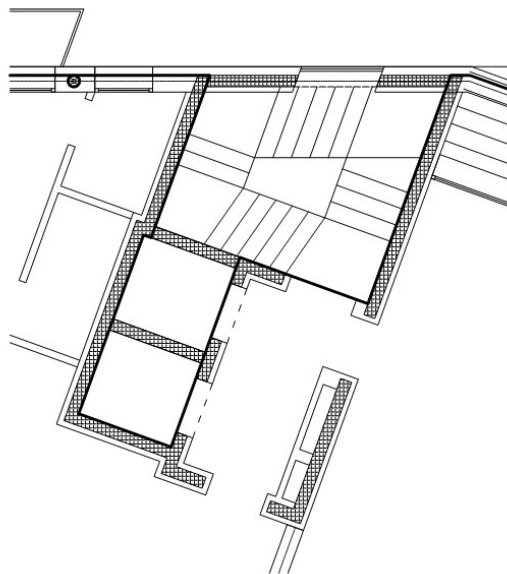
Disegno vano scala/ascensori con nuove modifiche dell'ing. Neirotti (durante i giorni di pausa dal lavoro, l'ing. Neirotti ha apportato nuove modifiche).

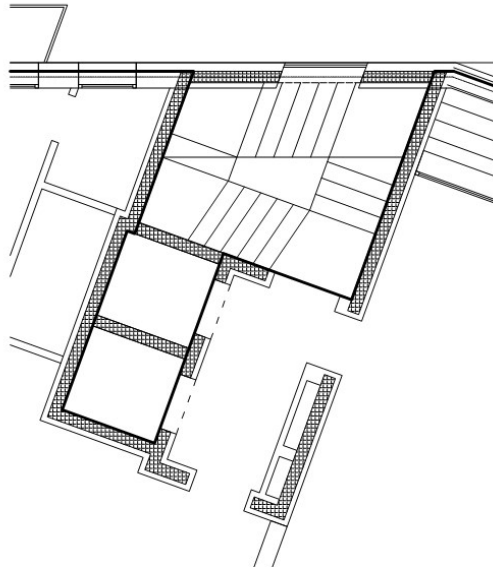
L'ing. Neirotti non è presente in studio; occorre chiedergli come posizionare i setti sulla parete di destra, considerando che ancora non sono state scelte le posizioni delle finestre.

I cavedi a piano terra devono contenere solo le tubazioni, possono essere anche di dimensioni ridotte (a differenza di quelli dei piani superiori, che devono contenere anche i satelliti dei vari alloggi). Si prevede per l'ingresso principale a piano terra un'apertura di 140 cm. Vanno chieste delucidazioni all'ingegner Neirotti.

Nel pomeriggio si è completato il disegno dei due vani scala; per il vano scala a Ovest si sono previste 2 soluzioni di rampa da far vedere all'ing. Neirotti.

## Soluzione 1:



Soluzione 2:

Si è continuato il posizionamento dei setti e delle colonne. Occorre porre attenzione al posizionamento dei pilastri tubolari inclinati in corrispondenza dello *sbalzo* del 2° piano (porzione di soletta sospesa); si avrà eccentricità con le colonne posizionate per il solaio del 1° piano (che non ha lo *sbalzo*). Vanno seguite le indicazioni dell'ing. Neirotti fornite una settimana fa.

La colonna fuori dalla parete perimetrale è stata spostata (dall'ing. Neirotti stesso) all'interno della parete, in corrispondenza dello spigolo. Poiché si avrà eccentricità con i setti sottostanti (pilastro in falso), si prevederanno delle travi di collegamento (a livello della soletta del piano terra) tra pilastro e setti.

# 15 luglio



Indicazioni ing. Neirotti per la scala: si può diminuire o aumentare la larghezza della rampa, avente larghezza standard di 120 cm, del 5% (tale indicazione dovrebbe essere contenuta in qualche norma per il superamento delle barriere architettoniche). In questo modo si può avere una larghezza della rampa di 114 cm (non si può scendere sotto questo numero).

Si sviluppa la soluzione 1, quella più *normale*, con larghezza rampa ridotta.

Mattina: visita cantiere in Via Alpi:

- Vi sono pannelli radianti in tutti i soffitti per il sistema di riscaldamento e raffrescamento (si riduce così lo spessore dei solai per il passaggio delle normali tubature); ogni pannello ha un suo circuito che può essere chiuso su sé stesso oppure collegato a un tubo comune anche agli altri pannelli;
- Finiture del bagno realizzato. Attenzione ai particolari, per esempio: listelli posti negli spigoli; pietre identiche specchiate da un lato e l'altro della finestra; cura del passaggio tra pietre di rivestimento e telaio della finestra.

Si riportano anche altri dettagli raccolti da una precedente visita allo stesso cantiere con l'ingegner Neirotti:

- Cartongesso speciale per i muri divisorii: *Lignum* (verrà utilizzato anche per il progetto di tesi);
- I pannelli radianti per l'impianto di riscaldamento e raffrescamento vengono poi *coperti* da un controsoffitto in cartongesso *classico*. Vi è poi anche un cartongesso di controsoffitto per la VMC (Ventilazione Meccanica Controllata), che ha tubi di circa 12 cm di diametro;
- Le tapparelle sono prodotte in Svizzera e sono contenute interamente tra i due vetri della finestra.

Pomeriggio: indicazioni ricevute dall'ing. Neirotti sul posizionamento dei pilastri inclinati a sostegno del solaio sospeso del 2° piano. Correzione di un lato inclinato nella parete perimetrale della zona a Sud-Ovest.

Continuo posizionamento dei setti perimetrali.

Inizio disegno dei setti del piano interrato per aiuto nel posizionamento dei pilastri.

Indicazioni sulla realizzazione delle tamponature dell'edificio in Via Alpi: prima sono stati realizzati i controtelai per i serramenti, mentre la tamponatura tra serramento e colonna d'acciaio è stata realizzata successivamente, come *riempimento*.

# 16 luglio



Continuo disegno setti del piano interrato e posizionamento corretto delle colonne d'acciaio, con ulteriori indicazioni dell'ing. Neirotti.

Il dislivello tra un piano e l'altro è di 3.40 m, tranne per il dislivello tra piano interrato e piano terra che è pari a 4.50 m. Per questo motivo si dovranno prevedere degli ulteriori gradini della scala per raggiungere il piano interrato (2 o 3 gradini in più), probabilmente cambiando anche il senso di percorrenza della scala. La distanza minima tra il setto del vano scala e il setto del garage immediatamente adiacente deve essere pari a 120 cm, ovvero la larghezza della rampa dei gradini aggiuntivi da prevedere.

Disegno pianta e solaio del 1° piano, diverso dal piano tipo poiché:

- Non è presente la soletta sospesa che si ha dal 2° piano in poi;
- Vi è una sorta di corridoio centrale privo di solaio che, sostanzialmente, separata in due porzioni indipendenti la soletta del 1° piano.

Dubbio sul posizionamento di una colonna nel muro divisorio tra i due alloggi a Ovest, da chiedere all'ing. Neirotti.

Terminato posizionamento delle colonne, dei setti dei piani abitativi e dei setti del piano interrato. Stampa della pianta del piano interrato, del 1° piano e del 2° piano.

Ulteriore modifica del vano scala da parte dell'ing. Neirotti:





# 17 luglio



Modifica vano scala con ultime indicazioni dell'ing. Neirotti. Il cavedio da 70 cm viene portato sul lato corto, quello da 120 cm viene traslato in direzione del lato corto e viene garantito più spazio "libero" ai suoi lati (è uno spazio "bonus" per eventuali imprevisti o necessità in fase di esecuzione).

La porta di ingresso all'atrio del vano ascensori è larga 1 metro; al piano terra (piano pilotis) viene portata a 1.40 m sfruttando la riduzione dello spazio bonus a lato del cavedio da 120 cm. Si ricorda, inoltre, che al piano terra non vi sono alloggi, quindi non ci sono satelliti da piazzare nei cavedi; lo spazio richiesto nei cavedi è ridotto, quindi anche le loro dimensioni possono essere ridotte.

## Ing. Stentella:

- Se si modella la sovrastruttura assieme alle fondazioni, bisogna partire sempre dalle fondazioni, bisogna scegliere accuratamente la rigidità delle molle alla Winkler con cui schematizzare il terreno (generalmente, per un terreno *standard* torinese, la rigidità delle molle è  $8 \text{ kg/cm}^3$ ); ad una prima schematizzazione si possono prevedere delle travi rovesce per i setti, una platea per la soletta rampante della scala e plinti isolati per le colonne d'acciaio che arrivano fino in fondazione (in zona cantine);
- Le pareti divisorie in cartongesso all'interno degli alloggi vanno eliminate, confondono solamente il disegno della struttura; gli spazi andranno poi suddivisi anche in funzione delle colonne posizionate;
- Attenzione all'orientamento delle colonne d'acciaio (deve essere coerente con quello dei setti in cemento armato);
- Una volta scelto l'orientamento delle colonne, va disegnata la giusta forma delle sezioni delle HEB (con il loro orientamento) al posto dei *cerchi* disegnati in un primo momento;
- Le carpenterie del cemento armato sono tali per cui si seziona il piano a una certa altezza dal pavimento (circa 1 metro) e poi **si guarda in alto**: per cui i pilastri (disegnati in *rosso*) che terminano al 1° piano, ad esempio, non andrebbero disegnati nella pianta del 1° piano, mentre andrebbe disegnata la traccia (magari tratteggiata) del solaio del 2° piano con i relativi pilastri inclinati (disegnati in *blu*).

IMPORTANTE: L'acciaio funziona come l'architettonico, si seziona a 1 metro e poi si guarda in basso. Le carpenterie del cemento armato invece funzionano come descritto precedentemente: si seziona a 1 metro e poi si guarda in alto, perché si segue la fase di realizzazione (l'operaio inizia dal basso e poi va verso l'alto). In caso di pilastro che parte in falso o pilastro rastremato DAL SOLAIO SUCCESSIVO (superiore), questo viene disegnato tratteggiato; compaiono quindi pilastri sezionati (dalla sezione condotta a 1 metro dal pavimento) e pilastri tratteggiati (se rastremati o se in falso) che partono dal solaio superiore.

Modifiche delle dimensioni della scala completate.

In futuro, nella carpenteria, andranno indicate le dimensioni dei setti, dei pilastri e delle eventuali travi per il sostegno dei pilastri in falso a piano terra.

I pilastri si innestano direttamente nella soletta di piano, senza *passare* prima per travi calate o a spessore. Si definiscono *pilastri a fungo*: il loro collegamento con le solette di piano è garantito da una piastra d'acciaio all'intradosso della soletta e da bulloni infilati nell'anima della colonna, relativamente alla porzione di colonna annegata nella piastra di calcestruzzo.

Si devono definire graficamente le aree della piastra prive di ostacoli.

Le quote devono essere poste il più possibile in successione. Occorre anche aggiungere nuove quote.

La modellazione in DOLMEN verrà iniziata lunedì prossimo (20/07).

#### Geometra Ravizzotti:

Fasi realizzative delle solette di piano:

1. Casseratura, posizionamento armatura e getto della soletta;
2. Periodo di attesa per poterci transitare sopra;
3. Periodo di attesa per poter gettare la soletta del piano superiore (quindi aggiungere un peso ulteriore);
4. Periodo di attesa per poter scasserare.

I vari tempi di attesa sono dati dalla normativa.

Nel progetto Alpi è stata prima realizzata la casseratura per il getto della soletta del 1° piano lasciando il buco per la colonna. È stata quindi inserita dall'alto la colonna d'acciaio, collegata poi alla soletta del piano terra con dei tirafondi; la colonna aveva altezza pari a 2 piani e mezzo. È stata saldata la piastra d'acciaio a livello dell'intradosso della soletta in modo che non si avesse lo *scalino* tra l'intradosso della soletta (piano di calpestio sul tavolato per il getto del solaio) e l'estradosso della piastra d'acciaio. È stata quindi posta l'armatura della soletta e infilati i bulloni nell'anima del pilastro per la relativa lunghezza annegata nella soletta. Getto della soletta. La casseratura del piano superiore è stata realizzata in funzione della colonna già presente. Stesso procedimento per la realizzazione della soletta e del collegamento con il pilastro. Lo spezzone di colonna successivo è stato collegato allo spezzone presente tramite bullonatura.



# 20 luglio



Disegno delle sezioni HEB, da sostituire ai *cerchi* con cui si sono schematizzati i pilastri. Si sceglie un orientamento dei pilastri.

A seguire, inizio modellazione in DOLMEN della soletta Sud-Ovest del solaio del 1° piano (si ricorda che al 1° piano vi sono 2 solette separate).

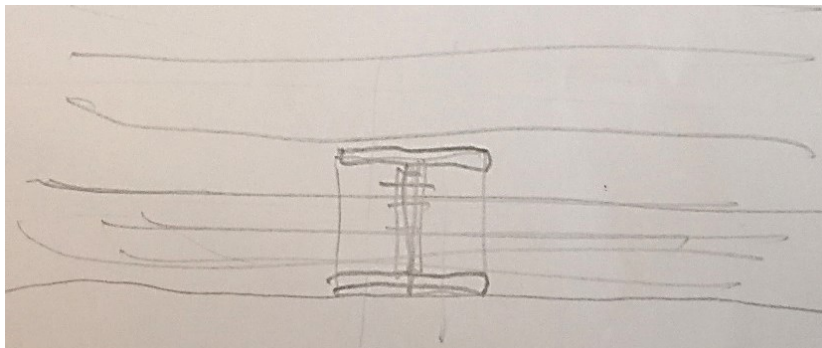
Sistemare posizione vano scala Ovest (mantenere distanze originali tra gli spigoli esterni così come disegnate dall'arch. Reghenaz).

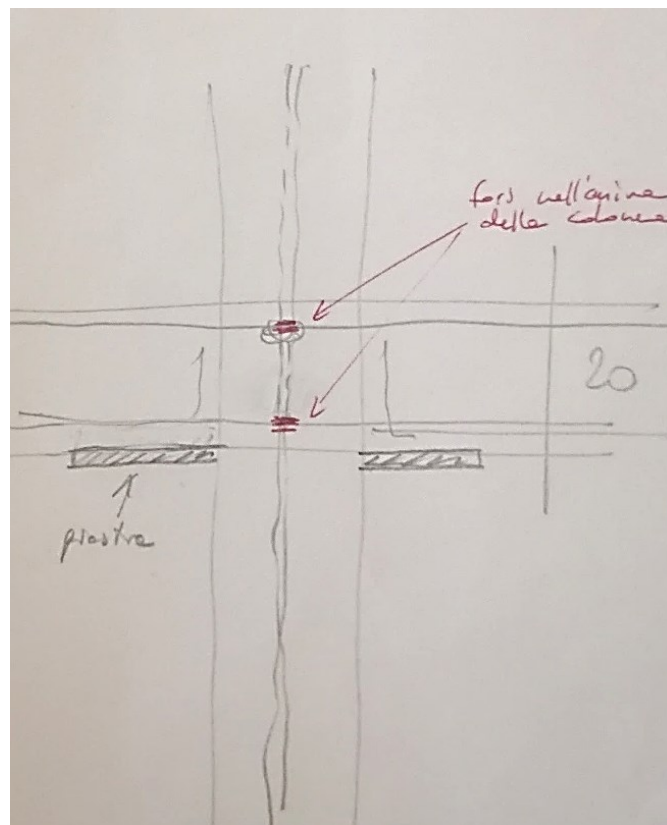
Il setto del vano scala Est è continuo con quello del muro perimetrale, non c'è distacco. Correzione.

Le colonne perimetrali vengono orientate in modo tale che, per il passaggio dell'armatura superiore e inferiore di eventuali travi perimetrali di appoggio della soletta, venga forata l'anima delle colonne e non le ali (l'ala deve essere aderente al filo della soletta).

Sistemazione del muro perimetrale del 1° piano con nuove indicazioni dell'ing. Neirotti (il filo esterno del muro da 44 cm deve essere coincidente con il filo del muro da 30 cm del 2° piano, non deve esserci 25 cm tra colonna e filo esterno del muro perimetrale).

Va spostata anche la colonna a Est che si trova all'interno dell'alloggio. La nuova posizione è dovuta ad una nuova concezione degli spazi interni.





Le colonne del solaio del 2° piano sono dei tubolari (come prima ipotesi) per i circa 7 metri di altezza libera del solaio dal piano terra ma, una volta *attraversata* la soletta, diventano anche loro HEB 200 e salgono verticalmente.

Con le modifiche del vano scala da parte dell'ing. Neirotti, non risultano soddisfatti i 120 cm minimi tra il setto del vano scala Ovest e il setto del garage più vicino. Nemmeno i 3 metri di apertura del garage dall'altra parte (da 3 m si è scesi a 2.50 m). Secondo l'ing. Neirotti si possono risolvere entrambi:

- Il primo si risolve arretrando, al piano interrato, le porzioni dei setti del vano scala che si trovano di fronte al vano ascensori, così da ricavare i 120 cm richiesti tra setto del vano scala e setto del garage;
- Il secondo non è un problema perché le larghezze limite delle auto sono sempre inferiori a 2.5 m, quindi un'auto standard riesce normalmente ad entrare. Poi lo spazio, comunque, si allarga man mano che ci si addentra nel garage, per cui va benissimo.

Domani va aggiunta una colonna nella piastra Sud-Ovest (che arrivi fino in sommità) e vanno disegnati i tubolari inclinati così come da disegno originale dell'ing. Neirotti.

Il 3° e il 4° piano saranno arretrati rispetto al filo Sud (nuova modifica), per cui la colonna aggiuntiva che *spezza in due* il campo di solaio più esteso (a Ovest) sarà posta non al bordo, bensì nella prima fila di pilastri che si incontra partendo dal bordo Sud. L'ingegner Neirotti sta pensando anche di inserire un alloggio al piano terra (che, si ricorda, è un piano pilotis).



# 21 luglio



Aggiunta la colonna nella piastra Sud-Ovest e disegnati i tubolari in AutoCAD.

Continuo della modellazione in DOLMEN; completamento della geometria relativamente alla porzione interessata dalla piastra Sud-Ovest del solaio del 1° piano.

Analisi dei carichi del solaio condotto rapidamente da parte dell'ing. Neirotti; si è costruito un apposito foglio di calcolo Excel per condurre il calcolo nella maniera più corretta.

Quotatura del piano interrato.

Si sono modellate le colonne (nelle giuste posizioni e con l'orientamento scelto) e i setti *standard* a sostegno della suddetta piastra. Il setto è stato considerato, in un primo modello, come un'asta (elemento *beam*).

# 22 luglio



Continuo modellazione in DOLMEN.

Si è conclusa la modellazione dei setti della piastra Sud-Ovest considerandoli come *aste* (elementi *beam*).

È stato anche costruito un secondo modello, più raffinato, considerando i setti come elementi *shell*.

L'iter da seguire per avere sotto controllo il comportamento della struttura è iniziare con una modellazione semplice (magari studiando una porzione di struttura e considerando i setti come elementi *beam*), per poi andare a *complicare* man mano il tutto e ad aggiungere porzioni di struttura. Anche a livello dei carichi da assegnare, si inizia sempre con il peso proprio, poi ci si aggiunge il vento e così via.

## Ing. Comino:

- Ha poco senso fare colonne adiacenti a setti: se faccio la colonna vicina a un setto, la devo fare annegata altrimenti quella non lavora (i carichi verticali e orizzontali se li prende tutti il setto). Se la faccio annegata, a livello di modellazione devo discretizzarla con lo stesso passo verticale dei setti e far coincidere i nodi dei gusci *lateral*i del setto con i nodi con cui ho discretizzato la colonna;
- La piastra Sud-Ovest del 1° piano ha un campo di solaio troppo grande, probabilmente va inserita una colonna ulteriore (questo è quello che devo verificare io);
- A piano terra vi sarà un solettone molto resistente che dovrà fare da base ai setti in falso rispetto a quelli del garage interrato – in realtà ci sarà un solettone + un sistema di travi calate (nervature) per permettere alle colonne in falso di *scaricare* sui setti interrati;
- Il piano interrato si prende poca azione sismica, inoltre deve rimanere sempre in campo elastico;
- I gusci dovrebbero tendere il più possibile al quadrato, il lato ideale che dovrebbero avere va dai 50 ai 60 cm;
- Evitare gusci lunghi e sottili;

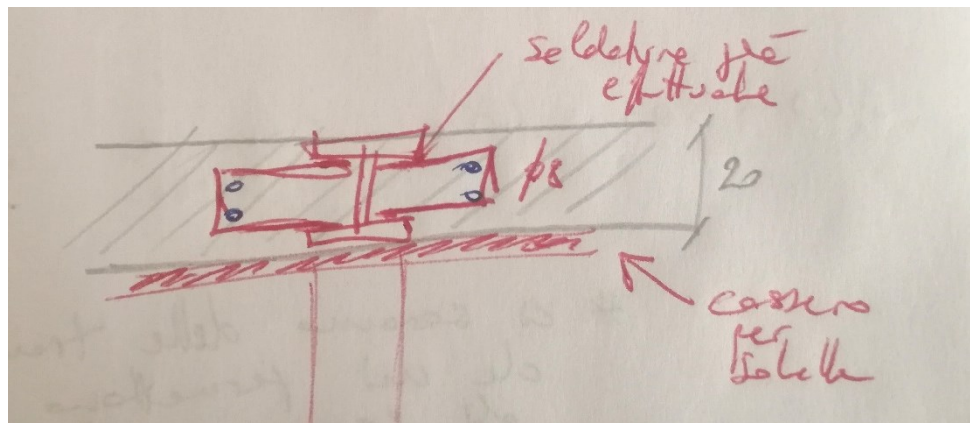
- Modellare prima i gusci degli elementi verticali; i gusci della piastra dovranno adattarsi ai nodi della mesh degli elementi verticali a livello di solaio (per esempio saranno quadrati al centro della piastra e triangolari in corrispondenza dei setti, cercando il più possibile di mantenerli regolari);
- Vanno sfoltiti i gusci già disegnati dei setti. Per esempio, per i setti di lato 150 cm:
  - 3 gusci in X;
  - 8 gusci in Y per i setti che collegano P.T. e 1° piano, e 7 gusci in Y per i setti che vanno dal 1° piano in su;
- Per lo *sbalzetto* della scala basta un guscio solo;
- Colonna e setto dovrebbero avere una certa distanza fra loro, una distanza che per esempio può essere rappresentata da una apertura importante;
- Bisogna sapere come sono collegati i setti fra loro, se con elementi di tamponatura oppure con elementi in cemento armato; nel secondo caso, questi elementi (per esempio travi tozze di collegamento che lavorano a taglio) vanno modellati e potrebbero influire molto sul comportamento della struttura (da pareti singole si passa a pareti accoppiate);
- Bisogna sapere come sono fatte le aperture, se sono a tutta altezza oppure ad altezza ridotta;
- La modellazione *beam* dei setti va bene per avere un'idea, ma bisogna stare attenti perché il collegamento tra setto e piastra avviene solo tramite un nodo che, di conseguenza, presenterà sollecitazioni più elevate e quindi meno veritiere (con la modellazione *shell*, al contrario, i nodi di collegamento piastra-setto sono 4 o 5, e perciò ci si avvicina maggiormente alla situazione reale);
- Non c'è bisogno di inserire i braccetti rigidi negli spigoli dei setti del vano scala; la sovrapposizione è solo un effetto grafico, in realtà ciò che conta è la corrispondenza tra i nodi, corrispondenza che è rispettata nel caso in esame.

Sul modello DOLMEN, si sono modificate le dimensioni dei gusci dei setti perimetrali, così come suggerito dall'ingegner Comino. Dovranno essere modificati anche i gusci dei setti del vano scala. Si ricorda che, per ora, si sta modellando la sola porzione Sud-Ovest del fabbricato dove, al 1° piano, non vi è un'unica soletta ma due solette fra loro separate: si sta quindi modellando, fino al 5° piano, la sola porzione di fabbricato interessata dalla soletta Sud-Ovest del 1° piano.

#### Ing. Neirotti:

- Non ci sono colonne adiacenti ai setti: o ci sono setti oppure colonne. Le colonne devono essere posizionate tra un serramento e l'altro, all'interno dei locali, oppure dove penso di aprire e "sfondare" la parete per avere, magari, un locale più ampio. Nelle pareti perimetrali gli elementi strutturali verticali presenti sono i SETTI; le colonne sono presenti in casi *eccezionali* (vedi sopra);
- I setti in elevazione possono anche essere *in falso* rispetto ai setti interrati; a piano terra vi è un solettone con un sistema di travi che permette di scaricare i carichi dai setti in falso ai setti interrati;

- Le aperture (i serramenti) hanno un'altezza di circa 3 metri, ovvero 2.70 m (altezza degli ambienti interni) + 30 cm di incavo per la serranda;
- I setti perimetrali non sono collegati fra loro da travi in cemento armato, ma vi è tamponatura tra un setto e l'altro;
- Vanno verificati i campi di solaio; se non dovessero verificare, l'ing. Neirotti non vuole aggiungere altre colonne, preferisce piuttosto aumentare lo spessore della piastra (da 20 cm a 22 cm per esempio), oppure inserire una **putrella di appoggio** annessa nella soletta del solaio. Tale putrella può andare da colonna a colonna, da setto a colonna o da setto a setto. Può essere ad esempio un HEB 200, avente stesso spessore della soletta oppure inferiore. Per garantire il collegamento tra putrella e soletta si saldano alle ali delle staffe di ferro dolce di diametro 8 mm ( $\Phi 8$ ) con un certo passo; all'interno, una volta posizionata la putrella in cantiere, si fanno passare delle barre d'acciaio che saranno poi inglobate, insieme alla putrella e alle staffe, nel getto. In questo modo si garantisce che la putrella lavori insieme alla soletta. Posizionata in maniera opportuna, tale putrella diventa un appoggio ulteriore per la soletta che dunque risulterà meno sollecitata a flessione in mezzera. Questa soluzione è utilizzata in Giappone soprattutto per la grande duttilità che fornisce alla struttura (Giappone - zona fortemente sismica). In questo caso, però, tale soluzione verrebbe utilizzata da un punto di vista statico piuttosto che sismico.



Rapidità di esecuzione della tecnica - *putrella inglobata nel getto*:

1. Si realizza il cassero per il getto della soletta (tavolato);
2. Si appoggia direttamente sul cassero la putrella con le staffe precedentemente saldate;
3. Si fanno i collegamenti bullonati con le colonne verticali oppure i collegamenti con i setti;
4. Si fanno passare le barre all'interno degli uncini creati dalle staffe;
5. Getto.

Va chiesto all'ing. Neirotti come sono messe le aperture nel muro perimetrale a Ovest per posizionare in maniera più corretta i setti ed eventualmente le colonne tra un serramento e l'altro.



# 23 luglio



## Ing. Comino:

Va tenuto conto che la soluzione di annegare delle putrelle nella soletta porta con sé anche degli svantaggi, perché:

- La trave in acciaio è un elemento di discontinuità per la soletta;
- Si innescano sempre delle fessurazioni in presenza di un corpo estraneo;
- Occorre fare tantissimi fori nell'anima della trave per far passare le barre di armatura superiore e inferiore della soletta (per esempio, un foro superiore e uno inferiore ogni 20 cm, se va bene);
- Le barre da posizionare all'interno dei fori sono molto scomode da posare;
- In una soletta da 20 cm ci va al massimo un HEB 200, che ha rigidità nettamente inferiore a quella della soletta piena, dunque il suo contributo è ridotto.

Si sono eliminate, in AutoCAD, le colonne e i setti in eccesso, e si sono migliorate le posizioni e le dimensioni dei setti rimanenti.

Non si è ancora parlato con l'ing. Neirotti per i setti e le colonne perimetrali della soletta Sud-Ovest.

Si apportano le modifiche anche nel modello DOLMEN con setti modellati con elementi shell.

Si sono apportate le correzioni anche su DOLMEN, relativamente al solaio di interesse (piastra Sud-Ovest del 1° piano).

Sono stati sistemati tutti i gusci dei setti, sia i setti del muro perimetrale che i setti del vano scala.

Inizio modellazione della piastra tramite gusci quadrati di lato poco maggiore a 60 cm al centro, che diventano triangolari al bordo in corrispondenza dei nodi dei setti e delle colonne.





Modifica disposizione dei setti coerentemente con i nuovi disegni dell'ingegner Neirotti, sia in AutoCAD che in DOLMEN.

Si sono scaricati *file utili* per AutoCAD, quali:

- AT13.ctb, lo stile di stampa dello studio in cui è associato ad ogni colore uno spessore;
- Stile quote e stile testi da utilizzare a seconda della stampa voluta (più la scala è elevata, più lo stile ha un carattere grande);
- Testalini (ovvero cartigli, comprensivi dei segni di piegatura).

Si sono assegnati a tutti i nodi del piano terra un **incastro** come vincolo alla base delle aste e dei gusci dei setti in elevazione.

Si è assegnato il solo peso proprio come carico agli elementi shell dei setti e della piastra e agli elementi beam delle colonne. Si è fatto girare il programma. Studio dei risultati.

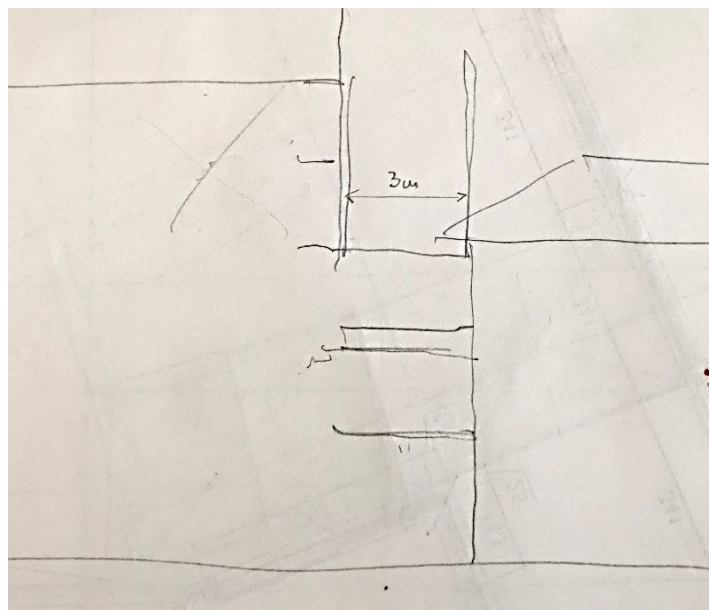
Ripasso rapido della *Teoria delle piastre*.

Videochiamata con prof. Mentrasti.

# 27 luglio



Indicazioni ingegner Neirotti: dal 3° piano in poi, vi è un arretramento di circa 3 metri del filo esterno in direzione Sud (era più o meno già stato detto). Questo è dovuto all'ingombro della gronda dell'edificio adiacente.



L'architetto Reghenaz sostiene, però, che l'arretramento deve essere di 5 metri, perché nel Regolamento Edilizio è riportato che un edificio di nuova costruzione deve essere adiacente oppure arretrato di 5 metri rispetto al filo di un edificio esistente. L'ingegner Neirotti, d'altro canto, sostiene che se il nuovo edificio si sviluppa adiacentemente ad uno esistente fino all'ultimo solaio di quest'ultimo, allora l'arretramento (che permette al nuovo edificio di svilupparsi ancora di più in altezza) può essere anche minore di 5 metri.

Assegnazione dei carichi permanenti non strutturali (G2) e variabili (Q) ai gusci della piastra (in DOLMEN).

L'ing. Neirotti risponde alle domande del prof. Mentrasti:

1. Per avere il Nord in alto, occorre ruotare la pianta dell'edificio disegnata in AutoCAD di 90° in senso antiorario;

2. Il motivo principale per cui la struttura è così articolata è per non avere il classico fabbricato monoblocco e dare un po' di dinamicità al contesto. L'obiettivo è quindi quello di creare un punto di attrazione per il luogo in cui l'edificio sorge. Il solaio *sospeso* del 2° piano è il principale punto di attrazione: le persone che provengono da Via Tiziano iniziano a vedere gradualmente gli alberi che sorgono adiacenti alla facciata. Vi è un albero su Via Tiziano, uno su Via Chiabrera e uno nello spigolo. Gli alberi e il verde continuano estendendosi, a piano terra, al di sotto del solaio del 2° piano, attraversando il corridoio tra i due solai separati del 1° piano, congiungendosi con il cortile interno. Ecco spiegato il motivo per cui i due solai del 1° piano sono separati. Gli alberi e il verde si sviluppano, quindi, al livello del piano pilotis, e sorgono un po' in piena terra (al di fuori dello spazio dedicato ai parcheggi), un po' su terreno di riporto al di sopra del solettone del piano terra (sopra ai parcheggi);
3. Garage: il committente ha fatto richiesta per non avere posti auto, ma box. La differenza tra i due è che tra i posti auto non ci sono separazioni, mentre i box devono essere separati e chiudibili con una serranda. La soluzione a box si può realizzare o con setti in c.a., aventi anche funzione portante, oppure con setti e pilastri a blocchetti (separati, non continui) e tamponatura. Come soluzione si è scelta quella dei setti in c.a., che possono *accogliere* anche i setti e i pilastri in elevazione;
4. Per la disposizione dei setti e dei pilastri deve comandare il piano tipo superiore. In funzione di quello avviene la disposizione degli elementi portanti del piano arretrato, poi quelli del piano pilotis (che non ha particolari esigenze, deve solo far da collegamento tra piani tipo e autorimesse);
5. L'angolo di orientamento degli alloggi è dovuto a una scelta progettuale. Dapprima si calcola il lato maggiore del fabbricato, tramite il seguente calcolo: 40.90 m (lato maggiore lotto) – 5 m (rampa carrabile per scendere ai garage del piano interrato) = 35.90 m. Si prende poi una distanza in direzione ortogonale al lato adiacente a Via Tiziano di 13.80 m, più o meno pari a metà del lato minore del fabbricato:  $28.22 / 2 = 14.11$  m. Si ha quindi un triangolo di lati 35.90 m e 13.80 m, di cui si può calcolare la tangente dell'angolo acuto e quindi lo stesso angolo:

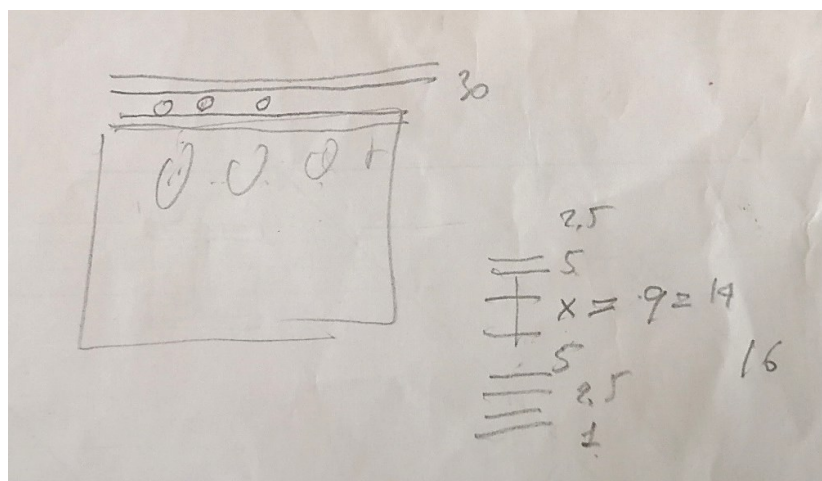
$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{13.80}{35.90} = 0.3844 \rightarrow \alpha = 21.0268^\circ;$$

6. Gli alloggi sono inclinati principalmente per avere una migliore vista sul Po e sulla collina, evitando la villa ad Est che ostruisce la vista per i piani inferiori. L'altro motivo è l'esposizione a Sud, quindi il maggior apporto di luce;
7. Sistema di riscaldamento: in passato l'impiantistica era organizzata per fornire un riscaldamento fisso unico per tutto il condominio, per far mantenere i 20°C in continuazione per tutti gli ambienti in pianta e in elevazione, con una conseguente grossa dispersione di energia. Oggi invece si prevede che l'impiantistica abbia la possibilità di dare il caldo e il freddo per i singoli alloggi secondo le esigenze di chi vi abita; questo porta a vantaggi energetici, minor inquinamento e minor spreco. L'impiantistica (oggi) ha delle coibentazioni per garantire ciò. Un caso che può avvenire, ad esempio per un alloggio confinato superiormente e inferiormente da altri alloggi, è che gli inquilini degli alloggi confinanti vadano in vacanza, impostando la temperatura dei propri appartamenti al minimo (10°C, temperatura alla quale non si può scendere per non incappare in ghiaccio nelle tubature ecc.). Allora l'alloggio in questione si verrebbe a trovare tra due alloggi a temperatura 10°C: bisogna fornire i



20°C all'alloggio considerando le perdite di calore sopra e sotto. È quindi anche importante isolare bene a livello termico i vari appartamenti in elevazione;

8. I solai, nel complesso, hanno spessore 70 cm = 25 cm (pavimentazione e massetto) + 20 cm (soletta piena) + 25 cm (controsoffitto per VMC, che ha tubazioni di circa 12 cm di diametro). Questi spazi sono indispensabili per fare un'edilizia di questo genere; se io dovessi fare una casa popolare potrei anche ridurre i 70 cm a 40 cm, per esempio. L'impiantistica e il risparmio energetico sono tali per cui i 25 cm superiori sono necessari. Si pensa di far alloggiare i pannelli radianti nei 25 cm superiori, piuttosto che nei 25 cm di controsoffitto, come invece si sta facendo per il progetto Alpi. L'impiantistica ha delle coibentazioni (vedi sopra);
9. Coibente (termico) da 15 cm della parete esterna: *EPS* (polistirene espanso estruso) per le parti continue della parete e *Stiferite* dove è necessario ridurre lo spessore dello strato di coibente;
10. Isolamento termico: per quello che si è detto precedentemente, oltre all'isolamento termico sulle pareti perimetrali garantito dall'*EPS*, è anche necessario uno strato di isolante a soffitto, e parzialmente a pavimento, consistente in una lana minerale da 80 kg/m<sup>3</sup> (in realtà è preferibile realizzare uno strato di isolante termico calpestabile, di spessore 5 cm, avente peso specifico di circa 40 kg/m<sup>3</sup>). L'isolamento garantito è pressoché termico, per ottenere quello acustico bisogna aggiungere uno strato di altro materiale (l'ingegner Comino suggerisce un tappetino di gomma dallo spessore di circa 1 cm);
11. Per l'isolamento acustico delle pareti verticali si utilizza una lana di roccia da 20-25 kg/m<sup>3</sup>, per uno spessore di circa 5 cm entro cui posizionare tubazioni e cavi. Per il solaio non è conveniente questa soluzione, sia per lo spessore richiesto, sia perché la lana di roccia è molto compressibile (andrebbe posata nel controsoffitto più che a pavimento), e sia per le difficoltà di posa in opera;
12. Per le pareti che devono alloggiare tubi di scarico sono necessarie delle pareti di spessore maggiore, ad esempio da 30 cm.



Nello spessore  $x$  del disegno verranno alloggiate le tubazioni di scarico;

13. L'armatura della soletta sarà posta prevalentemente nelle direzioni X e Y, nella direzione inclinata di 20° e in quella ad essa ortogonale. Le sovrapposizioni fra le



diverse orditure di barre avverranno nelle zone centrali, dove oltretutto ci saranno le sollecitazioni maggiori (se metto più barre sono più tranquillo);

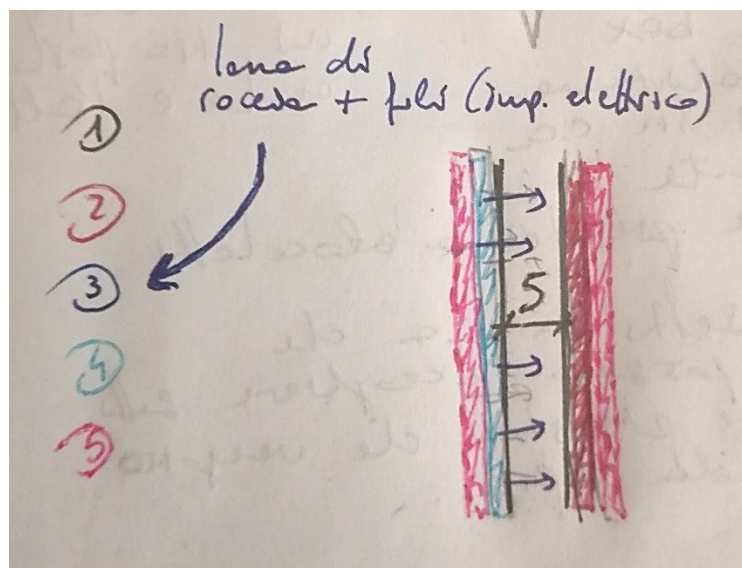
14. Controparete in cartongesso, al suo interno si inserisce la lana di roccia.

Per le pareti *esterne*, quali quelle perimetrali, quelle tra 2 alloggi e quelle tra alloggio e vano scala, il procedimento costruttivo è il seguente:

- a. Tracciamento;
- b. Posa della struttura metallica a C da 5 cm;
- c. Posa della lana di roccia (coibentazione);
- d. Posa delle tubazioni (se presenti) e degli impianti (soprattutto elettrici);
- e. Tamponamento con la 1° lastra di cartongesso;
- f. Chiusura con la 2° lastra di cartongesso aderente alla prima.

Per le pareti *interne*, ovvero divisorie all'interno degli alloggi, il procedimento costruttivo è il seguente:

- a. Tracciamento;
- b. Posa della struttura metallica a C da 5 cm;
- c. Posa di una lastra nel verso *interno*;
- d. Posa della lana di roccia (coibentazione);
- e. Passaggio impiantistica - posa dei fili (impianti elettrici);
- f. Posa di una lastra nel verso *esterno*;
- g. Posa delle lastre a finire, aderenti a quelle già posate.



Analisi dei carichi più precisa per i 25 cm sopra la soletta, studio delle sollecitazioni flettenti allo SLU e prova di *svincolo* tra gusci-piastra e gusci-setto del vano scala/ascensori.

Analisi dei carichi per i 25 cm sopra la soletta:

- Pavimento – 2 cm:  
0.5 kN/m<sup>2</sup>;
- Massetto non alleggerito entro cui saranno annegati i tubi (serpentine) per il riscaldamento a pavimento (ricoprimento dell'impianto radiante) – 8 cm:  
 $0.08 \cdot 23.5 \text{ kN/m}^3 = 1.88 \text{ kN/m}^2$ ;

- Coibente radiante, ovvero un pannellino che serve per posare i pannelli radianti (serpentine) – 2 cm:  
 $0.02 \cdot 0.4 \text{ kN/m}^3 = 0.008 \text{ kN/m}^2$ ;
- Isolante – 5 cm:  
 $0.05 \cdot 0.4 \text{ kN/m}^3 = 0.02 \text{ kN/m}^2$ ;
- Massetto alleggerito a copertura degli impianti termici e sanitari – 8 cm:  
 $0.08 \cdot 13 \text{ kN/m}^3 = 1.04 \text{ kN/m}^2$  (da 13 si può scendere anche a 11  $\text{kN/m}^3$ , ma si tratterebbe di un massetto veramente MOLTO alleggerito).

**TOT: 25 cm – 3.448 kN/m<sup>2</sup>**

A questo peso si deve aggiungere il carico delle tramezzature divisorie interne agli alloggi (G2 non compiutamente definito), il carico del controsoffitto con il peso del sistema di ventilazione VMC e il carico variabile di affollamento per gli alloggi.

Domani va fatto un modello con *tutti incastri* tra soletta e setti e un modello con *svincoli* tra soletta e setti. Va fatto poi un calcolo di massima con il *metodo delle strisce* di una piastra rettangolare, soggetta agli stessi carichi verticali, incernierata su tutto il perimetro.

# 28 luglio



Calcolo, tramite il *metodo delle strisce*, di una piastra rettangolare 7.30 m x 6.80 m incernierata sul perimetro e caricata con gli stessi carichi verticali di progetto, amplificati con i coefficienti di sicurezza allo SLU.

piastra incernierata  $\leftrightarrow$  piastra appoggiata  
 una caricata con  
 soli carichi verticali

28/07

$L_x = 6,80$   
 $L_y = 7,30$   
 $s = 20\text{cm} = 0,2\text{m}$

**SLU**

$p = 1,3 \cdot G_1 + 1,5 \cdot G_2 + 1,5 \cdot Q_A$   
 $G_1 = 25 \frac{\text{KN}}{\text{m}^3} \cdot 0,20\text{m} = 5 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$   
 $G_2 = 4,65 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$   
 $Q_A = 2 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$\Rightarrow p = 1,3 \cdot 5 + 1,5 \cdot 4,65 + 1,5 \cdot 2 = 16,475$

$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{EJ}$

$f_y = \frac{5}{384} \frac{q_y \cdot L_y^4}{EJ} = \frac{5}{384} \frac{(p_y \cdot b_y) \cdot L_y^4}{E \cdot b_y \cdot s^3} = \frac{5}{384} \frac{p_y \cdot L_y^4}{E \cdot \frac{s^3}{12}}$

$f_x = \frac{5}{384} \frac{q_x \cdot L_x^4}{EJ} = [\dots]$

$= \frac{5}{384} \frac{p_x \cdot L_x^4}{E \cdot \frac{s^3}{12}}$

$L_x = 6,80\text{m}$   
 $L_y = 7,30\text{m}$   
 $s = 20\text{cm} = 0,2\text{m}$

$\begin{cases} f_x = f_y \\ p_x + p_y = p \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{5}{384} \frac{p_x \cdot L_x^4}{E \cdot \frac{s^3}{12}} = \frac{5}{384} \frac{p_y \cdot L_y^4}{E \cdot \frac{s^3}{12}} \\ p_x + p_y = p \end{cases} \Rightarrow p_x \cdot L_x^4 = p_y \cdot L_y^4$

$p_x = p - p_y \Rightarrow (p - p_y) L_x^4 = p_y \cdot L_y^4$

$p L_x^4 - p_y L_x^4 = p_y L_y^4$

$p_y (L_x^4 + L_y^4) = p L_x^4 \Rightarrow p_y = \frac{p L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} =$

$= \frac{16,475 \cdot 6,80^4}{6,80^4 + 7,30^4} = 6,032 \text{ KN/m}^2$

$p_x = p - p_y = 16,475 - 6,032 = 10,443 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}$

$w_{x, \text{max}} = \frac{p_x \cdot L_x^2}{8} = 60,36 \text{ KNm/m}$

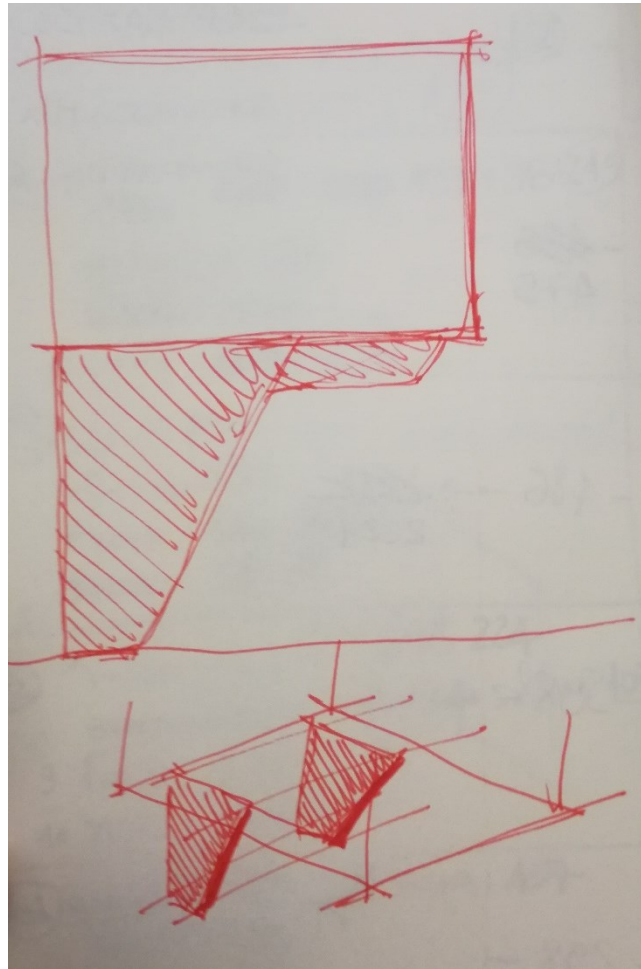
$w_{y, \text{max}} = \frac{p_y \cdot L_y^2}{8} = 20,18 \text{ KNm/m}$

Le travi in x, + corte,  
 sono + riposte, quindi  
 si prendono + carico!  
 OK

$M_x, \text{mezz} = 60.36 \text{ kNm/m}$  (travi corte);       $M_y, \text{mezz} = 40.18 \text{ kNm/m}$  (travi lunghe).

I valori massimi sono molto superiori a quelli restituiti dal programma di calcolo, che arrivano fino a  $20 \text{ kNm/m}$ .

Idea dell'architetto Reghenaz per il sostegno del solaio sospeso del 2° piano: 2 setti a sezione variabile in altezza (sezione minore alla base, maggiore in sommità), di spessore adeguato, che non ostruiscano il passaggio tra i due solai del 1° piano e restituiscano l'idea dello sbalzo. Si possono aggiungere eventualmente delle travi in sommità dei setti per garantire l'appoggio del solaio e sostenere i pilastri posti agli angoli e nella mediana del lato che affaccia sulla strada.



Ing. Comino sull'idea dell'arch. Reghenaz:

- I setti di sostegno del solaio sospeso dovranno avere spessore di almeno  $30 \text{ cm}$ ;
- Tali setti non possono essere in falso rispetto a quelli del piano interrato (a meno che non si trovino in cantina, allora possono arrivare fino in fondazione). In caso si può modificare la disposizione dei garage.
- Occorre aumentare di molto lo spessore della soletta sospesa (arrivando almeno a  $50 \text{ cm}$ ), oppure inserire delle travi calate (così come proposto dall'architetto), ordinate secondo i setti, per assorbire i carichi puntuali scaricati dai pilastri che partono dal solaio del 2° piano (in questo modo, teoricamente, si dovrà aumentare di meno lo spessore della soletta). Non c'è bisogno di ordire le travi anche nell'altra direzione.



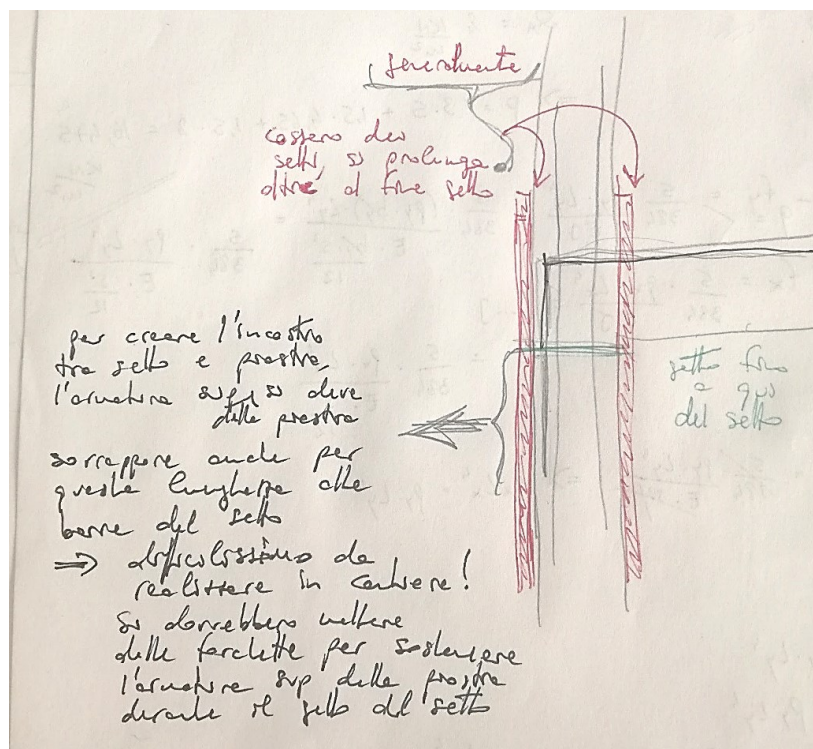
L'ing. Neirotti ha bocciato l'idea dell'arch. Reghenaz.

I tubolari di sostegno del solaio del 2° piano sono di 30 cm di diametro, non di 20 cm. Inoltre è stata modificata la posizione della base dei tubolari d'angolo. Le modifiche sono state apportate al file AutoCAD.

#### Ing. Comino a proposito del solaio modellato in DOLMEN:

- Prova di calcolo delle sollecitazioni con piastra svincolata dai setti della scala (collegamento a cerniera): i risultati sono poco soddisfacenti, i momenti flettenti in mezzeria sono ancora troppo bassi (20 kNm/m), mentre sono alti i momenti negativi in corrispondenza degli incastri con gli altri setti e dell'appoggio sulla colonna (-25 kNm/m);
- Si nota che, seppur si sono svincolati i setti del vano scala con la piastra di piano, per effetto della geometria (setti inclinati rispetto all'asse Y), un po' di effetto incastro si ha ugualmente;
- Per creare il collegamento a cerniera tra setti e piastra, si sono stirati in direzione -Z (verso il basso) i gusci dei setti per una lunghezza di 5 cm. Si sono quindi introdotti degli elementi *beam* di dimensioni "20 cm x largh gusci dei setti" con funzione di collegamento tra i nodi dei gusci-setto e i nodi dei gusci-piastra. Si sono quindi svincolati a momento in Y e a momento in Z i nodi di estremità superiore di questi elementi, ovvero i nodi in comune con i gusci della piastra (inferiormente, ovvero con i nodi dei gusci-setto, si ha l'incastro). Così facendo si è creato un **collegamento a cerniera** tra piastra e setti della scala;
- Per fare una prova, si è eliminata la colonna centrale di sostegno della piastra, ma solo tra 1° e 2° piano (per avere un confronto con la piastra sottostante). Avvio analisi. I risultati ora sono più comprensibili, con valori molto elevati del momento flettente in direzione Y. Infatti, poiché le "travi" ordite in Y sono più corte di quelle ordite in X, si prendono un momento  $M_Y$  superiore rispetto al momento  $M_X$  che sollecita le "travi" ad esse ortogonali:  $M_{Y,Max}$  è pari all'incirca a 40 kNm/m, mentre  $M_{X,Max}$  è pari all'incirca a 22.5 kNm/m, sempre nella zona di mezzeria della piastra;
- Si è notato, quindi, sia che la colonna centrale è fondamentale per il sostegno della piastra (soprattutto per i momenti in Y), sia che i bassi valori dei momenti positivi in mezzeria sono dovuti agli incastri con i setti, nei quali si ha un momento negativo importante che *scarica* la piastra in mezzeria (il momento, in questo modo, si distribuisce in maniera diversa rispetto a una piastra appoggiata);
- **In cantiere è difficile creare un perfetto incastro tra setto e piastra di piano.** Per creare l'incastro si deve piegare l'armatura superiore della piastra per poi estenderla verticalmente per un'adeguata lunghezza di sovrapposizione con le barre verticali dei setti. La lunghezza di sovrapposizione richiesta è molto elevata: si richiede di sovrapporre al di sotto della quota di fine getto del setto. Questo significa che le barre piegate della piastra dovrebbero essere presenti sin dall'inizio del getto del setto: questo è molto difficile e dispendioso da realizzare in cantiere, si dovrebbero mettere delle forchette per sistemare e fissare l'armatura piegata della piastra durante il getto dei setti. Oltretutto, generalmente, i casseri dei setti continuano al di sopra della quota di fine getto, quindi anche far passare l'armatura della piastra attraverso i casseri dei setti richiede appositi fori.





Se non sono costretto a creare un perfetto incastro tra setti e piastra, le normali fasi realizzative sono le seguenti:

- Casseratura per il getto del setto;
  - Disposizione dell'armatura del setto, con le barre che arrivano oltre la quota di fine getto per la ripresa dell'armatura del setto superiore;
  - Getto del setto;
  - Rimozione della casseratura dopo aver raggiunto un certo indurimento del calcestruzzo (periodo di tempo definito dalla normativa);
  - Casseratura per il getto della piastra;
  - Disposizione dell'armatura della piastra;
  - Getto della piastra.
- Con le fasi di realizzazione classiche è difficile realizzare un incastro perfetto tra setti e piastra; il collegamento è meglio assimilabile a una cerniera;
  - Considerare una cerniera perfetta piuttosto che un incastro porterebbe a sottostimare il momento negativo che verrebbe a manifestarsi in quelle zone. D'altro canto, però, la fessurazione per momento negativo è meno problematica rispetto a una fessurazione per momento positivo. Sopra la soletta vi sono i massetti che coprono eventuali fessure dovute a *momento negativo*, mentre invece fessure dovute a *momento positivo* sono più problematiche da gestire e risolvere. Per questo motivo, è sempre meglio mettere più armatura inferiore in mezzera della piastra piuttosto che superiore nelle zone di incastro con i setti (l'incastro, effettivamente, verrà realizzato?). D'altro canto, per le travi continue, ma anche per quelle incastrate, si considera sempre una certa redistribuzione del momento negativo in campata, che porta di conseguenza ad un incremento del momento positivo sollecitante (di progetto) in mezzera.

Si sono svincolati *a momento* i gusci-piastra dai gusci-setto, così come mostrato dall'ingegner Comino.

Analisi avviata. I valori sono più elevati ma comunque contenuti; importanza fondamentale della colonna centrale nei confronti delle sollecitazioni sulla piastra (il momento negativo in corrispondenza della colonna *scarica* il momento positivo in mezzera della piastra – schema riconducibile a trave continua su 3 appoggi). La colonna centrale, però, sarà molto sollecitata a compressione, avrà una reazione verticale molto elevata (la sezione prevista per la colonna è un'HEB 200, sarà sufficiente? Problema di instabilità (asta snella)? Bisognerà valutarlo).

Videochiamata di aggiornamento con prof. Mentrasti.

# 29 luglio



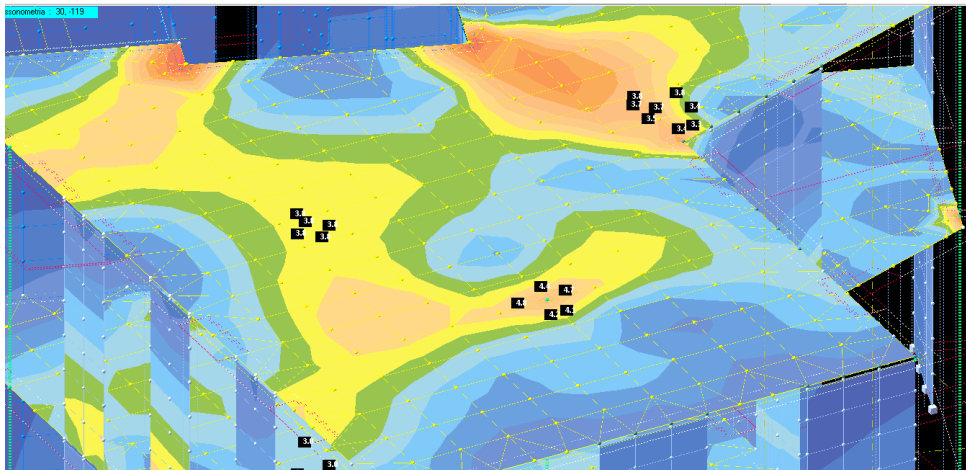
Al modello DOLMEN con svincoli piastra – setti si sono aggiunti i pesi propri agli elementi *beam* inseriti al fine di applicare gli svincoli. In questo modo si cerca di *tamponare* i 5 cm di peso proprio di setto che, in caso contrario, verrebbero a mancare (5 cm è la lunghezza degli elementi beam aggiunti a seguito di un accorciamento dei gusci terminali dei setti a ciascun piano). Si è avviata nuovamente l'analisi. I risultati non cambiano o cambiano di poco.

Prof. Mentrasti (con anche le osservazioni della precedente videochiamata rimaste in stand-by):

- Fondazioni / piano interrato: dalle risposte dell'ing. Neirotti si è capito che la conformazione delle autorimesse (disposizione dei setti interrati) è più o meno quella, ma che si può adattare in funzione degli elementi verticali posizionati con riferimento al piano tipo (che *comanda*);
- Problema dei pilastri e dei setti in falso;
- Definizione dei setti. Valutazione della possibilità, da un punto di vista sismico, di inserimento di travi di collegamento a livello di piano per accoppiare i setti (si passa da un sistema a pareti singole a un sistema a pareti accoppiate, con un contributo ulteriore di momento resistente allo SLU nei confronti del sisma dato dalla coppia degli sforzi normali alla base delle pareti accoppiate);
- Setti del vano scala e del nucleo ascensori: sono i setti del nucleo ascensori che contano di più, inoltre sono ben centrati, ben posizionati. Potrei anche pensare di invertire scala e ascensori con i relativi setti, dovrebbe cambiare poco da un punto di vista di comportamento sismico. I setti del vano scala sono tutti necessari? Potrei pensare di toglierne qualcuno e mettere al suo posto una tamponatura;
- Coibentazione termica verticale: 15 cm di EPS, oppure Stiferite nelle parti meno spesse;
- Coibentazione termica orizzontale, sopra la soletta. Come mai sono necessari 25 cm di spessore totale sopra la soletta? Massetto non alleggerito per coprire la serpentina del riscaldamento a pavimento: non si può diminuire questo spessore? Perché, oltre al massetto non alleggerito, ci sono 8 cm di massetto alleggerito per coprire gli impianti termici (il riscaldamento non era già presente sopra)? Informarsi anche su Internet. Come isolante termico l'ing. Neirotti ha menzionato la *lana minerale*, che però

dovrebbe essere protetta in qualche modo, per evitare la dispersione di fibre nell'ambiente: come viene posta in opera?

- Isolamento acustico orizzontale: si potrebbero utilizzare dei fogli di polietilene che arrivano in cantiere già pronti (fogli di *schiuma di polietilene espanso morbido*). L'ingegner Neirotti e l'architetto Reghenaz hanno menzionato la *lana di roccia* per l'isolamento acustico a livello di solaio: anche qui, se posizionata nel controsoffitto (sotto la soletta), potrebbero sorgere problemi ambientali e di salute per gli operai a causa della possibile dispersione di fibre nell'ambiente (a meno che non arrivi in cantiere già trattata – *pannelli di lana di roccia*); però, se posizionata sopra la soletta, potrebbero sorgere invece dei problemi dovuti all'elevata compressibilità del materiale. Come viene posta in opera?
- Come avviene il getto della piastra? Ci si ferma al filo interno del setto oppure si getta anche una parte di setto (arrivando al filo esterno)? È possibile gettare la soletta e metà setto? A livello sismico sarebbe ideale (sovrapposizione delle barre d'armatura in mezzera, dove si hanno valori del momento flettente pressoché nulli);
- Sollecitazioni sulla piastra:
  - a. La colonna isolata fa diminuire di molto il momento positivo in campata, ma si prende una forza assiale elevatissima (parliamo di circa 300 kN ad ogni piano);
  - b. Vi è una rigidità estrema tra lo spigolo del setto del vano scala e lo spigolo del setto sulla parete opposta (la luce tra i due setti è molto bassa); ciò è confermato dalla distribuzione delle tensioni secondo Von Mises, che presenta i valori più elevati in quella zona;



- c. Vi sono due campiture deboli:
  - i. Quella tra la colonna più a Est e i setti del vano scala, debole nei confronti del momento  $M_y$ ;
  - ii. Quella tra la colonna centrale e i setti del vano scala, nei confronti del momento  $M_x$ ;
- d. Problema del punzonamento della colonna. Grazie alla piastra di appoggio in acciaio, la superficie di scorrimento aumenta con una conseguente diminuzione della  $\tau$ . Si è condotta a proposito una verifica speditiva a punzonamento della colonna in questione:

Colonna centrale per la porzione di soletta modellata (direzione S-W)		
N max =	320 kN 320000 N	(N in sommità della colonna a sostegno della piastra più alta, che è per ora quella del secondo piano)
sup1 =	400 cm <sup>2</sup> 40000 mm <sup>2</sup>	(20x20)
τ1 =	8 N/mm <sup>2</sup>	
sup2 =	1600 cm <sup>2</sup> 160000 mm <sup>2</sup>	(40x40, ipotizzando una dimensione maggiore della colonna oppure il perimetro della piastra d'appoggio)
τ1 =	2 N/mm <sup>2</sup>	
v =	0.5	coefficiente di efficienza del calcestruzzo
fcd =	14.11 N/mm <sup>2</sup>	C25/30
VRd,max =	3.5275 N/mm <sup>2</sup>	valore di progetto del massimo taglio-punzonamento resistente lungo la sezione di verifica u0 (perimetro del pilastro)
La verifica sul perimetro della colonna non è soddisfatta per una colonna 20x20		

e. Considerando una sezione di piastra di larghezza 1 metro, i valori massimi dei momenti in campata valgono:

- i.  $M_y = 29.2 \text{ N/mm}^2$ , che può essere *portato* da una sezione armata con  $\phi 12/20''$  in direzione Y;
- ii.  $M_x = 26.1 \text{ N/mm}^2$ , che può essere *portato* da una sezione armata con  $\phi 12/25''$  in direzione X.

- L'attacco piastra-setto del vano scala è un punto critico che va studiato accuratamente;
- Non è la stessa cosa modellare la piastra come un grigliato di travi: la piastra ha una caratteristica importante che è il momento TORCENTE, cosa che non si riesce a cogliere con un grigliato di travi. Infatti le travi hanno una rigidezza molto inferiore a quella della piastra, per cui anche se i torcenti nascono (la flessione delle travi ordite in X, ad esempio, si traduce in torcente per le travi ordite in Y) sono comunque MOLTO inferiori ai torcenti che nascono in una piastra vera e propria (vedere, a tal proposito, immagini sul *Belluzzi*).

#### Ing. Stentella:

- Una volta scelta e inserita l'armatura su tutta la piastra, vanno condotte le seguenti verifiche allo SLU:
  - SLU a flessione
  - SLU a taglio
  - SLU a punzonamento (EC 2)
- Condotte le verifiche allo SLU, vanno condotte quelle allo SLE, che sono molto importanti perché potrebbero essere più restrittive nei confronti dell'armatura:
  - SLE per le Tensioni Eccessive (T.E.):
    - lato calcestruzzo:
      - combinazione rara (SLE irreversibili)
      - combinazione frequente (SLE reversibili)
      - combinazione quasi permanente (effetti a lungo termine)
    - lato acciaio:



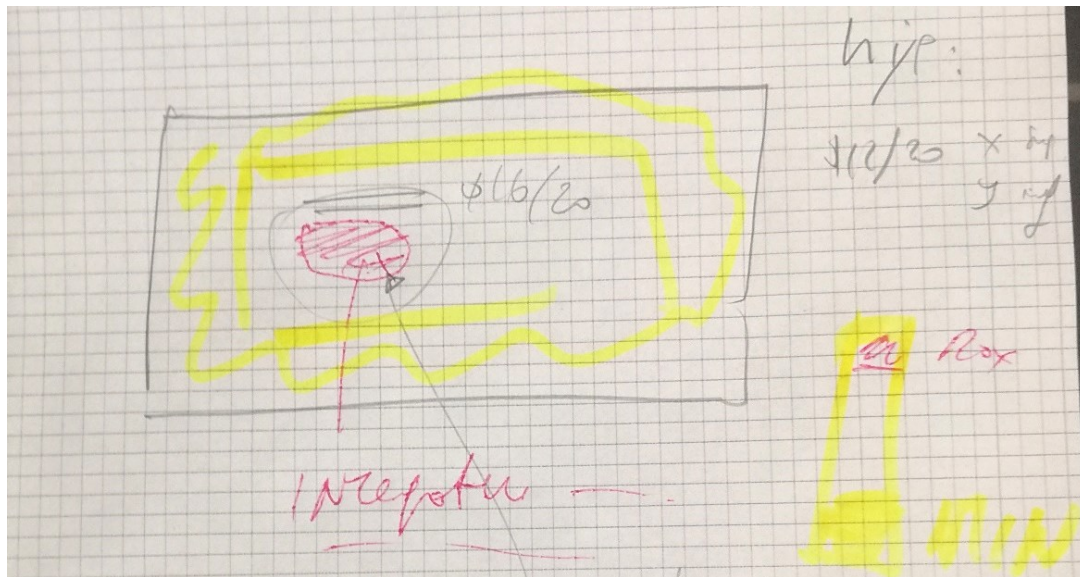
- combinazione rara (SLE irreversibili)
  - SLE per le Fessure:
    - combinazione frequente
    - combinazione quasi permanente
- Per le verifiche allo SLE occorre preparare in DOLMEN, sin da ora, le seguenti combinazioni di analisi strutturale:
  - Combinazione rara
  - Combinazione quasi permanente
  - Combinazione frequente

Queste 3 combinazioni saranno utilizzate, in futuro, per le verifiche allo SLE per le Fessure e per le Tensioni Eccessive;

- In prossimità della colonna, come fatto per i setti perimetrali, sarebbe opportuno infittire la mesh per cogliere meglio il comportamento a flessione nell'intorno del pilastro (dove si ha momento negativo);
- Il copriferro minimo è funzione della classe di esposizione. Per ora si è ipotizzato un copriferro di 3 cm per le barre longitudinali più esterne (copriferro inteso effettivamente come distanza dal lembo di calcestruzzo fino al bordo delle barre, non fino al loro baricentro). Poiché l'orditura è doppia, una in X e una in Y, il copriferro medio è pari a  $3\text{cm} + 1.2\text{cm}$  (diametro delle barre nell'orditura più esterna) = 4.2cm. Per ora,  $c = 3\text{ cm}$  è solo un'ipotesi: il copriferro minimo deve essere ben valutato in funzione di dove sorge l'edificio;
- Come larghezza della sezione di piastra da armare conviene prendere 1 metro, poiché le sollecitazioni di flessione sono date in kNm/m; moltiplicando per 1 metro si ottiene lo stesso valore ma con l'unità di misura propria del momento, ovvero kNm;
- Un modo per verificare allo SLU l'armatura longitudinale è ipotizzarla a priori, inserirla nella sezione e valutare se le tensioni siano accettabili e se il momento sollecitante risulti minore di quello ultimo che può offrire la sezione. La verifica deve essere condotta sia nelle zone a momento positivo che nelle zone a momento negativo, sia in X che in Y. Attenzione perché non è detto che, nella stessa sezione, l'armatura superiore debba essere uguale a quella inferiore;
- Metodo 2: Valutare l'armatura minima in zona tesa (si prende a riferimento l'armatura minima prevista per le travi, poiché non esiste in normativa un'armatura minima per le solette):

$$A_{s,min} = 1.3\% A_c$$

Immaginiamo che da questo calcolo risulti un'armatura  $\phi 12/20''$ . C'è un modo per dare l'armatura al programma e farsi restituire una mappatura *colorata* delle tensioni ortogonali distribuite nella sezione. Dove compare il colore rosso serve più armatura:



- A livello di modellazione della piastra, si potrebbero inserire degli elementi shell in corrispondenza degli spigoli dei setti del vano scala/ascensori con la proprietà di *non prendere momento*: in tal modo, se si volesse fare una verifica complessiva della piastra (esiste una modalità specifica nel programma), questa risulti soddisfatta al netto di quelle zone. Queste zone, infatti, sono zone di singolarità, dove la sollecitazione che ne deriva dal calcolo non sarà effettivamente quella reale (i valori elevati che si registrano dal calcolo sono poco veritieri); in ogni caso queste zone saranno armate in modo adeguato;
- Modellazione in DOLMEN e sollecitazioni nella piastra già modellata: a mano a mano che si *scende* con i piani, la colonna centrale sarà sempre più caricata a compressione. Nel grafico N-M della colonna, all'aumentare di  $N_{Ed}$  diminuisce  $M_{Rd}$ , diminuisce cioè il momento resistente ultimo della colonna. Allo stesso tempo la colonna diminuisce in duttilità (aumentando di conseguenza in fragilità), diventa un vincolo sempre più rigido per la piastra, *meno cedevole*. Man mano che si *scende* ai piani più bassi, quindi, si leggeranno momenti negativi (M-) sempre più elevati in corrispondenza della colonna, mentre si leggeranno momenti positivi (M+) sempre più bassi in mezzera della piastra. Nel modello finora costruito, infatti, i valori più elevati di M+ si leggono al 2° piano, quello più in alto (per ora).

#### Ing. Comino:

- Quando viene gettata la piastra, il getto arriva fino al filo esterno del setto, *prendendo* dunque anche *un pezzo* di setto (l'estremità inferiore, la base);
- Non si può gettare *in un colpo solo* soletta e metà setto, per un discorso legato all'effetto dei *vasi comunicanti*: quando si getta la soletta, data la grande quantità di armatura presente, si utilizza spesso un calcestruzzo S4, o comunque con aggiunta di fluidificanti, per far sì che il calcestruzzo si distribuisca in maniera omogenea per tutta la soletta e per permettere al calcestruzzo stesso di autolivellarsi. Se io gettassi anche metà setto (oltre alla soletta), per effetto del peso della colonna di calcestruzzo appena gettato nel setto (per esempio, se ho un setto 150 cm x 20 cm, alto 3.40 m, gettato per metà, quindi per  $3.40 / 2 = 1.70$  m, si ha un peso di calcestruzzo alla base del setto pari a  $2400 \text{ kg/m}^3 \times 1.70 \times 0.2 \times 1.5 = 1224$  kg, ovvero 1.2 tonnellate circa) il materiale refluirebbe sotto la casseratura del setto, ovvero refluirebbe sulla piastra stessa: come

conseguenza risulterebbe aumentato il livello (e quindi lo spessore totale) della soletta e diminuita, allo stesso tempo, l'altezza della colonna di calcestruzzo appena gettata nel setto;

- Attenzione all'armatura da inserire nella sezione in c.a. in DOLMEN: se alla sezione, presa di larghezza 100 cm, vengono messi 4 ferri, il passo effettivo tra i ferri non è  $100 / 3$  (come potrebbe erroneamente sembrare da una prima osservazione grafica), ma è  $100 / 4 = 25$  cm;
- Una volta inserita l'armatura si può, oltre che visualizzare la distribuzione delle tensioni ortogonali sulla sezione in funzione del momento sollecitante, avere un confronto tra il momento ultimo ottenibile con quella configurazione (dimensioni della sezione di calcestruzzo e armatura inserita) e il momento sollecitante (c'è un pulsante *grigio* sulla destra, nella riga relativa alle sollecitazioni);
- L'armatura da inserire nel programma è:
  - In campata: l'armatura inferiore tesa che verifica il momento sollecitante positivo;
  - Agli appoggi intermedi (o comunque dove ho M-): l'armatura superiore tesa che verifica il momento sollecitante negativo.
- L'armatura da inserire, in ogni caso, deve essere maggiore di quella minima prevista. Come armatura minima si prende quella prevista per le travi in zona tesa, pari a:

$$A_{s,min} = 1.3\% A_c$$

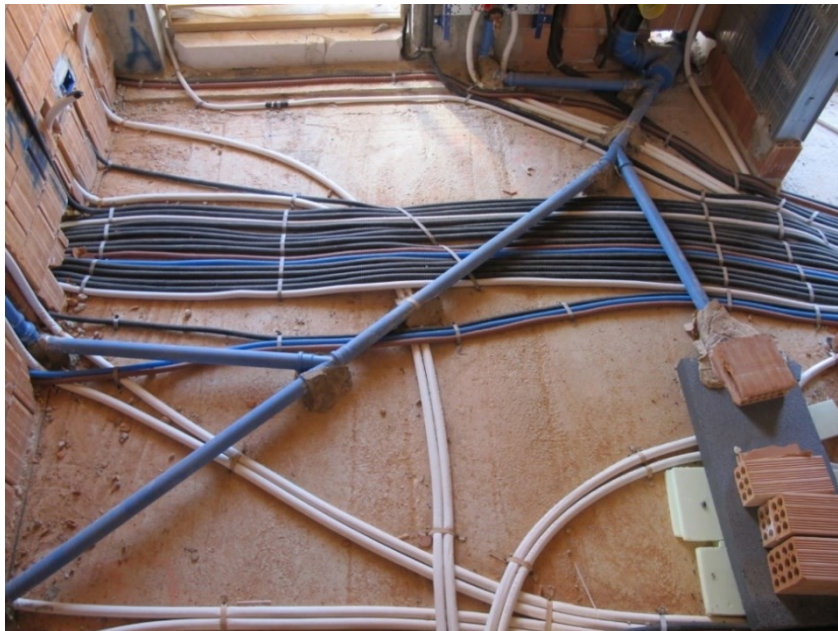
Non esiste, in normativa, un  $A_{s,min}$  per le zone tese della soletta.

È importante sottolineare che l'armatura minima si riferisce alla sola armatura tesa, non a tutta l'armatura della sezione. Di conseguenza, bisogna tener conto dei valori minimi da rispettare:

- In campata: per l'armatura inferiore;
- Agli appoggi intermedi (o comunque dove ho M-): per l'armatura superiore, che è quella di forza, ovvero quella che lavora.
- In campata qual è l'area di armatura superiore (armatura compressa) minima da prevedere? L'armatura compressa minima si valuta studiando i fenomeni di *fessurazione e ritiro* del calcestruzzo;
- ANALISI DEI CARICHI, risposte ai dubbi del prof. Mentrasti:

Pesi permanenti non strutturali del solaio tipo (G2)	h (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
Pavimentazione	2			50	0.500
Massetto non alleggerito	8	2350	23.500	188	1.880
Coibente radiante	2	40	0.400	0.8	0.008
Isolante (termico)	5	40	0.400	2	0.020
Massetto alleggerito	8	1300	13.000	104	1.040
Tramezzature divisorie interne agli alloggi				80.00	0.800
Controsoffitto (con VMC)				40	0.400
				<b>464.80</b>	<b>4.648</b>

- a. 8 cm di massetto NON alleggerito a copertura delle serpentine per il riscaldamento a pavimento: forse come spessore è un po' cautelativo. In ogni caso non si scende mai sotto i 5-6 cm di massetto continuo al di sopra del contorno esterno del tubo da coprire, questo per due motivi:
  - i. Il massetto deve avere uno spessore adeguato a poter resistere ai cambi repentini di temperatura indotti dal sistema di riscaldamento senza fessurarsi (i tubi sono attraversati da fluido caldo o freddo a seconda delle esigenze, e può passare da caldo a freddo, o viceversa, anche in modo rapido);
  - ii. Avere un massetto di spessore maggiore significa avere una massa maggiore a copertura dell'impianto di riscaldamento, quindi avere una maggiore inerzia termica: l'impianto di riscaldamento funziona meglio;
- b. 8 cm di massetto alleggerito a copertura degli impianti elettrici, sanitari (acqua calda e fredda) e scarichi: addirittura la stima potrebbe essere in difetto, ovvero potrebbero servire più cm di massetto. Per *scarichi* non vanno intesi solo quelli di bidet e water (che ovviamente sono connessi direttamente alla colonna verticale che scarica a terra), ma anche quelli dei lavandini che possono trovarsi distanti dal bagno, o comunque distanti dalle colonne di scarico verticali: per raggiungere le colonne sono necessari tubi di scarico che devono, per forza di cose, *passare* a livello di solaio. I motivi per cui sono necessari 8 cm (o anche più) di massetto alleggerito sono, anche qui, sostanzialmente due:
  - i. Le zone più problematiche sono quelle di sovrapposizione fra i tubi, che ovviamente presentano un maggiore ingombro in senso verticale;







- ii. Il massetto svolge anche funzione di coibenza termica, per cui uno spessore maggiore non può far altro che migliorare le prestazioni energetiche dell'ambiente interno;
- Isolamento termico orizzontale: si può ottenere in due modi:
  - Sopra la soletta: coibente da calpestio: è uno strato di polistirene espanso estruso, non compressibile, adatto da mettere sotto i massetti non alleggeriti;
  - Sotto la soletta: vi sono diverse tipologie:
    - Coibente *flessibile*: si incolla inizialmente alla soletta, poi lo si fissa con delle rondelle e lo si ricopre con il controsoffitto;
    - Coibente *flessibile* sostenuto direttamente dal controsoffitto;
    - Coibente *rigido*: si fissa alla soletta e ci si passa l'intonaco direttamente sopra;



- DOLMEN:
  - Occorre sistemare tutti i sistemi di riferimento locale dei gusci dei setti verticali, orientando l'asse z locale con verso positivo verso l'esterno della struttura;
  - Occorre sistemare i fili esterni dei setti, arretrando gli ingombri dei setti fino a filo della soletta; la correzione interessa più che altro l'aspetto grafico del modello perché, in ogni caso, le forze sono scambiate attraverso i nodi che non vengono spostati con questa operazione.

# 30 luglio



Si ricordano i materiali da utilizzare per la realizzazione del fabbricato:

- Acciaio per carpenteria (ipotizzando inizialmente colonne HEB 200): S275
- Calcestruzzo: C25/30

Il copriferro minimo per le solette da garantire, considerando l'ubicazione del fabbricato (classe d'esposizione XC1), è di 2.5 cm.

Va corretta la quota dell'interasse del 1° piano in DOLMEN, quota che non è a +4 m da Piano Campagna, ma è a +4.15 m:

$$4.50 \text{ m (quota di calpestio del 1° piano)} - (0.25 + 0.10) = 4.15 \text{ m}$$

25 cm è lo spessore di solaio che sta sopra la soletta, 10 cm è metà altezza della soletta.

## Ing. Stentella:

- Quando si fanno le piante della carpenteria, va segnata la quota a cui viene condotto il taglio, la sezione dalla quale scaturisce poi la pianta;
- Il 5° piano non deve essere modellato, ma viene simulato attraverso un carico distribuito di  $400 \text{ kg/m}^2$ , comprensivo degli elementi verticali e della copertura in legno. Non comprende i carichi variabili agenti in copertura.

Si è costruito, per avere un confronto, un nuovo modello DOLMEN di una piastra avente dimensioni  $6.80 \text{ m} \times 7.30 \text{ m}$ , spessore 20 cm, appoggiata su tutto il perimetro e soggetta agli stessi carichi gravanti sulla soletta tipo del fabbricato. Le dimensioni della piastra così modellata rispecchiano, in linea di massima, il campo di solaio compreso tra la colonna centrale e i setti del vano scala ( $L_x = 6.80 \text{ m}$ ;  $L_y = 7.30 \text{ m}$ ). Le sollecitazioni flessionali allo SLU sono le seguenti:

- $M_{X,Max} = 35.20 \text{ kNm/m}$  (in mezzeria);
- $M_{Y,Max} = 31.09 \text{ kNm/m}$  (in mezzeria);
- $M_{XY,Max}$  (torcente) =  $30.40 \text{ kNm/m}$  (in corrispondenza degli spigoli della piastra).

I risultati sono coerenti con la geometria della piastra, poiché in direzione X si ha luce inferiore rispetto alla direzione Y; le "travi" ordite in X, dunque, sono più rigide di quelle ordite in Y (poiché più corte), e di conseguenza si prendono una sollecitazione maggiore.

Salta subito all'occhio come i risultati del momento flettente siano molto inferiori a quelli stimati con il *metodo delle strisce* per la stessa geometria di piastra, che erano:

- $M_{X,Max} = 60.36 \text{ kNm/m}$ ;
- $M_{Y,Max} = 40.18 \text{ kNm/m}$ .

Si capisce quindi l'importanza che ha l'effetto Poisson e il momento torcente nella definizione delle sollecitazioni di flessione. Infatti, i circa 30 kNm/m che mancano per arrivare all'  $M_{X,Max}$  valutato con il metodo semplificato delle strisce (in cui non si considera né il coefficiente di Poisson né il momento torcente) li si ritrovano nel momento torcente agli spigoli della piastra.

È stata alzata la quota della piastra del 1° piano, da quota +4 metri a quota +4.15 metri. Di conseguenza anche la quota del 2° piano si è alzata di 15 cm. Si ricorda che i +4.15 metri sono la conseguenza dell'aver imposto, come quota di calpestio del 1° piano, +4.50m: a questa quota vanno tolti 25 cm di solaio al di sopra della soletta e 10 cm, pari a metà altezza della soletta:

$$4.50 - 0.25 - 0.10 = 4.15 \text{ m}$$

Le quote di calpestio dei piani superiori vengono a trovarsi, di volta in volta, a 3.40 m al di sopra della quota di calpestio del piano inferiore. Riferendosi all'interasse delle solette di piano, non cambia nulla: l'interasse della soletta di ciascun piano viene a trovarsi a 3.40 m dall'interasse della soletta del piano inferiore.

Le quote di piano sono dunque le seguenti:

- Piano Interrato: - 4.50 m (quota di calpestio?);
- Piano Terra: + 0.00 m;
- Piano 1°: + 4.15 m;
- Piano 2°: + 7.55 m;
- Piano 3°: + 10.95 m;
- Piano 4°: + 14.35 m;
- Piano 5°: + 17.75 m.

Si sono orientati tutti i sistemi di riferimento locale dei gusci dei setti, in modo da avere l'asse Z uscente dal fabbricato.

Si è iniziato a sistemare gli ingombri dei setti (e degli elementi beam aggiunti per svincolare setti e piastra) in modo tale che il filo esterno dei setti fosse a filo anche con la soletta: in poche parole, si è iniziato ad arretrare i setti perimetrali di 10 cm. Questo lavoro si è fatto, allo stato attuale, solo per 4 lati.

Ing. Comino: Una volta terminato il lavoro (puramente estetico) di arretramento dei setti a filo piastra, risulterà una struttura arretrata di 10 cm da tutti i lati. Questo però non è influente né ai fini del calcolo né ai fini del disegno dell'impalcato, perché:

- Ai fini del calcolo delle sollecitazioni importa solo la posizione dei nodi dei gusci, che non viene minimamente intaccata dall'arretramento dell'ingombro dei setti; l'importante è che i nodi, nel modello, si trovino nel piano baricentrale dei setti che verranno effettivamente realizzati in cantiere;
- L'impalcato non si *prende* da DOLMEN, ma lo si disegna in AutoCAD.

# 31 luglio



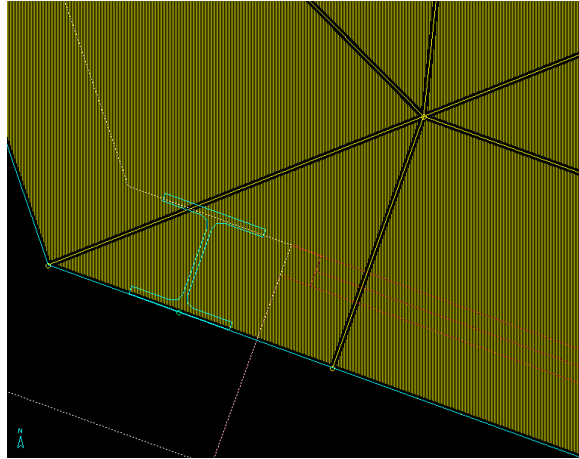
Completato il lavoro di arretramento dei setti perimetrali e del vano scala a filo della soletta del 1° e del 2° piano.

Si sono modellati i piani soprastanti fino al 5° piano, che è già arretrato rispetto al filo esterno della parete perimetrale che dà su Via Chiabrera.

Prova di meshatura della piastra di dimensioni ridotte con **meshatore automatico** – strumento di DOLMEN: deve essere prima definito il perimetro dell'impalcato, poi va scelta la dimensione del lato dei gusci. Il programma costruisce una mesh mista con quadrati e triangoli, cercando il più possibile di mantenere i lati dei gusci paralleli alle pareti di confine. Quando avviene l'incrocio con i quadrati paralleli ad altre pareti perimetrali, le forme dei gusci cambiano, diventano quadrati deformati e triangoli, via via sempre più ridotti. Il raffittimento quindi non avviene sul perimetro, dove ci sono i setti, ma nelle zone centrali della piastra. Inoltre, non sempre il meshatore automatico riesce a cogliere tutti i nodi presenti sul perimetro dell'impalcato, in corrispondenza dei quali bisogna quindi adattare a mano la mesh.



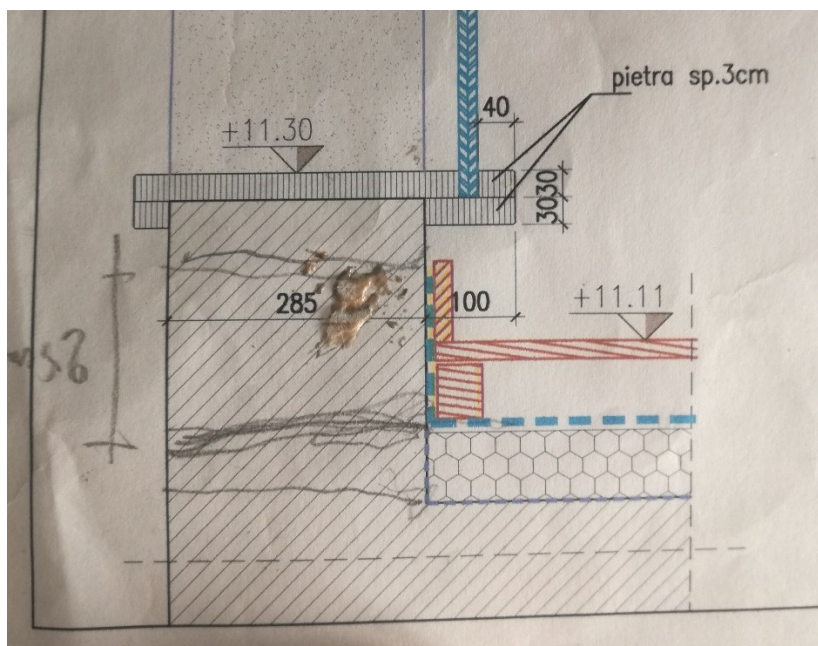


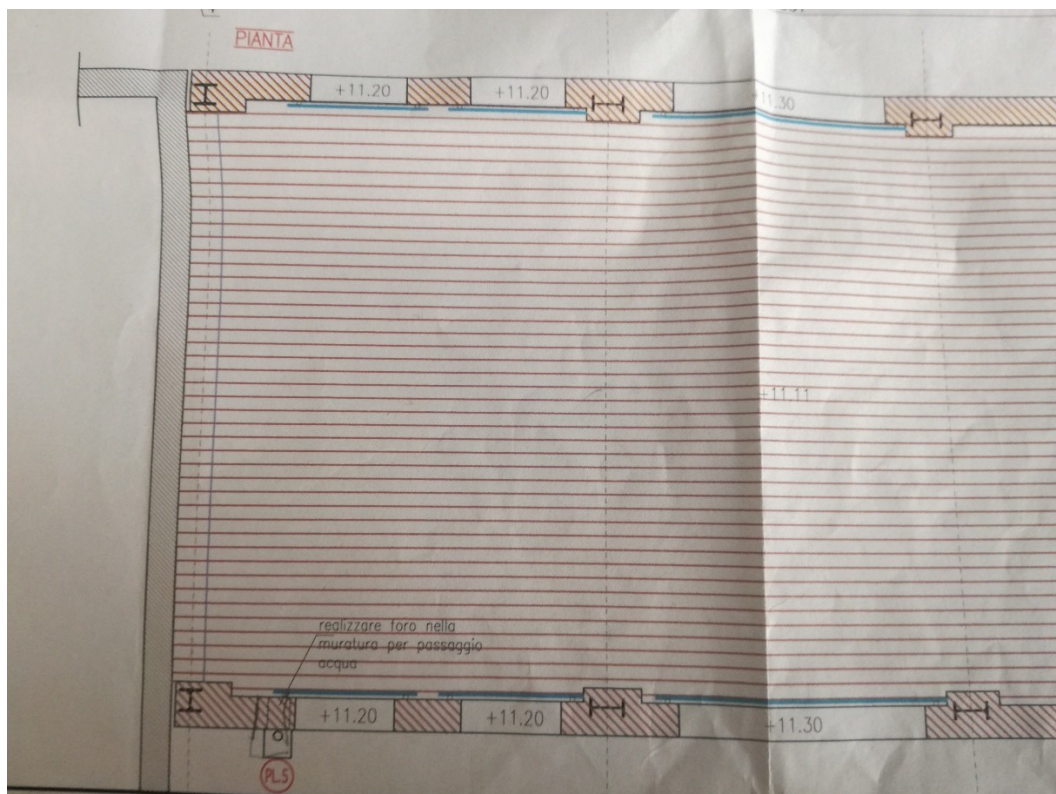
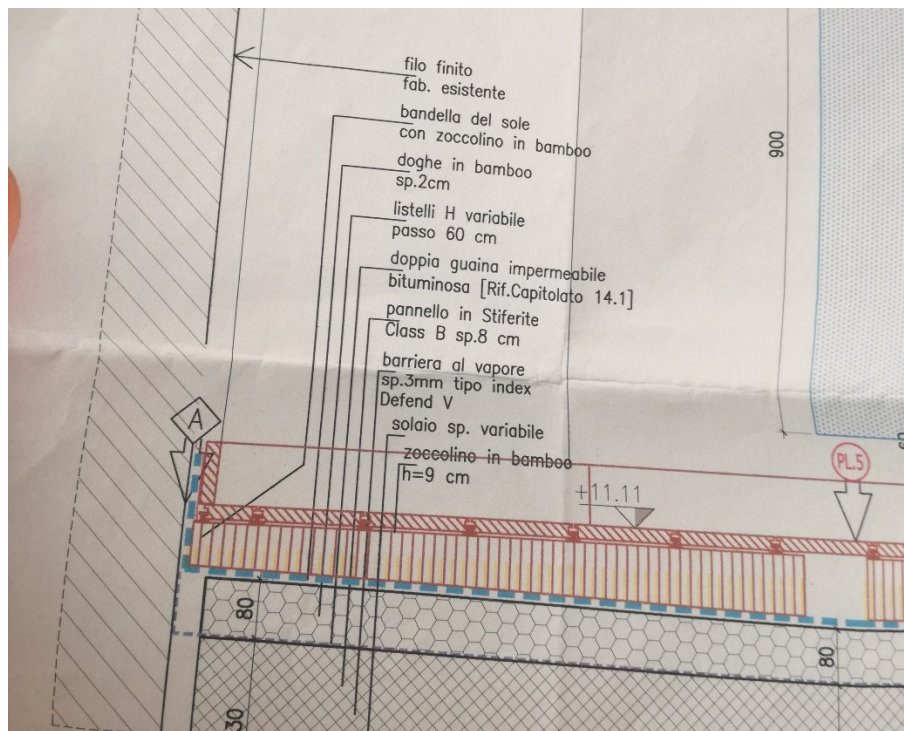


Si è preferito dunque copiare la meshatura già costruita per il piano tipo anche ai piani 4° e 5°, eliminando i gusci in eccesso. Copiando i gusci, vengono copiati i soli pesi propri.

Bisogna far attenzione al piano 3°, relativamente al terrazzo (porzione di soletta che fuoriesce dal muro perimetrale del 3° piano): i carichi variabili sono superiori (è da considerare il sovraccarico da Affollamento per i Terrazzi e deve essere considerato anche il sovraccarico da Neve). Anche i carichi permanenti strutturali saranno diversi, dipenderanno dalla stratigrafia del solaio *esterno* che funge da terrazzo.

Per l'analisi dei carichi permanenti non strutturali gravanti sul solaio esterno del 3° piano, si è presa a riferimento la stratigrafia del solaio esterno del progetto di Via Alpi:





All'analisi dei carichi G2 effettuata per il solaio esterno, che restituisce valori piuttosto bassi, vengono aggiunti  $100 \text{ kg/m}^2$  a favore di sicurezza.

Si attribuiscono, al solaio esterno del 3° piano, i carichi variabili per Affollamento ( $4 \text{ kN/m}^2$  - Affollamento per i Terrazzi) e Neve ( $1.24 \text{ kN/m}^2$  - valore già calcolato, secondo le prescrizioni dell'NTC2018, nell'esercitazione proposta dall'ing. Stentella per prendere dimestichezza con il programma DOLMEN):

**NEVE (NTC2018 3.4)**

as (media) Torino =	245	m
qsk (Zona 1 con as Torino) =	1.55	kN/m <sup>2</sup>
μ1 =	0.8	(una falda, α=0°)
CE =	1	(non diversamente indicato)
CT =	1	(assenza di specifico studio)

**qs = 1.24 kN/m<sup>2</sup>**

Gli stessi carichi si attribuiscono anche ai solai del 4° e 5° piano, il quale deve *subire* anche i carichi variabili che gravano in copertura (si ricorda che la copertura non viene modellata): la copertura si considera NON praticabile.

I 400 kg/m<sup>2</sup> proposti dall'ingegner Neirotti per schematizzare gli elementi verticali del piano arretrato e la copertura si considerano, a favore di sicurezza, interamente come G2 (anche se, in effetti, si tratta di un *mix* tra G1 e G2). La sicurezza sta nel fatto che i carichi G2, allo SLU, sono sottoposti a un fattore di sicurezza 1.5 a fronte dell'1.3 previsto per i pesi propri G1.

Avvio analisi.

# 31 agosto



Mattina: Riunione di 2 ore con l'ingegner Neirotti e tutti i tecnici per ricapitolare i lavori in corso e quelli ancora da iniziare. Come risolvere gli errori, ad esempio:

- Difficoltà riscontrate in lavori a cui prendono parte 2 o 3 persone; i disegni devono essere comprensibili da tutti, anche da chi non ha disegnato personalmente il dettaglio in questione. Ci deve essere maggior collaborazione, maggior interessamento da parte di tutti coloro che collaborano ad uno stesso progetto;
- Difficoltà nel reperire vecchi verbali in cui si è parlato di determinate tematiche: la soluzione è quella di utilizzare nel verbale alcune parole chiave (precedute da un hashtag # ed evidenziate) e riportare su un foglio Excel, per ogni parola chiave, tutti i capitoli di ciascun verbale in cui essa compare;
- Difficoltà di comprensione immediata del cronoprogramma lavori: la soluzione è quella di utilizzare dei software che permettono, per ogni voce, di visualizzare graficamente i giorni necessari al completamento del lavoro, in una linea del tempo.



# 10 settembre



Apertura file DOLMEN per riprendere il lavoro sui solai a piastra del fabbricato di nuova costruzione in Via Tiziano.

Realizzazione di una nuova cartella di lavoro (Tiz\_06) per provare a costruire degli impalcati con un numero inferiore di gusci e avere così meno dati che, si è visto, appesantiscono il programma.

È stato modellato solamente il 1° piano, da adattare per garantire la coincidenza tra nodi dei gusci-piastra e nodi dei gusci-setto.



# 11 settembre



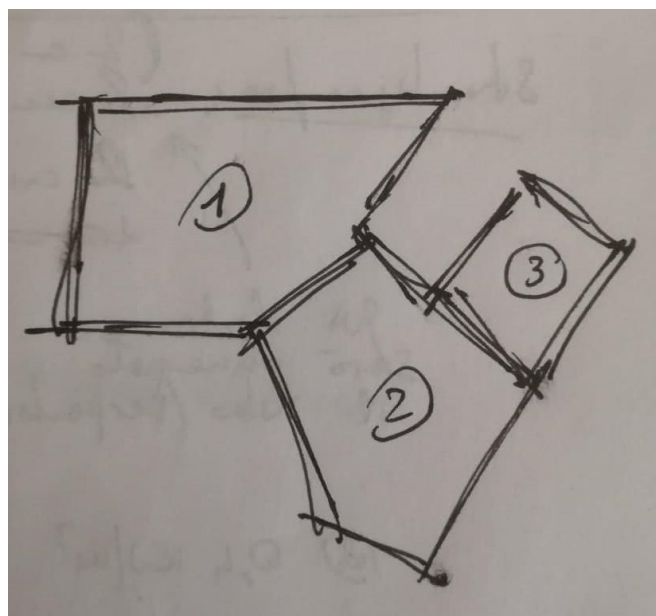
In mattinata si è concluso il nuovo modello, che presenta in totale 5'100 nodi a fronte dei 5'217 del modello finora utilizzato.

Per la costruzione di questo modello si è utilizzata la funzione *Carpenterie* -> *Impalcato*: si è definito il perimetro, poi con *Genera mesh (generica)* si è creata una mesh automatica, ponendo come lato dei gusci 60 cm. Si sono poi adattati i gusci della soletta facendo coincidere i relativi nodi con i nodi dei gusci dei setti perimetrali e degli elementi beam delle colonne. Si è fatto questo per il solaio del 1° piano, poi si è copiato l'impalcato per tutti i piani superiori; si sono assegnati, infine, i carichi distribuiti così come erano stati definiti nel modello precedente (Tiz\_05).

Pomeriggio: analisi risultati. Ripasso del comportamento delle membrane e delle piastre. Lettura delle convenzioni sulle piastre e membrane adottate dal programma DOLMEN.

La soletta del 5° piano non va considerata ai fini del calcolo dell'armatura, poiché su di essa (momentaneamente) si sono considerati agenti anche i carichi della copertura e degli elementi verticali!

I campi di piastra della soletta finora modellata sono visibili nel seguente schema:



Nei sistemi di riferimento LOCALI dei gusci-piastra, si leggono i momenti positivi e negativi:

MOMENTI POSITIVI:

Le sollecitazioni  $M_x$  e  $M_y$  allo SLU sono molto simili ad ogni piano. Il valore più elevato di  $M_x$ , nel campo di piastra 1 (vedi figura), si ha al 3° piano. Nello stesso campo di piastra, il valore max di  $M_y$  si ha al 4° piano, dove incide maggiormente il fatto di avere una soletta meno estesa (e quindi con pochi contributi di momento negativo che andrebbero a ridurre i valori positivi in campata). Nel campo 2, il valore max di  $M_y$  si ha al 3° piano.

$M_x$  MAX = 23.28 kNm/m (3° piano - campo di piastra 1)

$M_y$  MAX = 27.08 kNm/m (3° piano - campo di piastra 2)

27.03 kNm/m (4° piano - campo di piastra 1)

MOMENTI NEGATIVI:

$M_x$  MIN = -7.49 kNm/m (1° piano – in corrispondenza della colonna, campo piastra 1)

-7.33 kNm/m (4° piano – effetto incastro campo piastra 1-2 con vano scala)

$M_y$  MIN = -5.26 kNm/m (1° piano – in corrispondenza della colonna, campo piastra 1)

-6.31 kNm/m (4° piano – in corrispondenza della *strettoia* tra campo 1 e campo 2)

-5.27 kNm/m (4° piano – in corrispondenza della *strettoia* tra campo 2 e campo 3)

# 14 settembre



Costruzione modello Tiz\_07 in cui vengono svincolate anche le basi dei setti. In pratica si realizzano tutte CERNIERE: l'obiettivo è quello di controllare se, a livello di sollecitazioni indotte dai carichi verticali, cambia qualcosa. Ovviamente non si potrà usare un modello del genere per i carichi sismici.

Avvio analisi.

Risultati:

## MOMENTI POSITIVI:

$M_x \text{ MAX} = 27.07 \text{ kNm/m}$  (3° piano - campo di piastra 1)

$M_y \text{ MAX} = 36.37 \text{ kNm/m}$  (4° piano - campo di piastra 1) – si risente della mancanza dei setti di appoggio perimetrali orditi in Y

## MOMENTI NEGATIVI:

$M_x \text{ MIN} = -35.52 \text{ kNm/m}$  (4° piano – effetto incastro campo piastra 1 con vano scala)

$-31.21 \text{ kNm/m}$  (1° piano - in corrispondenza della colonna, campo piastra 1)

$M_y \text{ MIN} = -44.61 \text{ kNm/m}$  (4° piano – in corrispondenza della *strettoia* tra campo 1 e campo 2)

Nel pomeriggio si è dimensionata l'armatura in direzione X e in direzione Y in zona tesa di campata e agli appoggi: verifiche dell'armatura minima e massima (capitolo 4.1.6.1.1 delle NTC2018), riferite alla SOLA ARMATURA TESA.

L'armatura compressa si prenderà in funzione dell'armatura minima da fessurazione e ritiro del calcestruzzo, che dovrà comunque essere minore di quella massima prevista allo stesso capitolo 4.1.6.1.1 delle NTC2018, dove i valori massimi valgono sia per l'armatura tesa che per quella compressa.

# 15 settembre



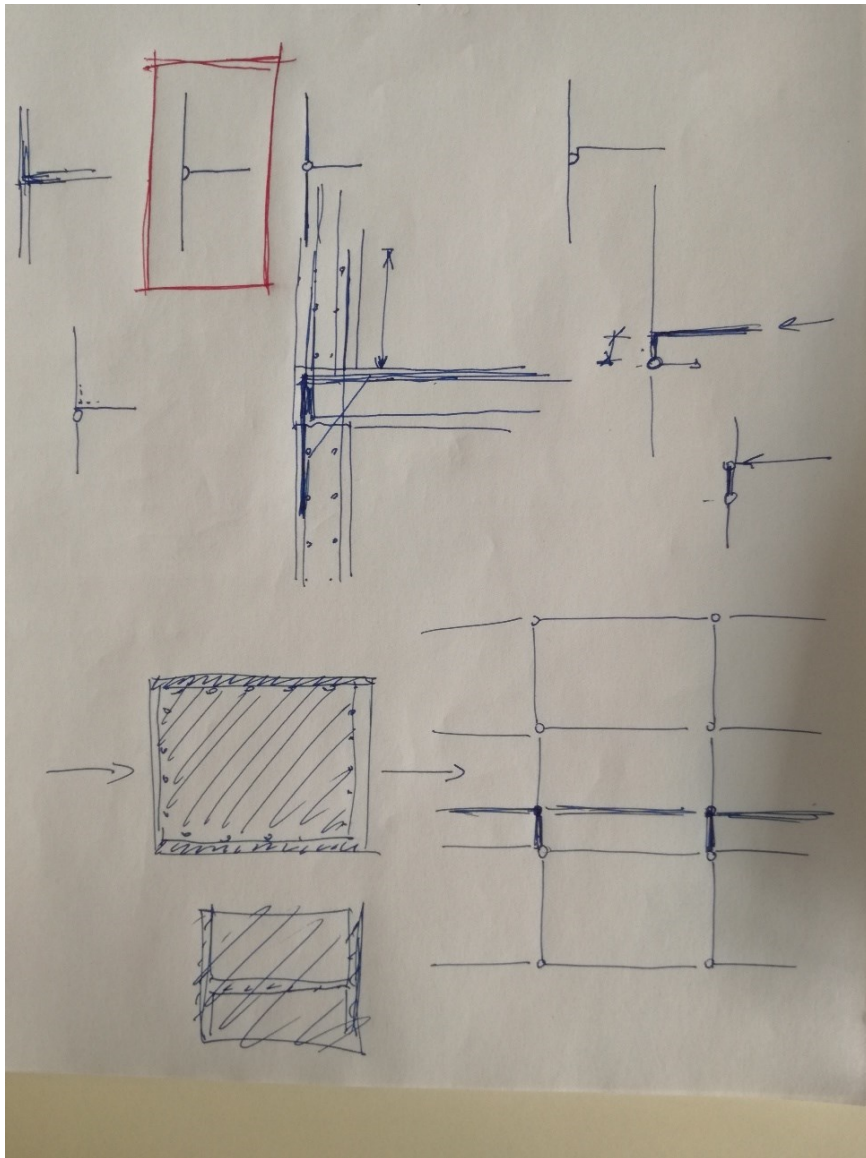
Utilizzo programma VCASLU per avere un confronto con l'armatura scelta utilizzando la verifica delle SEZIONI contenuta in DOLMEN.

I valori di MRd risultano leggermente più bassi con VCASLU: si prendono questi a favore di sicurezza.

## Ing. Comino:

- Non va bene la modellazione usata in Tiz\_07, con due elementi *shell* consecutivi in altezza svincolati nei nodi in comune con quelli della piastra. Significherebbe avere il setto **spezzato** a livello della piastra, con una **cerniera passante** nel setto, quando invece il setto deve essere CONTINUO (è così anche nella realtà): lo schema statico più corretto sarebbe quello della cerniera NON PASSANTE nel setto, che schematizza sia la continuità del setto, sia il fatto che non si riesce a realizzare, in cantiere, un incastro perfetto piastra-setti: per effetto di ciò, la piastra lavorerà principalmente ai carichi verticali (che di conseguenza saranno quelli DIMENSIONANTI per la soletta). I carichi sismici orizzontali vengono portati principalmente dai setti;
- La situazione reale in corrispondenza del collegamento piastra-setti è intermedia tra cerniera e incastro. Modellando con una cerniera (non passante) si avranno momenti più elevati in campata, ma magari si rischia di sottostimare i momenti negativi all'intersezione piastra-setto: si può ovviare prevedendo una maggiore armatura superiore rispetto a quella da calcolo (anche se, va ricordato, aumentare l'armatura in zona tesa comporta una diminuzione di duttilità) oppure, in ogni caso, accettando una certa fessurazione che avverrebbe all'estradosso della piastra, ovvero superiormente. Una fessurazione al lembo superiore è meno preoccupante (rispetto ad una al lembo inferiori), perché al di sopra della piastra vi sono diversi strati di massetto (e altri materiali) che garantiscono sempre la coibenza degli ambienti interni e *coprono* le fessure nel calcestruzzo (che comunque non influiscono sulla resistenza ultima del materiale). In ogni caso è sempre bene EVITARE DI SOTTOSTIMARE I MOMENTI positivi IN CAMPATA, e questo si può fare modellando l'intersezione piastra-setto con una cerniera, trascurando così gli effetti dell'incastro non perfetto che però, nella realtà, ci sono sempre;

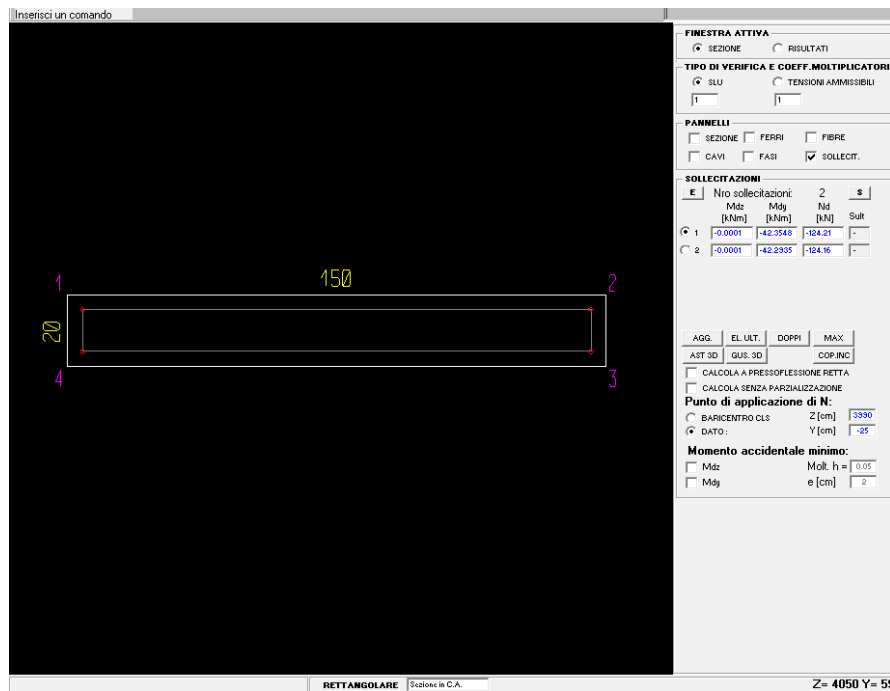




- Non ha senso nemmeno modellare la cerniera come passante nel setto ma non passante nella piastra, ricreando così un appoggio per la piastra stessa (vedi figura). Era la modellazione fatta nel modello Tiz\_06, dove vi era una sola orditura di elementi *beam* di lunghezza 5 cm posti a sostegno della piastra, con svincoli nei nodi in comune. Il problema è sempre che, con questo tipo di modellazione, si considera una sconnessione nei setti, sconnessione che in realtà NON C'È, perché il setto è continuo;
- La soluzione è costruire un nuovo modello (che verrà chiamato momentaneamente Tiz\_08), simile al Tiz\_06, dove i gusci dei setti sono però CONTINUI: in questo modo non ci sono sconnessioni nei setti, con gli elementi *beam* (senza peso proprio) che risultano sovrapposti agli elementi *shell* (gusci) dei setti. Ogni elemento *beam* avrà un nodo in comune con i gusci dei setti e l'altro nodo, SVINCOLATO, con i gusci della piastra;
- Se svincolassi i nodi in comune con quelli dei setti, potrei avere una certa eccentricità tra la forza sismica di piano (a livello della piastra) e la cerniera (che verrebbe a trovarsi 5 cm più sotto): la flessione *parassita* si trasmetterebbe alla soletta. Svincolando invece i nodi in comune con quelli della soletta (come si farà), la flessione *parassita* si

trasmetterebbe al setto. L'eccentricità di 5 cm è piccola, dunque il momento *parassita* che si svilupperebbe sarebbe comunque trascurabile;

- Poiché i setti saranno continui, è importante NON ATTRIBUIRE IL PESO PROPRIO AGLI ELEMENTI BEAM AGGIUNTIVI (perché altrimenti si andrebbe a considerare un peso ulteriore che in realtà non c'è);
- Con il nuovo modello, probabilmente, risulteranno dei momenti in campata più bassi rispetto a quelli ottenuti con Tiz\_07, mentre si avranno momenti negativi leggermente più elevati in corrispondenza dell'intersezione piastra-setto (ma ovviamente inferiori rispetto a quelli che si avrebbero in caso di incastro perfetto): tali momenti negativi vanno a *scaricare* i momenti positivi in campata;
- A livello di comportamento globale (comportamento sismico), avere una cerniera o un incastro a livello di intersezione piastra-setto cambia poco, perché in ogni caso **i carichi sismici sono portati dai setti** (orditi nella stessa direzione della forza sismica considerata). Si ricorda: per il sisma in X lavorano i setti orditi in X; per lo stesso sisma in X, i setti orditi in Y lavorano poco perché hanno un'inerzia nettamente inferiore e, anche se li collegassi con una piastra incastrata, il loro contributo resterebbe comunque trascurabile. Per i setti in X, anche se avessi una cerniera tra piastra e setto (come in effetti avrò nel modello), la rigidità a flessione ce l'avrei comunque;
- Con la cerniera (rispetto all'incastro) la soletta risentirà meno di eventuali azioni flessionali derivanti dalle azioni orizzontali: in questo modo si considera che essa lavori solo, come piastra infinitamente rigida sul suo piano, alle azioni verticali;
- Per il progetto dell'armatura, DOLMEN ha un modulo apposito per progettare le piastre. Il progetto dell'armatura a flessione come fatto finora (VERIFICA SEZIONI e VCASLU) va comunque bene per avere un'idea di massima e un confronto;
- Armatura a TAGLIO: si deve considerare la resistenza a taglio senza armatura. Chiaramente il calcolo si fa *al metro*, ovvero considerando sezioni di larghezza unitaria. ATTENZIONE: nel caso di setti poco estesi (1m, 1.5m, 2m) la verifica a taglio è poco significativa, ha più senso fare una verifica a PUNZONAMENTO, che quasi sicuramente sarà più gravosa di quella a taglio. La verifica a taglio ha senso quando la piastra ha un *appoggio* CONTINUO, ovvero quando l'intersezione piastra-setto è molto estesa (caso del vano scala o dei setti interrati): in quel caso ha senso fare un calcolo *al metro*, perché vi è una certa continuità del taglio agente sulla lunghezza dell'appoggio;
- Verifica a PUNZONAMENTO per i setti: si considera il perimetro del setto;
- Come si valuta il taglio agente? C.A. -> Sezione -> Da Gusci -> 3 (piano XY) -> selezionare un nodo in corrispondenza della piastra (sopra o sotto) -> selezionare tutti i gusci del setto da sezionare -> come output si leggerà la forza assiale N agente a quella quota nel setto. Valutando N del setto sopra e sotto la piastra, per differenza si otterrà il taglio VEd agente sulla piastra, da confrontare con quello resistente. ATTENZIONE: nell'esempio riportato in figura, N è restituito su una larghezza di 1.5m, che è la larghezza del setto interrogato. N però va sempre riportato sulla larghezza di 1m: in questo caso basta fare "N/1.5".



### INDICAZIONI SULL'ARMATURA:

- Quando si sceglie un passo, poi lo si cerca di mantenere sempre;
- Deve esserci conformità tra i passi scelti per i setti e quelli scelti per le solette.;
- Se l'armatura non è sufficiente, si preferisce mantenere costanti i passi ed aumentare le dimensioni delle barre d'armatura;
- Cosa fare nei punti in cui ho bisogno di armatura integrativa, ad esempio in campata? Se ho per esempio un passo 20 per l'armatura *di base*, l'armatura integrativa la vado a mettere sempre a passo 20 in posizione intermedia a quella *di base*: come risultato avrò un passo 10 tra un ferro e l'altro (che potranno avere stesso diametro o diametro diverso);
- A meno che non ci siano forti difformità tra  $M_x$  e  $M_y$ , si preferisce tenere sempre lo stesso passo e lo stesso diametro sia per l'armatura ordita in X che per quella ordita in Y. Questo anche perché se si hanno setti in X e setti in Y armati con lo stesso passo, ciò si ripercuoterà poi sul passo dell'armatura della soletta, che sarà lo stesso per X e Y. Nel caso di forti difformità tra  $M_x$  e  $M_y$ , invece, si preferisce tenere lo stesso passo (per il motivo detto prima) e andare a modificare i diametri delle barre;
- Se le sollecitazioni della soletta sono simili piano per piano (differiscono per poco), si guardano le sollecitazioni massime e si armano tutte le solette allo stesso modo in funzione di quelle sollecitazioni;
- Diametri da utilizzare e scegliere: 8, 12, 16, 20, 24... si va di 4 in 4, perché in questo modo in cantiere le barre sono più facili da individuare e non ci si confonde.

Si è costruito il modello Tiz\_08 con le indicazioni dell'ing. Comino.

C'è da finire di sistemare le cerniere soletta-setti della scala e avviare l'analisi.

# 16 settembre



Sistemazione modello Tiz\_08 e avvio analisi.

Risultati:

## MOMENTI POSITIVI:

$M_x$  MAX = 27.01 kNm/m (3° piano – campata, campo piastra 1)

14.38 kNm/m (3° piano – campata, porzione piastra esterna)

$M_y$  MAX = 36.38 kNm/m (4° piano – campata, campo piastra 1) – si risente della mancanza dei setti di appoggio perimetrali orditi in Y

## MOMENTI NEGATIVI:

$M_x$  MIN = -35.42 kNm/m (4° piano – effetto incastro campo piastra 1 con vano scala – nota: vi sono altre 2 zone con effetto incastro ma aventi momento negativo meno importante)

-12.47 kNm/m (4° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1)

-31.15 kNm/m (1° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1)

$M_y$  MIN = -44.61 kNm/m (4° piano – in corrispondenza della “strettoia” tra campo 1 e campo 2 – anche nella *strettoia* tra campo 2 e campo 3 vi sono zone con momento negativo, ma aventi valori più bassi, circa la metà o 2/3)

-1.30 kNm/m (4° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1)

-21.67 kNm/m (1° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1)

Sistemazione valori delle tensioni su foglio Excel (da calcolo tramite VERIFICA SEZIONI), sistemazione dei passi: si è scelto un passo di 25 cm per tutte le armature in zona tesa.



## Materiali e direzioni di orditura dell'armatura a flessione per la soletta:

Sezione GUSCIO soletta	C25/30	B450C
b= 1000 mm	Rck= 30 N/mm <sup>2</sup>	fyk= 450 N/mm <sup>2</sup>
h= 200 mm	fck= 24.90 N/mm <sup>2</sup>	γs= 1.15
Ac= 2000 cm <sup>2</sup>	acc= 0.85	fyd= 391.30 N/mm <sup>2</sup>
	γc= 1.5	
	fcd= 14.11 N/mm <sup>2</sup>	
	fctm= 2.56 N/mm <sup>2</sup>	
	σt = 2.13 N/mm <sup>2</sup> (NTC2018 4.1.2.2.4)	
	εc= 0.0035 (3.5‰)	

## SLU CV Flessione

Sollecitazioni simili per piani 1,2,3,4

Stessa armatura per ciascuna soletta, accortezze nelle zone di estremità

ARMA TURA	Tensioni indotte da ME <sub>d</sub> prese dalla "VERIFICA SEZIONI" di DOLMEN	*l'altezza utile d si calcola come media delle altezze utili delle due orditure d'armatura in X e in Y, considerando che l'orditura più esterna abbia copriferro 3 cm, e immaginando che entrambe le orditure abbiano stesso diametro
	MR <sub>d</sub> presi da VCASLU	
	SI IMMAGINA DI ARMARE I CAMPI DI SOLETTA 1 e 2 SECONDO LE DIREZIONI GLOBALI X E Y, I CAMPI 3 e 4 SECONDO LA DIREZIONE INCLINATA DI 19.9054° RISPETTO ALL'ASSE X (che verrà chiamata X') E QUELLA AD ESSA ORTOGONALE (che verrà chiamata Y')	

Mx +	armatura	Φ [mm]	passo [cm]	c = d' [mm]	d [mm]	σ <sub>dis</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica	σ <sub>acc</sub> teso [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica	MRd [kNm/m]	FS	Verifica	cm <sup>2</sup> di ferro/m	Asmin [cm <sup>2</sup> ]	Asmax [cm <sup>2</sup> ]
27.01	Φ8/20"	8	20	38	162		SI			15.56	0.58	NO	2.51	2.39	80
	Φ12/30"	12	30	42	158		SI			22.52	0.83	NO	3.77	2.34	80
	Φ12/25"	12	25	42	158		SI			26.81	0.99	NO	4.52	2.34	80
	Φ12/20"	12	20	42	158		SI			33.16	1.23	OK	5.65	2.34	80
	Φ12/12.5"	12	12.5	42	158		SI			51.40	1.90	OK	9.05	2.34	80
	Φ12/10"	12	10	42	158		SI			62.82	2.33	OK	11.31	2.34	80
	Φ16/25"	16	25	46	154		SI			44.86	1.66	OK	8.04	2.28	80
	Φ16/20"	16	20	46	154		SI			54.95	2.03	OK	10.05	2.28	80
	Φ16/25" + Φ12/25"	16	25	46	154		SI			65.00	2.41	OK	12.57	2.34	80
	12	12	25	42	158										
My +	armatura	Φ [mm]	passo [cm]	c = d' [mm]	d [mm]	σ <sub>dis</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica	σ <sub>acc</sub> teso [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica	MRd [kNm/m]	FS	Verifica			
36.38	Φ8/20"	8	20	38	162		SI			15.56	0.43	NO	2.51	2.39	80
	Φ12/30"	12	30	42	158		SI			22.52	0.62	NO	3.77	2.34	80
	Φ12/25"	12	25	42	158		SI			26.81	0.74	NO	4.52	2.34	80
	Φ12/20"	12	20	42	158		SI			33.16	0.91	NO	5.65	2.34	80
	Φ12/12.5"	12	12.5	42	158		SI			51.40	1.41	OK	9.05	2.34	80
	Φ12/10"	12	10	42	158		SI			62.82	1.73	OK	11.31	2.34	80
	Φ16/25"	16	25	46	154		SI			44.86	1.23	OK	8.04	2.28	80
	Φ16/20"	16	20	46	154		SI			54.95	1.51	OK	10.05	2.28	80
	Φ16/25" + Φ12/25"	16	25	46	154		SI			65.00	1.79	OK	12.57	2.34	80
	12	12	25	42	158										
	<b>SUPERIORE compressa</b>														
Asmin da FESSURAZIONE e RITIRO del calcestruzzo															

SUPERIORE tesa															
Mx -	armatura	Φ [mm]	passo [cm]	c = d' [mm]	d [mm]	σ <sub>cls</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica	σ <sub>acc</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica	MRd [kNm/m]	FS	Verifica	cm <sup>2</sup> di ferro/m	Asmin [cm <sup>2</sup> ]	Asmax [cm <sup>2</sup> ]
-35.42	Ø8/20"	8	20	38	162		SI		SI	15.56	0.44	NO	2.51	2.39	80
	Ø12/30"	12	30	42	158		SI		SI	22.52	0.64	NO	3.77	2.34	80
	Ø12/25"	12	25	42	158		SI		SI	26.81	0.76	NO	4.52	2.34	80
	Ø12/20"	12	20	42	158		SI		SI	33.16	0.94	NO	5.65	2.34	80
	Ø12/12.5"	12	12.5	42	158		SI		SI	51.40	1.45	OK	9.05	2.34	80
	Ø12/10"	12	10	42	158		SI		SI	62.82	1.77	OK	11.31	2.34	80
	Ø16/25"	16	25	46	154		SI		SI	44.86	1.27	OK	8.04	2.28	80
	Ø16/20"	16	20	46	154		SI		SI	54.95	1.55	OK	10.05	2.28	80
(=Ø20/25")	Ø16/25" + Ø12/25"	16	25	46	154		SI		SI	65.00	1.84	OK	12.57	2.34	80
		12	25	42	158										
My -	armatura	Φ [mm]	passo [cm]	c = d' [mm]	d [mm]	σ <sub>cls</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica	σ <sub>acc</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	Verifica	MRd [kNm/m]	FS	Verifica			
-44.61	Ø8/20"	8	20	38	162		SI		SI	15.56	0.35	NO	2.51	2.39	80
	Ø12/30"	12	30	42	158		SI		SI	22.52	0.50	NO	3.77	2.34	80
	Ø12/25"	12	25	42	158		SI		SI	26.81	0.60	NO	4.52	2.34	80
	Ø12/20"	12	20	42	158		SI		SI	33.16	0.74	NO	5.65	2.34	80
	Ø12/12.5"	12	12.5	42	158		SI		SI	51.40	1.15	OK	9.05	2.34	80
	Ø12/10"	12	10	42	158		SI		SI	62.82	1.41	OK	11.31	2.34	80
	Ø16/25"	16	25	46	154		SI		SI	44.86	1.01	OK	8.04	2.28	80
	Ø16/20"	16	20	46	154		SI		SI	54.95	1.23	OK	10.05	2.28	80
(=Ø20/25")	Ø16/25" + Ø12/25"	16	25	46	154		SI		SI	65.00	1.46	OK	12.57	2.34	80
		12	25	42	158										
INFERIORE compressa															
Asmin da FESSURAZIONE e RITIRO del calcestruzzo															

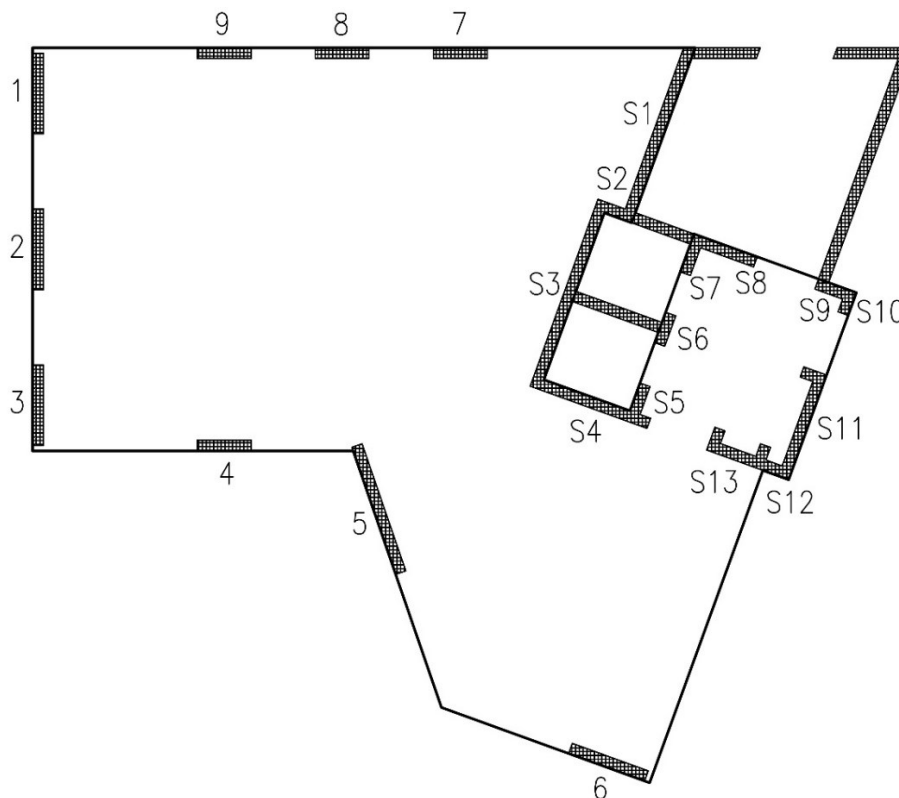
Calcolo delle sollecitazioni da taglio in corrispondenza di tutti i setti e ad ogni piano. Si leggono i valori delle sollecitazioni assiali N agenti nei setti nelle sezioni immediatamente sopra e sotto la soletta di ciascun piano. In realtà va presa in considerazione la quota alla quale si ha il collegamento soletta-piastra, che per esempio al 1° piano non è a +4.15 m, ma a +4.10 m (5 cm sotto).

I valori più elevati del taglio per la piastra si hanno al 1° piano: ci si limita dunque allo studio delle sollecitazioni assiali N agenti in tutti i setti nelle sezioni immediatamente sopra e sotto i collegamenti tra i setti e la soletta del 1° piano. In particolare, poiché la soletta del 1° piano è collegata ai setti alla quota +4.10 m, la sezione SOPRA si prende a +4.15 m, quella SOTTO a +4.05 m.

I valori di questi tagli andranno confrontati con i tagli resistenti reali, quelli calcolati cioè per l'armatura tesa EFFETTIVAMENTE PRESENTE nella soletta in corrispondenza del collegamento con i vari setti.

Per ora si analizzano i soli setti perimetrali. Quelli del vano scala si analizzeranno più avanti.

Si sono numerati i setti sia perimetrali che del vano scala a sostegno della piastra.



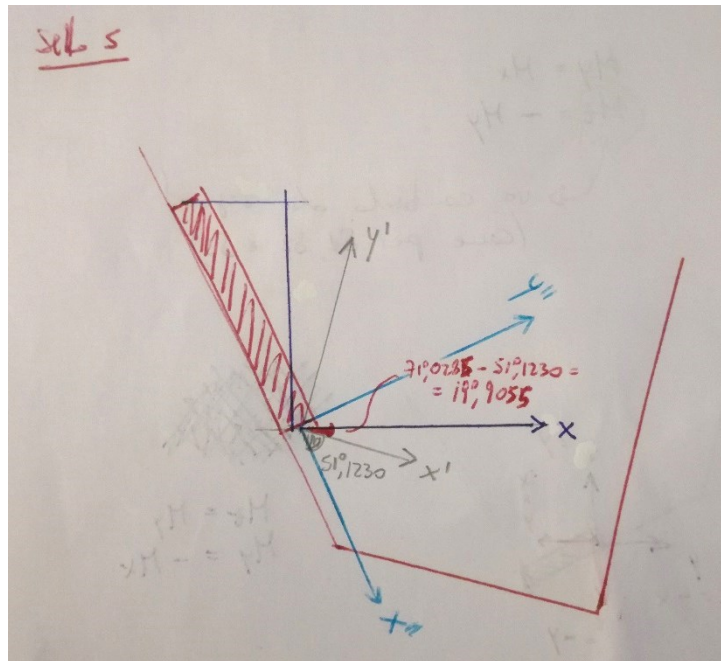
La differenza tra SLU.CV Cop e SLU.CV Neve è minima, con valori di VEd/m leggermente maggiori per la SLU.CV Neve.

Le sollecitazioni di taglio sollecitante al metro VEd/m trovate per ogni setto vanno poi ricalcolate per la direzione X e la direzione Y secondo le quali sono orditi gli strati di armatura della piastra. Per fare ciò bisogna valutare, di volta in volta, di quanto è inclinato il setto rispetto ad una delle due direzioni. Per i setti 5 e 6 si è valutato l'angolo rispetto all'asse x, che risulta:

- Setto 5:  $\alpha = 71.0284^\circ$
- Setto 6:  $\alpha = 19.9054^\circ$



Schema di calcolo per il setto 5:



Si riportano i calcoli dei tagli resistenti a seconda dell'armatura longitudinale e i calcoli dei tagli sollecitanti in corrispondenza dei setti 1 e 6 valutati al 1° e al 3° piano per entrambe le combinazioni SLU.CV Cop e SLU.CV Neve (si ricorda che il setto 1 non è presente al 3° piano, per cui presenta valori del taglio sollecitante solo al 1° piano).



# 17 settembre



Si *interrogano* i setti del vano scala. Come fatto ieri, si prende un setto di riferimento, in questo caso l'S1, e si leggono le sollecitazioni assiali N sopra e sotto la piastra per ogni piano (dal 1° al 4°). In questo modo si individua il piano per il quale si hanno i massimi tagli per la piastra (almeno per il setto S1). In questo caso, per il setto S1, i tagli massimi si hanno ai piani più elevati.

Si è notato che il guscio del setto S1 in corrispondenza del quale la piastra presenta forti momenti negativi  $M_x$  ed  $M_y$  influisce fortemente nel calcolo di  $V_{Ed}/m$ . Infatti, considerando anche questo guscio, il taglio risulta negativo (come se la piastra fosse trattenuta per una lunghezza di circa 3 metri, la reazione vincolare è verso il basso, non è realistico); se non lo si considera, invece, il taglio risulta positivo (ha più senso, significa che la piastra è appoggiata e riceve una reazione vincolare verso l'alto). Per ora, dunque, non si considerano i gusci dei setti in corrispondenza dei quali la piastra presenta forti momenti negativi. Si individuano i gusci a comportamento *anomalo* e li si escludono nella valutazione di N per i vari setti.

Si nota che la differenza tra SLU.CV Cop e SLU.CV Neve è minima, con valori di  $V_{Ed}/m$  leggermente maggiori per la SLU.CV Neve. Dunque si considera solo la SLUCV Neve e si conduce il calcolo, per ciascun setto, per tutti i 4 piani (l'obiettivo è anche quello di controllare se effettivamente i valori massimi di  $V_{Ed}/m$  si hanno sempre al 3° piano per tutti i setti del vano scala).

In effetti, per il setto S3, risulta che i valori massimi di  $V_{Ed}/m$  si hanno al 1° piano e non al 3°.

Si valuta anche, come fatto per i setti perimetrali, di quanto è inclinato ciascun setto del vano scala rispetto alla direzione X, per distribuire la sollecitazione del taglio nelle due direzioni di orditura dell'armatura della soletta.

Poiché si è visto che ciascun setto presenta valori massimi del taglio (per la piastra) a quote diverse, si procede al calcolo dei tagli ai vari piani anche per i setti perimetrali (ieri lo si era fatto solo per il 1° piano). Come combinazione si prende anche qui solo la SLU.CV Neve, perché in generale è quella che presenta valori del taglio leggermente più elevati anche per i setti perimetrali.

Si riportano i calcoli effettuati relativamente ai setti perimetrali 1 e 5.

SLUCV Neve a tutti i piani		La combinazione SLUCV con carico variabile principale il carico Neve risulta la più sfavorevole relativamente al taglio sollecitante Ved per la piastra (seppur di poco)							
	<div style="border: 1px solid black; padding: 2px;">                     MXEd = - My da Dolmen                      MYEd = Mz da Dolmen                 </div>								
SETTO 1		Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°				
L =	1.5 m								
	N sopra	131.28	60.26						
	N sopra/m	87.52	40.17	0.00	0.00				
	N sotto	177.20	101.91	29.39					
	N sotto/m	118.13	67.94	19.59	0.00				
	VEd/m	30.61	27.77	19.59	0.00	VEd/m = 30.61 kN/m	Il valore max del taglio per la piastra si ha al 1° piano		
						VEd/m in X = 0.00 kN/m	Portato dalle barre ordite in Y		
						VEd/m in Y = 30.61 kN/m	Portato dalle barre ordite in X		
	MXed [kNm/m]:	46.05	23.38						
	sopra/m	30.70	15.59	0.00	0.00				
	sotto	68.66	46.69	23.68					
	sotto/m	45.77	31.13	15.79	0.00				
	MXed/m	15.07	15.54	15.79	0.00				
	MYed [kNm/m]:	0.54	0.50						
	sopra/m	0.36	0.33	0.00	0.00				
	sotto	0.54	0.51	0.02					
	sotto/m	0.36	0.34	0.02	0.00				
	MYed/m	0.00	0.01	0.02	0.00				





Ing. Comino:

- La numerazione dei setti non va bene, va usato S per tutti quanti. È giusta la logica di numerare prima i setti perimetrali, poi a seguire quelli del vano scala;
- I setti S13 ed S12 devono essere considerati come un unico setto;
- I cavedi rappresentano dei buchi per la piastra! I cavedi infatti sono continui da cielo a terra. Quindi vanno rimodellate tutte le solette considerando i 2 buchi rappresentati da questi cavedi, e rifatta l'analisi (nuovo modello Tiz\_09);
- I setti *spezzettati* S5, S6 ed S7 vanno considerati, anche questi, come un unico setto perché, al di fuori delle aperture degli ascensori, essi sono effettivamente un unico setto;
- I setti di piccole dimensioni che delimitano i cavedi vanno considerati facenti parte dei setti di più grandi dimensioni su cui essi insistono;
- Ok il ragionamento sui setti inclinati, cioè di affidare una quota del taglio sollecitante alle barre ordite in X e un'altra alle barre in Y (secondo l'inclinazione del setto in pianta rispetto ad uno dei due assi);
- Ok il carico variabile sul solaio esterno del 3° piano: trattandosi di un terrazzo, il carico variabile non è quello della *Copertura praticabile* ma quello dei *Terrazzi*, pari a 4 kN/m<sup>2</sup>;
- Ok il ragionamento sui gusci *anomali* del vano scala. Questi verranno analizzati a parte, presi singolarmente, sia a taglio che a punzonamento.

Inizio creazione nuovo modello con le modifiche da apportare.

Attenzione: non basta eliminare i gusci della soletta che non ci sono più (perché vi passano i cavedi), bisogna anche disegnare gli elementi beam per lo SVINCOLO piastra-setto!

# 18 settembre



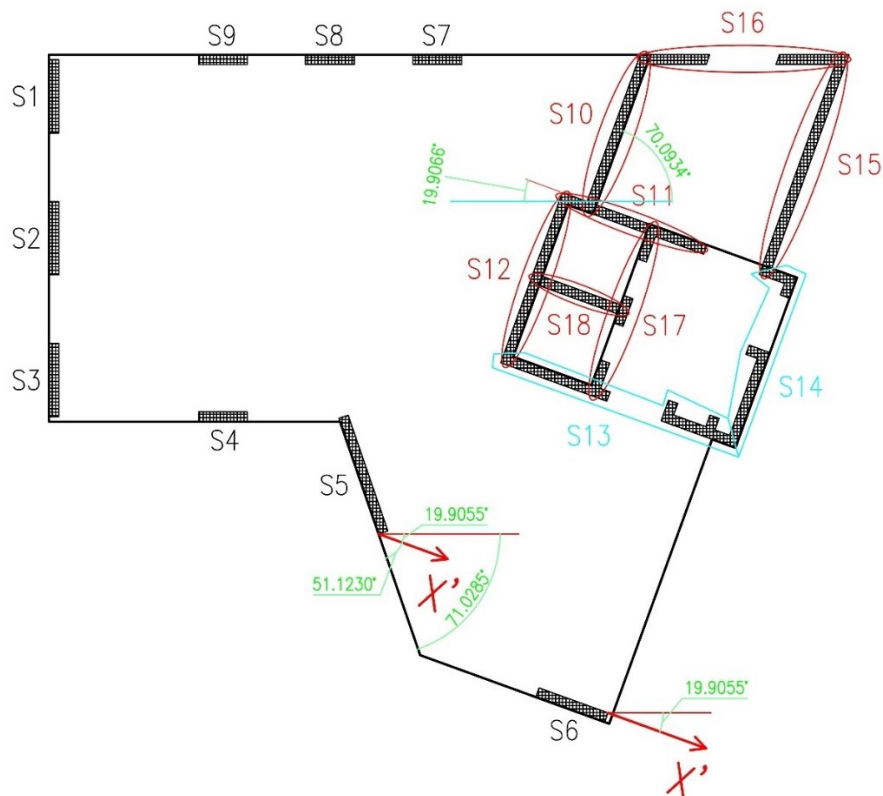
Sistemazione fori dei cavedi al 1° piano con inserimento elementi beam per svincolo piastra-setto.

Avvio analisi.

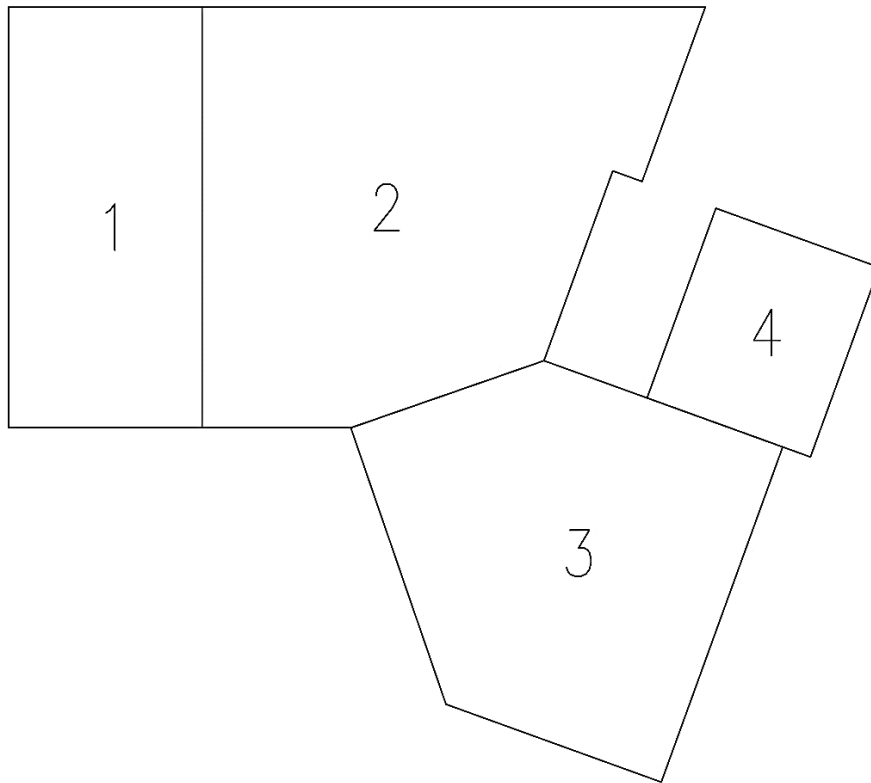
Nuova numerazione setti.

Va chiesto all'ing. Comino se sopra le porte degli alloggi che danno sull'atrio del vano scala sarà realizzata una tamponatura in mattoni oppure una struttura in cemento armato (in quest'ultimo caso si avrebbe un setto continuo nelle sezioni orizzontali immediatamente sotto la soletta di piano). L'informazione è utile ai fini della numerazione dei setti. Per ora si ipotizza che venga realizzata una tamponatura in mattoni e quindi si considerano due setti separati.

Nuova numerazione setti:



Nuova definizione dei campi, tenendo in considerazione la presenza della colonna e il fatto di avere un restringimento della soletta. Si passa da 3 a 4 campi.



Risultati sollecitazioni flessionali piastra:

**MOMENTI POSITIVI:**

$M_{x+} =$  26.92 kNm/m (MAX - 3° piano – campata, campo piastra 2)  
 25.80 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 2)  
 19.21 kNm/m (3° piano – campata, campo piastra 3)  
 18.73 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 3)  
 17.45 kNm/m (3° piano – campata, campo piastra 1 - esterno)  
 17.63 kNm/m (2° piano – campata, campo piastra 1 - interno)

$M_{y+} =$  36.47 kNm/m (MAX - 4° piano – campata, campo piastra 2) – si risente della mancanza del campo 1 e soprattutto dei setti di appoggio perimetrali S1, S2 ed S3  
 28.17 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 2)  
 31.92 kNm/m (4° piano – campata, campo piastra 3)  
 30.31 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 3)  
 23.02 kNm/m (4° piano – campata *secondaria*, campo piastra 2)  
 21.77 kNm/m (3° piano – campata *secondaria*, campo piastra 2)  
 16.36 kNm/m (1° piano – campata *secondaria*, campo piastra 2)

MOMENTI NEGATIVI:

- $M_x =$
- 35.46 kNm/m (MIN - 4° piano – effetto incastro campo piastra 2 con vano scala – nota: vi sono altre 2 zone ad effetto incastro con i setti del vano scala, ma aventi momento negativo meno importante)
  - 31.74 kNm/m (1° piano – effetto incastro campo piastra 2 con vano scala – nota: vi sono altre 2 zone ad effetto incastro con i setti del vano scala, ma aventi momento negativo meno importante)
  - 16.14 kNm/m (1° piano – effetto incastro campo piastra 2 con setto perimetrale S5)
  - 10.09 kNm/m (4° piano – effetto incastro campo piastra 2 con setto perimetrale S5)
  - 30.97 kNm/m (1° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)
  - 12.47 kNm/m (4° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)
- $M_y =$
- 45.35 kNm/m (MIN - 4° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S13)
  - 42.61 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S13)
  - 26.63 kNm/m (4° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S5)
  - 24.73 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S5)
  - 36.44 kNm/m (4° piano – *strettoia* tra campo 3 e campo 4)
  - 32.75 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 3 e campo 4)
  - 21.49 kNm/m (1° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)
  - 2.15 kNm/m (3° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)
  - 0.99 kNm/m (4° piano - appoggio della colonna, campo piastra 2)
  - 12.43 kNm/m (1° piano - appoggio della colonna, campo piastra 3)

Ricalcolo tagli per la piastra in corrispondenza dei setti di appoggio. Lavoro fatto per setti perimetrali, mancano i setti del vano scala.

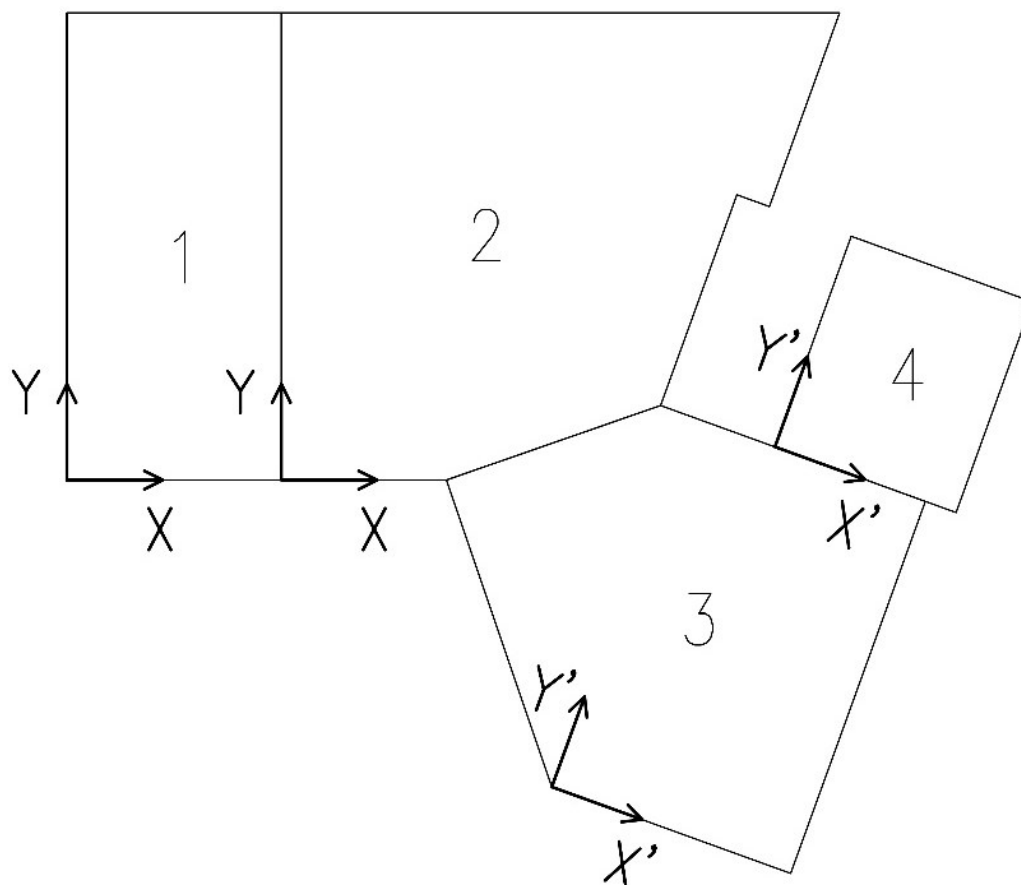


# 21 settembre



Ricalcolo tagli piastra per i setti del vano scala.

Si realizza un nuovo foglio di calcolo in cui vengono considerati 2 sistemi di riferimento per la piastra (sia per i momenti che per i tagli): uno avente per assi cartesiani quelli globali X e Y, l'altro avente per assi quello inclinato di  $19.9054^\circ$  rispetto l'asse X e quello ad esso ortogonale. Il primo sistema di riferimento (X-Y) viene usato per l'orditura dell'armatura a flessione dei campi 1 e 2 della piastra, il secondo (che chiameremo X'-Y') viene usato per l'orditura dell'armatura a flessione dei campi 3 e 4: la sovrapposizione delle due orditure avverrà nella strettoia tra campo 2 e campo 3.



MOMENTI POSITIVI:

- $M_{x+} =$         **26.92 kNm/m** (MAX - 3° piano – campata, campo piastra 2)  
                      25.80 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 2)  
                      17.45 kNm/m (3° piano – campata, campo piastra 1 - esterno)  
                      17.63 kNm/m (2° piano – campata, campo piastra 1 - interno)
- $M_{x'+} =$         20.07 kNm/m (4° piano – campata, campo piastra 3, lato inferiore)  
                      19.59 kNm/m (3° piano – campata, campo piastra 3)  
                      18.54 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 3)
- $M_{y+} =$         **36.47 kNm/m** (MAX - 4° piano – campata, campo piastra 2) – si risente della mancanza del campo 1 e, soprattutto, dei setti di appoggio perimetrali S1, S2 ed S3  
                      28.17 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 2)  
                      23.02 kNm/m (4° piano – campata *secondaria*, campo piastra 2)  
                      21.77 kNm/m (3° piano – campata *secondaria*, campo piastra 2)  
                      16.36 kNm/m (1° piano – campata *secondaria*, campo piastra 2)
- $M_{y'+} =$         31.87 kNm/m (4° piano – campata, campo piastra 3)  
                      29.03 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 3)

MOMENTI NEGATIVI:

- $M_{x-} =$         -35.46 kNm/m (4° piano – effetto incastro campo piastra 2 con vano scala – nota: vi sono altre 2 zone ad effetto incastro con i setti del vano scala, ma aventi momento negativo meno importante)  
                      -31.74 kNm/m (1° piano – effetto incastro campo piastra 2 con vano scala – nota: vi sono altre 2 zone ad effetto incastro con i setti del vano scala, ma aventi momento negativo meno importante)  
                      -16.14 kNm/m (1° piano – effetto incastro campo piastra 2 con setto S5)  
                      -10.09 kNm/m (4° piano – effetto incastro campo piastra 2 con setto S5)  
                      -30.97 kNm/m (1° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)  
                      -12.47 kNm/m (4° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)
- $M_{x'-} =$         **-43.79 kNm/m** (MAX - 4° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S13 del vano scala – nota: vi è un'altra zona a momento negativo nello stesso setto, ma con valori decisamente più bassi)  
                      -42.99 kNm/m (3° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S13 del vano scala – nota: vi è un'altra zona a momento negativo nello stesso setto, ma con valori decisamente più bassi)

-38.05 kNm/m (1° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S13 del vano scala – nota: vi è un'altra zona a momento negativo nello stesso setto, ma con valori decisamente più bassi)

-20.80 kNm/m (1° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S5)

-19.88 kNm/m (3° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S5)

-18.65 kNm/m (4° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S5)

$M_y =$  **-45.35 kNm/m** (MIN - 4° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S13)

-42.61 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S13)

-26.63 kNm/m (4° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S5)

-24.73 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S5)

-21.49 kNm/m (1° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)

-2.15 kNm/m (3° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)

-0.99 kNm/m (4° piano - appoggio della colonna, campo piastra 2)

$M_y' =$  -31.66 kNm/m (4° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S13)

-30.68 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S13)

-19.00 kNm/m (3° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S5)

-17.95 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S5)

-41.24 kNm/m (4° piano – *strettoia* tra campo 3 e campo 4)

-37.85 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 3 e campo 4)

-20.13 kNm/m (4° piano - appoggio della colonna, campo piastra 3)

-15.43 kNm/m (1° piano - appoggio della colonna, campo piastra 3)

Impostazione verifica punzonamento per i setti perimetrali e del vano scala.

# 22 settembre



Scrittura di tutti i momenti dei pilastri perimetrali a livello della piastra, con i segni corretti, per le direzioni globali X e Y. DOLMEN restituisce i momenti nelle direzioni da lui chiamate y e z che, confrontate con quelle globali, corrispondono alle direzioni -X e Y; la correzione da applicare è dunque la seguente:

$$\begin{aligned}MX &= - My \\MY &= Mz\end{aligned}$$

Questo va fatto per tutti i momenti al di sopra e al di sotto della piastra.

I momenti a livello di piastra si trovano (come fatto per il taglio):

$$\begin{aligned}MX &= MX_{inf} - MX_{sup} \\MY &= MY_{inf} - MY_{sup}\end{aligned}$$

Questi momenti, che si immaginano dovuti all'eccentricità del taglio VEd rispetto al baricentro dei setti, influiscono nella valutazione della tensione tangenziale da taglio-punzonamento.

Per completezza (anche se non utile al calcolo) si calcolano anche i momenti al metro, dividendo ciascun momento per la lunghezza del setto.

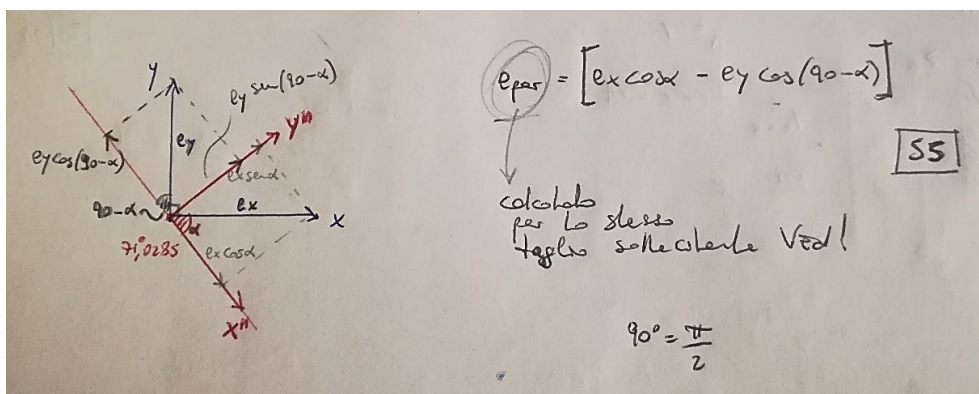
In riferimento ai momenti MX ed MY, si calcolano le relative eccentricità:

$$\begin{aligned}eY &= - MX/V \\eX &= MY/V\end{aligned}$$

Le eccentricità rientrano nel calcolo di  $\beta$  (in termini di  $u1^*$  e  $e_{par}$ ), parametro che amplifica la tensione tangenziale da taglio-punzonamento.

La valutazione della tensione tangenziale da taglio-punzonamento viene condotta solo per i setti perimetrali di bordo (non ancora per quelli d'angolo), seguendo le indicazioni del punto 6.4.3(3) dell'EC2 per quanto riguarda la formula della tensione tangenziale, e del punto 6.4.3(4) dell'EC2 per quanto riguarda la formula di  $\beta$ .

Occorre fare attenzione al setto 5, per il quale l'eccentricità  $e_{par}$  che compare nella formula di  $\beta$  non coincide con una delle due eccentricità precedentemente calcolate ( $eX$ ,  $eY$ ), ma è una combinazione delle due:



Le tensioni tangenziali sono state valutate sia sul perimetro  $u_1$  che su  $u_0$ .

Si è calcolato la  $v_{Rd,max}$ , da verificare su  $u_0$ , uguale per tutti i setti.

Si è impostato il calcolo di  $v_{Rd,c}$  su  $u_1$ , variabile da setto a setto.



# 23 settembre



Calcolo di  $W1$ , e conseguente tensione tangenziale agente sul perimetro  $u1$ , per tutti i setti perimetrali di bordo nel caso di eccentricità ortogonale al lato della piastra diretta verso l'ESTERNO. Nota: tutte le verifiche fatte finora per le tensioni agenti su  $u1$  (dei setti di bordo) si riferivano al caso di eccentricità ortogonale al bordo diretta verso l'INTERNO.

Inizio valutazione tensioni tangenziali da taglio-punzonamento per setti d'angolo.

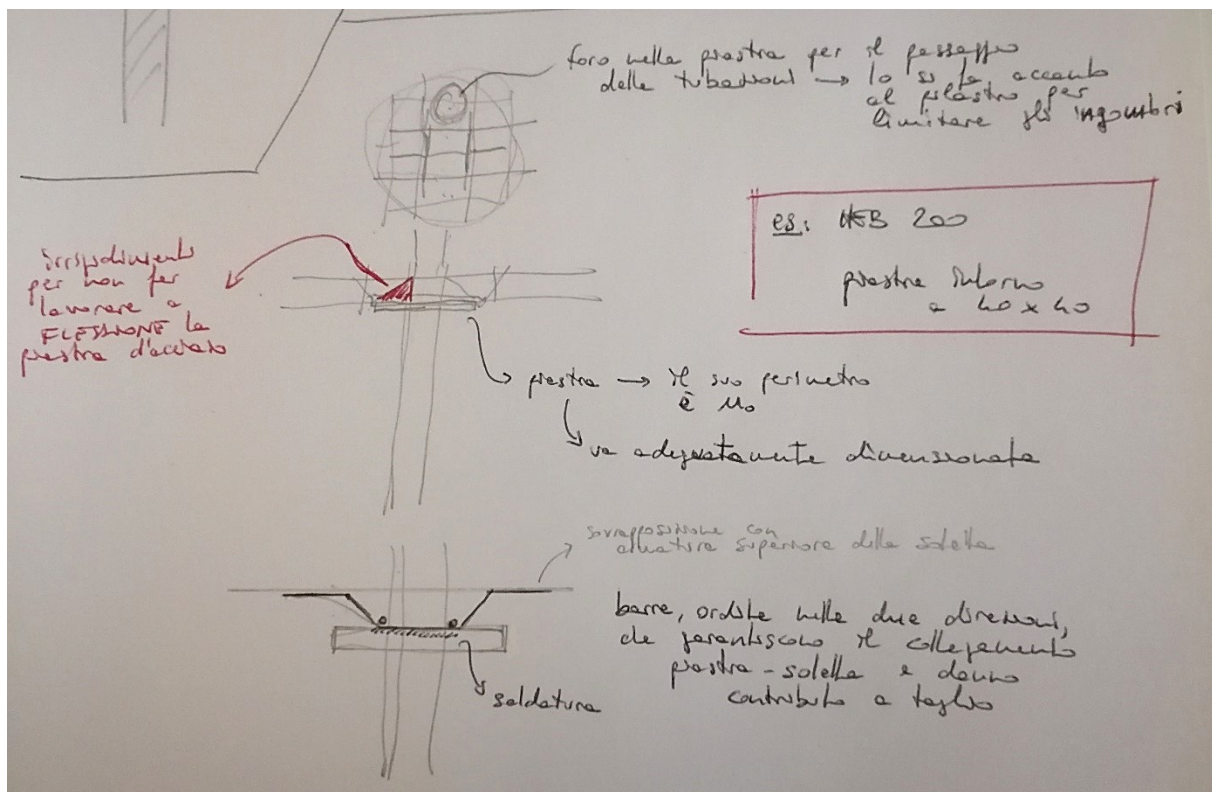
Attenzione alla valutazione di  $u1$  e  $u1^*$ , ci sono formule diverse per i setti d'angolo rispetto ai setti di bordo.

# 24 settembre



Fine correzione verifiche punzonamento dei setti perimetrali, allargando la verifica a tutti i casi possibili di eccentricità.

Il setto S5 è l'unico che presenta dei problemi per la verifica a punzonamento sul perimetro u1, anche portando il diametro delle barre superiori della soletta da  $\Phi 12$  a  $\Phi 16$ . Va anche detto che il setto ha dimensioni 250x20, quindi molto allungato: ha senso fare la verifica a punzonamento in questo caso?



## Ing. Neirotti:

- Il punzonamento avviene quando una forza concentrata agisce su un elemento di superficie estesa: caso del pilastro su soletta o pilastro su plinto. Un setto da 2.50m... la forza scaricata sulla soletta è meglio schematizzabile come una forza distribuita, più che concentrata;

- Punzonamento colonna: la colonna è collegata alla soletta mediante una piastra d'acciaio. Le dimensioni di questa piastra devono essere scelte considerando che è il perimetro di questa a costituire il primo perimetro di verifica u0. La piastra deve essere poi dotata di irrigidimenti per far sì che non si infletta e quindi non lavori a flessione (deve essere RIGIDA). Per avere un'idea sulle dimensioni, nel progetto di Via Alpi, per un HEB200 si sono utilizzate piastre 40 cm x 40 cm;
- Le dimensioni della piastra non devono essere troppo estese, per due motivi:
  1. Più la piastra è estesa, più rischia di inflettersi e lavorare a flessione, cosa che deve essere evitata;
  2. Per far passare le tubazioni (es: quelle di scarico) devono essere previsti dei fori ulteriori nella soletta (oltre a quelli rappresentati dai cavedi). Per fare una buona architettura, si preferisce forare in prossimità degli elementi verticali portanti. Di conseguenza, è molto probabile che il foro interesserà la piastra di appoggio: se la piastra è contenuta, il foro risulterà sulla parte esterna, se la piastra è invece molto estesa, più il foro risulterà interno alla piastra, un elemento di debolezza che deve essere considerato nei calcoli (influisce negativamente sull'inflessione della piastra);
- Per garantire il collegamento piastra d'acciaio-soletta, si saldano sulla piastra delle barre piegate (in entrambe le direzioni di orditura dell'armatura della soletta). Queste barre danno anche un contributo resistente al taglio perché, a seconda della loro estensione, vanno ad aumentare l'armatura superiore presente (effetto spinotto) oppure vanno a *cucire* l'eventuale fessura da punzonamento (agiscono da armatura a taglio). I piegati, nelle loro estremità, si vanno a sovrapporre all'armatura superiore della soletta.

Va controllato, sulla norma e su Internet, se ci sono indicazioni su quando va effettuata la verifica a punzonamento o quando si può evitare → NON CI SONO INFORMAZIONI, dipende dalla sensibilità del progettista.

#### Domande all'ing. Comino e risposte:

- Per far passare le due orditure di armatura della soletta, si possono forare le ali delle colonne annegate nel calcestruzzo (un'orditura fora l'anima, l'altra fora le ali)?

Sì, si possono forare sia le anime che le ali delle porzioni annegate delle colonne. Per stare tranquilli si può verificare la tensione massima agente sulla sezione della colonna considerando una sezione ridotta per effetto delle forature;

- Come si calcola l'influenza di un foro nella piastra (d'acciaio) d'appoggio della soletta?

Se il foro interessa la piastra fino al bordo, a favore di sicurezza si può trascurare quel lato della piastra d'appoggio e considerare la colonna come se fosse di bordo. Attenzione perché l'armatura non passa in quel punto (c'è un tubo di almeno 110 mm di diametro!). Se invece il foro non arriva fino al lato della piastra, la piastra può *aggirare* il buco: u0 non cambia, ma ho sempre un buco nella piastra! -> Deve essere adeguatamente irrigidita (gli irrigidimenti si mettono sotto la soletta, per non avere problemi con il passaggio dell'armatura della soletta; inoltre sotto ho più spazio perché ho un controsoffitto di almeno 20 cm);

- Correzioni apportate all'analisi dei carichi;

- L'analisi dei carichi delle tamponature va fatta al  $m^2$ , solo in un secondo momento si moltiplica per H;
- Il peso della struttura a C, di sostegno delle lastre di cartongesso, va considerato?

Sì, può essere valutato all'incirca come  $5 \text{ kg/m}^2$ .

- Inserire tutti i carichi delle tamponature nel modello (finora si erano trascurate). Sono pesi importanti, che possono cambiare i risultati delle verifiche finora effettuate!



# 25 settembre



Studio del punzonamento per il setto 5.

L'armatura è ordita nelle direzioni  $X'$  e  $Y'$ , dunque l'effetto spinotto è maggiore rispetto a quello dato da un'orditura secondo gli assi principali del setto (dove il contributo resistente è dato da una sola orditura alla volta, anche se con un passo più ravvicinato).

Con questa correzione, la verifica a punzonamento per l'S5 risulta soddisfatta anche con dei  $\Phi 12$  superiori; la verifica più sfavorevole (come poi ci si doveva aspettare per un setto lungo 2.50 m) risulta quella a taglio, la quale richiede almeno dei  $\Phi 16$  superiori per essere soddisfatta.

La verifica semplice a taglio risulta anche la più sfavorevole per i setti 7, 8 e 9, dove si può andare a raffittire l'armatura superiore oppure inserire adeguata armatura a taglio (piegati o cuciture verticali).

L'EC2 al punto 5.3.1(7) definisce **setto** ogni elemento verticale che ha un rapporto  $b/h > 4$ , altrimenti lo stesso deve essere considerato pilastro (o colonna).

La normativa italiana prescrive la verifica a punzonamento solo per le colonne, dunque per i setti è irrilevante (non è prescritta dalla norma). Il lavoro fatto finora è comunque utile per le verifiche che andranno condotte per le colonne e per i setti a comportamento *anomalo* del vano scala. Si continuerà lo studio del punzonamento per i setti di bordo con la consapevolezza che la verifica più limitante resta comunque quella a taglio (sulla lunghezza di *appoggio* della piastra).

## Ing. Stentella:

- Ok l'impostazione della verifica a punzonamento fatta finora;
- La distanza "2d" è data dal fatto che la fessura è inclinata di  $26,6^\circ$ . Nei plinti la fessura si considera inclinata di  $45^\circ$ ;
- L'armatura superiore in corrispondenza dei setti perimetrali andrebbe progettata sulla base del momento negativo che la piastra presenta in quei punti. Va quindi fatto un ulteriore modello senza svincoli tra setti e piastra. I momenti negativi possono poi essere (magari) leggermente ridotti considerando che la situazione reale è intermedia tra incastro e cerniera: si può considerare il momento da DOLMEN come se fosse  $ql^2/12$  (trave incastrata-incastrata), e ridurlo per portarlo a un  $ql^2/16$ ;



- Va impostata anche la verifica a punzonamento con armatura a taglio (ora non serve, ma può servire in futuro).

Inizio impostazione del calcolo del taglio (a punzonamento) resistente in presenza di armatura a taglio-punzonamento  $v_{Rd,cs}$ .

# 28 settembre



Continuo calcolo taglio resistente a punzonamento in presenza di armatura a taglio-punzonamento.

Nuova numerazione dei setti del vano scala considerando che, molto probabilmente, le porte degli alloggi che danno sull'atrio del vano scala sono delle aperture in setti continui (discorso analogo alle porte degli ascensori).

Inizio verifiche punzonamento per setti d'angolo.

# 29 settembre



Conclusione delle verifiche a punzonamento per tutti i setti perimetrali (per ora si tralasciano i setti del vano scala).

Particolare attenzione al setto 6, per cui risulta un'eccentricità rivolta verso l'ESTERNO. Per questo setto non è verificata né la tensione sul perimetro  $u_0$ , né quella sul perimetro  $u_1$ :

1. Nel primo caso il fattore limitante è la formula per il calcolo di  $u_0$  per un pilastro d'angolo:

$$u_0 = \min(3d; c_1 + c_2)$$

dove, nel caso dei setti, "3d" risulta di molto inferiore a "c1 + c2". A questo problema non si può ovviare se non aumentando la dimensione della piastra (quindi d) oppure la classe del calcestruzzo. In ogni caso la verifica non risulta soddisfatta per soli 0.02 N/mm<sup>2</sup>;

2. Nel secondo caso si può ovviare inserendo un'adeguata armatura a taglio-punzonamento. Si nota come i valori di  $\beta$  siano simili a un ipotetico caso "parallelo" di eccentricità rivolta verso l'interno, caso per cui si avrebbero i medesimi problemi.  $u_{out,ef}$ , trovato analiticamente, deve essere poi verificato graficamente a seconda di come vengono posizionate le armature a taglio-punzonamento!

(4) The control perimeter at which shear reinforcement is not required,  $u_{out}$  (or  $u_{out,ef}$  see Figure 6.22) should be calculated from Expression (6.54):

$$u_{out,ef} = \beta V_{Ed} / (V_{Rd,c} d) \quad (6.54)$$

The outermost perimeter of shear reinforcement should be placed at a distance not greater than  $kd$  within  $u_{out}$  (or  $u_{out,ef}$  see Figure 6.22).

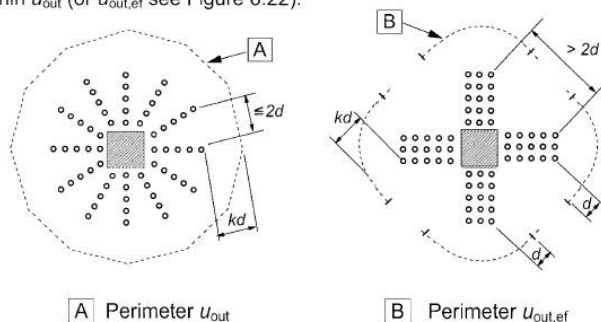


Figure 6.22: Control perimeters at internal columns

Note: The value of  $k$  for use in a Country may be found in its National Annex. The recommended value is 1.5.

In ogni caso, trattandosi di un setto ( $c_2 > 4 \cdot c_1$ ) la verifica a punzonamento non è prevista dalle NTC2018.

Inizio verifiche a punzonamento per le colonne. Si ricorda che esse sono dotate di una piastra d'acciaio d'appoggio da dimensionare adeguatamente (come prima ipotesi, si considera una piastra 40 cm x 40 cm).

# 30 settembre



Verifica punzonamento per la colonna 2. A vantaggio di sicurezza la si considera colonna d'angolo.

Poiché il baricentro della piastra d'appoggio non coincide con quello della colonna, va considerata un'eccentricità aggiuntiva in direzione  $Y'$ . Tale eccentricità potrebbe portare quella totale in  $Y'$  verso l'esterno, con un peggioramento del comportamento a punzonamento del sistema colonna-piastra (ovvero tensioni da taglio-punzonamento maggiori). Finché l'eccentricità totale resta positiva, ovvero diretta verso  $Y'$  (verso l'interno), il valore delle tensioni da taglio punzonamento non cambia poiché non cambia  $\beta$ :

$$\beta = u1 / u1^*$$

Questo vale sia per la colonna 2 che per tutte le colonne di bordo.

Per il calcolo di  $\beta$  per le colonne di bordo, al termine  $u1 / u1^*$  si aggiunge un termine che dipende, fra i tanti, anche dal fattore  $e_{par}$ . Il fattore  $e_{ort}$  (eccentricità ortogonale al bordo della piastra), che dipenderà anche dall'eccentricità aggiuntiva nella medesima direzione, non compare nel calcolo di  $\beta$ .

Verifica a punzonamento condotta anche per la colonna 3.

Le colonne 2 e 3 sostengono il campo 3 della soletta, la cui armatura è ordita secondo le direzioni  $X'$  e  $Y'$ .

Verifica a punzonamento condotta anche per la colonna 4. Tale colonna sostiene il campo 2 della soletta, la cui armatura è ordita secondo le direzioni  $X$  e  $Y$ .



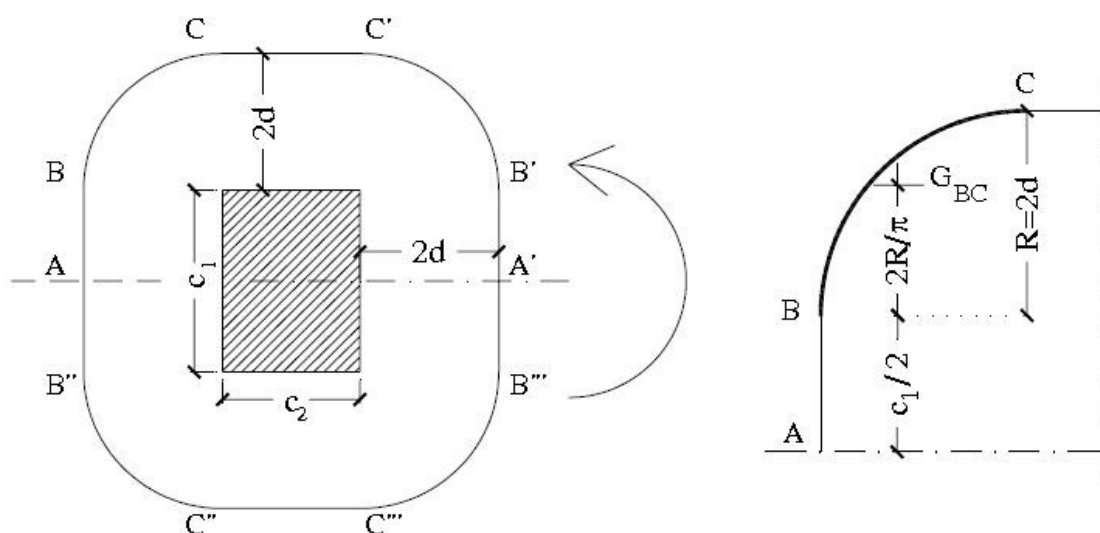
# 01 ottobre

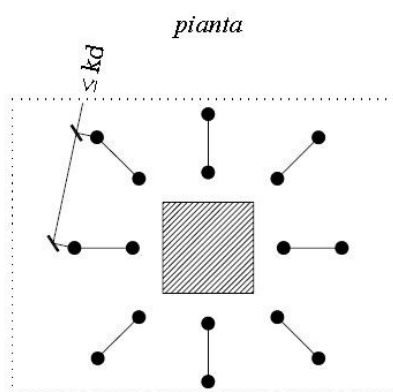
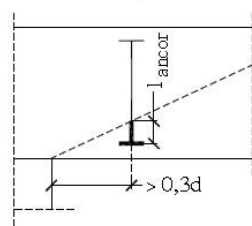
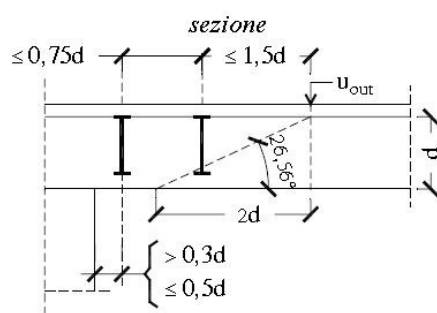
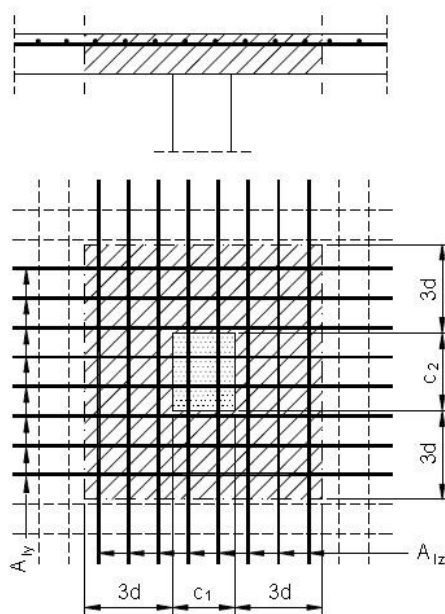
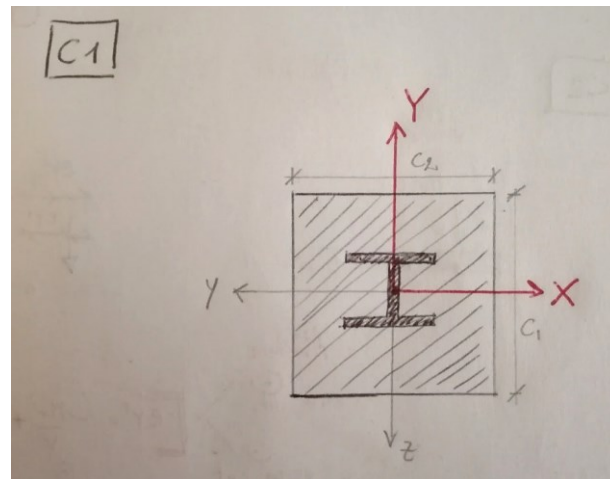


È stata condotta la verifica a punzonamento per la colonna 1, che è una colonna centrale (verifica a punzonamento *propriamente detta*). Il campo di soletta interessato è il campo 2, in cui l'armatura è ordita secondo le direzioni X e Y.

Nota: In futuro devono essere condotte delle verifiche di stabilità per le colonne compresse (il carico N deve risultare inferiore a quello limite oltre il quale la colonna si instabilizza). La colonna maggiormente interessata è la colonna 1, quella centrale. Se la verifica non dovesse risultare soddisfatta, la dimensione della colonna deve essere aumentata oppure devono essere inserite altre colonne *centrali* per ridurre il carico sulla colonna esistente. Un'altra soluzione potrebbe essere quella di mettere 2 colonne HEB200 ravvicinate e controventate tra loro per renderle collaboranti.

Per la colonna 1 risulta necessaria armatura a taglio punzonamento (vedi calcoli seguenti).





$k = 1,5$  se la fila è interna al perimetro critico  $u_1$ , che dista  $2d$  dalle facce del pilastro  
 $k = 2,0$  se la fila è esterna al perimetro critico  $u_1$

Figura 9.45 Limitazioni geometriche per le cuciture verticali (studs).





SOLLECITAZIONI		Piano 1°	Piano 2°	Piano 3°	Piano 4°	MXed = - Myda Dolmen MYed = - Mz da Dolmen
	Ved [kN]:	N sopra N sotto	633.31 885.57	427.93 630.60	262.45 425.22	
		Ved	252.26	202.67	162.77	
	MXed [kNm]:	sopra sotto	3.78 -1.98	4.03 -3.83	5.88 -4.76	
		MXed	-5.76	-7.86	-10.64	
	MYed [kNm]:	sopra sotto	-16.48 8.96	-17.75 16.26	-26.33 17.06	
		MYed	25.44	34.01	43.39	
MAX Ved	Ved =		MXed =	-5.76 kNm		MXed/Ved = -0.01925069 m
			MYed =	25.44 kNm		MYed/Ved = 0.085023896 m
						eY = 0.019 m 19.251 mm
MAX MXed	MXed =		Ved =	299.21 kN		eX = 0.085 m 85.024 mm
			MYed =	25.44 kNm		
						eY = 0.019 m 19.251 mm
						eX = 0.085 m 85.024 mm
min MXed	MXed =		Ved =	162.77 kN		eY = 0.065 m 65.368 mm
			MYed =	43.39 kNm		eX = 0.267 m 266.572 mm
MAX MYed	MYed =		Ved =	162.77 kN		eY = 0.267 m 266.572 mm
			MXed =	-10.64 kNm		eX = 0.065 m 65.368 mm
min MYed	MYed =		Ved =	299.21 kN		eY = 0.085 m 85.024 mm
			MXed =	-5.76 kNm		eX = 0.019 m 19.251 mm

X e Y direzioni di orditura del campo 2 della soletta  
(campo sostenuto dalla colonna 1)



<b>MAX Ved</b>	$\beta =$	1.185		vEd0 =	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	vEd0 $\leq$ vRd,max; VERIFICA
				vEd1 =	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	vEd1 > vRd,c; NON VERIFICA -
												vEd1 $\leq$ vRd,cs; VERIFICA
												u out,ef= 3578,58 mm
<b>MAX MXed</b>	$\beta =$	1.185		vEd0 =	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	vEd0 $\leq$ vRd,max; VERIFICA
				vEd1 =	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	vEd1 > vRd,c; NON VERIFICA -
												vEd1 $\leq$ vRd,cs; VERIFICA
												u out,ef= 3578,58 mm
<b>min MXed</b>	$\beta =$	1.590		vEd0 =	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	vEd0 $\leq$ vRd,max; VERIFICA
				vEd1 =	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	vEd1 $\leq$ vRd,c; VERIFICA
												u out,ef= mm
<b>MAX MYed</b>	$\beta =$	1.590		vEd0 =	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	1.08 N/mm2	vEd0 $\leq$ vRd,max; VERIFICA
				vEd1 =	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	0.49 N/mm2	vEd1 $\leq$ vRd,c; VERIFICA
												u out,ef= mm
<b>min MYed</b>	$\beta =$	1.185		vEd0 =	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	1.48 N/mm2	vEd0 $\leq$ vRd,max; VERIFICA
				vEd1 =	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	0.68 N/mm2	vEd1 > vRd,c; NON VERIFICA -
												vEd1 $\leq$ vRd,cs; VERIFICA
												u out,ef= 3578,58 mm

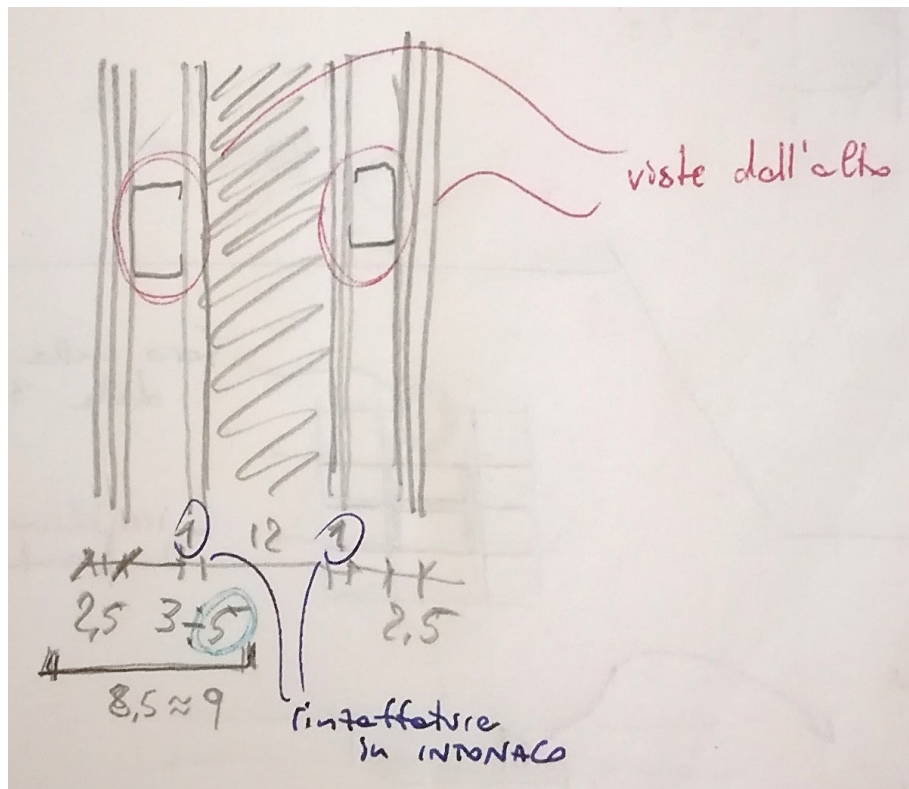


# 02 ottobre



Correzione Analisi dei carichi.

Si allega la stratigrafia corretta della parete divisoria tra 2 alloggi:



I carichi lineari dei parapetti e delle tamponature (tra 2 alloggi, tra alloggio e vano scala, tra alloggio e ambiente esterno) vanno inseriti tramite la funzione *Carichi di linea* di DOLMEN; si definisce un perimetro e si attribuisce il carico distribuito lineare.

Si conduce anche l'analisi dei carichi della scala. La scala va modellata con elementi shell: a livello sismico dà un contributo importante in termini di rigidità. L'elemento shell deve avere spessore 15 cm (come indicato dall'ing. Neirotti per le solette rampanti). Fatto ciò:

- Il carico G1 viene calcolato in automatico dal programma;
- Il carico G2 deve essere attribuito in direzione Z globale;

- Il carico Q variabile deve agire sulla proiezione ortogonale della rampa, dunque va attribuito scegliendo l'opzione *proiez.*

La colonna 1, ai piani 4° e 5°, risulta una colonna di bordo. Va verificata a punzonamento anche in questo caso particolare (chiaramente la verifica va condotta solo al piano 4°, perché al 5° vi sono anche i carichi di copertura che sono stati attribuiti direttamente alla soletta di piano: questi carichi *falserebbero* i risultati).

# 05 ottobre



Modellazione della scala in DOLMEN tramite elementi shell di spessore 15 cm.

Attribuzione dei pesi G2 e Q della scala.

Inserimento delle linee di carico delle tamponature (nel modello costruito finora non vi sono tamponature divisorie tra alloggi).

Avvio analisi.

## Ing. Neirotti:

- Gli spilli non hanno bisogno di essere ancorati e ripiegati come le staffe, perché hanno un compito diverso. Le staffe della trave devono poter far sviluppare il meccanismo a traliccio di Morsch, invece le cuciture per il punzonamento devono semplicemente cucire i due lembi della soletta che tendono ad allontanarsi una volta che si è formata la fessura;
- Il punzonamento è una verifica che andrebbe fatta a valle di tutto il resto. Prima andrebbe studiato il comportamento GLOBALE della struttura, sia ai carichi verticali che ai carichi orizzontali;
- Generalmente, ai bordi della piastra, le barre longitudinali vengono raffittite.



# 06 ottobre

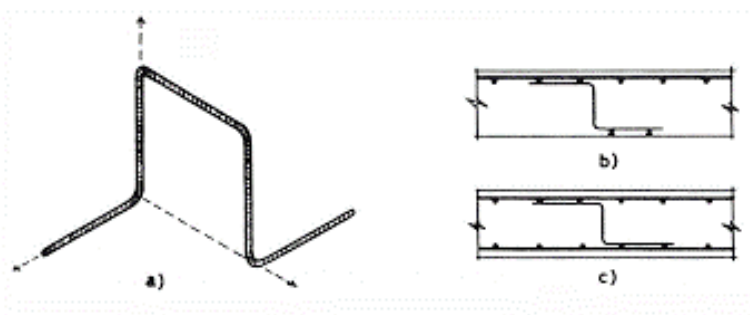


Sistemazione dei fili fissi dei setti del vano scala.

Inserimento combinazioni allo SLE.

Ing. Stentella:

- Gli spilli dovrebbero essere ancorati e rigirati per una lunghezza pari a  $20\Phi_{\text{long}}$  sia superiormente che inferiormente (questo vale anche per le staffe). Per cui, se come armatura longitudinale avessi dei  $\Phi 16$ , le cuciture dovrebbero essere ripiegate per 32 cm sia superiormente che inferiormente;
- I cavallotti vengono sempre inseriti nella soletta per sostenere le barre d'armatura superiore (che vengono legate agli stessi tramite fil di ferro). Tali cavallotti possono essere sfruttati anche come armatura a punzonamento, al posto delle cuciture. Per la colonna 1, ad esempio, piuttosto che inserire nuove cuciture o andare ad incrementare l'armatura longitudinale, basta studiare bene la posizione dei cavallotti presenti;
- I 2 *pedi* dei cavallotti sono piegati uno in un verso e uno nel verso opposto: questo permette ai cavallotti di stare in piedi da soli. Facendo passare le barre d'armatura inferiore ad orditura ortogonale alla direzione dei piedi al di sopra degli stessi, i cavallotti possono fungere da armatura a punzonamento (poiché, in tal modo, le barre longitudinali inferiori fungono da ancoraggio per i cavallotti).



Risultati analisi:

MOMENTI POSITIVI (senza elaborazione):

- $M_{x+} =$         **34.50 kNm/m** (2° piano – bordi campo piastra 1 – interno)  
                      **28.81 kNm/m** (3° piano – campata, campo piastra 2)  
                      27.69 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 2)  
                      19.82 kNm/m (3° piano – campata, campo piastra 1 - esterno)  
                      21.31 kNm/m (3° piano – bordi campo piastra 1 – esterno)  
                      21.06 kNm/m (2° piano – campata, campo piastra 1 - interno)
- $M_{x'+} =$         **27.94 kNm/m** (4° piano – bordo inferiore campo piastra 3)  
                      23.26 kNm/m (3° piano – campata, campo piastra 3)  
                      20.93 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 3)
- $M_{y+} =$         **38.87 kNm/m** (4° piano – campata, campo piastra 2) – si risente della mancanza del campo 1 e, soprattutto, dei setti di appoggio perimetrali S1, S2 ed S3  
                      30.40 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 2)  
                      23.74 kNm/m (4° piano – campata *secondaria*, campo piastra 2)  
                      23.07 kNm/m (3° piano – campata *secondaria*, campo piastra 2)  
                      18.84 kNm/m (1° piano – campata *secondaria*, campo piastra 2)
- $M_{y'+} =$         **52.50 kNm/m** (4° piano – campata, campo piastra 3)  
                      49.15 kNm/m (1° piano – campata, campo piastra 3)

MOMENTI NEGATIVI (con elaborazione):

- $M_{x-} =$         **-36.34 kNm/m** (4° piano – effetto incastro campo piastra 2 con vano scala – nota: vi sono altre 2 zone ad effetto incastro con i setti del vano scala, ma aventi momento negativo meno importante)  
                      -31.71 kNm/m (1° piano – effetto incastro campo piastra 2 con vano scala – nota: vi sono altre 2 zone ad effetto incastro con i setti del vano scala, ma aventi momento negativo meno importante)  
                      -17.52 kNm/m (1° piano – effetto incastro campo piastra 2 con setto S5)  
                      -13.80 kNm/m (4° piano – effetto incastro campo piastra 2 con setto S5)  
                      **-31.43 kNm/m** (1° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)  
                      -11.58 kNm/m (4° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)
- $M_{x'-} =$         **-45.02 kNm/m** (4° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S13 del vano scala – nota: vi è un'altra zona a momento negativo nello stesso setto, ma con valori decisamente più bassi)

-44.06 kNm/m (3° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S13 del vano scala – nota: vi è un'altra zona a momento negativo nello stesso setto, ma con valori decisamente più bassi)

-38.53 kNm/m (1° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S13 del vano scala – nota: vi è un'altra zona a momento negativo nello stesso setto, ma con valori decisamente più bassi)

-22.32 kNm/m (1° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S5)

**-22.74 kNm/m** (3° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S5)

-22.50 kNm/m (4° piano – effetto incastro campo piastra 3 con setto S5)

$M_{y-} =$  **-48.29 kNm/m** (4° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S13)

-44.39 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S13)

-29.24 kNm/m (4° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S5)

-25.41 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S5)

**-22.19 kNm/m** (1° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)

-3.35 kNm/m (3° piano - appoggio della colonna, campo piastra 1-2)

-1.23 kNm/m (4° piano - appoggio della colonna, campo piastra 2)

$M_{y'-} =$  **-34.49 kNm/m** (4° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S13)

-32.37 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S13)

-20.57 kNm/m (3° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S5)

-18.42 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 2 e campo 3 – setto S5)

**-49.33 kNm/m** (4° piano – *strettoia* tra campo 3 e campo 4)

-44.61 kNm/m (1° piano – *strettoia* tra campo 3 e campo 4)

-17.92 kNm/m (4° piano - appoggio della colonna sx, campo piastra 3)

-17.80 kNm/m (1° piano - appoggio della colonna dx, campo piastra 3)

-15.18 kNm/m (1° piano - appoggio della colonna sx, campo piastra 3)

#### Cose da fare:

- Verificare la  $\tau$  della piastra, che tiene conto anche del torcente;
- Controllare le tensioni massime sulla colonna 1 (quella più caricata) allo SLU;
- Verifiche a fessurazione e alle tensioni massime della soletta con le combinazioni allo SLE;
- Deve essere disegnata l'armatura della soletta in AutoCAD, differenziando tra soletta del piano tipo e soletta dei piani 4 e 5 (senza il campo 1);
- Aggiornare tagli e momenti dei setti nel foglio Excel: rifare verifiche a taglio e a punzonamento dei setti – prevedere armatura a taglio e a punzonamento dove necessaria: impostare formula di calcolo della resistenza a taglio con armatura;

- Verifiche a punzonamento delle colonne: per la colonna 1, disegnare nuovamente l'armatura a punzonamento considerando quella longitudinale presente (non una stima, quella REALMENTE presente) e considerando, come armatura a taglio, i cavallotti (che valgono x2, poiché hanno 2 anime);
- Inserire armatura soletta in DOLMEN (chiedere all'ingegner Comino) e valutare le sollecitazioni massime lato acciaio e lato calcestruzzo sia allo SLU che allo SLE.

Inizio modellazione Tiz\_10 per comportamento sismico.

# 07 ottobre

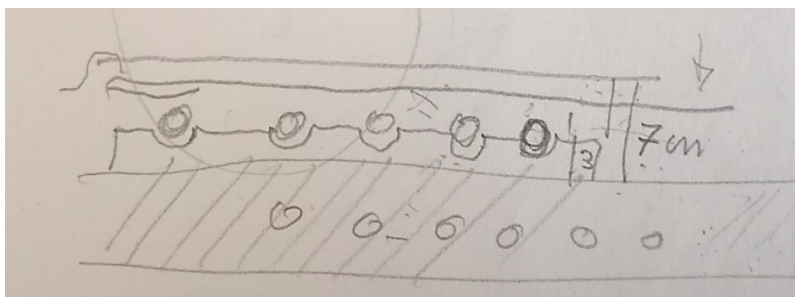


## Prof. Mentrasti:

1. Conferma dal prof. di Impianti/Fisica Tecnica dell'UNIVPM che il massetto non alleggerito da 8 cm è necessario per ragioni di inerzia termica (stante la bassa temperatura non ha neanche molto senso un'ottimizzazione sul materiale per la trasmissione del calore). Dall'altra parte, però, questa tipologia genera inconvenienti dovuti al sollevamento di polveri e allergeni vari, come pure la scarsa efficienza nel refrigeramento estivo;
2. Perplessità sull'ancoraggio delle cuciture verticali a spillo; come armatura a punzonamento vanno invece MOLTO BENE i cavallotti;
3. Perplessità sulla modestia della qualità del cls impiegato;
4. Proposte di miglioramento, in sede di discussione critica e specie per le zone sismiche:
  - a. Riduzione dello spessore della soletta (ma anche del massetto inerziale termico);
  - b. Contestuale miglioramento della classe del cls.

## Ing. Neirotti:

- Il massetto non alleggerito NON può scendere in ogni caso sotto i 7 cm totali, nei quali sono considerati anche i 3 cm del pannello in polistirolo sagomato che ospita le tubazioni dell'impianto di riscaldamento e raffrescamento a pavimento. Il motivo è sempre quello legato all'inerzia termica; a ciò si aggiunge il fatto che, sul mercato, non esistono proprio impianti del genere con spessori minori e che non richiedano un massetto non alleggerito;





- Riguardo la rete elettrosaldata nel massetto non alleggerito, è sempre buona norma metterla, perchè si va ad aggiungere resistenza al massetto: in ogni caso, la sua presenza, non permette di ridurre lo spessore dello stesso;
- L'unico modo per ridurre il peso del massetto non alleggerito è NON optare per un riscaldamento a pavimento, fare magari un riscaldamento con termosifoni ma che è più invasivo e meno efficiente;
- Il massetto alleggerito che va a ricoprire le tubazioni degli impianti sanitari posti all'estradosso della soletta non può essere troppo alleggerito, perchè risulterebbe troppo compressibile e causerebbe problemi alla piastrellatura, si sfonderebbe (infatti è *leggero* ma fino a un certo punto, non si arriva per esempio a  $800 \text{ kg/m}^3$  - nell'analisi dei carichi si è considerato  $1300 \text{ kg/m}^3$ ).

Modellazione in DOLMEN: si è concluso il 1° piano, con la modellazione della soletta di piano, degli elementi verticali portanti (colonne, setti perimetrali e setti del vano scala), delle solette rampanti e dei pianerottoli della scala. Si è realizzato un adeguato raffittimento dei gusci della soletta di piano in corrispondenza delle colonne.

Sono stati attribuiti:

- I giusti orientamenti delle sezioni delle colonne;
- Adeguati orientamenti dei sistemi di riferimento locali dei gusci delle solette e dei setti;
- Gli svincoli tra solette e setti, tramite inserimento di elementi beam di lunghezza 5 cm (privi di peso proprio) svincolati in corrispondenza dei nodi in comune con la piastra;
- Arretramenti degli ingombri dei setti per risultare a filo con la piastra; si ricorda che questo passaggio è più che altro estetico, poiché l'allineamento dovrebbe interessare la piastra e non i setti (è la piastra che deve arrivare a filo setto, non il contrario, ma per come si sono modellati i setti – posizionando i nodi dei gusci-setto nel piano medio delle pareti – questo non è realizzabile nel modello).

# 08 ottobre



Inizio modellazione 2° piano: il 2° piano, che ha un'altezza di 3.40 m a partire dal 1°, presenta un'unica soletta (a differenza del 1° piano, in cui vi erano 2 solette distinte e non collegate fra loro). Inoltre vi è una porzione di soletta che fuoriesce dal perimetro del solaio del 1° piano: questa porzione deve essere sostenuta da adeguati pilastri verticali o inclinati (Attenzione: l'altezza verticale da terra risulta  $4.10 + 3.40 = 7.50$  m).

Per ora si è iniziato a modellare il solo vano scala comprensivo di solette rampanti e pianerottoli, adattando i gusci-setto alla diversa altezza di interpiano (3.40 m piuttosto che 4.10 m).

## Ing. Neirotti:

- I pilastri di sostegno della porzione di piastra *sospesa* del 2° piano non sono più dei tubolari, ma sono degli scatolari in acciaio, 20 cm x 40 cm, di spessore 8 mm. Le dimensioni vanno bene perché, nella direzione debole, il relativo raggio d'inerzia permette di avere una snellezza di 80 (considerando una lunghezza libera di inflessione pari a circa 7.5 m), comunque accettabile;
- Il piano di calpestio del pianerottolo del piano terra, così come tutto il piano dell'atrio ascensori, è a quota +1.10 m, il che permette di avere sempre la stessa inclinazione e la stessa lunghezza delle rampe, a qualsiasi piano. Per permettere di raggiungere il giardino esterno a quota del piano terra vi sarà una rampa esterna (metallica?).

# 09 ottobre



L'ing. Neirotti ha consegnato l'ultima pianta del piano terra da lui disegnata a mano, in cui sono visibili:

- Le posizioni dei pilastri a sostegno del solaio del 2° piano *sospeso*, in cui è stato eliminato il pilastro centrale a seguito dei risultati soddisfacenti dell'analisi precedentemente condotta per una piastra 7 m x 7 m; l'ingegner Neirotti preferisce avere un pilastro in meno, e magari aumentare lo spessore della soletta (arrivando magari a 25 cm), piuttosto che inserire un elemento verticale *evitabile*, per fini architettonici;
- Al piano terra vi sarà un giardino, *passante* tra i pilastri/setti del piano pilotis e tra le due porzioni di edificio (separate sia al piano terra che al 1° piano – l'edificio diventa un unico blocco dal 2° piano in su). Per questo motivo l'ing. Neirotti preferirebbe avere pilastri nel lato lungo del blocco Est (piuttosto che setti) oppure setti che, a livello architettonico, non intacchino l'idea di **spazio aperto** che l'ingegnere vuole restituire.

Per il momento, il secondo punto viene accantonato.

I pilastri di sostegno del 2° piano *sospeso* sono elementi scatolari verticali (20 cm x 40 cm, con spessore 8 mm), fino alla soletta del 2° piano. Da lì a salire si innestano gli HEB200, come tutte le altre colonne. Le dimensioni 20 X 40 sono prese sul perimetro esterno della sezione.

L'ing. Neirotti sostiene che non è un problema se, sopra i tubolari 40 x 20 o sopra gli HEB200 del piano pilotis, dovessero partire dei setti anziché delle colonne. Egli sostiene che, anche se la rigidità dei setti superiori è ovviamente superiore alle colonne inferiori, vi sono due nuclei (composti dai nuclei scala e dai setti perimetrali che arrivano almeno fino a piano campagna) uno a Ovest e uno a Est che fanno da **piedi** per la struttura in elevazione (struttura molto rigida poiché composta da solette e setti) – Forti dubbi a riguardo.

## Da fare:

- Chiedere all'ingegner Neirotti se sopra le aperture nei setti del vano scala si prevede tamponatura oppure cemento armato;
- Chiedere all'ingegner Neirotti se la soletta dell'atrio vano ascensori è da 20 cm oppure da 15 cm come il pianerottolo;

- Chiedere all'ingegner Neirotti se, nell'ultima versione, gli scatolari 40 x 20 a contatto con gli HEB200 (che sostengono la soletta del 1° piano e non proseguono superiormente) devono essere tolti affidando alle colonne esistenti il sostegno di tutte le solette (chiaramente, aggiungendo al di sopra di queste colonne tutti gli altri HEB200 fino all'ultimo piano);
- Modificare soletta rampante e inserire pianerottolo a +1.10 m.

**PROBLEMA:** Il programma non supporta più di 10'000 nodi! Bisogna capire se vi sono giunti sismici oppure se la soletta è unica. Se vi sono giunti sismici il problema è risolto, basta analizzare le due strutture separate.

L'ingegner Neirotti dice che non vi sono giunti, perché i giunti si mettono quando le luci superano i 50 m. Poiché la dimensione maggiore del lotto non supera i 50m, i giunti non sono necessari.

Bisogna confrontare la differenza in termini di sollecitazioni e deformazioni tra gusci di lato 60 cm e gusci di lato 1 m.

Lo spostamento massimo in mezzera per una piastra quadrata appoggiata sul suo perimetro dovrebbe essere al massimo pari a 1‰ del suo lato: per una piastra 7 m x 7 m, quindi, ci si aspetta che lo spostamento in mezzera non superi i 7 mm.

# 12 ottobre



Per risolvere il problema del limite dei 10'000 nodi di DOLMEN, vengono realizzati 3 modelli:

- TISIS1, per studiare il comportamento sismico e ai carichi verticali del solo blocco 1;
- TISIS2, per studiare il comportamento sismico e ai carichi verticali del solo blocco 2;
- TizSIS, per studiare il comportamento sismico dell'intera struttura.

Per ogni modello si cerca di sfruttare al massimo la quantità dei nodi, per cui è chiaro che il modello TizSIS risulterà quello meno dettagliato. Ma è su questo che ha senso studiare il comportamento sismico dell'intera struttura, poiché dal 2° piano in poi la soletta è unica per tutto l'edificio (e, si ricorda, senza giunti sismici).

Fino ad ora si sono completati i soli modelli TISIS1 e TISIS2, oggi si inizia a lavorare sul modello TizSIS.

Si aumentano la dimensione dei gusci-setto, iniziando da quelli del vano scala: si approfitta dell'occasione per inserire i gusci-setto al di sopra delle aperture, sia delle porte che degli ascensori (si ipotizza che sia tutto in c.a.).

Videochiamata con prof. Mentrasti (informazioni integrate a quelle delle telefonate del 15/09 e del 02/10):

- Verificare la  $\tau$  della piastra che tiene conto anche del TORCENTE;
- Controllare le tensioni normali sulla colonna più caricata allo SLU.CV;
- Controllare che lo spostamento verticale in mezzera della piastra sia più o meno lo stesso a tutti i piani -> SI, tranne ai piani più alti dove manca il campo 1 per una rientranza della soletta;
- Come armatura a punzonamento vanno benissimo i CAVALLOTTI, dimensionando adeguatamente l'ancoraggio all'armatura inferiore ( $20 \Phi_{long}$ );
- Modellazione in DOLMEN: Far arrivare i setti in fondazione (quelli che ci arrivano) e provare a mettere delle travi alla Winkler sotto di essi per schematizzare il terreno;
- Chiedere all'ingegner Neirotti che tipo di fondazione prevede per i setti: fondazioni isolate oppure reticolato di travi continue?



- La cosa ideale, per i setti che arrivano in fondazione, è fare una **trave di fondazione continua**, di larghezza almeno pari a quella del setto + 20 cm da una parte e dall'altra, e altezza di almeno 1 metro per fornire un adeguato incastro al setto. SE LA TRAVE DI FONDAZIONE NON FOSSE CONTINUA NON SI RIUSCIREBBE A GARANTIRE L'INCASTRO AL PIEDE DEL SETTO;
- Relativamente ai setti *in falso* rispetto a quelli interrati: questi setti è come se avessero una cerniera alla base, non riescono a sviluppare tutto il momento resistente allo SLU. Qual è la loro funzione? Potrebbero servire per limitare gli spostamenti di interpiano, ma il sisma a Torino è debole: a cosa serve limitare gli spostamenti di interpiano se sono già di per sé contenuti?
- LA CERNIERA PLASTICA ALLA BASE DEL SETTO NON SI FORMA: non è come un pilastro, una volta raggiunto il momento resistente alla base il setto SI ROMPE, ha duttilità praticamente nulla. Per poterlo far lavorare in duttilità dovrei *sottoarmarlo*, così da far snervare tutte le armature e allora sì, permettere la formazione della CP: ma ciò significherebbe avere un  $M_{Rd}$  bassissimo, non ha senso;
- Come risolvere il limite dei 10'000 nodi di DOLMEN? Trasformare almeno i setti da 1 metro in elementi *beam* (se necessario, trasformare in elementi *beam* anche i setti da 1.5 m e da 2 m). Ragionando con un modello di questo tipo:
  - Fare attenzione al collegamento con gli impalcati: non c'è un incastro ma una **cerniera** tra setti e soletta, per cui va inserito uno SVINCOLO tra elementi beam dei setti e i gusci della soletta;
  - Come considerare il SISMA nel nuovo modello:
    - Sisma fuori piano del setto: è la direzione debole del setto, dunque cambia poco dal modello con setti in shell. Si possono accettare tranquillamente i risultati del programma relativi al modello con setti *beam*;
    - Sisma nella direzione forte del setto: si conduce l'analisi globale della struttura e si valutano le forze che arrivano al setto tipo, quello più sollecitato. A questo punto si deve costruire un modello più RAFFINATO ma LOCALE, relativo al singolo setto, e condurre un'analisi con solo quel setto soggetto alla forza che ho precedentemente ricavato dal modello globale con setti *beam*;
- Una volta sistemato il modello, va inserito un sisma importante (per Ancona) e vanno analizzati i risultati. Ci aspettiamo problemi per l'elevato peso della soletta. Evidenziare tutti i PUNTI CRITICI.

# 13 ottobre



## Ing. Comino e Ing. Stentella:

- OK l'idea di modellare i setti da 1 m, 1.5 m e 2 m come elementi *beam*;
- Si potrebbero inserire dei braccetti rigidi *a raggera* in corrispondenza dei collegamenti tra setti *beam* e solette di piano: in questo modo si riescono a *prendere* più nodi dei gusci della soletta e a schematizzare meglio il collegamento tra setti e solette (sempre però inserendo adeguati SVINCOLI per ricreare la CERNIERA);
- Dopo aver analizzato il sisma per la struttura globale, andrebbe studiata la **variazione termica**. Infatti i giunti nella soletta potrebbero essere inseriti non solo per un discorso legato al sisma, ma anche per un discorso legato alle variazioni termiche subite dalla soletta in esercizio;
- Nelle NTC2018 vi sono indicazioni sui giunti sismici. La norma indica di prevedere giunti sismici al fine di ottenere una struttura il più possibile regolare, ma non vengono date indicazioni specifiche:

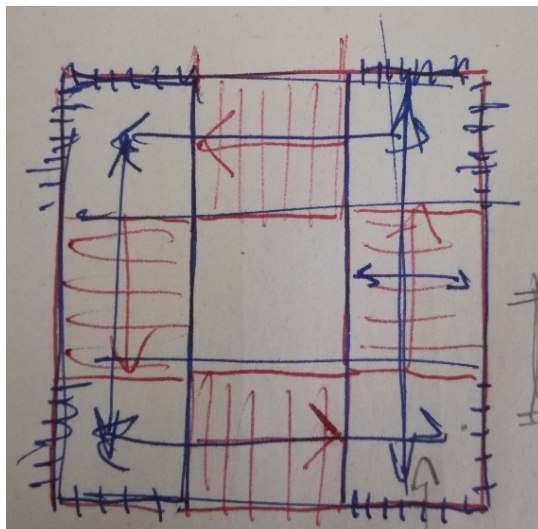
## REGOLARITÀ

Le costruzioni devono avere, quanto più possibile, struttura iperstatica caratterizzata da *regolarità in pianta e in altezza*. Se necessario, ciò può essere conseguito suddividendo la struttura, mediante giunti, in unità tra loro dinamicamente indipendenti.

Si continua a lavorare sul modello cercando di diminuire il più possibile i nodi degli elementi verticali.

## Ing. Comino:

- Armatura delle solette rampanti: esistono 2 modi di concepirla:
  1. Modo *classico*: pianerottoli immorsati nei setti laterali del vano scala e rampe sostenute dai pianerottoli, quindi con armature ordite da pianerottolo a pianerottolo. Con questa modalità, viste *da sotto* le rampe appaiono come delle solette ad estradosso piano inclinato. Inoltre non vi è fisicamente un collegamento laterale tra rampe e setti del vano scala, per cui a livello di modellazione i nodi dei gusci-setto del vano scala e quelli dei gusci delle rampe non devono coincidere;



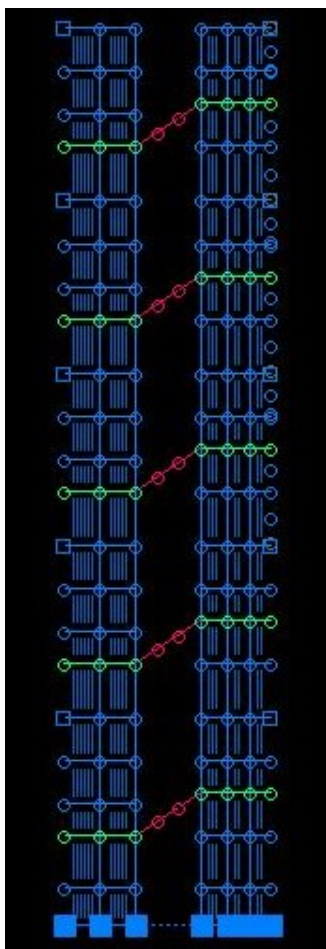
2. Gradini *a sbalzo*: l'armatura delle rampe non viene ammorsata nei pianerottoli bensì ai setti laterali del vano scala. In questo modo ogni gradino risulta una mensola incastrata ai setti del vano scala, e vista *da sotto* ciascuna rampa appare *a gradini* (non si vede un andamento lineare e piano della soletta rampante).

La scelta dell'una o dell'altra modalità è dovuta principalmente ad esigenze architettoniche (se si vuole o meno avere un andamento *a gradini* delle rampe anche viste *da sotto*). A livello strutturale, di comportamento sismico, cambia poco da una modalità all'altra, perché in ogni caso il collegamento reciproco tra i setti del vano scala è garantito dai pianerottoli (a loro volta collegati a vicenda dalle solette rampanti), quindi l'aumento di rigidità dato dalla modellazione della scala si ha in ogni caso (e più o meno della stessa entità).

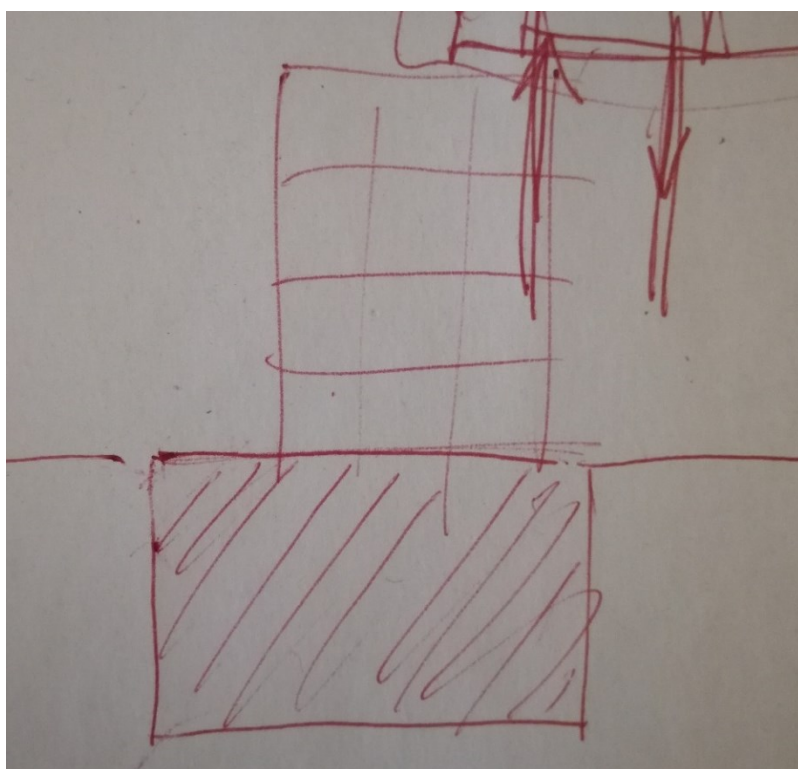
La modellazione della scala viene per ora lasciata così com'è, ovvero con coincidenza dei nodi tra gusci delle rampe e gusci dei setti del vano scala, ipotizzando quindi uno schema statico *a sbalzo* dei gradini;

- Nucleo scala Ovest: vi è un'apertura, questa apertura è data da una finestra oppure si ha un'apertura continua per tutta l'altezza dell'edificio? Anche qui le motivazioni sono architettoniche: nel caso di apertura continua, dall'esterno si vedrà tutto l'interno del vano scala, comprese le rampe alle diverse altezze che *attraversano* l'apertura.

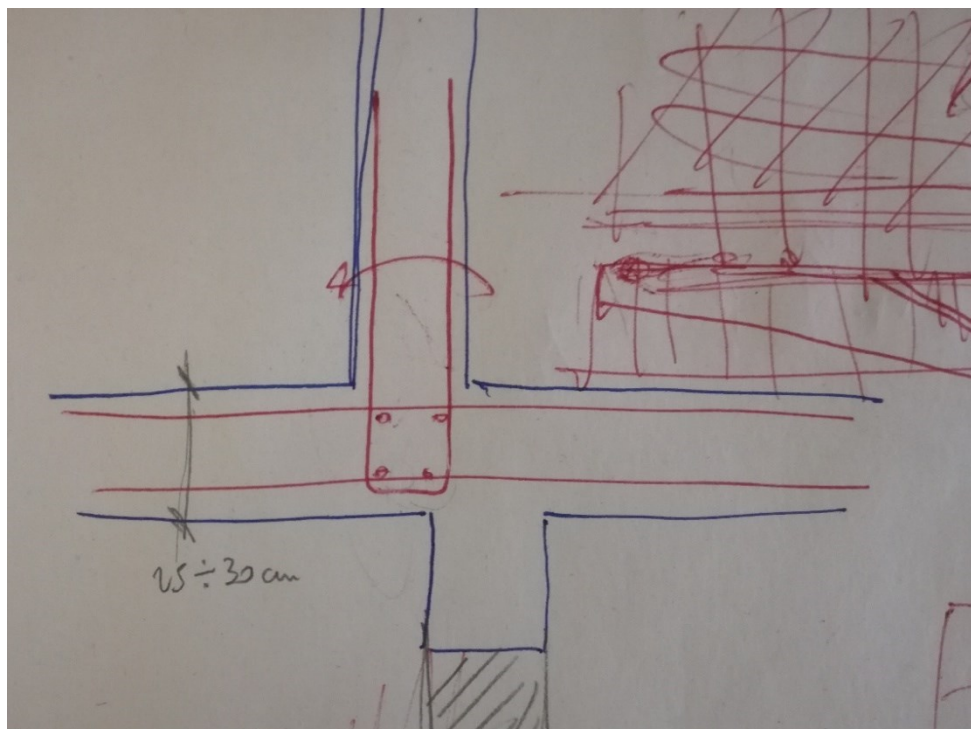
Si decide di lasciare tutto così come è stato modellato finora, ovvero considerando un'apertura continua per tutta l'altezza dell'edificio;



- Setti *in falso* rispetto a quelli del piano interrato: si possono comunque considerare incastrati alla base, poiché il solaio del piano terra fa parte della SCATOLA DI FONDAZIONE su cui l'intera struttura si fonda.



La fondazione si calcola in **campo elastico**, si considera indeformabile rispetto al resto della struttura: il solaio del piano terra costituisce la parte superiore di tale fondazione, considerata nel complesso come una scatola, per cui i setti che arrivano lì, se ben ancorati all'armatura della soletta del P.T., riescono a sviluppare il momento ultimo.



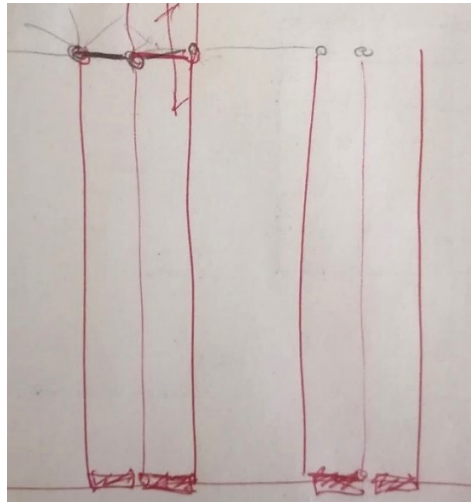
In ogni caso, poiché al di sotto della soletta del P.T. c'è il vuoto, non c'è il terreno, nella direzione debole la base del setto in falso può essere considerata come **cerniera**. Nella direzione forte, invece, un contributo di incastro al piede ce l'ho sempre, ma inferiore rispetto ai setti che arrivano in fondazione. Come tenere conto di questo?

- Per tenere conto del minore contributo di rigidezza dei setti in falso rispetto a quelli che arrivano in fondazione, è corretto inserire come vincolo esterno delle CERNIERE (da assegnare ai nodi al P.T. dei gusci-setto della parete in falso). Avendo ora una **fila di cerniere** alla base del setto (quota P.T.), nella direzione forte si avrà comunque un certo momento resistente alla base (inferiore a quello che si avrebbe nel caso di una fila di incastri, ma comunque non nullo). Nella direzione debole, invece, si avrà momento resistente nullo;
- Un altro metodo per tenere conto della mancanza del terreno sottostante i setti in falso, e dunque della maggior deformabilità verticale del solaio del P.T. rispetto alle travi di fondazione, è quello di inserire alla base dei setti in falso dei VINCOLI GENERICI con una certa rigidezza (kN/m) in direzione Z. Come valutare tale rigidezza?
  - In *maniera rigorosa*: modellando l'intero piano interrato, costruendo a tal fine un ulteriore modello. Si conduce l'analisi per la struttura in elevazione (modello originale) e si valutano le reazioni vincolari alla base dei setti in falso; si *girano* quindi le reazioni vincolari così calcolate sulla scatola di fondazione (modello fondazioni) – quelle che nel modello originale erano reazioni vincolari diventano di fatto forze F sollecitanti per il modello fondazioni. Si leggono gli spostamenti  $u$  della



soletta del P.T. in corrispondenza dei nodi:  $F / u = K$ .  $K$  è la rigidezza da inserire come vincolo generico ai setti in falso;

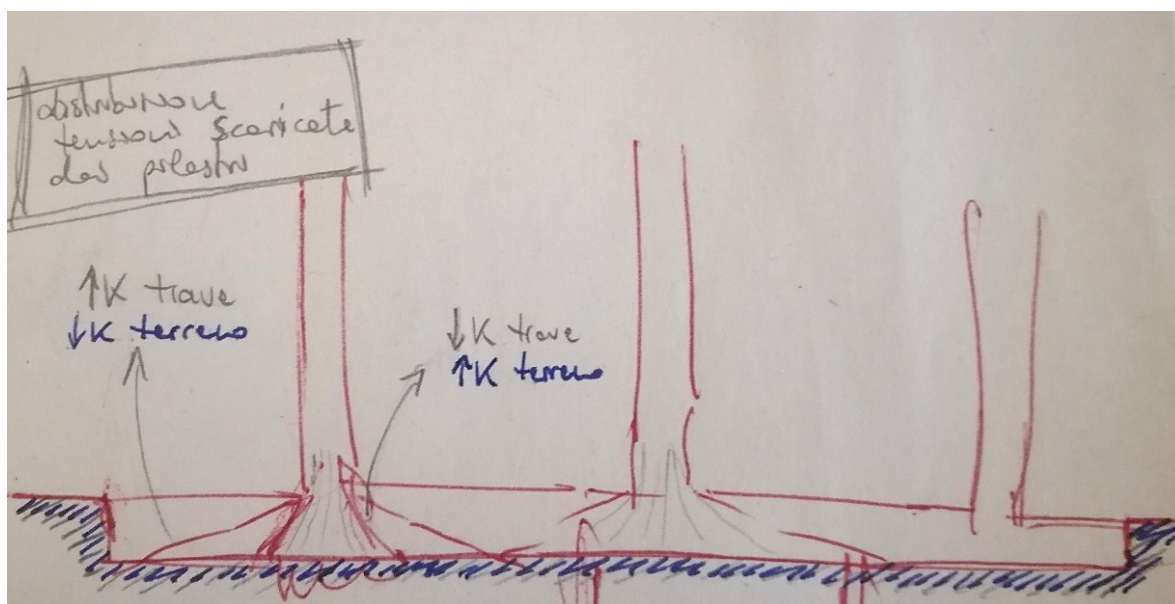
- In *maniera semplificata*: [...];
- Per i setti perimetrali che arrivano in fondazione è prevista una trave alla Winkler, che deve essere modellata come una serie di elementi *beam* da nodo a nodo, prevedendo dei tratti ad INFINITA RIGIDEZZA in corrispondenza dei gusci dei setti, se modellati come *shell*, oppure per la lunghezza di ingombro degli stessi, se modellati come *beam*. Ciò serve a tenere conto del fatto che, in ogni caso, le travi di fondazione dei setti in cemento armato sono infinitamente rigide rispetto al terreno.



Attenzione: Il fatto che la fondazione del setto sia infinitamente rigida rispetto al terreno non significa che il setto non risulti incastrato alla base! Infatti, se il terreno è buono, esso riesce a sostenere il momento scaricato dalla trave di fondazione (che altro non è che una forza assiale  $N$  con eccentricità  $e$  rispetto al baricentro della fondazione). Se il terreno è scadente, al fine di sopportare le tensioni date da  $N$  e  $N \cdot e$  – trapezoidali se il terreno non è parzializzato, triangolari se il terreno è parzializzato, in ogni caso con  $\sigma_{\max} < \sigma_{\text{res,terr}}$  – può essere aumentata la lunghezza della trave, realizzata una platea, oppure inseriti dei pali capaci di *portare* il momento  $M$  tramite sforzi assiali  $N$ ;

- La costante elastica  $k$  delle molle che schematizzano il terreno non è mai unica, perché soggetta a una certa variabilità. Per il terreno di Torino, l'ingegner Comino considera un range tra i  $5 \text{ kg/cm}^3$  e i  $10 \text{ kg/cm}^3$ . Questa variabilità può avere effetti importanti sulle travi di fondazione di pilastri in fila, i quali costituiscono dei carichi puntuali per le stesse:
  1. Se la  $k$  del terreno è bassa, la trave tende ad essere molto più rigida rispetto al terreno, quindi indeformabile, e le tensioni  $\sigma$  scaricate dai pilastri tendono a distribuirsi per tutta la larghezza della trave. In questo caso gli elementi *beam* su molle alla Winkler colleganti i vari pilastri si comportano come se fossero infinitamente rigidi;
  2. Se la  $k$  del terreno è alta, è il terreno che tende ad essere molto più rigido della trave, la quale invece risulta maggiormente deformabile; le tensioni  $\sigma$  scaricate dai pilastri tendono a distribuirsi per una larghezza molto meno estesa. Gli

elementi beam su molle alla Winkler non si comportano come se fossero infinitamente rigidi;



Questa differenza di comportamento della trave di fondazione data dai valori limite (MAX e min) che può assumere la  $k$  del terreno (per il tipo di terreno interessato) NON ESISTE per una trave di fondazione di un setto, che è sempre infinitamente rigida rispetto al terreno. La variabilità di  $k$  del terreno per queste travi incide pochissimo, la trave di fondazione su cui insiste un setto in c.a. risulta sempre indeformata (e, appunto, infinitamente rigida rispetto al terreno);

Range di  $k$  suggeriti da DOLMEN:

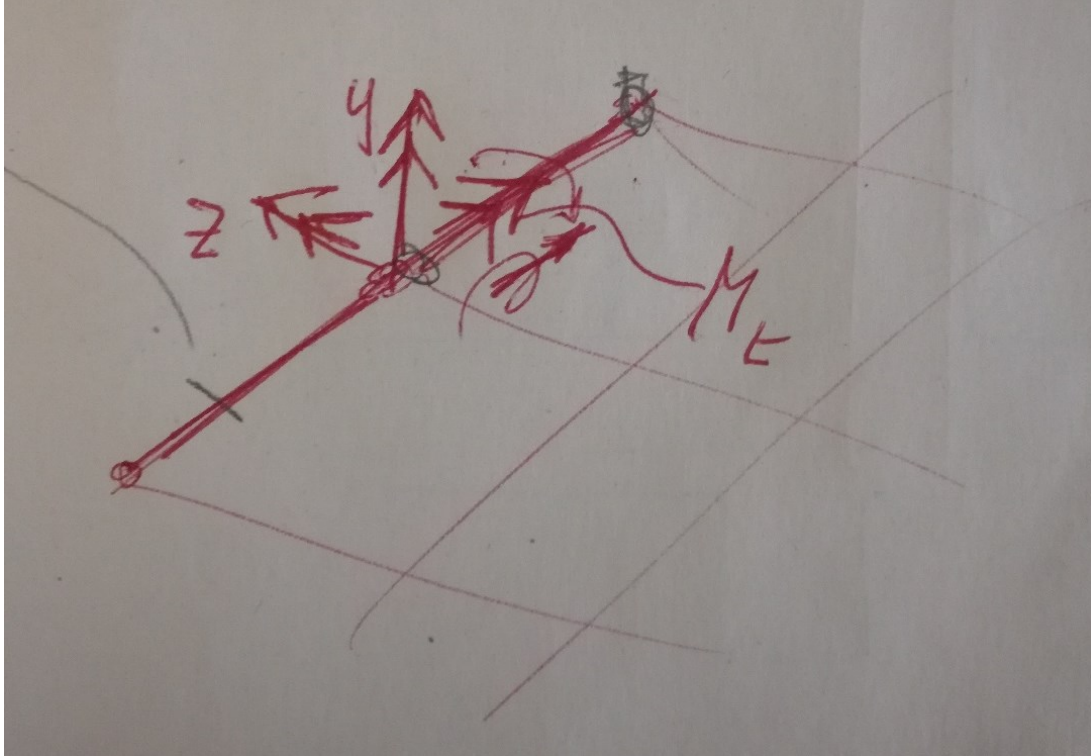
#### MODULO DI REAZIONE “VERTICALE” DEL TERRENO [WINKLER]

NATURA DEL TERRENO	$K$ (Kg/cm <sup>3</sup> )
torba leggera.....	0.6 ~ 1.2
torba pesante.....	1.2 ~ 1.8
terra vegetale.....	1.0 ~ 1.5
depositi recenti.....	1.0 ~ 2.0
sabbia di mare, fina.....	1.5 ~ 2.0
sabbia poco coerente.....	2.0 ~ 4.0
terra molto umida.....	2.0 ~ 3.5
terra poco umida.....	3.0 ~ 6.0
terra secca.....	5.0 ~ 10.0
argilla con sabbia.....	8.0 ~ 10.0
argilla grassa.....	10.0 ~ 12.0
sabbia compatta.....	8.0 ~ 15.0
ghiaia con sabbia.....	10.0 ~ 25.0
ghiaia compatta.....	20.0 ~ 30.0

(Tabella dei Moduli di Winkler secondo POZZATI)

- Setti da 1 metro modellati come elementi beam: vanno inseriti degli elementi beam aggiuntivi in corrispondenza dei collegamenti tra setti e solette di piano, in modo da ricreare il più possibile ciò che accade nella realtà, ovvero collegamenti di una certa estensione e non puntuali. Questi elementi devono collegare il nodo di estremità del

setto con i nodi dei gusci-piastra, e devono avere dimensioni in sezione 20 cm x 1 m (o 2 metri), in modo che risultino infinitamente rigidi nei riguardi della flessione. Vanno poi inseriti degli SVINCOLI nei loro nodi di estremità nei riguardi del MOMENTO TORCENTE, il quale coincide con il momento flessionale della piastra di piano nella direzione ortogonale al setto: in questo modo si ricrea la CERNIERA setto-piastra;



- Consiglio -> fare 2 MODELLI:
  1. **Modello della sovrastruttura**, fuori terra, DA QUOTA ZERO IN SU (setti in falso modellati con cerniere e setti che arrivano in fondazione modellati come incastri) – su questo deve essere condotta l'analisi sismica;
  2. **Modello delle fondazioni**, DA QUOTA ZERO IN GIU, con perfetta coincidenza dei nodi (e dei relativi *nomi*) di tutti gli elementi verticali al livello del P.T. -> sfruttare comando DOLMEN *Scambio Dati* -> *Importa azioni da struttura*. Si importano così tutte le reazioni vincolari calcolate per il modello della sovrastruttura, le quali vengono *girate* e diventano così azioni sollecitanti per il modello delle fondazioni. Si ricorda che queste devono rimanere in ogni caso in campo elastico.
- Data la quantità e la distribuzione dei setti interrati presenti, la scatola di fondazione è garantita. La rigidità della scatola è elevatissima, in entrambe le direzioni principali del sisma. Poiché la distanza tra un setto interrato e l'altro non eccede mai i 3 metri, la soletta del P.T. risulta adeguatamente *appoggiata* per tutta la sua estensione, per cui la sua altezza non eccederà, molto probabilmente, i 25 cm. La soletta del P.T. dovrà essere modellata e verificata nel modello delle fondazioni.

# 14 ottobre



Aumento dimensione meshatura dei setti dei vani scala, sia Ovest che Est. Fine modellazione scala Est (pianerottoli e rampe).

Elevazione di tutti i setti fino al 5° piano.

Conteggio nodi (senza impalcati e senza aver modellato i setti da 1 metro come elementi beam): 7302 nodi. Si capisce che è necessario aumentare la dimensione dei gusci-setto oppure modellare i setti più piccoli come elementi beam (travi), poiché con l'aggiunta degli impalcati il limite dei 10'000 nodi verrebbe sicuramente superato.

Modellazione impalcato del 1° piano, blocco Est – gusci da 120 cm di lato.



# 15 ottobre



Modellazione impalcato del 1° piano, blocco Ovest – gusci da 120 cm di lato.

Modellazione completa dell'intera sovrastruttura (senza fondazioni): totale 9'782 nodi, avendo modellato tutti i setti come elementi shell. Dunque risulta possibile modellare tutte le piastre e tutti i setti come elementi shell rientrando nel limite dei 10'000 nodi.

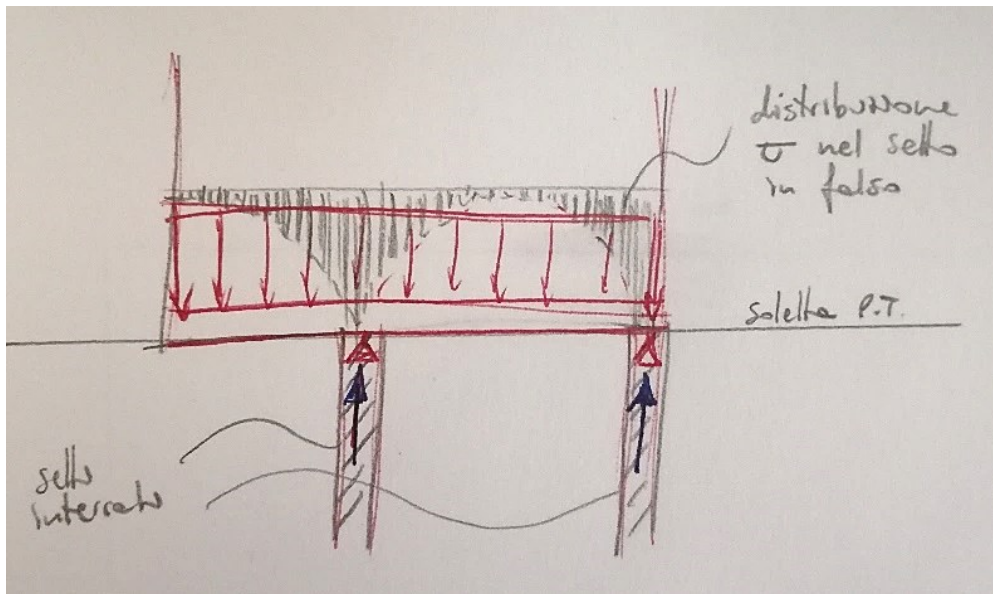
Inserimento di adeguati vincoli alla base (ovvero al P.T.) degli elementi verticali: INCASTRI per setti e colonne che arrivano in fondazione, CERNIERE per setti e colonne che si fermano alla soletta del piano terra.

## Ing. Comino:

- Conviene procedere come segue nei riguardi del modello della sovrastruttura:
  - 1 modello, quello attuale, con setti meglio discretizzati e impalcato discretizzati in maniera più grossolana (gusci da 120 cm di lato) - per l'ANALISI SISMICA e il progetto dell'armatura dei setti;
  - 1 modello, da fare, con impalcato meglio discretizzati e setti (almeno quelli da 1 metro) modellati come elementi *beam* – per l'ANALISI DEI SOLI CARICHI VERTICALI e il progetto dell'armatura delle solette;
- Nel modello delle fondazioni dovrà essere ben discretizzato il solaio del piano terra, poiché funge da collegamento tra sovrastruttura e fondazioni. Inoltre, se si considera l'intera scatola delle fondazioni, esso rappresenta il *coperchio* di tale scatola;
- Sistemare la disposizione delle nervature previste per il solettone del piano terra. Le nervature hanno senso se disposte al di sotto di carichi puntuali, ovvero al di sotto di colonne in falso, dove oltre al problema del punzonamento (che deve essere anch'esso studiato) vi è il problema flessionale della piastra nelle due direzioni di disposizione dell'armatura: le nervature, che non sono altro che travi ribassate, servono proprio per aumentare la rigidità flessionale della piastra sollecitata da un carico puntuale. Nel caso dei setti in falso, invece, le nervature della soletta sono costituite dai setti stessi (la nervatura, invece che essere disposta inferiormente alla soletta, è come se fosse disposta superiormente);
- Nel setto in falso, le tensioni  $\sigma$  alla base dovute ai soli carichi verticali (considerando in via semplificata un momento alla base nullo) non saranno costanti, ma avranno un



andamento parabolico con picchi in corrispondenza degli appoggi. Gli appoggi sono rappresentati dai setti interrati;



- Nel modello delle fondazioni si dovrà tenere conto delle nervature per la soletta del piano terra rappresentate dai setti in falso. Come si fa? Si dovranno inserire i gusci dei setti in falso almeno per l'altezza di un piano. Non modellare la nervatura rappresentata dal setto in falso significa avere, per la soletta del piano terra, una serie di carichi puntuali agenti su una soletta poco rigida flessionalmente a livello locale -> Si andrebbe a sovradimensionare la piastra, considerando una rigidezza flessionale locale decisamente più bassa di quella che si avrebbe in realtà;
- DOLMEN NON FA ANALISI SISMICHE NON LINEARI. È a tutti gli effetti un programma semplificato che viene utilizzato ai fini della progettazione, non è un software raffinato come può essere ad esempio il SAP2000 (il quale permette di condurre anche analisi non lineari);
- Come funziona l'ANALISI SISMICA con DOLMEN? Qual è l'iter da seguire?
  - Attribuire tutti i carichi a gusci, aste e linee di carico;
  - Condurre l'analisi per i soli carichi verticali;
  - Inserire i dati sismici direttamente nel programma: coordinate geografiche, tipo di terreno, fattore di struttura ...;
  - Inserire le Condizioni di calcolo, ovvero i coefficienti di combinazione per l'analisi sismica;
  - Analisi statica lineare: Il programma valuta il periodo fondamentale  $T_1$  della struttura tramite la formula semplificata indicata nelle NTC2018. Questo step serve per valutare i torcenti di piano, valutati in funzione di  $T_1$ , che il programma utilizzerà nell'ambito dell'analisi dinamica lineare. Dall'analisi statica lineare si ottiene anche l'ellisse di rigidità, dalla quale si possono ottenere informazioni sulla distribuzione delle rigidità nel piano, le distanze tra centro di rigidità e centro di massa, eccetera;
  - Analisi dinamica lineare;

- **Attenzione:** dovrà essere tenuto in conto anche il sisma verticale, poiché vi sono elementi verticali (sia setti che pilastri) in falso. Infatti, il punto 7.2.2 delle NTC2018 recita:

La componente verticale deve essere considerata, in aggiunta a quanto indicato al § 3.2.3.1, anche in presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, elementi precompressi (con l'esclusione dei solai di luce inferiore a 8 m), elementi a mensola di luce superiore a 4 m, strutture di tipo spingente, pilastri in falso, edifici con piani sospesi, ponti e costruzioni con isolamento nei casi specificati in § 7.10.5.3.2.

#### Geometra Ravizzotti:

Alla situazione attuale, il progetto si trova in fase preliminare. Il **progetto preliminare**, da inviare al Comune, serve a quest'ultimo per farsi un'idea su quello che sarà il progetto definitivo, consegnato dal progettista, per ottenere il permesso di costruire. Nel progetto preliminare devono essere rispettati (e messi in risalto) tutti i vincoli indicati nel Piano Regolatore e nel regolamento edilizio comunale: le distanze, i ribaltamenti da garantire, l'indice di edificabilità ...

Una volta che il Comune ha approvato il progetto preliminare, si passa alla pratica per ottenere il permesso di costruire dove, oltre a raffinare il progetto architettonico, dovranno essere valutati gli impianti elettrici e sanitari, il costo complessivo dell'opera (computi metrici estimativi), eccetera. È una procedura onerosa, che richiede tempo e lavoro: per questo motivo, prima di intraprenderla, è previsto lo step del progetto preliminare.

# 16 ottobre



Attribuzione dei carichi verticali a tutti gli elementi shell di solette, setti, pianerottoli e rampe (pesi propri, permanenti, variabili).

Avvio analisi di prova – OK.

Attribuzione dei carichi delle tamponature tramite linee di carico. I carichi da attribuire sono:

- Tamponatura divisoria tra alloggi (G2): - 7.04 kN/m
- Tamponatura divisoria tra alloggio e vano scala (G2): - 2.25 kN/m
- Tamponatura perimetrale – sezioni SENZA setti (G2): - 13.34 kN/m
- Tamponatura perimetrale – sezioni CON setti (G2): - 2.46 kN/m

Sono tutti carichi G2, ovvero permanenti non strutturali. I bassi valori dei carichi G2 delle tamponature *divisorie tra alloggio e vano scala* e *perimetrali – sezioni CON setti* sono dovuti alla presenza dei setti, i cui pesi propri (G1) vengono tenuti in conto automaticamente dal programma.

Si riporta l'analisi dei carichi completa da Excel:

Pesi permanenti non strutturali del solaio tipo (G2)	h (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
Pavimentazione	2			50.00	0.50
Massetto non alleggerito	8	2350.00	23.50	188.00	1.88
Coibente radiante	2	40.00	0.40	0.80	0.01
Isolante (termico) calpestabile	5	40.00	0.40	2.00	0.02
Massetto alleggerito	8	1300.00	13.00	104.00	1.04
Tramazzature divisorie interne agli alloggi				80.00	0.80
Controsoffitto (con VMC)				40.00	0.40
				<b>464.80</b>	<b>4.65</b>

Il valore di 80 kg/m<sup>2</sup> attribuito agli impalcati per tenere conto delle tramezzature interne agli alloggi è indicato dalle NTC2018 al punto 3.1.4, ed è funzione del carico al metro calcolato per la singola tramezzatura:

Parete divisoria interna (tramezzo) in cartongesso da 9 cm	Spessore (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	P (kg/m) - P T	P (kN/m) - P T	P (kg/m) - P tipo	P (kN/m) - P tipo
Cartongesso lato alloggio dx (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Struttura metallica a C	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Lana di roccia	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Cartongesso lato alloggio dx (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
				<b>46.25</b>	<b>0.46</b>	<b>191.94</b>	<b>1.92</b>	<b>157.25</b>	<b>1.57</b>

Risulta, in ogni caso, un G2 delle pareti divisorie interne compreso tra 1 kN/m e 2 kN/m; per questo intervallo, la norma prescrive un g2 distribuito pari a 0.8 kN/m<sup>2</sup>.

Pesi permanenti non strutturali del terrazzo del 3°P (G2)	h (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
Doghe in bamboo	2	600.00	6.00	12.00	0.12
Listelli in legno altezza 10 cm passo 60 cm	10	600.00	6.00	5.00	0.05
Doppia guaina impermeabile bituminosa				10.00	0.10
Pannello in Stiferite	8	36.00	0.36	2.88	0.03
Barriera al vapore					
Massetto delle pendenze alleggerito (eventuale)	6	2350.00	23.50	141.00	1.41
Controsoffitto (con VMC)				40.00	0.40
				<b>210.88</b>	<b>2.11</b>

Parapetto del terrazzo del 3°P (G2) - in acciaio o vetro	P (kg/m)	P (kN/m)
	50	<b>0.50</b>

Caratteristiche della SCALA	alzata (cm)	pedata (cm)	inclinazione (°)	inclinazione (rad)
	17	30	29.5388	0.5155

Pesi permanenti non strutturali delle RAMPE (G2)	Spessore (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
Rivestimento delle pedate (marmo 3 cm)	3	2800	28.00	84.00	0.84
Rivestimento delle alzate (marmo 3 cm)	3	2800	28.00	47.60	0.48
Gradini in calcestruzzo		2350.00	23.50	199.75	2.00
Intonaco rampa da 1.5 cm	1.5	2000.00	20.00	34.48	0.34
				<b>365.83</b>	<b>3.66</b>

Pesi permanenti non strutturali dei PIANEROTTOLI (G2)	Spessore (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )
Rivestimento pianerottolo (marmo 3 cm)	3	2800	28.00	84.00	0.84
Massetto c.a. alleggerito	10	1300.00	13.00	130.00	1.30
Intonaco pianerottolo da 1.5 cm	1.5	2000.00	20.00	30	0.30
				<b>244.00</b>	<b>2.44</b>

Carichi variabili Affollamento	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	
Alloggi (cat. A; Locali di abitazione e relativi servizi)	200.00	2.00	NTC2018 3.1.4
Scale - Rampe e Pianerottoli (cat. A; Scale comuni)	400.00	4.00	NTC2018 3.1.4 (da attribuire alle proiezioni ortogonali di RAMPE e PIANEROTTOLI)
Balconi (cat. A; Balconi)	400.00	4.00	NTC2018 3.1.4
Terrazzi (cat. A; Balconi)	400.00	4.00	NTC2018 3.1.4
Copertura del 5°P (cat. H; Coperture non praticabili)	50.00	0.50	NTC2018 3.1.4

Tamponatura divisoria tra alloggi (G2)	Spess (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	P (kg/m) - P T	P (kN/m) - P T	P (kg/m) - P tipo	P (kN/m) - P tipo
Cartongesso lato alloggio dx (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Lana di roccia lato alloggio dx	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Struttura metallica a C lato alloggio dx	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Rinzafo (in intonaco) lato alloggio dx	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Poroton	12	955.17	9.55	114.62	1.15	475.67	4.76	389.71	3.90
Rinzafo (in intonaco) lato alloggio sx	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Struttura metallica a C lato alloggio sx	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Lana di roccia lato alloggio sx	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Cartongesso lato alloggio sx (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
				<b>207.12</b>	<b>2.07</b>	<b>859.55</b>	<b>8.60</b>	<b>704.21</b>	<b>7.04</b>

Tamponatura divisoria tra alloggio e vano scala (G2)	Spess (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	P (kg/m) - P T	P (kN/m) - P T	P (kg/m) - P tipo	P (kN/m) - P tipo
Intonaco lato vano scala	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Rinzafo (in intonaco) lato alloggio	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Struttura metallica a C lato alloggio	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Lana di roccia lato alloggio	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Cartongesso lato alloggio (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
(il peso proprio G1 del setto da 20 cm viene considerato automaticamente dal programma di calcolo)				<b>66.25</b>	<b>0.66</b>	<b>274.94</b>	<b>2.75</b>	<b>225.25</b>	<b>2.25</b>

Tamponatura perimetrale (G2) - Sezioni SENZA setti	Spess (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	P (kg/m) - P T	P (kN/m) - P T	P (kg/m) - P tipo	P (kN/m) - P tipo
Intonaco lato esterno	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Coibente (EPS)	15	40.00	0.40	6.00	0.06	24.90	0.25	20.40	0.20
Muratura esterna (semipieni)	20	1600.00	16	320.00	3.20	1328.00	13.28	1088.00	10.88
Rinzafo (in intonaco) lato alloggio	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Struttura metallica a C lato alloggio	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Lana di roccia lato alloggio	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04



Cartongesso lato alloggio (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
				<b>392.25</b>	<b>3.92</b>	<b>1627.84</b>	<b>16.28</b>	<b>1333.65</b>	<b>13.34</b>

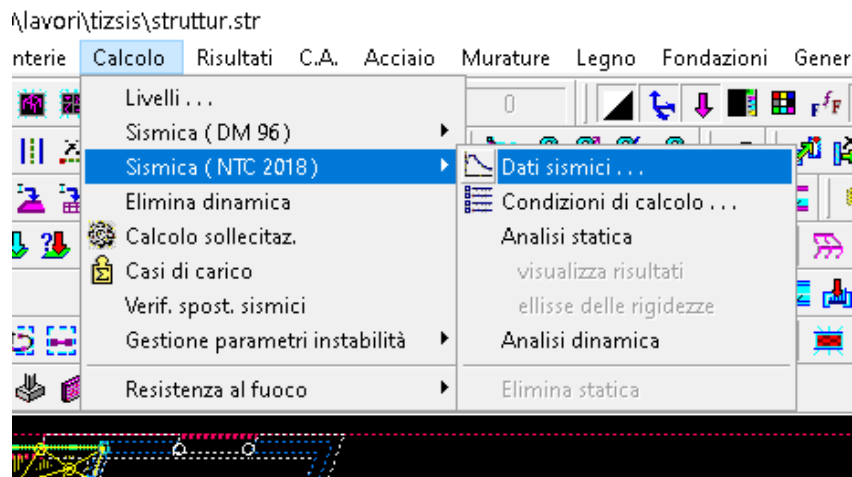
Tamponatura perimetrale (G2) - Sezioni CON setti	Spess (cm)	P (kg/m <sup>3</sup> )	P (kN/m <sup>3</sup> )	P (kg/m <sup>2</sup> )	P (kN/m <sup>2</sup> )	P (kg/m) - P T	P (kN/m) - P T	P (kg/m) - P tipo	P (kN/m) - P tipo
Intonaco lato esterno	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Coibente (EPS)	15	40.00	0.40	6.00	0.06	24.90	0.25	20.40	0.20
Rinzafo (in intonaco) lato alloggio	1	2000.00	20.00	20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
Struttura metallica a C lato alloggio	5			5.00	0.05	20.75	0.21	17.00	0.17
Lana di roccia lato alloggio	5	25.00	0.25	1.25	0.01	5.19	0.05	4.25	0.04
Cartongesso lato alloggio (doppia lastra da 1.25 cm)	2.5			20.00	0.20	83.00	0.83	68.00	0.68
(il peso proprio G1 del setto da 20 cm viene considerato automaticamente dal programma di calcolo)				<b>72.25</b>	<b>0.72</b>	<b>299.84</b>	<b>3.00</b>	<b>245.65</b>	<b>2.46</b>

Avvio analisi per i carichi verticali con tutti i carichi assegnati (tempo stimato: 1 ora e 30 min).

Al termine dovranno essere sistemati (e calcolati) i casi di carico allo SLU e allo SLE. Fatto ciò, dovranno essere inseriti i DATI SISMICI.

Tempo effettivamente necessario per l'analisi ai soli carichi verticali: 3 ore.

**ANALISI SISMICA per TORINO – progetto a comportamento NON dissipativo della struttura:**



## 1. Zona:

Dati generali per sismica (NTC 2018) x

>>

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

Località

Latitudine

Longitudine





Applica      Applica e chiudi      Chiudi

Si inseriscono le coordinate del sito in cui sorgerà la costruzione (da *Google Maps*):

Latitudine: 45.0444362

Longitudine: 7.6791879

## 2. Suolo:

Dati generali per sismica (NTC 2018) x

>>

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

**A** - Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi

**B** - Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa o terreni a grana fina molto consistenti

**C** - Depositati di terreni a grana grossa mediamente addensati, o terreni a grana fine mediamente consistenti

**D** - Depositati di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fine scarsamente consistenti

**E** - Terreni dei sottosuoli di tipo C o D per spessore non superiore a 30 m

Applica      Applica e chiudi      Chiudi

Data l'ottima qualità del terreno torinese, si ipotizza una categoria di sottosuolo di tipo B.

### 3. Topografia:

Dati generali per sismica (NTC 2018) x

>>

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

Coefficiente di amplificazione topografica

Tab.3.2.V\_ Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica

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

Il terreno è pianeggiante, dunque rientra nella categoria T1.

### 4. Fattore di comportamento q:

Dati generali per sismica (NTC 2018) x

>>

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | Dati progetto | Vulnerabilità

**Per azioni verticali :**

q

**Per azioni orizzontali :**

q

$q = q_0 \cdot K_R$

Classe di duttilità

q<sub>0</sub>

K<sub>R</sub>

Poiché vi sono setti e colonne in falso, dovrà essere considerato anche il sisma verticale. Le NTC2018, al punto 7.3.1, prevedono un fattore di comportamento  $q$  per il sisma verticale pari a 1.50:

Il valore di  $q$  utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo *SLV*, a meno di adeguate analisi giustificative, è  $q = 1,5$  per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è  $q = 1$ .

Nei riguardi delle azioni orizzontali, poiché si prevede di progettare la struttura con un comportamento di tipo non dissipativo, si continuano a seguire le indicazioni della norma al medesimo punto:

Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento  $q_{ND}$ , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla *CD"B"* (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1.5$$

Si riporta la Tabella 7.3.II della normativa per le sole costruzioni in calcestruzzo:

**Tab. 7.3.II** – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo *SLV* per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità *CD*

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

L'edificio in esame rientra nella categoria delle *Strutture a pareti non accoppiate*, alla quale corrisponde un valore base del fattore di comportamento allo *SLU* in *CD"B"* pari a 3.

Si calcola dunque il fattore di comportamento  $q_{ND}$  della struttura avente comportamento non dissipativo:

$$q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot 3 = 2 \leq 1.5$$

Nel software si inserisce come fattore  $q_{ND}$  il valore 1.5.

## 5. Dati di progetto:

Dati generali per sismica (NTC 2018) ✕

>>

Zona | Suolo | Topografia | Fattore comport. q | **Dati progetto** | Vulnerabilità

Struttura esistente

Vita nominale dell'opera  $V_N$

Coefficiente d'uso  $C_U$

Periodo di riferimento

$P_{VR}$  di progetto (%)

$P_{VR}$  di esercizio (%)

Coeff. di smorzamento viscoso  $\xi$  (%)

Trattandosi di un'opera avente livelli di prestazioni ordinari, la vita nominale  $V_N$  prevista è di 50 anni (vedi tabella 2.4.I delle NTC2018):

**Tab. 2.4.I** – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

La classe d'uso, secondo il punto 2.4.2 della normativa, è la 2, a cui è associato un coefficiente d'uso pari a 1.

#### 2.4.2. CLASSI D'USO

Con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso così definite:

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.



Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{VR}$  sono funzione degli Stati Limite considerati. Per la tabella 7.3.III, trattandosi di struttura a classe d'uso 2, gli Stati Limite da considerare per le verifiche sismiche degli elementi strutturali primari sono:

- SLD per le verifiche in termini di rigidità;
- SLV per le verifiche in termini di resistenza;
- SLC per le verifiche in termini di duttilità, quando richiesto e solo per strutture a comportamento dissipativo.

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM <sup>⓪</sup>
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG			RES		
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT <sup>(*)</sup>			DUT <sup>(*)</sup>		

<sup>⓪</sup> Per le sole CU III e IV, nella categoria Impianti ricadono anche gli arredi fissi.

<sup>(\*)</sup> Nei casi esplicitamente indicati dalle presenti norme.

Si ricorda che nel caso di comportamento strutturale non dissipativo non devono essere applicate le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità, mentre nel caso di comportamento strutturale dissipativo devono essere applicate le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

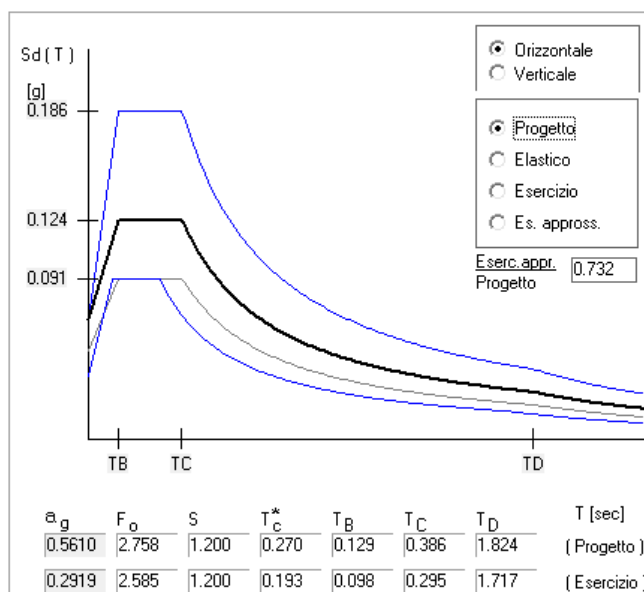
Lo Stato Limite di progetto è dunque l'SLV, per il quale vale  $P_{VR} = 10\%$ ; lo Stato Limite di esercizio è invece l'SLD, per il quale vale  $P_{VR} = 63\%$ .

In funzione di  $V_N$ ,  $C_U$  e  $P_{VR}$  viene calcolato il periodo di ritorno per l'input sismico.

## 6. Vulnerabilità – Solo per interventi su strutture esistenti

Con i dati immessi, il software genera gli spettri in pseudo-accelerazione sia orizzontale che verticale, sia elastici che di progetto (spettri di progetto = spettri abbattuti del fattore di comportamento  $q$ ).

Si riporta lo spettro di progetto:





# 17 ottobre



Dalle NTC2018:

### 7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

L'analisi lineare statica consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'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 distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza,  $T_1$  (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6]$$

dove  $d$  è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.

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:

$$F_i = F_k \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum z_j W_j} \quad [7.3.7]$$

dove:

$F_k$  =  $S_d(T_1) W \lambda / g$

$F_i$  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  $T_1 < 2T_C$  e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

Dal manuale DOLMEN:

*L'analisi lineare statica è sempre obbligatoria per le NTC 2018, in quanto da essa vengono ricavati i torcenti addizionali di piano: genera delle nuove condizioni di calcolo, nelle quali vengono convogliate le forze sismiche come forze concentrate ai nodi. Nel DM96 l'analisi statica semplificata era invece alternativa all'analisi dinamica.*

*La valutazione del periodo dei modi principali della struttura può essere effettuata, in modo approssimato, utilizzando la [7.3.6] delle NTC2018 (vedi sopra), dove  $d$  è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione*

"quasi permanente", applicata alla direzione orizzontale. Per la valutazione di questo spostamento è quindi possibile utilizzare gli spostamenti generati da una analisi statica lineare in cui sia stato posto  $S_d = 1$  e sia stato richiesto di non utilizzare il coeff. di distribuzione.

La forza da applicare alle masse della costruzione è data dalla [7.3.7] delle NTC2018 (vedi sopra). In ogni caso, il programma cercherà i piani a cui associare forze d'inerzia a partire dalla quota del primo nodo dotato di massa ed a quota maggiore della quota di partenza data come parametro. Per i successivi verrà ricercato il primo nodo dotato di massa avente differenza di quota dal piano precedente maggiore della tolleranza specificata nei parametri. La ricerca dei piani si arresta alla quota massima. Tutte le masse a quota superiore alla massima saranno conglobate nell'ultimo piano.

Le masse nodali sono calcolate a partire dai carichi presenti nelle condizioni date come riferimento, purché rivolti verso la direzione negativa dell'asse Z globale (cioè tutti i carichi di peso proprio, e i carichi distribuiti o concentrati in direzione Z, di segno negativo). La forza sismica sui singoli nodi sarà proporzionale alla massa presente su ciascuno, come pure l'eventuale momento torcente addizionale.

Il coefficiente di ripartizione dei carichi è calcolato come da Norme Italiane, a meno che non venga disattivata nei Parametri Sismici la voce "Utilizzare coeff. di distribuzione": in tal caso le forze d'inerzia sui nodi sono calcolate direttamente come "Coeff. di intensità sismica" moltiplicato per la massa nodale, indipendentemente dalla quota.

Sebbene la struttura non abbia una massa *approssimativamente* uniformemente distribuita lungo l'altezza e **non** sia dunque **regolare in altezza**, non vi sono ulteriori formule per calcolare il periodo fondamentale di vibrazione T1 di primo tentativo, se non quella riportata nella formula [7.3.6] delle NTC2018.

Gli step da seguire sono dunque questi:

- Valutazione dello spostamento laterale elastico  $d$  del punto più alto dell'edificio, secondo le indicazioni di DOLMEN (*analisi statica lineare in cui sia stato posto  $S_d = 1$  e sia stato richiesto di non utilizzare il coeff. di distribuzione*);
- Applicazione della formula [7.3.6] e valutazione di T1;
- Analisi statica lineare con T1 così valutato.

Utilizzando DOLMEN è indispensabile eseguire l'analisi statica lineare prima di quella dinamica lineare, poiché il software non calcola i torcenti modo per modo ma *li prende* da una precedente analisi statica, relativa al solo modo fondamentale T1 valutato con la formula semplificata della normativa.

# 19 ottobre



Si deve valutare lo spostamento laterale elastico  $d$  del punto più alto dell'edificio, secondo le indicazioni di DOLMEN.

Il coefficiente  $\lambda$  da utilizzare, che rappresenta il fattore di partecipazione del 1° modo di vibrare nell'ambito dell'analisi statica lineare, è 0.85: la struttura ha infatti più di 3 orizzontamenti e periodo  $T1 < 2 Tc$ .

Si imposta  $S_d = 1$  e si toglie la spunta alla voce *Utilizzare coeff. di distribuzione* (i coefficienti di distribuzione sono quelli che tengono conto della forma del 1° modo di vibrare, e dunque consistono nel rapporto tra la quota del piano  $j$  e l'altezza totale  $H$  dell'edificio).

Come *Tolleranza quota* si imposta 25 cm; il programma calcolerà forze sismiche e torcenti per ogni nodo (dotato di massa), a partire da quota zero, che abbia differenza di quota dal nodo precedente maggiore della tolleranza specificata (in questo caso 25 cm). La ricerca dei piani si arresta alla quota massima. Tutte le masse a quota superiore alla massima saranno conglobate nell'ultimo piano.

Per i casi di carico che seguiranno, le forze sismiche e i torcenti di piano non saranno dunque applicati solo a livello di solaio, ma ad ogni piano individuato dal software in questa fase.

Avvio PRIMA *analisi statica lineare*.

## RISULTATI:

### DATI PROGETTO

Edificio sito in località ( long. 7.679 lat. 45.044400 )

Categoria del suolo di fondazione = B

Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.200$

Coeff. di amplificazione topografica  $ST = 1.000$

$S = 1.200$

Vita nominale dell'opera  $VN = 50$  anni

Coefficiente d'uso  $CU = 1.0$

Periodo di riferimento  $VR = 50.0$

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %



Tempo di ritorno = 474

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 0.561 [g/10]

Fo 2.758

TC\* 0.270

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.732

Coeff. lambda = 0.8500

Sd = 1.000

Numero condizioni generanti carichi sismici : 5

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 003 : A:Var\_Abitazione\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Cond. 005 : A:Var\_Terrazzo\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Cond. 007 : A:Var\_Scala\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 008 : Sisma X

Cond. 009 : Sisma Y

Cond. 010 : Torcente add. X

Cond. 011 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	kN		kN	kNm	kNm	cm	cm
51.9	185.17	0.8500	157.39	278.6	218.1	1575.3	2272.6
80.0	278.48	0.8500	236.71	321.4	175.2	1692.0	2764.8
109.0	130.20	0.8500	110.67	195.9	153.4	1693.4	2293.5
143.0	95.40	0.8500	81.09	135.6	60.5	2051.7	2054.8
177.0	323.10	0.8500	274.64	372.9	330.7	1617.5	2814.2
205.3	136.02	0.8500	115.62	204.6	160.2	1715.7	2283.1
233.7	266.35	0.8500	226.40	307.4	167.6	1755.0	2629.2
259.4	136.96	0.8500	116.41	206.0	161.3	1581.4	2584.2
284.7	18.42	0.8500	15.65	15.9	9.3	1711.9	3074.6
311.2	441.00	0.8500	374.85	663.5	519.5	1713.4	2538.7
358.3	138.57	0.8500	117.78	208.5	163.2	1654.7	2409.7
386.7	42.10	0.8500	35.79	36.3	14.8	1477.3	3429.4
415.0	5279.82	0.8500	4487.85	7943.5	6220.2	1727.8	2367.7
443.3	14.00	0.8500	11.90	11.2	4.2	1750.1	2946.8
471.7	160.51	0.8500	136.44	241.5	189.1	1794.2	1993.2
500.0	398.65	0.8500	338.86	599.8	469.7	1810.3	2310.0
528.3	52.12	0.8500	44.30	45.7	21.2	1607.6	3751.4

556.6	126.72	0.8500	107.71	190.6	149.3	1744.6	2206.5
582.5	265.33	0.8500	225.53	306.2	167.0	1743.5	2669.9
609.3	163.97	0.8500	139.37	246.7	193.2	1629.1	2501.3
641.7	10.69	0.8500	9.09	9.3	5.4	1881.6	2661.4
669.4	412.16	0.8500	350.34	620.1	485.6	1692.6	2536.8
698.3	127.84	0.8500	108.67	192.3	150.6	1703.3	2148.9
726.7	10.14	0.8500	8.62	8.8	3.6	1887.0	2393.0
755.0	6811.56	0.8500	5789.83	10248.0	8024.7	1773.9	2586.8
783.3	14.08	0.8500	11.96	11.3	4.3	1751.8	2941.5
811.7	121.56	0.8500	103.32	182.9	143.2	1669.8	2296.2
840.0	348.15	0.8500	295.93	523.8	410.2	1738.2	2428.0
868.3	51.99	0.8500	44.19	45.5	21.2	1607.6	3750.9
896.6	124.37	0.8500	105.72	187.1	146.5	1592.1	2412.1
922.5	251.18	0.8500	213.51	289.9	158.1	1759.6	2630.7
949.3	163.46	0.8500	138.94	245.9	192.6	1467.1	2758.1
981.7	10.70	0.8500	9.10	9.3	5.4	1881.9	2660.8
1009.4	396.69	0.8500	337.19	596.8	467.3	1674.6	2598.9
1038.3	89.64	0.8500	76.19	134.9	105.6	1600.7	2375.7
1066.7	10.14	0.8500	8.62	8.8	3.6	1887.0	2393.0
1095.0	6430.36	0.8500	5465.80	9674.5	7575.6	1789.0	2536.1
1123.3	14.00	0.8500	11.90	11.2	4.2	1750.1	2946.8
1151.7	117.71	0.8500	100.05	177.1	123.9	1837.6	2131.7
1180.0	341.45	0.8500	290.23	513.7	359.3	1782.0	2383.9
1208.3	51.99	0.8500	44.19	45.5	21.2	1607.6	3750.9
1236.6	109.59	0.8500	93.15	164.9	115.3	1786.4	2235.2
1262.5	250.23	0.8500	212.69	288.8	157.5	1754.7	2639.9
1289.3	155.69	0.8500	132.34	234.2	163.8	1544.8	2718.8
1321.7	10.62	0.8500	9.02	9.2	5.4	1878.0	2667.4
1349.4	389.97	0.8500	331.48	586.7	410.4	1726.8	2567.0
1378.3	94.27	0.8500	80.13	141.8	99.2	1582.8	2498.4
1406.7	10.14	0.8500	8.62	8.8	3.6	1887.0	2393.0
1435.0	6394.50	0.8500	5435.32	9620.5	6728.9	1856.4	2502.5
1463.3	14.00	0.8500	11.90	11.2	4.2	1750.1	2946.8
1491.7	109.73	0.8500	93.27	165.1	115.5	1846.4	2152.3
1520.0	344.34	0.8500	292.69	518.1	362.4	1770.7	2449.8
1548.3	52.00	0.8500	44.20	45.6	21.2	1607.6	3750.9
1576.6	103.82	0.8500	88.25	156.2	109.3	1865.0	2133.5
1602.5	247.18	0.8500	210.10	285.3	155.5	1754.0	2643.2
1629.3	134.19	0.8500	114.06	201.9	141.2	1737.5	2503.1
1661.7	10.70	0.8500	9.10	9.3	5.4	1881.9	2660.8
1689.4	386.67	0.8500	328.67	581.8	406.9	1731.3	2558.2
1718.3	77.19	0.8500	65.61	116.1	81.2	1840.5	2160.0
1746.7	10.14	0.8500	8.62	8.8	3.6	1887.0	2393.0
1775.0	7830.99	0.8500	6656.34	11781.7	8240.6	1847.2	2507.2

Il programma genera in automatico le 4 condizioni di calcolo sismiche (finora mancanti): SISMA in X, SISMA in Y, TORCENTE in X, TORCENTE in Y. Con queste condizioni si vanno a completare tutti i casi di calcolo, con l'aggiunta dei seguenti:

- $STXU = \text{SISMA in X} + \text{TORCENTE in X}$
- $STYU = \text{SISMA in Y} + \text{TORCENTE in Y}$
- $SLUSISX = \text{Quasi Perm (= CVSISMA)} + STXU + 0.3 \cdot STYU$
- $SLUSISY = \text{Quasi Perm (= CVSISMA)} + STYU + 0.3 \cdot STXU$

Si nota che la combinazione *Quasi Perm* precedentemente aggiunta coincide con la combinazione CVSISMA, poiché sono assenti i carichi P (presollecitazioni). La combinazione CVSISMA è la formula [2.5.7] riportata al punto 2.5.8 delle NTC2018.

Gli step da seguire, ora, sono i seguenti:

- Ricalcolo delle sollecitazioni considerando l'analisi statica appena condotta. Il calcolo viene avviato alle ore 12:00, dunque si presume che sarà ultimato alle ore 15:00 (3 ore);
- Lettura dello spostamento  $d$ , definito dalla norma come *spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale*. Poiché la combinazione [2.5.7] è la combinazione CVSISMA relativa ai soli carichi verticali, e la norma prescrive di applicarla nella direzione orizzontale, si presume che il calcolo dello spostamento  $d$  sia da condurre in riferimento ai casi SLUSISX e SLUSISY, nei quali viene considerato l'effetto del sisma orizzontale nelle due direzioni X e Y oltre ai soli carichi verticali;
- Stima del periodo fondamentale della struttura T1 secondo la formula [7.3.6] della normativa:

$$T_1 = 2\sqrt{d}, \text{ con } d \text{ in metri};$$

- Nuova analisi statica lineare inserendo il periodo T1 così valutato è facendo calcolare dal software la pseudo-accelerazione in funzione di T1 e dello spettro di progetto allo SLU (leggermente abbattuto dal fattore di struttura  $q = 1.5$ , sebbene la struttura sia a comportamento non dissipativo);
- Ricalcolo delle sollecitazioni della struttura.

Dopo aver eseguito la PRIMA analisi statica lineare, si possono avere le prime informazioni sulla distribuzione delle rigidezze nelle due direzioni globali X e Y:

CONTROLLO RIGIDEZZE STRUTTURALI - c:\dolmen20\lavori\TIZSIS

\*\*\* (Testo salvato su c:\dolmen20\lavori\TIZSIS\ellisse.txt)  
 \*\*\* (Grafica su c:\dolmen20\lavori\TIZSIS\ellissi\_rigidezza.GRF)

CONTROLLO RIGIDEZZE STRUTTURALI

Quota del piano	415.0	755.0	1095.0	1435.0	1775.0	[cm]
Rigidezza KX (/1000)	6205.351	3768.473	2534.988	1727.101	926.853	[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)	9339.841	6372.785	4176.128	2772.037	1452.365	[kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)	1151.7315	774.5315	545.3642	381.6690	209.3247	[kNm]
Xk (centro rigidezze)	1767.9	1759.8	1769.9	1777.7	1781.4	[cm]
Yk (centro rigidezze)	2525.7	2525.2	2528.5	2528.3	2523.6	[cm]
Xg (baricentro)	1728.3	1759.2	1772.9	1832.0	1840.2	[cm]
Yg (baricentro)	2407.9	2571.7	2537.2	2511.3	2506.4	[cm]
dimensione X	2772	2772	2690	2428	2472	[cm]
dimensione Y	3540	3540	3498	3498	3536	[cm]
raggio rigidezze (rx)	1110	1102	1143	1173	1201	[cm]
raggio rigidezze (ry)	1362	1434	1467	1487	1503	[cm]
raggio giratorio (ls)	1298	1298	1274	1229	1246	[cm]
MIN(rx , ry) / ls	0.8556	0.8494	0.8971	0.9546	0.9638	< 1 !!!!
(Xg - Xk) / rx	0.0356	0.0005	0.0026	0.0463	0.0490	ok (< 0.3)
(Yg - Yk) / ry	0.0865	0.0324	0.0060	0.0114	0.0115	ok (< 0.3)
2° ordine (theta X)	0.23	0.38	0.41	0.40	0.37	[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y)	0.15	0.22	0.25	0.25	0.24	[%] ok (< 10%)
Percentuale dinamica X	4.72	12.77	19.68	26.89	35.95	[%]
Percentuale dinamica Y	5.04	12.77	19.50	26.72	35.96	[%]

Buttons: Fine, Colori, Calcola, help

Al fine di individuare rapidamente i nodi dell'ultimo piano ai quali si registrano i massimi spostamenti:

Barra del menu di DOLMEN, *Calcolo* -> *Verif. spost. sismici*:



Verifica spostamenti ✖

LIVELLI PER VERIFICA SPOSTAMENTI Proponi

Nuovo		Reset	
Livello inferiore		Livello superiore	
Fondazione	0.0 cm	Livello 1	415.0 cm
Livello 1	415.0 cm	Livello 2	755.0 cm
Livello 2	755.0 cm	Livello 3	1095.0 cm
Livello 3	1095.0 cm	Livello 4	1435.0 cm
Livello 4	1435.0 cm	Livello 5	1775.0 cm

Applica
Calcola

CONTROLLO SPOSTAMENTI SISMICI - c:\dolmen20\lavori\TIZSIS — □ ✖

Casi da verificare:

- 8 - STXU
- 9 - STYU
- 10 - SLUSISX
- 11 - SLUSISY
- 12 - SLD con SISMAX PRINC

CLASSE D'USO:  Tolleranza di verticalità:  cm F1>help

OK  
Fine

Percentuale ammissibile dell'altezza:

VERIFICA SPOSTAMENTI SISMICI DI S.L.V. (NTC 7.3.3.3)

Fattore Mud =2

Quota [cm]	DX max [cm]	nodo	DY max [cm]	nodo
415.00	1.024464	9780	0.694406	7382
755.00	2.402822	2834	1.544966	2834
1095.00	3.937412	5847	2.515242	1006
1435.00	5.427844	5849	3.409780	1193
1775.00	6.803278	6025	4.331280	5600

I nodi che presentano gli spostamenti maggiori all'ultimo piano modellato sono il nodo 6025 e il nodo 5600, che sono nodi di *spigolo* per la struttura in esame (come era lecito aspettarsi):



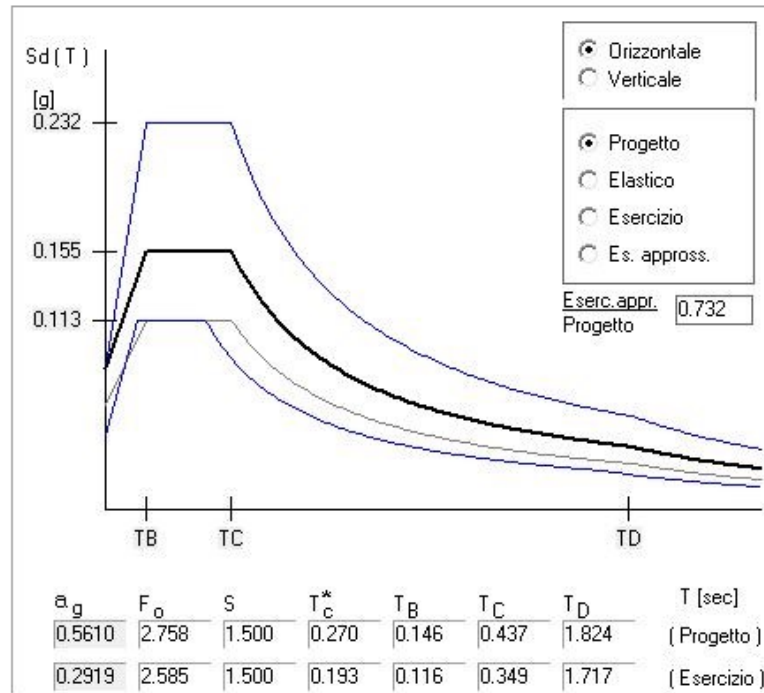
Per ciascuno di questi nodi si valutano gli spostamenti massimi in X e in Y per entrambi i casi SLUSISX e SLUSISY, per poi valutare lo spostamento totale  $d$  (per entrambe le combinazioni) applicando il teorema di Pitagora:

$$d = \sqrt{d_x^2 + d_y^2}$$

Si otterranno in totale 4 valori dello spostamento  $d$  (2 valori per ogni nodo, di cui 1 riferito alla combinazione SLUSISX e 1 riferito alla combinazione SLUSISY), dei quali si prenderà il massimo per valutare il periodo T1 della struttura.

CORREZIONE DEL TERRENO – Non è categoria B, ma categoria C! Finora non si è ancora utilizzato lo spettro, per cui i dati ottenuti fino a questo momento sono tutti corretti. La modifica influirà nella SECONDA analisi statica lineare, perché ciò significa avere un input sismico più elevato!





### Analisi statica lineare

- 1)  $S_d = 1$   
 $\lambda = 0.85$  ipotizzando  $T_1 < 2T_c$

		SLUSISX	SLUSISY
nodo:	6025	<b>dx [cm]</b>	4.5355
		<b>dy [cm]</b>	1.9068
		<b>d [cm]</b>	4.9200
nodo:	5600	<b>dx [cm]</b>	4.3904
		<b>dy [cm]</b>	2.0989
		<b>d [cm]</b>	4.8663

- 2)  $d = 4.9200$  cm  
 $0.0492$  m  
 $T_1 = 0.44362$  s  
 $T_C = 0.437$  s (da spettro di progetto per la zona di Torino)  
 $\lambda = 0.85$

Si torna nel menu dell'analisi statica lineare. Si inserisce il periodo T1 calcolato secondo la normativa e si fa calcolare dal programma la relativa pseudo-accelerazione Sd, che risulta ovviamente inferiore a 1.

Il coefficiente  $\lambda$  è sempre pari a 0.85 poiché T1 continua ad essere inferiore a 2Tc.

I nuovi dati di input sono dunque i seguenti:

Avvio **SECONDA analisi statica lineare**, questa volta utilizzando il coefficiente di distribuzione dei carichi.

### RISULTATI:

#### DATI PROGETTO

Edificio sito in località ( long. 7.679 lat. 45.044400 )

Categoria del suolo di fondazione = C

Coeff. di amplificazione stratigrafica  $S_s = 1.500$

Coeff. di amplificazione topografica  $ST = 1.000$

$S = 1.500$

Vita nominale dell'opera  $VN = 50$  anni

Coefficiente d'uso  $CU = 1.0$

Periodo di riferimento  $VR = 50.0$

PVR : probabilità di superamento in VR = 10 %

Tempo di ritorno = 474

Coeff. di smorzamento viscoso = 5.0

Valori risultanti per :

ag 0.561 [g/10]

Fo 2.758

TC\* 0.270

Fattore di comportamento q = 1.500

Rapporto spettro di esercizio / spettro di progetto = 0.732

Coeff. lambda = 0.8500

Sd = 0.152 per T1 = 0.444

Numero condizioni generanti carichi sismici : 5

Cond. 001 : Peso\_proprio\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 002 : Permanente\_\_\_\_\_ con coeff. 1.000

Cond. 003 : A:Var\_Abitazione\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Cond. 005 : A:Var\_Terrazzo\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Cond. 007 : A:Var\_Scala\_\_\_\_\_ con coeff. 0.300

Condizioni di carico sismico generate:

Cond. 008 : Sisma X

Cond. 009 : Sisma Y

Cond. 010 : Torcente add. X

Cond. 011 : Torcente add. Y

Carichi sismici :

Piani	Pesi	C. distr.	Forze piano	Torc. piano X	Torc. piano Y	Bar. X	Bar. Y
cm	kN		kN	kNm	kNm	cm	cm
51.9	185.17	0.0062	1.15	2.0	1.6	1575.3	2272.6
80.0	278.48	0.0096	2.66	3.6	2.0	1692.0	2764.8
109.0	130.20	0.0130	1.70	3.0	2.4	1693.4	2293.5
143.0	95.40	0.0171	1.63	2.7	1.2	2051.7	2054.8
177.0	323.10	0.0212	6.84	9.3	8.2	1617.5	2814.2
205.3	136.02	0.0246	3.34	5.9	4.6	1715.7	2283.1
233.7	266.35	0.0279	7.44	10.1	5.5	1755.0	2629.2
259.4	136.96	0.0310	4.25	7.5	5.9	1581.4	2584.2
284.7	18.42	0.0340	0.63	0.6	0.4	1711.9	3074.6
311.2	441.00	0.0372	16.41	29.0	22.7	1713.4	2538.7

358.3	138.57	0.0428	5.94	10.5	8.2	1654.7	2409.7
386.7	42.10	0.0462	1.95	2.0	0.8	1477.3	3429.4
415.0	5279.82	0.0496	261.99	463.7	363.1	1727.8	2367.7
443.3	14.00	0.0530	0.74	0.7	0.3	1750.1	2946.8
471.7	160.51	0.0564	9.05	16.0	12.5	1794.2	1993.2
500.0	398.65	0.0598	23.83	42.2	33.0	1810.3	2310.0
528.3	52.12	0.0632	3.29	3.4	1.6	1607.6	3751.4
556.6	126.72	0.0666	8.43	14.9	11.7	1744.6	2206.5
582.5	265.33	0.0696	18.48	25.1	13.7	1743.5	2669.9
609.3	163.97	0.0729	11.95	21.1	16.6	1629.1	2501.3
641.7	10.69	0.0767	0.82	0.8	0.5	1881.6	2661.4
669.4	412.16	0.0800	32.99	58.4	45.7	1692.6	2536.8
698.3	127.84	0.0835	10.67	18.9	14.8	1703.3	2148.9
726.7	10.14	0.0869	0.88	0.9	0.4	1887.0	2393.0
755.0	6811.56	0.0903	614.90	1088.4	852.3	1773.9	2586.8
783.3	14.08	0.0937	1.32	1.2	0.5	1751.8	2941.5
811.7	121.56	0.0970	11.80	20.9	16.4	1669.8	2296.2
840.0	348.15	0.1004	34.97	61.9	48.5	1738.2	2428.0
868.3	51.99	0.1038	5.40	5.6	2.6	1607.6	3750.9
896.6	124.37	0.1072	13.33	23.6	18.5	1592.1	2412.1
922.5	251.18	0.1103	27.71	37.6	20.5	1759.6	2630.7
949.3	163.46	0.1135	18.55	32.8	25.7	1467.1	2758.1
981.7	10.70	0.1174	1.26	1.3	0.7	1881.9	2660.8
1009.4	396.69	0.1207	47.88	84.7	66.4	1674.6	2598.9
1038.3	89.64	0.1242	11.13	19.7	15.4	1600.7	2375.7
1066.7	10.14	0.1275	1.29	1.3	0.5	1887.0	2393.0
1095.0	6430.36	0.1309	841.90	1490.2	1166.9	1789.0	2536.1
1123.3	14.00	0.1343	1.88	1.8	0.7	1750.1	2946.8
1151.7	117.71	0.1377	16.21	28.7	20.1	1837.6	2131.7
1180.0	341.45	0.1411	48.17	85.3	59.6	1782.0	2383.9
1208.3	51.99	0.1445	7.51	7.7	3.6	1607.6	3750.9
1236.6	109.59	0.1479	16.20	28.7	20.1	1786.4	2235.2
1262.5	250.23	0.1510	37.77	51.3	28.0	1754.7	2639.9
1289.3	155.69	0.1542	24.00	42.5	29.7	1544.8	2718.8
1321.7	10.62	0.1580	1.68	1.7	1.0	1878.0	2667.4
1349.4	389.97	0.1613	62.92	111.4	77.9	1726.8	2567.0
1378.3	94.27	0.1648	15.54	27.5	19.2	1582.8	2498.4
1406.7	10.14	0.1682	1.71	1.7	0.7	1887.0	2393.0
1435.0	6394.50	0.1716	1097.16	1942.0	1358.3	1856.4	2502.5
1463.3	14.00	0.1750	2.45	2.3	0.9	1750.1	2946.8
1491.7	109.73	0.1784	19.57	34.6	24.2	1846.4	2152.3
1520.0	344.34	0.1817	62.58	110.8	77.5	1770.7	2449.8
1548.3	52.00	0.1851	9.63	9.9	4.6	1607.6	3750.9
1576.6	103.82	0.1885	19.57	34.6	24.2	1865.0	2133.5
1602.5	247.18	0.1916	47.36	64.3	35.1	1754.0	2643.2
1629.3	134.19	0.1948	26.14	46.3	32.4	1737.5	2503.1
1661.7	10.70	0.1987	2.13	2.2	1.3	1881.9	2660.8
1689.4	386.67	0.2020	78.11	138.2	96.7	1731.3	2558.2
1718.3	77.19	0.2055	15.86	28.1	19.6	1840.5	2160.0
1746.7	10.14	0.2088	2.12	2.1	0.9	1887.0	2393.0
1775.0	7830.99	0.2122	1661.98	2941.7	2057.5	1847.2	2507.2

#### Confronto con ingegner Comino:

- Al 1° piano vi sono 2 solette separate, dunque non è corretto spuntare la casella *Piano rigido* per il Livello corrispondente al 1° piano (+4.15 m). A livello teorico, anche per tutti gli altri livelli, il piano rigido è già dato dalle solette stesse (tutti i punti della soletta sono già connessi rigidamente tra loro nel piano tramite gli elementi shell modellati, è superfluo aggiungere il vincolo del piano rigido). Spuntare la casella *Piano rigido* per il Livello corrispondente al 1° piano significa considerare le 2 solette come se fossero

connesse da elementi infinitamente rigidi nel piano. Infatti nell'output dell'ellisse delle rigidezze si nota che al 1° piano vi è un'unica ellisse, come se vi fosse un'unica soletta, cosa ovviamente non vera. Conviene eseguire una prova lanciando l'analisi statica lineare senza il vincolo *Piano rigido* per il 1° piano: confrontare quindi le sollecitazioni con quelle ottenute da un'analisi statica lineare in cui tale vincolo viene invece considerato;

- A rigore, nel modello dovrebbe essere inserito anche il *vento* per poi vedere quale delle due azioni orizzontali (VENTO o SISMA) è più sfavorevole per il progetto della struttura. Per Ancona è sicuramente più sfavorevole il sisma, per Torino?

Nella notte, calcolo delle sollecitazioni (con carichi sismici provenienti dalla SECONDA analisi statica lineare) sia per il modello con *Piano rigido* al 1° piano che per quello senza *Piano rigido* al 1° piano.

Domani si confronteranno i risultati.



# 20 ottobre



## Aggiornamento con l'ing. Neirotti:

Va bene la soluzione adottata per risolvere il problema del limite dei nodi. Una delle priorità resta però quella di valutare se ci sono zone *deboli* della soletta, sia in termini di tensioni (elevate) che di deformazioni (elevate): giovedì mattina si farà un briefing di 1 ora con l'ingegnere per studiare insieme questo aspetto fondamentale. Nel caso ci fossero, si dovrà valutare se aumentare lo spessore della soletta o modificare la posizione dei pilastri/setti.

## Ing. Comino:

3 ore per far girare il programma sono troppe! In questa fase, in cui viene studiato il corretto posizionamento di setti e pilastri, è conveniente aumentare maggiormente la dimensione degli shell delle solette, va bene anche avere gusci molto molto grandi. È importante cercare di velocizzare il più possibile il calcolo.

Rigidezze strutturali con vincolo di *Piano rigido* a tutti i piani:

CONTROLLO RIGIDEZZE STRUTTURALI						
Quota del piano	415.0	755.0	1095.0	1435.0	1775.0	[cm]
Rigidezza KX (/1000)	5807.737	3609.570	2590.922	1891.202	1093.853	[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)	8854.155	6064.911	4239.592	3024.231	1708.904	[kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)	1096.8938	744.1894	554.1168	413.6990	243.3662	[kNm]
Xk (centro rigidezze)	1776.1	1767.9	1777.1	1783.6	1785.8	[cm]
Yk (centro rigidezze)	2529.5	2527.6	2531.4	2531.1	2525.9	[cm]
Xg (baricentro)	1728.3	1759.2	1772.9	1832.0	1840.2	[cm]
Yg (baricentro)	2407.9	2571.7	2537.2	2511.3	2506.4	[cm]
dimensione X	2772	2772	2691	2428	2472	[cm]
dimensione Y	3540	3540	3498	3498	3536	[cm]
raggio rigidezze (rx)	1113	1108	1143	1170	1193	[cm]
raggio rigidezze (ry)	1374	1436	1462	1479	1492	[cm]
raggio giratorio (Is)	1298	1298	1274	1229	1246	[cm]
MIN(rx , ry) / Is	0.8576	0.8534	0.8974	0.9516	0.9581	< 1 !!!!
(Xg - Xk) / rx	0.0429	0.0078	0.0037	0.0414	0.0455	ok (< 0.3)
(Yg - Yk) / ry	0.0885	0.0307	0.0040	0.0134	0.0131	ok (< 0.3)
2° ordine (theta X)	0.24	0.39	0.40	0.37	0.32	[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y)	0.16	0.23	0.25	0.23	0.20	[%] ok (< 10%)
Percentuale dinamica X	4.20	12.06	19.38	27.25	37.12	[%]
Percentuale dinamica Y	4.43	12.02	19.20	27.12	37.22	[%]

Rigidezze strutturali SENZA vincolo di *Piano rigido* al 1° piano:

CONTROLLO RIGIDEZZE STRUTTURALI						
Quota del piano	415.0	755.0	1095.0	1435.0	1775.0	[cm]
Rigidezza KX (/1000)	5399.326	3776.264	2586.378	1889.886	1093.213	[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)	9338.991	5809.502	4233.551	3021.037	1707.783	[kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)	1034.9788	771.5646	551.2629	412.5343	242.8491	[kNm]
Xk (centro rigidezze)	1797.0	1767.1	1775.9	1782.6	1785.1	[cm]
Yk (centro rigidezze)	2379.9	2524.1	2528.1	2528.4	2523.7	[cm]
Xg (baricentro)	1728.3	1759.2	1772.9	1832.0	1840.2	[cm]
Yg (baricentro)	2407.9	2571.7	2537.2	2511.3	2506.4	[cm]
dimensione X	2772	2772	2772	2476	2476	[cm]
dimensione Y	3540	3540	3540	3540	3540	[cm]
raggio rigidezze (rx)	1053	1152	1141	1169	1192	[cm]
raggio rigidezze (ry)	1385	1429	1460	1477	1490	[cm]
raggio giratorio (ls)	1298	1298	1298	1247	1247	[cm]
MIN(rx , ry) / ls	0.8111	0.8879	0.8792	0.9370	0.9562	< 1 !!!!
(Xg - Xk) / rx	0.0653	0.0068	0.0026	0.0422	0.0462	ok (< 0.3)
(Yg - Yk) / ry	0.0202	0.0333	0.0063	0.0116	0.0116	ok (< 0.3)
2° ordine (theta X)	0.26	0.37	0.40	0.37	0.32	[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y)	0.15	0.24	0.25	0.23	0.20	[%] ok (< 10%)
Percentuale dinamica X	4.50	12.04	19.33	27.16	36.98	[%]
Percentuale dinamica Y	4.21	12.06	19.26	27.19	37.30	[%]

Indicazioni di DOLMEN circa le ellissi di rigidezze:

**(Xg - Xk)/rx e (Yg - Yk)/ry**: distanze tra baricentro e centro delle rigidezze (separatamente per direzione x e y) rapportate al rispettivo raggio di rigidezze. Misurano l'eccentricità della forza sismica, che idealmente dovrebbe essere nulla (baricentro delle masse coincidente col centro delle rigidezze): in effetti l'EC8 considera "regolare in pianta" una distribuzione di rigidezze in cui tali rapporti sono minori di 0,3. Nella grafica viene evidenziata la regione di nocciolo, che è appunto un'ellisse con gli assi pari a 0,3 volte quelli dell'ellisse di rigidezze. In pratica la regolarità è sufficiente se il rettangolo baricentrico cade all'interno della regione di nocciolo.

Indicazioni di DOLMEN circa i rapporti tra raggi di rigidezze e raggio giratorio:

**MIN(rx , ry) / ls**: nelle strutture a telaio/pareti il rapporto tra il più piccolo raggio di rigidezze ed il raggio giratorio deve essere maggiore di 1; se così non è la struttura va classificata come "deformabile torsionalmente" ai fini del fattore di struttura  $q_0$  (NTC 7.4.3.1). Per aumentare questo rapporto gli elementi di controvento come setti e pareti devono essere il più distanti possibile dal centro della struttura, per esempio sul perimetro esterno.

Poiché questi valori risultano minori di 1 ad ogni piano, si capisce che la struttura non può essere classificata come *Struttura a pareti non accoppiate*, ma come *Struttura deformabile torsionalmente*. Da questa informazione, deve essere ridotto il fattore di struttura  $q$  (vedi Tabella 7.3.II delle NTC2018):

$$q_{CD^{\prime}B^{\prime}} = 2$$

$$q_{ND} = \frac{2}{3} \cdot 2 = 1.33 \leq 1.5$$

Va inserito il nuovo valore di  $q$  nei *Dati sismici* e avviata nuovamente l'analisi statica lineare.

Assistenza DOLMEN:

- Nel momento in cui ho tutte solette di piano modellate con elementi shell, non ha senso impostare il *Piano rigido* alle quote di impalcato perché esso è già dato dagli elementi shell delle solette;
- In teoria al 1° piano ci dovrebbero essere 2 ellissi di rigidezza. Per avere questo si può sfalsare di pochi centimetri una soletta rispetto all'altra e inserire un nuovo Livello. In realtà non è necessario essere così raffinati, l'importante è valutare il fattore di struttura  $q$  per poi progettare la struttura.

#### Ing. Comino:

Cosa fare adesso?

- Fare una copia del modello;
- L'architettonico, nelle ultime settimane, ha subito delle modifiche. Vanno inquadrati gli elementi che sono stati modificati, sia a livello di impalcato che di setti – far riferimento ai disegni dell'architetto Reghenaz;
- Una volta apportate le modifiche geometriche, rimodellare gli impalcati con shell di grandi dimensioni;
- Riprendere l'esecuzione delle analisi sismiche.

In attesa delle ultime modifiche da parte dell'architetto Reghenaz (domani?), si procede nel seguente modo:

- Si continua a lavorare sull'ultimo modello a disposizione;
- Si toglie la spunta a tutti i vincoli di *Piani rigido* nella finestra dei Livelli sismici;
- Si corregge il fattore di struttura  $q$  portandolo da 1.5 a 1.33 (con un conseguente aumento dell'input sismico);
- Avvio *Analisi statica lineare*;
- Avvio *Calcolo sollecitazioni*.



CONTROLLO RIGIDENZE STRUTTURALI						
Quota del piano	415.0	755.0	1095.0	1435.0	1775.0	[cm]
Rigidezza KX (/1000)	5362.676	3640.333	2596.107	1883.079	1063.914	[kN/m]
Rigidezza KY (/1000)	9387.312	5751.242	4129.294	2937.712	1636.513	[kN/m]
Rigidezza Ktors (/1e6)	1015.3728	740.0639	538.9588	404.1406	234.1704	[kNm]
Xk (centro rigidzze)	1834.9	1768.2	1781.0	1784.3	1780.9	[cm]
Yk (centro rigidzze)	2329.1	2522.5	2521.3	2524.1	2535.4	[cm]
Xg (baricentro)	1728.3	1759.2	1772.9	1832.0	1840.2	[cm]
Yg (baricentro)	2407.9	2571.7	2537.2	2511.3	2506.4	[cm]
dimensione X	2772	2772	2772	2476	2476	[cm]
dimensione Y	3540	3540	3540	3540	3540	[cm]
raggio rigidzza (rx)	1040	1134	1142	1173	1196	[cm]
raggio rigidzza (ry)	1376	1426	1441	1465	1484	[cm]
raggio giratorio (Is)	1298	1298	1298	1247	1247	[cm]
MIN(rx , ry) / Is	0.8013	0.8740	0.8802	0.9405	0.9592	< 1 !!!!
(Xg - Xk) / rx	0.1025	0.0079	0.0070	0.0407	0.0495	ok (< 0.3)
(Yg - Yk) / ry	0.0573	0.0345	0.0111	0.0087	0.0196	ok (< 0.3)
2° ordine (theta X)	0.23	0.34	0.36	0.33	0.29	[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y)	0.13	0.22	0.22	0.21	0.19	[%] ok (< 10%)
Percentuale dinamica X	4.47	12.16	19.31	27.07	36.99	[%]
Percentuale dinamica Y	4.12	11.91	19.19	27.22	37.56	[%]

Prova di esecuzione dell'analisi dinamica lineare, partendo dallo studio dei modi di vibrare della struttura (analisi modale). Dal manuale di DOLMEN:

Per completare l'analisi devono essere eseguite nell'ordine, le seguenti azioni:

- Condensazione Statica (In questa fase viene generata ed archiviata su file la matrice di rigidzza della struttura. È necessario aver già definito la struttura ed i carichi verticali ad essa applicati).
- Calcolo Autovettori (Nel caso di analisi completa, il programma calcolerà un autovalore per ogni grado di libertà vibrazionale della struttura; nel caso invece di ipotesi di pilastri flessibili saranno invece calcolati soltanto tre autovalori per piano. Il programma visualizza i corrispondenti periodi, se significativi numericamente, dopodiché passa al calcolo ed all'archiviazione degli autovettori, di cui visualizza le percentuali di massa attivata, fino a superare l'85% delle masse totali, per ogni direzione di eccitazione. Viene inoltre generato nel direttorio del lavoro il file *Dinamica.TXT*, contenente il riassunto del calcolo eseguito. Il file *Dinamica.txt* può contenere anche gli autovettori normalizzati (somma dei quadrati uguale a 1), se è stata attivata l'opzione "Stampa estesa".
- Generazione Grafica (attiva la visualizzazione animata delle forme modali, perché sia possibile controllare qualitativamente il risultato dell'analisi modale).
- Generazione Condizioni sismiche (In questa fase vengono calcolate le forze d'inerzia applicate alla struttura; ogni autovettore può generare fino a tre differenti condizioni di carico, ed in effetti una per ciascuna direzione globale in cui il corrispondente coefficiente di partecipazione è diverso da zero. Ciascuna di queste condizioni di carico è automaticamente aggiunta in fondo alla lista delle condizioni già esistenti).

#### 2.1.12.5 Verifica spostamenti sismici

Questa funzione (utilizzabile sia in caso di analisi dinamica, che di analisi sismica semplificata) visualizza un pannello che consente l'introduzione dei dati per il calcolo degli spostamenti di interpiano della struttura. All'interno della casella dei casi da verificare, è necessario introdurre il numero identificativo dei *casi di carico che producono gli spostamenti*. Nella seconda casella si introduce la percentuale dell'altezza di piano ammessa per la verifica. Va effettuata questa opzione **dopo aver terminato il Calcolo Sollecitazioni ed i Casi di Carico**.

Avvio *Condensazione statica* – Necessario troppo tempo!

MODELLO PROVA:

- Eliminate tutte le linee geometriche delle solette;
- Aste fittizie tra setti e solette impostate come *infinitamente rigide*;
- Ricalcolo sollecitazioni.

CONTROLLO RIGIDENZE STRUTTURALI						
Quota del piano	415.0	755.0	1095.0	1435.0	1775.0	[cm]
Rigidità KX (/1000)	5419.595	3689.600	2630.588	1884.612	1011.987	[kN/m]
Rigidità KY (/1000)	9488.999	5830.953	4180.265	2946.607	1567.385	[kN/m]
Rigidità Ktors (/1e6)	1019.2563	752.7218	547.2497	408.1370	226.4591	[kNm]
Xk (centro rigidità)	1859.1	1766.9	1777.6	1783.4	1781.1	[cm]
Yk (centro rigidità)	2315.9	2520.7	2522.9	2525.7	2535.2	[cm]
Xg (baricentro)	1704.2	1759.9	1780.9	1825.1	1841.8	[cm]
Yg (baricentro)	2396.7	2568.0	2554.1	2523.1	2502.5	[cm]
dimensione X	2772	2772	2772	2476	2476	[cm]
dimensione Y	3540	3540	3540	3540	3540	[cm]
raggio rigidità (rx)	1036	1136	1144	1177	1202	[cm]
raggio rigidità (ry)	1371	1428	1442	1472	1496	[cm]
raggio giro (ls)	1298	1298	1298	1247	1247	[cm]
MIN(rx , ry) / ls	0.7985	0.8754	0.8815	0.9437	0.9639	< 1 !!!!
(Xg - Xk) / rx	0.1494	0.0061	0.0029	0.0354	0.0505	ok (< 0.3)
(Yg - Yk) / ry	0.0590	0.0331	0.0217	0.0018	0.0219	ok (< 0.3)
2° ordine (theta X)	0.23	0.34	0.35	0.32	0.27	[%] ok (< 10%)
2° ordine (theta Y)	0.13	0.22	0.22	0.20	0.18	[%] ok (< 10%)
Percentuale dinamica X	4.57	12.57	20.73	28.38	33.75	[%]
Percentuale dinamica Y	4.22	12.33	20.63	28.57	34.25	[%]

Nel complesso la struttura risulta leggermente più rigida in entrambe le direzioni globali X e Y, come era logico aspettarsi. Cosa più importante è che si sono allontanati tra loro, al 1° piano e in direzione X, il *centro di rigidità* e il *centro di massa*: di conseguenza è aumentato il grado di accoppiamento tra moti traslazionali e rotazionali (che ovviamente non si riesce a cogliere con una semplice analisi statica lineare).



# 21 ottobre



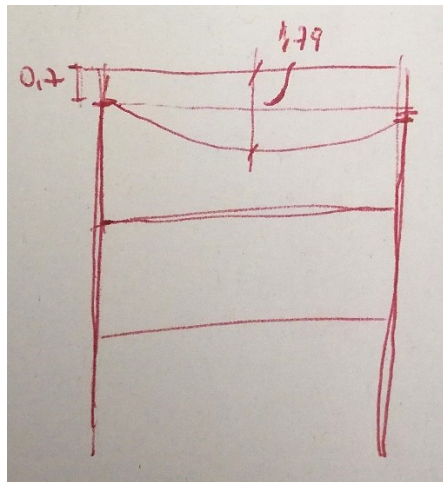
## Cose da fare oggi:

- Preparare modello con le ultime modifiche strutturali per il confronto con l'ingegner Neirotti: togliere 2 setti e inserire colonne al loro posto (per restituire l'idea dello *spazio aperto* al piano terra);
- Avviare tutte le analisi;
- Valutazione delle tensioni e delle deformazioni sulle solette, e delle tensioni massime sulle colonne (allo SLE e allo SLU).

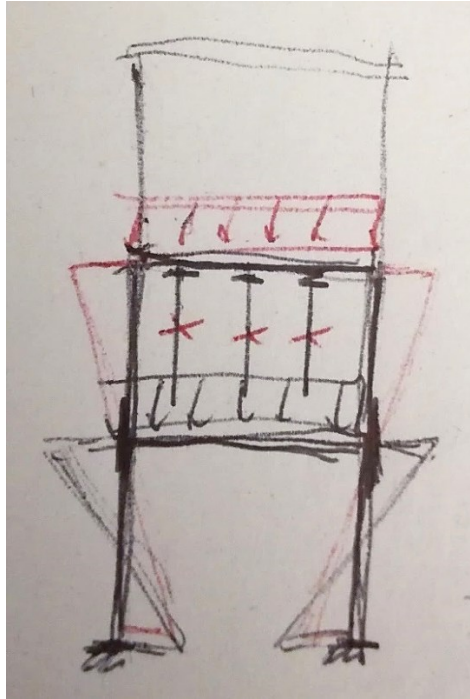
## Videochiamata con prof. Mentrasti:

- Per l'analisi delle sollecitazioni della piastra, al fine del dimensionamento e della disposizione dell'armatura, è opportuno prendere quella più sollecitata e studiarla ad hoc. Per *studiarla ad hoc* si intende costruire un modello AD UN SOLO PIANO con soletta ed elementi portanti, eseguendo una meshatura più raffinata della soletta;
- Consiglio nel caso in cui le tensioni o le deformazioni dovessero essere troppo elevate: piuttosto che aumentare la dimensione della soletta, con un conseguente aumento del peso (già 20 cm di soletta sembrano esagerati, si può pensare addirittura di farla da 18), è più conveniente aumentare la classe del calcestruzzo. Lo studio Neirotti ha intenzione di utilizzare un calcestruzzo C25/30: se si riesce ad aumentare anche di poco la classe del cls è possibile avere, a parità di peso della soletta, una maggiore resistenza ultima del calcestruzzo a compressione  $f_c$  e anche un modulo elastico  $E_{cm}$  più elevato (perché non si fa? Per il costo?);
- Fondazioni: le colonne non vanno lasciate isolate (NO plinti isolati), ma vanno collegate alle travi di fondazione dei setti. Ogni colonna deve avere 2 travi di fondazione, intersecanti in corrispondenza del pilastro, che *partono* dalle travi di fondazione dei setti. Piuttosto che realizzare dei plinti isolati con magari degli spazi *vuoti* di piccole dimensioni tra plinti e travi rovesce dei setti, tanto vale realizzare delle travi di fondazione anche per le colonne;
- Controllo degli spostamenti in direzione -Z delle solette allo SLU: uno spostamento in campata di 1.8 cm, rapportato al lato del campo di soletta interessata che è pari a circa 750 cm, è circa il 2.4‰ della lunghezza del lato, dunque uno spostamento quasi **trascurabile**;

- Oltretutto, in realtà, lo spostamento verticale della mezzeria della soletta è anche minore dello spostamento restituito dal programma! Perché? Perché *gli spostamenti verticali si cumulano andando verso l'alto*: ai piani più bassi, dove gli elementi verticali sono soggetti a forze assiali  $N$  più elevate, essi subiscono compressioni maggiori. Queste compressioni si ripercuotono al piano superiore, i cui spostamenti relativi si sommano a quelli del primo, e così via. Man mano che si sale in quota, gli spostamenti *si cumulano verso il basso*. Anche non tenendo conto di ciò, come si è visto, gli spostamenti che si leggono sono comunque trascurabili. Se volessi avere il valore reale dell'abbassamento della mezzeria della soletta rispetto ai suoi vincoli laterali, dovrei fare la *differenza tra lo spostamento verticale assoluto della soletta e lo spostamento verticale assoluto del setto o colonna su cui essa poggia*: il valore che si ottiene è 1 cm, allo SLU! Un valore certamente trascurabile;



- I parametri sugli spostamenti che si leggono non sono, in effetti, troppo veritieri. Infatti essi si basano sull'ipotesi, avulsa dalla realtà, che la struttura completa venga caricata istantaneamente a tutti i piani, ovvero che tutti i carichi vengano applicati nello stesso istante (peso proprio, carichi permanenti, carichi variabili). In realtà, poiché la struttura viene realizzata piano per piano a partire dal basso, *ad ogni piano realizzato i carichi si ripartiscono sulla struttura fino a quel momento realizzata*: ovvero, *i carichi di ogni piano si distribuiscono su strutture diverse*! Come conseguenza, gli spostamenti verticali reali delle solette risultano inferiori a quelli ottenuti dall'analisi, proprio per l'effetto *positivo* della compensazione data dagli stadi realizzativi. A livello di sollecitazioni, considerando un portale bidimensionale come quello in figura, le differenze tra la struttura già realizzata e caricata istantaneamente e la struttura realizzata e caricata per stadi sono:
  - Sforzi assiali  $N$  nei pilastri – nessuna differenza. La sollecitazione assiale è *quasi* isostatica;
  - Momenti  $M$  nei pilastri – i pilastri della struttura realizzata per stadi, specialmente quelli ai piani più bassi, risultano meno sollecitati;



- Se gli spostamenti verticali della soletta dovessero risultare troppo elevati, ma non è questo il caso, si potrebbe pensare di curare al massimo le fasi realizzative. Che significa? Significa, piano per piano, effettuare delle compensazioni di getto in cantiere per raggiungere, volta per volta, le quote di progetto. Lo spostamento verticale registrato per ciascuna fase realizzativa viene compensato da un getto ulteriore di calcestruzzo;
- Controllo delle tensioni. Le tensioni allo SLU vanno controllate con il criterio di Von Mises. Il programma restituisce la tensione ideale di Von Mises, in cui sono *combinata* le tensioni normali in x, le tensioni normali in y e quelle tangenziali connesse al momento torcente. La tensione ideale massima (allo SLU) deve essere confrontata con la tensione massima di compressione di progetto  $f_{cd}$  del calcestruzzo, che nel caso di un calcestruzzo di classe C25/30 è pari a  $14.11\text{N/mm}^2$ . I valori più alti si registrano nella porzione di soletta più a Est, nei pressi dello spigolo sostenuto dalla colonna e in corrispondenza di un setto. I valori possono risentire però della meshatura grossolana effettuata per le solette: si rimanda perciò lo studio a quando si sarà realizzato un modello più raffinato per le solette;
- Confrontare la tensione ideale di Von Mises con  $f_{cd}$  va bene, anche se in realtà, per il calcestruzzo, l'ellisse del dominio di resistenza è distorta. Se si volesse fare un'analisi più accurata (non è questo il caso), bisognerebbe vedere il punto esatto in cui cade la tensione ideale in riferimento al dominio specifico del calcestruzzo, che risente moltissimo di eventuali trazioni in una delle 2 direzioni principali. Se però entrambe le tensioni principali sono di compressione, e di simile entità (come è il caso attuale), basta verificare che la tensione ideale sia adeguatamente inferiore a  $f_{cd}$  per essere sicuri che sia interna al dominio ( $f_{cd}$  è il valore massimo a compressione per entrambe le tensioni principali). A livello di trazione non ci sono problemi, perché c'è l'armatura della soletta a svolgere la funzione di resistenza. Si ricorda che tutto questo è riferito allo SLU;

- Bisogna controllare che, allo SLU (per i soli carichi verticali), setti e colonne non siano inflessi. Ciò è vero per i setti ma non per le colonne, poiché il collegamento piastra-setti è considerato (e modellato) a CERNIERA, mentre quello piastra-colonne è considerato (e modellato) a INCASTRO (la colonna è continua, attraversa la soletta e ne viene inglobata al suo interno, addirittura con il passaggio dell'armatura superiore e inferiore nell'anima e, nei casi di colonna interna e di spigolo, anche nell'ala);
- Secondo il professore, mentre a livello dei carichi verticali non ci saranno mai problemi (anzi, molto probabilmente, stiamo già sovradimensionando le solette di piano), i problemi sorgeranno nei confronti delle sollecitazioni allo SLU in caso di SISMA, dove per sollecitazioni si intendono i momenti flettenti  $M$  in setti e pilastri. Si può avere già un'idea dall'analisi statica lineare condotta: secondo il professore la struttura non può funzionare bene -> Probabilmente i setti e i pilastri collasseranno.

# 22 ottobre



Confronto con l'ingegner Neirotti sugli spostamenti verticali delle solette allo SLU.

## Ing. Neirotti:

- Se ho luci elevate (e luci di 7 metri possono essere considerate tali) è buona regola adottare una *monta*, ovvero realizzare in cantiere una freccia negativa che compensi peso proprio e carichi permanenti gravanti sulle solette di piano. È ciò che l'ingegner Neirotti ha intenzione di far mettere in pratica dall'impresa edile nel futuro cantiere di Via Tiziano. La soluzione della *monta* agisce più da un punto di vista estetico, piuttosto che strutturale: è brutto vedere un soffitto che abbia un andamento parabolico ma, a livello strutturale, la soletta funziona comunque bene;
- Le *deformazioni* devono essere *valutate rispetto a un sistema di riferimento relativo*, piuttosto che assoluto. Il problema infatti è capire da dove si percepiscono le deformazioni della soletta, ovvero dal piano inferiore, che però a sua volta si deforma. Quindi bisogna valutare la differenza di spostamento verticale tra soletta inferiore e soletta superiore;
- A cosa serve verificare le deformazioni? Facciamo un esempio: se vi sono delle pareti divisorie in muratura al di sopra delle solette, queste possono fessurarsi se soggette a deformazioni in direzione -Z (deformazioni, si ricorda, valutate come differenza degli spostamenti verticali tra soletta inf e soletta sup). La muratura fessurata non è a rischio crollo, ma è comunque fessurata e va sostituita (problemi estetici, di formazione di ponti termici, ...).
- Fessurazioni nelle solette: in generale, lo studio del problema riguarda principalmente le zone di campata rispetto a quelle di connessione con setti e colonne (le fessure superiori nelle solette vengono *coperte* da tutti gli strati superiori presenti). Nel caso specifico, data la presenza dei controsoffitti, dal punto di vista estetico non sarebbe nemmeno un problema avere fessure in campata perché, al pari di quelle agli *appoggi*, non si noterebbero.



# 26 ottobre



Avvio analisi dinamica (modale) con:

- Fattore di *Accorpamento masse*: 35 (gradi di libertà attivi post-condensazione: 300);
- Direzioni considerate: X, Y e Z (si considera anche la direzione Z – presenza di setti e colonne *in falso*);
- Modi da calcolare: 1-100.

Avvio *Condensazione statica*.

Avvio *Calcolo autovalori* e autovettori.

## RISULTATI:

\*\*\* TABELLA AUTOVETTORI \*\*\*

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE											
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7					
1	0.377609	60.177	13.694	0.001	0.348	0.095	0.060	0.048	0.033	0.030	0.025	0.024	0.023	0.021	0.0	
2	0.329416	0.022	0.438	0.012	0.259	0.135	0.097	0.061	0.054	0.042	0.041	0.037	0.035	0.031	0.0	
3	0.278288	0.349	0.952	3.364	0.592	0.361	0.173	0.144	0.099	0.095	0.084	0.076	0.066	0.065	0.0	
4	0.256129	13.380	57.485	0.005	0.801	0.356	0.281	0.175	0.166	0.144	0.126	0.106	0.105	0.102	0.1	
5	0.243700	0.003	0.008	8.877	0.584	0.453	0.264	0.249	0.211	0.180	0.149	0.147	0.142	0.139	0.1	
6	0.223987	0.000	0.004	0.006	0.939	0.597	0.560	0.459	0.379	0.298	0.292	0.279	0.273	0.250	0.2	
7	0.218366	0.200	0.101	4.763	0.756	0.715	0.592	0.488	0.379	0.372	0.354	0.346	0.346	0.315	0.266	0.2
8	0.206328	0.000	0.003	0.419	0.996	0.935	0.828	0.665	0.652	0.621	0.606	0.550	0.458	0.334	0.3	
9	0.205017	0.002	0.118	6.564	0.962	0.867	0.706	0.692	0.661	0.645	0.586	0.488	0.355	0.341	0.2	
10	0.200981	0.001	0.006	1.138	0.964	0.834	0.820	0.789	0.772	0.708	0.595	0.431	0.414	0.308	0.2	
11	0.197140	0.000	0.086	0.073	0.940	0.930	0.905	0.891	0.833	0.715	0.523	0.502	0.370	0.235	0.2	
12	0.192209	0.003	0.001	0.244	1.000	0.995	0.991	0.963	0.875	0.671	0.645	0.476	0.295	0.252	0.2	
13	0.191793	0.001	0.012	2.090	0.998	0.994	0.971	0.887	0.684	0.658	0.487	0.300	0.256	0.213	0.2	
14	0.190856	0.103	0.582	5.799	0.999	0.985	0.914	0.716	0.689	0.511	0.314	0.268	0.222	0.208	0.1	
15	0.190369	0.001	0.000	0.244	0.990	0.927	0.732	0.706	0.524	0.322	0.274	0.227	0.212	0.203	0.1	
16	0.188501	0.002	0.053	0.835	0.968	0.796	0.770	0.579	0.354	0.300	0.247	0.231	0.220	0.185	0.1	
17	0.185089	0.000	0.000	0.187	0.906	0.883	0.690	0.423	0.356	0.291	0.271	0.257	0.214	0.208	0.1	
18	0.179215	0.003	0.062	0.567	0.998	0.892	0.584	0.490	0.396	0.366	0.346	0.283	0.274	0.241	0.2	
19	0.178474	0.002	0.010	1.298	0.914	0.608	0.511	0.412	0.381	0.360	0.294	0.284	0.250	0.233	0.2	
20	0.173101	0.001	0.002	1.210	0.802	0.689	0.560	0.516	0.488	0.394	0.380	0.330	0.306	0.259	0.2	
21	0.164728	0.005	0.093	0.027	0.970	0.868	0.819	0.782	0.644	0.622	0.538	0.496	0.413	0.399	0.3	
22	0.161861	0.002	0.015	3.566	0.956	0.920	0.890	0.756	0.733	0.639	0.592	0.493	0.475	0.405	0.3	
23	0.158427	0.004	0.053	3.384	0.994	0.981	0.889	0.868	0.776	0.725	0.610	0.589	0.502	0.463	0.4	
24	0.157161	0.007	0.058	0.773	0.997	0.931	0.913	0.828	0.777	0.659	0.637	0.544	0.502	0.480	0.4	
25	0.156266	0.018	0.054	4.037	0.956	0.940	0.863	0.814	0.695	0.673	0.575	0.531	0.509	0.464	0.3	
26	0.152934	0.000	0.145	1.230	0.999	0.967	0.935	0.834	0.812	0.707	0.657	0.630	0.576	0.418	0.3	
27	0.152379	0.000	0.001	0.065	0.979	0.951	0.856	0.835	0.731	0.680	0.652	0.597	0.433	0.360	0.3	
28	0.150157	0.000	0.005	0.107	0.994	0.935	0.918	0.826	0.775	0.746	0.687	0.501	0.416	0.395	0.3	
29	0.148972	0.001	0.047	0.030	0.967	0.954	0.874	0.825	0.798	0.739	0.543	0.450	0.427	0.402	0.2	
30	0.146262	0.000	0.001	0.061	0.999	0.963	0.929	0.907	0.855	0.650	0.541	0.513	0.482	0.342	0.3	



31	0.145750	0.000	0.029	1.284	0.975	0.945	0.925	0.876	0.672	0.560	0.531	0.500	0.354	0.330	0.2
32	0.143419	0.001	0.008	0.688	0.994	0.985	0.956	0.776	0.656	0.623	0.587	0.414	0.386	0.342	0.3
33	0.142279	0.001	0.014	0.847	0.998	0.982	0.827	0.707	0.673	0.634	0.448	0.418	0.369	0.331	0.3
34	0.141662	0.000	0.030	0.354	0.992	0.854	0.735	0.700	0.661	0.468	0.436	0.385	0.345	0.318	0.3
35	0.140377	0.000	0.001	0.717	0.906	0.794	0.759	0.720	0.513	0.478	0.422	0.376	0.347	0.334	0.2
36	0.135929	0.000	0.000	0.005	0.966	0.945	0.916	0.702	0.657	0.582	0.519	0.476	0.457	0.376	0.3
37	0.133408	0.047	0.000	0.009	0.997	0.987	0.823	0.777	0.696	0.624	0.574	0.552	0.452	0.364	0.2
38	0.132701	2.897	0.002	0.011	0.996	0.856	0.812	0.731	0.657	0.605	0.582	0.477	0.383	0.270	0.2
39	0.131889	0.588	0.009	0.553	0.891	0.850	0.770	0.696	0.642	0.618	0.507	0.407	0.285	0.221	0.2
40	0.127370	0.002	0.036	0.001	0.995	0.963	0.911	0.864	0.840	0.712	0.576	0.397	0.301	0.285	0.2
41	0.126462	0.018	0.051	0.453	0.985	0.945	0.904	0.882	0.758	0.618	0.426	0.321	0.305	0.253	0.2
42	0.124890	0.001	0.002	0.299	0.987	0.961	0.945	0.838	0.696	0.483	0.362	0.343	0.283	0.268	0.2
43	0.123460	2.306	0.068	0.019	0.993	0.985	0.905	0.771	0.542	0.405	0.383	0.315	0.298	0.252	0.2
44	0.122415	0.047	0.003	0.363	0.998	0.946	0.825	0.590	0.441	0.417	0.341	0.322	0.272	0.239	0.1
45	0.121927	0.006	0.000	0.581	0.962	0.850	0.613	0.459	0.434	0.355	0.335	0.282	0.247	0.196	0.1
46	0.119520	0.004	0.025	1.333	0.954	0.739	0.560	0.529	0.431	0.406	0.340	0.296	0.232	0.189	0.1
47	0.116914	0.009	0.007	0.341	0.878	0.694	0.658	0.538	0.506	0.421	0.364	0.281	0.227	0.219	0.2
48	0.112632	0.031	0.000	0.118	0.922	0.892	0.766	0.726	0.611	0.527	0.401	0.317	0.305	0.279	0.2
49	0.109404	0.000	0.161	0.066	0.997	0.936	0.906	0.796	0.700	0.536	0.420	0.402	0.367	0.268	0.2
50	0.108783	5.284	3.248	0.089	0.960	0.934	0.832	0.737	0.567	0.444	0.426	0.388	0.283	0.276	0.1
51	0.106578	2.714	0.145	0.167	0.996	0.944	0.866	0.691	0.545	0.523	0.475	0.342	0.334	0.212	0.2
52	0.105931	0.090	0.002	1.480	0.968	0.901	0.731	0.579	0.556	0.505	0.363	0.354	0.223	0.218	0.1
53	0.104010	0.221	0.009	1.573	0.978	0.848	0.691	0.664	0.606	0.434	0.423	0.262	0.255	0.197	0.1
54	0.102473	0.015	0.020	0.064	0.930	0.787	0.760	0.698	0.504	0.491	0.299	0.291	0.223	0.215	0.1
55	0.099698	0.001	0.036	0.009	0.943	0.924	0.872	0.660	0.644	0.389	0.377	0.283	0.273	0.241	0.2
56	0.097287	0.033	0.004	1.465	0.998	0.982	0.818	0.801	0.496	0.481	0.356	0.342	0.300	0.280	0.2
57	0.096879	0.003	0.000	1.549	0.991	0.844	0.828	0.517	0.502	0.371	0.356	0.312	0.291	0.285	0.2
58	0.095961	1.400	0.866	0.136	0.899	0.885	0.569	0.552	0.407	0.391	0.342	0.317	0.311	0.255	0.2
59	0.092806	0.000	0.000	1.000	0.999	0.777	0.757	0.569	0.546	0.475	0.439	0.430	0.347	0.346	0.2
60	0.092567	1.203	0.330	1.798	0.794	0.774	0.583	0.560	0.487	0.451	0.441	0.356	0.355	0.300	0.2
61	0.087974	0.245	0.975	0.078	0.999	0.899	0.876	0.790	0.739	0.725	0.590	0.588	0.493	0.439	0.4
62	0.087703	0.015	0.750	0.210	0.915	0.893	0.810	0.759	0.745	0.608	0.607	0.509	0.453	0.424	0.3
63	0.085075	0.000	0.004	0.028	0.998	0.968	0.937	0.927	0.801	0.800	0.685	0.613	0.575	0.503	0.4
64	0.084726	0.000	0.000	0.687	0.981	0.955	0.946	0.828	0.826	0.712	0.638	0.599	0.524	0.511	0.4
65	0.083555	0.066	0.046	0.467	0.994	0.990	0.909	0.907	0.802	0.727	0.684	0.602	0.587	0.541	0.4
66	0.082908	0.011	0.009	3.085	1.000	0.946	0.945	0.850	0.777	0.734	0.649	0.634	0.585	0.530	0.4
67	0.082723	0.000	0.007	0.076	0.955	0.954	0.864	0.791	0.749	0.663	0.647	0.598	0.542	0.455	0.4
68	0.080949	0.000	0.001	0.151	1.000	0.969	0.919	0.884	0.803	0.787	0.733	0.669	0.565	0.549	0.4
69	0.080925	0.012	0.073	0.057	0.970	0.921	0.886	0.805	0.789	0.735	0.671	0.567	0.551	0.439	0.4
70	0.079505	0.001	0.012	0.731	0.987	0.968	0.910	0.896	0.848	0.786	0.673	0.655	0.524	0.514	0.3
71	0.078588	1.413	11.824	0.001	0.996	0.962	0.952	0.914	0.858	0.748	0.729	0.589	0.577	0.403	0.3
72	0.078071	0.001	0.047	0.000	0.983	0.976	0.945	0.896	0.791	0.772	0.628	0.616	0.430	0.322	0.2
73	0.077042	0.025	0.293	0.925	0.999	0.988	0.959	0.873	0.856	0.711	0.699	0.491	0.365	0.315	0.2
74	0.076845	0.003	0.008	0.762	0.993	0.968	0.887	0.871	0.728	0.715	0.504	0.375	0.322	0.279	0.2
75	0.076215	0.015	0.024	0.687	0.990	0.930	0.916	0.781	0.769	0.547	0.406	0.348	0.301	0.264	0.2
76	0.075462	0.000	0.010	0.046	0.970	0.961	0.844	0.832	0.604	0.448	0.384	0.330	0.288	0.257	0.2
77	0.074158	0.000	0.000	1.112	0.999	0.939	0.930	0.712	0.534	0.456	0.390	0.339	0.301	0.290	0.2
78	0.073949	0.000	0.001	0.104	0.951	0.943	0.731	0.549	0.469	0.401	0.349	0.309	0.297	0.261	0.2
79	0.072292	1.131	0.191	0.003	1.000	0.874	0.684	0.588	0.503	0.435	0.384	0.368	0.321	0.268	0.2
80	0.072152	0.033	0.012	0.001	0.885	0.697	0.600	0.513	0.444	0.391	0.375	0.327	0.272	0.232	0.2
81	0.069597	0.002	0.029	0.993	0.918	0.828	0.727	0.635	0.561	0.537	0.465	0.382	0.321	0.314	0.2
82	0.067552	0.528	0.015	0.002	0.976	0.910	0.826	0.744	0.717	0.626	0.514	0.428	0.418	0.340	0.2
83	0.066497	0.000	0.000	0.007	0.976	0.917	0.845	0.818	0.726	0.602	0.501	0.490	0.396	0.332	0.2
84	0.065462	0.002	1.577	0.062	0.980	0.931	0.910	0.827	0.699	0.586	0.573	0.463	0.387	0.320	0.2
85	0.064524	0.009	0.030	0.593	0.984	0.972	0.911	0.792	0.674	0.659	0.535	0.446	0.367	0.278	0.2
86	0.063709	0.004	0.000	0.680	0.998	0.967	0.871	0.756	0.741	0.606	0.507	0.416	0.312	0.258	0.2
87	0.063440	0.001	0.002	0.041	0.980	0.895	0.784	0.768	0.632	0.529	0.434	0.325	0.268	0.261	0.1
88	0.062535	1.252	0.002	0.000	0.962	0.873	0.859	0.723	0.609	0.501	0.373	0.305	0.297	0.221	
89	0.061306	0.069	0.239	0.012	0.968	0.959	0.850	0.734	0.610	0.454	0.368	0.358	0.262		
90	0.060196	0.000	0.000	0.365	0.999	0.947	0.851	0.725	0.545	0.441	0.429	0.310			
91	0.060054	0.000	0.000	0.551	0.956	0.865	0.740	0.558	0.451	0.439	0.317				
92	0.058784	0.892	0.238	0.001	0.968	0.875	0.686	0.559	0.544	0.389					
93	0.057731	0.311	1.875	0.085	0.962	0.803	0.667	0.650	0.465						
94	0.056601	0.029	0.003	0.029	0.919	0.794	0.777	0.567							
95	0.054946	0.021	0.319	0.372	0.957	0.946	0.751								
96	0.053796	0.003	0.049	2.085	0.999	0.883									
97	0.053647	0.000	0.000	1.538	0.898										
98	0.051872	0.194	0.000	0.035											
MASSA TOTALE		97.580	97.863	85.007											

Generazione *Combinazioni di carico sismiche* – si prendono tutti i modi di vibrare con fattore di massa > 3% (deciso arbitrariamente).

Bisogna considerarli tutti? Le NTC2018, al punto 7.3.3.1, riportano:

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%.

Per la combinazione degli effetti relativi ai singoli modi deve essere utilizzata una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, quale quella indicata nell'espressione [7.3.4]:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j} \quad [7.3.4]$$

Si visualizzano gli autovettori. Gli shell delle solette di piano si deformano in maniera tutt'altro che trascurabile nel proprio piano, di fatto non rispettando l'ipotesi di piano rigido. Probabilmente occorrerà inserire il vincolo del piano rigido *a mano* nella scheda dedicata ai Livelli sismici (con l'accortezza di sfalsare in altezza, di pochi centimetri, le 2 solette separate del 1° piano e inserire per ciascuna di esse un livello sismico).

Si completano i *Casi di carico* con le *Combinazioni di carico sismiche* ottenute dall'analisi dinamica (modale), a cui vanno aggiunti i torcenti di piano precedentemente valutati con l'analisi statica lineare.

Calcolo sollecitazioni.

Si prova a fare un'ulteriore analisi considerando tutti gli autovettori, per cercare il più possibile di rispettare l'indicazione della norma riguardante il raggiungimento dell'85% della massa totale attivata dai modi. Il programma, purtroppo, smette di funzionare e non riesce ad eseguire il calcolo delle sollecitazioni per l'elevato onere computazionale dato dall'enorme quantità di dati immessi (troppe *Condizioni di carico sismiche*).



# 27 ottobre



Realizzazione di un altro modello con vincoli di *Piano rigido* a ciascun livello sismico. Sfalsamento in altezza (di 2.5 cm) delle 2 solette separate del 1° piano per fare in modo che ognuna si comporti in maniera indipendente dall'altra (come avviene nella realtà).

La soletta più estesa viene mantenuta a quota +4.15 m, quella meno estesa viene traslata verso il basso di 2.5 cm. Devono essere adattati a questa traslazione tutti gli elementi verticali a sostegno della piastra.

Analisi statica e analisi dinamica.

## Ing. Neirotti:

- Perché non si fanno più calcestruzzi *a vista*? Per diversi motivi:
  - Problema di formazione di ponti termici;
  - Errori all'ordine del giorno, da parte delle imprese, nel posizionamento delle barre d'armatura (lo studio Neirotti le controlla, volta per volta, personalmente);
  - La classe richiesta per un calcestruzzo *faccia vista* è elevata, ma anche nella realizzazione del calcestruzzo in cantiere gli errori sono soventi: calcestruzzo diluito con acqua, vibrazione non eseguita correttamente, eccetera. Lo studio Neirotti, che non prevede più calcestruzzi *a vista* e utilizza classi basse per il calcestruzzo (C25/30, la più bassa di tutte), delega i controlli in cantiere sulla corretta esecuzione del calcestruzzo ad altre aziende; utilizzando un calcestruzzo di classe elevata, oltretutto *faccia vista*, non ci si può accontentare di delegare i controlli in opera a qualcun altro: bisogna controllare PERSONALMENTE, e questo è senz'altro un onere ulteriore importante per uno studio tecnico. Curiosità: in Olanda il calcestruzzo costa il doppio che in Italia; ciò è proprio dovuto alla precisione e all'accuratezza impiegate, da parte delle aziende edili olandesi, per la sua corretta realizzazione;

Tra gli errori nel posizionamento delle barre e il calcestruzzo non correttamente realizzato, l'ingegner Neirotti sostiene di non essere mai riuscito ad ottenere un calcestruzzo *faccia vista* come da lui desiderato;

- **Accolto il consiglio del professor Mentrasti:** va bene diminuire di 2 cm lo spessore della soletta (con un grande guadagno in termini di peso) e al contempo aumentare di un grado la classe del calcestruzzo (da C25/30 a C28/35). Bisogna però avere l'accortezza di controllare bene le deformazioni, che saranno ovviamente più elevate.



# 28 ottobre



Studio dei risultati.

Costruzione modello DOLMEN per **Ancona – comportamento dissipativo.**

Dati sismici:

- Coordinate: Stadio Dorico (Lat: 43.6166109; Long: 13.5274151);
- Categoria sottosuolo: C;
- Struttura deformabile torsionalmente, CD" B", non regolare né in pianta né in altezza:  
 $q = q_0 \cdot K_R = 2 \cdot 0.8 = 1.6;$

Analisi statica e calcolo sollecitazioni con  $S_d = 1$ .

Valutazione T1 con formula della normativa.

Nuova analisi statica lineare con  $S_d$  calcolato in funzione di T1.

*Condensazione statica* con fattore di *Accorpamento masse* pari a 20, considerando solo direzioni le direzioni X e Y.

*Calcolo autovalori.*

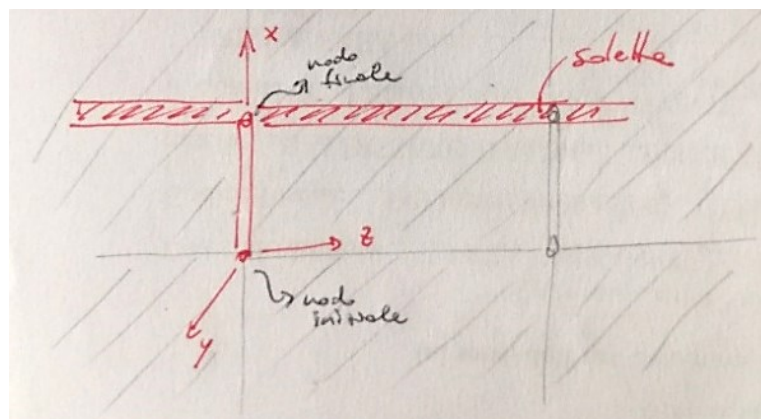
# 29 ottobre



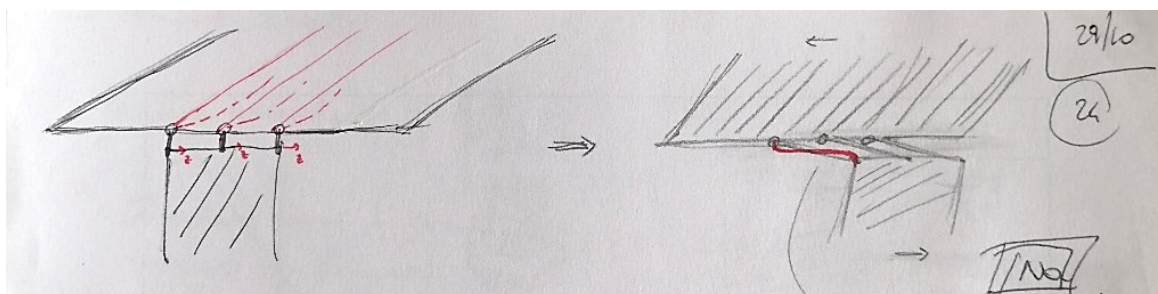
Studio dei modi di vibrare della struttura:

- Non avendo considerato il sisma in direzione Z, i modi di vibrare sono più chiari e il piano rigido dei solai viene rispettato (senza nemmeno doverlo inserire manualmente);
- Si nota che gli svincoli inseriti per gli elementi beam di collegamento setti-piastra non vanno bene, perché impediscono ai setti orditi nella direzione principale di vibrazione di essere attivati.

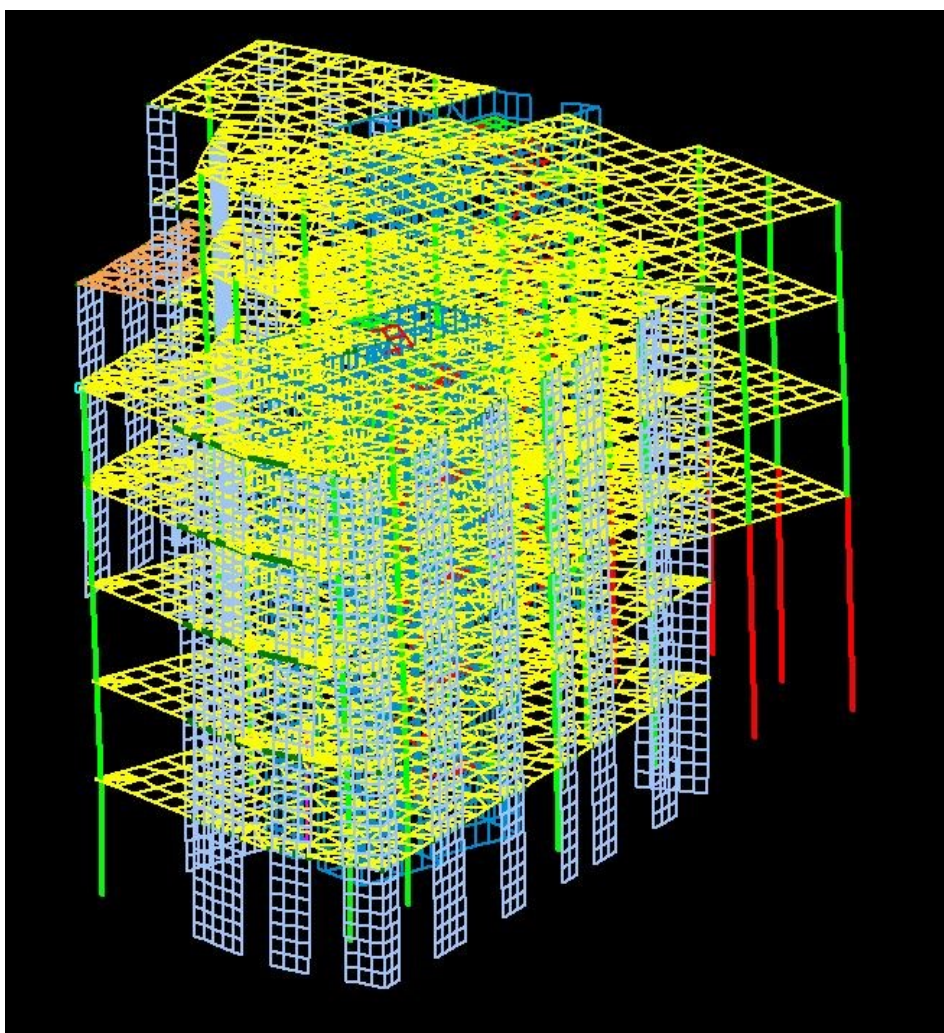
Si prova a rilanciare il calcolo degli autovettori svincolando il solo momento  $M_{zz}$  dei nodi finali di ciascun elemento beam di collegamento setto-piastra.



Non cambia nulla, gli elementi beam si deformano ancora in questo modo:



Primo modo di vibrare (ERRATO) della struttura:



Calcolo modi propri con svincoli Myy e Mzz:

n	PERIODO [sec]	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE							
		%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7	
1	0.379503	58.672	13.872	0.000	0.127	0.058	0.006	0.005	0.005	0.004	0.003	0.002
2	0.292632	0.022	0.330	0.000	0.353	0.011	0.009	0.008	0.006	0.005	0.004	
3	0.255666	14.165	58.836	0.000	0.017	0.013	0.011	0.009	0.007	0.005		
4	0.123508	0.882	2.468	0.000	0.573	0.364	0.147	0.084	0.045			
5	0.113315	1.915	0.691	0.000	0.827	0.298	0.147	0.068				
6	0.108247	4.713	0.584	0.000	0.465	0.209	0.088					
7	0.097255	10.200	0.678	0.000	0.570	0.180						
8	0.089183	1.729	0.131	0.000	0.387							
9	0.078669	2.213	15.401	0.000								

-----  
 MASSA TOTALE 94.510 92.992 0.000 |

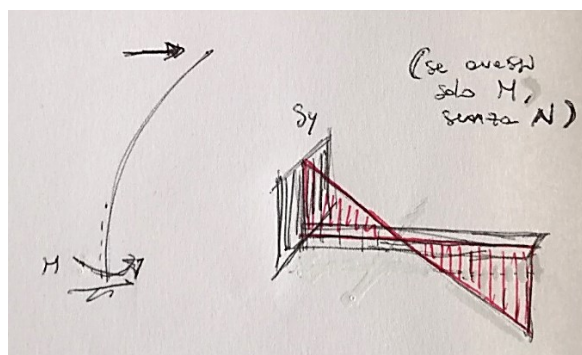


Calcolo modi propri con solo svincolo Mzz:

n	PERIODO	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
	[sec]	%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	0.367539	59.549	12.503	0.000	0.115	0.060	0.005	0.004	0.004	0.003	0.002
2	0.279218	0.240	0.299	0.000	0.426	0.010	0.008	0.006	0.005	0.004	
3	0.248694	13.077	60.146	0.000	0.014	0.010	0.008	0.006	0.005		
4	0.112882	0.030	0.133	0.000	0.436	0.203	0.091	0.054			
5	0.100760	14.077	1.920	0.000	0.589	0.200	0.099				
6	0.092697	4.601	0.720	0.000	0.428	0.176					
7	0.082598	1.427	0.891	0.000	0.500						
8	0.074749	1.456	12.993	0.000							
-----											
MASSA TOTALE					94.458	89.606	0.000				

Ing. Comino:

- È giusto svincolare solo Mzz, ma l'errore nel modello sta *nell'orientamento degli elementi beam*. Infatti non tutti hanno l'asse z locale orientato correttamente (vedi disegno a mano), ma alcuni ce l'hanno ortogonale al setto oppure orientato in altri modi;
- È giusto considerare, per la sovrastruttura, i soli modi in X e Y. I modi in Z saranno importanti *a livello locale*, per il progetto degli specifici elementi della soletta del piano terra interessati da pilastri e setti in falso. Per questi elementi si può fare anche una semplice analisi statica: si ricorda che la scatola di fondazione, in ogni caso, deve sempre restare in campo elastico. Se si vuole fare un'analisi più raffinata, allora si possono studiare i soli modi di vibrare in Z per la scatola di fondazione o per il singolo solaio del piano terra;
- Le sollecitazioni nei setti, una volta calcolate, si possono leggere in 2 modi:
  - Se tutti i gusci-setto sono stati orientati correttamente (con l'asse y locale diretto verso l'alto o verso il basso), si possono leggere le tensioni  $S_y$ : tali tensioni tengono conto sia degli sforzi assiali N che dei momenti flettenti M. L'ipotesi (abbastanza veritiera) è che le tensioni  $S_y$  siano costanti nei 20 cm di spessore dei setti;



- C.A. -> Sezione -> *Da gusci*: si definisce il piano di sezione XY, un'altezza dal suolo di pochi centimetri e si selezionano i gusci da sezionare. Il programma restituisce la sezione del setto con le sollecitazioni delle combinazioni precedentemente selezionate;
- DOLMEN è in grado di disegnare automaticamente le carpenterie degli elementi strutturali. Per farlo, però, bisogna inserire troppi criteri (lunghezze di sovrapposizione e ancoraggio, raffittimenti in zone maggiormente sollecitate, eccetera) che non lo rendono di facile utilizzo;
- Come armare i setti e fare le verifiche:
  - Una volta ottenute le sollecitazioni, utilizzare il programma VCASLU per ottenere i domini M-N e fare la verifica. Però la verifica è a livello sezionale, vale solo per una sezione;
  - La verifica si può fare direttamente in DOLMEN. Il programma è in grado di fare 2 verifiche:
    - Verifica sezionale, al pari di VCASLU;
    - Verifica per sezioni multiple, con progetto dell'armatura degli elementi. Questa funzione è utile per il progetto dell'armatura di pilastri e piastre/setti. Per armare i setti in DOLMEN:
      1. *Carpenterie -> Macrogusci -> Crea* (e poi seguire procedura);
      2. C.A. -> *Piastre/Setti -> Progetta ex novo*: selezionare il macroguscio precedentemente creato -> si apre una nuova finestra, che è quella da utilizzare per il progetto dell'armatura;
- Attenzione a NON diminuire troppo lo spessore di piastre e setti – anche se diminuire di soli 2 cm lo spessore della piastra, passando da 20 a 18 cm, cambia poco (mentre incide MOLTO in termini di diminuzione in peso) – perché si possono incontrare difficoltà nella realizzazione (esecuzione) del getto a regola d'arte: ad esempio si possono incontrare difficoltà nella vibrazione del calcestruzzo (se poi l'elemento è troppo armato, ci può essere addirittura il rischio che non entri nemmeno l'ago per la vibrazione!).



# 30 ottobre



## Ing. Comino sull'utilizzo di DOLMEN per il progetto dell'armatura dei setti:

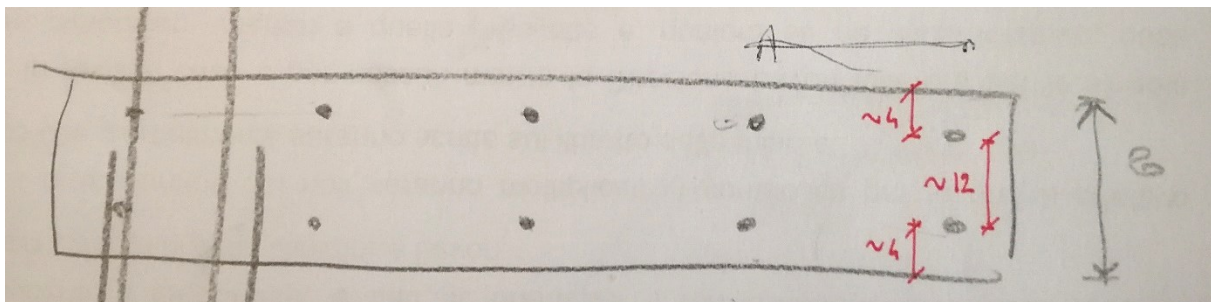
- Selezionare *Parete snella* come tipo di elemento, *Tutti* i casi di carico (Il programma farà l'inviluppo), sia i comportamenti di *Membrana* (che per DOLMEN significa Lastra) che di *Piastra*. *CARICA*. *Calcolo aree teoriche? SI* -> Il programma calcola le aree di armatura necessarie, le restituisce in  $\text{cm}^2/\text{m}$ ;
- Impostare bene i parametri (*Generali* -> *Parametri*), tra cui il copriferro: il copriferro va calcolato in riferimento all'INTERASSE delle barre principali, ovvero delle barre che lavorano a momento  $M$  e a carico assiale  $N$  (barre verticali). Le barre verticali sono quelle più interne, le barre orizzontali sono quelle più esterne. Ipotizzando un ricoprimento per le barre più esterne (quelle orizzontali, che lavorano a taglio  $V$ ) di 2.5 cm (che deve essere adattato alla classe d'esposizione del luogo in cui sorge la struttura, secondo quanto previsto dalla normativa), assieme ad un diametro delle stesse barre di 8 mm e un diametro delle barre verticali di 12 mm:

$$c = 2.5 + 0.8 + \frac{1.2}{8} = 3.9 \text{ cm}$$

Il copriferro va impostato sia per la faccia superiore (quella dalla parte di chi guarda lo schermo), sia per quella inferiore (quella dalla parte opposta di chi guarda lo schermo);

- DOLMEN propone un fattore di riduzione di  $f_{cd}$  in zone critiche pari a 0.4 -> Va controllato BENE sulle NTC2018 (le NTC, infatti, indicano che si può ridurre  $f_{cd}$  in zona critica per tenere conto del degrado del calcestruzzo dovuto a deformazioni cicliche, ma il fattore di riduzione deve comunque provenire da prove sperimentali);
- Il programma conduce verifiche sia allo SLU che allo SLE (verifica delle tensioni e delle fessurazioni);
- Nel nostro caso, le 2 facce del setto (superiore e inferiore) lavorano *quasi* allo stesso modo;
- Armatura verticale (va calcolata per entrambe le facce, sup e inf):
  - In generale, le NTC non sono molto chiare sull'armatura verticale dei setti;
  - Un'armatura verticale  $\Phi 12/20''$  è ideale per i setti. Da questa:

- Se si volesse diminuire il diametro delle barre perché l'armatura necessaria è poca, sarebbe meglio non scendere sotto il  $\Phi 10$ . Anche se ciò volesse dire non rispettare la regola empirica di *andare di 4 in 4*, sarebbe comunque meglio che utilizzare dei  $\Phi 8$ , perché i  $\Phi 8$  sono ferri troppo piccoli di diametro da poter essere utilizzati come armatura principale;
- Se si volesse aumentare il passo, già anche un passo da 25 cm non andrebbe molto bene. Questo per 2 motivi:
  - C'è il rischio di superare l'interasse massimo tra le barre longitudinali indicato dalle NTC2018;
  - L'armatura risulterebbe *mal distribuita* nella sezione considerato che, mentre nella dimensione maggiore le barre sono molto distanziate, nella dimensione minore sono piuttosto vicine ( $20\text{ cm} - 2 \times 4\text{ cm} = 12\text{ cm}$ );



- Armatura orizzontale: vanno molto bene i  $\Phi 8$ , e come passo di primo tentativo va bene impostare 15 cm (considerando che, tra le limitazioni sul passo massimo, c'è  $12\Phi_{\text{long}}$ , dove  $\Phi_{\text{long}}$  è pari a 12 mm nel nostro caso:  $12 \times 12 = 144\text{ mm} \approx 150\text{ mm}$ );
- Seguire il PROCEDIMENTO proposto da DOLMEN cliccando sul pulsante *HELP*;

verigusc

✕



## PASSAGGI DI VERIFICA PER PARETI IN STRUTTURE DISSIPATIVE:

- 1) Calcolo aree teoriche
- 2) Solo per pareti snelle: traslazione diagramma dei momenti ('Armature > Setti: trasla armature')
- 3) Inserimento campi di armatura fino a eliminazione di tutte le armature teoriche, orizzontali e verticali
- 4) Sulle armature verticali, eseguire 'Visualizza > Valori Integrati > Taglio integrato'
- 5) cliccare il tasto 'Param.', poi su Parametri Generali' e nel riquadro PARETI cliccare su 'Calc.'
- 6) Completare le informazioni richieste, e alla fine premere OK.
- 7) accertarsi che il parametro 'Riduzione fcd' sia impostato al valore 0.4

8) Mentre il disegno del Taglio Integrato è presente a video, eseguire 'File > Salva tutto'

N.B.: nel caso si stia eseguendo la funzione del 3D 'Aggiorna sollecitazioni' i passi 1 e 2 sono eseguiti automaticamente.

OK

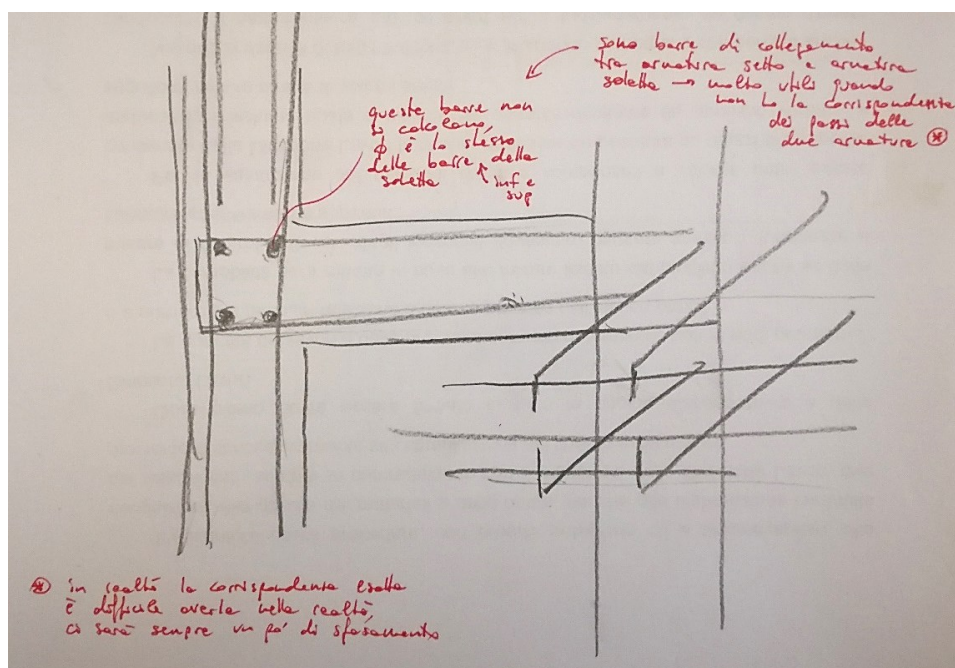
- *Traslazione dei momenti per i setti e Taglio integrato* -> Leggere bene sulle NTC (il taglio integrato si trova al punto 7.4.29);
- In generale, si preferisce infittire il passo delle barre, dove necessario, piuttosto che aumentare il diametro; in questo modo si evita il rischio di confondersi in cantiere

nell'individuazione delle barre da posizionare e, allo stesso tempo, si facilita il lavoro dell'azienda edile (che deve avere a che fare con meno diametri);

- Possibilità di visualizzare l'area calcolata in due modi:
  - Visualizzare tutta l'area da calcolo;
  - Visualizzare solo l'area da calcolo in più rispetto a quella minima impostata;
- Definizione *Campi di armatura* [...]. Studio particolare delle zone critiche e definizione dei campi di armatura delle zone critiche (ricorda: per i setti, le zone critiche sono quelle di estremità, che devono essere armate come pilastri in zona critica) [...];
- Una volta definiti i campi è possibile visualizzare le Relazioni: *Relazione per dimensionamento* o *Relazione per esercizio* -> *Stampa estesa*: se ci sono alcuni parametri che non verificano (es: armatura scelta inferiore di quella necessaria, tensioni troppo elevate allo SLE, fessure troppo ampie allo SLE, eccetera), questi sono *marcati* con un simbolo.

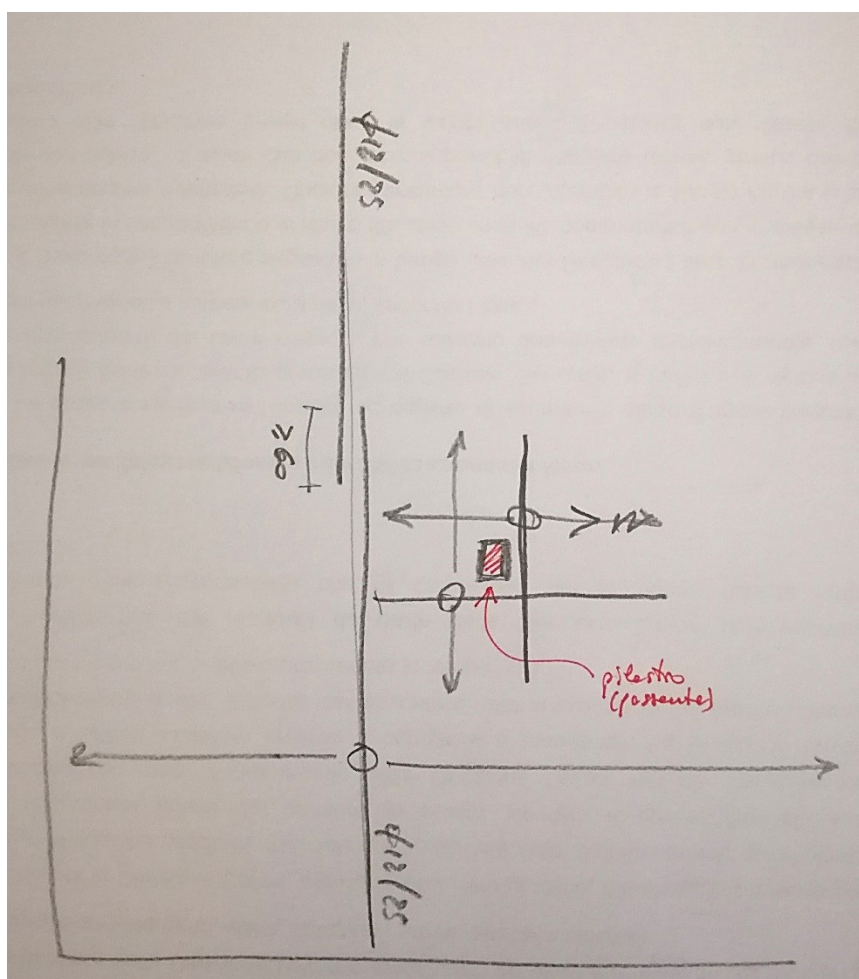
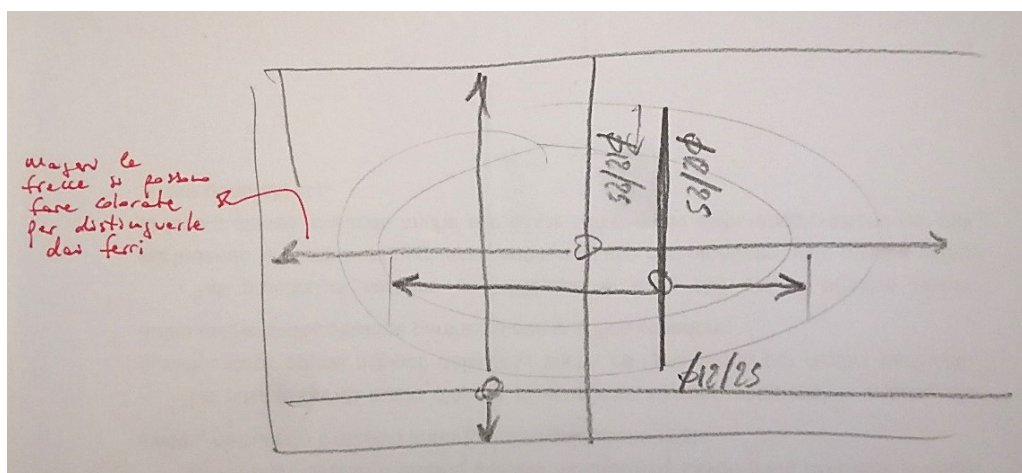
#### Altre info dall'ing. Comino:

- DOLMEN può essere sfruttato anche per scrivere relazioni in automatico; l'ingegner Comino sconsiglia però di utilizzare questa funzione, perché molto spesso è di difficile lettura. Meglio scrivere *di proprio pugno* la relazione tecnica per poi inserire i risultati dell'analisi strutturale;
- Anche se a livello di calcolo si riuscisse ad avere lo stesso passo di armatura per soletta e setti, è difficile che in cantiere si realizzi una sovrapposizione perfetta tra le barre della soletta e quelle dei setti, ci sarà sempre un po' di sfasamento, sfasamento che, nel caso in cui i 2 passi siano diversi, ci sarà a prescindere (anche per questo, la scelta di modellare il collegamento setto-piastra a CERNIERA è più che corretta). Per ovviare a questo problema realizzativo e migliorare quindi il collegamento dei due elementi strutturali in cantiere, si inseriscono delle barre apposite, fuori calcolo, aventi diametro pari a quello dell'armatura della soletta ( $\Phi_{max}$  tra armatura sup e armatura inf della soletta);





- Esempi di disegno carpenteria di una soletta di piano:



Disegno in AutoCAD della pianta tipo con ultime modiche da parte dell'ingegner Neirotti e dell'architetto Reghenaz, e numerazione dei restanti setti (si erano già numerati, in passato, i setti della soletta Est del 1° piano).

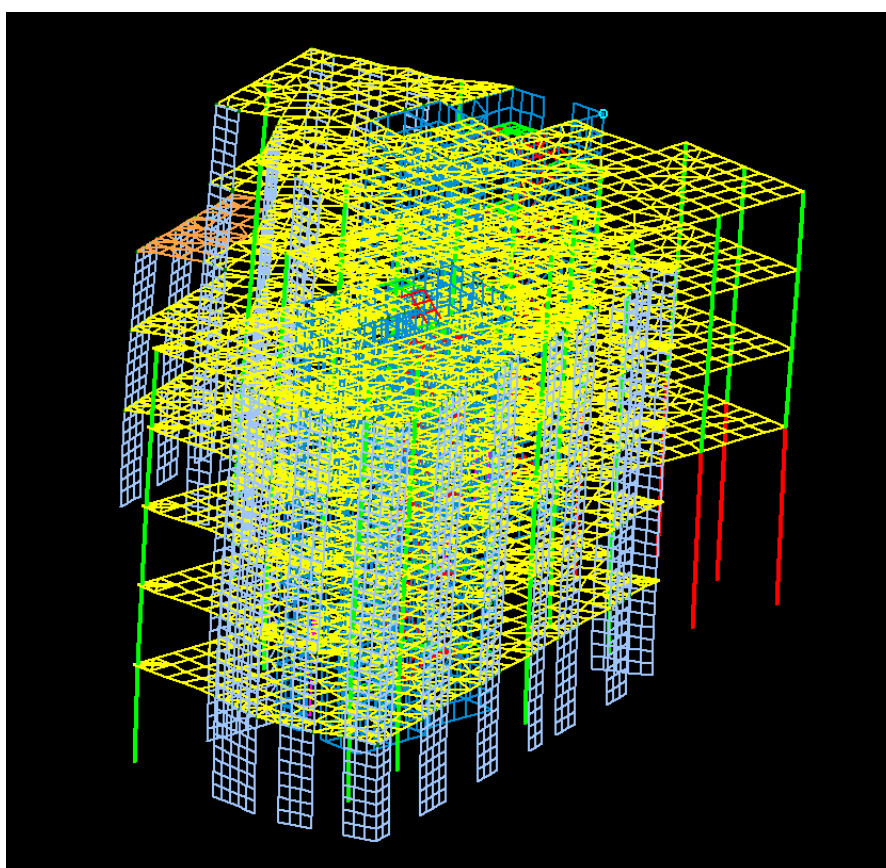
# 03 novembre



Correzione errore di orientamento degli elementi beam di collegamento setti-piastra sia nel modello di Ancona che in quello di Torino.

Avvio analisi statiche e dinamiche – controllo che i modi di vibrare siano gli stessi.

Primo modo di vibrare (CORRETTO) della struttura:





Calcolo modi propri:

n	PERIODO	MASSA ATTIVATA			COEFFICIENTI DI CORRELAZIONE						
	[sec]	%X	%Y	%Z	n+1	n+2	n+3	n+4	n+5	n+6	n+7
1	0.354218	59.997	13.967	0.000	0.190	0.067	0.006	0.004	0.003	0.003	0.002
2	0.288430	1.026	1.601	0.000	0.273	0.009	0.007	0.005	0.004	0.004	
3	0.245093	13.401	59.089	0.000	0.014	0.010	0.007	0.006	0.005		
4	0.111021	0.001	0.007	0.000	0.358	0.103	0.065	0.054			
5	0.097138	12.884	1.901	0.000	0.281	0.145	0.113				
6	0.082821	2.505	1.806	0.000	0.597	0.417					
7	0.076297	0.681	0.771	0.000	0.886						
8	0.073609	3.183	13.603	0.000							
-----											
	MASSA TOTALE	93.678	92.745	0.000							

# 04 novembre in poi



Costruzione e perfezionamento di 4 modelli in totale per lo studio del comportamento sismico della sovrastruttura:

- TT2530: Sovrastruttura con calcestruzzo di classe C25/30, solette di spessore 20 cm e input sismico riferito alle coordinate reali del sito (Torino) e alle relative caratteristiche del terreno (Categoria C);
- TT2835: Sovrastruttura con calcestruzzo di classe C28/35, solette di spessore 18 cm e input sismico riferito alle coordinate reali del sito (Torino) e alle relative caratteristiche del terreno (Categoria C);
- TA2530: Sovrastruttura con calcestruzzo di classe C25/30, solette di spessore 20 cm e input sismico riferito alle coordinate dello Stadio Dorico di Ancona, ipotizzando un terreno di Categoria C;
- TA2835: Sovrastruttura con calcestruzzo di classe C28/35, solette di spessore 18 cm e input sismico riferito alle coordinate dello Stadio Dorico di Ancona, ipotizzando un terreno di Categoria C;

Esecuzione di più *Condensazioni statiche* provando a ridurre man mano il fattore di *Accorpamento masse*, al fine di avere un modello meglio discretizzato di cui riuscire a cogliere più modi di vibrare possibile (l'obiettivo è di ottenere un numero di modi di vibrare > 8, almeno 15 se si considera di avere 5 solette di piano e 3 gradi di libertà per le masse concentrate nei baricentri di ciascun impalcato). Impostando un fattore di *Accorpamento masse* pari a 3, si ottengono:

- 2312 nodi di controllo;
- 8 modi di vibrare impostando una % minima di massa mobilitata in X e Y pari a 85;
- 21 modi di vibrare impostando una % minima di massa mobilitata in X e Y pari a 97.

Avvio di tutte le analisi e calcolo delle sollecitazioni per tutti i modelli.

Controllo delle sollecitazioni allo SLU e degli spostamenti di interpiano allo SLE per i 2 modelli TT2835 e TA2835. Confronto dei risultati.











UNIVERSITÀ  
POLITECNICA  
DELLE MARCHE

*A.T.I.3 Consulting – Studio Neirotti*



FACOLTÀ DI INGEGNERIA  
Corso di Laurea in Ingegneria Civile (LM)

## APPENDICE 2

---

# IMPALCATI IN LAMIERA GRECATA E CLS: Progettazione e verifiche secondo l'NTC2018 e l'EC3

---

Relatore:  
**ing. Lando Mentrasti**

Tesi di Laurea di:  
**Giacomo Sorana**  
(matricola: 1076387)

Correlatore:  
**ing. Vittorio Neirotti**

Anno accademico 2019 – 2020



## Sommario

1	Introduzione e panoramica sulle lamiere oggetto di studio .....	3
2	Geometrie delle lamiere analizzate .....	5
3	Materiali .....	9
3.1	Acciaio costituente la lamiera .....	9
3.2	Acciaio costituente le barre d'armatura .....	10
3.3	Calcestruzzo.....	10
4	Schemi statici.....	11
5	Verifiche della sola lamiera d'acciaio (C4.2.12).....	13
5.1	Materiali (C4.2.12.1).....	13
5.2	Effetto della formatura a freddo sulla resistenza dell'acciaio (C4.2.12.1.1).....	13
5.3	Valori limite dei rapporti larghezza - spessore (C4.2.12.1.2) .....	14
5.4	Inflessione trasversale delle ali (C4.2.12.1.3).....	15
5.5	Classificazione delle sezioni, instabilità locale e distorsione delle sezioni trasversali (C4.2.12.1.4) .....	16
5.5.1	Verifiche sul raggio interno di piegatura .....	16
5.5.2	Calcolo del contributo $g_r$ .....	17
5.5.3	Determinazione della classe della lamiera .....	18
5.5.4	Calcolo dell'area efficace $A_{eff}$ e delle proprietà di massa efficaci dovute alla sola instabilità locale.....	19
5.5.4.1	Calcolo della larghezza efficace delle ali compresse .....	19
5.5.4.2	Calcolo della larghezza efficace dell'anima .....	22
5.5.4.3	Calcolo dell'area e delle proprietà di massa efficaci della greca, dovute ad instabilità locale, tramite Macro Excel.....	25
5.5.5	Studio del fenomeno della distorsione con calcolo dell'area efficace $A_{eff}$ e delle proprietà di massa efficaci dovute sia all'instabilità locale che alla distorsione.....	25
5.5.5.1	Calcolo dello spessore ridotto $t_{rid}$ da adottare per l'irrigidimento.....	27
5.5.5.2	Calcolo dell'effetto della distorsione della greca tramite Macro Excel.....	31
5.6	Verifiche di resistenza della singola greca e calcolo della portata allo SLU della lamiera (C4.2.12.1.5) .....	32
5.6.1	Verifica di resistenza a flessione con analisi sezionale elastica.....	32
5.6.2	Verifica di resistenza a taglio.....	33
5.6.2.1	Interazione taglio-momento .....	35
5.6.3	Verifica di resistenza alle reazioni vincolari agli appoggi .....	37
5.6.3.1	Interazione momento-reazione agli appoggi intermedi .....	40
5.7	Verifiche di deformabilità della singola greca e calcolo della portata allo SLE della lamiera	41
6	Verifiche della soletta con eventuale lamiera collaborante (NTC2018 4.3.6) .....	43
6.1	Scelta dell'armatura .....	43
6.2	Stima dei carichi e delle sollecitazioni agenti sulla lamiera d'acciaio in fase di getto .....	44

6.3	Verifiche di resistenza della singola sezione a T e calcolo della portata allo SLU della soletta (NTC2018 4.3.6.2).....	45
6.3.1	Verifica di resistenza a flessione con analisi sezionale elastica.....	46
6.3.2	Verifiche di resistenza a punzonamento e a taglio .....	48
6.4	Verifiche di deformazione e fessurazione della singola sezione a T e calcolo della portata allo SLE della soletta (NTC2018 4.3.6.3).....	50
6.4.1	Verifica di deformazione .....	50
6.4.2	Verifica a fessurazione.....	52

## 1 Introduzione e panoramica sulle lamiere oggetto di studio

La presente relazione riassume le procedure di calcolo e i riferimenti normativi di interesse per la realizzazione delle tabelle di portata delle principali lamiere grecate ISOLPACK e delle solette in c.a. gettate sulle stesse lamiere, in riferimento a due diverse situazioni limite: una senza limitazione di freccia (Stato Limite Ultimo, SLU) e una con limitazione di freccia (Stato Limite di Esercizio, SLE).

Si studieranno gli schemi statici di trave semplicemente appoggiata e trave continua su più appoggi, caricata uniformemente (vedi paragrafo 4). Gli stati di sollecitazione delle lamiere saranno quelli di flessione semplice, nei confronti delle tensioni normali, e taglio, nei confronti delle tensioni tangenziali.

Si prevede lo studio di 3 diverse categorie di lamiere, ciascuna delle quali suddivisa a sua volta in 2 serie: versione standard e versione ad Aderenza Migliorata (AM).

Le lamiere oggetto di studio sono: E/S 4000, S/C 2000 e R/C 400.

Si allegano le immagini quotate relative alle lamiere di spessore  $t = 1\text{ mm}$  i cui disegni, originali, sono forniti direttamente dall'azienda ISOLPACK (Figura 1, Figura 2, Figura 3).

- Lamiera E/S 4000:

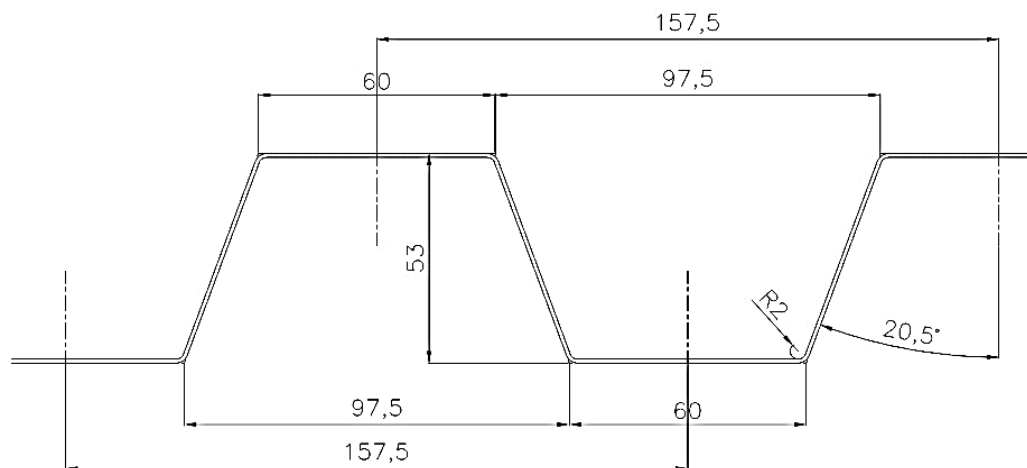


Figura 1: Lamiera E/S 4000.

- Lamiera S/C 2000:

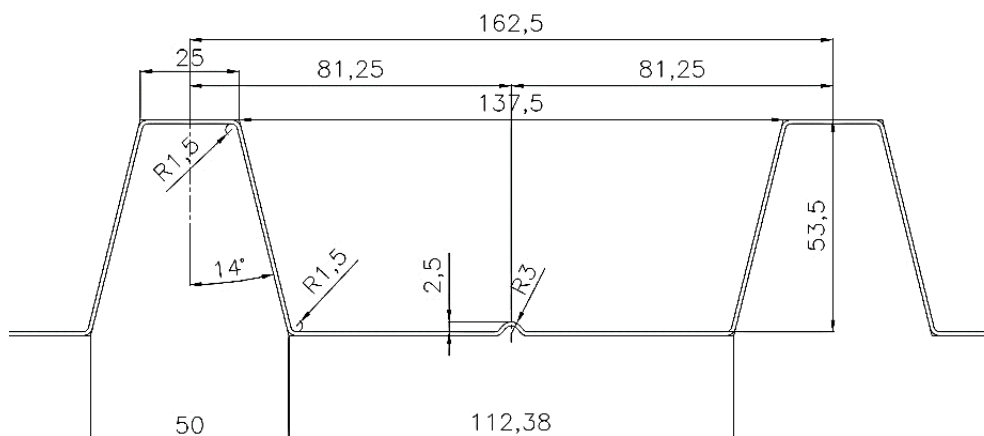


Figura 2: Lamiera S/C 2000.



- Lamiera R/C 400:

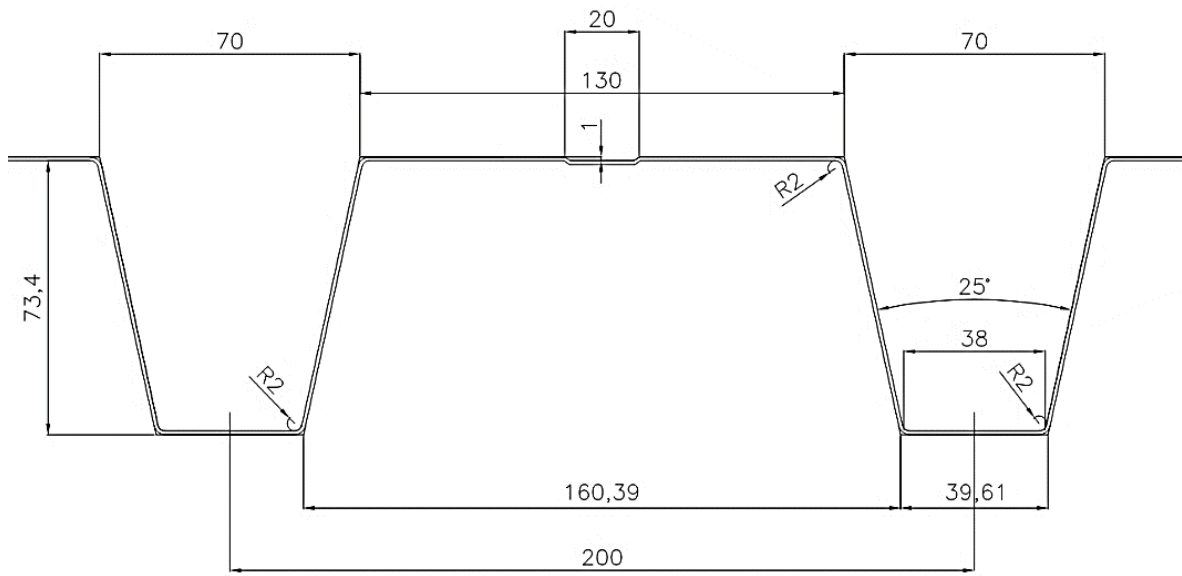


Figura 3: Lamiera R/C 400.

## 2 Geometrie delle lamiere analizzate

Si analizzano, per ciascuna lamiera, le geometrie relative agli spessori di mm: 7/10, 8/10, 10/10, 12/10, 12.5/10 e 15/10. A riguardo dello spessore minimo previsto di 0.7 mm, si pone l'attenzione su quanto riportato dalle NTC2018 al capitolo 4.3.6.5.1: *“Lo spessore delle lamiere grecate impiegate nelle solette composte non deve essere inferiore a 0,8 mm. Lo spessore della lamiera potrà essere ridotto a 0,7 mm quando in fase costruttiva vengano studiati idonei provvedimenti atti a consentire il transito in sicurezza di mezzi d'opera e personale.”*

I calcoli sono condotti relativamente alla linea media di ciascuna lamiera. A livello progettuale si sceglie di tenere costanti le dimensioni relative alle distanze tra i rulli fornite dall'azienda, decidendo arbitrariamente la superficie superiore o inferiore della lamiera a cui far riferimento, e calcolare di volta in volta, in funzione dello spessore scelto, le dimensioni dell'ala larga e dell'ala stretta riferite all'asse medio.

Si allegano le immagini delle greche (Figura 4, Figura 5, Figura 6) specificando le larghezze prese costanti fra i rulli e indicando, in didascalia, la superficie della lamiera scelta come riferimento.

Per le lamiere del tipo S/C 2000 e R/C 400 sono presenti irrigidimenti intermedi nell'ala larga, di diversa geometria, che permettono un incremento di portata della lamiera nei casi di attivazione dell'instabilità locale (lamiere di classe 4). Mentre le dimensioni dell'irrigidimento della lamiera S/C 2000 in Figura 5 sono già riferite all'asse medio, quelle dell'irrigidimento della lamiera R/C 400 in Figura 6 sono riferite alla superficie superiore e necessitano dunque di un ulteriore calcolo, in funzione dello spessore, per essere riferite all'asse medio (come per le dimensioni delle ali).

- Lamiera E/S 4000:

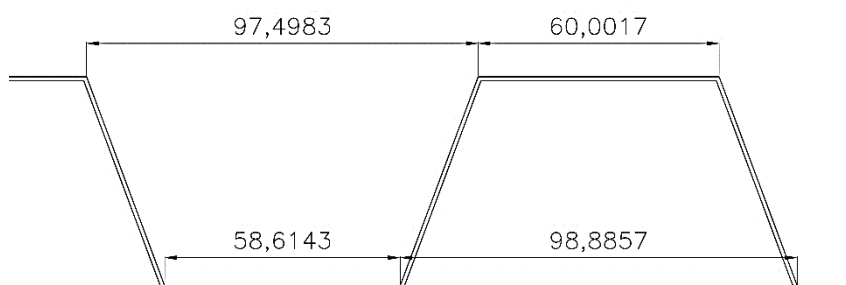


Figura 4: Lamiera E/S 4000, distanze fra i rulli con superficie di riferimento superiore.

- Lamiera S/C 2000:

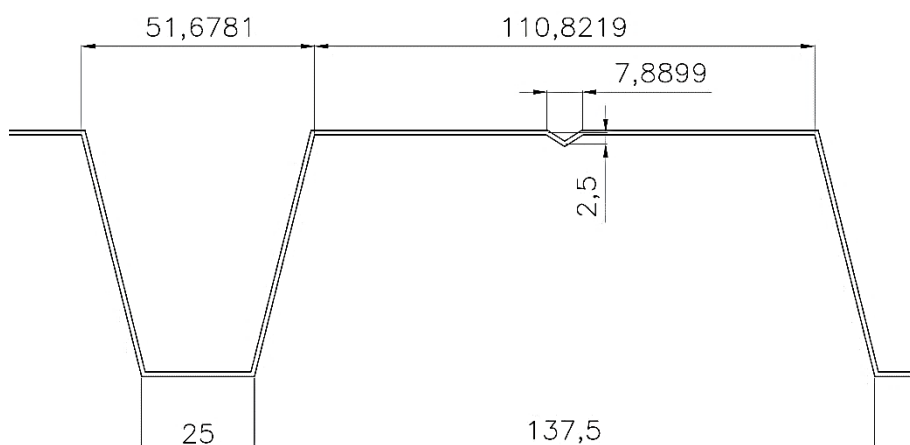


Figura 5: Lamiera S/C 2000, distanze fra i rulli con superficie di riferimento inferiore.

- Lamiera R/C 400:

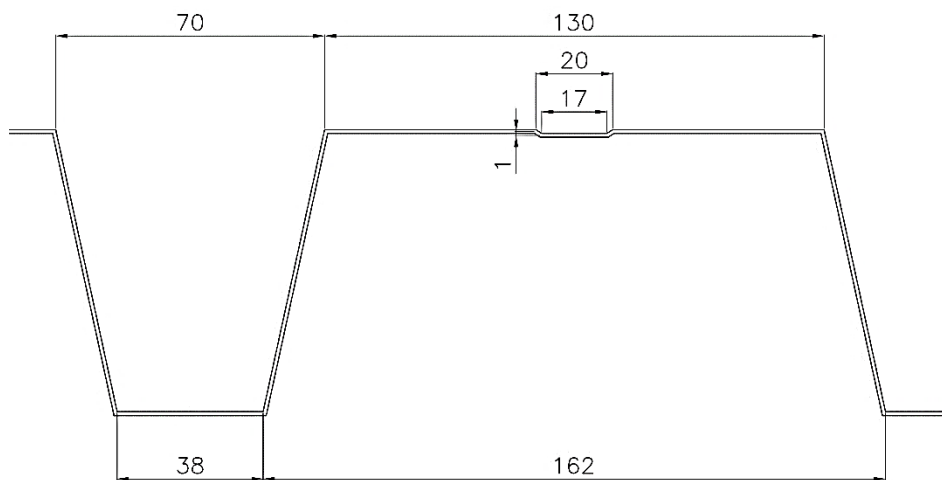


Figura 6: Lamiera R/C 400, distanze fra i rulli con superficie di riferimento superiore.

In Tabella 1 sono visibili ulteriori dati e dimensioni delle lamiere in esame indipendenti dallo spessore di volta in volta considerato.

Tabella 1: Dati e dimensioni delle lamiere indipendenti dallo spessore considerato.

tipo lamiera	h = altezza greca/anima [mm]	lw = sviluppo anima [mm]	interasse fra greche [mm]	angolo piegatura $\alpha$ [°]	raggio di piegatura interno r [mm]	numero pieghe per la singola greca
E/S 4000	52.00	55.52	157.50	69.5000	2.00	4
E/S 4000 AM						
S/C 2000	53.50	55.14	162.50	76.0000	1.50	4
S/C 2000 AM						
R/C 400	73.40	75.12	200.00	77.7028	2.00	4
R/C 400 AM						

Le bugnature presenti nelle lamiere delle serie AM non vengono messe in conto nei calcoli poiché non se ne prevede uno studio specifico nell'EC3 (UNI EN 1993), norma di riferimento europea per le lamiere d'acciaio. Si precisa che tale scelta viene presa in ogni caso a vantaggio di sicurezza, in quanto l'effettiva presenza discontinua della bugnatura sullo sviluppo della lamiera permette un aumento della massima tensione esplicabile dal materiale per effetto della lavorazione a freddo.

Il collegamento acciaio-calcestruzzo offerto dalla bugnatura, secondo quanto previsto al capitolo 4.3.6 delle NTC2018, deve essere invece verificato in termini di efficacia e sicurezza. Si richiede dunque adeguata documentazione, da parte dell'azienda ISOLPACK, circa prove sperimentali che attestino e verifichino l'ipotesi assunta di perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo nell'ambito delle verifiche della soletta con lamiera collaborante.

Tramite la costruzione di un'apposita Macro sul file Excel di riferimento, denominata "PropMassaLorde", si calcolano le principali proprietà di massa "lorde" (così come appaiono fisicamente) di ciascuna lamiera in funzione dello spessore considerato (Tabella 2). Per il calcolo del peso della lamiera si considera un peso specifico dell'acciaio pari a  $78.50 \text{ kN/m}^3$ . Tali proprietà sono da considerare valide nelle verifiche della lamiera d'acciaio nei soli casi in cui essa risulti di classe 1,2 o 3, e nelle verifiche della soletta in cemento armato con lamiera collaborante.

Per il calcolo delle proprietà di massa "efficaci" da utilizzare nelle verifiche della lamiera d'acciaio di classe 4, invece, si rimanda agli appositi paragrafi (5.5.4 e 5.5.5).

Tabella 2: Proprietà di massa "lorde" delle lamiere.

tipo lamiera	spessore [mm]	peso [kg/m = kg/m <sup>2</sup> ]	peso [kN/m = kN/m <sup>2</sup> ]	Ag in 1 m [mm <sup>2</sup> ]	JxG in 1 m [mm <sup>4</sup> ]	Ag singola greca [mm <sup>2</sup> ]	JxG singola greca [mm <sup>4</sup> ]	Yg (da bmin) [mm]
E/S 4000	0.70	8.17	0.0801	1020.65	467636.64	160.75	73652.77	26.05
E/S 4000 AM	0.80	9.33	0.0916	1166.46	534467.06	183.72	84178.56	26.03
	1.00	11.67	0.1145	1458.08	668156.49	229.65	105234.65	26.00
	1.20	14.00	0.1374	1749.69	801890.53	275.58	126297.76	26.03
	1.25	14.58	0.1431	1822.60	835331.92	287.06	131564.78	26.04
	1.50	17.50	0.1717	2187.12	1002592.22	344.47	157908.27	26.08
S/C 2000	0.70	8.53	0.0837	1066.36	437631.06	173.28	71115.05	36.25
S/C 2000 AM	0.80	9.75	0.0957	1218.70	499784.09	198.04	81214.91	36.27
	1.00	12.19	0.1196	1523.38	623826.12	247.55	101371.74	36.30
	1.20	14.63	0.1435	1828.05	747522.94	297.06	121472.48	36.34
	1.25	15.24	0.1495	1904.22	778394.17	309.44	126489.05	36.34
	1.50	18.29	0.1794	2285.06	932438.84	371.32	151521.31	36.39
R/C 400	0.70	8.93	0.0876	1115.98	903856.32	223.20	180771.26	47.17
R/C 400 AM	0.80	10.21	0.1001	1275.41	1033495.00	255.08	206699.00	47.15
	1.00	12.76	0.1251	1594.26	1293170.21	318.85	258634.04	47.11
	1.20	15.31	0.1502	1913.12	1553382.95	382.62	310676.59	47.08
	1.25	15.95	0.1564	1992.83	1618521.12	398.57	323704.22	47.07
	1.50	19.14	0.1877	2391.40	1944728.46	478.28	388945.69	47.02

A livello di geometria si devono considerare entrambi i versi con cui le lamiere possono essere disposte: per verso "normale" si intende quello in cui l'ala inferiore è l'ala stretta e l'ala superiore è l'ala larga, per verso "rovescio" si intende l'opposto.





### 3 Materiali

In questo capitolo vengono descritti i materiali considerati per la redazione delle tabelle di portata, in particolare l'acciaio costituente la lamiera, l'acciaio costituente le barre d'armatura della soletta e il calcestruzzo impiegabile per la realizzazione della stessa.

#### 3.1 Acciaio costituente la lamiera

Sulla Circolare esplicativa delle NTC2018, al punto C11.3.4.11.2.1, si legge: "Per la realizzazione di profilati formati a freddo e di lamiere grecate possono essere impiegati nastri o piatti di acciai conformi sia alle UNI EN 10025 (di cui al § 11.3.4.1 delle NTC) sia alle UNI EN 10149 ed alle UNI EN 10326 (di cui al § 11.3.4.11.2 delle NTC)."

Nella redazione delle tabelle di portata vengono dunque presi in considerazione tutti i possibili acciai utilizzabili per le lamiere grecate che abbiano grado compreso tra il minimo S 235 e il massimo S 460, così come previsto dalla medesima Circolare (Tabella 3).

Il modulo elastico dell'acciaio  $E_a$  è pari a 210000 N/mm<sup>2</sup>.

Tabella 3: Possibili acciai costituenti la lamiera e relative caratteristiche.

	Acciaio	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u = f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
UNI EN 10025	S 235	235.00	360.00
UNI EN 10326	S 250 GD+Z	250.00	330.00
UNI EN 10149-3	S 260 NC	260.00	370.00
UNI EN 10025	S 275	275.00	430.00
UNI EN 10326	S 280 GD+Z	280.00	360.00
UNI EN 10149-2	S 315 MC	315.00	390.00
UNI EN 10149-3	S 315 NC	315.00	430.00
UNI EN 10326	S 320 GD+Z	320.00	390.00
UNI EN 10326	S 350 GD+Z	350.00	420.00
UNI EN 10025	S 355	355.00	510.00
UNI EN 10149-2	S 355 MC	355.00	430.00
UNI EN 10149-3	S 355 NC	355.00	470.00
UNI EN 10149-2	S 420 MC	420.00	480.00
UNI EN 10149-3	S 420 NC	420.00	530.00
UNI EN 10025	S 450	440.00	550.00
UNI EN 10149-2	S 460 MC	460.00	520.00

I valori, riportati in tabella, delle tensioni  $f_{yk}$  e  $f_{tk}$  relativi agli acciai indicati nelle norme UNI EN 10326 e UNI EN 10149 possono essere utilizzati nei calcoli solo per spessori compresi tra 0.6 mm e 15 mm, intervallo entro cui ricadono tutti gli spessori oggetti di studio.

Per ottenere la tensione di snervamento di progetto  $f_{yd}$  da utilizzare per l'acciaio della lamiera occorre applicare il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_{M0}$  previsto dalla norma per le membrature d'acciaio ( $\gamma_{M0} = 1.05$ ); a seconda dei casi, per l'acciaio considerato, tale coefficiente riduttivo andrà applicato (come denominatore) alla tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk}$  oppure alla tensione media di snervamento incrementata per effetto della lavorazione a freddo  $f_{myk}$  (vedi paragrafo 5.2 della presente relazione).

## 3.2 Acciaio costituente le barre d'armatura

Tutte le barre utilizzate nella realizzazione dell'armatura per il calcestruzzo gettato sulla lamiera sono del tipo B 450 C ad aderenza migliorata (Tabella 4).

Tabella 4: Acciaio costituente le barre d'armatura e relative caratteristiche.

Armatura	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u = f_{tk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
B 450 C	450	540

La tensione di snervamento di progetto  $f_{yd}$  da utilizzare per l'acciaio delle barre d'armatura si ricava dividendo la tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$  per il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_s$  previsto dalla norma per le barre d'armatura ( $\gamma_s = 1.15$ ):

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450}{1.15} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

## 3.3 Calcestruzzo

Si considerano diverse classi di resistenza del calcestruzzo, in particolare quelle ricadenti nell'intervallo compreso tra C 20/25 e C 40/50.

Nel caso di lamiera collaborante viene utilizzato un modulo elastico del calcestruzzo ridotto per effetto della viscosità, così come previsto dalle NTC2018 al capitolo 4.3.2.2.1, da utilizzare per analisi lineari elastiche e per tensioni di lunga durata non preponderanti:

$$E_{c,rid} = 0.5 \cdot E_{cm}$$

Tabella 5: Classi di calcestruzzo impiegabili per la realizzazione della soletta e relative caratteristiche.

Calcestruzzo	$R_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ck}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{ctm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$E_{cm}$ [N/mm <sup>2</sup> ]
C 20/25	25.00	20.75	28.75	2.27	30200.49
C 25/30	30.00	24.90	32.90	2.56	31447.16
C 28/35	35.00	29.05	37.05	2.83	32588.11
C 32/40	40.00	33.20	41.20	3.10	33642.78
C 35/45	45.00	37.35	45.35	3.35	34625.49
C 40/50	50.00	41.50	49.50	3.60	35547.11

La resistenza di progetto del calcestruzzo a compressione  $f_{cd}$  si ricava moltiplicando la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo considerato  $f_{ck}$  per il coefficiente riduttivo  $\alpha_{cc} = 0.85$  relativo alle resistenze di lunga durata, e dividendo il valore così ottenuto per il coefficiente parziale di sicurezza  $\gamma_c$  previsto dalla norma per il calcestruzzo ( $\gamma_c = 1.5$ ):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck} \cdot 0.85}{1.5}$$

## 4 Schemi statici

Gli schemi statici considerati nella redazione delle tabelle di portata sono 4:

- Schema a 1 campata, ovvero schema di trave appoggiata-appoggiata (trave su 2 appoggi);
- Schema a 2 campate (trave continua su 3 appoggi);
- Schema a 3 campate (trave continua su 4 appoggi);
- Schema a 4 campate (trave continua su 5 appoggi).

Ogni schema ha una propria risoluzione, e conseguentemente si hanno formule diverse per il calcolo dei momenti sollecitanti in campata e agli appoggi, della freccia in mezzzeria, dei tagli sollecitanti e delle reazioni vincolari agli appoggi laterali e agli appoggi intermedi.

Nella generazione delle tabelle di portata si impone la scelta di una determinata gamma di lunghezze di ciascuna campata della trave/lamiera. Le luci selezionabili vanno da un minimo di 1 metro a un massimo di 6 metri, con intervalli impostati di 0.25 metri tra un valore e il successivo. Si rimanda al buon senso dell'utente delle tabelle circa la scelta della luce di ciascuna campata, in relazione soprattutto allo schema statico selezionato.

Le NTC2018 prescrivono inoltre dei dettagli costruttivi da rispettare per gli appoggi, riportati al capitolo 4.3.6.5.4. La norma recita: *“Le solette composte sostenute da elementi di acciaio o calcestruzzo devono avere una larghezza di appoggio minima di 75 mm, con una dimensione di appoggio del bordo della lamiera grecata di almeno 50 mm. Nel caso di solette composte sostenute da elementi in diverso materiale, tali valori devono essere portati rispettivamente a 100 mm e 70 mm. Nel caso di lamiere sovrapposte o continue che poggiano su elementi di acciaio o calcestruzzo, l'appoggio minimo deve essere 75 mm e per elementi in altro materiale 100 mm”*. Nel foglio principale del file Excel di riferimento, a cui la presente relazione si accompagna, si prevede dunque la possibilità di selezionare il materiale costituente gli appoggi laterali e gli appoggi intermedi, oltre che la lunghezza degli stessi (che dovrà essere maggiore della minima prevista dalla norma). Tale parametro servirà per il calcolo della resistenza alle reazioni vincolari agli appoggi della singola anima della lamiera d'acciaio in fase di getto (vedi paragrafo 5.6.3).

Altre variabili riguardanti lo schema statico sono:

- Puntellamento in fase di getto. Può essere previsto o meno; in caso si preveda il puntellamento, ad indurimento avvenuto la lamiera non risulterà sollecitata dai carichi dovuti al getto;
- Ridistribuzione in campata del momento negativo agli appoggi  $M_{Ed-}$ . La scelta riguarda le solette in cemento armato ed è descritta dalle NTC2018 al capitolo 4.3.6.1. La norma prevede infatti la possibilità di una ridistribuzione del momento negativo per effetto della fessurazione del calcestruzzo, se nell'analisi precedentemente condotta sono stati trascurati gli effetti della stessa. La ridistribuzione permette di ridurre i momenti negativi agli appoggi, con un conseguente aumento dei momenti positivi in campata. La massima ridistribuzione prevista dalla norma è pari al 30% di  $M_{Ed-}$ ; un valore minimo non è previsto ma, dato che avviene sempre una certa ridistribuzione del momento per effetto della fessurazione, si sceglie di stabilirla pari al 10%. I valori selezionabili vanno così dal 10% al 30%, impostando intervalli di 5 unità percentuali tra un valore e il successivo;
- Freccia massima della soletta allo SLE. Il capitolo C4.1.2.2.2 della Circolare esplicativa prevede due valori di freccia massima della soletta allo SLE, ai quali corrispondono due diversi stati di salvaguardia:
  - $f = 1/250L$  SLE di salvaguardia dell'aspetto e della funzionalità dell'opera;
  - $f = 1/500L$  SLE di salvaguardia dell'integrità delle pareti portate divisorie e di tamponamento, in muratura.



## 5 Verifiche della sola lamiera d'acciaio (C4.2.12)

Per le verifiche riguardanti la sola lamiera d'acciaio si prende a riferimento la Circolare esplicativa delle NTC2018 al punto C4.2.12, capitolo dedicato interamente ai profilati formati a freddo e alle lamiere grecate. Si farà spesso riferimento anche all'EC3 (UNI EN 1993), in particolar modo riguardo al calcolo dell'area efficace e a determinate verifiche non trattate dalla Circolare.

I paragrafi della presente relazione seguono quelli della Circolare al suddetto capitolo C4.2.12.

Il fine ultimo delle verifiche è l'ottenimento delle portate allo SLU (senza limitazione di freccia) e allo SLE (con limitazione di freccia) di ciascuna lamiera, in funzione dello spessore  $t$  considerato, del verso di posa in opera, della classe d'acciaio costituente la lamiera, del numero e della lunghezza  $L$  delle campate costituenti lo schema statico, del tipo di appoggio laterale e, per schemi a più campate, del tipo di appoggio intermedio della lamiera (materiale costituente l'appoggio e lunghezza dello stesso).

In ogni caso le portate sono valutate considerando la lamiera come non puntellata in fase di getto.

### 5.1 Materiali (C4.2.12.1)

Il capitolo C4.2.12.1 della Circolare fa riferimento a sua volta al capitolo C11.3.4.11.2.1 dove vengono riportate le caratteristiche dell'acciaio costituente la lamiera, già illustrate precedentemente al paragrafo 3.1.

In aggiunta deve essere condotta una verifica sul raggio interno minimo di piegatura, secondo quanto riportato in Tabella 6 (sul file Excel di riferimento tali verifiche vengono condotte insieme a quelle sul raggio interno massimo di piegatura, descritte al paragrafo 5.5.1 della presente relazione).

Tabella 6: Verifiche sul raggio interno minimo secondo il capitolo C11.3.4.11.2.1.

Acciai S 235 – S 275	$t \leq 8 \text{ mm}$	$r/t \geq 1$
	$8 \text{ mm} < t \leq 15 \text{ mm}$	$r/t \geq 1,5$
Acciai S 355 – S 469	$t \leq 4 \text{ mm}$	$r/t \geq 1$
	$4 \text{ mm} < t \leq 15 \text{ mm}$	$r/t \geq 1,5$

Poiché, per tutte le lamiere, lo spessore massimo di 1.5 mm risulta inferiore sia a 4 che ad 8 mm, per tutti i tipi di acciai deve risultare  $r \geq t$ . Poiché il raggio interno con valore minimo, corrispondente alla lamiera S/C 2000, risulta pari a 1.5 mm, dunque uguale allo spessore massimo che ciascuna lamiera può assumere, si può concludere che la disuguaglianza è rispettata nella totalità dei casi.

### 5.2 Effetto della formatura a freddo sulla resistenza dell'acciaio (C4.2.12.1.1)

Sulla Circolare, al punto C4.2.12.1.1, si legge: "Per effetto del processo di formatura a freddo si verifica un innalzamento della tensione di snervamento dell'acciaio che può essere considerato nei calcoli. Ove il fenomeno non sia valutato sperimentalmente sulla membratura nel suo complesso, il valore della tensione di snervamento media dopo formatura  $f_{myk}$  può essere valutato nel modo seguente:

$$f_{myk} = f_{yk} + \frac{(f_{tk} - f_{yk}) \cdot k \cdot n \cdot t^2}{A_g} \leq 0,5 \cdot (f_{tk} + f_{yk})$$



in cui:

$k = 7$  per formatura continua con rulli,

$k = 5$  per gli altri metodi di formatura,

$A_g$  è l'area lorda della sezione trasversale della membratura,

$n$  è il numero di pieghe a  $90^\circ$  con raggio interno  $r \leq 5t$  (pieghe con angolo diverso da  $90^\circ$  sono tenute in conto con frazioni di  $n$ ),

$t$  è lo spessore (al netto dei rivestimenti) del piatto o nastro prima della formatura."

Tale calcolo viene condotto per la singola greca di ogni lamiera, per ciascun tipo di acciaio e per ogni spessore che la lamiera può assumere.

Il processo di formatura delle lamiere oggetto di studio è del tipo "continuo con rulli", dunque il valore di  $k$  da utilizzare è 7.

$A_g$  è l'area lorda della singola greca della lamiera avente un determinato spessore, calcolata tramite l'ausilio di un'apposita Macro sul file Excel di riferimento denominata "PropMassaLorde", già citata al paragrafo 2 della presente relazione.

Ogni lamiera ha un angolo di piegatura inferiore a  $90^\circ$  per cui, come previsto dalla Circolare, si procede al calcolo della frazione di  $n$  previa verifica che, per ciascuna lamiera e ciascuno spessore, risulti  $r \leq 5t$  (la verifica è sempre soddisfatta; in caso contrario non si avrebbe avuto incremento di tensione di snervamento a seguito della formatura a freddo). La frazione di  $n$  da utilizzare nella formula è ottenuta dalla proporzione  $90 : n = \alpha : n^*$ , in cui  $n = 4$  sono le piegature presenti in ciascuna greca (al netto degli irrigidimenti intermedi, non classificabili come piegature),  $\alpha$  è l'angolo di piegatura e  $n^*$  è la frazione di  $n$  da calcolare.

Il valore medio della tensione di snervamento  $f_{myk}$  così calcolato, secondo quanto previsto dalla Circolare, viene tenuto in conto nella verifica di resistenza a flessione e nella verifica delle reazioni vincolari agli appoggi, ma solo nei casi in cui la lamiera risulta essere di classe 1,2 o 3 (si rimanda al paragrafo 5.5.3 per la determinazione della classe della lamiera). Il valore di  $f_{myk}$  viene anche utilizzato nella verifica di resistenza a flessione della soletta in cemento armato con lamiera collaborante, in cui l'effetto di instabilità locale non può mai verificarsi.

Per il calcolo dell'area efficace della lamiera, invece, la Circolare indica di utilizzare la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio  $f_{yk}$ .

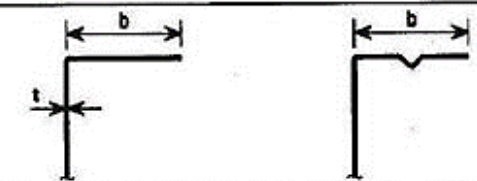
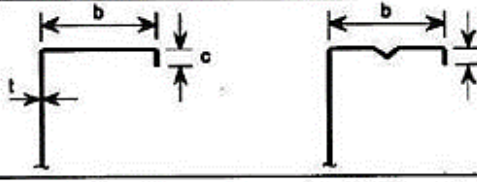
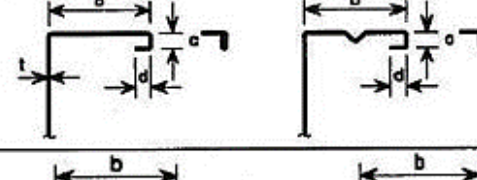
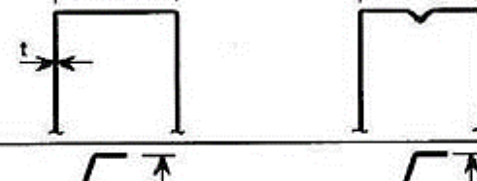

### 5.3 Valori limite dei rapporti larghezza - spessore (C4.2.12.1.2)

Per poter applicare le indicazioni fornite dalla Circolare relativamente alle verifiche successive, ciascuna lamiera deve rispettare i valori limite dei rapporti larghezza-spessore riportati in Tabella 7.

Le verifiche di interesse, riportate nei settori 4 e 5 della tabella, sono quelle relative ai rapporti reciproci tra la lunghezza delle ali, lo spessore della lamiera, l'altezza dell'anima e l'angolo di piegatura della singola greca. Per  $b$  si intende la lunghezza dell'ala larga, ovvero quella avente dimensione massima tra le due che compongono la greca, che ovviamente conduce a un rapporto  $\frac{b}{t}$  più sfavorevole.

Nella totalità dei casi, relativamente alle lamiere oggetto di studio, le verifiche sono soddisfatte.

Tabella 7: Valori limite dei rapporti larghezza-spessore di profili formati a freddo.

	Elemento della sezione trasversale	Valore massimo
<b>1</b>		$b/t < 50$
<b>2</b>		$b/t \leq 60$ $c/t < 50$
<b>3</b>		$b/t \leq 90$ $c/t \leq 60$ $d/t < 50$
<b>4</b>		$b/t \leq 500$
<b>5</b>		$45^\circ \leq \phi \leq 90^\circ$ $h/t \leq 500 \sin \phi$

## 5.4 Inflessione trasversale delle ali (C4.2.12.1.3)

Prendendo a riferimento la generica greca di Figura 7 si calcola, per tutti i casi possibili, il valore della massima inflessione trasversale verso l'asse neutro dell'ala tramite la seguente formula:

$$u = 2 \cdot \frac{\sigma_a^2 \cdot b_s^4}{E^2 \cdot t^2 \cdot z}$$

in cui:

$u$  è la massima inflessione trasversale dell'ala;

$\sigma_a$  è la tensione normale media nell'ala calcolata in riferimento all'area lorda della greca. In particolare, per l'ala stretta la tensione massima vale  $f_{yd}$  (sia nel caso di trazione, sia nel caso di compressione), mentre per l'ala larga tale tensione viene calcolata, in campo elastico, in funzione di  $f_{yd}$  (tensione massima agente nell'ala stretta),  $h$  (altezza anima) e  $Y_G$  (distanza del baricentro G dall'ala stretta):

$$\sigma_{bmin} = f_{yd} \quad \sigma_{bmax} = f_{yd} \cdot \left( \frac{h}{Y_G} - 1 \right) \leq f_{yd};$$

$b_s$  è la metà della distanza tra le anime, quindi la metà della larghezza dell'ala;

$E$  è il modulo elastico dell'acciaio, pari a 210000 N/mm<sup>2</sup>;

$t$  è lo spessore della lamiera considerato;

$z$  è la distanza dell'ala considerata dall'asse neutro.

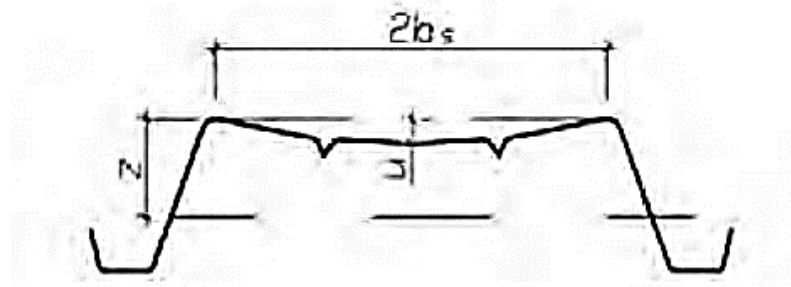


Figura 7: Schema di calcolo dell'inflessione trasversale delle ali.

Il calcolo viene eseguito sia per l'ala larga, in corrispondenza della quale si hanno sempre valori di inflessione trasversale più elevati, sia per l'ala stretta.

Deve essere verificato, in ogni caso,  $u < 0.05h$ , dove  $h$  è l'altezza della greca. Tale condizione deve essere verificata al fine di ritenere validi i successivi calcoli di resistenza a flessione della sola lamiera d'acciaio.

L'unico caso che non rispetta la limitazione è quello relativo alla lamiera R/C 400 (standard o AM), con spessore  $t = 0.7 \text{ mm}$  e acciaio  $S 460 \text{ MC}$ . Questo caso non può essere quindi preso in considerazione per lo sviluppo delle tabelle di portata.

## 5.5 Classificazione delle sezioni, instabilità locale e distorsione delle sezioni trasversali (C4.2.12.1.4)

In questo paragrafo si descrivono tutte le procedure da seguire per ottenere la classe sezionale della lamiera e, nel caso in cui essa risulti di classe 4, le proprietà di massa efficaci da utilizzare ai fini del calcolo della portata allo SLU (senza limitazione di freccia) e allo SLE (con limitazione di freccia).

Si conducono dapprima alcune verifiche sul raggio interno di piegatura (paragrafo 5.5.1), si calcola poi il contributo  $g_r$  (paragrafo 5.5.2) da sottrarre alle larghezze delle flange per ottenere le relative larghezze ideali  $b_p$ , si valuta la classe della lamiera (paragrafo 5.5.3) e si studiano nel dettaglio le problematiche connesse all'instabilità locale (paragrafo 5.5.4) e alla distorsione (paragrafo 5.5.5) al fine di calcolare i parametri di massa efficaci da utilizzare per le sezioni di classe 4.

### 5.5.1 Verifiche sul raggio interno di piegatura

Per le verifiche sul raggio interno minimo di piegatura si rimanda al paragrafo 5.1 della presente relazione, in cui sono riportati i raggi minimi da rispettare secondo le indicazioni della Circolare.

Relativamente alle verifiche sul raggio interno massimo, invece, l'EN 1993-1-3 al capitolo 5.1(6) indica un valore massimo; occorre che il raggio di piegatura interno non superi questo valore per poter considerare valide le successive indicazioni per il calcolo della resistenza della sezione trasversale a meno di test sperimentali. Il raggio interno massimo è definito come:

$$r_{max} = 0.04 \cdot t \cdot E / f_y$$

in cui:

$t$  è lo spessore della lamiera considerato;

$E$  è il modulo elastico dell'acciaio, pari a  $210000 \text{ N/mm}^2$ ;

$f_y$  è la tensione di snervamento dell'acciaio (si considera quella caratteristica  $f_{yk}$ ).

Le verifiche sul raggio interno massimo, così come quelle sul raggio interno minimo, sono soddisfatte nella totalità dei casi.

## 5.5.2 Calcolo del contributo $g_r$

Ciascuna lamiera viene schematizzata come una spezzata costituita da diversi elementi piani connessi tra loro. Gli spigoli arrotondati, dunque, non vengono considerati nella geometria; questa ipotesi è accettabile, secondo l'EC 1993-1-3 al capitolo 5.1(3), solo nel caso in cui  $r \leq 5t$  (verifica sempre soddisfatta, vedi paragrafo 5.2) e  $r \leq 0.10b_p$ , dove  $b_p$  è la larghezza ideale di ciascun elemento piano componente la spezzata (verifica sempre soddisfatta per ciascun elemento, si rimanda ai paragrafi 5.5.4.1 e 5.5.4.2 relativi al calcolo delle larghezze efficaci delle ali compresse e dell'anima).

Secondo le indicazioni della Circolare al punto C4.2.12.1.4 "la larghezza  $b_p$  degli elementi piani deve essere determinata a partire dai punti medi di raccordo di due lati adiacenti" (vedi Figura 8).

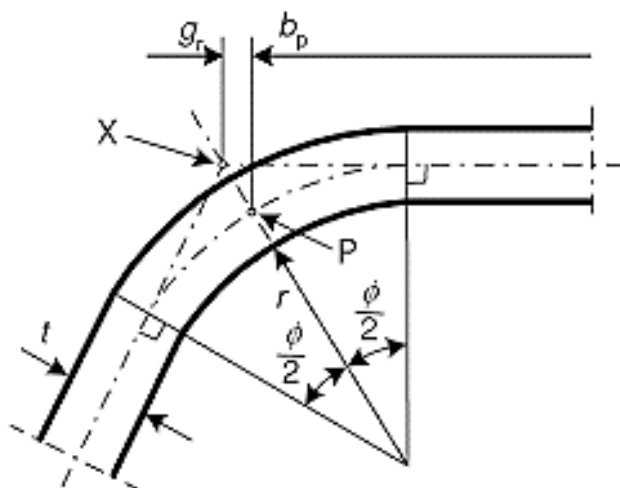


Figura 8: Schema del raccordo per la determinazione della larghezza degli elementi piani.

Continuando a leggere: "il punto P è il punto medio del raccordo da considerare per determinare la larghezza dell'elemento piano; X è l'intersezione degli assi degli elementi piani."

Per determinare la larghezza ideale  $b_p$  delle ali è necessario calcolare il contributo  $g_r$ , il quale andrà poi sottratto alle larghezze "lorde" delle ali con formule diverse a seconda del tipo di ala (stretta o larga) e dell'eventuale presenza o meno dell'irrigidimento intermedio (vedi paragrafo 5.5.4.1). La larghezza ideale  $b_p$  dell'anima non va invece ridotta da tale contributo.

Il contributo  $g_r$  è la proiezione del segmento PX sull'asse dell'ala e si calcola tramite la seguente formula:

$$g_r = r_m \cdot \left[ \tan\left(\frac{\Phi}{2}\right) - \text{sen}\left(\frac{\Phi}{2}\right) \right]$$

in cui:

$r_m$  è il raggio medio di piega del raccordo, calcolato come:

$$r_m = r + 0.5 \cdot t$$

dove:

$r$  è il raggio interno di piega;

$t$  è lo spessore della lamiera considerato;

$\Phi$  è l'angolo di piegatura.

Il calcolo viene condotto per ciascuna lamiera e ciascuno spessore.

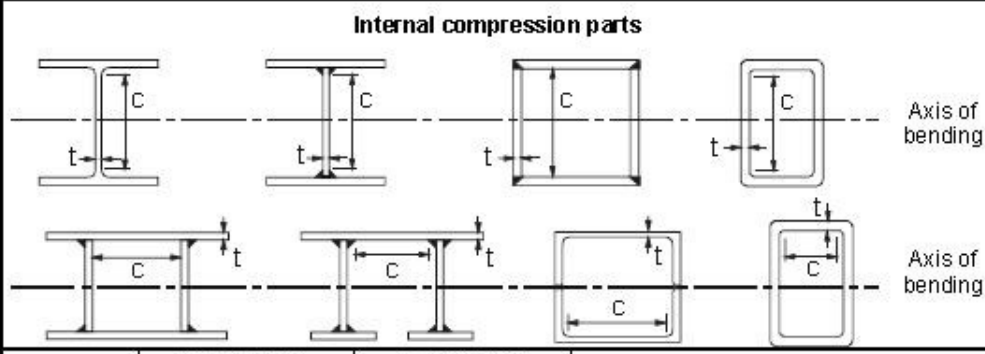
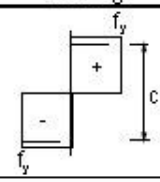
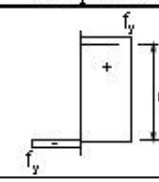
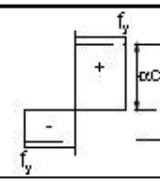
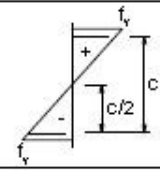
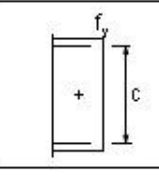
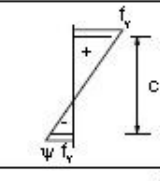
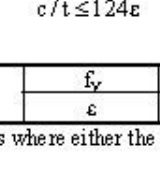
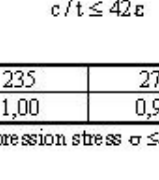
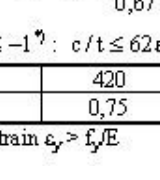
### 5.5.3 Determinazione della classe della lamiera

La classe della lamiera si determina seguendo le indicazioni dell'EN 1993-1-1 al capitolo 5.6.

La spezzata con cui viene schematizzata la lamiera è costituita da 3 elementi piani, connessi tra loro, che si ripetono costantemente in larghezza. Ogni elemento viene per questo considerato "interno", poiché sempre connesso, ad entrambe le estremità, ad altri elementi.

Nel dettaglio, gli elementi che compongono la lamiera sono: ala superiore, ala inferiore, anima. Ognuno di questi viene studiato a parte valutandone la relativa classe.

Tabella 8: Massimi rapporti larghezza-spessore per parti interne compresse.

Internal compression parts						
				Axis of bending		
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
1						
	$c/t \leq 72\varepsilon$	$c/t \leq 33\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{396\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$			
2						
	$c/t \leq 83\varepsilon$	$c/t \leq 38\varepsilon$	when $\alpha > 0,5$ : $c/t \leq \frac{456\varepsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$ : $c/t \leq \frac{41,5\varepsilon}{\alpha}$			
3						
	$c/t \leq 124\varepsilon$	$c/t \leq 42\varepsilon$	when $\psi > -1$ : $c/t \leq \frac{42\varepsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1^*)$ : $c/t \leq 62\varepsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$	$f_{yk}$	235	275	355	420	460
	$\varepsilon$	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

\*)  $\psi \leq -1$  applies where either the compression stress  $\sigma \leq f_{yk}$  or the tensile strain  $\epsilon_y > f_{yk}/E$

Della Tabella 8 si prende a riferimento solo la prima colonna, quella relativa cioè alle parti soggette a flessione retta.

Dapprima si calcola il parametro  $\varepsilon$  funzione della tensione di snervamento caratteristica, a sua volta funzione della classe di resistenza dell'acciaio considerata:

$$\varepsilon = \sqrt{235/f_{yk}}$$



La classe di ciascun elemento viene quindi individuata, seguendo le indicazioni di Tabella 8, in funzione della lunghezza  $c$  dell'elemento e dello spessore  $t$  considerato.

La lunghezza  $c$  dell'elemento si calcola in riferimento all'intradosso, trascurando la presenza di eventuali irrigidimenti intermedi, a partire dalla lunghezza misurata sull'asse medio applicando una riduzione per l'effetto della piegatura, che vale:

$$2 \cdot \frac{t}{2} \cdot \tan\left(\frac{\alpha}{2}\right) \quad \text{per le ali}$$

$$2 \cdot \frac{t/2}{\sin\alpha} \quad \text{per l'anima}$$

dove:

$t$  è lo spessore della lamiera considerato;

$\alpha$  è l'angolo di piegatura tra anima e ali.

La classe della lamiera viene infine individuata dalla componente meno favorevole, ossia scegliendo la classe più alta tra quelle degli elementi che la compongono.

Se la lamiera risulta di classe 4 non si può tener conto dell'incremento favorevole di tensione di snervamento dovuto alla lavorazione a freddo (valutato al paragrafo 5.2 della presente relazione), e deve essere preso in considerazione il calcolo dell'area efficace per effetto dell'instabilità locale (da considerare sia allo SLU che allo SLE) e della distorsione (da considerare solo allo SLU).

#### 5.5.4 Calcolo dell'area efficace $A_{\text{eff}}$ e delle proprietà di massa efficaci dovute alla sola instabilità locale

Tale paragrafo va preso in considerazione solo quando la lamiera è di classe 4. In tutti gli altri casi, ai fini delle verifiche, si considerano le proprietà di massa "lorde" così come riportato in Tabella 2 al paragrafo 2.

Le sezioni di classe 4, in zona compressa, risentono del fenomeno dello shear lag per cui la distribuzione reale delle tensioni di compressione non risulta costante in direzione delle singole corde considerate; a causa delle diverse deformazioni che ne conseguono, si può avere instabilità locale della sezione. Il metodo dell'area efficace permette di "scartare" le parti della sezione interessate da instabilità locale permettendo, tramite una riduzione dell'area e delle proprietà di massa, di mantenere l'ipotesi di sezione piana e tensioni costanti sulle singole corde.

Per il calcolo dell'area efficace  $A_{\text{eff}}$  si seguono le indicazioni fornite dall'EN 1993-1-5 al capitolo 4.4.

##### 5.5.4.1 Calcolo della larghezza efficace delle ali compresse

Ai fini del calcolo della larghezza efficace delle ali compresse si fa riferimento al primo schema (e relative formule) di Tabella 9.

Le tensioni di compressione nell'ala, indifferentemente se l'ala compressa sia quella superiore oppure quella inferiore, con l'ipotesi di mantenimento della sezione piana sono sempre costanti; per cui si ha  $\psi$  sempre uguale a 1.

Il termine  $\psi$  è infatti definito come:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

in cui:

$\sigma_2$  è la minima tensione di compressione, oppure la tensione di trazione (assunta negativa), agente ad un estremo dell'elemento;

$\sigma_1$  è la massima tensione di compressione agente all'altro estremo dell'elemento.

Per come è definito,  $\psi$  risulta negativo se le tensioni di estremità dell'elemento hanno segno opposto. Come già detto, però, per le ali compresse  $\psi$  è sempre costante e vale 1.

Tabella 9: Larghezza efficace di elementi piani vincolati su due bordi.

Stress distribution (compression positive)		Effective <sup>b)</sup> width $b_{eff}$					
		$\psi = 1$ :					
		$b_{eff} = \rho \bar{b}$					
		$b_{e1} = 0,5 b_{eff}$	$b_{e2} = 0,5 b_{eff}$				
		$1 > \psi \geq 0$ :					
		$b_{eff} = \rho \bar{b}$					
		$b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff}$	$b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$				
		$\psi < 0$ :					
		$b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} l (1 - \psi)$					
		$b_{e1} = 0,4 b_{eff}$	$b_{e2} = 0,6 b_{eff}$				
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$AC1$	$-1 > \psi \geq -3 \langle AC1 \rangle$
Buckling factor $k_\sigma$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9		$5,98 (1 - \psi)^2$

Il calcolo della larghezza efficace dell'ala compressa viene condotto sia per l'ala larga che per l'ala stretta di ciascuna lamiera, poiché a seconda dei casi la compressione può interessare sia l'una che l'altra ala.

Si calcola dapprima la larghezza ideale  $b_p$  con formule diverse a seconda dei casi (vedi Figura 9):

$b_p = b_{max} - 2g_r$  per l'ala larga, senza irrigidimento intermedio, delle lamiere E/S 4000 in versione standard e AM;

$b_p = (b_{max} - b_r) / 2 - g_r$  per l'ala larga, con irrigidimento intermedio, di tutte le altre lamiere;

$b_p = b_{min} - 2g_r$  per l'ala stretta di tutte le lamiere.

Si può constatare che la presenza dell'irrigidimento intermedio nell'ala larga porta a condurre il calcolo su una larghezza ideale inferiore a metà della larghezza "lorda" della stessa ala. La larghezza efficace complessiva dell'ala sarà, in questo caso, pari al doppio della larghezza efficace calcolata sulla larghezza ideale con l'aggiunta della larghezza dell'irrigidimento  $b_r$ .

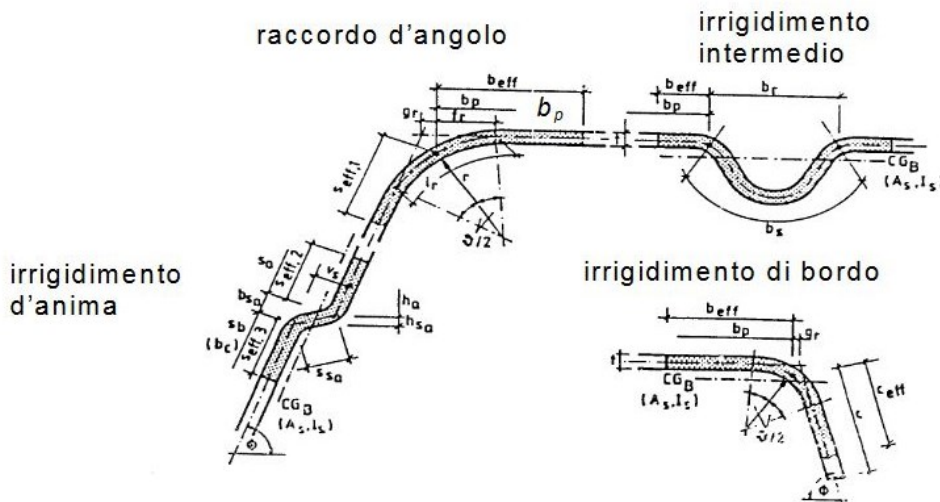


Figura 9: Tipologie di irrigidimenti e indicazioni di calcolo della larghezza ideale  $b_p$ .

Le larghezze  $b_{max}$  e  $b_{min}$  sono rispettivamente la larghezza dell'ala larga e la larghezza dell'ala stretta misurate lungo il proprio asse medio, mentre  $g_r$  è il contributo da sottrarre dovuto al raccordo (si rimanda al paragrafo 5.5.2 per il relativo calcolo).

La larghezza  $b_r$  è invece la larghezza dell'irrigidimento intermedio misurata parallelamente all'asse dell'ala. Per le lamiera R/C 400 in versione standard e AM, come anticipato al paragrafo 2, tale larghezza viene calcolata a partire dalla distanza tra gli spigoli all'estradosso delle pieghe dell'irrigidimento (si rimanda a Figura 6 al paragrafo 2 per le dimensioni), in funzione dell'angolo di piega dell'irrigidimento  $\alpha_r$  e dello spessore  $t$  considerato:

$$b_r = 20 + 2 \cdot \frac{t}{2} \cdot \tan\left(\frac{\alpha_r}{2}\right) \quad (\text{solo per le lamiera R/C 400 in versione standard e AM})$$

Per poter considerare la lamiera come una spezzata costituita da elementi piani a spigoli vivi connessi tra loro, come già esposto al paragrafo 5.5.2, è necessario condurre una verifica sul raggio di piega interno  $r$  in funzione della larghezza ideale  $b_p$  dell'ala considerata:

$$r \leq 0.10b_p$$

Tale verifica risulta sempre soddisfatta.

Si procede quindi al calcolo della snellezza relativa  $\bar{\lambda}_p$  di ciascuna ala, secondo la formula:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_p/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

dove:

$b_p$  è la larghezza ideale dell'ala, calcolata come indicato precedentemente;

$t$  è lo spessore della lamiera considerato;

$\varepsilon$  è un parametro che dipende dalla tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio considerato, calcolato come indicato al paragrafo 5.5.3;

$k_\sigma$  è il coefficiente di imbozzamento, calcolato in funzione del termine  $\psi$  secondo quanto indicato nella parte inferiore di Tabella 9. Per le ali, poiché  $\psi$  è sempre pari a 1, il coefficiente di imbozzamento  $k_\sigma$  è sempre uguale a 4.

In funzione della snellezza del piatto  $\bar{\lambda}_p$  viene poi calcolato il coefficiente  $\rho$  come indicato dall'EN 1993-1-5 al punto 4.4(2):

$$\text{se: } \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055 \cdot \psi} \quad \rho = 1;$$

$$\text{se: } \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055 \cdot \psi} \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1, \text{ dove } (3 + \psi) \geq 0.$$

Nel caso specifico delle ali compresse, essendo  $\psi = 1$ , si ha che la seconda espressione di  $\rho$  coincide con la formula proposta da Winter (1947):

$$\rho = \left(1 - \frac{0.22}{\bar{\lambda}_p}\right) \cdot \frac{1}{\bar{\lambda}_p} \leq 1$$

La larghezza efficace dell'ala stretta e dell'ala larga senza irrigidimenti si determina moltiplicando il coefficiente  $\rho$  per la larghezza ideale  $b_p$ :

$$b_{eff} = b_{eff}(b_p) = \rho \cdot b_p.$$

Nel caso di ali larghe con irrigidimenti intermedi, invece, si ha (vedi Figura 9):

$$b_{eff} = 2 \cdot b_{eff}(b_p) + b_r = 2 \cdot \rho \cdot b_p + b_r,$$

ricordando che  $b_p$  è definito, in questo caso, come metà della larghezza ideale complessiva dell'ala larga al netto dell'irrigidimento.

Si valuta infine la distribuzione di  $b_{eff}$  sulla larghezza dell'ala.

Per le ali strette e le ali larghe non irrigidite, le parti efficaci sono solo quelle di estremità, in corrispondenza, cioè, degli incastri con le anime. In queste zone l'ala risulta stabile e reagente; trattandosi di zone di estremità per l'ala, esse vengono definite come larghezze efficaci "esterne" e sono valutate come (vedi formule relative al primo schema di Tabella 9):

$$b_{e1} = b_{e2} = 0.5 \cdot b_{eff}$$

Per le ali larghe irrigidite, invece, oltre alle larghezze efficaci "esterne" si ha anche una larghezza efficace "interna" dovuta alla presenza dell'irrigidimento. Le larghezze efficaci "esterne" si calcolano con la formula precedente, avendo l'accortezza di utilizzare come  $b_{eff}$  la larghezza efficace relativa alla singola larghezza ideale  $b_p$  (non va moltiplicata per 2). La larghezza efficace "interna" si calcola come segue (vedi Figura 9):

$$b_{eff\text{ interna}} = b_{e2} + b_r + b_{e1} = 2 \cdot b_{e1} + b_r$$

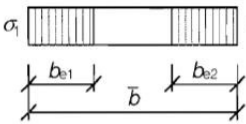
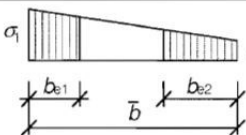
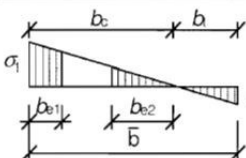
A seconda della sezione di verifica considerata (in campata o agli appoggi intermedi) e del verso della lamiera, si prenderà, ai fini del calcolo, l'ala compressa reagente con larghezza efficace e l'ala tesa, al contrario, reagente con l'intera larghezza.

### 5.5.4.2 Calcolo della larghezza efficace dell'anima

La larghezza efficace dell'anima si calcola in maniera analoga alla larghezza efficace delle ali compresse.

Si fa sempre riferimento a Tabella 9 (inserita all'interno del precedente paragrafo 5.5.4.1), ma questa volta ponendo l'attenzione al terzo schema (e relative formule). Per facilità di lettura si inserisce la medesima tabella anche nel presente paragrafo (Tabella 10).

Tabella 10: Larghezza efficace di elementi piani vincolati su due bordi.

Stress distribution (compression positive)				Effective <sup>p</sup> width $b_{eff}$		
				$\psi = 1:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,5 b_{eff}$		
				$1 > \psi \geq 0:$ $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5 - \psi} b_{eff} \quad b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$		
				$\psi < 0:$ $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} l (1 - \psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff} \quad b_{e2} = 0,6 b_{eff}$		
$\psi = \sigma_2 / \sigma_1$	1	$1 > \psi > 0$	0	$0 > \psi > -1$	-1	$\frac{AC1}{AC1} - 1 > \psi \geq -3 \frac{AC1}{AC1}$
Buckling factor $k_{\sigma}$	4,0	$8,2 / (1,05 + \psi)$	7,81	$7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$	23,9	$5,98 (1 - \psi)^2$

La distribuzione delle tensioni nell'anima, infatti, ha andamento triangolare per via della sollecitazione di flessione semplice. La massima tensione agente allo SLU, che può essere di trazione o di compressione, è pari alla tensione di snervamento di progetto  $f_{yd}$  ( $= f_{yk} / \gamma_{M0}$  con  $\gamma_{M0} = 1.05$  coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature d'acciaio) e si ha sempre in corrispondenza dell'innesto dell'ala stretta (l'ala stretta è sempre la prima ala che arriva a snervamento, poiché in posizione più distante dal baricentro G per il quale passa l'asse neutro).

Come illustrato nel precedente paragrafo 5.5.4.1, la prima cosa da fare è calcolare la larghezza ideale dell'elemento  $b_p$ . Per l'anima, tale larghezza vale:

$$b_p = l_w$$

cioè coincide con lo sviluppo dell'anima. Infatti, come anticipato al paragrafo 5.5.2 e come si evince da Figura 9 al precedente paragrafo 5.5.4.1, l'anima non risente del contributo  $g_r$  dovuto al raccordo come invece avviene per le ali.

Anche in questo caso, per poter considerare la lamiera come una spezzata costituita da elementi piani a spigoli vivi connessi tra loro, è necessario condurre una verifica sul raggio di piega interno  $r$  in funzione della larghezza ideale  $b_p$  dell'anima:

$$r \leq 0.10b_p$$

Tale verifica risulta sempre soddisfatta.

Allo SLU, come anticipato, è nota una delle due tensioni di estremità agenti nell'anima: essa è pari a  $f_{yd}$ , agisce in corrispondenza dell'ala stretta e può essere di trazione o di compressione. Per trovare la tensione agente all'estremità opposta, in corrispondenza quindi dell'ala larga, va considerata una distribuzione triangolare delle deformazioni sull'altezza  $h$  dell'anima in cui il valore nullo si ha in corrispondenza dell'asse neutro. Da questa assunzione si ottiene:

$$\sigma_{bmax} = f_{yd} \cdot \left( \frac{h}{Y_G} - 1 \right) \leq f_{yd}$$

dove:

$\sigma_{bmax}$  è la tensione agente all'estremo dell'anima dove si ha l'innesto dell'ala larga ( $b_{max}$ );

$f_{yd}$  è la tensione di snervamento di progetto allo SLU, pari a  $f_{yk}/\gamma_{M0}$  con  $\gamma_{M0} = 1.05$ , agente all'estremo dell'anima dove si ha l'innesto dell'ala stretta ( $b_{min}$ );

$h$  è l'altezza dell'anima, che coincide con l'altezza della greca;

$Y_G$  è la coordinata Y del baricentro G misurata a partire dall'asse medio dell'ala stretta ( $b_{min}$ ).

Si procede dunque al calcolo del rapporto tra le tensioni  $\psi$ , condotto separatamente per le sezioni di verifica in campata (a momento "positivo", fibre tese inferiori) e le sezioni di verifica in corrispondenza degli appoggi intermedi (a momento "negativo", fibre tese superiori). Tale separazione di calcolo viene mantenuta fino alla valutazione finale della larghezza efficace, per cui alla fine si avranno due valori diversi di  $b_{eff}$  a seconda della sezione di verifica considerata.

Si ricorda che il termine  $\psi$  è definito come:

$$\psi = \frac{\sigma_2}{\sigma_1}$$

in cui:

$\sigma_2$  è, nel caso dell'anima, la tensione di trazione (assunta negativa) agente ad un estremo dell'elemento;

$\sigma_1$  è la massima tensione di compressione agente all'altro estremo dell'elemento.

Per come è definito,  $\psi$  risulta sempre negativo per l'anima.

Il calcolo complessivo, visibile sul foglio principale "Lamiere SERIE AM", è condotto con riferimento allo SLU. Si pone l'attenzione sul fatto che allo SLE il calcolo di  $\psi$ , e di conseguenza il valore finale della larghezza efficace dell'anima, non cambia. Ciò è dovuto al fatto che la distribuzione delle tensioni nell'anima è lineare, dunque se diminuisce la tensione massima agente nell'ala stretta (che allo SLE sarà presumibilmente inferiore a  $f_{yd}$ ), diminuisce in maniera proporzionale anche la tensione  $\sigma_{bmax}$  agente nell'ala larga, senza di fatto modificare il rapporto  $\psi$  tra le due tensioni.



Può capitare che il valore di  $\psi$  risulti strettamente minore di  $-3$ , limite inferiore previsto dalla norma europea e indicato in Tabella 10. In tal caso, per come è definito  $\psi$ , si ha che  $\sigma_2 \gg \sigma_1$ : ciò significa che l'anima è quasi totalmente tesa. La conseguenza, prendendo a riferimento il terzo schema di Tabella 10, è che  $b_t$  (larghezza interessata da tensioni di trazione) finisce col prevalere fortemente su  $b_c$  (larghezza interessata da tensioni di compressione e dunque porzione dell'anima che deve essere ridotta per effetto dell'instabilità locale). Quindi, in via semplificativa, in questi casi viene considerata l'intera larghezza ideale  $b_p$  dell'anima come larghezza efficace.

In tutti gli altri casi ( $\psi \geq -3$ ) si procede al calcolo del coefficiente di imbozzamento  $k_\sigma$ , calcolato in funzione del termine  $\psi$  secondo quanto indicato nella parte inferiore di Tabella 10. Le formule che interessano sono solo quelle relative a  $\psi < 0$ .

Si procede quindi al calcolo della snellezza relativa  $\bar{\lambda}_p$  dell'anima, secondo la stessa formula utilizzata per le ali compresse:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{b_p/t}{28.4 \cdot \varepsilon \cdot \sqrt{k_\sigma}}$$

dove, in questo caso:

$b_p$  è la larghezza ideale dell'anima, calcolata come indicato precedentemente;

$t$  è lo spessore della lamiera considerato;

$\varepsilon$  è un parametro che dipende dalla tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio considerato, calcolato come indicato al paragrafo 5.5.3;

$k_\sigma$  è il coefficiente di imbozzamento, calcolato in funzione del termine  $\psi$  secondo quanto descritto precedentemente.

In funzione della snellezza del piatto  $\bar{\lambda}_p$  viene poi calcolato il coefficiente  $\rho$  come indicato dall'EN 1993-1-5 al punto 4.4(2):

$$\text{se: } \bar{\lambda}_p \leq 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055 \cdot \psi} \quad \rho = 1;$$

$$\text{se: } \bar{\lambda}_p > 0.5 + \sqrt{0.085 - 0.055 \cdot \psi} \quad \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0.055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \leq 1, \text{ dove } (3 + \psi) \geq 0.$$

La riduzione della larghezza si applica solo alla parte compressa dell'anima, quella indicata con  $b_c$  nel terzo schema di Tabella 10. Dunque si ha:

$$b_{c\,eff} = \rho \cdot b_c$$

Si ricorda che questi calcoli sono da ritenere validi nel caso in cui  $\psi \geq -3$ .

La larghezza  $b_t$  è invece la parte tesa dell'anima e non risente del fenomeno di instabilità locale. Essa risulta pertanto completamente efficace e va aggiunta alla larghezza efficace precedentemente calcolata. La larghezza efficace complessiva dell'anima si ottiene dunque nel seguente modo:

$$b_{eff} = b_{c\,eff} + b_t \quad \text{se } \psi \geq -3$$

$$b_{eff} = b_p \quad \text{se } \psi < -3$$

Si valuta infine la distribuzione di  $b_{c\,eff}$  sulla larghezza  $b_c$  dell'anima. Si applicano le formule riportate a fianco del terzo schema di Tabella 10:

$$b_{e1} = 0.4 \cdot b_{c\,eff}$$

$$b_{e2} = 0.6 \cdot b_{c\,eff}$$

in cui:

$b_{e1}$  è la porzione di larghezza efficace di  $b_c$  all'estremo in cui si ha massima compressione;

$b_{e2}$  è la porzione di larghezza efficace di  $b_c$  dalla parte in cui si ha il passaggio da compressione a trazione (asse neutro).

Si valuta anche quanto vale la larghezza continua efficace all'estremo opposto di  $b_{e1}$ , sommando semplicemente i contributi contigui  $b_{e2}$  e  $b_t$ .

#### 5.5.4.3 Calcolo dell'area e delle proprietà di massa efficaci della greca, dovute ad instabilità locale, tramite Macro Excel

Per automatizzare il calcolo dell'area efficace della greca si implementa un'opportuna Macro nel file Excel di riferimento denominata "PropMassaEValoriEfficaciConIterazioni".

Come risultato finale di tale Macro si ottengono le proprietà di massa efficaci della greca dovute sia all'instabilità locale sia alla distorsione (per lo studio del problema della distorsione si rimanda al paragrafo 5.5.5). Tali proprietà vengono poi riportate nel foglio principale, differenziando i valori efficaci provenienti dalla sola instabilità locale, da utilizzare allo SLE, da quelli provenienti sia dall'instabilità locale che dalla distorsione, da utilizzare allo SLU.

La prima parte della Macro è relativa al solo problema dell'instabilità locale e consiste nel sottrarre all'area lorda della greca le aree non efficaci, sia dell'ala compressa che delle due anime. Il calcolo viene condotto sia nel caso di ala stretta compressa che nel caso di ala larga compressa.

Vengono considerate inoltre diverse iterazioni relativamente alla valutazione della larghezza efficace dell'anima e, conseguentemente, dell'area efficace della greca. È da notare infatti che il calcolo della larghezza efficace dell'anima riportato al paragrafo 5.5.4.2 è riferito al baricentro G dell'area lorda; in realtà, dopo aver calcolato l'area efficace dell'intera greca, il baricentro efficace risulta spostato dalla posizione precedente, seppur di una minima quantità. A rigore, il calcolo andrebbe condotto nuovamente, per iterazione, fino a convergenza dei risultati. Si è deciso di impostare 5 iterazioni nel caso di ala larga compressa (in cui la differenza è meno apprezzabile) e 10 iterazioni nel caso di ala stretta compressa (in cui la differenza è maggiormente apprezzabile).

Al termine di questa prima parte della Macro generale "PropMassaEValoriEfficaciConIterazioni" si ottengono i parametri di massa efficaci della greca da utilizzare allo SLE, i quali vengono poi copiati nella sezione del foglio principale relativa alla sola instabilità locale.

#### 5.5.5 Studio del fenomeno della distorsione con calcolo dell'area efficace $A_{eff}$ e delle proprietà di massa efficaci dovute sia all'instabilità locale che alla distorsione

Analogamente al paragrafo 5.5.4 relativo al calcolo dell'area efficace dovuta alla sola instabilità locale, anche questo capitolo va preso in considerazione solo quando la lamiera è di classe 4. In tutti gli altri casi, ai fini delle verifiche, si considerano le proprietà di massa "lorde" riportate in Tabella 2 al paragrafo 2.

Le zone compresse delle sezioni di classe 4 possono risentire, oltre che del fenomeno dello shear lag, anche del fenomeno della distorsione. Tale fenomeno, per le lamiere oggetto di studio, può avvenire in corrispondenza dell'irrigidimento intermedio dell'ala larga (quando presente); lo studio viene dunque condotto per le sole ali larghe compresse. In questo paragrafo viene descritta la procedura di valutazione del fenomeno così come prevista dalle norme, che ha termine con la stima di uno spessore ridotto delle parti soggette a distorsione da adottare nel calcolo delle proprietà di massa efficaci. La zona interessata dalla distorsione è costituita dall'irrigidimento intermedio e dalle parti efficaci dell'ala ad esso adiacenti.

Si fa notare che, non essendo dotate di irrigidimenti intermedi nelle ali, le lamiere E/S 4000 in versione standard e AM non risentono del problema della distorsione.

Il diverso comportamento tra l'elemento soggetto ad instabilità locale da shear lag e lo stesso elemento soggetto ad instabilità distorsionale è riportato in Figura 10 (l'instabilità locale è rappresentata dall'immagine di sinistra, l'instabilità distorsionale è rappresentata, invece, dall'immagine di destra).

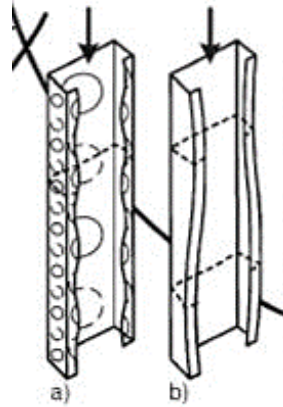


Figura 10: Confronto tra instabilità locale e instabilità distorsionale.

Inoltre, come riscontrabile nel grafico di Figura 11, la distorsione entra in gioco per carichi che hanno causato almeno il superamento della resistenza ultima ad instabilità locale dell'elemento. Si evince che la greca deve aver raggiunto almeno la tensione di snervamento in una delle due ali prima che possa instaurarsi un'ulteriore instabilità dovuta alla distorsione.

Per questo motivo la distorsione viene considerata solo allo SLU, dove per certo la tensione di snervamento in una delle due ali è raggiunta. La limitazione di freccia prevista allo SLE, invece, allontana la situazione di snervamento delle ali; di conseguenza la distorsione non può avvenire ed il risultato è che, in queste condizioni, si manifesta la sola instabilità locale.

In realtà questo è da valutare a seconda dei casi, poiché il raggiungimento o meno della tensione di snervamento dipende anche da qual è lo Stato Limite più sfavorevole per la lamiera. Generalmente la situazione più limitante è quella allo SLE, che corrisponde cioè ad una limitazione di freccia. Non di rado capita, però, che la situazione più limitante sia quella allo SLU, e che quindi la portata massima allo SLE, che non può superare quella allo SLU, finisce per uguagliarla. In tal caso la limitazione di freccia non ha influenza sulla portata massima; allo SLE si raggiunge ugualmente la tensione di snervamento. Ne consegue che la distorsione, in questi casi, si manifesta sia allo SLU che allo SLE.

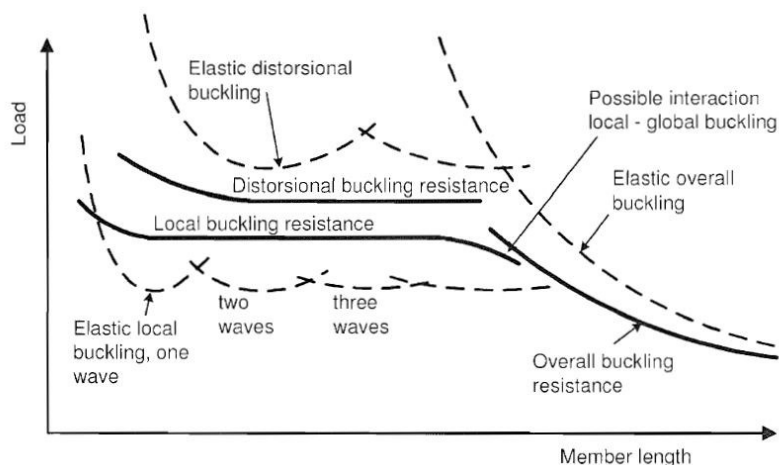


Figura 11: Confronto tra le resistenze all'instabilità locale e all'instabilità distorsionale.

### 5.5.5.1 Calcolo dello spessore ridotto $t_{rid}$ da adottare per l'irrigidimento

Si seguono le indicazioni del capitolo 5.5.3 dell'EN 1993-1-3, relativo alla distorsione in elementi piani con irrigidimenti di bordo o intermedi. Si ricorda che tutti i casi in esame, ad eccezione delle lamiere E/S 4000 in versione standard e AM, prevedono la presenza di soli irrigidimenti intermedi.

L'ala larga compressa viene schematizzata (vedi Figura 12) come una trave appoggiata-appoggiata con la presenza di due molle rotazionali agli estremi e una molla estensionale di rigidezza  $K$  in corrispondenza dell'irrigidimento intermedio.

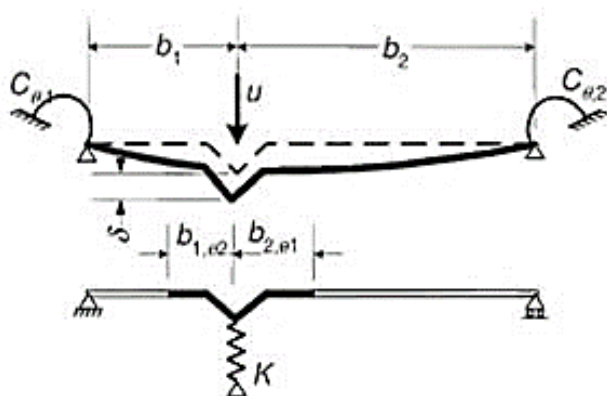


Figura 12: Schema dell'ala larga compressa della greca utilizzato per lo studio della distorsione.

Secondo il punto 5.5.3.1(6) dell'Eurocodice, a favore di sicurezza, la rigidezza delle molle rotazionali può essere considerata nulla. La rigidezza della molla estensionale viene valutata, invece, secondo il punto 5.5.3.1(2):

$$K = u/\delta$$

dove:

- $u$  è la forza concentrata nell'irrigidimento intermedio che simula l'effetto della distorsione;
- $\delta$  è lo spostamento causato dalla forza  $u$ .

A sua volta, lo spostamento  $\delta$  viene calcolato secondo il già citato punto 5.5.3.1(6):

$$\delta = \frac{ub_1^2b_2^2}{3(b_1+b_2)} \cdot \frac{12(1-\nu^2)}{Et^3}$$

in cui:

$b_1, b_2$  sono le lunghezze visibili in Figura 12 e calcolabili come (vedi anche Figura 13):

$$b_1 = b_2 = b_p + g_r + b_r/2$$

dove, a sua volta:

- $b_p$  è la larghezza ideale dell'ala larga (vedi paragrafo 5.5.4.1);
- $g_r$  è il contributo dovuto al raccordo (vedi paragrafo 5.5.2);
- $b_r$  è la larghezza orizzontale dell'irrigidimento.

$\nu$  è il coefficiente di Poisson per l'acciaio, pari a 0.27;

$E$  è il modulo elastico dell'acciaio, pari a 210000 N/mm<sup>2</sup>;

$t$  è lo spessore della lamiera considerato.

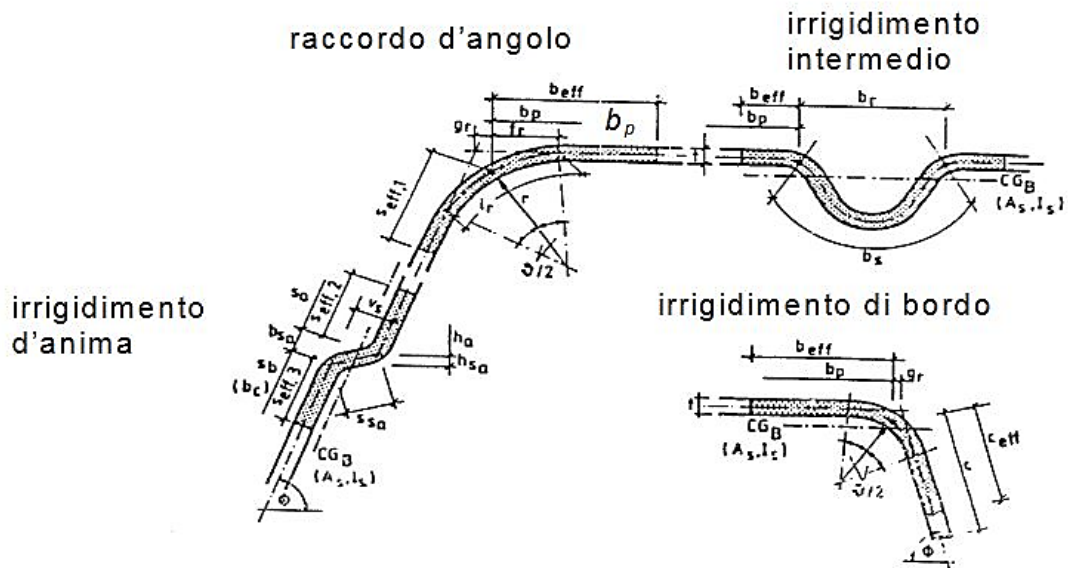


Figura 13: Tipologie di irrigidimenti e indicazioni di calcolo delle principali larghezze ideali.

Per valutare la tensione critica Euleriana della zona di irrigidimento  $\sigma_{cr,s}$ , tensione alla quale si manifesta la distorsione, l'Eurocodice propone due formule.

- 1) La prima, valida per qualsiasi elemento piano con irrigidimenti intermedi, è riportata al punto 5.5.3.3(6):

$$\sigma_{cr,s} = \frac{2\sqrt{KEI_s}}{A_s}$$

dove:

$K$  è la rigidità della molla valutata come descritto precedentemente;

$E$  è il modulo elastico dell'acciaio, pari a 210000 N/mm<sup>2</sup>;

$A_s$  è l'area della sezione trasversale che compete all'irrigidimento intermedio, calcolata facendo riferimento a una larghezza orizzontale complessiva pari a  $b_{1,e2} + b_r + b_{2,e1}$  (vedi Figura 13 e Figura 14);

$I_s$  è il momento d'inerzia efficace dell'irrigidimento intermedio, di area  $A_s$ , valutato rispetto al proprio asse baricentrale.

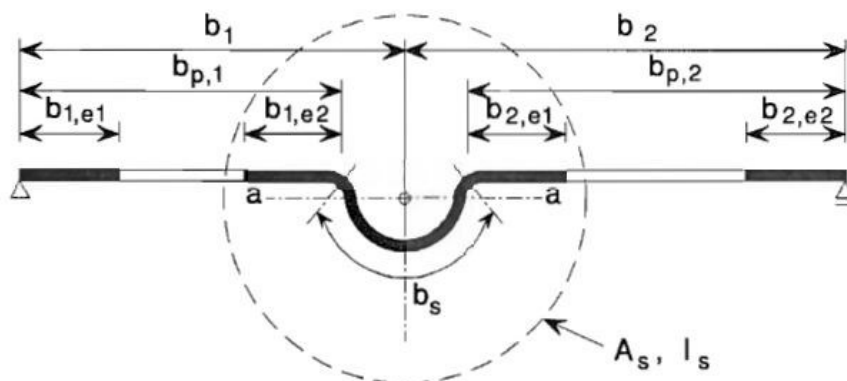


Figura 14: Larghezza orizzontale efficace dell'irrigidimento intermedio secondo il punto 5.5.3.3(6) dell'EN 1993-1-3.



Le larghezze  $b_{1,e2}$  e  $b_{2,e1}$ , come descritto al punto 5.5.3.3(4) dell'Eurocodice, vanno determinate assumendo che gli elementi piani  $b_{p,1}$  e  $b_{p,2}$  siano vincolati ad entrambe le proprie estremità. Ciò vuol dire far riferimento alla Tabella 9 inserita all'interno del paragrafo 5.5.4.1 della presente relazione, tabella utilizzata per il calcolo della larghezza efficace dell'ala larga compressa dovuta alla sola instabilità locale.

in altri termini, le larghezze efficaci  $b_{1,e2}$  e  $b_{2,e1}$  sono quelle definite "esterne" al già citato paragrafo 5.5.4.1 e sono valutate come:

$$b_{1,e2} = b_{2,e1} = 0.5b_{eff}$$

dove  $b_{eff}$  è la larghezza efficace riferita alla singola larghezza ideale  $b_{p,1} = b_{p,2}$ .

Conseguentemente, la larghezza orizzontale complessiva che compete all'irrigidimento intermedio è quella che, allo stesso paragrafo 5.5.4.1, viene definita "interna".

Per automatizzare il calcolo di  $A_s$  e  $I_s$  da immettere nella formula, a seconda delle diverse lamiere e degli spessori considerati, si implementa, nel file Excel di riferimento, un'apposita operazione contenuta nella Macro generale dal nome "PropMassaEValoriEfficaciConterazioni". La sezione relativa alla distorsione viene trattata con maggior attenzione al paragrafo 5.5.5.2.

- 2) La seconda formula proposta dall'Eurocodice per il calcolo di  $\sigma_{cr,s}$  è relativa ai soli profili trapezoidali con irrigidimenti intermedi, quali sono le lamiere oggetto di studio. La formula, riportata al punto 5.5.3.4.2(2), è relativa alle flange con irrigidimenti intermedi e può essere utilizzata solo in associazione alla precedente formula per il calcolo di  $\sigma_{cr,s}$  (non può sostituirla):

$$\sigma_{cr,s} = \frac{4,2 k_w E}{A_s} \sqrt{\frac{I_s t^3}{4 b_p^2 (2 b_p + 3 b_s)}}$$

dove:

$k_w$  è un coefficiente che tiene conto del vincolo parziale rotazionale della flangia (rinforzata) con l'anima o con un altro elemento adiacente. A favore di sicurezza, secondo il punto 5.5.3.4(6), si sceglie di porre  $k_w = 1$ , che equivale a considerare un giunto a perno tra ala e anima;

$E$  è il modulo elastico dell'acciaio, pari a 210000 N/mm<sup>2</sup>;

$t$  è lo spessore della lamiera considerato;

$b_s$  è l'ampiezza dell'irrigidimento misurata lungo il suo perimetro (vedi schema di Figura 15);

$b_p$  è la larghezza ideale dell'ala larga (vedi paragrafo 5.5.4.1);

$A_s$  è l'area della sezione trasversale che compete all'irrigidimento intermedio calcolata in riferimento allo schema di Figura 15;

$I_s$  è il momento d'inerzia efficace dell'irrigidimento intermedio, di area deducibile dallo schema di Figura 15, valutato rispetto al proprio asse baricentrale.

Si nota subito come lo schema di calcolo di  $A_s$  per il punto 5.5.3.4.2(2) dell'Eurocodice sia identico a quello descritto al punto 5.5.3.3(6). Ciò significa che il valore di  $A_s$  che entra in formula è identico a quello precedentemente calcolato, per ciascuna lamiera e ciascuno spessore considerati.

Ciò che cambia è invece lo schema associato al calcolo di  $I_s$ . Infatti, secondo il punto 5.5.3.4.2(2), il momento d'inerzia efficace  $I_s$  va calcolato in riferimento ad una sezione diversa, sia in valore che in geometria, da quella utilizzata per il calcolo di  $A_s$ . Nello schema da utilizzare, stavolta, le parti laterali che competono all'irrigidimento intermedio sono considerate ciascuna di lunghezza pari a 15 volte lo spessore  $t$ .

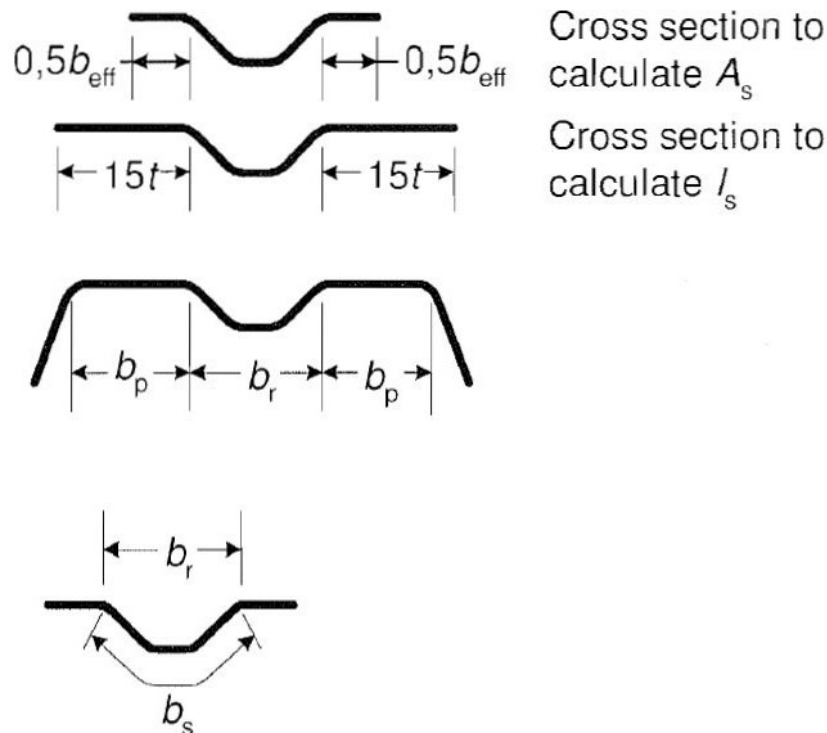


Figura 15: Schema per il calcolo di  $A_s$  e  $I_s$  secondo il punto 5.5.3.4.2(2) dell'EN 1993-1-3, per flange aventi un solo irrigidimento intermedio.

Anche in questo caso si rimanda al paragrafo 5.5.5.2 per la trattazione della distorsione nella Macro generale di calcolo dell'area efficace complessiva della greca, in particolare per il calcolo automatizzato di  $A_s$  e  $I_s$  da immettere nella formula.

Dopo aver valutato la tensione critica  $\sigma_{cr,s}$  con entrambe le formule proposte, si sceglie il valore minimo. Con questo valore si continua lo studio della distorsione facendo riferimento alle indicazioni fornite dalla Circolare al capitolo C4.2.12.1.4.

Si valuta la snellezza relativa (adimensionale) del piatto per instabilità distorsionale  $\bar{\lambda}_d$ :

$$\bar{\lambda}_d = \sqrt{\frac{f_{yk}}{\sigma_{cr,s}}}$$

dove:

$f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio considerato;

$\sigma_{cr,s}$  è la tensione critica Euleriana alla quale si manifesta la distorsione, valutata come il minimo tra i valori ottenuti dalle formule fornite ai punti 5.5.3.3(6) e 5.5.3.4.2(2) dell'EN 1993-1-3.

In funzione della snellezza relativa  $\bar{\lambda}_d$  è quantificato il fattore distorsionale di riduzione della zona di irrigidimento  $\chi_d$ :

se:  $\bar{\lambda}_d \leq 0.65$

$$\chi_d = 1;$$

se:  $0.65 < \bar{\lambda}_d < 1.38$

$$\chi_d = 1.47 - 0.723 \cdot \bar{\lambda}_d;$$

se:  $\bar{\lambda}_d \geq 1.38$

$$\chi_d = \frac{0.66}{\bar{\lambda}_d}.$$

Poiché il baricentro dell'irrigidimento di sezione  $A_s$  si scosta di una quantità trascurabile dall'asse medio dell'ala larga, si considera in via semplificativa che la tensione effettivamente agente sull'irrigidimento  $\sigma_{com,Ed}$  sia pari a quella effettivamente agente sull'ala larga compressa  $\sigma_{b,max}$ .

Questa ipotesi permette di bypassare una evitabile procedura iterativa e calcolare in maniera immediata l'area ridotta dell'irrigidimento per effetto della distorsione:

$$A_{s,rid} = \frac{\chi_d \cdot f_{yk} \cdot A_s}{\gamma_{M0} \cdot \sigma_{com,Ed}}$$

in cui:

- $\chi_d$  è il fattore distorsionale di riduzione della zona di irrigidimento calcolato precedentemente;
- $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio considerato;
- $A_s$  è l'area della sezione trasversale dell'irrigidimento (come si è visto, lo schema di calcolo di tale area è lo stesso sia per il punto 5.5.3.3(6) che per il punto 5.5.3.4.2(2) dell'EN 1993-1-3);
- $\gamma_{M0}$  è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature d'acciaio aventi sezioni di classe 1,2,3,4 ( $\gamma_{M0} = 1.05$ );
- $\sigma_{com,Ed}$  è la tensione effettivamente agente sull'irrigidimento, pari alla tensione agente sull'ala larga compressa  $\sigma_{b,max}$  per l'ipotesi assunta.

L'area ridotta dell'irrigidimento  $A_{s,rid}$  viene rappresentata, mantenendone invariata la larghezza, mediante lo spessore ridotto dello stesso, step ultimo della procedura di studio e valutazione della distorsione:

$$t_{rid} = t \cdot \frac{A_{s,rid}}{A_s}$$

Con questo parametro vengono calcolate le proprietà di massa efficaci dell'irrigidimento tramite un'opportuna operazione contenuta nella Macro generale "PropMassaEValoriEfficaciConIterazioni". Si ricorda che tale Macro unisce tutte le operazioni di calcolo relative allo studio dell'instabilità locale e della distorsione, restituendo il valore finale delle proprietà di massa efficaci comprensive di tutti i fenomeni citati; si rimanda al paragrafo 5.5.5.2 per la descrizione della parte relativa alla distorsione.

Si può, in aggiunta, stimare la larghezza efficace totale dell'ala larga compressa considerando, insieme all'effetto dell'instabilità locale, anche l'effetto della distorsione appena descritto:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + \frac{A_{s,rid}}{t}$$

dove:

$b_{e1}$ ,  $b_{e2}$  sono le larghezze efficaci "esterne" dell'ala larga, definite al paragrafo 5.5.4.1 della presente relazione;

$\frac{A_{s,rid}}{t}$  è la larghezza efficace "interna" dell'ala larga, contemplante sia l'instabilità locale sia la distorsione della zona dell'irrigidimento intermedio.

La larghezza efficace dell'ala larga così calcolata, frutto dei fenomeni combinati di shear lag e distorsione, può essere facilmente confrontata con quella calcolata al paragrafo 5.5.4.1, frutto del solo fenomeno di shear lag: si può valutare così, in maniera immediata, quanto influisce l'effetto combinato di distorsione e shear lag nei confronti del solo shear lag.

### 5.5.5.2 Calcolo dell'effetto della distorsione della greca tramite Macro Excel

Come detto più volte nei precedenti paragrafi, il calcolo complessivo dell'area efficace della greca viene automatizzato tramite un'opportuna Macro nel file Excel di riferimento denominata "PropMassaEValoriEfficaciConIterazioni".

La sezione ultima di tale Macro riguarda il calcolo della riduzione delle proprietà di massa della greca da attuare per effetto della distorsione dell'ala larga con irrigidimento (quando presente). Le "sotto-Macro" di interesse sono in particolare 3: due riguardanti il calcolo delle proprietà di massa

dell'irrigidimento intermedio  $A_s$  e  $I_s$  secondo gli schemi riportati ai punti 5.5.3.3(6) (Figura 14) e 5.5.3.4.2(2) (Figura 15) dell'EN 1993-1-3; una riguardante il calcolo delle stesse proprietà, ma riferite all'irrigidimento intermedio ridotto.

Per "irrigidimento intermedio ridotto" si intende l'irrigidimento intermedio di larghezza comprensiva delle parti efficaci limitrofe (vedi schemi per il calcolo di  $A_s$ , identici sia per punto 5.5.3.3(6) che per il punto 5.5.3.4.2(2) dell'EN 1993-1-3) avente, però, spessore ridotto  $t_{rid} \leq t$ , calcolato come descritto al precedente paragrafo 5.5.5.1.

Dalle prime due sotto-Macro si ottengono i parametri  $A_s$  e  $I_s$  da utilizzare per il calcolo dello spessore ridotto  $t_{rid}$ , il quale viene poi richiamato dalla terza sotto-Macro per il calcolo delle proprietà di massa dell'irrigidimento ridotto.

Utilizzando infine le relazioni che sussistono fra area, momento statico e momento d'inerzia, si calcolano le proprietà di massa da sottrarre a quelle efficaci della greca provenienti dalla sola instabilità locale.

I parametri efficaci così ottenuti vengono copiati nella sezione del foglio principale relativa alla distorsione: tali parametri, che tengono conto sia dell'instabilità locale che della distorsione, sono quelli da utilizzare allo SLU.

## 5.6 Verifiche di resistenza della singola greca e calcolo della portata allo SLU della lamiera (C4.2.12.1.5)

Seguendo le indicazioni della Circolare al capitolo C4.2.12.1.5, si eseguono tutte le verifiche di resistenza richieste allo SLU con riferimento alla singola greca della lamiera.

A queste si aggiungono due ulteriori verifiche previste dall'EN 1993-1-3 ai capitoli 6.1.7 e 6.1.11 riguardanti la resistenza delle anime alle reazioni vincolari agli appoggi e l'eventuale interazione tra momento sollecitante e reazione vincolare.

Al termine delle verifiche si giunge al calcolo della portata della singola greca che, moltiplicata per il numero di greche  $N$  presenti in 1 metro di interasse ( $N = \frac{1000}{i}$  dove  $i$  è l'interasse fra le greche in mm), restituisce la portata dell'intera lamiera allo SLU.

Si calcola inoltre la freccia massima in mezzeria, in funzione della portata allo SLU della singola greca e dello schema statico considerato.

### 5.6.1 Verifica di resistenza a flessione con analisi sezionale elastica

Partendo dall'ipotesi di mantenimento della sezione in campo elastico, che equivale essenzialmente a scongiurare l'eventualità di plasticizzazione della lamiera in fase di getto, la condizione di SLU si raggiunge al manifestarsi della tensione di snervamento nella corda più lontana dal baricentro della sezione, che per semplicità si considera passante per l'asse medio dell'ala stretta della greca.

Come sezione reagente va considerata quella "lorde" se la sezione risulta di classe 1, 2, 3 o quella "efficace" se la sezione risulta di classe 4 (vedi paragrafo 5.5.3 per la determinazione della classe della lamiera). Di conseguenza vanno considerate le proprietà di massa "lorde" nel primo caso (vedi Tabella 2 al paragrafo 2) o le proprietà di massa "efficaci", considerando sia l'effetto dello shear lag che della distorsione, nel secondo (si rimanda ai paragrafi 5.5.4 e 5.5.5 per la trattazione dei fenomeni citati). Come proprietà di massa si intendono:

$J_{xG}$  momento d'inerzia rispetto all'asse baricentrico della greca; nel caso di sezioni di classe 4 tale parametro, efficace, risulta diverso a seconda che la sezione di verifica sia a momento positivo (fibre tese inferiori, in campata) o a momento negativo (fibre tese superiori, agli appoggi intermedi);

- $Y_G$  coordinata  $Y$  del baricentro, ovvero distanza dell'asse baricentrico della greca dall'asse medio dell'ala stretta; nel caso di sezioni di classe 4 anche questo parametro, efficace, risulta diverso a seconda che la sezione di verifica sia a momento positivo (fibre tese inferiori, in campata) o a momento negativo (fibre tese superiori, agli appoggi intermedi);
- $W$  modulo di resistenza relativo alla corda passante per l'asse medio dell'ala stretta; è calcolato come:

$$W = \frac{J_{xG}}{Y_G}$$

dove ovviamente, nel caso di sezione di classe 4, il momento d'inerzia e la coordinata  $Y$  del baricentro saranno relativi alla sezione efficace, diversi a seconda che la sezione di verifica sia a momento positivo o a momento negativo.

Il momento resistente, secondo il capitolo C4.2.12.1.5.3 della Circolare, è calcolato nel seguente modo:

$$M_{Rd} = \frac{W \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

dove:

- $W$  è il modulo di resistenza relativo alla corda in cui si ha il raggiungimento della tensione di snervamento, passante dunque per l'ala stretta (calcolato come descritto precedentemente);
- $f_y$  è la tensione di snervamento dell'acciaio; nel caso di sezione di classe 1,2,3 si considera una tensione di snervamento incrementata per effetto della formatura a freddo  $f_{myk}$  (vedi paragrafo 5.2), nel caso di sezione di classe 4 si considera invece la tensione di snervamento caratteristica  $f_{yk}$ ;
- $\gamma_{M0}$  è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature d'acciaio aventi sezioni di classe 1,2,3,4 ( $\gamma_{M0} = 1.05$ );

Il calcolo del momento resistente  $M_{Rd}$  viene condotto sia per le sezioni a momento positivo ( $M_{Rd+}$ , in campata), sia per le sezioni a momento negativo ( $M_{Rd-}$ , agli appoggi intermedi).

In base allo schema statico considerato, che può essere a 1, 2, 3 o 4 campate, si avranno formule diverse per il calcolo del momento massimo  $M_{Ed}$  agente in campata ( $M_{Ed+}$ ) e agli appoggi intermedi ( $M_{Ed-}$ ). Invertendo le formule relative allo schema statico considerato si ottengono, a partire dai momenti resistenti  $M_{Rd+}$  e  $M_{Rd-}$ , le portate massime della singola greca  $q_{max+}$ (SLU) (in campata) e  $q_{max-}$ (SLU) (agli appoggi intermedi) che provocano il raggiungimento di quelle sollecitazioni.

Nel caso di schema a 1 campata non vi sono appoggi intermedi, quindi non vi sono zone a momento negativo. Per questo schema si calcola la sola portata massima in campata  $q_{max+}$ (SLU).

Prendendo il minimo tra i due valori di portata massima (tranne nel caso di schema statico a 1 campata, dove va preso il solo valore disponibile  $q_{max+}$ (SLU)), si ottiene la portata della greca allo SLU dovuta alla sola flessione " $q_{max}$ (SLU) da  $M$ ".

## 5.6.2 Verifica di resistenza a taglio

Si seguono le indicazioni del capitolo C4.2.12.1.5.4.1 della Circolare.

Il taglio resistente della singola anima senza irrigidimenti è calcolato come:

$$V_{b,Rd,w} = \frac{h_w \cdot t \cdot f_{bv}}{\gamma_{M0} \cdot \sin\varphi}$$



dove:

$h_w$  è l'altezza dell'anima, coincidente con l'altezza della greca (vedi Figura 16);

$t$  è lo spessore della lamiera considerato;

$\gamma_{M0}$  è il coefficiente di sicurezza per la resistenza delle membrature d'acciaio aventi sezioni di classe 1,2,3,4 ( $\gamma_{M0} = 1.05$ );

$\sin\varphi$  è il seno dell'angolo di piegatura  $\varphi$  dell'anima, visibile in Figura 16;

$f_{bv}$  è la resistenza alle tensioni tangenziali dell'anima, tenuto conto dell'instabilità locale. A sua volta,  $f_{bv}$  è definita come:

$$f_{bv} = f_{yk} \cdot \chi(\lambda_w)$$

in cui:

$f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'acciaio considerato;

$\lambda_w$  è la snellezza adimensionale dell'anima;

$\chi$  è un coefficiente riduttivo dipendente dalla snellezza dell'anima.

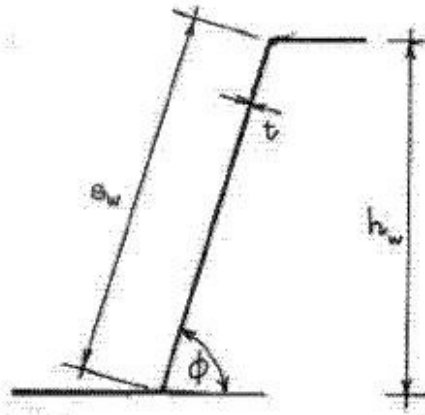


Figura 16: Schema dell'anima della greca utilizzato per la verifica di resistenza a taglio.

Dapprima si valuta la snellezza dell'anima tramite la seguente formula:

$$\lambda_w = 0.346 \cdot \frac{s_w}{t} \cdot \sqrt{\frac{f_{yk}}{E}}$$

dove, oltre ai parametri comparsi nelle precedenti formule e già descritti, vi sono:

$E$  modulo elastico dell'acciaio, pari a 210000 N/mm<sup>2</sup>;

$s_w$  sviluppo (lunghezza) dell'anima (vedi Figura 16).

Dopodiché si valuta il coefficiente riduttivo  $\chi$ , funzione della snellezza  $\lambda_w$ . Assumendo l'ipotesi conservativa di assenza di irrigidimenti agli appoggi della lamiera, tale coefficiente vale:

se:  $\lambda_w \leq 0.83$   $\chi = 0.58$ ;

se:  $0.83 < \lambda_w < 1.40$   $\chi = \frac{0.48}{\lambda_w}$ ;

se:  $\lambda_w \geq 1.40$   $\chi = \frac{0.67}{\lambda_w^2}$ .

Si calcola dunque la resistenza alle tensioni tangenziali dell'anima  $f_{bv}$  e infine la resistenza a taglio della singola anima  $V_{b,Rd,w}$ .

La resistenza a taglio della greca, poiché per ogni greca vi sono 2 anime, è pari al doppio della resistenza a taglio della singola anima:

$$V_{b,Rd} = 2 \cdot V_{b,Rd,w}$$

In base allo schema statico considerato, che può essere a 1, 2, 3 o 4 campate, si avranno formule diverse per il calcolo del taglio massimo  $V_{Ed}$  agente sulla trave/lamiera. Invertendo la formula relativa allo schema statico considerato si ottiene, a partire dal taglio resistente  $V_{b,Rd}$ , la portata massima della singola greca che provoca il raggiungimento di quella sollecitazione. Tale portata è la portata della greca allo SLU dovuta al solo taglio "q<sub>max</sub>(SLU) da V".

Calcolando il valore minimo tra la portata allo SLU dovuta alla sola flessione e la portata allo SLU dovuta al solo taglio, si ottiene la portata allo SLU dovuta a flessione e taglio:

$$q_{max}(SLU) da M e V = \min (q_{max}(SLU) da M; q_{max}(SLU) da V)$$

Nel caso in cui risulti  $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{b,Rd}$ , dove per  $V_{Ed}$  si considera il taglio sollecitante causato dalla portata  $q_{max}(SLU) da M e V$ , è necessario condurre un'ulteriore verifica che tenga conto dell'interazione taglio-momento (vedi prossimo paragrafo 5.6.2.1). Se tale verifica non dovesse risultare soddisfatta, il valore di  $q_{max}(SLU) da M e V$  va ridotto ulteriormente fino a soddisfacimento della stessa.

### 5.6.2.1 Interazione taglio-momento

Sul finire del capitolo C4.2.12.1.5.4.1, la Circolare pone l'attenzione sul problema di interazione taglio-momento. Tale fenomeno va preso in considerazione quando il taglio sollecitante supera la metà del taglio resistente:

$$V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{b,Rd}$$

Come taglio sollecitante  $V_{Ed}$ , nel caso in esame, viene considerato quello prodotto dalla portata allo SLU dovuta a flessione e taglio "q<sub>max</sub>(SLU) da M e V".

Si fa notare che la condizione  $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{b,Rd}$ , per cui va messa in conto l'interazione taglio-momento, si verifica raramente. Nel dettaglio, ciò avviene quando si considerano piccoli spessori della lamiera (ad esempio  $t = 0.7mm$ ), luci corte (ad esempio  $L = 1m$ ) ed acciai molto resistenti (ad esempio l'acciaio S420). Quando si hanno luci corte ed acciai resistenti, infatti, le portate allo SLU dovute alla sola flessione sono di grande entità, e di conseguenza i fenomeni legati al taglio e all'interazione taglio-momento diventano limitanti per il calcolo finale della portata, assai maggiormente se la lamiera presenta uno spessore esiguo. La sezione di verifica è quella in corrispondenza degli appoggi intermedi, zona in cui si hanno sempre elevati valori di taglio e momento, mai nulli (lo schema statico a 1 campata è dunque esente dal problema).

La Circolare rimanda a normative di comprovata veridicità per la trattazione del fenomeno: si fa dunque riferimento all'EN 1993-1-3, dove il problema è trattato al capitolo 6.1.10. La verifica di interazione taglio-momento, a cui va aggiunta la sollecitazione assiale quando presente, è da effettuare solo quando  $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{b,Rd}$  e si considera soddisfatta se:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \left(1 - \frac{M_{f,Rd}}{M_{pl,Rd}}\right) \left(\frac{2 V_{Ed}}{V_{w,Rd}} - 1\right)^2 \leq 1,0$$

dove:

$N_{Ed}$  è la forza assiale agente nella sezione trasversale considerata, nulla nel caso in esame;

$N_{Rd}$  è la resistenza di progetto della sezione trasversale considerata per una tensione uniforme di trazione o compressione, parametro ininfluenza per il caso in esame;

$M_{y,Ed}$  è il momento sollecitante nella sezione trasversale considerata allo stato limite elastico, ovvero al raggiungimento della tensione di snervamento. Si ricorda che la sezione di verifica per il caso in esame è quella in corrispondenza degli appoggi intermedi, a momento negativo; per cui tale sollecitazione va calcolata in funzione di  $q_{max}(SLU)$  da  $M$  e  $V$  con le formule relative agli appoggi intermedi e in funzione dello schema statico considerato;

$M_{y,Rd}$  è il momento resistente di progetto nella sezione trasversale considerata allo stato limite elastico, ovvero al raggiungimento della tensione di snervamento. Per il caso in esame, tale parametro è quello precedentemente calcolato al paragrafo 5.6.1 in corrispondenza degli appoggi intermedi;

$V_{Ed}$  è il taglio sollecitante nella sezione trasversale considerata, ovvero in corrispondenza degli appoggi intermedi. Tale sollecitazione va calcolata in funzione di  $q_{max}(SLU)$  da  $M$  e  $V$  con le formule relative agli appoggi intermedi e in funzione dello schema statico considerato;

$V_{w,Rd}$  è il taglio resistente di progetto nella sezione trasversale considerata, pari a quello calcolato al precedente paragrafo 5.6.2;

$M_{f,Rd}$  è il momento resistente plastico della sezione trasversale considerata dato dall'area efficace delle sole flange. Si calcolano dunque le aree efficaci della flangia superiore e della flangia inferiore della greca, trascurando l'irrigidimento intermedio se presente, e si calcolano i momenti plastici di ciascuna flangia rispetto all'asse baricentrico della sezione efficace:

$$M_{f,sup} = f_{yd} \cdot A_{sup,eff} \cdot d_{sup}$$

$$M_{f,inf} = f_{yd} \cdot A_{inf,eff} \cdot d_{inf}$$

$d_{sup}$  e  $d_{inf}$  sono rispettivamente le distanze della flangia superiore e della flangia inferiore dall'asse passante per il baricentro della sezione efficace: se la lamiera è di classe 1,2,3 allora la sezione efficace coincide con la sezione lorda, se la lamiera è di classe 4, invece, la sezione efficace va calcolata considerando entrambi gli effetti di instabilità locale e distorsione. Si fa notare che, in ogni caso, superiormente le fibre sono tese e dunque la flangia superiore è sempre totalmente reagente:

$$A_{sup,eff} = A_{sup} = t \cdot b_{sup};$$

Relativamente alla flangia inferiore, invece, se la lamiera è di classe 4 va presa la larghezza efficace della flangia  $b_{inf,eff}$  calcolata considerando entrambi gli effetti di instabilità locale e distorsione, in caso contrario  $b_{inf,eff}$  coincide con  $b_{inf}$ :

$$A_{eff,inf} = t \cdot b_{inf,eff} \text{ (sezione di classe 4)}$$

$$A_{eff,inf} = A_{inf} = t \cdot b_{inf} \text{ (sezione di classe 1,2,3)}$$

La somma dei due momenti  $M_{f,sup}$  e  $M_{f,inf}$  restituisce il valore di  $M_{f,Rd}$ :

$$M_{f,Rd} = M_{f,sup} + M_{f,inf};$$

$M_{pl,Rd}$  è il momento resistente plastico della sezione trasversale considerata. Nel caso in esame basta aggiungere al momento plastico dato dalle flange ( $M_{f,Rd}$ ) il contributo resistente plastico dato dalle due anime che compongono la greca ( $M_{w,Rd}$ ). Si definiscono le lunghezze delle porzioni delle singole anime  $l_w(b_{min})$  e  $l_w(b_{max})$  comprese tra l'asse baricentrico della sezione efficace (coincidente con la sezione lorda se la lamiera è di classe 1,2,3, oppure calcolata considerando sia l'effetto dell'instabilità locale che della distorsione se la lamiera è di classe 4) e l'asse medio delle ali. Ricordando che ogni greca possiede due anime, dalle lunghezze così definite si possono facilmente calcolare le aree compressive delle porzioni delle due anime situate sopra e sotto l'asse baricentrico:

$$A_{w(bmin)} = 2 \cdot l_{w(bmin)} \cdot t$$

$$A_{w(bmax)} = 2 \cdot l_{w(bmax)} \cdot t$$

Il contributo al momento plastico totale dato dalle due anime si può ora calcolare come:

$$M_{w,Rd} = f_{yd} \cdot A_{w(bmin)} \cdot \frac{Y_{g,eff}}{2} + f_{yd} \cdot A_{w(bmax)} \cdot \frac{h_w - Y_{g,eff}}{2}$$

in cui, si ricorda,  $Y_{g,eff}$  è la distanza del baricentro della sezione efficace dall'asse medio dell'ala stretta. In conclusione:

$$M_{pl,Rd} = M_{f,Rd} + M_{w,Rd}$$

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta, fermo restando che risulti  $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{b,Rd}$ , la portata  $q_{max}(SLU)$  da  $M$  e  $V$  deve essere ulteriormente ridotta per effetto dell'interazione taglio-momento fino a soddisfacimento della disuguaglianza.

A tal scopo si sviluppa una Macro nel file Excel di riferimento denominata "CorrezioneqmaxperInterazioneVM" che, quando necessario ( $V_{Ed} > 0.5 \cdot V_{b,Rd}$  e verifica di interazione taglio-momento non soddisfatta), esegue iterativamente tale riduzione fino al soddisfacimento della verifica con il minimo scarto.

### 5.6.3 Verifica di resistenza alle reazioni vincolari agli appoggi

La verifica di resistenza alle reazioni vincolari non è espressamente prevista dalle indicazioni della Circolare. Ve ne è un piccolo accenno sul finire del capitolo C4.2.12.1.5.4.1, nel quale la Circolare rimanda a normative di comprovata veridicità per la trattazione dei fenomeni di:

- resistenza a carichi concentrati (intermedi o di estremità);
- interazione tra carichi concentrati e flessione.

I carichi concentrati, nel caso in esame, sono ovviamente rappresentati dalle reazioni vincolari in corrispondenza degli appoggi della lamiera, intermedi e laterali.

La normativa di riferimento è, al solito, l'EN 1993-1-3; il capitolo di interesse è il 6.1.7. La verifica da condurre è quella dalla quale ottenere la portata allo SLU dovuta alle sole reazioni vincolari agli appoggi è:

$$F_{Ed} \leq R_{w,Rd}$$

dove:

$F_{Ed}$  è la reazione vincolare agente sulla lamiera all'appoggio intermedio o laterale, funzione dello schema statico considerato;

$R_{w,Rd}$  è la resistenza locale trasversale delle anime sollecitate in corrispondenza degli appoggi intermedi o laterali; si ricorda che, nel caso in esame, le anime sollecitate sono due per ciascuna greca.

Il calcolo di  $R_{w,Rd}$  di singole anime non irrigidite in profili costituiti da più anime (come è la singola greca oggetto di studio), va condotto secondo il capitolo 6.1.7.3 dell'EN 1993-1-3.

Le ipotesi da soddisfare prima di poter utilizzare la formula proposta sono due:

- 1) Per gli appoggi laterali, la distanza libera  $c$  (vedi Figura 17) tra l'estradosso esterno dell'appoggio e l'estremità libera della trave/lamiera deve essere almeno 40 mm.

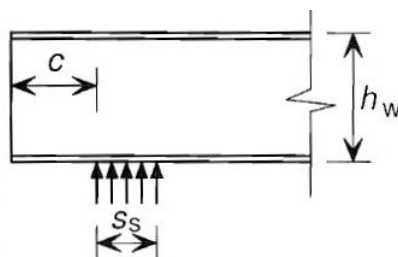


Figura 17: Schema generico dell'appoggio laterale della lamiera.

Come previsto dalle NTC2018 al capitolo 4.3.6.5.4, e come riportato nella presente relazione al paragrafo 4, la dimensione minima di appoggio della lamiera ai vincoli laterali  $s_{s,lat}$  deve essere pari a 50 mm nel caso di appoggio su elementi in acciaio o calcestruzzo e pari a 70 mm nel caso di appoggio su elementi in diverso materiale.

Ad installazione avvenuta della lamiera è probabile che non si abbia luce tra estradosso esterno dell'appoggio laterale e bordo della lamiera; a livello teorico l'ipotesi  $c_{min} = 40 \text{ mm}$  può essere comunque supportata attuando una riduzione algebrica della lunghezza d'appoggio, la quale dovrà dunque risultare sempre maggiore di  $c_{min} = 40 \text{ mm}$ . La riduzione attuata deve però garantire che rimanga almeno un valore di lunghezza d'appoggio effettiva pari a:

$$l_a = s_{s,lat} - c_{min} = 10 \text{ mm},$$

che è il valore previsto al punto 6.1.7.3(3) dell'EN 1993-1-3 per supporti metallici formati a freddo aventi una sola anima oppure tubolari.

Poiché il valore minimo previsto dalla norma per  $s_{s,lat}$  è 50 mm, ne consegue che:

$$l_a = 50 - 40 = 10 \text{ mm},$$

valore che rispetta le indicazioni dell'Eurocodice.

L'ipotesi di avere, agli appoggi laterali, una distanza libera  $c$  di almeno 40 mm risulta quindi soddisfatta;

2) La sezione trasversale deve rispettare i seguenti tre criteri:

- a)  $r/t \leq 10$  dove  $r$  è il raggio di piegatura interno fra anima e ali e  $t$  è lo spessore della lamiera. Il criterio è sempre rispettato per tutti i raggi di piega e tutti gli spessori;
- b)  $45^\circ \leq \varphi \leq 90^\circ$  dove  $\varphi$  è l'angolo di piegatura fra anima e ali. Il criterio è sempre rispettato per tutte le lamiere;
- c)  $h_w/t \leq 200 \text{sen}\varphi$  dove  $h_w$  è l'altezza dell'anima compresa tra gli assi medi delle flange,  $t$  è lo spessore della lamiera e  $\varphi$  è l'angolo di piegatura fra anima e ali. Il criterio è rispettato nella totalità dei casi.

Con il rispetto delle ipotesi si può quindi applicare la formula riportata al punto 6.1.7.3(2) per il calcolo della resistenza locale trasversale della singola anima:

$$R_{w,Rd} = \alpha t^2 \sqrt{f_{yb} E} \left( 1 - 0,1\sqrt{r/t} \right) \left[ 0,5 + \sqrt{0,02 l_a / t} \right] \left( 2,4 + (\varphi/90)^\circ \right) / \gamma_{M1}$$

dove:

$\alpha$  è un coefficiente tipico per la Categoria pertinente (vedi Figura 18).

Gli appoggi intermedi appartengono alla Categoria 2, mentre gli appoggi laterali possono appartenere o alla Categoria 1 o alla Categoria 2 a seconda del rapporto tra la distanza libera  $c$  e l'altezza dell'anima  $h_w$ . A favore di sicurezza, e poiché tale scelta risulta più fedele alle condizioni di utilizzo delle lamiere oggetto di studio, si decide di assegnare a priori la Categoria 1 agli appoggi laterali.

Ne consegue che, per il punto 6.1.7.3(5), il coefficiente  $\alpha$  vale:

per appoggi laterali:  $\alpha = 0.075$  (Category 1, sheeting profiles);

per appoggi intermedi:  $\alpha = 0.15$  (Category 2, sheeting profiles);

$t$  è lo spessore della lamiera considerato;

$f_{yb}$  è la tensione di snervamento dell'acciaio, pari a  $f_{myk}$  se la lamiera è di classe 1,2,3 (vedi paragrafo 5.2) o pari a  $f_{yk}$  se la lamiera è di classe 4;

$E$  è il modulo elastico dell'acciaio, pari a 210000 N/mm<sup>2</sup>;



$r$  è il raggio di piegatura interno fra anima e ali;

$l_a$  è la lunghezza effettiva di appoggio per la Categoria pertinente (vedi Figura 18).

Per gli appoggi laterali, che si è detto appartenenti alla Categoria 1, il punto 6.1.7.3(4) prevede una lunghezza effettiva  $l_a = 10 \text{ mm}$ .

Per gli appoggi intermedi (Categoria 2), invece, il valore di  $l_a$  dipende a sua volta dal fattore:

$$\beta = \frac{|V_{Ed,1}| - |V_{Ed,2}|}{|V_{Ed,1}| + |V_{Ed,2}|}$$

in cui  $|V_{Ed,1}|$  e  $|V_{Ed,2}|$  sono i valori assoluti delle forze di taglio agenti su ciascun lato dell'appoggio intermedio. Si può facilmente verificare che  $\beta \leq 0.2$  nella totalità dei casi. La lunghezza effettiva  $l_a$  per gli appoggi intermedi è dunque pari a  $s_s$ , ovvero alla lunghezza dell'appoggio.

$\varphi$  è l'angolo di piegatura fra anima e ali, in gradi sessagesimali;

$\gamma_{M1}$  è il coefficiente di sicurezza nei confronti delle verifiche di stabilità delle membrature in acciaio, pari a 1.05.

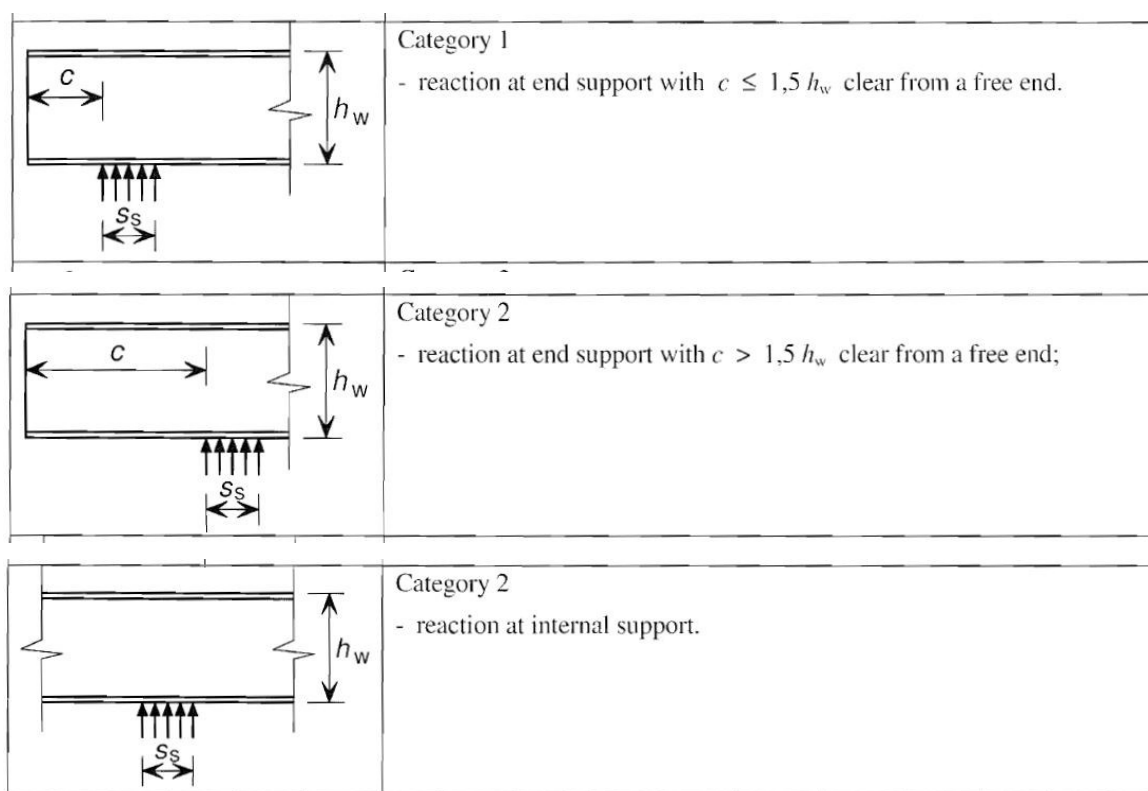


Figura 18: Schemi e dimensioni per la classificazione degli appoggi laterali e intermedi secondo il capitolo 6.1.7.3 dell'EN 1993-1-3.

Si procede quindi al calcolo, ottenendo i valori di resistenza delle singole anime in corrispondenza degli appoggi intermedi e laterali. Si trovano dunque i corrispondenti valori di resistenza locale trasversale  $R_{w,Rd}$  da attribuire alla greca, moltiplicando per due i precedenti risultati.

In base allo schema statico considerato, che può essere a 1, 2, 3 o 4 campate, si avranno formule diverse per il calcolo delle reazioni vincolari  $F_{Ed}$  agenti sulla trave/lamiera in corrispondenza degli appoggi intermedi e laterali. Invertendo le formule relative allo schema statico considerato si ottiene, a partire dalle resistenze locali trasversali della greca  $R_{w,Rd}$ , le portate massime che provocano il raggiungimento di quelle sollecitazioni. Tali portate sono le portate della greca allo SLU dovute alle sole reazioni vincolari agli appoggi laterali e intermedi " $q_{max,1}(SLU) \text{ da } F$ " e " $q_{max,2}(SLU) \text{ da } F$ ".

Calcolando il valore minimo tra la portata allo SLU dovuta a flessione e taglio e le portate allo SLU dovute alle sole reazioni vincolari agli appoggi, si ottiene la portata allo SLU dovuta a flessione, taglio e reazioni vincolari agli appoggi:

$$q_{max}(SLU) da M, V e F = \min (q_{max}(SLU) da M e V; q_{max_1}(SLU) da F; q_{max_2}(SLU) da F)$$

È necessario infine condurre un'ulteriore verifica per tenere conto della possibile interazione momento-reazione agli appoggi intermedi (vedi prossimo paragrafo 5.6.3.1). Se tale verifica non dovesse risultare soddisfatta, il valore di  $q_{max}(SLU) da M, V e F$  va ridotto ulteriormente fino a soddisfacimento della stessa.

### 5.6.3.1 Interazione momento-reazione agli appoggi intermedi

L'EN 1993-1-3 prevede, al capitolo 6.1.11, la verifica dell'effetto combinato di flessione e reazioni vincolari agli appoggi.

La verifica viene condotta solo per gli appoggi intermedi, poiché in corrispondenza degli appoggi laterali il momento negativo è nullo ed è quindi sufficiente la verifica della reazione vincolare all'appoggio condotta al precedente paragrafo 5.6.3.

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} + \frac{F_{Ed}}{R_{w,Rd}} \leq 1.25$$

dove:

$M_{Ed}$  è la massima sollecitazione negativa di flessione (fibre tese superiori) in corrispondenza dell'appoggio intermedio, calcolata in funzione dello schema statico considerato e della portata  $q_{max}(SLU) da M, V e F$ ;

$M_{c,Rd}$  è la resistenza a flessione della greca in corrispondenza dell'appoggio intermedio, calcolata al paragrafo 5.6.1 della presente relazione;

$F_{Ed}$  è la massima reazione vincolare in corrispondenza dell'appoggio intermedio, calcolata in funzione dello schema statico considerato e della portata  $q_{max}(SLU) da M, V e F$ ;

$R_{w,Rd}$  è la resistenza locale trasversale della greca in corrispondenza dell'appoggio intermedio, calcolata al precedente paragrafo 5.6.3.

Nel caso in cui la verifica non risulti soddisfatta, la portata  $q_{max}(SLU) da M, V e F$  deve essere ulteriormente ridotta per effetto dell'interazione momento-reazione fino a soddisfacimento della disuguaglianza.

A tal scopo si sviluppa una Macro nel file Excel di riferimento denominata "CorrezioneqmaxperInterazioneMF" che, quando la verifica di interazione momento-reazione non risulta soddisfatta, esegue iterativamente la riduzione della portata fino al soddisfacimento della verifica con il minimo scarto.

Al termine di questa eventuale riduzione, che avviene a valle di tutte le procedure descritte nei precedenti paragrafi 5.6.1, 5.6.2, 5.6.2.1 e 5.6.3, si ottiene la portata della singola greca allo SLU " $q_{max}(SLU)$ ".

## 5.7 Verifiche di deformabilità della singola greca e calcolo della portata allo SLE della lamiera

La limitazione di freccia prevista allo SLE può ridurre la portata allo SLU della lamiera.

Ciò avviene quando la freccia associata alla portata allo SLU della greca  $q_{max}(SLU)$  risulta maggiore della freccia limite prevista allo SLE. In caso contrario, la situazione più limitante risulta quella allo SLU; la limitazione di freccia allo SLE non ha effetto poiché quella freccia non sarà mai raggiunta.

Sulle NTC2018 al capitolo 4.3.6.4.2, dedicato alle verifiche agli stati limite di esercizio della lamiera grecata in fase di getto, si legge: *“L’inflessione della lamiera sotto il peso proprio ed il peso del calcestruzzo fresco, escludendo i carichi di costruzione, non deve essere maggiore di  $L/180$  o  $20\text{ mm}$ , essendo  $L$  la luce effettiva della campata fra due appoggi definitivi o provvisori.*

Definita dunque la freccia ammissibile allo SLE  $f_{amm}$  come il minimo tra  $L/180$  e  $20\text{ mm}$ , si procede al calcolo della portata allo SLE.

Come proprietà di massa devono essere considerate, relativamente ad una flessione che tende le fibre inferiori della greca, quelle “lorde” nel caso di lamiera di classe 1,2,3 (vedi paragrafo 5.5.3 per il calcolo della classe) oppure quelle “efficaci”, considerando il solo effetto dell’instabilità locale, nel caso di lamiera di classe 4 (vedi paragrafo 5.5.4 per il calcolo dei parametri di massa efficaci per la sola instabilità locale). Si ricorda infatti che la distorsione si manifesta solo dopo il raggiungimento dello snervamento della lamiera; partendo dall’ipotesi che la limitazione di freccia allontani questa eventualità, l’effetto della distorsione non va considerato nel calcolo dei parametri efficaci da utilizzare allo SLE.

In base allo schema statico considerato, che può essere a 1, 2, 3 o 4 campate, si avranno formule diverse per il calcolo della freccia elastica massima  $f_{max}$  in campata. Invertendo la formula relativa allo schema statico considerato si ottiene, a partire dalla freccia ammissibile allo SLE  $f_{amm}$ , la portata massima della singola greca  $q_{max}+(SLE)$  che provoca il raggiungimento di quello spostamento.

La portata così calcolata, però, non è ancora la portata allo SLE. Infatti, come detto precedentemente, la situazione più limitante per la lamiera potrebbe anche essere quella allo SLU. La portata allo SLE (della singola greca) è dunque pari a:

$$q_{max}(SLE) = \min (q_{max}+(SLE) ; q_{max}(SLU))$$

Per trovare la portata allo SLE della lamiera basta moltiplicare la portata della greca per il numero di greche  $N$  presenti in 1 metro di interasse ( $N = \frac{1000}{i}$  dove  $i$  è l’interasse fra le greche in mm).

A scopo di verifica si calcolano, a partire dalla portata allo SLE della singola greca  $q_{max}(SLE)$ , il momento massimo e la freccia massima in campata.

Dal momento massimo in campata si può ricavare la massima tensione di trazione o di compressione agente nell’ala stretta nella sezione di verifica considerata, che dovrà essere minore (o al limite uguale) alla tensione di snervamento dell’acciaio.

La freccia massima dovrà risultare ovviamente inferiore alla freccia ammissibile. Può capitare, nel caso in cui  $q_{max}(SLE) = q_{max}(SLU)$ , che risulti da calcolo  $f_{max}(SLE) < f_{max}(SLU)$ ; ciò è dato dal fatto che allo SLE non si considera l’effetto di distorsione dell’irrigidimento intermedio dell’ala larga. Ciò porta ad un aumento dell’inerzia calcolata allo SLE rispetto a quella calcolata allo SLU, e dunque ad una deformazione minore. In questo caso, poiché la situazione limitante tra i due Stati Limite è lo SLU, la tensione di snervamento viene raggiunta anche allo SLE e dunque la distorsione va considerata: la freccia allo SLE deve essere considerata identica alla freccia allo SLU.



## 6 Verifiche della soletta con eventuale lamiera collaborante (NTC2018 4.3.6)

Per le verifiche riguardanti la soletta si prendono a riferimento le NTC2018 al punto 4.3.6, capitolo dedicato interamente alle solette composte con lamiera grecata. Nella redazione delle tabelle di portata si prevede anche la possibilità di considerare la lamiera grecata come cassero perso, estendendo così il problema ai casi di degrado a lungo termine della lamiera, incendio, possibile rimozione o taglio netto della lamiera in una o più sezioni.

Oltre alle NTC2018 si fa riferimento alla Circolare esplicativa, soprattutto per quanto concerne le verifiche di deformazione e fessurazione.

Il fine ultimo delle verifiche è l'ottenimento delle portate allo SLU (senza limitazione di freccia) e allo SLE (con limitazione di freccia) della soletta, in funzione della lamiera considerata e delle sue caratteristiche (spessore, verso, acciaio e caratteristiche degli appoggi), del suo contributo ad indurimento avvenuto (lamiera a perdere o collaborante), della classe di calcestruzzo impiegato, dello spessore  $s$  della caldana, dell'armatura superiore e inferiore prevista, del numero e della lunghezza  $L$  delle campate costituenti lo schema statico.

Le portate sono valutate con la possibilità di prevedere (o meno) un puntellamento in fase di getto. Altri parametri influenti sono l'entità della ridistribuzione in campata del momento negativo agli appoggi intermedi e la scelta della freccia ammissibile allo SLE (si rimanda al paragrafo 4 per una descrizione maggiormente dettagliata di questi tre parametri).

Si considerano condotte tutte le verifiche della sola lamiera d'acciaio descritte al paragrafo 5.

Tutte le verifiche del presente paragrafo vengono condotte in riferimento alla singola sezione a T: essa è composta dalla caldana superiore e dalla singola greca della lamiera presa con concavità verso l'alto, riempita di calcestruzzo (eventualmente armato) e considerata rettangolare con altezza  $h_w$  e larghezza media  $l_m$ . Gli irrigidimenti intermedi dell'ala larga, se presenti, vengono trascurati.

I paragrafi della presente relazione seguono quelli delle NTC2018 al suddetto capitolo 4.3.6.

### 6.1 Scelta dell'armatura

Nella redazione delle tabelle di portata si prevede la possibilità di armare (o meno) la soletta in calcestruzzo: la scelta dell'armatura è rimandata all'utente.

L'armatura inferiore, se presente, può essere disposta prevedendo una sola barra per ciascuna greca di lunghezza pari all'intera estensione della trave/soletta. I diametri  $\varphi_{inf}$  selezionabili sono (in mm): 8, 10, 12, 14, 16, in ogni caso minori della larghezza dell'ala inferiore. Il copriferro  $c_{inf}$ , inteso come distanza tra lembo inferiore della lamiera e asse baricentrico della barra d'armatura inferiore, è da scegliere in base alla classe d'esposizione del sito in cui si prevede l'installazione della lamiera, deve essere pari ad almeno  $10\text{ mm} + \frac{\varphi_{inf}}{2}$  e deve essere garantito anche ai lati della greca.

Relativamente all'armatura superiore, si prevede una differenziazione tra armatura superiore continua (rete) ed armatura superiore integrativa agli appoggi intermedi. In entrambi i casi l'armatura può essere presente o meno. I diametri  $\varphi_{sup 1}$  e  $\varphi_{sup 2}$  selezionabili sono (in mm):

- per l'armatura superiore continua (rete),  $\varphi_{sup 1}$ : 6, 8, 10, 12;
- per l'armatura superiore integrativa agli appoggi,  $\varphi_{sup 2}$ : 8, 10, 12, 14, 16.

I copriferri  $c_{sup 1}$  e  $c_{sup 2}$ , ciascuno inteso come distanza tra lembo superiore della soletta e asse baricentrico delle relative barre d'armatura superiore, sono da scegliere in base alla classe d'esposizione del sito in cui si prevede l'installazione della lamiera, devono essere pari ad almeno 10 mm più metà del relativo diametro e ovviamente non superiori allo spessore  $s$  della caldana.



Per le armature superiori devono inoltre essere scelti gli interassi  $i_{sup 1}$  e  $i_{sup 2}$  tali che venga garantito, nelle sezioni agli appoggi intermedi, un interfero tra tutte le barre presenti di almeno 20 mm.

## 6.2 Stima dei carichi e delle sollecitazioni agenti sulla lamiera d'acciaio in fase di getto

La prima verifica da condurre riguarda i carichi agenti in fase di getto sulla lamiera. Le dimensioni della soletta devono essere scelte in modo tale che i carichi conseguenti non superino la portata allo SLU della lamiera.

Si conduce un'analisi dei carichi sulla singola greca, ipotizzando inizialmente di non puntellare la lamiera in fase di getto, tenendo conto di:

- peso proprio della greca al metro lineare, a seconda del tipo e dello spessore  $t$  della lamiera; il peso specifico dell'acciaio è  $78.50 \text{ kN/m}^3$ ;
- peso del calcestruzzo, o del cemento armato se è presente armatura superiore, costituente la caldana; per il calcestruzzo si considera un peso specifico di  $23.5 \text{ kN/m}^3$ , mentre per il cemento armato  $25 \text{ kN/m}^3$ ;
- peso del calcestruzzo, o del cemento armato se è presente armatura inferiore, di riempimento delle greche della lamiera; per il calcestruzzo si considera un peso specifico di  $23.5 \text{ kN/m}^3$ , mentre per il cemento armato  $25 \text{ kN/m}^3$ .

Il peso che ne deriva, gravante sulla singola greca della lamiera d'acciaio, deve essere strettamente minore di  $q_{max}(SLU)$ . In caso contrario la lamiera raggiungerebbe lo snervamento già in fase di getto e la portata della soletta ad indurimento avvenuto sarebbe inevitabilmente nulla; in tal caso occorre diminuire lo spessore  $s$  della caldana scelto oppure prevedere il puntellamento in fase di getto.

Dal peso gravante sulla singola greca  $q_{greca}$  si può stimare il peso gravante sull'intera lamiera  $q_{lamiera}$ , moltiplicando  $q_{greca}$  per il numero di greche  $N$  presenti in 1 metro di interasse ( $N = \frac{1000}{i}$  dove  $i$  è l'interasse fra le greche in mm).

Le sollecitazioni  $M_{Ed+}$  e  $M_{Ed-}$  agenti sulla greca nelle sezioni in campata e agli appoggi intermedi si calcolano, a partire dal carico distribuito  $q_{greca}$ , in base allo schema statico considerato, che può essere a 1, 2, 3 o 4 campate.

Utilizzando le proprietà di massa efficaci della greca derivanti della sola instabilità locale (si fa notare che  $q_{greca} < q_{max}(SLU)$ , per cui la distorsione dell'irrigidimento non può instaurarsi) si calcolano, tramite la formula di Navier, le tensioni agenti sull'ala inferiore e sull'ala superiore della greca nelle sezioni in campata e agli appoggi intermedi:

$$\sigma_{inf} = \frac{M_{Ed}}{W_{inf}}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{M_{Ed}}{W_{sup}}$$

Le tensioni agenti non devono superare quella a snervamento di progetto dell'acciaio costituente la lamiera ( $f_{myk}/\gamma_{M0}$  nel caso di lamiera di classe 1,2,3;  $f_{yk}/\gamma_{M0}$  nel caso di lamiera di classe 4). In caso contrario occorre ridurre lo spessore  $s$  della caldana o puntellare.

La lamiera, ad indurimento avvenuto, non risulta scarica bensì già sollecitata da queste tensioni. Avere tensioni troppo elevate in fase di getto, nel caso di lamiera collaborante, riduce fortemente la

portata della soletta composta allo SLU a causa del rapido raggiungimento dello snervamento nelle fibre d'acciaio della lamiera.

### 6.3 Verifiche di resistenza della singola sezione a T e calcolo della portata allo SLU della soletta (NTC2018 4.3.6.2)

Secondo quanto previsto al capitolo 4.3.6.2 delle NTC2018, le verifiche di resistenza allo SLU da condurre per la soletta di calcestruzzo (eventualmente armato) sono:

- Verifica di resistenza a flessione (vedi paragrafo 6.3.1);
- Verifica di resistenza allo scorrimento (solo nel caso di solette composte);
- Verifiche di resistenza a punzonamento e a taglio (vedi paragrafo 6.3.2).

Si ricorda che la sezione di riferimento per le tutte le verifiche della soletta è la singola sezione a T: essa è composta dalla caldana superiore e dalla singola greca della lamiera presa con concavità verso l'alto, riempita di calcestruzzo (eventualmente armato) e considerata rettangolare con altezza  $h_w$  e larghezza media  $l_m$ .

Relativamente alla verifica di resistenza allo scorrimento, come già anticipato al paragrafo 2 della presente relazione e riportato al capitolo 4.3.6 della norma italiana, nel caso di solette composte (quindi solette con lamiera collaborante) deve essere in ogni caso verificato (sperimentalmente) il collegamento tra lamiera grecata e calcestruzzo in termini di efficacia e sicurezza. Il collegamento, nel caso in esame, è del tipo "a ingranamento ad attrito nel caso di profili sagomati con forme rientranti" (Figura 19).

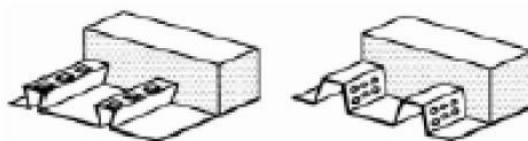


Figura 19: Collegamento acciaio-calcestruzzo dei casi in esame.

A supporto dell'ipotesi di perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo, ipotesi su cui si basa la trattazione delle verifiche allo SLU della soletta composta, sono dunque necessarie prove sperimentali a carico dell'azienda produttrice. Relativamente a ciò, al capitolo 11.3.4.11.2.1 delle NTC2018, si legge: "Oltre a quanto previsto al §11.3.1.7 per i centri di trasformazione, per le lamiere grecate da impiegare in solette composte (di cui al precedente § 4.3.6 delle presenti norme) il fabbricante deve effettuare una specifica sperimentazione al fine di determinare la resistenza a taglio longitudinale di progetto  $\tau_{u,Rd}$  della lamiera grecata. La sperimentazione e la elaborazione dei risultati sperimentali devono essere conformi alle prescrizioni dell'Appendice B.3 alla norma UNI EN 1994-1-1:2005. Questa sperimentazione e l'elaborazione dei risultati sperimentali devono essere eseguite da un laboratorio di cui all'articolo 59 del DPR 380/2001, di adeguata competenza. Il rapporto di prova deve essere trasmesso in copia al Servizio Tecnico Centrale e deve essere riprodotto integralmente nel catalogo dei prodotti."

La verifica a scorrimento di solette composte si considera inglobata nei risultati di tali prove. Se le prove sperimentali non dovessero restituire risultati soddisfacenti, utilizzando il "metodo m-k" illustrato al capitolo 9.7.3 dell'EN 1994-1-1 è possibile calcolare il taglio resistente verticale relativo al meccanismo di rottura per scorrimento. Se il taglio resistente così ottenuto dovesse risultare minore di quello calcolato nella verifica a taglio vera e propria (vedi paragrafo 6.3.2), questo potrebbe incidere sulla portata finale allo SLU della sezione riducendone il valore; tale diminuzione sarebbe in tal caso da considerarsi come l'effetto della non perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo.

Al termine delle verifiche di resistenza allo SLU si giunge al calcolo della portata della singola sezione a T che, moltiplicata per il numero  $N$  di sezioni a T presenti in 1 metro di interasse ( $N = \frac{1000}{i}$  dove  $i$  è l'interasse (in mm) fra le sezioni a T della soletta, identico all'interasse fra le greche della lamiera), restituisce la portata dell'intera soletta allo SLU.

Si calcola inoltre la freccia massima in mezzera, in funzione della portata allo SLU della singola sezione a T e dello schema statico considerato.

### 6.3.1 Verifica di resistenza a flessione con analisi sezionale elastica

Poiché le verifiche allo SLU sono condotte sulla base di un'analisi lineare elastica della trave/soletta, la norma suggerisce di tener conto di alcuni aspetti che potrebbero ridurre le prestazioni portanti dell'elemento strutturale valutate in campo lineare perfettamente elastico.

Nel caso in esame, poiché potrebbero risultare rilevanti, si tiene conto della viscosità e della fessurazione del calcestruzzo tramite le indicazioni fornite dalla normativa italiana.

Per la viscosità si fa riferimento al capitolo 4.3.2.2.1 delle NTC2018: *“Quando le tensioni di lunga durata non siano preponderanti si può adottare un unico coefficiente di omogeneizzazione assumendo un modulo elastico del calcestruzzo pari alla metà del modulo elastico istantaneo, sia per le analisi a breve termine che per quelle a lungo termine”*. La viscosità, da tenere in conto solo nel caso di solette composte (quindi solette con lamiera collaborante), viene dunque considerata attraverso l'utilizzo di un modulo elastico ridotto del calcestruzzo ( $E_{c,rid}$ ) calcolato come metà del modulo elastico medio istantaneo ( $E_{cm}$ ).

Per la fessurazione, invece, si fa riferimento al capitolo 4.3.6.1: *“Se nell'analisi si trascurano gli effetti della fessurazione del calcestruzzo, i momenti flettenti negativi in corrispondenza degli appoggi interni possono essere ridotti fino al 30%, considerando i corrispondenti aumenti dei momenti flettenti positivi nelle campate adiacenti”*. Per ulteriori informazioni si rimanda al paragrafo 4 della presente relazione.

In base al contributo offerto dalla lamiera, che si ricorda può essere considerata collaborante o a perdere, il modulo elastico del calcestruzzo  $E_{cls}$  viene preso, rispettivamente, pari al modulo elastico ridotto  $E_{c,rid}$  o pari al modulo elastico medio istantaneo  $E_{cm}$  dello stesso. Si valuta successivamente il coefficiente  $n$  di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo, il quale permette di considerare le aree d'acciaio della lamiera (se collaborante) e dell'armatura attraverso un'area di calcestruzzo equivalente:

$$n = \frac{E_{cls}}{E_s}$$

dove:

$E_{cls}$  è il modulo elastico del calcestruzzo considerato, pari a  $E_{c,rid}$  nel caso di lamiera collaborante e a  $E_{cm}$  nel caso di lamiera a perdere;

$E_s$  è il modulo elastico dell'acciaio, pari a 210000 N/mm<sup>2</sup>.

Le aree d'acciaio dovranno essere divise per il coefficiente  $n$  al fine di ottenere, di volta in volta, le relative aree di calcestruzzo equivalente.

La singola sezione a T, di riferimento per tutte le verifiche della soletta, nel caso specifico della verifica a flessione va presa in condizione di fessurazione/parzializzazione, in cui cioè il calcestruzzo risulta fessurato e non reagente a trazione.

Partendo dall'ipotesi di mantenimento dell'intera sezione in campo elastico, la condizione di SLU della sezione a T si raggiunge al manifestarsi della tensione di snervamento alla corda passante

nell'elemento in acciaio più lontano dall'asse neutro della sezione, oppure al manifestarsi della massima tensione di compressione del calcestruzzo al lembo compresso.

La verifica viene condotta dapprima valutando la profondità dell'asse neutro della sezione omogeneizzata parzializzata, poi calcolando, in successione, il momento d'inerzia  $J_n$  rispetto al suddetto asse, i moduli di resistenza minimi  $W_{min}$  delle fibre significative e infine il momento resistente della sezione. I ragionamenti per il calcolo del momento resistente  $M_{Rd}$  vengono condotti separatamente per le sezioni a momento positivo (da cui si ottiene  $M_{Rd+}$ , in campata) e per le sezioni a momento negativo (da cui si ottiene  $M_{Rd-}$ , agli appoggi intermedi).

Relativamente alla lamiera d'acciaio, nel solo caso di lamiera collaborante, vengono presi i relativi parametri di massa "lordi" quali il momento d'inerzia  $J_{xG}$ , l'area  $A_g$  e la coordinata  $Y$  del baricentro  $G$  rispetto all'asse passante per l'ala inferiore della greca della lamiera; nel caso di lamiera agente come cassero perso, invece, gli stessi parametri si considerano nulli. Si fa notare che, in presenza della soletta, i fenomeni di instabilità laterale e distorsionale tipici della sola lamiera d'acciaio non hanno più modo di manifestarsi. È per questo motivo che si considera sempre, indipendentemente dalla classe, una tensione di snervamento dell'acciaio della lamiera pari alla tensione incrementata per effetto della formatura a freddo  $f_{myk}$  (valutata al paragrafo 5.2).

Si calcola dunque la profondità dell'asse neutro della sezione omogeneizzata parzializzata tenendo conto, oltre che della presenza della lamiera (se collaborante), anche dell'eventuale presenza dell'armatura inferiore, dell'armatura superiore continua e, solo per le sezioni a momento negativo, dell'armatura superiore integrativa agli appoggi intermedi. L'asse neutro può tagliare l'anima della sezione a T oppure la caldana: la sua profondità viene valutata in entrambi i casi, dei quali solo uno costituisce la soluzione coerente con le relative ipotesi di partenza. L'asse x si considera passante per l'asse medio dell'ala inferiore della greca della lamiera.

Successivamente si calcola il momento d'inerzia  $J_n$  della sezione omogeneizzata parzializzata rispetto all'asse neutro precedentemente individuato. Le aree d'armatura vengono considerate prive di inerzia rispetto al proprio asse baricentrico.

Si calcolano a questo punto i moduli di resistenza minimi  $W_{min}$  delle fibre significative della sezione. Per "fibre significative" si intendono il lembo compresso del calcestruzzo e le fibre d'acciaio passanti per l'armatura inferiore, per l'armatura superiore continua, per l'armatura superiore integrativa agli appoggi intermedi (solo per le sezioni a momento negativo), per l'ala superiore e per l'ala inferiore della lamiera.

Il momento resistente, sia in campata ( $M_{Rd+}$ ) che agli appoggi intermedi ( $M_{Rd-}$ ), si calcola come il minimo valore tra:

- Momento resistente offerto dal calcestruzzo compresso:  $M_{Rd\ cls} = f_{cd} \cdot W_{cls}$ ;
- Momento resistente offerto dall'acciaio teso: dipende dall'elemento in acciaio in trazione più lontano dall'asse neutro. Si utilizza, come tensione di snervamento di progetto,  $f_{myk}/\gamma_{M0}$  per l'acciaio della lamiera (collaborante) e  $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$  per l'acciaio dell'armatura;
- Momento resistente offerto dall'acciaio compresso: dipende dall'elemento in acciaio in compressione più lontano dall'asse neutro. Si utilizza, come tensione di snervamento di progetto,  $f_{myk}/\gamma_{M0}$  per l'acciaio della lamiera (collaborante) e  $f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$  per l'acciaio dell'armatura.

In base allo schema statico considerato, che può essere a 1, 2, 3 o 4 campate, si avranno formule diverse per il calcolo del momento massimo  $M_{Ed}$  agente in campata ( $M_{Ed+}$ ) e agli appoggi intermedi ( $M_{Ed-}$ ). Invertendo le formule relative allo schema statico considerato si ottengono, a partire dai momenti resistenti  $M_{Rd+}$  e  $M_{Rd-}$ , le portate massime della singola sezione a T  $q_{max+}$ (SLU) (in campata) e  $q_{max-}$ (SLU) (agli appoggi intermedi) che provocano il raggiungimento di quelle sollecitazioni. Tali portate sono valutate senza considerare l'effetto della fessurazione, quindi senza considerare la ridistribuzione in campata del momento negativo agli appoggi intermedi  $M_{Ed-}$ .

Si fa notare che, nel caso di schema a 1 campata, non vi sono appoggi intermedi e quindi non vi sono zone a momento negativo. Per questo schema si calcola la sola portata massima in campata  $q_{max+}(SLU)$ . Tale portata non risente della redistribuzione in campata del momento negativo  $M_{Ed-}$ , proprio perché il momento negativo non si manifesta mai sullo sviluppo longitudinale della trave/soletta.

Per tutti gli altri schemi statici si prevede, però, che per effetto della fessurazione si abbia sempre una redistribuzione in campata del momento negativo  $M_{Ed-}$  almeno pari al 10% (vedi paragrafo 4). A livello di calcolo, la diminuzione percentuale di momento negativo a ciascun appoggio si considera ridistribuita, nelle due campate adiacenti, in misura uguale (metà in una campata e metà nell'altra). Si valuta dunque, per ciascuno schema statico, le nuove formule di calcolo del momento massimo agente agli appoggi  $M_{Ed-}$  e in campata  $M_{Ed+}$  a seguito della redistribuzione; invertendo tali formule, a partire dai momenti resistenti  $M_{Rd+}$  e  $M_{Rd-}$  precedentemente calcolati e dalla redistribuzione desiderata, si trovano le portate massime della singola sezione a T  $q_{max+}(SLU)$  (in campata) e  $q_{max-}(SLU)$  (agli appoggi intermedi) che provocano il raggiungimento di quelle sollecitazioni a seguito della redistribuzione per effetto della fessurazione.

Sia nel caso di portate valutate in assenza di redistribuzione sia nel caso di portate valutate in presenza di redistribuzione, prendendo il minimo tra i due valori di portata massima (tranne nel caso di schema statico a 1 campata, dove va preso il solo valore disponibile  $q_{max+}(SLU)$ ), si ottiene la portata della sezione a T allo SLU dovuta alla sola flessione " $q_{max}(SLU)$  da M".

Per la valutazione della portata complessiva della soletta allo SLU e per la redazione delle tabelle di portata, si considera la sola portata  $q_{max}(SLU)$  da M determinata considerando una certa redistribuzione in campata del momento negativo  $M_{Ed-}$ .

### 6.3.2 Verifiche di resistenza a punzonamento e a taglio

Relativamente al punzonamento, trattandosi di solette appoggiate su elementi trasversali continui e soggette a carichi distribuiti al metro quadrato, il problema non viene analizzato poiché riferito ai soli carichi concentrati (puntuali).

Per la verifica a taglio, invece, si segue il capitolo 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018 il quale fornisce la formula per il calcolo del taglio resistente in elementi senza armature trasversali. I calcoli sono effettuati considerando tutte le armature estese per non meno di " $l_{bd} + d$ " oltre le sezioni di verifica considerate, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio dell'armatura e  $d$  è l'altezza utile della sezione; tale ipotesi dovrà essere garantita in fase di costruzione. Inoltre, nel caso di lamiera collaborante, essa viene trattata come armatura longitudinale.

I calcoli vengono condotti separatamente per le sezioni all'intradosso degli appoggi laterali (a momento positivo) e per le sezioni all'intradosso degli appoggi intermedi (a momento negativo).

L'armatura presente nelle sezioni all'intradosso degli appoggi laterali (Figura 20) è la stessa presente nelle sezioni in campata. Di conseguenza la profondità dell'asse neutro è la stessa di quella già calcolata, per la sezione di verifica a momento positivo in campata, al precedente paragrafo 6.3.1.

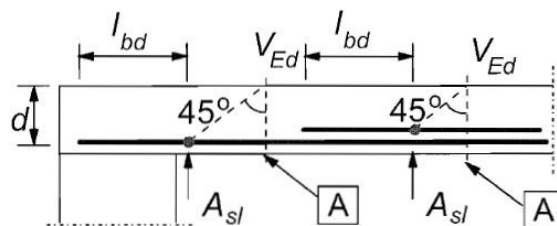


Figura 20: Schema di calcolo del taglio resistente nelle sezioni all'intradosso degli appoggi laterali (a momento positivo).



Nel secondo caso (Figura 21) la profondità dell'asse neutro è la stessa di quella già calcolata, al precedente paragrafo 6.3.1, per la medesima sezione di verifica a momento negativo. La sezione all'intradosso degli appoggi intermedi va considerata, ovviamente, solo nel caso di schemi statici a campate multiple.

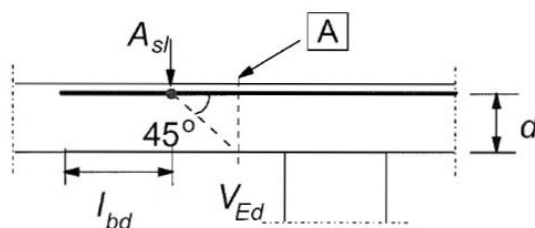


Figura 21: Schema di calcolo del taglio resistente nelle sezioni all'intradosso degli appoggi intermedi (a momento negativo).

Il taglio resistente  $V_{Rd}$  va calcolato secondo la formula riportata al già citato capitolo 4.1.2.3.5.1 delle NTC2018:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d; (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w d \right\}$$

dove:

$d$  è l'altezza utile della sezione, riferita al baricentro dell'area di armatura tesa;

$$k = \min (1 + (200/d)^{1/2}; 2);$$

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm), nel caso in esame pari alla larghezza inferiore della "greca di calcestruzzo" (eventualmente armata);

$\rho_l$  è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa che si estende per non meno di " $l_{bd} + d$ " oltre la sezione considerata, dove  $l_{bd}$  è la lunghezza di ancoraggio. Si calcola come:

$$\rho_l = \min (A_{sl} / (b_w \cdot d); 0,02)$$

in cui  $A_{sl}$  è l'area totale dell'armatura longitudinale tesa;

$f_{ck}$  è la massima tensione a compressione caratteristica del calcestruzzo considerato, espressa in MPa (N/mm<sup>2</sup>);

$\gamma_c$  è il coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo, pari a 1.5;

$\sigma_{cp}$  è la tensione media data da forze assiali di compressione, nulla nel caso in esame;

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2}.$$

Il calcolo viene condotto per entrambe le sezioni di verifica, ottenendo i relativi tagli resistenti  $V_{Rd}$ . Nel caso di schema statico a 1 campata si ottiene il solo taglio resistente in corrispondenza della sezione all'intradosso degli appoggi laterali.

In base allo schema statico considerato, che può essere a 1, 2, 3 o 4 campate, si avranno formule diverse per il calcolo dei tagli massimi  $V_{Ed}$  agenti sulla trave/soletta nelle due sezioni di verifica. Invertendo le formule relative allo schema statico considerato si ottengono, a partire dai tagli resistenti  $V_{Rd}$ , le portate massime della singola sezione a T che provocano il raggiungimento di quelle sollecitazioni. Nel caso di schema statico a 1 campata si otterrà la sola portata a taglio agli appoggi laterali.

Prendendo il valore minimo tra la portata a taglio agli appoggi laterali e la portata a taglio agli appoggi intermedi, si ottiene la portata allo SLU della singola sezione a T dovuta al solo taglio " $q_{max}(SLU) da V$ ".

Calcolando il valore minimo tra la portata allo SLU dovuta alla sola flessione e la portata allo SLU dovuta al solo taglio, si ottiene la portata finale allo SLU della singola sezione a T:

$$q_{max}(SLU) = \min (q_{max}(SLU) \text{ da } M; q_{max}(SLU) \text{ da } V)$$

## 6.4 Verifiche di deformazione e fessurazione della singola sezione a T e calcolo della portata allo SLE della soletta (NTC2018 4.3.6.3)

Secondo quanto previsto al capitolo 4.3.6.3 delle NTC2018, le verifiche allo SLE da condurre per la soletta di calcestruzzo (eventualmente armato) sono:

- Verifica di deformazione (vedi paragrafo 6.4.1);
- Verifica a fessurazione (vedi paragrafo 6.4.2).

Le verifiche di deformazione sono quelle che permettono di ottenere la portata allo SLE della singola sezione a T che, moltiplicata per il numero  $N$  di sezioni a T presenti in 1 metro di interasse ( $N = \frac{1000}{i}$  dove  $i$  è l'interasse (in mm) fra le sezioni a T della soletta, identico all'interasse fra le greche della lamiera), restituisce a sua volta la portata dell'intera soletta allo SLE.

Le verifiche a fessurazione, invece, permettono di stimare l'apertura delle fessure nelle sezioni in campata e agli appoggi intermedi. La verifica vera e propria è rimandata all'utente; dovranno essere confrontati i valori ottenuti dal calcolo con quelli limite previsti dalla normativa (al capitolo 4.1.2.2.4 delle NTC2018) in funzione delle condizioni ambientali, nel caso di azioni quasi permanenti e armatura poco sensibile (poiché costituita da acciai ordinari).

### 6.4.1 Verifica di deformazione

Nel caso di lamiera collaborante, i calcoli vengono effettuati trascurando l'effetto dello scorrimento di estremità tra calcestruzzo e acciaio della lamiera. Secondo il capitolo 4.3.6.3.2 delle NTC2018, ciò è possibile solo se *“nei risultati sperimentali il carico che causa uno scorrimento di 0.5 mm è maggiore di 1.2 volte il carico della combinazione caratteristica considerata, oppure se la tensione tangenziale di scorrimento all'interfaccia è inferiore al 30% della tensione limite di aderenza  $\tau_{u,Rd}$ ”*. Se dalla prova sperimentale, di cui si è già parlato ai paragrafi 2 e 6.3 della presente relazione, dovesse risultare che il carico a cui è associato lo scorrimento di estremità di 0.5 mm non superi 1.2 volte quello di progetto allo SLE, secondo l'EN 1994-1-1 al capitolo 9.8.2(7) devono essere previsti degli ancoraggi di estremità per poter assicurare, ai fini del calcolo, il mantenimento dell'ipotesi di scorrimento nullo o trascurabile.

Per la verifica di deformazione e il successivo calcolo della portata allo SLE si seguono le indicazioni della Circolare al capitolo C4.1.2.2.2.

Si sceglie dapprima il valore desiderato di freccia ammissibile allo SLE della soletta, a cui corrisponde un determinato livello di salvaguardia. La freccia massima può essere presa pari a 1/250 o a 1/500 della luce  $L$  di ciascuna campata, così come previsto dalla Circolare e come descritto al paragrafo 4 della presente relazione.

I calcoli vanno condotti in riferimento alla sezione in campata (a momento positivo), considerando l'eventualità di avere sezione a T parzializzata (interamente fessurata) o sezione a T completamente reagente (non fessurata). Occorre dunque condurre lo studio per entrambe le situazioni.

Relativamente alla prima, si possiedono già i parametri della profondità dell'asse neutro e del momento d'inerzia, entrambi calcolati al paragrafo 6.3.1 della presente relazione.

Per la seconda situazione, invece, occorre condurre nuovamente il calcolo della profondità dell'asse neutro, considerando questa volta la sezione a T come non fessurata (calcestruzzo reagente anche a

trazione). Si calcola successivamente il momento d'inerzia rispetto all'asse neutro della sezione a T non fessurata e il modulo di resistenza minimo del calcestruzzo teso, valutato in corrispondenza del lembo inferiore:

$$W_{cls,t} = \frac{J_n}{Y_G}$$

dove:

$J_n$  è il momento d'inerzia della sezione a T interamente reagente calcolato rispetto all'asse neutro;

$Y_G$  è la coordinata Y del baricentro della sezione a T interamente reagente valutata rispetto all'asse x passante per l'asse medio dell'ala inferiore della greca della lamiera. Per semplicità, tale asse si fa coincidere con il lembo inferiore (teso) del calcestruzzo.

La situazione reale è intermedia tra le due, e di ciò viene tenuto conto nell'equazione di calcolo della freccia riportata al capitolo C4.1.2.2.2 della Circolare:

$$p^* = \xi \cdot p_f + (1 - \xi) \cdot p$$

dove:

$p^*$  è il valore di calcolo del parametro di deformazione (freccia); ai fini del calcolo della portata allo SLE, per il caso in esame, è il valore della freccia ammissibile;

$p_f$  è il valore assunto dal parametro di deformazione (freccia) nella membratura interamente fessurata;

$p$  è il valore assunto dal parametro di deformazione (freccia) nella membratura interamente reagente;

$\xi$  è un parametro che tiene conto della "distanza" tra la situazione reale e la situazione fessurata. Si valuta come:

$$\xi = 1 - c \cdot \beta^2$$

in cui:

$c$  è un coefficiente che tiene conto del tipo di applicazione del carico; nel caso in esame, poiché si stanno valutando carichi permanenti, è pari a 0.5;

$\beta$  è, nel caso di membratura soggetta a flessione, pari al rapporto fra momento di fessurazione  $M_f$  e momento flettente agente  $M$ :

$$\beta = \frac{M_f}{M}$$

Il momento di fessurazione  $M_f$  (o momento critico  $M_{cr}$ ) si valuta come:

$$M_f = \frac{f_{ctm}}{1.2} \cdot W_{cls,t}$$

dove, a sua volta:

$f_{ctm}$  è la resistenza media a trazione assiale del calcestruzzo considerato;

1.2 è un coefficiente di sicurezza suggerito dalle NTC2018 al capitolo 4.1.2.2.4 per la tensione massima di trazione sul calcestruzzo alla quale si manifesta la prima fessura;

$W_{cls,t}$  è il modulo di resistenza del calcestruzzo in corrispondenza del lembo inferiore teso, valutato precedentemente per la sezione a T interamente reagente.

La freccia elastica massima in campata, riferita alla sezione a T interamente fessurata (parametro  $p_f$  della formula) o riferita alla sezione a T interamente reagente (parametro  $p$  della formula), ha formule diverse di risoluzione a seconda dello schema statico considerato ed è funzione del carico distribuito agente sulla trave/soletta.

L'equazione proposta dalla Circolare, ai fini del calcolo della freccia in condizioni di fessurazione intermedie, risulta essere un'equazione di secondo grado per la risoluzione dell'incognita  $q_{max}+(SLE)$ , portata della singola sezione a T a cui è associata una freccia massima in campata pari a quella ammissibile. Risolvendo l'equazione in funzione dello schema statico considerato si ottiene, a partire dalla freccia ammissibile allo SLE  $f_{amm}$ , la portata massima della singola sezione a T  $q_{max}+(SLE)$  che provoca il raggiungimento di quello spostamento.

La portata così calcolata, però, non è ancora la portata allo SLE della sezione a T; può capitare, infatti, che la situazione più limitante per la soletta sia quella allo SLU. La portata allo SLE della singola sezione a T è dunque pari a:

$$q_{max}(SLE) = \min (q_{max}+(SLE) ; q_{max}(SLU))$$

Per trovare la portata allo SLE della soletta basta moltiplicare la portata della singola sezione a T per il numero  $N$  di sezioni a T presenti in 1 metro di interasse ( $N = \frac{1000}{i}$  dove  $i$  è l'interasse (in mm) fra le sezioni a T della soletta, identico all'interasse fra le greche della lamiera).

A scopo di verifica si calcolano, a partire dalla portata allo SLE della singola sezione a T  $q_{max}(SLE)$ , il momento massimo e la freccia massima in campata secondo la formula della Circolare.

Può capitare che il valore di  $\xi$  risulti  $< 0$ ; ciò significa che il coefficiente  $\beta$  è molto grande, e cioè che  $M_f \gg M$  (momento di fessurazione molto maggiore del momento sollecitante). In tal caso la sezione risulta non fessurata in campata allo SLE; di conseguenza, quando  $\xi \leq 0$ , la freccia coincide con quella calcolata per la membratura interamente reagente (parametro  $p$  della formula della Circolare).

Nel caso in cui  $q_{max}(SLE) = q_{max}(SLU)$  può risultare, da calcolo,  $f_{max}(SLE) < f_{max}(SLU)$ . In questo caso, poiché la situazione limitante tra i due Stati Limite è lo SLU, la sezione corrispondente di riferimento è quella fessurata: la freccia allo SLE deve quindi essere considerata identica alla freccia allo SLU.

## 6.4.2 Verifica a fessurazione

Secondo quanto previsto al capitolo 4.3.6.3.1 delle NTC2018, "L'ampiezza delle fessure del calcestruzzo nelle regioni di momento negativo di solette continue deve essere calcolata in accordo col § 4.1.2.2.4".

Il capitolo 4.1.2.2.4 prevede, a sua volta, tre stati limite di fessurazione, ordinati in ordine decrescente di severità:

- a) stato limite di decompressione;
- b) stato limite di formazione delle fessure;
- c) stato limite di apertura delle fessure.

Tra i vari SLE di fessurazione previsti, ci si limita allo studio di quello relativo allo stato limite di apertura delle fessure, così come indicato dalla norma al capitolo 4.3.6.3.1 per le solette continue.

L'ampiezza delle fessure viene calcolata secondo il punto C4.1.2.2.4.5 della Circolare in funzione della portata della singola sezione a T allo SLE; sarà poi compito dell'utente effettuare il confronto con i limiti previsti dalla normativa (al capitolo 4.1.2.2.4 delle NTC2018) in funzione delle condizioni ambientali, nel caso di azioni quasi permanenti e armatura poco sensibile (poiché costituita da acciai ordinari). In ogni caso, la presenza della lamiera viene trascurata a favore di sicurezza.

Il calcolo dell'ampiezza delle fessure è previsto per le sole regioni a momento negativo della soletta, ovvero per le sezioni in corrispondenza degli appoggi intermedi. Per completezza il calcolo viene condotto anche per le regioni a momento positivo, ovvero per le sezioni in campata, ma solo nel caso di lamiera a perdere; nel caso di lamiera collaborante, infatti, le fessure nelle sezioni in campata sono praticamente inesistenti e l'acciaio della lamiera, a vista, può essere facilmente mantenuto quando necessario.

La verifica viene dunque condotta separatamente per le sezioni a momento positivo (in campata) e per le sezioni a momento negativo (agli appoggi intermedi, da considerare solo per gli schemi statici a campate multiple). La sezione trasversale di riferimento è la singola sezione a T parzializzata.

Per entrambe le sezioni di verifica va calcolata dapprima la deformazione unitaria media  $\varepsilon_{sm}$  delle barre d'armatura tesa. La formula proposta dalla Circolare è la seguente:

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\sigma_s - k_t \frac{f_{ctm}}{\rho_{eff}} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_s} \geq 0,6 \frac{\sigma_s}{E_s}$$

dove:

$\sigma_s$  è la tensione media nell'armatura tesa, causata dal carico portante allo SLE, considerando la sezione a T fessurata. È calcolata come:

$$\sigma_s = \frac{M}{W_{tesa} \cdot n}$$

in cui:

$M$  è il momento agente allo SLE in funzione dello schema statico considerato;

$W_{tesa}$  è il modulo di resistenza medio dell'armatura tesa della singola sezione a T fessurata, calcolato sulla base della profondità media  $d$  dell'armatura tesa dal lembo compresso del calcestruzzo (vedi Figura 22);

$n$  è il coefficiente di omogeneizzazione acciaio-calcestruzzo (vedi paragrafo 6.3.1);

$k_t$  è un fattore dipendente dalla durata del carico, pari a 0.4 per carichi di lunga durata;

$f_{ctm}$  è la resistenza media a trazione assiale del calcestruzzo considerato;

$\rho_{eff}$  è il rapporto fra l'area di armatura tesa ( $A_s$ ) e l'area efficace di calcestruzzo teso attorno alla stessa armatura ( $A_{c,eff}$ ):

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

L'area efficace di calcestruzzo teso è calcolata in funzione dell'altezza  $h_{c,ef}$  (vedi Figura 22), a sua volta valutata come:

$$h_{c,ef} = \min(2.5 \cdot (h - d); (h - x)/3; h/2)$$

in cui:

$h$  è l'altezza della sezione a T;

$d$  è l'altezza utile della sezione, ovvero la distanza tra il lembo di calcestruzzo compresso e il baricentro dell'area di armatura tesa;

$x$  è la profondità dell'asse neutro rispetto al lembo di calcestruzzo compresso;



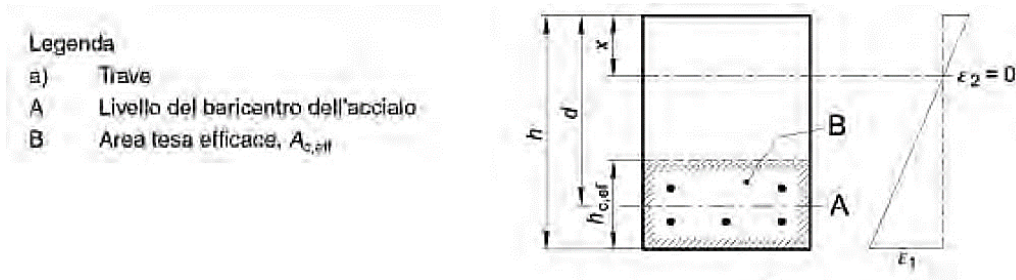


Figura 22: Schema della sezione trasversale utilizzato per il calcolo della deformazione unitaria media delle barre tese.

$E_s$  è il modulo elastico dell'acciaio, pari a 210000 N/mm<sup>2</sup>;

$\sigma_e$  è il rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio ( $E_s$ ) e il modulo elastico medio istantaneo del calcestruzzo considerato ( $E_{cm}$ ).

Si valuta quindi la distanza media tra le fessure  $\Delta_{sm}$  per entrambe le sezioni di verifica.

La Circolare prevede due procedimenti differenti a seconda che la spaziatura fra le barre tese sia inferiore o superiore a  $5(c + \Phi/2)$ , in cui  $c$  e  $\Phi$  sono rispettivamente il ricoprimento medio e il diametro dell'armatura tesa "equivalente" (vedi Figura 23).

Il ricoprimento medio dell'armatura tesa equivalente è calcolato in riferimento all'altezza utile  $d$  della sezione, valutata a sua volta in riferimento al baricentro dell'area di armatura tesa.

Il diametro equivalente delle barre tese, invece, viene calcolato come:

$$\Phi = \frac{\sum n_i \cdot \Phi_i^2}{\sum n_i \cdot \Phi_i}$$

in cui:

$\Phi_i$  è l' $i$ -esimo diametro fra tutti i diametri delle barre tese presenti nella singola sezione a T;

$n_i$  è il numero di barre tese aventi stesso diametro  $\Phi_i$  presenti nella singola sezione a T.

Legenda:

A Asse neutro

B Superficie del calcestruzzo teso

C Zona in cui si applica la formula [C.4.1.9]

D Zona in cui si applica la formula [C.4.1.12]

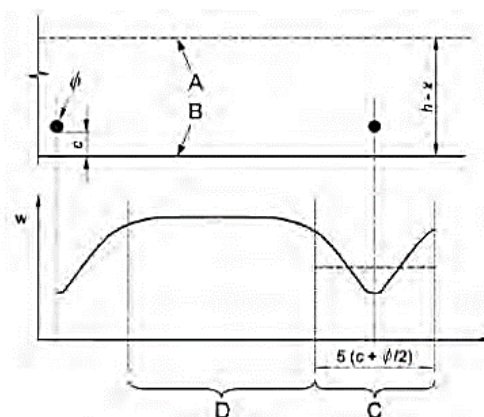


Figura 23: Schema della sezione trasversale utilizzato per il calcolo della distanza media tra le fessure.

Sulla base di Figura 23 si distinguono, quindi, le zone nell'intorno delle barre d'armatura tesa (zone C) e le zone esterne all'intorno delle barre d'armatura tesa (zone D).

Se la spaziatura fra le barre tese è inferiore a  $5(c + \Phi/2)$ , l'intera larghezza della sezione trasversale può essere considerata zona C e la distanza media tra le fessure si calcola come:

$$\Delta_{sm} = \Delta_{sm,C} = (k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}) / 1.7$$

dove, oltre ai valori noti di  $\Phi$  e  $\rho_{eff}$ :

$k_1$  è un coefficiente che dipende dal tipo di barre utilizzate, 0.8 per quelle ad aderenza migliorata (caso in esame);

$k_2$  è un coefficiente che dipende dal tipo di sollecitazione agente, 0.5 nel caso di flessione (caso in esame);

$k_3 = 3.4$ ;

$k_4 = 0.425$ .

Se la spaziatura fra le barre tese, invece, è superiore a  $5(c + \Phi/2)$ , la larghezza della sezione trasversale viene effettivamente suddivisa in zone C e zone D. Per le zone C la distanza media tra le fessure si calcola come sopra:

$$\Delta_{sm,C} = (k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \frac{\Phi}{\rho_{eff}}) / 1.7$$

mentre, per le zone D:

$$\Delta_{sm,D} = 0.75 \cdot (h - x)$$

dove:

$h$  è l'altezza della sezione a T;

$x$  è la profondità dell'asse neutro misurata a partire dal lembo di calcestruzzo compresso.

La lunghezza  $(h - x)$  rappresenta, quindi, la distanza tra l'asse neutro ed il lembo teso della membratura.

Nel caso di spaziatura fra le barre tese superiore a  $5(c + \Phi/2)$  si avranno dunque a disposizione due valori di distanza media tra le fessure:  $\Delta_{sm,C}$  in zona C e  $\Delta_{sm,D}$  in zona D. Il valore di calcolo della distanza media tra le fessure da utilizzare per ottenere l'ampiezza caratteristica delle stesse è:

$$\Delta_{sm} = \max(\Delta_{sm,C}; \Delta_{sm,D})$$

Per la sezione di verifica a momento positivo (in campata), si tiene conto della possibilità che l'armatura tesa risulti presente sia internamente alle greche di calcestruzzo sia esternamente ad esse. Ne conseguono valori diversi di ricoprimento medio delle barre e, quindi, diverse definizioni delle zone C e delle zone D. In ogni caso, si giunge al valore di calcolo della distanza media fra le fessure  $\Delta_{sm}$  calcolando il massimo tra i valori disponibili.

Per entrambe le sezioni di verifica si calcola, infine, l'ampiezza caratteristica di verifica delle fessure:

$$w_k = 1.7 \cdot \varepsilon_{sm} \cdot \Delta_{sm}$$

dove, si ricorda:

$\varepsilon_{sm}$  è la deformazione unitaria media delle barre d'armatura tesa;

$\Delta_{sm}$  è la distanza media fra le fessure.

