

POLITECNICO DI TORINO

**Corso di Laurea
Magistrale
in Ingegneria Edile**

**Tesi di Laurea
Magistrale**

Confronto tra le emissioni di anidride carbonica e le prestazioni meccaniche delle costruzioni in cemento armato



Relatore
prof. Alessandro Pasquale Fantilli

Candidato
Oscar Mancinelli

A.A. 2017/2018

*Ai miei genitori che sono stati e saranno sempre in prima fila.
A Giada, grazie alla quale ogni cosa acquista di significato.
Agli amici, con cui condividere e festeggiare ogni conquista.*

Sommario

1. Introduzione.....	5
2. Il Calcestruzzo	7
2.1. Introduzione al calcestruzzo	7
2.1.1. Cenni storici.....	7
2.1.2. Cos'è il calcestruzzo e come si produce	9
2.1.3. Proprietà meccaniche.....	11
2.1.4. Mix-Design	13
2.2. Il cemento.....	14
2.2.1. Normativa europea e classe di resistenza dei cementi.....	14
2.2.2. Tipologie di cemento in funzione dei suoi costituenti.....	15
2.2.3. Classificazione dei cementi in base alla loro composizione.....	17
2.3. Il processo di idratazione dei cementi.....	18
2.3.1. Idratazione del cemento Portland	19
2.3.2. Idratazione degli alluminati	19
2.3.3. Il ruolo del gesso nella presa del cemento	20
2.3.4. Idratazione dei silicati.....	21
2.3.5. Il ruolo della calce	23
2.4. L'inerte.....	24
2.4.1. Criteri di idoneità degli inerti	24
2.4.2. Granulometria degli inerti ed assortimento granulometrico.....	25
2.4.3. L'umidità dell'inerte.....	28
2.4.4. Influenza del diametro massimo e della granulometria sulla richiesta d'acqua ..	28
2.4.5. Gli inerti nei calcestruzzi ad alte prestazioni.....	29
2.5. L'acqua	30
2.5.1. L'acqua nel <i>Mix Design</i>	30
2.5.2. La regola di Lyse	30
2.5.3. La legge di Abrams.....	31
2.6. Proprietà meccaniche ed elastiche	32
2.6.1. Resistenza meccanica della pasta cementizia.....	32
2.6.2. Resistenza meccanica a compressione del calcestruzzo.....	33

2.6.3.	Resistenza caratteristica R_{ck}	34
2.6.4.	Resistenza meccanica a flessione ed a trazione	36
2.6.5.	Correlazione fra R_c e R_f o R_t	37
2.6.6.	Correlazione tra R_c e il modulo elastico.....	37
2.7.	Mix-design e cenni sugli additivi chimici.....	38
2.7.1.	Il mix-design	38
2.7.2.	Cenni sugli additivi chimici	41
2.8.	Calcestruzzo ad alta resistenza meccanica.....	42
2.8.1.	Il fumo di silice: il calcestruzzo DSP.....	42
2.8.2.	Materiali DSP con aggregati speciali.....	43
2.8.3.	Limiti prestazionali dei materiali DSP.....	43
3.	Gli edifici: i sistemi costruttivi	45
3.1.	Cenni storici	45
3.2.	Le strategie nel progetto strutturale.....	46
3.2.1.	Il rapporto di snellezza e la struttura.....	47
3.2.2.	La progettazione del nucleo	47
3.2.3.	Comportamento dinamico e spostamenti.....	50
3.3.	Tipologie dei telai strutturali	51
3.3.1.	Tipologie di telaio	52
3.4.	Gli elementi strutturali	60
3.4.1.	I solai.....	61
3.4.2.	I pilastri.....	63
3.4.3.	I setti	66
3.5.	Le fondazioni	68
3.5.1.	Analisi del terreno.....	69
3.5.2.	Interazione fra terreno e sovrastruttura.....	70
3.5.3.	Metodi di analisi delle fondazioni	70
3.5.4.	La progettazione della fondazione	73
4.	La sostenibilità degli edifici in calcestruzzo armato.....	75
4.1.	La sostenibilità del calcestruzzo come materiale	75
4.1.1.	I costi ambientali del cemento	76
4.1.2.	La sostituzione del clinker: riduzione emissioni di CO ₂ per unità di volume.....	76
4.1.3.	Riduzione delle emissioni di CO ₂ agendo sulle prestazioni del cemento.....	79

4.1.4.	Conclusioni.....	83
4.2.	Il caso studio	83
4.2.1.	I dati progettuali dei calcestruzzi usati	84
4.2.2.	Alcune ulteriori considerazioni.....	85
5.	Analisi strutturale dei tre edifici tipo	87
5.1.	Ricerca preliminare di edifici.....	87
5.1.1.	Edifici di circa 12 piani.....	88
5.1.2.	Edifici di circa 30 piani.....	90
5.1.3.	Edifici di circa 60 piani.....	93
5.2.	Costruzione ed analisi dei tre modelli computazionali	102
5.2.1.	Costruzione del modello tridimensionale	103
5.2.2.	Applicazione dei carichi	107
5.2.3.	Calcolo delle sollecitazioni.....	107
5.2.4.	Calcolo dinamico	109
5.2.5.	Progetto delle armature e verifica.....	109
5.3.	Considerazioni aggiuntive.....	115
6.	La sostenibilità dei tre edifici	119
6.1.	Risultati finali.....	119
6.1.1.	Computo del materiale usato	119
6.1.2.	Computo della CO ₂ emessa	121
7.	Conclusioni	125
8.	Bibliografia e sitografia	129
•	<i>Bibliografia</i>	129
•	Sitografia.....	129

1. Introduzione

Il tema dell'ecosostenibilità tocca ormai quasi tutti gli aspetti della vita antropica sul pianeta. Uno dei settori che induce fra i più alti impatti ambientali è sicuramente quello delle costruzioni; infatti il comparto edile, oltre che provocare il "divoramento" del territorio e la sua modificazione (spesso in senso negativo), immette direttamente o indirettamente tonnellate di anidride carbonica e altri inquinanti in atmosfera.

Ormai da alcuni decenni si tenta di sensibilizzare progettisti e costruttori pubblicando dati relativi all'ammontare di tale inquinamento e proponendo materiali naturali, a kilometro 0, riciclabili e, in generale, più sostenibili dal punto di vista ambientale, in alternativa ai materiali tradizionali.

Tuttavia, non è sempre possibile sostituire questi prodotti a quelli tradizionali come calcestruzzo o acciaio: si pensi ad esempio alle opere infrastrutturali (ponti stradali o ferroviari, gallerie, ecc.), ai grandi edifici (grattacieli, stadi ecc.) o alle costruzioni o parti di edificio situate in condizioni ambientali che richiedono determinate caratteristiche prestazionali da parte dei materiali da costruzioni (muri di sostegno, fondazioni, ecc.). Risulta quindi evidente che, accanto a una nuova idea di architettura e ingegneria che studi e utilizzi materiali innovativi, si debba intraprendere uno studio che porti a rendere più sostenibili i materiali da costruzione ordinari.

Concentrandosi sul calcestruzzo, le emissioni di CO₂ che avvengono durante la produzione di quest'ultimo sono legate al combustibile utilizzato per la cottura del cemento, alle reazioni chimiche che avvengono durante la cottura stessa e al trasporto del materiale dal luogo di produzione al cantiere. In particolare, le emissioni legate alle reazioni chimiche indotte dalle alte temperature raggiunte durante la cottura delle materie prime del cemento, costituiscono il contributo maggiore all'inquinamento, come sarà spiegato nel seguito del lavoro.

Allo scopo di arginare la produzione di gas serra relativo a questo tipo di contributo, e tralasciando gli apporti dovuti ai vari tipi di combustibili usati per la cottura e il trasporto del prodotto, esistono due possibili strategie da adottare:

- Agire sulla chimica del cemento e del calcestruzzo adottando ingredienti CO₂-free, cioè che riducano notevolmente o eliminino del tutto l'emissione di anidride carbonica durante la loro produzione e utilizzo.
- Utilizzare calcestruzzi ad alte prestazioni meccaniche che, in forza delle loro caratteristiche più performanti, consentano di ridurre il volume di calcestruzzo e il quantitativo di ferro necessario per la realizzazione di un'opera.

Dal momento che gli studi relativi al primo approccio sono solo agli albori e non ci sono ancora risultati apprezzabili, il presente lavoro di tesi si propone di approfondire il secondo aspetto relativamente al campo edilizio. Si andrà quindi ad analizzare quando è opportuno, e fino a che misura, l'utilizzo di calcestruzzi ad alte prestazioni in funzione del numero dei piani degli edifici.

Saranno spiegati gli aspetti principali relativi al calcestruzzo, trattandone la chimica e le caratteristiche principali propedeutiche allo studio che si vuole condurre; successivamente saranno discusse le differenze fra i sistemi costruttivi di edifici ordinari ed edifici alti costruiti in calcestruzzo armato. Inoltre, saranno trattati gli aspetti relativi all'ecosostenibilità del medesimo materiale e come migliorarli, riprendendo e approfondendo le strategie sopra citate.

Infine, sarà condotto lo studio vero e proprio della tesi, relativo all'analisi di tre edifici esistenti rispettivamente di 14, 30 e 60 piani. Tale studio consiste nella modellazione strutturale dei tre fabbricati e nel calcolo dell'ammontare del volume di materiale e del quantitativo di ferro necessari per rispettare i requisiti statici e dinamici della struttura; tale calcolo sarà ripetuto

ipotizzando 4 diversi tipi di calcestruzzo di diverse prestazioni meccaniche. Si moltiplicherà quindi questi risultati rispettivamente per i kilogrammi di CO₂ emessi durante la produzione del tipo di cemento adottato e dell'acciaio. Dal momento che a calcestruzzi più performanti corrispondono maggiori quantità di anidride carbonica emessa durante la produzione, si valuterà in quali casi l'utilizzo di calcestruzzi di maggiore qualità porti a un'effettiva riduzione di gas serra emesso, traendone le opportune conclusioni.

2. Il Calcestruzzo

2.1. Introduzione al calcestruzzo

2.1.1. Cenni storici

Le origini delle costruzioni in calcestruzzo risalgono all'antichità, cioè a quando fu scoperto e sviluppato un materiale da costruzione minerale con caratteristiche idrauliche. Anche se la tecnologia impiegata un tempo per le costruzioni con materiali dalle caratteristiche idrauliche differisce nettamente da quella attuale, le reazioni chimico-fisiche tra i componenti che determinano l'indurimento e le ragioni dell'impiego di tali materiali sono sostanzialmente le stesse. Già nell'antichità, accanto ai metodi di lavorazione di altri materiali, questa tecnologia costruttiva basata su un materiale plastico, quindi modellabile, che fosse in grado di solidificare formando una massa rigida era molto apprezzata.

Per quanto se ne sa oggi, i primi leganti idraulici erano composti da calce e rocce pozzolaniche (cioè di origine vulcanica). La conoscenza del fatto che questi materiali, una volta combinati con l'acqua, fossero in grado di solidificare fino a formare un conglomerato artificiale, era sfruttata già in molti modi nella tradizione edilizia romana. Il materiale da costruzione storicamente denominato *opus caementicium*, che in alcuni casi si è conservato fino ad oggi, trovò rapida diffusione poiché era durevole, facile da produrre e reperibile quasi ovunque. È storicamente testimoniato il suo impiego per la realizzazione di condutture per l'acqua e acquedotti, di fondazioni e strutture in elevazione, di ogni genere di manufatti idraulici per acqua dolce e marina e di ambiziose opere come palazzi e ponti. Il manufatto antico in calcestruzzo forse più noto è il Pantheon di Roma (*Figura 2.1*). La costruzione della sua cupola emisferica, con un diametro interno di oltre 43 metri, rappresenta uno degli esiti più alti della storia dell'architettura e delle costruzioni.



Figura 2.1 – Pantheon, Roma, Italia, II secolo d.C. [11]

La diffusione di questa tecnologia costruttiva venne ostacolata solamente dall'impossibilità di disporre ovunque dei materiali necessari, come calce e rocce idraulicamente attive.

Dopo l'iniziale fioritura, le costruzioni in materiali con caratteristiche idrauliche cessarono, poiché gran parte dei saperi tecnici andarono perduti per molti secoli. Soltanto con la produzione dei primi cementi, avvenuta nel XVIII secolo, nacque l'edilizia in calcestruzzo moderno. La diffusione in quel periodo nel settore delle costruzioni di materiali come ferro e acciaio, portò

ad accoppiare quest'ultimo, resistente a trazione, con il calcestruzzo, resistente a compressione e più leggero.

L'invenzione del calcestruzzo armato come materiale composito per l'edilizia viene attribuita generalmente al giardiniere francese Joseph Monier (1823-1906), il quale sperimentò la fabbricazione di elementi in calcestruzzo a guscio sottile, a semicilindro e a pannello. Questi componenti tuttavia durante l'uso si fessuravano o si rompevano. Soltanto l'impiego di fili di ferro annegati nel calcestruzzo fresco permetteva di ottenere componenti sufficientemente stabili. L'evidenza dell'effetto combinato di acciaio e calcestruzzo fa pensare in ogni caso che la tecnologia costruttiva del calcestruzzo armato abbia più di un padre.

Nel XIX secolo inoltrato, in occasione dello sviluppo dei primi metodi per descrivere, attraverso l'analisi matematica, gli sforzi e le tensioni che si sviluppavano anche in strutture portanti grandi e complesse, l'impiego del calcestruzzo armato conobbe una rapidissima evoluzione. Mentre i materiali utilizzati fino ad all'ora in edilizia, come la pietra ed il legno, erano adatti soprattutto per costruzioni di grande pregio estetico e l'uso dell'acciaio era limitato per i costi elevati e per il peso proprio notevole del materiale, il calcestruzzo armato, in quanto materiale composito, consentiva una nuova libertà creativa agli architetti e ai progettisti di strutture. Questo portò al suo impiego intensivo in tutte le tipologie edilizie. Nacquero così grandi opere eseguite in tempi brevi che fino ad allora erano impensabili, con tecniche sempre più accurate e crescente qualità. La versatilità e le potenzialità strutturali del nuovo sistema costruttivo ispirarono architetti e ingegneri, e all'inizio del XX secolo la tecnologia del calcestruzzo armato era diventata un elemento irrinunciabile della cultura edilizia globale.

Dopo la fine del secondo conflitto mondiale in Germania, l'impiego del calcestruzzo armato si aggiornò grazie al contributo di un *know-how* diffuso a livello internazionale. La progettazione architettonica e costruttiva di opere di calcestruzzo armato, ma anche l'evoluzione della relativa tecnologia esecutiva, divennero materia di studio nelle università, progredendo su basi scientifiche grazie a una ricerca continua. Nacque così una normativa universale ed esaustiva riguardante le tecniche e l'impiego del materiale che supportava la libertà compositiva degli

architetti nel loro rapporto col calcestruzzo e il calcestruzzo armato. In seguito la tecnologia costruttiva del calcestruzzo raggiunse un livello di sviluppo elevato, ma mostrò soprattutto nei manufatti degli anni Sessanta e Settanta evidenti lacune progettuali ed esecutive, che rendevano necessario un sostanziale adattamento dei regolamenti alle



Figura 2.2 - Teatro dell'opera di Santa Cruz, Tenerife, Spagna, 2003. [12]

conoscenze derivate dalla ricerca e dalla pratica.

Nella prima metà del XX secolo l'architettura esplorò con grande energia creativa le potenzialità estetiche dei sistemi costruttivi in calcestruzzo e calcestruzzo armato. Accanto agli aspetti strutturali e costruttivi, anche la superficie a vista del calcestruzzo conobbe un rilievo sempre maggiore nel progetto architettonico. Architetti come Le Corbusier, Ludwig Mies van der Rohe e Louis Kahn inserirono le superfici in calcestruzzo a vista nei loro progetti di architettura. Superfici a vista che sono tutt'ora di attualità, in quanto elementi della progettazione formale. Nessun materiale è mai stato utilizzato in modo così versatile dal punto di vista sia estetico che strutturale come il calcestruzzo. Grazie a una tecnica esecutiva semplice e a una disponibilità generalizzata, il calcestruzzo è il materiale principe dell'edilizia del XX secolo e del XXI secolo (Figura 2.2) [1].

2.1.2. Cos'è il calcestruzzo e come si produce

Il calcestruzzo è composto dall'aggregato (cioè la componente lapidea) e il collante che, avvolgendo le singole componenti dell'aggregato, garantisce la loro interconnessione.

L'aggregato, solitamente indicato col termine *inerte*, comprende almeno due ingredienti: la ghiaia (o pietrisco) e la sabbia. Allo stesso modo il collante, chiamato comunemente *pasta* o *matrice cementizia*, è costituito da acqua e legante (ed eventuali altri ingredienti che saranno descritti in seguito). Infine, quest'ultimo può essere composto da molteplici prodotti fra i quali risulta di grande interesse il *cemento Portland*, usato soprattutto nel passato.

Questo tipo di cemento è il risultato della cottura in forno di terre naturali (*clinker*) e nella successiva macinazione in mulino con l'aggiunta di piccole dosi (4-8%) di anidrite (CaSO₄) o di gesso (CaSO₄·2H₂O). Il risultato, cioè una polvere comunemente grigia, è chiamato *cemento Portland*; questo materiale, con l'aggiunta del 30% di acqua, dà luogo a una pasta facilmente modellabile, la quale dapprima è soggetta al fenomeno della *presa* (perdita della plasticità iniziale) e in seguito dell'*indurimento*, trasformandosi in un materiale con una consistenza

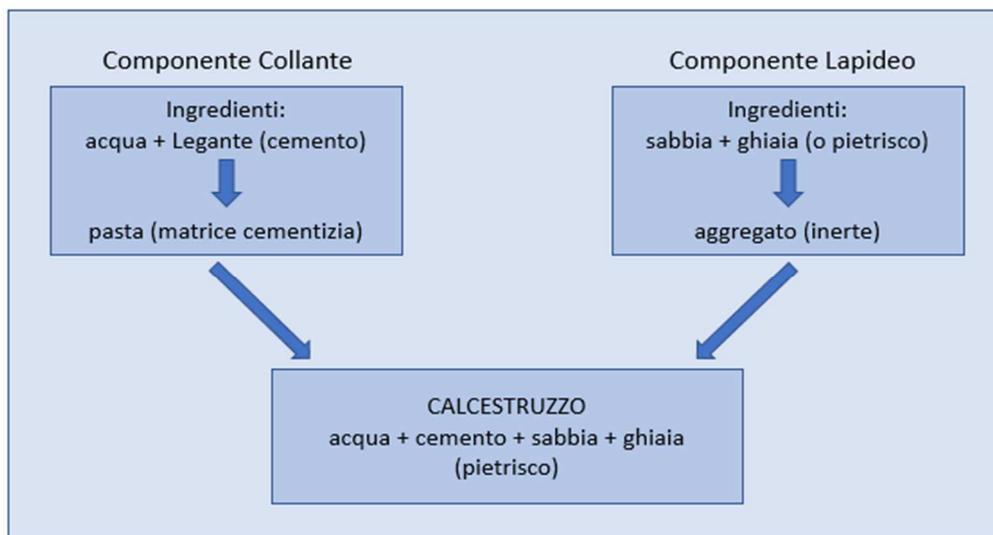


Figura 2.3 - Componenti e ingredienti di un calcestruzzo ordinario. [2]

simile alla roccia. L'aggiunta di *solfo di calcio* (in forma di calcio o anidrite) funge da *regolatore di presa* poiché, in assenza di questo, la perdita di plasticità da parte del clinker macinato sarebbe troppo repentina (*presa rapida*) per i tempi di lavorabilità necessari in cantiere.

Spesso, in aggiunta al regolatore di presa al clinker, si introduce nel mulino un'altra materia prima (pozzolana naturale, calcare) o una materia secondaria derivata dalle scorie di altre lavorazioni (cenere di carbone, loppa d'altoforno): in tal caso il prodotto finale è denominato, in base alla combinazione delle diverse materie prime e secondarie, *cemento Portland di miscela* o *cemento pozzolanico* o *cemento di altoforno* o *cemento composito*.

Riassumendo, alla base del confezionamento di un calcestruzzo ordinario, ci sono i seguenti elementi: cemento, acqua, sabbia e ghiaia o pietrisco (Figura 2.3). La differenza fra quest'ultimi due ingredienti consiste nella loro origine: infatti la ghiaia è un materiale alluvionale naturale, quindi con superficie liscia e tondeggiante, viceversa il pietrisco, essendo prodotto dalla frantumazione delle rocce, ha una superficie irregolare e frastagliata. La *malta* è il prodotto risultante dalla miscela degli stessi ingredienti (ad eccezione dell'aggregato grosso) la quale, al contrario del calcestruzzo, è utilizzata per opere di spessore limitato (giunti adesivi tra pietre e mattoni, intonaci, ancoraggi ecc.).

Il calcestruzzo ordinario è costituito dagli ingredienti sopra elencati (cemento, acqua, sabbia e aggregato grosso); tuttavia nell'*impianto di betonaggio*, usualmente non coincidente col cantiere, sono addizionate altre sostanze in quantità minori, quali *aggiunte minerali* in polvere, *additivi liquidi*, *fibre* metalliche e polimeriche, allo scopo di confezionare calcestruzzi speciali o semplicemente di incrementare le performance del calcestruzzo ordinario.

Nella Figura 2.4 sottostante è mostrato il ciclo produttivo del calcestruzzo.

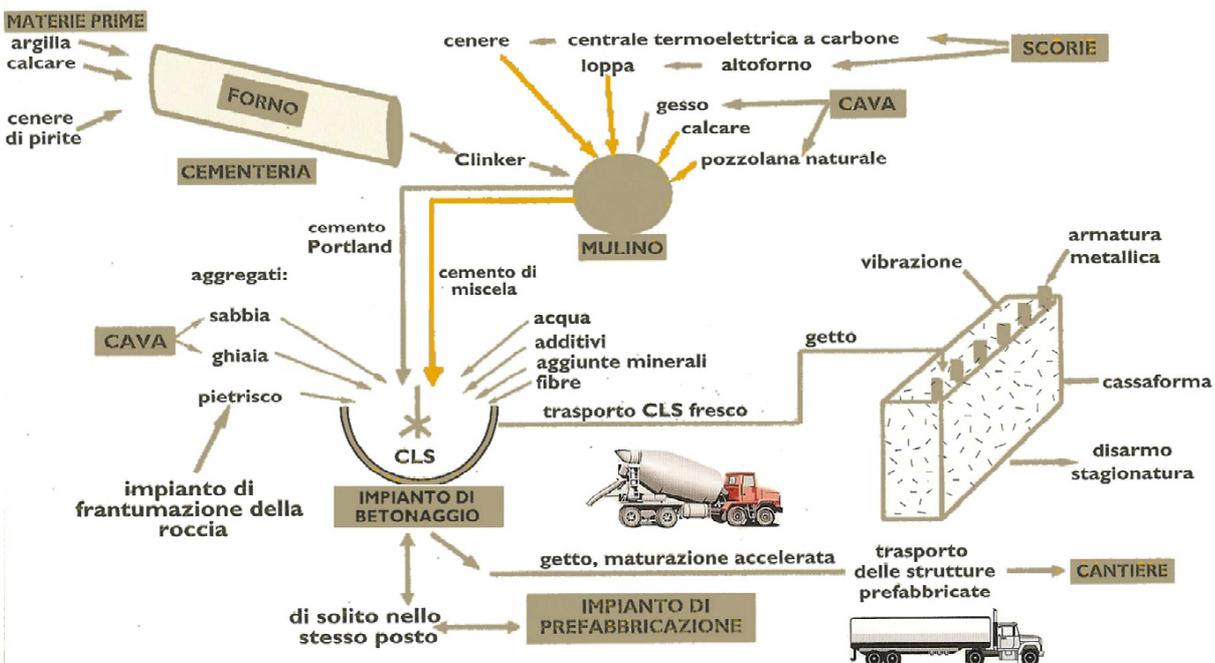


Figura 2.4 – Schema riassuntivo del processo produttivo del calcestruzzo [2]

2.1.3. Proprietà meccaniche

Il calcestruzzo solitamente è configurabile in due stati distinti, cioè quello fresco e quello indurito. Il primo stato è il prodotto immediato della miscelazione degli ingredienti nella betoniera, e si presenta sotto forma di pasta plastica facilmente lavorabile; il secondo invece corrisponde allo stadio finale del conglomerato, successivo ai processi di presa e indurimento, e costituisce il materiale strutturale delle strutture reali. Il calcestruzzo è composto da aggregati lapidei grossi (ghiaia o pietrisco) e fini (sabbia) sparsi nella pasta cementizia indurita (matrice solida) la quale ha la funzione di collante, dando luogo così a un materiale composito monolitico e rigido.

In quasi tutte le strutture reali sono annegate inoltre le *armature*, cioè dei rinforzi di acciaio con la funzione di compensare le carenze che riguardano alcune proprietà del calcestruzzo: infatti il calcestruzzo, se da una parte garantisce buone prestazioni nei confronti delle sollecitazioni di compressione, dall'altra presenta scarsissime resistenze alle sollecitazioni di trazione.

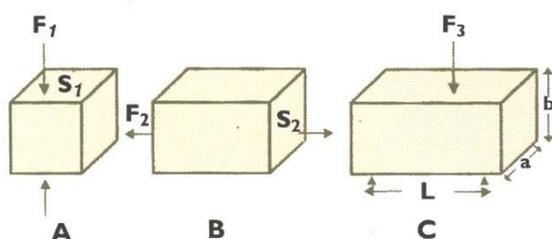


Figura 2.5 - Provino sollecitato a compressione (A), a trazione diretta (B) ed a trazione per flessione (C). [2]

La Figura 2.5 è uno schema che descrive le tensini σ_c di compressione, σ_t di trazione e σ_f di flessione intese come:

$$\sigma_c = F_1/S_1 \quad (2.1)$$

$$\sigma_t = F_2/S_2 \quad (2.2)$$

$$\sigma_f = 3/2(F_3L/ab^2) \quad (2.3)$$

Dove F_1 rappresenta la forza di compressione distribuita uniformemente sulla superficie S_1 , F_2 è la forza di trazione agente in modo uniforme sulla superficie S_2 , infine F_3 è l'azione flettente applicata nella mezzeria del parallelepipedo (di larghezza a e altezza b) disposto su due appoggi distanti L .

Se per esempio si applica al provino una sollecitazione σ_c , esso si accorcia di Δl rispetto alla lunghezza iniziale l_0 e, al crescere di σ_c , si fessura; tale processo è schematizzato nel grafico in Figura 2.6 dove σ_c è in funzione del rapporto $\Delta l/l_0$, detto *deformazione unitaria* (ϵ).

Il valore di σ per il quale inizia la fessurazione del provino che precede il collasso è denominato *resistenza meccanica* a compressione (R_c), a trazione (R_t) o a flessione (R_f) in base al tipo di sollecitazione a cui è soggetto il provino; essa corrisponde all'apice della curva σ - ϵ (Figura 2.6). Di solito R_c assume valori compresi tra da 15 a 60 N/mm² (in base alla classe del calcestruzzo), oltrepassando però, in alcuni conglomerati speciali, i 200 N/mm². Come già detto

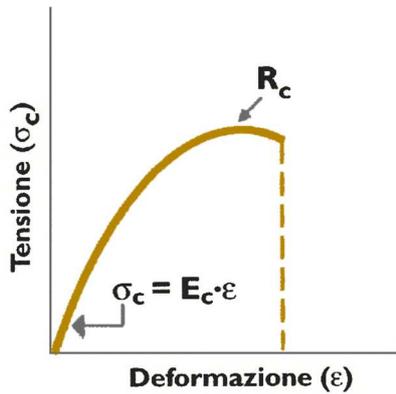


Figura 2.6 - Deformazione di un provino ($\epsilon = \Delta l/l_0$) sotto l'azione di una tensione di compressione. [2]

il calcestruzzo ha una scarsa resistenza a trazione, con valori di R_t compresi di norma tra 1 e 4 N/mm²; infine R_f , detto altresì *modulo di rottura*, si attesta comunemente tra i 2 a 6 N/mm², anche se in alcuni conglomerati speciali sono raggiungibili i 40-60 N/mm².

In Figura 2.6 si osserva che il primo tratto della curva $\sigma - \epsilon$ denota un comportamento lineare tra σ e ϵ , cioè vale l'uguaglianza:

$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad (2.4)$$

con E che sta a indicare il *modulo elastico*, il quale è direttamente proporzionale alla rigidità del materiale. Le armature hanno lo scopo di sfruttare le proprietà resistenti dell'acciaio per migliorare le prestazioni della struttura nei riguardi delle tensioni di trazione diretta o indotta da

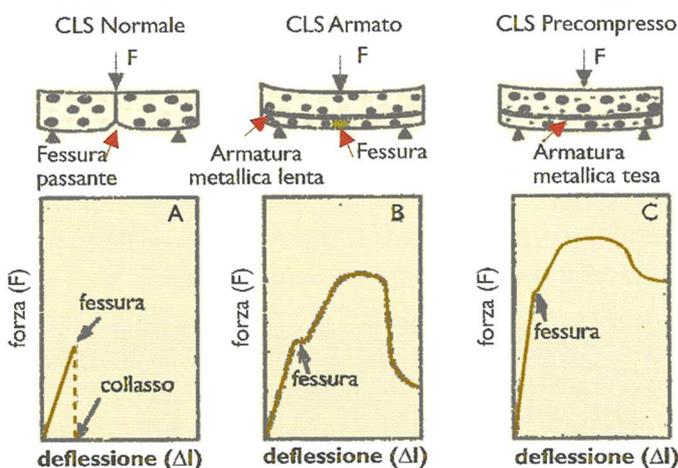


Figura 2.7 - Deflessione Δl di una trave in calcestruzzo normale (A), armato (B) o precompresso (C) sotto l'azione di una sollecitazione flessionale in mezzzeria. [2]

flessione, in particolare nel comportamento post-fessurativo del materiale.

La Figura 2.7 mostra che la deflessione della trave, o *freccia*, aumenta se si passa da travi di solo calcestruzzo a travi provviste di armature. Nel caso (A) di una trave senza armatura, la freccia Δl aumenta col carico, dopodiché si manifesta la fessurazione all'intradosso che, estendendosi alacremenente all'estradosso, innesca il collasso improvviso della struttura (*comportamento fragile*). Invece nel caso (B) di una trave armata, la presenza delle barre di acciaio permettono alla stessa di sostenere il carico anche dopo la comparsa dello stato

fessurativo all'intradosso (*comportamento tenace*), il che permette di raggiungere deflessioni molto maggiori prima del collasso. Più che il carico raggiungibile prima del collasso, l'informazione principale che fornisce la *Figura 2.7* riguarda *l'energia di frattura*, cioè l'area sottesa dalla curva F-DI fino al punto di collasso: tale energia infatti è molto maggiore nel caso della trave armata. Infine, il caso (C) dimostra che in presenza di armature pre-tese prima della fase di getto (e allentate una volta che il calcestruzzo abbia raggiunto un grado di indurimento adeguato) si ha un incremento della tenacità della struttura.

2.1.4. Mix-Design

La qualità del calcestruzzo è legata soprattutto alle proporzioni fra gli ingredienti, piuttosto che alla loro tipologia.

La produzione di un calcestruzzo di buona qualità (sia nello stato fresco che in quello finale) dipende inevitabilmente dal *mix design*, cioè dalla scelta delle proporzioni fra i vari costituenti. Risulta evidente una forte connessione fra le proprietà del calcestruzzo fresco e quella indurito e a volte le modalità per ottenere tali proprietà nel calcestruzzo fresco sono in contrasto con quelle per ottenere un buon calcestruzzo finale; a titolo d'esempio, l'aumento della pasta cementizia a discapito della componente lapidea da un lato migliora la plasticità (quindi la lavorabilità) del calcestruzzo fresco, ma dall'altro peggiora le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo indurito in quanto questo ha una maggiore propensione a fessurarsi, oltre che essere affetto da una maggiore *deformazione viscosa*.

Oppure, mantenendo costante il rapporto fra pasta cementizia e componente lapideo, un aumento del rapporto acqua/cemento (a/c), sebbene determini un incremento della lavorabilità del calcestruzzo fresco, induce a un decadimento delle prestazioni del calcestruzzo maturo, fra cui in primo luogo della resistenza meccanica e la durabilità; infatti l'aumento dell'acqua a discapito del cemento provoca una crescita della porosità nella matrice cementizia.

Da questi esempi si deduce che ogni variazione nelle proporzioni sia tra i componenti principali (quali aggregato e pasta cementizia) sia tra i singoli ingredienti (sabbia, cemento, acqua ecc.) incide sulle *caratteristiche reologiche* (cioè sulla fluidità) dell'impasto fresco o nelle performance in servizio del calcestruzzo maturo (durabilità, resistenza meccanica, ritiro, ecc.).

2.2. Il cemento

Il cemento, cioè l'elemento essenziale del calcestruzzo, si presenta sotto forma di polvere che, miscelata con acqua in proporzione approssimativamente di 3:1, crea una pasta facilmente modellabile la cui plasticità viene persa in poche ore a causa del fenomeno della presa; infine, grazie all'indurimento, dopo circa un giorno il composto assume una rigidità tale da poter resistere in maniera apprezzabile agli sforzi.

Come già accennato nel *paragrafo 2.1.4*, le performance della matrice cementizia, e conseguentemente del calcestruzzo, sono funzione soprattutto del rapporto acqua/cemento: in particolare un valore a/c basso dà luogo a una pasta cementizia con ottime caratteristiche meccaniche, indispensabile per il confezionamento di un calcestruzzo con prestazioni superiori. Ciò nondimeno, mantenendo invariati il rapporto a/c e di tutti i restanti parametri (rapporto aggregato/cemento, tipo e granulometria dell'aggregato, qualità della stagionatura, presenza di additivi ecc.) anche la tipologia del cemento impiegato influisce nettamente sulle prestazioni del calcestruzzo nella fase esecutiva, e in particolare in servizio.

2.2.1. Normativa europea e classe di resistenza dei cementi

I due parametri sui quali è basata la normativa europea sui cementi sono la classe di resistenza ed il tipo di cemento, quest'ultimo inteso come tipologia degli ingredienti usati per confezionarlo. Sono presenti 25 diversi tipi (o sottotipi) di cemento ognuno dei quali vendibile in 6 differenti classi di resistenza; ne consegue che sono disponibili teoricamente fino a $25 \times 6 = 150$ tipologie di cemento. Tuttavia, non tutte queste tipologie sono reperibili in ogni paese, o perché non presenti nelle tradizioni produttive o perché le materie prime necessarie non sono localmente disponibili. In più non sempre è possibile ottenere le 6 classi di resistenza previste, di solito perché la produzione o l'impiego di alcune classi di resistenza relative a determinate tipologie di cemento risultano operativamente complesse. Infine, alcuni cementi al giorno d'oggi non sono tecnicamente realizzabili, ciò nonostante la normativa prevede che possano essere disponibili in futuro grazie al miglioramento delle tecnologie produttive.

Le classi di resistenza disponibili per ogni cemento sono: 32N, 32R, 42.5N, 42.5R, 52.5N e 52.5R. La cifra indica il valore minimo di resistenza meccanica a compressione, in N/mm², misurata a 28 giorni. Le lettere R o N forniscono indicazioni sulla resistenza meccanica alle

Classe di resistenza (sigla)	Resistenza a compressione [N/mm ²] minima garantita a:		
	2 giorni	7 giorni	28 giorni
32.5N	[-]	16	32.5
32.5R	10	[-]	32.5
42.5N	10	[-]	42.5
42.5R	20	[-]	42.5
52.5N	20	[-]	52.5
52.5R	30	[-]	52.5

Tabella 2.1 - Resistenza meccanica a compressione per classi di resistenza dei cementi. [2]

brevi stagionature (*N* sta per “*Normale*” mentre *R* sta per “*Rapido*”). Per fare un esempio, sebbene sia il cemento di classe 32.5N che quello di classe 32.5R debbano superare entrambe la resistenza meccanica di 32.5 N/mm² a 28 giorni, il secondo (contrassegnato con “*R*”) deve garantire una resistenza di 10 N/mm² a 2 giorni, mentre quello indicato con “*N*” deve raggiungere una resistenza di almeno 16 N/mm² a 7 giorni (*Tabella 2.1*).

Quindi i cementi contrassegnati dalla medesima cifra ma, distinti dalle lettere “*R*” e “*N*” devono garantire identici requisiti prestazionali a 28 giorni ma hanno differenti resistenze a due giorni, maggiori per i cementi indicati con la lettera R.

Al fine di determinare la corretta resistenza meccanica dei singoli cementi, è necessario adottare una procedura standardizzata che preveda di mantenere costanti alcuni parametri che influenzano la resistenza stessa, tra i quali il rapporto acqua a cemento (fissato a 0,5), il rapporto sabbia/cemento (posto uguale a tre), la granulometria, il tipo di sabbia ecc. Inoltre rigorose standardizzazioni caratterizzano anche le modalità e il tempo di miscelazione, le dimensioni delle casseforme di laboratorio (4x4x16 cm) le operazioni per il loro riempimento con la malta, la temperatura (20°C) e le condizioni igrometriche di maturazione (UR ≥ 95%) ed in ultimo la modalità di rottura dei provini.

L’assegnazione della classe resistenza avviene tramite confronto tra i dati ottenuti tramite la suddetta procedura e i valori minimi dettati dalla normativa (*Tabella 2.1*)

2.2.2. Tipologie di cemento in funzione dei suoi costituenti

- **Cemento Portland**

Il cemento Portland è il cemento sul quale si basano gran parte dei leganti idraulici attuali. Alla base della produzione del cemento Portland sta la cottura di una miscela stabilità di terre naturali e/o artificiali (argilla, calcare, cenere di pirite ecc.), le quali vengono successivamente macinate; tale prodotto è denominato *clinker* di cemento Portland. Il clinker viene macinato insieme a un quantitativo fissato (4-8%) di minerali solfatici, cioè il gesso e l’anidrite, i quali fungono da *regolatori della presa*; infatti il clinker miscelato direttamente con sola acqua sarebbe caratterizzato dalla *presa rapida* e da conseguenti difficoltà di trasporto e di getto. Il *cemento Portland* è quindi dato dalla miscela di clinker e gesso (o anidrite); la normativa fissa il limite superiore della percentuale di gesso o anidrite (3,5-4% in termini di SO₃) in funzione della classe di resistenza.

Nel paragrafo 2.2.1 è stato specificato che i cementi si distinguono, oltre che in base alla classe di resistenza, anche per i costituenti utilizzati (e le loro proporzioni) in aggiunta al clinker di cemento Portland; tali ingredienti, rigorosamente di natura minerale, comprendono: pozzolana vulcanica naturale, pozzolana artificiale, loppa d’altoforno, cenere volante, fumo di silice ecc.

- **Pozzolana**

La pozzolana, pur non essendo un legante idraulico poiché non indurisce in presenza di acqua, è caratterizzata da un comportamento caratteristico denominato “*attività pozzolanica*”; infatti essa, se miscelata con almeno il 20-30% di calce, si comporta da legante idraulico con prestazioni addirittura maggiori (in termini di durabilità e resistenza meccanica) a quelle della sola calce grazie al complesso di interazioni con l’acqua d’impasto e con la calce.

Questo legante di miscela (denominato *cemento pozzolanico*) è particolarmente apprezzato perché:

- Riduce il calore di idratazione grazie alla riduzione della quantità di clinker, responsabile dell’effetto termico (molto utile nei getti massivi).
- Aumenta la resistenza nei confronti dell’azione chimica esercitata dai solfati delle acque marine.
- Incrementa la resistenza offerta contro la penetrazione da parte dei cloruri e quindi garantisce una protezione migliore dei ferri di armatura.
- Elimina o mitiga gli effetti dovuti alla reazione alcali-aggregato.

- **Loppa di altoforno**

Il *cemento d’altoforno* è basato sullo stesso principio della pozzolana, sostituendo però quest’ultima con la “*loppa d’altoforno*”. La loppa di origine industriale (scoria della lavorazione dell’acciaio), se finemente macinata, è caratterizzata dal fatto che, a differenza della pozzolana, è in grado di indurire se miscelata con acqua anche in assenza di calce.

È possibile aggiungere del cemento Portland che, grazie alla relativa calce liberata per idratazione, ne accelera l’indurimento. In tale miscelazione la percentuale di loppa nel legante ha un range di variazione molto ampio compreso tra il 6% e il 95%; ciò che cambia al variare di tale percentuale sono le prestazioni, in particolare in termini di resistenza meccanica nelle stagionature brevi (comprese tra 2 e 7 giorni).

Nei riguardi delle prestazioni dei calcestruzzi con cemento d’altoforno, è riscontrabile una somiglianza con quelle del cemento pozzolanico; inoltre, in presenza di percentuali alte di loppa (> 80%), è possibile raggiungere valori molto contenuti di calore di idratazione.

- **Altri ingredienti**

In aggiunta ai componenti tradizionali sopra riportati, sono stati immessi nel processo produttivo dei cementi ulteriori prodotti minerali, dei quali quasi tutti rifiuti solidi recuperati da processi industriali. Questi comprendono: il *fumo di silice*, residuo del processo produttivo del silicio metallico o delle leghe metalliche ferro-silicio; la *cenere volante* (che può essere di tipo calcico o silicico), sottoprodotto della combustione all’interno delle centrali termiche a carbone; lo *scisto calcinato*, scarto della torrefazione di scisti argillosi impregnati di bitume; la *pozzolana industriale*, scoria vetrosa proveniente dai processi lavorativi di leghe metalliche non-ferrose, ed infine il *calcare* di origine naturale, unico costituente privo di caratteristiche pozzolaniche.

Il fumo di silice, molto spesso affiancato ad un superfluidificante per limitare l’eccessiva richiesta d’acqua, è solitamente utilizzato come additivo in polvere per calcestruzzi speciali

- **I: Cemento Portland** con un contenuto di clinker pari almeno al 95% (un solo tipo).
- **II: Cementi Portland di miscela** (17 sottotipi) caratterizzati da un percentuale predominante di clinker (almeno 65%) mentre gli altri costituenti (fatta eccezione per il fumo di silice eventualmente presente solo nell'intervallo 6-10%) possono ricadere all'interno di due range: 6-20% oppure 21-35%; a cui corrisponde rispettivamente la presenza della lettera *A* della lettera *B* nella sigla. Quest'ultima è quindi composta da II, seguito dalle lettere *A* oppure *B* secondo il criterio appena esposto, ed in ultimo da una lettera che individua il costituente minerale specifico (con *P* che sta per pozzolana naturale, *S* per loppa, *L* per calcare ecc. come osservabile nella Tabella 2.2).
- **III: Cemento d'altoforno** (3 sottotipi), per il quale sono individuabili 3 intervalli percentuali riferiti al contenuto di loppa, i quali sono indicati nella sigla del cemento con: *A* (contenuto di loppa compreso tra 36 e 65%), *B* (contenuto 66-80%), *C* (contenuto 81-95%).
- **IV: Cemento pozzolanico** (2 sottotipi), dove il contenuto di clinker è individuato dalle lettere "A" e "B" a seconda se questo sia compreso rispettivamente negli intervalli 65-89% oppure 45-64% (*B*), mentre una miscela di microsilice, cenere silicica e pozzolana naturale o industriale funge da costituente minerale. Ciò che differenzia il cemento pozzolanico (*IV*) propriamente detto ed il cemento d'altoforno (*III*) rispettivamente dal cemento Portland alla pozzolana (*II*) e dal cemento Portland alla loppa (*II*) è la minor percentuale in massa di clinker.
- **V: Cemento composito** (2 sottotipi) caratterizzato da un ridotto contenuto di clinker (40-64% oppure 20-39%) e da una miscela di pozzolana, loppa e cenere silicica che fungono da costituenti minerali.

2.3. Il processo di idratazione dei cementi

Il processo di idratazione del cemento consiste in una serie di reazioni chimiche tra il cemento e l'acqua, tramite le quali il calcestruzzo altera le sue proprietà fisiche passando da una massa inizialmente plastica e malleabile a un materiale estremamente rigido.

Durante lo sviluppo delle reazioni chimiche tra l'acqua e il cemento sono individuabili delle variazioni fisico-meccaniche del calcestruzzo, suddivisibili in due fasi:

- **Presa:** Progressiva perdita della lavorabilità iniziale dell'impasto fresco finché questo risulta di fatto non più modellabile.
- **Indurimento:** progressivo incremento nella resistenza meccanica.

È opportuno precisare che nella realtà tra le due fasi non esiste soluzione di continuità e tale suddivisione è utile ai soli fini pratici del processo produttivo piuttosto che a differenze reali nella cinetica del processo di idratazione.

2.3.1. Idratazione del cemento Portland

Come detto in precedenza, il cemento Portland è costituito essenzialmente da clinker e gesso; anche le altre tipologie di cemento, sebbene possano presentare uno o più ingredienti aggiuntivi (pozzolana, loppa d'altoforno, cenere di carbone, ecc.), sono basati sul medesimo binomio. Nel clinker (che come già detto deriva dalla cottura di un composto di terre calcareo-argillose) sono individuabili due silicati di calcio, che corrispondono all'80% circa della massa, e due alluminati di calcio, per il restante 20% circa). Con buona approssimazione i due alluminati, identificabili dalle formule C₃A e C₄AF, sono determinanti, grazie all'interazione con l'acqua, per il fenomeno della presa, mentre invece i due silicati (C₃S e C₂S) contribuiscono all'indurimento¹.

2.3.2. Idratazione degli alluminati

Nelle prime ore di reazione tra acqua e cemento risulta determinante il ruolo intrapreso dal C₃A e dal C₄AF; questi infatti, oltre a dare luogo alla presa, sono altresì indispensabili per ridurre la temperatura di cottura del clinker e contenere il costo di produzione del cemento:

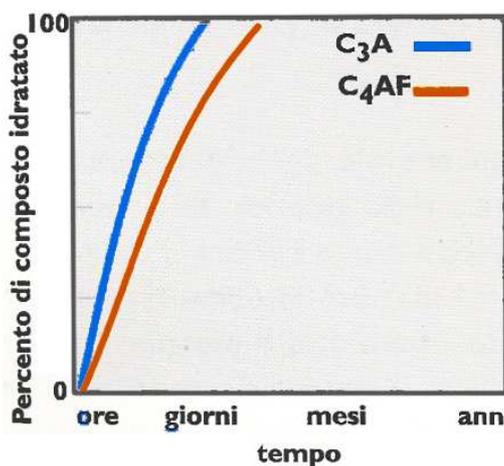
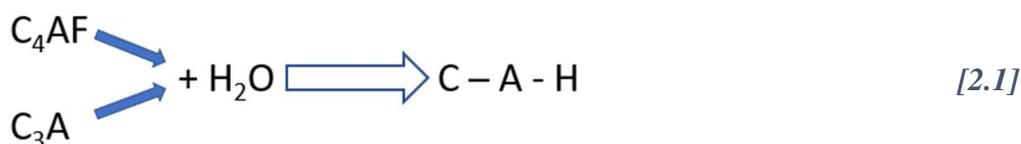


Figura 2.8 – Andamento schematico del grado di idratazione degli alluminati in funzione del tempo. [2]

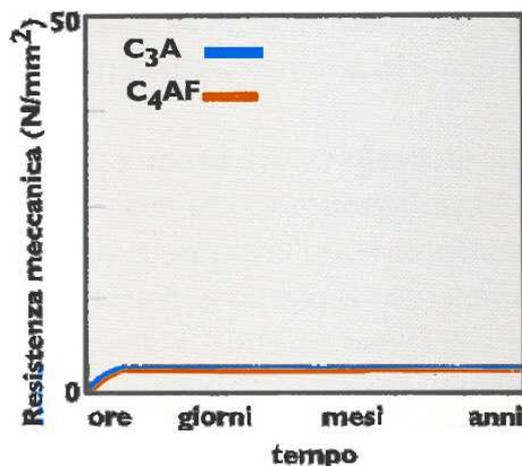


Figura 2.9 – Andamento schematico della resistenza meccanica a compressione degli alluminati in funzione del tempo. [2]

¹ Si adottano le seguenti formule abbreviate: C=CaO; A=Al₂O₃; F=F₂O₃; S=SiO₂; H=H₂O

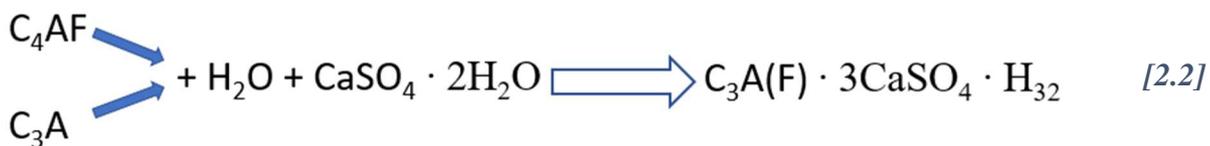
Nella formula [2.1] la dicitura “C-A-H” non è chimicamente rigorosa, ma piuttosto una sigla generica che indica una famiglia di prodotti dati dall'idratazione degli alluminati (*Calcium-Aluminate-Hydrated*): C₃AH₆, C₄AH₁₃, C₂AH₈, ecc.

Il C₄AF e principalmente il C₃A, sebbene reagiscano in breve tempo con acqua (*Figura 2.8*) non contribuiscono significativamente alla crescita di resistenza meccanica (escludendo un rapido ma piccolo aumento durante le ore iniziali come osservabile nella *Figura 2.9*).

Ciò significa che l'idratazione degli alluminati determina una repentina perdita di plasticità (detta *presa rapida*) a cui si associa un esiguo e poco significativo sviluppo di resistenza meccanica.

2.3.3. Il ruolo del gesso nella presa del cemento

L'aggiunta di gesso (CaSO₄ · 2H₂O) o all'anidrite (CaSO₄) hanno lo scopo di rallentare la velocità di idratazione degli alluminati rispetto a quella del processo [2.1] per rimediare all'inconveniente dato dal fenomeno della presa rapida:



L'utilizzo di gesso o anidrite con la funzione di regolatore di presa nel processo di idratazione [2.2], non solo rallenta la velocità di reazione degli alluminati rispetto al precedente processo [2.1], ma modifica pure il prodotto di reazione: come risultato si ha *ettringite* (C₃A·3CaSO₄·H₃₂) invece di C-A-H.

È importante distinguere fra *ettringite* cosiddetta “*primaria*”, la quale si riscontra nelle prime ore di idratazione degli alluminati, da quella “*secondaria*”, la quale può palesarsi successivamente in presenza di alcune circostanze sfavorevoli. Il ritardo dell'idratazione degli alluminati legato alla formazione di *ettringite* “*primaria*” avviene perché questa si deposita sotto forma di cristalli sulla superficie del C₃A e del C₄AF, impedendo in un primo momento il contatto tra l'acqua e il C₃A nonché il C₄AF. Invece, se non avvenisse l'aggiunta di gesso, si formerebbe istantaneamente C-A-H sotto forma di prodotti laminari, i quali determinano una perdita di plasticità repentina (*presa rapida*), in quanto fungono da ponti tra le diverse particelle di clinker.

Tutte le normative impongono un limite superiore che regola il quantitativo di gesso necessario per rallentare la velocità presa del cemento (3,5% - 4% come SO₃ in funzione del tipo di cemento, a cui corrisponde circa 7-8% di gesso). Infatti, la formazione di *ettringite* determina un'azione fessurativa, quindi un quantitativo eccessivo di gesso potrebbe indurre alla formazione di fessure.

Tuttavia esiste una quantità ottimale di gesso da impiegare (*gesso optimum*), individuata in funzione di due considerazioni: in primo luogo è necessario che il gesso ritardi in modo apprezzabile la presa del cemento; inoltre, la morfologia fibrosa dell'*ettringite* concorre, in misura maggiore dei C-A-H, all'incremento della resistenza meccanica in particolare nelle fasi

iniziali, da cui consegue che tale resistenza connessa al cemento Portland è più grande di quella del clinker corrispondente, ovviamente a patto che la quantità di gesso aggiunto rimanga al di sotto limiti sopra riportati prescritti dalle norme.

2.3.4. Idratazione dei silicati

Nell'ipotesi in cui il cemento fosse composto solamente da *belite* (C₂S) o da *alite* (C₃S) avverrebbe un parallelismo perfetto fra il decorso nel tempo della reazione di idratazione (Figura 2.10) e quello relativo all'incremento della resistenza meccanica (Figura 2.11)

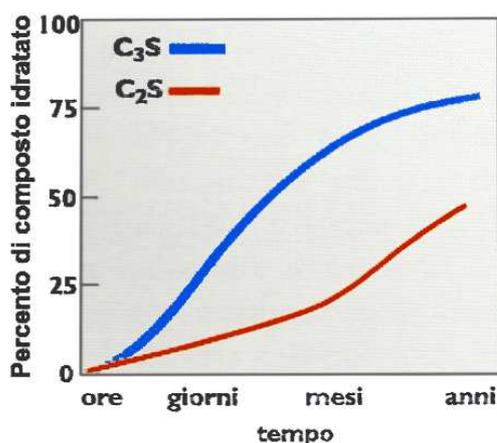


Figura 2.10 – Andamento schematico del grado di idratazione dei silicati in funzione del tempo. [2]

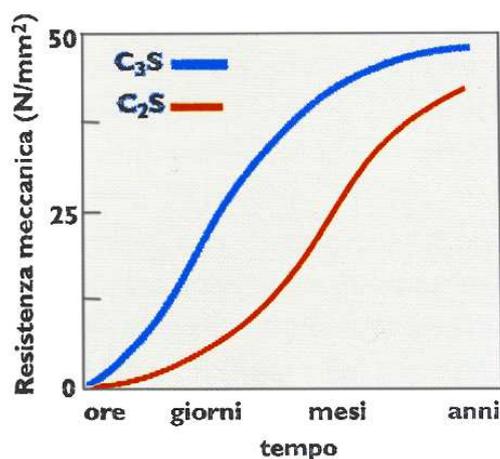


Figura 2.11 – Andamento schematico della resistenza meccanica a compressione dei silicati in funzione del tempo. [2]

Si osserva dalle due figure che il C₃S, confrontato con il C₂S, è caratterizzato da una maggiore velocità sia nel reagire con l'acqua (Figura 2.10) sia nell'incrementare la relativa resistenza meccanica (Figura 2.11). Inoltre, si rileva, per entrambe i silicati, una reazione chimica all'idratazione e uno sviluppo di resistenza esigue nelle prime ore, mentre si osserva una resistenza meccanica quasi identica alle lunghissime stagionature (cioè a distanza di anni).

Dal diverso comportamento chimico e prestazionale del C₃S e del C₂S nel tempo consegue una differenza pratica (ad esempio la resistenza meccanica a pochi giorni dal getto è molto rilevante al fine di rimuovere le casseforme, o a 28 giorni per la valutazione della resistenza meccanica). Ciò comporta che generalmente in un cemento Portland il quantitativo di C₃S risulta molto più grande relazionato con quello del C₂S (nella misura di circa 3:1).

Nell'asse delle ascisse della Figura 2.11 è riportata la percentuale di C₃S o di C₂S che ha reagito con l'acqua in funzione del tempo. Sia nel caso dell'alite che della belite, si assiste alla

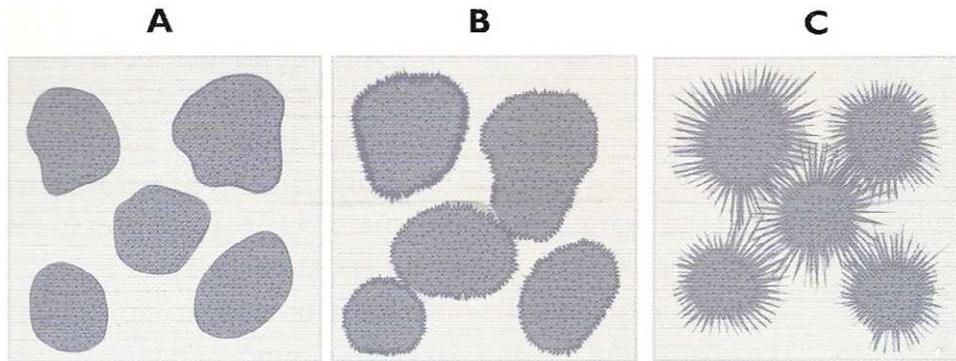
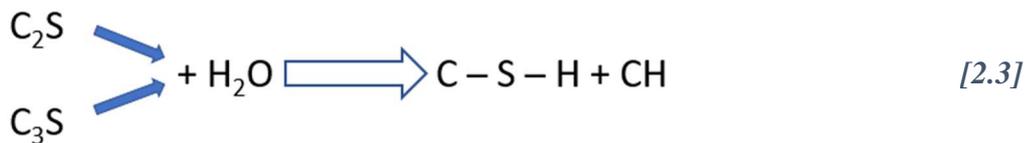


Figura 2.12 - Idratazione schematica del C₃S o C₂S subito dopo il mescolamento (A), inizio della presa (B) e durante l'indurimento (C). [2]

formazione due prodotti: un silicato di calce idrato (indicato tramite la sigla C-S-H) e l'idrossido di calcio, Ca(OH)₂, indicato anche con la formula CH in base allo schema della reazione [2.3]:



Dove C-S-H è un acronimo inglese di *Calcium-Silicate-Hydrated* (cioè non una vera e propria formula).

Oltre tutto, il quantitativo di calce creata per idratazione (CH) è maggiore nel caso dell'idratazione del C₃S (30-40%) piuttosto che all'idratazione del C₂S, caratterizzato da un minor contenuto di calcio (10-15%).

Nonostante ciò il processo chimico [2.3] non costituisce causa primaria dell'indurimento; infatti il ruolo della calce è marginale, mentre solamente il C-S-H è decisivo per questo processo. Il C-S-H è di costituzione principalmente fibrosa, sebbene si manifesta in forme particellari diverse. Le fibre di C-S-H createsi sui granuli adiacenti di C₂S o C₃S, con il progredire della reazione [2.3], dapprima toccano e successivamente si intrecciano vicendevolmente. Le tre fasi del processo di idratazione sono illustrate nella *Figura 2.12*: appena dopo il mescolamento, quando il sistema è fluido perché la reazione deve ancora iniziare (A); il momento in cui le fibre iniziano a toccarsi, con conseguente perdita della plasticità da parte del sistema dovuta all'avvio del processo della presa (B); il momento in cui avviene l'allungamento delle fibre grazie alla progressiva idratazione dei silicati le quali, intrecciandosi fra loro, provocano l'irrigidimento del sistema, dando luogo quindi al fenomeno dell'indurimento(C).

2.4. L'inerte

L'inerte ricopre una funzione di grande importanza sia da un punto di vista quantitativo, dal momento che costituisce circa i due terzi dell'intero volume del calcestruzzo, sia da uno qualitativo, in particolare nei calcestruzzi di nuova generazione e del futuro, fra questi soprattutto in quelli ad alta prestazione.

2.4.1. Criteri d'idoneità degli inerti

È fondamentale sottolineare l'esistenza di alcuni requisiti che rendono non adatti alcuni tipi di inerti per il confezionamento del calcestruzzo; in assenza di questi criteri di idoneità o di accettazione il calcestruzzo rischierebbe di essere soggetto a fenomeni di degrado anche in ambienti non aggressivi. Tali requisiti prevedono l'assenza, in primo luogo, di sostanze negative dal punto di vista della durabilità del calcestruzzo, fra le quali il solfato, il cloruro, i limi argillosi, la silice alcali-reattiva e le sostanze organiche. Inoltre, negli inerti non deve sussistere il comportamento gelivo.

- **Solfato:** la presenza di solfato in forma di gesso bi-idrato (CaSO₄·2H₂O) o anidrite (CaSO₄) oltre un certo limite (0,2%), implica il rischio di fessurazione del calcestruzzo a causa della reazione con gli alluminati del cemento che inducono la formazione di ettringite a cui sono accompagnati effetti espansivi. Infatti, il gesso, opportunamente macinato in mulino insieme al clinker, è caratterizzato da un'elevata finezza, la quale permette il rapido scioglimento nell'acqua d'impasto e l'immediata reazione con gli alluminati del clinker, rendendolo indispensabile per il suo ruolo di regolatore di presa; ciò porta alla formazione di una pellicola protettiva di ettringite (*primaria*) senza che il fenomeno espansivo ad essa associato abbia ripercussioni dannose, dal momento che avviene uniformemente. All'opposto, il gesso eventualmente presente nell'inerte è caratterizzato da una granulometria grossolana, determinando quindi una dissoluzione molto lenta nell'acqua che riempie i pori; esso quindi reagisce con altrettanta lentezza con gli alluminati del cemento, dopo mesi o addirittura anni. Tale ettringite, definita *secondaria*, viene a crearsi perciò dentro il calcestruzzo indurito (quindi assai rigido), risultando in grado di indurre importanti tensioni a causa del carattere espansivo della reazione che conduce alla formazione di ettringite. Inoltre, la distribuzione disomogenea del gesso nell'inerte fa sì che l'espansione avvenga localmente in corrispondenza dei granuli di gesso, acuendo il rischio di fessurazione.

E' inoltre opportuno scartare anche gli inerti contenenti minerali a base di solfuri, perché, sebbene in tempi assai maggiori, si possono trasformare per ossidazione in solfati, generando quindi ettringite secondaria.

- **Cloruro:** le normative stabiliscono che il limite nel contenuto di cloruro negli inerti debba essere posto pari allo 0,05% poiché sopra a tale soglia potrebbe provocare la corrosione dei ferri di armatura. Eccetto rarissimi casi, gli inerti con presenza di cloruro sono riferibili alla sabbia marina.

- **Silice alcali-reattiva:** fenomeni a carattere espansivo sono legati anche alla formazione di silicati alcalini idrati conseguente alla reazione di alcune forme di silice presenti nell'aggregato lapideo con l'alcali del cemento (cioè sodio e potassio). I risultati legati a tale reazione, denominata come reazione *alcali-silice* ovvero *ASR (Alkali-Silica-Reaction)*, sono fessurazioni irregolari o espulsioni localizzate di calcestruzzo (*pop-out*), potenzialmente molto dannose per la durabilità delle opere in calcestruzzo. La presenza di *silice reattiva* nell'inerte rappresenta oggi la tipologia di degrado del calcestruzzo più infida ed stocastica; tale erraticità e la difficoltà di prevedere preliminarmente la reattività della silice, fanno sì che l'unica strategia efficace sia quella di evitare il verificarsi del fenomeno tramite l'impiego di cementi di miscela alla cenere o alla loppa oppure, in alternativa, di cementi pozzolanici, d'altoforno o compositi; la loro presenza, infatti, riduce fortemente o addirittura elimina la reazione alcali-silice.
- **Sostanze limo-argillose:** la presenza di queste sostanze riduce le prestazioni meccaniche del conglomerato poiché può avere un'influenza negativa nei riguardi del giunto adesivo tra la matrice cementizia e la superficie degli elementi lapidei, senza tuttavia implicare rischi di degrado per la struttura.
- **Sostanze organiche:** tali sostanze (solitamente di origine vegetale) presenti in un inerte possono avere un'influenza negativa col processo di idratazione del cemento, con conseguente rallentamento o riduzione dello sviluppo delle resistenze meccaniche.
- **Gelività:** questo fenomeno è per di più collegato alla presenza di acqua nei pori dell'inerte nei quali, a seguito dalla formazione dei primi germi cristallini del ghiaccio dovuta alle temperature negative, avviene un aumento di volume (circa 9%) il quale genera una sovrappressione idraulica. Tuttavia, la formazione di ghiaccio genera tensioni nocive all'integrità della struttura solo in presenza micropori con diametro di qualche μm all'interno dei granuli dell'inerte; infatti nei pori con diametro minore non avviene la formazione di cristalli di ghiaccio, mentre nei pori più grandi è possibile la fuoriuscita di acqua non ancora gelata sospinta dalla sovrappressione idraulica generata dalla formazione dei primi cristalli di ghiaccio.

2.4.2. Granulometria degli inerti ed assortimento granulometrico

La granulometria dell'inerte va di pari passo con il suo *assortimento granulometrico*, cioè con la presenza in varie percentuali delle diverse frazioni (fini, grosse e intermedie). In generale è raccomandato un inerte ben assortito, cosicché le parti più fini possano dislocarsi nei vuoti interstiziali che si creano tra i granuli più grossi. Ciò consente la formazione di uno scheletro compatto caratterizzato da un contenuto relativamente ridotto di vuoti interstiziali, i quali dovranno essere riempiti dalla pasta cementizia.

La determinazione della distribuzione granulometrica di un aggregato avviene tramite la separazione mediante vagliatura (con una serie di setacci impilati che si differenziano tra loro per apertura delle maglie) di un campione sufficientemente rappresentativo dell'inerte studiato. L'inerte è suddiviso nelle diverse frazioni granulometriche ognuna delle quali è compresa, dal punto di vista dimensionale, tra l'apertura del setaccio su cui si è depositato l'inerte e quella del setaccio attraverso il quale il materiale è riuscito a passare; in un secondo momento si misura il peso delle singole frazioni granulometriche. Tali pesate, espresse in percentuale rispetto al peso totale del campione di inerte analizzato, permettono di valutare il *trattenuto parziale*, cioè la quantità di materiale lapideo trattenuto dai singoli setacci; il *trattenuto cumulativo* per la dimensione d si ottiene invece sommando, per ciascun setaccio, tutti i trattenuti parziali dei setacci aventi diametro maggiore; il *passante* per il setaccio con apertura d è dato dal complemento a 100 di questo valore. Se si graficizza la percentuale di materiale passante in funzione dell'apertura (d) del vaglio si determina la "curva granulometrica" del singolo aggregato (Figura 2.13).

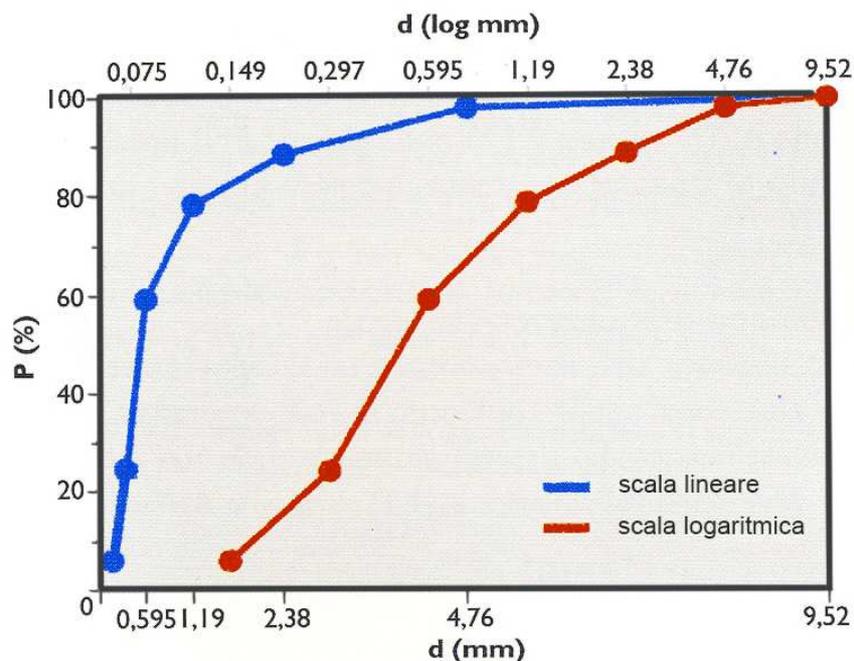


Figura 2.13 - Curva granulometrica di una sabbia con scala lineare (in basso) e logaritmica (in alto) per l'apertura dei setacci. [2]

È possibile dimostrare che per realizzare un conglomerato caratterizzato dalla massima densità possibile, la curva granulometrica del sistema granulare (cemento + aggregato) debba rispettare l'equivalenza seguente:

$$P = 100(d/D_{max})^2 \quad (2.5)$$

Dove P indica la percentuale del materiale passante al setaccio avente apertura d , mentre D_{max} è la massima dimensione (cioè il “diametro massimo”) che possiede l’elemento lapideo più grosso (corrispondente all’apertura al setaccio sul quale risulta trattenuto non meno del 5% di inerte).

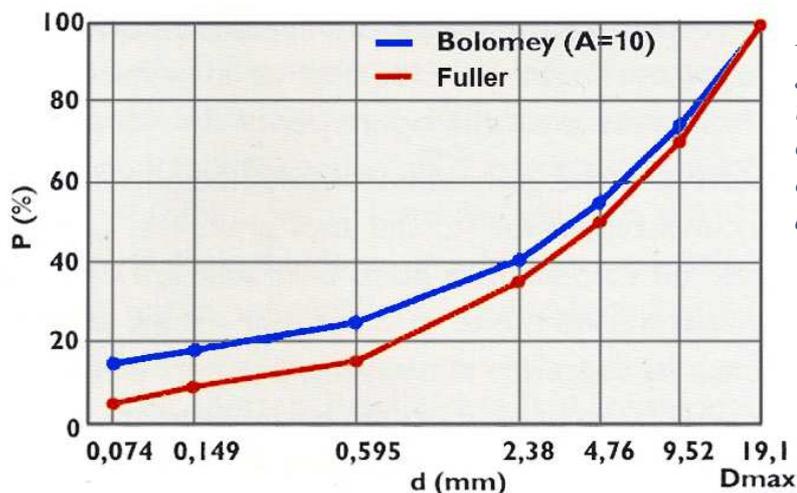


Figura 2.14 – Curva granulometrica di un sistema ideale “inerte + cemento” in curva di Fuller o di Bolomey, entrambe con diametro massimo di 19,1 m. [2]

Tuttavia, un calcestruzzo che soddisfi, dal punto di vista granulometrico, l’equazione (2.5), non risulta adeguatamente lavorabile poiché troppo denso e quindi idoneo solo per alcune applicazioni. Bolomey suggerì quindi una modifica dell’equazione introducendo un parametro A che tenesse conto della lavorabilità richiesta e del tipo di aggregato disponibile:

$$P = A + (100 - A) \cdot (d/D_{max})^2 \quad (2.6)$$

Nell’equazione di Bolomey (2.6), A assume i valori riportati nella Tabella 2.3

Tabella 2.3 – Valori tipici di A per ottimizzare la granulometria secondo l’equazione di Bolomey. [2]

Tipo di aggregati	Valori di A per CLS con consistenza di:		
	terra umida	plastica semifluida	fluida superfluida
Alluvionali	8	10	12
Frantumati	10	12	14

Fissando i valori di D_{max} è possibile calcolare e tracciare la curva secondo l’equazione (2.5) di Fuller; Inoltre, nota la tipologia di inerte utilizzato e la consistenza del calcestruzzo desiderata, è possibile risalire al valore di A e quindi tracciare la curva secondo l’equazione (2.6) di Bolomey. È possibile osservare dalla Figura 2.14 che la distribuzione granulometrica ideale secondo Bolomey richieda, se confrontato con la curva di Fuller, una maggiore quantità di materiale fino ed un contenuto minore di ghiaia.

Riassumendo, è preferibile ricorrere ad inerti che seguano la distribuzione ideale in curva di Fuller nel caso di calcestruzzi “asciutti” (cioè laddove si miri a una presenza minima di vuoti interstiziali e ad una quantità limitata di cemento (tipicamente nei getti massivi). Nei casi in cui

si debba ricorrere a calcestruzzi più lavorabili è consigliabile invece ricorrere ad inerti che seguano la distribuzione in curva di Bolomay.

2.4.3. L'umidità dell'inerte

L'umidità dell'aggregato è il parametro che condiziona maggiormente la qualità del calcestruzzo in termini di *slump* (cioè la misura dell'abbassamento del calcestruzzo appena sformato dal cono di *Abrams* rispetto all'altezza iniziale di 300 mm) e di R_{ck} . Infatti, l'umidità presente nell'aggregato incide profondamente sul quantitativo d'acqua totale realmente immesso nell'impasto del calcestruzzo; questo induce a modifiche nella lavorabilità e, a causa del mutamento del rapporto a/c , altera la R_{ck} .

Un inerte può trovarsi nelle seguenti situazioni nei confronti del contenuto di umidità (u):

Asciutto (assenza completa di particelle d'acqua nell'aggregato o sulla sua superficie), insaturo (presenza di umidità in quantità inferiore alla condizione di saturazione), s.s.a (saturo) e bagnato (presenza di acqua in quantità superiore a quella di saturazione con formazione di una pellicola d'acqua sulla superficie del granulo). Un inerte bagnato rilascia l'acqua in eccesso rispetto alla condizione di s.s.a (saturazione), la quale va ad aggiungersi all'acqua introdotta volutamente nell'impasto, aumentando di fatto il valore della quantità del liquido complessiva immessa nella betoniera. Viceversa, un inerte insaturo, ed in misura maggiore un inerte asciutto, fa sì che l'inerte assorba acqua finché non raggiunga la condizione di saturazione, determinando un decremento dell'effettivo quantitativo d'acqua nell'impasto. Ne consegue che sia necessario diminuire o aggiungere acqua all'impasto per compensare le variazioni apportate o sottratte dall'inerte, onde evitare le conseguenti oscillazioni relative alle performance del calcestruzzo.

2.4.4. Influenza del diametro massimo e della granulometria sulla richiesta d'acqua

La richiesta d'acqua necessaria per ottenere una certa lavorabilità è condizionata anche dal diametro massimo (D_{max}) e dalla granulometria dell'inerte utilizzato. *La regola di Lyse* fornisce la correlazione tra diametro massimo e contenuto d'acqua per raggiungere la lavorabilità richiesta ed è così sintetizzabile:

“maggiore è il diametro massimo dell'aggregato, minore è la richiesta d'acqua per una determinata lavorabilità”[1]. Questo significa che, per garantire una determinata lavorabilità, a una riduzione del diametro massimo degli inerti deve conseguire una maggiore immissione di acqua d'impasto; ciò consente di mantenere costante la lavorabilità e, di conseguenza, comporta un aumento proporzionale del quantitativo di cemento al fine di non variare il rapporto a/c e quindi la resistenza meccanica.

Se la curva granulometrica diventa la B, anziché la A in *Figura 2.15* perché, per fare un esempio, si è ricorso a una sabbia più fine, conseguirà una richiesta di acqua maggiore e quindi un maggiore quantitativo di cemento (*a/c* costante) al fine di tenere fissa la R_{ck} e lo *slump*. Il contrario vale nel caso di utilizzo di una sabbia più grossa caratterizzata da una curva granulometrica C, anziché A (*Figura 2.15*).

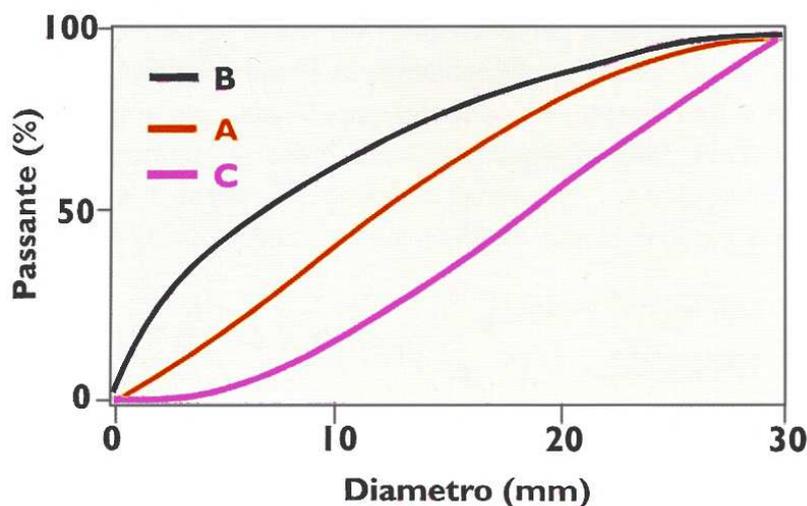


Figura 2.15 – Variazione di granulometria nell'inerte. [2]

2.4.5. Gli inerti nei calcestruzzi ad alte prestazioni

Generalmente nei calcestruzzi ordinari, caratterizzati da resistenze meccaniche inferiori a 60 MPa e rapporti acqua-cemento superiori a 0,45, la matrice cementizia costituisce l'elemento debole del sistema poiché gli inerti comunemente impiegati sono maggiormente compatti e resistenti se confrontati con essa. La situazione si inverte se il rapporto *a/c* viene portato nell'intervallo 0,25-0,35 al fine di confezionare calcestruzzi ad alte prestazioni (contraddistinti da resistenze meccaniche superiori a 70 MPa) in quanto la matrice cementizia diventa maggiormente compatta e resistente rispetto all'inerte, il quale costituirà l'elemento debole del sistema.

Quindi, per calcestruzzi ad alte prestazioni, è fondamentale ricorrere a inerti molto compatti, cioè privi di porosità, e caratterizzati da una notevole resistenza intrinseca al fine di trarre vantaggio dall'abbassamento del rapporto *a/c*. Dalla *Figura 2.16* è possibile osservare, infatti, che se il rapporto *a/c* viene ridotto al di sotto del valore X la resistenza meccanica si attesta intorno al valore Y non registrando alcun beneficio significativo poiché la rottura del materiale è strettamente legata alla frattura dell'inerte. Un progressivo innalzamento della resistenza meccanica si otterrebbe invece se si ricorresse a un inerte compatto.

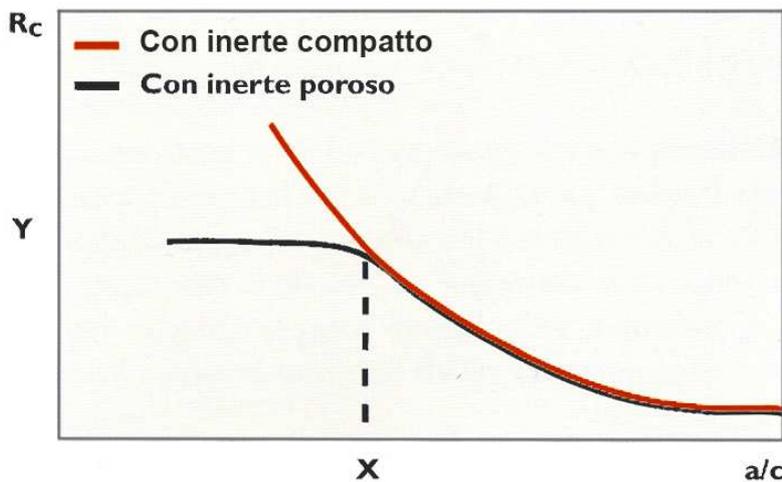


Figura 2.16 – Influenza del rapporto a/c sulla resistenza meccanica R_c di calcestruzzi con inerte compatto o poroso. [2]

2.5. L'acqua

Insieme al cemento e all'aggregato lapideo, l'acqua è uno dei tre ingredienti indispensabili nel processo di confezionamento del calcestruzzo poiché senza di essa il cemento non si idraterebbe e quindi non avverrebbe l'indurimento. Tuttavia, un eccesso di acqua porterebbe alla produzione di un calcestruzzo scadente dal punto di vista della durabilità e della resistenza meccanica. Chiaramente cioè che penalizza questi due ultimi aspetti non è l'eccessiva presenza d'acqua in assoluto, bensì un rapporto acqua-cemento troppo elevato. Perciò è possibile incrementare la quantità d'acqua, ad esempio per esigenze di getto, purché si faccia corrispondere un proporzionale aumento della quantità di cemento per mantenere costante il rapporto a/c .

2.5.1. L'acqua nel *Mix Design*

Il *mix-design* significa letteralmente “progetto della miscela” cioè, sostanzialmente, stabilire la composizione del calcestruzzo determinando le quantità dei singoli ingredienti in funzione delle esigenze esecutive (lavorabilità per necessità di getto, reperibilità dell'aggregato) dalle prestazioni richieste e dalle condizioni ambientali in cui si troverà la struttura (durabilità, resistenza meccanica, ecc.).

Il *mix-design* si fonda su due principi fondamentali identificabili con la *regola di Lyse* e la *legge di Abrams*, entrambi funzioni della quantità d'acqua utilizzata per la produzione del calcestruzzo. Sulla base di questi due principi si può determinare la *richiesta d'acqua*.

2.5.2. La regola di Lyse

La *regola di Lyse* serve a determinare il dosaggio d'acqua che è necessario utilizzare per produrre calcestruzzi di differente *classe di consistenza*. Facendo riferimento alla *Tabella 2.4 - Classe di consistenza*, la *classe di consistenza* è contrassegnata da un codice alfanumerico che va da S1 a S5; tale codice fornisce indicazioni sul corrispondente intervallo di lavorabilità espressa per mezzo della misura dello *slump* (vedi paragrafo 2.4.3).

Classe di consistenza	Slump [mm]	Denominazione
S1	10-40	terra umida
S2	50-90	plastica
S3	100-150	semi-fluida
S4	160-210	fluida
S5	> 210	super-fluida

Tabella 2.4 - Classe di consistenza. [2]

È possibile riassumere la regola di Lyse con i due seguenti enunciati:

- Fissato il diametro massimo dell'inerte, più alta è la classe di consistenza richiesta per il calcestruzzo fresco, maggiore deve risultare il dosaggio d'acqua nell'impasto.
- A parità di classe di consistenza del calcestruzzo, più è grande il diametro massimo dell'aggregato, minore è la necessità d'acqua per ottemperare alla classe richiesta.

La Tabella 2.5 riassume esemplificativamente i due enunciati della regola di Lyse.

Diametro [mm]	Richiesta d'acqua [kg/m ³] per classe di consistenza				
	S1	S2	S3	S4	S5
8	195	210	230	250	255
16	185	200	220	240	245
20	180	195	215	225	230
25	175	190	210	215	225
32	165	180	200	210	220
63	140	155	175	185	190
125	125	140	155	165	170
160	120	135	150	160	165

Tabella 2.5 – Richiesta d'acqua in funzione del diametro massimo dell'aggregato e della classe di consistenza. [2]

I dosaggi di acqua di impasto indicati nella Tabella 2.5 sono indicativi, poiché ulteriori parametri possono influire sugli specifici valori. Tuttavia, questo non invalida in alcun modo la regola di Lyse; per fare un esempio, se si ricorre a inerti di frantumazione, la quantità di acqua richiesta risulta più elevata in confronto ai valori presenti nella suddetta Tabella 2.5, viceversa se si utilizzano aggregati tondeggianti.

2.5.3. La legge di Abrams

La legge di Abrams enuncia il seguente concetto: “la resistenza meccanica ad una determinata stagionatura (per esempio a 28 giorni) e ad una determinata temperatura (per esempio a 20°C) aumenta al diminuire del rapporto a/c secondo l'equazione:

$$R = K_1 / K_2^{a/c} \quad (2.7)$$

Dove R è la resistenza meccanica a compressione e K_1 e K_2 sono due costanti che dipendono dal tempo, dalla temperatura di stagionatura e dal tipo di cemento” [1].

2.6. Proprietà meccaniche ed elastiche

Si definisce “resistenza meccanica” il massimo sforzo σ che un materiale, analizzato sotto forma di un *provino* (porzione rappresentativa dalle caratteristiche geometriche e dimensionali note), può sopportare prima del collasso. In base alla tipologia di sforzo applicato, ci si riferisce alla *resistenza meccanica a compressione* (R_c) se lo sforzo applicato è una compressione (σ_c), alla *resistenza meccanica a flessione* (R_f) se lo sforzo applicato deriva dalla flessione (σ_f), infine alla *resistenza meccanica a trazione* (R_t) se lo sforzo applicato è a trazione (σ_t).

Come già accennato, il calcestruzzo è un materiale con un discreto comportamento se sollecitato a compressione, mentre ha una risposta scadente se sottoposto a uno sforzo a trazione diretta o indotta da flessione. Proprio per il suo comportamento in presenza di queste due ultime tipologie di sollecitazione, il calcestruzzo si affida alla collaborazione con l'acciaio.

Per i motivi appena detti e per le oggettive difficoltà a effettuare prove sperimentali rivolte alla valutazione di R_t ed R_f , sul calcestruzzo si conducono comunemente solo misure dirette di R_c , mentre si utilizzano relazioni matematiche per risalire indirettamente ai valori di R_f , R_t e del modulo elastico E .

A seconda che, per le misurazioni della resistenza meccanica a compressione, si ricorra a *provini cubici* (*cubetti*) o a *provini cilindrici* (con rapporto altezza/diametro, h/D , di 2) si utilizza rispettivamente la nomenclatura R_c o il simbolo f_c .

Fra i due valori intercorre la seguente relazione (2.8):

$$f_c = 0,83 \cdot R_c \quad (2.8)$$

Infatti, i provini cilindrici, in forza del rapporto fra le dimensioni pari a $h/D=2$, sono affetti da una snellezza maggiore che ne limita la resistenza rispetto quella misurata con i provini cubici più tozzi, nei quali l'altezza è uguale alla larghezza.

2.6.1. Resistenza meccanica della pasta cementizia

Ricorrendo alla *teoria di Powers* (che quantifica la dipendenza della porosità capillare dal rapporto a/c e dal grado di idratazione α) è valutabile la R_c riferita a una pasta di cemento Portland in base al volume della porosità capillare (V_p) e al volume di cemento idratato (V_g) o del rapporto a/c e del grado di idratazione (α) come riportato nella sottostante equazione (2.9):

$$R_c = K \left(\frac{0,6790 \cdot \alpha}{0,3175 \cdot \alpha + a/c} \right)^3 \quad (2.9)$$

In *Figura 2.17* è riportato il grafico esplicativo dell'equazione sopra per una temperatura fissata.

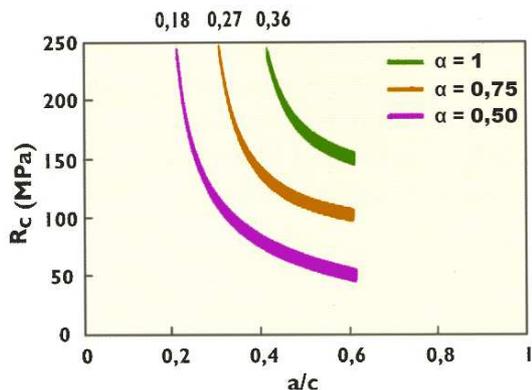


Figura 2.17 – Influenza del rapporto a/c sulla resistenza meccanica a compressione (R_c) della pasta di cemento secondo Powers. [2]

2.6.2. Resistenza meccanica a compressione del calcestruzzo

Dal momento che il vero materiale da costruzione è il calcestruzzo, interessa maggiormente la resistenza meccanica di quest'ultimo piuttosto che quella riferita alla pasta cementizia. In più, risulta complicato valutare α in un sistema più complesso qual è il calcestruzzo. Per questo motivo i grafici della *Figura 2.19*, relativi alla R_c del calcestruzzo, sono espressi in funzione di a/c , del tempo di stagionatura (solitamente 1-3-7-28 giorni) e della classe di resistenza del cemento. È importante sottolineare che il grado di idratazione α è condizionato sia dalla classe di resistenza del cemento sia dal tempo di stagionatura.

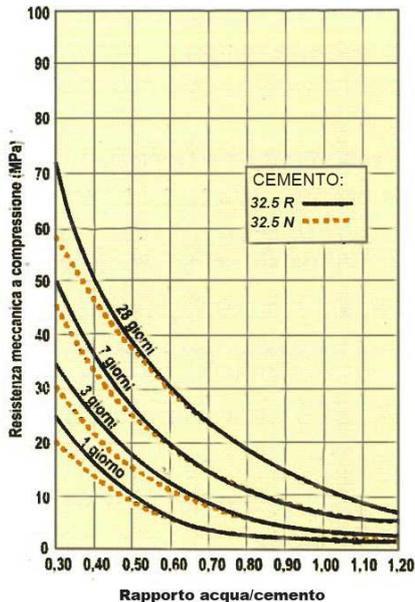


Figura 2.18 – R_c in funzione di a/c a diverse stagionature per cementi 32.5N e 32.5R. [2]

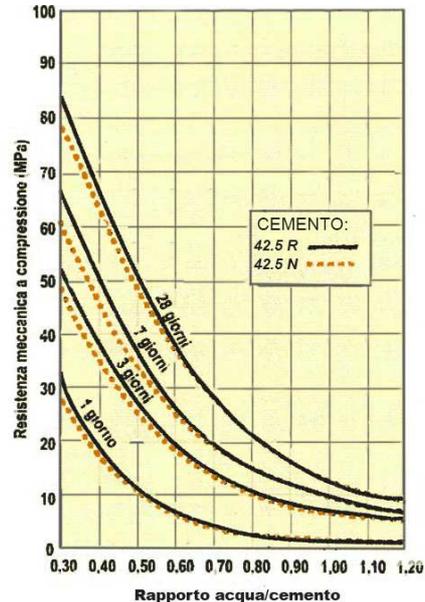


Figura 2.19 – R_c in funzione di a/c a diverse stagionature per cementi 42.5N e 42.5R. [2]

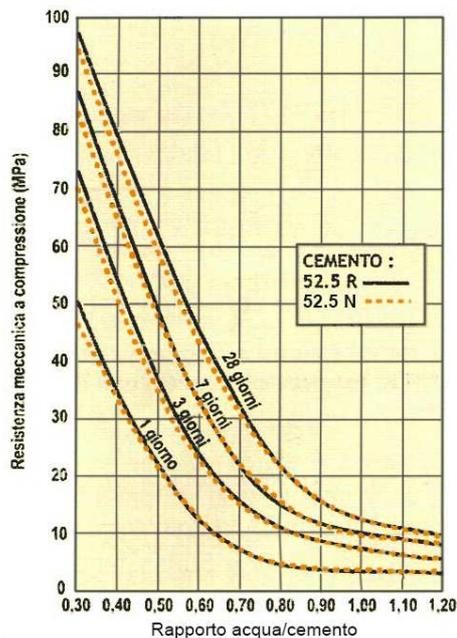


Figura 2.20 – R_c in funzione di a/c a diverse stagionature per cementi 52.5N e 52.5R. [2]

Nella *Figure 2.18, 2.19 e 2.20* sono mostrate le resistenze meccaniche a compressione R_c riferite ai calcestruzzi prodotti con cementi la cui classe varia da 32.5N a 52.5R, valutate alle diverse stagionature (da 1 a 28 giorni) alla temperatura di 20°C.

Si sottolinea che le correlazioni R_c - a/c delle *Figure 2.18, 2.19 e 2.20* sono relative a conglomerati caratterizzati dal massimo grado di compattazione (cioè sottoposti a *compattazione a rifiuto*) poiché, in assenza di questa condizione, il risultato sarebbe condizionato, in maniera stocastica ma rilevante, dalla presenza di macrovuoti.

2.6.3. Resistenza caratteristica R_{ck}

Secondo le norme, il Direttore dei Lavori ha il compito di provvedere al prelievo dei campioni sui quali condurre le prove di accettazione, le quali consistono nella misura della *Resistenza caratteristica* R_{ck} .

Secondo quanto stabilito dalla legge N° 1086 del 1971 sui calcestruzzi armati e precompressi, fu infatti importato in Italia il concetto di resistenza caratteristica in sostituzione della generica resistenza a compressione mediata dai valori dei singoli prelievi caratterizzati da una maturazione di 28 giorni.

$$R_{cm28} = \sum_{i=1}^n R_{ci28}/n \quad (2.10)$$

Dove R_{ci28} è il valore di resistenza meccanica a compressione a 28 giorni misurata nell’ i -esimo prelievo (data dalla media di due provini) maturato in condizioni standard (con $UR \geq 95\%$ e a 20°C), ed R_{cm28} è il valore medio della resistenza meccanica a 28 giorni. Si riporta il valore di R_{cm28} nei grafici delle *Figure 2.18, 2.19 e 2.20* del precedente paragrafo sulle curve “28 giorni”. Con l’approvazione della legge N° 1086, il parametro di riferimento non è più la R_{cm28} , bensì la *resistenza caratteristica* (R_{ck}), ottenuta riducendo di un certo valore K_s la R_{cm28} :

$$R_{ck} = R_{cm28} - K \cdot s \quad (2.11)$$

Nella quale K è un valore fornito dal Ministero delle Infrastrutture e dei trasporti ed s è lo scarto quadratico medio calcolato con la seguente relazione:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (R_{cm28} - R_{ci28})^2}{n-1}} \quad (2.12)$$

In cui la differenza ($R_{cm28} - R_{ci28}$) costituisce lo scarto tra valor medio e il valore individuale nel prelievo i -esimo; s è caratterizzato da valori di circa 2-3 MPa in laboratorio (dove è più semplice ottenere i medesimi risultati tra un impasto all'altro), di circa 3-4 MPa in una centrale di betonaggio che attua un discreto controllo sulla qualità, infine di circa 5-7 MPa in una centrale che esercita controlli medi o scarsi sulla qualità.

Si evince quindi che il valore dello scarto quadratico medio s è tanto minore quanto è migliore il controllo condotto durante la fase produttiva e, di conseguenza, tanto minore è la penalizzazione costituita dal prodotto $K \cdot s$. Quindi, nella pratica, un produttore di calcestruzzo, stabilito il valore della R_{ck} e noto il coefficiente s caratteristico della propria centrale di betonaggio, si pone il proposito di raggiungere una R_{cm28} tale per cui soddisfi la seguente relazione:

$$R_{cm28} \geq R_{ck} + K_s \quad (2.13)$$

Per garantire un maggiore margine di sicurezza, è prescritto anche che il minimo valore di resistenza meccanica (R_{cmin28}) tra tutti i singoli prelievi (R_{ci28}) debba rispettare la diseguaglianza seguente:

$$R_{cmin28} \geq R_{ck} - 3,5 \text{ MPa} \quad (2.14)$$

2.6.4. Resistenza meccanica a flessione ed a trazione

Le resistenze meccaniche a flessione e a trazione, oltre che dipendere dal grado di idratazione α e dal rapporto a/c , sono funzione anche dalla tipologia d'inerte impiegato, il quale ricopre invece un ruolo secondario nello sviluppo della resistenza a compressione. A titolo di esempio, nella *Figura 2.21* è graficizzata la dipendenza di R_f (valore medio) dal rapporto a/c per calcestruzzi maturati a 28 giorni e prodotti con inerte di frantumazione o con inerte alluvionale relativamente a un cemento CEM 42.5R.

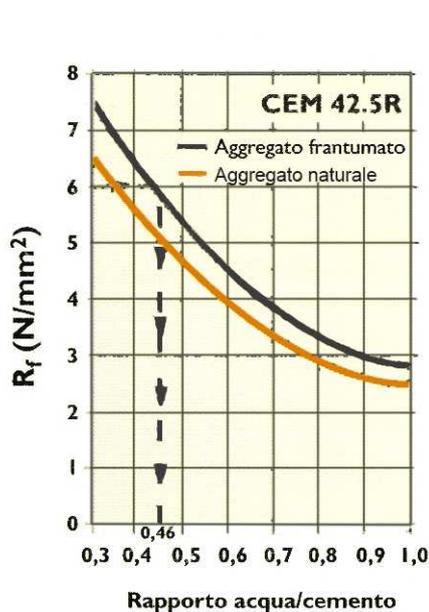


Figura 2.21 – Influenza del rapporto a/c sulla resistenza a flessione a 28 giorni (R_f) con aggregati naturali e frantumati. [2]

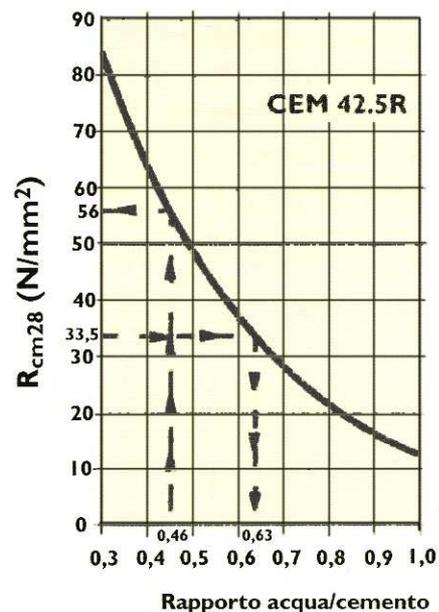


Figura 2.22 – Influenza del rapporto a/c sulla resistenza a compressione a 28 giorni (R_{cm28}) indipendentemente dalla qualità dell'aggregato [2]

Nella *Figura 2.21* sono individuabili due curve distinte di correlazione $R_f - a/c$ in base al tipo d'inerte utilizzato; nella *Figura 2.22*, invece, è riportata un'unica curva di correlazione tra R_{cm} e a/c senza alcuna dipendenza dall'inerte impiegato.

È quindi deducibile che, per un fissato rapporto a/c , il calcestruzzo è caratterizzato da una maggiore R_f se l'inerte è di forma irregolare e di tessitura ruvida poiché si viene a formare un giunto adesivo più efficace all'interfaccia fra la pasta cementizia e l'inerte frantumato. Una considerazione analoga può essere fatta per la R_t .

2.6.5. Correlazione fra R_c e R_f o R_t

Per ricondursi rapidamente al valore di R_f conoscendo il corrispettivo valore di R_{cm} , evitando di servirsi dell'ausilio di grafici generalmente scarsamente reperibili per tutti i cementi, è possibile ricorrere alla seguente relazione:

$$R_f = K_f \cdot \sqrt{R_c} \quad (2.15)$$

In cui K_f è una costante pari a 0,7 per inerti alluvionali e 0,8 per quelli di frantumazione. A sua volta la resistenza a trazione R_t può essere determinata in funzione della R_f tramite l'equazione:

$$R_t = K_t \cdot R_f \quad (2.16)$$

In cui K_t è una costante pari a 0,6, se il calcestruzzo ha una $R_{cm} > 20$ MPa, e pari a 0,5 per i calcestruzzi con $R_{cm} < 20$ MPa.

In base alle Norme Tecniche delle Costruzioni i valori di R_t ed R_f (in N/mm²) sono calcolabili con le seguenti relazioni:

$$R_t = 0,48 \cdot \sqrt{R_c} \quad (2.17)$$

$$R_f = 1,2 \cdot R_t \quad (2.18)$$

2.6.6. Correlazione tra R_c e il modulo elastico

L'ultima correlazione è quella tra R_c (o R_{ck}) e il corrispondente *modulo elastico* E la quale è sempre del tipo:

$$E = K_E \cdot \sqrt{R_c} \quad (2.19)$$

In cui la costante K_E dipende dalle unità di misura adottate, dal modo in cui è condotta la misura della resistenza a compressione (R_c per i provini cubici o f_c per quelli cilindrici) e dal modulo elastico tangenziale iniziale o modulo elastico secante E . Secondo quanto prescrive la normativa italiana, in assenza di misure dirette di E , il modulo elastico secante è valutabile attraverso la seguente equazione:

$$E_{28} = 11000 \cdot (R_{cm})^{1/3} \quad (2.20)$$

In cui E_{28} ed R_{cm} sono misurati (dopo una maturazione di 28 giorni) in MPa, R_{cm} fa riferimento a provini cubici, ed E_{28} rappresenta il modulo elastico secante che equivale al rapporto $\sigma_{1/2}/\varepsilon_{1/2}$, dove $\varepsilon_{1/2}$ è la deformazione unitaria correlata all'applicazione di uno sforzo ($\sigma_{1/2}$) corrispondente alla metà della resistenza meccanica a compressione (R_{cm}). L'equazione (2.20), o equazioni equivalenti alla (2.19) con differenti valori di K_E , sono in realtà delle relazioni molto approssimative anche perché non considerano che il modulo

elastico dipende non solo dalla resistenza meccanica (quindi dal rapporto a/c e dal tipo di cemento) ma anche dalla proporzione tra il componente lapideo (il quale ha un E molto elevato) e la pasta di cemento (con una E molto minore). Infatti, E dipende dalla pendenza iniziale della curva σ - ε (Figura 2.23):

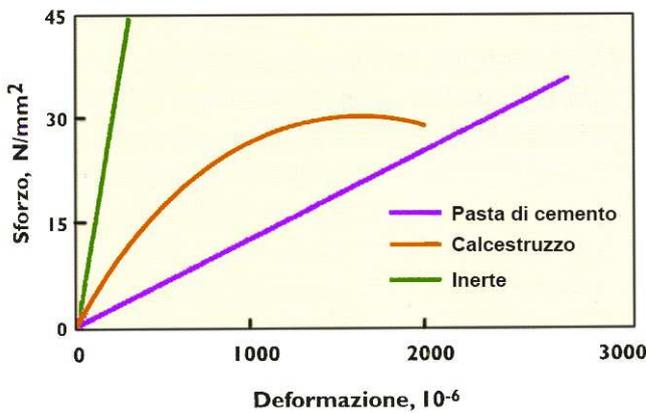


Figura 2.23 – Tipico andamento sforzo-deformazione del calcestruzzo e dei suoi componenti. 129[2]

quanto è proporzionalmente maggiore il contenuto di inerte tanto più la curva σ - ε del calcestruzzo si accosta a quella dell'inerte.

2.7. Mix-design e cenni sugli additivi chimici

2.7.1. Il mix-design

Il mix-design è “il calcolo della composizione del calcestruzzo a partire dalle prestazioni richieste (lavorabilità, resistenza meccanica, durabilità, ecc.) e dalle caratteristiche delle materie prime disponibili (cemento, inerti, additivi)” [1]. Esso si fonda su correlazioni sperimentali tra i costituenti che compongono il calcestruzzo, da un lato, e le performance del calcestruzzo e le caratteristiche della materia prima dall'altro. Esistono cinque correlazioni fondamentali, schematizzate in Figura 2.24; tali relazioni sono:

- I. Il dosaggio d'acqua (a) in kg/m³, è stabilito in base alla lavorabilità necessaria del conglomerato fresco, alla natura dell'inerte (tondeggianti o frantumati), alla dimensione di quest'ultimo e all'eventuale ricorso ad additivi (aeranti e riduttori di acqua);
- II. Il rapporto a/c è funzione della resistenza meccanica del conglomerato indurito (R_{ck}) che si vuole ottenere e dal tipo e classe del cemento impiegato;
- III. Il rapporto a/c influisce anche sulla durabilità del calcestruzzo in base al grado di aggressione ambientale (definito tramite la classe di esposizione);
- IV. Una volta determinato a (correlazione I) e dedotto il valore di c attraverso le correlazioni II e III, si ricava il volume di inerte V_i per differenza tra il volume del calcestruzzo V_{cls} e quello degli altri ingredienti V_a , $V_{a'}$ e V_c (rispettivamente i volumi di acqua, aria e cemento), tramite quindi un bilancio di volume.

- V. Il volume V_i dell'inerte totale ricavato dalla precedente correlazione viene suddiviso fra i singoli inerti (ad esempio ghiaia e sabbia). Per ottenere la combinazione ottimale dell'inerte si ricorre alle curve granulometriche relative a quest'ultimi confrontate con la curva di riferimento prescelta (Fuller, Bolomey, ecc.). I volumi di ghiaia (V_g) e di sabbia (V_s) così ricavati, sono convertiti nelle masse corrispondenti (segnate come "s" e "g") tramite una moltiplicazione elementare tra i volumi e le corrispondenti masse volumetriche m_s e m_g .

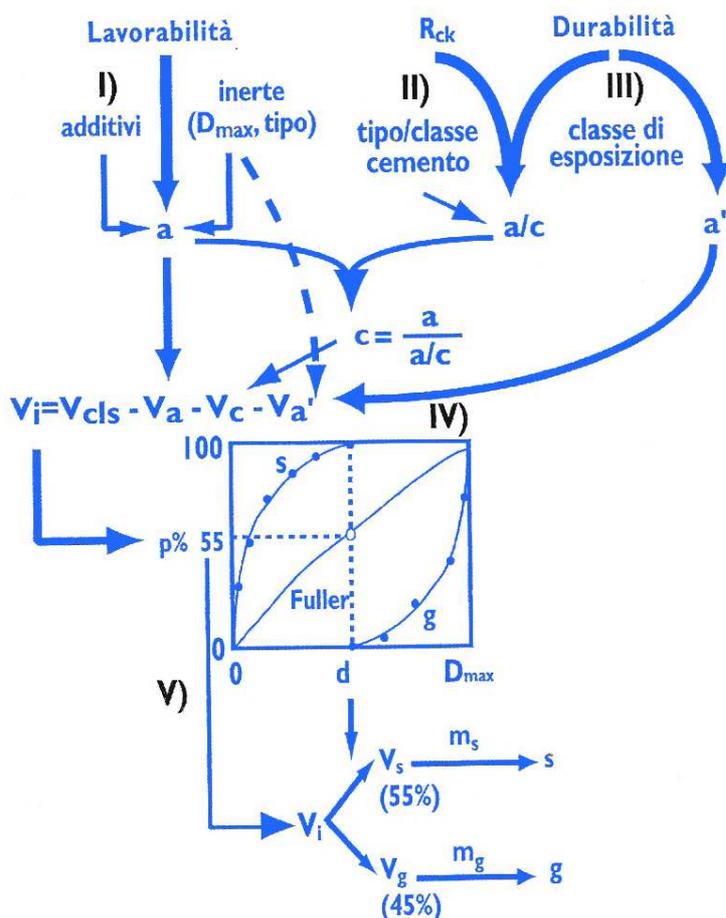


Figura 2.24 – Schematizzazione del processo di mix-design attraverso cinque correlazioni da I) a V). [1]

la Figura 2.25 graficizza la correlazione I), mostrando che all'incremento della lavorabilità richiesta (in termini di *slump*) si debba rispondere con un proporzionale aumento del dosaggio d'acqua di impasto (a). Come si può osservare ancora dalla Figura 2.25 sono disponibili molteplici curve di correlazione tra quantitativo d'acqua *a* e *slump*, in base al diametro massimo (regola di Lyse descritta nel paragrafo 2.5.2): fissato lo *slump*, la quantità d'acqua necessaria per ottenere una data lavorabilità è tanto minore quanto è più grande l'inerte poiché si riduce l'area superficiale specifica dell'inerte da bagnare.

Inoltre la quantità d'acqua necessaria per produrre un calcestruzzo con un determinato slump, è maggiore nel caso in cui si impieghi un inerte di frantumazione dal contorno irregolare invece che un inerte tondeggiate alluvionale; questo perché un inerte dal contorno irregolare è caratterizzato da un attrito maggiore nei confronti della matrice cementizia necessitando quindi di un dosaggio d'acqua maggiore per raggiungere la medesima mobilità, cioè la stessa lavorabilità, del calcestruzzo fresco.

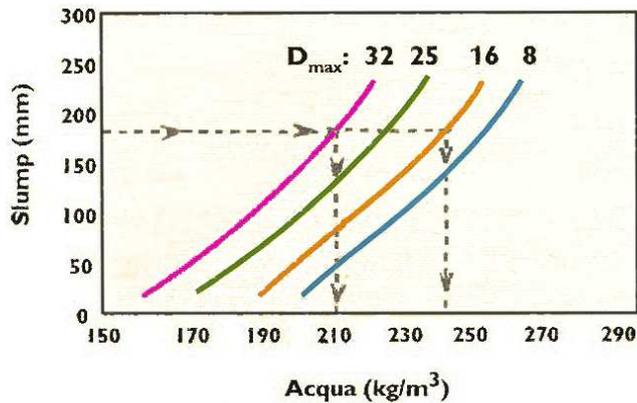


Figura 2.25 – Influenza del diametro massimo (D_{max}) sulla correlazione slump-acqua. [2]

La correlazione II è graficizzata nella Figura 2.26 nella quale si può osservare come la resistenza caratteristica R_{ck} è tanto maggiore quanto è minore il rapporto a/c .

È opportuno precisare che la correlazione $R_{ck} - a/c$ (dedotta per via sperimentale misurando la resistenza meccanica media di calcestruzzi caratterizzati da un rapporto a/c fisso) è influenzata anche dalla tipologia e soprattutto dalla classe del cemento utilizzato. A titolo di esempio, nella Figura 2.26 sono riportate le curve di correlazione $R_{ck} - a/c$ per tre diversi tipi di cemento (CEM I 52.5R, CEM II A/L 42R, CEM IV/B 32.5R).

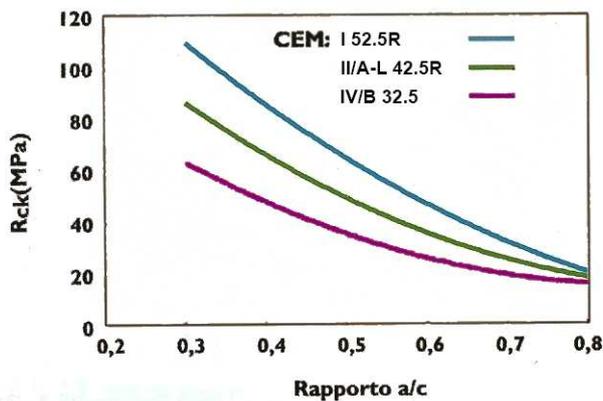


Figura 2.26 – Correlazione tra la R_{ck} e il rapporto a/c per tre diversi cementi. [2]

2.7.2. Cenni sugli additivi chimici

Gli additivi sono prodotti chimici che vengono aggiunti agli altri ingredienti del calcestruzzo (normalmente in quantità molto minori) allo scopo di migliorarne una o più caratteristiche.

In base della prestazione che si vuole migliorare, gli additivi sono classificabili in diverse tipologie, le più importanti delle quali si riportano in seguito correlandole con una breve spiegazione.

- **Additivi acceleranti:** essi hanno lo scopo di aumentare il *grado di idratazione* (α) del cemento limitatamente alle brevi stagionature alterando, quindi, le prestazioni del calcestruzzo durante l'esecuzione dell'opera, senza però intaccare le performance dello stesso nelle strutture in esercizio.

Gli acceleranti fanno sì che s'incrementi il grado di idratazione del cemento alle brevi stagionature al fine di ridurre i tempi di presa (acceleranti di presa) o di aumentare la resistenza meccanica nel brevissimo periodo (acceleranti di indurimento) tanto più nei climi invernali laddove le temperature rigide rallentano lo sviluppo delle prime reazioni che intercorrono fra il cemento e l'acqua.

- **Additivi ritardanti:** questi additivi hanno lo scopo di ridurre il grado di idratazione (α) del cemento durante le prime ore dalla produzione; per questo motivo sono usati in particolare nei climi caldi laddove le alte temperature velocizzano l'idratazione del cemento riducendo la lavorabilità del calcestruzzo durante il trasporto, le operazioni di getto e quelle di finitura. Anche questi additivi non modificano le prestazioni del materiale in servizio.

Gli additivi ritardanti sono per lo più costituiti da prodotti organici (gluconato, glucosio, zuccheri, ecc.) e hanno la particolarità che all'effetto ritardante consegue spesso un effetto fluidificante.

- **Additivi areanti:** gli additivi areanti hanno lo scopo di mutare le prestazioni del calcestruzzo in servizio incrementandone la resistenza alle sovrappressioni indotte dal ghiaccio. Questi additivi, aggiunti in piccolissima quantità, alterano la tensione superficiale dell'acqua, favorendo la formazione di microbolle d'aria con diametro circa 100-300 μm sfruttando l'effetto dell'agitazione meccanica durante la miscelazione del calcestruzzo.

Tuttavia, occorre tenere presente che la presenza delle bolle d'aria comporta un abbassamento della resistenza meccanica compensabile tramite la riduzione del rapporto *a/c*.

- **Additivi inibitori di corrosione:** questi additivi sono aggiunti all'impasto cementizio allo scopo di contrastare la corrosione dei ferri di armatura indotta dai cloruri. Esistono molteplici inibitori, tra i quali i più comuni sono quelli a base di nitrito di calcio.
- **Additivi battericidi e fungicidi:** nonostante il decadimento estetico sia progressivamente cresciuto nel tempo, ad oggi il numero delle soluzioni proposte per contrastare il problema è assai limitato. Il ricorso ad additivi battericidi e fungicidi (basati rispettivamente su benzoato sodico, fenoli polialogenati, sali di rame e arsenico) consente di impedire lo sviluppo delle alghe e dei funghi, sebbene le superfici debbano essere sottoposte al lavaggio con detergenti.

- **Additivi idrofobizzanti:** gli additivi idrofobizzanti, a base di *alchil-alcossi-silano* normalmente vengono utilizzati come prodotti applicati sulla superficie del calcestruzzo al fine di renderlo idrorepellente.
- **Additivi viscosizzanti:** questi additivi, altrimenti noti sotto l'acronimo *VMA (Viscosity Modifying Agents)*, si utilizzano al fine di evitare fenomeni di *bleeding* e *segregazione* (raccolta d'acqua sulla superficie del calcestruzzo) che avvengono in particolare nei calcestruzzi autocompattanti.
- **Additivi anti-ritiro:** gli additivi anti-ritiro, altrimenti noti sotto l'acronimo *SRA (Shrinkage-Reducing Admixtures)* sono prodotti a base di glicoli e polioli i quali posseggono la caratteristica di ridurre il ritiro igrometrico.
- **Additivi fluidificanti e superfluidificanti:** fino agli inizi degli anni '70 esisteva la famiglia dei fluidificanti (a base di ligninsolfonato, residuo dell'estrazione della cellulosa dal legno), la quale fu però superata dal punto di vista tecnologico dai superfluidificanti prodotti per mezzo della sintesi chimica; questi sono circa 4 volte più efficaci dei primi. Tutti i superfluidificanti sono basati su polimeri idrosolubili.

2.8. Calcestruzzo ad alta resistenza meccanica

Il calcestruzzo ad alte prestazioni, noto anche con l'acronimo inglese *HPC (High Performance Concrete)* è caratterizzato da una resistenza a compressione compresa comunemente all'interno dell'intervallo di 60-100 N/mm² raggiungibile grazie a:

- Un ridotto rapporto acqua/cemento (0,40-0,30) ottenibile tramite *additivi super-riduttori di acqua*.
- Utilizzo di singole *aggiunte minerali* o in combinazione tra loro, caratterizzate da attività pozzolanica elevata e/o grande area superficiale specifica come ad esempio la loppa microfine, il fumo di silice, ecc.
- *Inerti di frantumazione* di qualità ottima (quali granito, basalto ecc.) caratterizzati da un'elevata resistenza meccanica della roccia di cui sono costituiti e in grado di sviluppare la massima adesione all'interfaccia tra elemento lapideo e la pasta cementizia.

2.8.1. Il fumo di silice: il calcestruzzo DSP

Il *fumo di silice* deriva dalla lavorazione del silicio e delle leghe metalliche ferro-silicio. Questo materiale ha riscosso grande successo nell'ambito delle malte e del calcestruzzo solamente dopo l'avvento dei super-fluidificanti che, come detto nel paragrafo 2.7.2, avvenne negli anni 70.

Il fumo di silice si presenta in forma sfere molto piccole (le cui dimensioni sono comprese fra 0,01 e 1 µm, quindi 50-100 volte più piccole di quelle del cemento). Questa caratteristica permette il dislocamento di tali micro-sfere all'interno dei vuoti interstiziali presenti tra i granuli del cemento; ciò consente l'ottenimento di un sistema con un minor indice di porosità, con una maggiore densità e quindi più resistente dal punto di vista meccanico ed infine impenetrabile da qualsivoglia agente aggressivo.

L'acronimo *DSP (Densified with Small Particles)*, utilizzato per indicare il calcestruzzo con il fumo di silice, fu coniato da Bache, al fine di sottolineare proprio l'elevato addensamento microstrutturale dato dalla dislocazione delle micro-sfere silicee tra i granuli di cemento.

Tuttavia, l'elevata area superficiale di questo additivo minerale (fino a 20-30 m²/g) determina l'enorme aumento dell'acqua d'impasto necessaria per produrre il calcestruzzo; il maggiore rapporto a/c conseguente, vanifica il beneficio che discende dalla densificazione sopra descritta. Negli anni 70 ci furono i primi esperimenti che prevedevano la combinazione del fumo di silice con gli additivi superfluidificanti per ovviare all'inconveniente derivante dalla richiesta d'acqua maggiore; tale combinazione si rivelò subito efficace.

L'applicazione congiunta di superfluidificante a dosaggio elevato (2-4% rispetto al cemento) e fumo di silice permette di ottenere performance addirittura maggiori se si sostituiscono rocce di prestazioni meccaniche più elevate e, in particolare, caratterizzate da un migliore legame all'interfaccia aggregato-matrice cementizia, al comune aggregato calcareo.

Se l'obiettivo è quindi quello ottimizzare lo sfruttamento della matrice cementizia più densa e compatta, è necessario ricorrere ad aggregati particolarmente resistenti (granito, basalto, diabase, ecc.) altrettanto densi e compatti che consentano in particolare di creare un ottimo legame adesivo nella *zona di transizione* (cioè la sottilissima area del materiale di poche decine di µm situata all'interfaccia tra aggregato e matrice cementizia) con la pasta di cemento.

2.8.2. Materiali DSP con aggregati speciali

Sebbene da una parte, teoricamente, sia possibile una combinazione di fumo di silice e superfluidificante con dosaggi molto superiori a quelli previsti per i calcestruzzi ordinari ottenendo una microstruttura della matrice cementizia più densa, dall'altra risulta inefficace adottare questa strategia se non si utilizzano di aggregati altrettanto densi e compatti e eliminando anche la porosità che si crea nella zona di transizione tra matrice ed elementi lapidei. Perciò solamente se si ricorre ad aggregati compatti e densi (come graniti, basalti, ecc.), caratterizzati da tessitura superficiale ruvida per garantire la migliore adesione possibile tra aggregati e matrice cementizia in corrispondenza della zona di transizione, è possibile ottimizzare il beneficio derivante dall'ulteriore densificazione ottenibile nella matrice caratterizzata da un contenuto più elevato di particelle ultra-fini. Naturalmente un maggior dosaggio di superfluidificante deve accompagnare un contenuto superiore di tali particelle finissime al fine di compensare l'importante richiesta aggiuntiva d'acqua dettata dalla polvere finissima.

2.8.3. Limiti prestazionali dei materiali DSP

Se da un lato i materiali DSP presentano una sorprendente resistenza meccanica a compressione e uno straordinario comportamento nei riguardi delle aggressioni ambientali, dall'altro essi sono caratterizzati da alcune restrizioni comportamentali nei confronti della deformazione sotto sforzo: risulta accentuato infatti il carattere fragile del materiale, affetto da un'energia di frattura relativamente bassa. Tali limiti non sono legati alla formulazione chimica del composito o alla

presenza del superfluidificante e del fumo di silice, bensì alla microstruttura densa del materiale DSP.

Nella *Figura 2.27* sono comparate le curve di sforzo a compressione in funzione della deformazione su provini cubici dei materiali contraddistinti da differenti valori di resistenza a compressione (R_c) sotto elencati:

- Calcestruzzo ordinario in assenza di fumo di silice e senza superfluidificante ($R_c = 25 \text{ N/mm}^2$);
- Calcestruzzo ordinario in presenza di fumo di silice (15%) ma senza superfluidificante ($R_c = 32 \text{ N/mm}^2$);
- Calcestruzzo ad alta resistenza meccanica in presenza di superfluidificante (2%) ma senza fumo di silice ($R_c = 52 \text{ N/mm}^2$);
- Materiale *HPC* in presenza del 15% di silice e il 3% di superfluidificante ($R_c = 85 \text{ N/mm}^2$);
- Materiale *HPC* come in d) con la presenza di una spirale metallica in acciaio inserita all'interno provino cubico ($R_c = 92 \text{ N/mm}^2$);

Nel calcolo strutturale è necessario quindi considerare la minore duttilità dei materiali *HPC*, derivante dalla microstruttura più densa che determina la rottura fragile caratteristica dei materiali ceramici densi. Al fine di compensare tale carenza, deve essere predisposta una distribuzione adeguata delle armature metalliche, o, in alternativa, si può ricorrere a di fibre di acciaio, come avviene per il calcestruzzo a polvere reattiva.

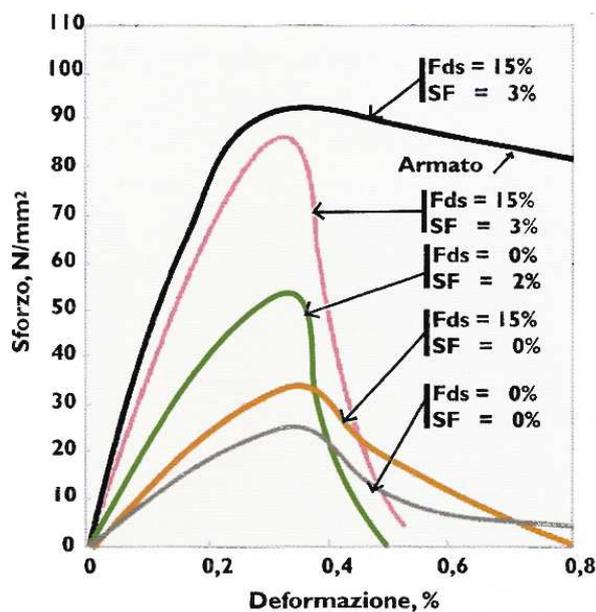


Figura 2.27 – Curva sforzo-deformazione di provini cubici (150mm) sottoposti a compressione confezionati con e senza fumo di silice (Fds) e superfluidificante (SF). Il provino armato contiene una spirale di acciaio.[2]

3. Gli edifici: i sistemi costruttivi

L'obiettivo del presente capitolo è quello di dare un quadro generale delle diverse tipologie costruttive degli edifici in cemento armato. Partendo da brevi cenni storici sullo sviluppo delle tecniche costruttive adatte per realizzare edifici alti, si approfondiranno le differenze che intercorrono fra gli schemi strutturali adottati per gli edifici ordinari (di bassa o media altezza) e edifici di altezza notevole, quali i grattacieli. Verranno inoltre fornite alcune indicazioni utili alla corretta modellazione di tali edifici con programmi che utilizzano metodi di analisi agli elementi finiti (*FEM*), poiché si utilizzerà uno di questi per la modellazione degli edifici studiati.

3.1. Cenni storici

Con il termine “*grattacielo*”, originariamente, ci si riferiva all'albero maestro delle barche a vela.

Partendo dalle costruzioni di epoca più antica, la più alta delle piramidi di *Giza*, realizzata intorno al 2500 A.C ed alta 146,6 m, fu realizzata utilizzando solamente manodopera umana e tecniche rudimentali; è impressionante pensare che questa non fu superata fino al XIV secolo con la costruzione della cattedrale di Lincoln in Inghilterra.

I primi esempi di abitazioni basate sulla costruzione in senso verticale sono alcune ‘*case a torre*’ costruite nel XVI a protezione degli abitanti di Shibam in Yemen; queste torri di fango, che contenevano una o due famiglie per piano, erano alte dai 5 ai 16 piani, raggiungendo talvolta l'altezza di 40 m.

È possibile trovare numerosi esempi simili in Europa, dalle torri in muratura di Bologna dell'XI secolo, che raggiungevano i 97 metri, alle costruzioni in pietra di Edimburgo, alte 11 piani e costruite alla fine del XVII secolo a scopo difensivo.

Grazie agli avanzamenti tecnologici innescati dalla seconda Rivoluzione Industriale, fu resa possibile la costruzione dell'Home Insurance Building a Chicago, costituito da 11 piani e generalmente considerato il primo grattacielo moderno. Il suo progetto pionieristico fu il primo a prevedere un telaio portante, successivamente chiamato col nome di “Scheletro di Chicago”. Questa tipologia rivoluzionaria, composta di singoli elementi strutturali snelli che sopportavano i carichi dell'intera costruzione al posto dei classici muri portanti, è considerato il primo vero esempio di edificio con un telaio strutturale moderno, che oggi comunemente definiamo con il termine “*grattacielo*”.

Precedentemente Joseph Monier aveva inventato il cemento armato annegando del metallo (inizialmente ferro e successivamente acciaio) nel calcestruzzo fresco; tale invenzione fu brevettata ed esibita nell'esposizione universale di Parigi. Il devastante incendio di Chicago nel 1871, nel frattempo, non solo rese necessaria una revisione delle norme antincendio, ma metteva in evidenza l'innata resistenza al fuoco del cemento come materiale strutturale per le costruzioni a molti piani.

Dagli inizi del XX secolo, i grattacieli divennero la principale e più innovativa tipologia costruttiva, aiutata da invenzioni come, ad esempio, l'ascensore, il telefono e il riscaldamento

centralizzato. L'urbanizzazione e la crescita della ricchezza hanno ulteriormente incoraggiato la proliferazione delle costruzioni a molti piani.

La *Ingalls Building* (1903) a Cincinnati, Ohio, con i suoi 15 piani e 64 m di altezza, fu il primo grattacielo in cemento armato.

Oggi, il cemento è fermamente riconosciuto come uno dei materiali leader per le costruzioni di notevole altezza. Il miglioramento delle tecniche costruttive del cemento armato, unitamente al riconoscimento delle sue proprietà intrinseche come il suo particolare smorzamento naturale, la resistenza al fuoco e l'isolamento acustico, ha contribuito alla longevità di questo materiale; infatti attualmente i grattacieli sono costruiti quasi esclusivamente in cemento armato.

3.2. Le strategie nel progetto strutturale

La progettazione di edifici alti e molto alti implica le medesime procedure e caratteristiche presenti negli edifici normali, ma con l'aggiunta di alcuni fattori chiave che devono essere considerati non solo dagli strutturisti, ma anche dai clienti, dagli architetti e dalle altre figure professionali che partecipano alla progettazione. Infatti, affinché la progettazione abbia costi contenuti e sia efficace, è necessario che ci sia una connessione olistica fra tutti gli aspetti e le discipline, così da ottenere una buona comprensione degli aspetti critici nella loro totalità.

La scelta del corretto telaio strutturale è fondamentale ai fini della progettazione, perciò deve essere considerata fin dall'inizio; uno dei principali fattori nella progettazione degli edifici alti, nonché una delle maggiori differenze con la progettazione di edifici bassi, è l'influenza esercitata dai carichi laterali.

Finché si parla di costruzioni basse, la maggioranza dei progettisti hanno una comprensione chiara circa la natura dei carichi laterali, le strategie strutturali da adottare per contrastarli, la loro valutazione e il corretto posizionamento degli elementi rigidi verticali al fine di sviluppare collaborazione efficace di questi con i diaframmi orizzontali o con i pannelli rinforzati. Quando si ha a che fare con le costruzioni alte, invece, il rapporto fra l'intensità dei carichi laterali e quelli gravitazionali cresce considerevolmente in virtù della maggiore altezza degli edifici; l'azione del vento tende a crescere con l'altezza dal piano del terreno e, combinata con la grande area superficiale tipica delle costruzioni di notevole altezza e con l'effetto "leva" sempre maggiore man mano che ci si allontana dal livello del terreno, ha il risultato di costituire il principale carico. Ciò significa che il progetto delle strutture alte e la scelta delle dimensioni degli elementi strutturali principali, in particolare i setti centrali e i pilastri, sono governati dai carichi laterali.

Inoltre, in quest'ultima tipologia di costruzioni, lo spostamento laterale deve essere calcolato e deve restare entro determinati limiti; infatti valori eccessivi di spostamento potrebbero danneggiare le partizioni interne, il rivestimento esterno e, in generale, le finiture, in particolare nel caso di spostamenti fra piano e piano eccessivi.

Le caratteristiche dinamiche delle costruzioni alte devono essere considerate nel dettaglio: i carichi dati dall'azione del vento e dall'azione sismica, coprono un ampio spettro di frequenze e il comportamento dell'edificio è influenzato dalla propria frequenza naturale e dal suo smorzamento intrinseco. Quando le frequenze dei carichi applicati si avvicinano alla frequenza naturale del fabbricato si ha un maggior rischio che gli effetti sulla struttura risultino amplificati,

con un conseguente incremento degli spostamenti e dei carichi. Tale meccanismo rende necessaria un'analisi dettagliata da parte dei progettisti, che dovranno analizzare la risposta dell'edificio in funzione dell'intero spettro delle frequenze relativo ai carichi applicati.

3.2.1. Il rapporto di snellezza e la struttura

Fin dalle prime fasi della progettazione, è opportuno considerare le proporzioni dell'edificio; infatti il *rapporto di snellezza (RS)* fornisce un'indicazione attendibile sulle difficoltà di esercizio che si potranno riscontrare nella progettazione della struttura. Tale rapporto è ottenuto dividendo l'altezza complessiva della costruzione per la dimensione minore della base; i valori di RS ideali sono minori o uguali ad H/8, mentre valori uguali o superiori ad H/6 indicano che la struttura avrà condizioni di esercizio onerose e che probabilmente il comportamento dinamico determinerà la scelta delle soluzioni strutturali.

Per ottenere una struttura rigida tale da sopportare i notevoli carichi laterali e le accelerazioni a cui è sottoposta contenendo gli spostamenti, i progettisti devono vagliare attentamente le diverse soluzioni strutturali adottabili: a tale scopo, è indispensabile una collaborazione interdisciplinare tra i progettisti al fine di adottare la soluzione ottimale.

Tale collaborazione giova a tutti gli attori del progetto nell'ottica di una progettazione olistica integrale. Ad esempio, è fondamentale considerare il grande numero di problematiche che sorgono durante la progettazione dei servizi meccanici ed elettrici, le quali richiedono soluzioni differenti rispetto alle costruzioni basse. Infatti, nelle costruzioni di molti piani, risulta necessario una distribuzione verticale di tali servizi, che comprendono:

- La rete idraulica.
- La rete elettrica.
- La ventilazione meccanica
- La rete telefonica e di distribuzione dei dati.

3.2.2. La progettazione del nucleo

Il nucleo centrale costituisce l'elemento principale e quindi merita particolare attenzione durante il processo progettuale; in esso solitamente sono allocati tutti gli elementi di distribuzione verticale dei servizi menzionati nel precedente paragrafo. Per la maggioranza delle strutture di notevole altezza, il nucleo centrale rappresenta la "spina dorsale" e ricopre un ruolo strutturale fondamentale poiché sostiene una significativa percentuale dei carichi verticali e, spesso, la maggior parte dei carichi orizzontali. Perciò, una progettazione inefficace di questo elemento strutturale condurrà a un rallentamento nella realizzazione, una minore qualità e uno spreco di spazio, ed ognuno di questi svantaggi comporterà un aumento dei costi.

Nella maggior parte degli edifici medio-bassi valgono le seguenti opzioni e principi:

- **Sistema strutturale con setti resistenti a taglio:** in questa soluzione strutturale, i setti resistenti a taglio del nucleo sono collocati intorno al perimetro dell'area centrale circondando la tromba delle scale e dell'ascensore, i corridoi e i cavedi degli impianti.

Al fine di ottenere la massima efficienza strutturale, i setti centrali dovrebbero essere i più lunghi possibile e, se consentito, posizionati simmetricamente rispetto al baricentro della costruzione.

- **Spessore dei setti:** i setti centrali sono dimensionati in funzione dell'entità dei carichi applicati con uno spessore variabile solitamente tra i 350 mm e i 600 mm, talvolta anche di più, per costruzioni sopra i 200 m di altezza
- **Massimizzazione dei carichi verticali:** gli elementi strutturali immediatamente esterni al nucleo centrale influiscono a loro volta sulle caratteristiche resistenti della struttura; al fine di sopportare i carichi laterali e il momento ribaltante globale, gli strutturisti dovrebbero massimizzare i carichi verticali portati dal nucleo, in quanto ciò fornisce un contributo al momento stabilizzante e si oppongono alle forze di trazione indotte dal momento ribaltante. Nella progettazione di un tale schema, l'efficienza del nucleo, e quindi dell'intera costruzione, aumenta se la disposizione dei pilastri al di fuori del nucleo è tale da massimizzare le campate al di sopra dei setti centrali.
- **Posizionamento degli impianti:** per costruzioni basse, di norma gli impianti sono situati nei pressi della tromba delle scale e dell'ascensore poiché, in genere, i nuclei strutturali sono disposti a intervalli regolari all'interno della costruzione per rispettare la lunghezza massima delle vie di fuga ad ogni piano. Tale soluzione è compatibile con gli usuali requisiti e caratteristiche delle reti di distribuzione elettrica e meccanica.

Per costruzioni con un numero elevato di piani, spesso sono adottabili i medesimi principi sebbene esistano alcune ulteriori considerazioni di cui tenere conto; infatti, questo tipo di costruzioni, richiedono spesso di prevedere impianti di condizionamento dell'aria e, perciò, condutture e cavedi di sezioni notevoli: prevedere un tale spazio all'interno del nucleo strutturale può ridurre l'efficacia dello stesso. Inoltre, in questo caso, i setti del nucleo dovrebbero essere attraversati dalle condutture e dagli impianti per raggiungere i terminali su ogni piano e, se i fori per l'attraversamento hanno dimensioni considerevoli, possono ridurre significativamente la rigidità dei setti, oltre che essere di difficile realizzazione in fase costruttiva.

Per evitare queste problematiche, i cavedi impiantistici sono talvolta previsti immediatamente all'esterno del nucleo centrale, mentre invece gli accessi, ad esempio ai corridoi, sono mantenuti nelle posizioni tradizionali.

Un altro aspetto che influenza in maniera determinante la progettazione del nucleo strutturale (e ovviamente della costruzione nel suo complesso) è la destinazione d'uso del fabbricato. Le principali destinazioni d'uso sono:

- **Residenziale:** in generale sotto forma di monolocali o bilocali e, talvolta, di appartamenti più ampi o attici.
- **Hotel:** che prevedono una ripetizione di piani con il medesimo schema organizzativo in pianta al di sopra del piano riservato alla reception.
- **Uffici:** caratterizzati da ampi spazi che consentano la massima flessibilità.
- **Commerciale:** Previste generalmente ai primi piani dei grattacieli. Esse richiedono ampi open space e notevoli altezze interpiano.

Sebbene la destinazione d'uso renda necessario il rispetto di opportune altezze interpiano e requisiti acustici, il parametro progettuale principale è dato dal numero di occupanti; facendo riferimento, ad esempio, a un tipico grattacielo con una superficie in pianta di circa 1000 m²:

- Il numero di occupanti per piano varia tra le 20 e le 30 persone nel caso di residenze, tra le 35 e le 40 se si tratta di un hotel e infine tra le 80 e le 120 persone se si ha a che fare con uffici open space. Quindi, per un edificio di 40 piani, il numero di occupanti può variare dalle 800 in un edificio residenziale fino a superare le 4000 persone negli uffici.
- Tale parametro influisce notevolmente anche sulla pianificazione del numero degli ascensori, soprattutto nel caso degli edifici per uffici, in cui si può avere un picco della loro richiesta in coincidenza con l'arrivo e la partenza dei dipendenti. Quindi, per esempio si possono avere dai 3 ai 10 ascensori in funzione della loro velocità e dimensione.
- Spesso si hanno edifici con più utilizzi che da una parte consentono un risparmio ma dall'altro richiedono ascensori separati in funzione alle diverse destinazioni d'uso.

Le costruzioni ad uso abitativo e alberghiero spesso richiedono muri divisorii robusti al fine di soddisfare i requisiti acustici e di resistenza al fuoco. In tali casi è possibile sfruttare questi elementi rendendoli parte della struttura portante. Si osserva inoltre che, se da una parte i carichi accidentali negli edifici alti residenziali sono simili a quelli per costruzioni basse e quindi

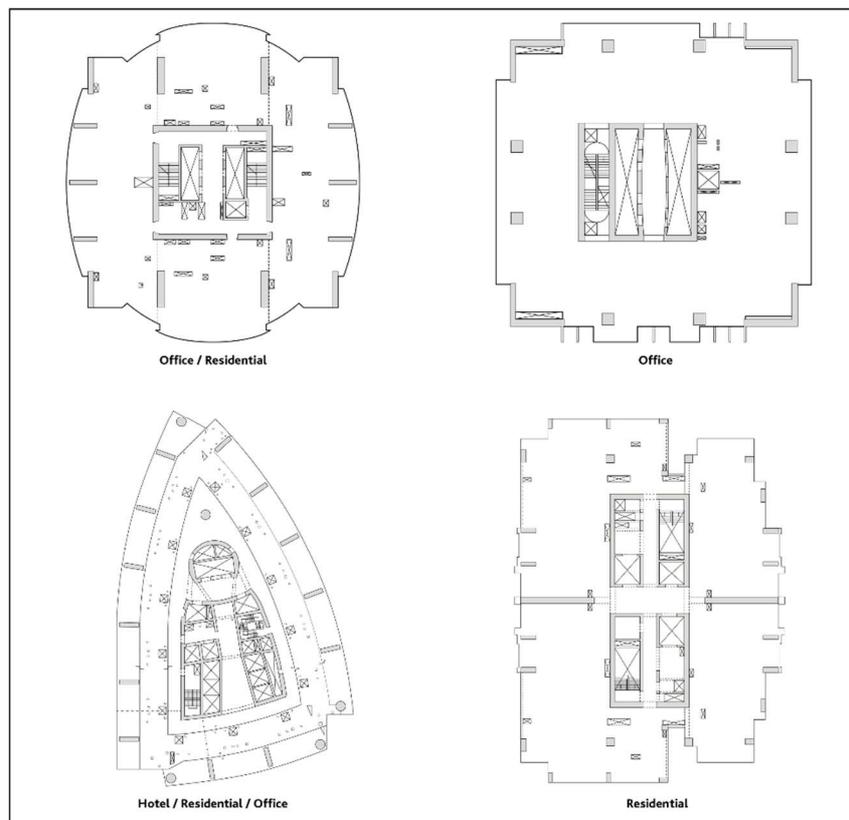


Figura 3.1 – Schemi distributivi tipici. [3]

relativamente poco importanti, dall'altra i carichi permanenti dovuti ai muri divisorii appena citati possono essere considerevoli.

Tale configurazione non si trova invece negli edifici ad uso commerciale ed uffici, dove generalmente si preferiscono ampi spazi aperti senza divisorii, da sfruttare a fini strutturali; inoltre i carichi accidentali sono maggiori rispetto alle residenze.

Gli schemi distributivi relativi alle costruzioni alte variano adattandosi alle singole esigenze e sono influenzati dalla forma del sito in cui sorge la costruzione stessa, dalle strutture adiacenti e dalla destinazione d'uso. Nella *Figura 3.1* sono riportati alcuni esempi di piante di edifici residenziali, uffici e a uso misto.

3.2.3. Comportamento dinamico e spostamenti

Le costruzioni alte sono affette da un'inevitabile flessione laterale per effetto del vento e dell'eventuale azione sismica. I limiti sull'entità degli spostamenti orizzontali derivanti da tale flessione sono solitamente funzione dell'altezza totale (h) della struttura; tipicamente si fa riferimento a uno spostamento limite di $h/500$. Tuttavia, è necessario considerare anche lo spostamento tra un piano e quello successivo (spostamento interpiano) poiché potrebbe influire negativamente sul rivestimento esterno.

Sebbene la valutazione dello spostamento orizzontale dia una indicazione sulla solidità della struttura, il parametro più importante è rappresentato dalla risposta dinamica della struttura stessa; i progettisti devono avere quindi una chiara comprensione del comportamento dinamico, il quale dipende dal coefficiente di smorzamento naturale della struttura.

Tutte le costruzioni rispondono dinamicamente al variare del carico e ognuna di esse ha un periodo naturale associato ad una corrispondente forma modale che determina la risposta dinamica della struttura quando essa è sollecitata da un carico variabile. Il periodo naturale, che non incide sulle sollecitazioni e sugli spostamenti quando i carichi sono statici, deve essere invece considerato nel caso di carichi dinamici, quali, per esempio, il vento e la sollecitazione sismica. Quando la frequenza del carico è simile al periodo naturale della costruzione, entra in gioco l'effetto di risonanza che induce un'amplificazione delle sollecitazioni e degli spostamenti.

I grattacieli con struttura in calcestruzzo armato gettato in opera, hanno un proprio coefficiente di smorzamento naturale: questo parametro, che misura la capacità della struttura di dissipare l'energia, caratterizza pesantemente il comportamento dinamico degli edifici e limita gli spostamenti dati dagli effetti di risonanza determinati dai carichi dinamici.

3.3. Tipologie dei telai strutturali

La scelta della tipologia di telaio più appropriato nelle costruzioni alte, dipende da numerosi fattori fra cui la posizione geografica, le caratteristiche richieste alla struttura, l'altezza dell'edificio, le dimensioni in pianta, la destinazione d'uso ed anche dalle esigenze estetiche e architettoniche.

Come già detto, i telai strutturali delle costruzioni di notevole altezza fanno quasi sempre affidamento al nucleo centrale, dove sono alloggiati scale ed ascensori, per garantire la stabilità laterale. Gli strutturisti devono porre particolare attenzione nella scelta della pozione, delle dimensioni e dello schema del nucleo centrale: sebbene infatti solitamente si preferisca collocarlo in posizione centrale, esistono altre opzioni adottabili; tuttavia posizionare questo elemento strutturale in posizione defilata rispetto al baricentro dell'edificio richiede di realizzare un ulteriore sistema strutturale che garantisca la stabilità laterale per far fronte al momento torcente a cui si troverebbe sottoposta la costruzione.

Nei paragrafi successivi saranno elencate le principali tipologie strutturali esistenti, basate sulla modalità costruttiva del calcestruzzo gettato in opera.

L'introduzione negli anni 60 del telaio strutturale a "cilindro cavo" ad opera di Fazlur R. Khan (1929-1982), di pari passo con lo sviluppo tecnologico nel settore edile e con l'approfondimento della comprensione del comportamento strutturale delle costruzioni alte, fu il maggior contributo all'evoluzione dei grattacieli. Khan elaborò uno schema che rappresenta le varie tipologie di telai strutturali per costruzioni alte: tale schermo è rappresentato nella *Figura 3.2* (in cui, tuttavia, non tutti i telai sono appropriati per costruzioni in calcestruzzo armato).

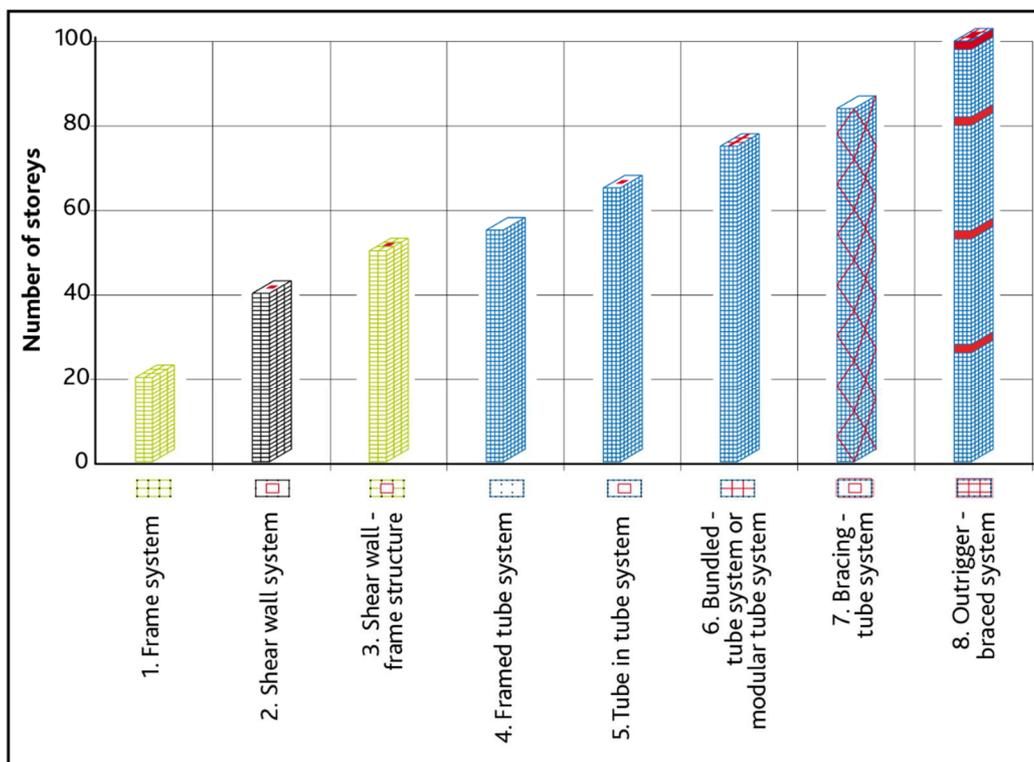


Figura 3.2 – Prime proposte di Fazlur r. Khan delle tipologie di telaio.[3]

Lo sviluppo di questa vasta varietà di tipologie strutturali ha fornito un grande aiuto ai progettisti contemporanei e, di fatti, tutte le costruzioni moderne a molti piani hanno un telaio strutturale virtualmente riconducibile a uno di quelli mostrati nello schema in *Figura 3.2*. Per la maggior parte dei grattacieli è possibile applicare una combinazione di due o più tipologie strutturali, perciò la scelta da parte degli ingegneri del sistema costruttivo più opportuno ha bisogno del dovuto tempo.

3.3.1. Tipologie di telaio

In questo paragrafo si andrà a discutere brevemente le varie tipologie di telaio illustrate nella *Figura 3.2*. È tuttavia inevitabile che, talvolta, per edifici caratterizzati dalla medesima altezza, sia possibile adottare più di una soluzione; la decisione finale è lasciata quindi al progettista che giudicherà costi ed efficacia delle singole opzioni adottabili.

- **Tipo 1: schema a telaio (Frame system):** si tratta di uno schema strutturale relativamente semplice, nel quale travi e pilastri sono rigidamente connessi per costituire un telaio resistente alle sollecitazioni flettenti nelle due direzioni ortogonali ed in grado di portare sia i carichi gravitazionali che quelli orizzontali (si veda la *Figura 3.3*). Ogni telaio piano assorbe una parte dei carichi orizzontali proporzionalmente al rapporto fra la propria rigidezza relativa e la rigidezza totale di tutta la struttura. A un incremento dell'altezza complessiva della struttura, è necessario corrispondere un proporzionale aumento delle dimensioni delle sezioni degli elementi strutturali che compongono il telaio al fine di limitare gli spostamenti laterali.

Il metodo costruttivo a telaio rigido e solai piani orizzontali risulta il più economico e assicura anche una relativa semplicità realizzativa: la stabilità laterale della struttura è governata dalla lunghezza delle campate e dall'altezza interpiano, quindi dalla rigidezza dei singoli elementi del telaio (solai, pilastri e nodi strutturali); questa tipologia strutturale è applicabile a fabbricati fino a 75 metri di altezza circa.

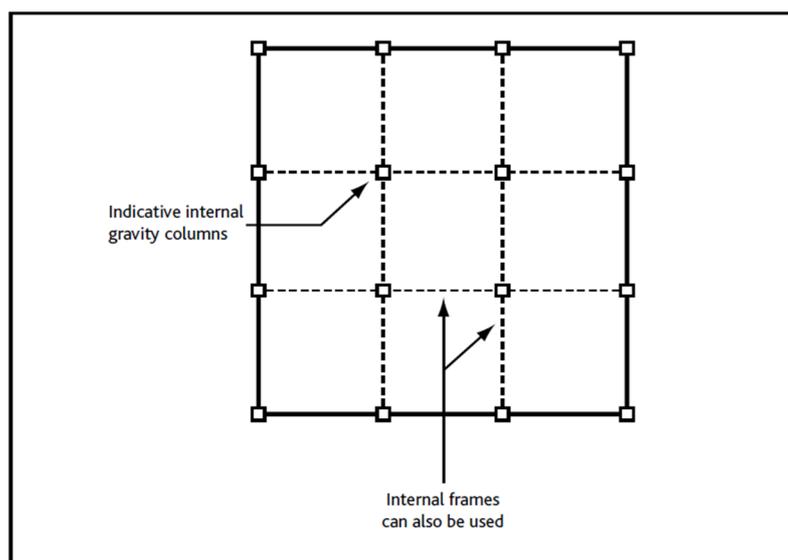


Figura 3.3 – Tipo 1: schema a telaio [3]

Si osserva inoltre che un notevole vantaggio dei telai strutturali in cemento armato gettato in opera è dato dalla continuità strutturale tra gli elementi in calcestruzzo.

- **Tipo 2: schema con setti:** questo schema è composto da setti progettati per assorbire i carichi orizzontali nelle due direzioni ortogonali, atti quindi a costituire la spina dorsale della costruzione; nella *Figura 3.4* è mostrato un tipico schema organizzativo in pianta con setti situati in prossimità del centro dove sono alloggiati gli ascensori, le scale e gli altri servizi. Tale sistema di setti centrali è comunemente denominato “nucleo strutturale” e funge da mensola verticale con una rigidezza flessionale e torsionale sufficiente per resistere alle peggiori combinazioni di carico sia agli stati limite ultimi che di esercizio.

Una variante di questo sistema consiste nella realizzazione di ulteriori setti equamente distribuiti in posizioni più periferiche; se si adotta tale alternativa progettuale, è preferibile realizzare una struttura con setti simmetrici, sia nella posizione che nelle dimensioni, per ridurre gli effetti torsionali sulla struttura.

Deve essere impiegata particolare attenzione nella determinazione del baricentro relativo al nucleo strutturale e del baricentro delle masse. Infatti, nei casi in cui essi risultano distanti tra loro, si ha un’amplificazione degli effetti torsionali derivanti dall’azione sismica o del vento; è perciò necessario determinarli accuratamente.

Schema con solo nucleo centrale. In questo caso, i setti fungono da mensole verticali trasferendo le azioni orizzontali alla fondazione attraverso il momento flettente e il taglio alla base; la notevole rigidezza laterale relativa dei setti, confrontata con gli altri elementi strutturali verticali (pilastri), assicura l’intero assorbimento dei carichi orizzontali da parte dei setti stessi, mentre i pilastri sono progettati per portare solamente i carichi gravitazionali, semplificando il processo progettuale e la realizzazione dei solai a piastre. Le esigenze architettoniche e la necessità di far passare le tubazioni dall’interno del nucleo fino ai terminali collocati su ogni piano, conduce solitamente alla progettazione di schemi organizzativi ripetitivi di setti ed aperture all’interno di questi. Può risultare efficace separare file o gruppi di setti sullo stesso piano, distanziati ad esempio da

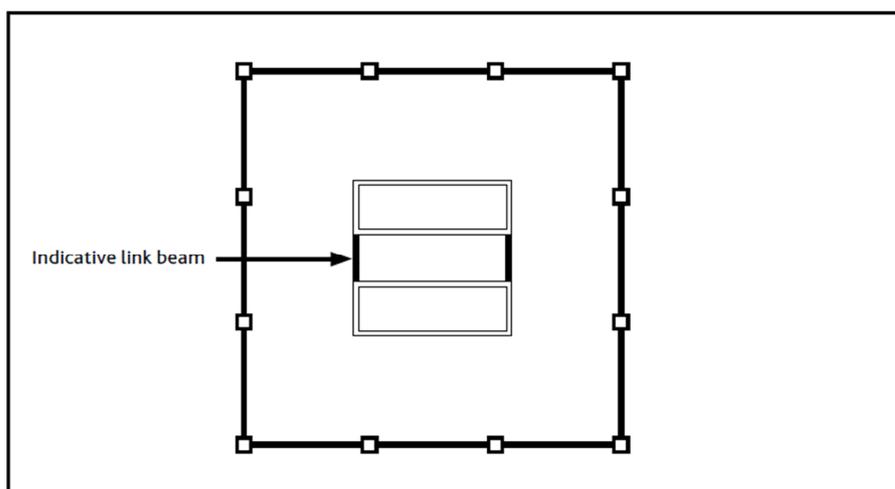


Figura 3.4 – Tipo 2: schema con setti. [3]

corridoi sempre della medesima misura. Questa modalità realizzativa, chiamata struttura a “muro accoppiato”, è comune nelle costruzioni a molti piani e prevede anche di connettere ad ogni livello i setti fra loro tramite piastre rigide e travi; con questo schema si è in grado di raggiungere rigidezze molto maggiori rispetto ai nuclei strutturali con muri disaccoppiati.

Legando insieme i vari elementi che costituiscono il nucleo strutturale tramite travi di collegamento, ne risulta un profilo di curvatura del solo nucleo a singola concavità, simile a quello mostrato nel primo schema di *Figura 3.5*. Le sollecitazioni di taglio e momento che si sviluppano in tali travi richiedono una progettazione dei dettagli strutturali più complicata, in particolare laddove le travi sono snelle o di dimensioni ridotte; tuttavia i vantaggi derivanti dal particolare curvatura sopra descritta sono considerevoli e rendono quindi comunque consigliabile l'adozione di questo metodo.

Adottando questo sistema, è possibile che si sviluppino importati sollecitazioni di trazione al livello delle fondazioni, come risultato del momento ribaltate alla base in corrispondenza della massimizzazione dei carichi laterali; è quindi essenziale posizionare e realizzare i setti nell'ottica di garantire la stabilità globale della struttura, bilanciando quindi le azioni orizzontali con i carichi verticali.

Lo schema strutturale appena descritto è idoneo per costruzioni fino a 120 m di altezza.

- **Tipo 3: schema a telaio e setti:** questa tipologia di telaio consiste essenzialmente in una combinazione delle due appena descritte; la somma della rigidezza laterale degli elementi rigidi o semirigidi del telaio con quella dei setti del nucleo centrale consente di raggiungere i 160 m di altezza.

Sebbene questo sistema sia comune nelle costruzioni alte, la ridotta altezza interpiano, spesso richiesta nei moderni edifici residenziali dove si utilizzano i solai a piastre in calcestruzzo armato, potrebbe determinare uno scarso contributo alla stabilità da parte

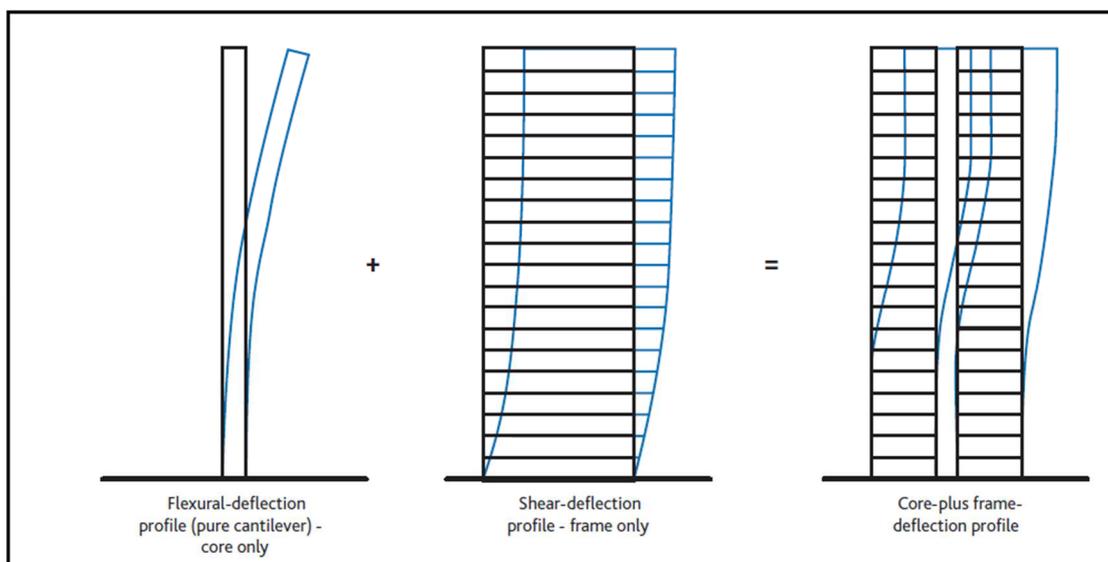


Figura 3.5 – Confronto tra profili di curvatura. [3]

del telaio; una soluzione economica consiste nell'utilizzo di travi e solai a piastre al contorno in quanto aumenta l'azione resistente del telaio (si veda la *Figura 3.6*).

Oltre alla possibilità di raggiungere un'altezza maggiore, uno dei maggiori vantaggi del sistema strutturale combinato è dato dalla riduzione dello spostamento laterale in corrispondenza del tetto della costruzione: infatti, sulla sommità dell'edificio, lo spostamento del nucleo costituito dai setti è limitato dal telaio mentre, ai piani bassi dell'edificio, è il telaio ad essere trattenuto dal nucleo strutturale. Questa interazione, che determina un profilo di curvatura dell'edificio a doppia concavità, consente di mantenere la deformazione laterale complessiva all'interno di limiti accettabili, raggiungendo una grande capacità resistente orizzontale. Si faccia ancora riferimento alla *Figura 3.5* in cui, nell'ultimo disegno a destra, è mostrato l'effetto della combinazione sopra descritto.

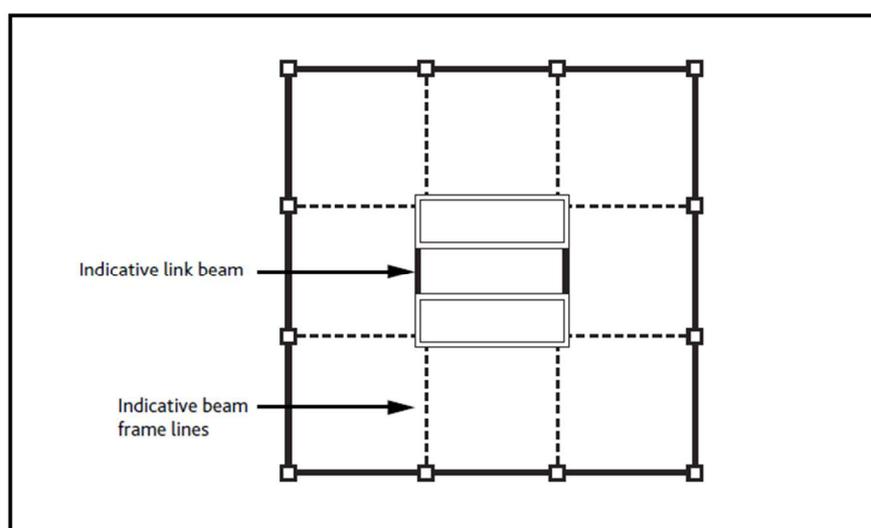


Figura 3.6 – Tipo 3: schema combinato con setti e telai. [3]

- **Tipo 4: Sistema “Framed-tube”:** è basato sul concetto del tubo cavo ed è caratterizzato da una notevole distanza fra gli elementi strutturali verticali compressi e tesi in entrambe le direzioni al fine di assorbire le azioni orizzontali. I due telai perimetrali perpendicolari all'azione del vento sono legati fra loro, od ogni estremità, tramite gli altri due telai perimetrali paralleli all'azione del vento (si veda la *Figura 3.7*).

Al fine di creare un tubo cavo sufficiente rigido, bisogna intraprendere calcoli appositi per la determinazione delle dimensioni e della reciproca distanza degli elementi strutturali perimetrali: di solito i pilastri sono posizionati a una distanza relativamente ridotta di 2-4 metri e connessi tramite travi proprio per creare dei telai rigidi in corrispondenza del perimetro. Ne risulta quindi un tubo strutturale chiuso che agisce come una mensola cava verticale, con gli elementi strutturali interni posizionati in modo da supportare i carichi verticali provenienti dai solai. Questa tipologia strutturale è caratterizzata da una rigidità significativa in entrambe gli assi flessionali e, inoltre, è in grado di resistere all'intero momento ribaltante.

L'invenzione di questa tipologia di telaio ha costituito uno dei maggiori avanzamenti tecnologici nell'ambito delle costruzioni alte: la ripetizione del medesimo schema strutturale consente una realizzazione semplice e relativamente veloce, enfatizzata ulteriormente dalla disposizione dei solai a piastre. Tuttavia, questo sistema influenza pesantemente l'estetica architettonica e quindi potrebbe essere ritenuto inappropriato. Il telaio a tubo cavo è utilizzabile in costruzioni con altezze fino a 150-170 m.

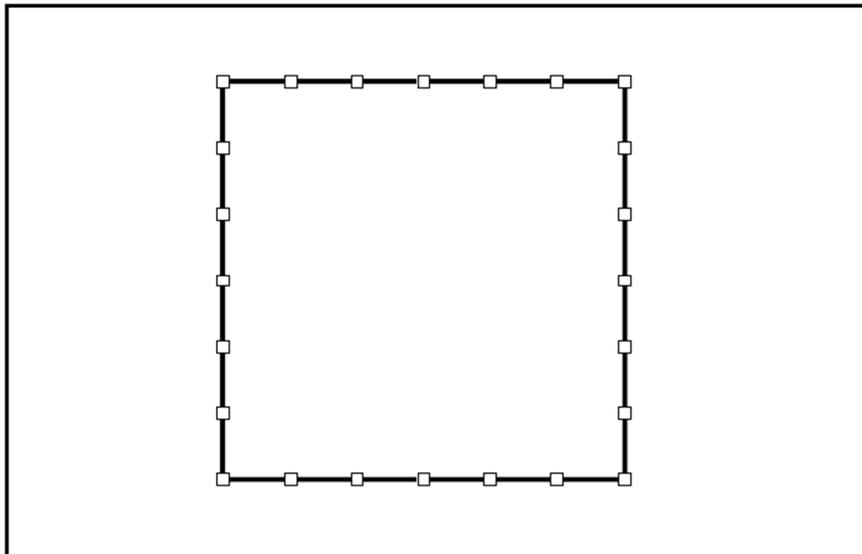


Figura 3.7 – Tipo 4: schema combinato con setti e telai. [3]

- **Tipo 5: sistema “tube-in-tube”:** questa tipologia, mostrata nella *Figura 3.8*, combina la rigidezza del tubo formato dai telai perimetrali (tipo 4) con la rigidezza di una serie di setti interni in calcestruzzo armato. Strutturalmente, questo sistema funziona in maniera

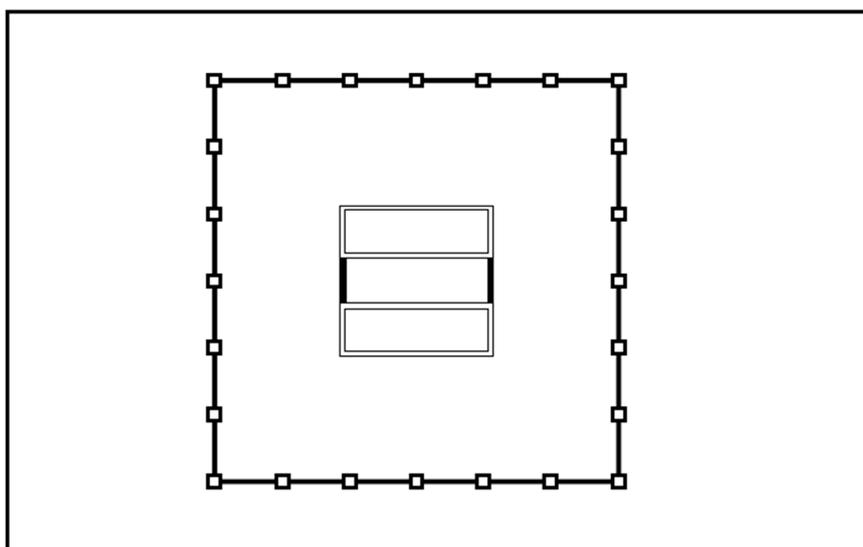


Figura 3.8 – Tipo 5: schema “tubo nel tubo”. [3]

simile a quella con telai e setti (tipo 3) ma con una rigidezza consistentemente maggiore data dal tubo esterno. Lo schema complessivo costituito dalla combinazione del nucleo interno col telaio esterno fornisce le caratteristiche flessionali, torsionali e di resistenza al taglio della struttura. L'applicazione di questo sistema consente di raggiungere altezze fino a 180-200 m.

Le successive tipologie 6,7,8 sono utilizzate solitamente per le costruzioni altissime, che esulano cioè dalla trattazione della tesi; saranno quindi spiegate sommariamente per completezza della trattazione.

- **Tipo 6: sistema a tubi fasciati o sistema a tubi modulari:** questo sistema è ideale per costruzioni con più di 70 piani. Il funzionamento è identico a quello a tubo cavo (tipo 4) ma il numero dei telai è maggiore al fine di creare una “rete” interna atta a separare la superficie in pianta in una serie di moduli (si faccia riferimento alla *Figura 3.9*); ogni modulo è progettato per condividere una porzione dei carichi laterali trasmessi attraverso la struttura in ambo le direzioni.

Il principale vantaggio di questo sistema risiede nei robusti collegamenti dati dai telai formati dai numerosi elementi di dimensione relativamente ridotte che costituiscono la rete strutturale. Ciò decrementa l'effetto di diffusione del carico per taglio all'interno delle sezioni degli elementi dei telai, quindi è possibile utilizzare più efficacemente la capacità resistente dei telai stessi. L'adozione di questo metodo consente anche di aumentare lo spazio tra i pilastri esterni, con conseguente beneficio dell'estetica architettonica.

Il notevole incremento della rigidezza garantito da questo sistema, che Khan chiamò a “tubo rigido” e una “autentica mensola”, consente di raggiungere i 225 m di altezza.

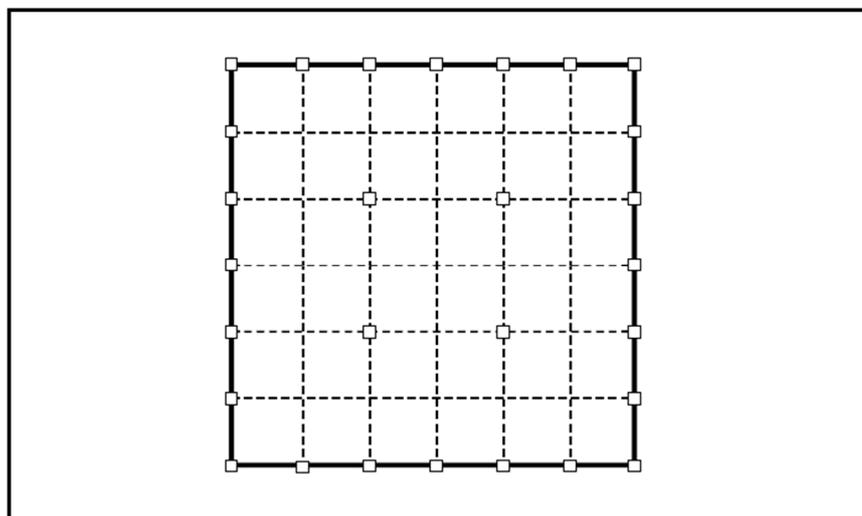


Figura 3.9 – Tipo 6: schema a tubi fasciati o a tubi modulari. [3]

- **Tipo 7: sistema a tubo rinforzato:** questo sistema prevede l'utilizzo di rinforzi diagonali, i quali si aggiungono ai telai perimetrali che formano la struttura tubolare cava complessiva, allo scopo di incrementare la rigidità orizzontale della struttura stessa, consentendo quindi di aumentarne l'altezza. Ciò rende possibile una maggiore distanza fra i pilastri con un conseguente allargamento degli spazi liberi. Si sottolinea però che l'utilizzo di questa tecnica incide molto sull'estetica architettonica, la quale è fortemente influenzata dalle linee dettate dai rinforzi diagonali.

Gli elementi strutturali perimetrali agiscono come un telaio di rinforzo per trasferire i carichi alla fondazione attraverso le linee diagonali di trazione e compressione; inoltre fungono anche da ripartitori dei carichi gravitazionali dalle colonne maggiormente

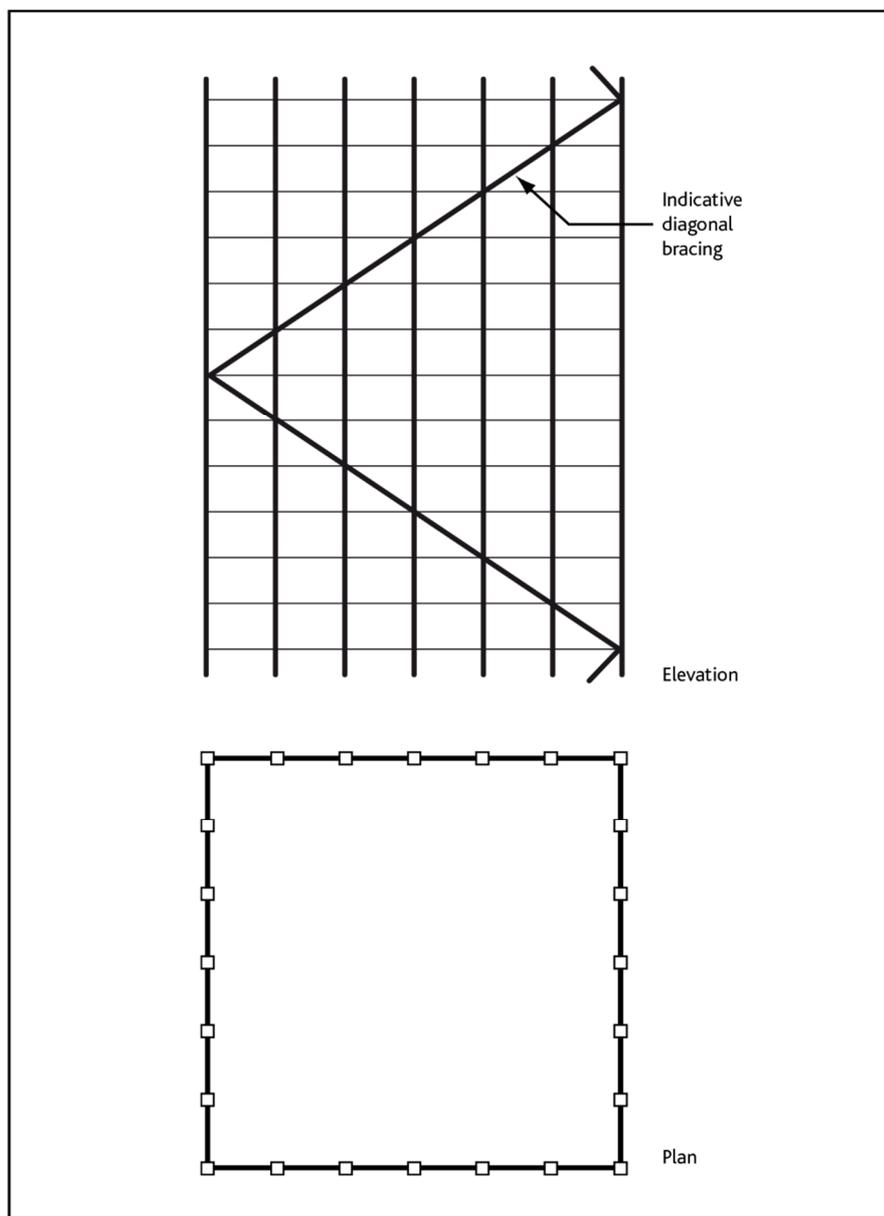
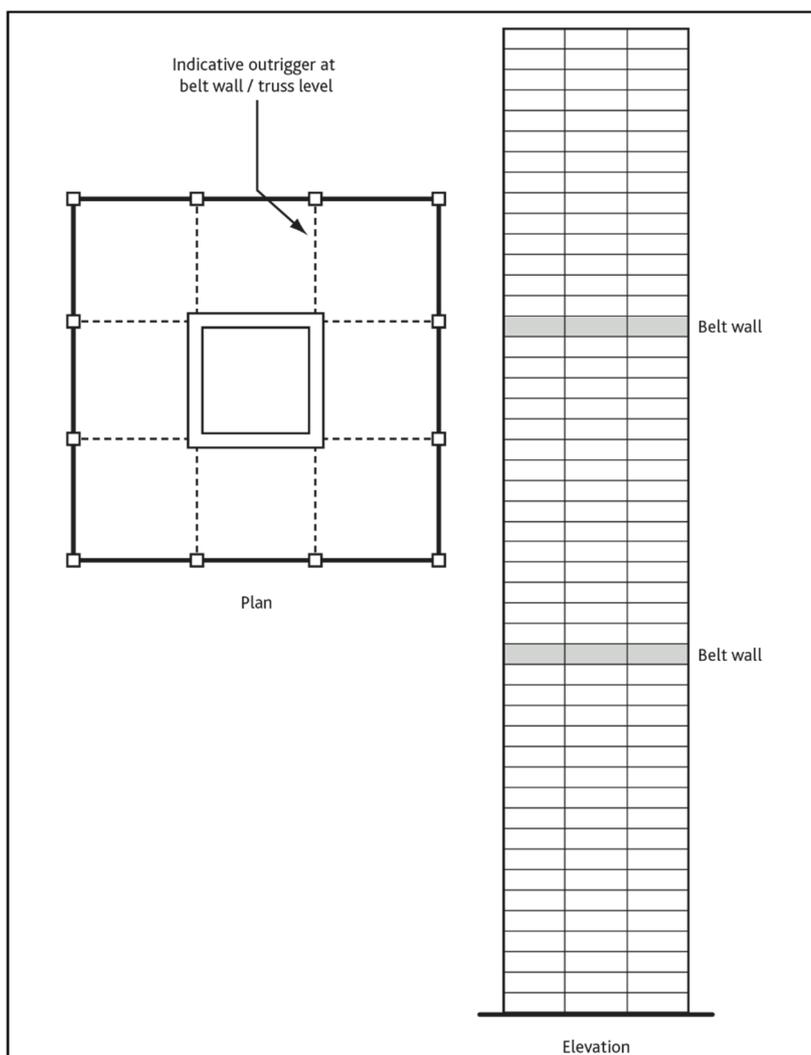


Figura 3.10 – Tipo 7: schema a tubi rinforzati. [3]

sollecitate a quelle meno sollecitate, garantendo un alto grado di iperstaticità e molteplici percorsi di carico.

Il sistema in esame, mostrato nella *Figura 3.10*, risulta particolarmente adatto per costruzioni fino a 300 m di altezza.

- **Tipo 8: sistema rinforzato stabilizzato:** questo sistema, rappresentato nella *Figura 3.11*, è concepito per strutture fino a 350 metri di altezza; tuttavia l'utilizzo di stabilizzatori può essere esteso anche a molti edifici di altezza minore. Il raggiungimento della stabilità laterale necessaria, fondamentale per questa tipologia strutturale, avviene attraverso l'introduzione di elementi stabilizzanti orizzontali (spesso fasce). Essi, con un'altezza pari a uno o due piani, collegano il nucleo strutturale con i pilastri periferici e sono posti a intervalli regolari in altezza. In corrispondenza dei sistemi stabilizzanti, sono presenti setti esterni o fasciature (spesso chiamate "fasce a cintura"), anch'esse con un'altezza corrispondente al massimo a due piani, le quali svolgono un'azione di collegamento tra i pilastri perimetrali e il sistema di stabilizzazione, oltre che fungere da elementi distributivi dei carichi verticali.



*Figura 3.11 – Tipo 8:
Sistema stabilizzato
con rinforzi. [3]*

Questa particolare tecnica consente l'attivazione di una serie di coppie di "tira e molla" nei pilastri perimetrali determinando una ridistribuzione delle sollecitazioni dovute alla flessione del nucleo strutturale e, conseguentemente, riducendo il sollevamento alla base. In confronto con i sistemi analoghi, gli spostamenti orizzontali in sommità sono ridotti, in quanto il movimento del nucleo è limitato dal sistema strutturale tubolare perimetrale.

3.4. Gli elementi strutturali

Gli edifici alti sono costituiti dagli stessi elementi strutturali che si trovano tipicamente nelle costruzioni basse, quali setti, pilastri, travi e solai. Tuttavia, quando questi sono usati nei grattacieli, ovviamente, richiedono accortezze aggiuntive nei riguardi delle proprie prestazioni, le quali devono essere considerate dai progettisti durante le fasi di progettazione e costruzione. Oggigiorno gli ingegneri strutturali che devono progettare costruzioni di notevole altezza ricorrono a software di modellazione 3D, i quali utilizzano metodi di analisi agli elementi finiti (*FEM*). Tali programmi, seppure garantiscano un'ampia comprensione sul comportamento della struttura sottoposta ai vari casi di calcolo, devono essere sempre coadiuvati dall'esperienza del professionista che ha il compito di assicurarsi sulla corretta modellazione di ogni elemento. Per garantire la qualità e l'affidabilità dell'analisi strutturale condotta con software che utilizzano la FEM, devono essere presi alcune precauzioni basilari che includono:

- Controllo dei risultati sotto elencati con un approccio diretto basato su semplici calcoli di tipo tradizionale relativamente:
 - Al carico verticale complessivo e al carico verticale su ogni elemento portante principale (pilastri e setti).
 - Allo spostamento orizzontale in sommità dell'edificio sotto l'effetto delle azioni orizzontali.
 - Al periodo di oscillazione e alla valutazione della massima accelerazione in sommità della costruzione
- Realizzazione di un FEM che non riporti solamente la geometria strutturale, ma che consideri anche le proprietà meccaniche e il comportamento sul lungo periodo del calcestruzzo armato.
- Modellazione opportuna dell'interazione fra suolo e struttura in elevazione.

È altrettanto importante che gli strutturisti prevedano le sequenze costruttive durante la realizzazione del FEM e nella progettazione degli elementi strutturali; ciò impone di considerare ulteriori casi di carico e problematiche progettuali.

3.4.1. I solai

Lo scopo principale dei solai è quello di sostenere i carichi applicati e distribuirli sui setti e pilastri che li sorreggono. In base al tipo di telaio adottato, i solai possono anche dare un contributo alla struttura portante che porta i carichi laterali, tramite un funzionamento a diaframma ovvero in modi più complessi: in questa circostanza è possibile che si verifichino delle inversioni del segno delle sollecitazioni, che devono essere opportunamente valutate. In alcuni casi, i solai sono integrati con travi per fornire maggiore rigidità e capacità portante alla struttura complessiva.

Anche se tutte le tipologie di solaio utilizzabili per costruzioni a pochi piani possono essere teoricamente adottate anche per gli edifici alti, la scelta del sistema più idoneo è limitata da alcuni fattori, i principali dei quali sono sotto elencati:

- **Spessore del solaio:** dal momento che i solai all'interno di costruzioni a molti piani si ripetono numerose volte, anche una piccola riduzione sullo spessore della loro struttura può risultare molto importante: per esempio, una riduzione di 10 cm per solaio, si traduce in un risparmio di 4 metri lungo lo sviluppo in altezza di un edificio di 40 piani, consentendo la realizzazione di un piano aggiuntivo all'interno dell'involucro iniziale.
- **Peso globale:** ogni riduzione di peso, moltiplicata per tutti i piani della struttura, influisce significativamente sul dimensionamento degli elementi portanti verticali e della fondazione; la diminuzione della massa e del materiale utilizzato, inoltre, comporta un incremento della velocità di costruzione e l'utilizzo di gru con capacità di carico minori.
- **Velocità di costruzione:** la velocità di costruzione gioca un ruolo importante nella redditività di un edificio: infatti il tempo necessario per avere il ritorno dell'investimento è fondamentale per la scelta delle modalità di finanziamento poiché il costo di costruzione è pesantemente influenzato dal periodo di costruzione.
- **Effetti di contrazione assiale:** in tutte le costruzioni si hanno effetti di contrazione differenziale dovuti a valori diversi di sforzo normale fra i pilastri e il nucleo strutturale; tali effetti non sono però trascurabili nelle costruzioni a molti piani.

I setti che compongono il nucleo strutturale sono solitamente abbastanza larghi poiché il loro dimensionamento è influenzato sia dalla capacità portante richiesta dai carichi verticali, sia dai requisiti di rigidità necessari per sostenere le azioni orizzontali. Al contrario i pilastri hanno dimensioni più contenute possibile, quindi sono sottoposti a sforzi maggiori. Man mano che la costruzione avanza, pilastri e setti subiscono deformazioni elastiche e viscosi, ma in differente misura; ciò altera le sollecitazioni di taglio e di momento sui solai (che risultano avere dei vincoli cedevoli in corrispondenza dei pilastri) richiedendo un conseguente adeguamento delle armature nel progetto strutturale dei solai stessi. Se non adeguatamente considerato, il cedimento relativo differenziale dei pilastri può anche intaccare la planarità dei solai creando problemi per le finiture e rivestimenti.

- **Accorgimenti sulla modellazione:** quando ci si appresta ad analizzare un solaio all'interno di un FEM, è necessario adottare le seguenti considerazioni:
 - I nodi previsti all'interno della mesh non devono essere né troppo lontani né troppo vicini.

Tabella 3.1– Tipologie di solaio.[3]

Tipologia di solaio	Spessore	Peso globale	Velocità di costruzione	Valutazione complessiva	Note
 Lastra piana	★ ★ ★	★ ★	★ ★ ★	★ ★ ★	Facile e veloce da realizzare. Consente spessori limitati, particolarmente indicati per il passaggio degli impianti
 Lastra piana con rinforzi	★ ★	★ ★ ★	★ ★	★ ★	Strutturalmente efficiente ma di lenta e complicata realizzazione. Lo spessore ridotto può essere sfruttato vantaggiosamente solo se i rinforzi sono progettati considerando gli impianti
 Piastra bidirezionale con travi	★ ★	★ ★ ★	★ ★	★ ★	Strutturalmente efficiente ma di lenta e complicata realizzazione. Le travi sono utili dove il solaio è parte integrante della struttura resistente alle azioni laterali
 Sistema Waffle	★	★ ★ ★	★	★	Strutturalmente efficiente in termini di peso ma la realizzazione è molto complicata e lenta. Il suo notevole spessore lo rende economicamente inconveniente nei grattacieli
 Piastra monodirezionale con travi ricalate	★ ★	★ ★	★ ★	★ ★	Strutturalmente efficiente ma spesso di lenta e complicata realizzazione. Le travi sono utili nei solai integrati con struttura resistente ai carichi laterali; è spesso realizzato con calcestruzzo prefabbricato
 Piastra piana con travi appiattite	★ ★	★ ★	★ ★	★ ★	Strutturalmente efficiente ma spesso di lenta e complicata realizzazione. Le travi sono utili nei solai integrati con la struttura resistente ai carichi nella medesima direzione delle travi
 Piastra nervata con travi	★	★ ★ ★	★	★	Strutturalmente efficiente in termini di peso ma la realizzazione è molto complicata e lenta. Il suo notevole spessore lo rende economicamente inconveniente nei grattacieli
Legenda:	★ Scarsamente indicato ★ ★ Buono ★ ★ ★ Ottimo				

- Per motivi costruttivi, raramente è possibile realizzare degli incastri perfetti tra solai e setti; tale tipologia di vincolo deve essere perciò adeguatamente modellata così da non sovrastimare la rigidità del giunto fra solai e setti.
- Nella modellazione è necessario considerare la riduzione di rigidità che avviene nei solai a causa dei fenomeni fessurativi.

Sistemi costruttivi dei solai: ognuna delle tipologie riportate nella *Tabella 3.1* sono realizzabili con calcestruzzo armato normale o prefabbricato pre-teso. L'utilizzo del calcestruzzo pre-teso è una scelta molto comune nella realizzazione dei solai in costruzioni a molti piani, dettata dai miglioramenti apportati in termini di riduzione dello spessore e del peso complessivo. Inoltre, il calcestruzzo prefabbricato consente tempi realizzativi minori e la realizzazione di campate di lunghezza maggiore, molto apprezzata negli edifici adibiti ad uffici o negozi.

3.4.2. I pilastri

Scopo principale di questi elementi strutturali è quello di sorreggere i solai ai vari piani e di distribuire i carichi verticali al terreno. Solitamente le colonne sono disposte lungo il perimetro della struttura a intervalli regolari, però, nel caso di solai che ricoprono ampi spazi, è necessario prevedere anche alcuni pilastri interni per ridurre le luci delle campate.

Tuttavia, i pilastri si prendono in carico la quota minore dei carichi gravitazionali (di solito circa il 40%) mentre il restante 60% è demandato al nucleo strutturale centrale, il quale beneficia di tale carico per aumentare la propria capacità di resistenza a ribaltamento; coerentemente, è opportuno anche che i pilastri perimetrali siano distanziati il più possibile dal nucleo per massimizzare tale beneficio.

- **Requisiti:** i pilastri sono sottoposti principalmente a compressione assiale: nella scelta della loro disposizione, è necessario fare le seguenti considerazioni:
 - Contenere le dimensioni della sezione trasversale per determinare una maggiore trasparenza in facciata ed aumentare l'area libera in pianta.
 - Prevedere dei dettagli strutturali di semplice realizzazione.
 - Ridurre i tempi di realizzazione.
 - Realizzare elementi robusti e resistenti all'azione del fuoco.
 - Creare il minore impatto possibile sull'estetica della facciata.
- **Indicazioni sulla modellazione:** nel caso in cui i pilastri varino le loro dimensioni lungo l'altezza dell'edificio, all'interno del FEM è necessario tenere in considerazione l'offset che si viene a creare fra gli assi baricentrici in modo da non trascurare i momenti flettenti indotti: ciò accade soprattutto nelle facciate dove è necessario, per motivi estetici, tenere allineata almeno una faccia sull'intero sviluppo in altezza delle pilastrate.
- **Distanza fra i pilastri:** la spaziatura tra i pilastri è solitamente decisa in collaborazione con il committente e con i progettisti architettonici, in modo da creare una disposizione in pianta idonea alla destinazione d'uso del piano. È necessario tenere in considerazione

anche che, date le grandi dimensioni dei pilastri nei grattacieli, non è possibile nascondere i pilastri all'interno dei muri, pratica invece comune nelle costruzioni a pochi piani. Inoltre, devono essere evitate, o comunque ridotte al minimo, ogni variazione della disposizione dei pilastri col procedere dei piani, poiché ogni modifica in tal senso richiede strutture di trasferimento dei carichi e di rinforzo, le quali risultano onerose dal punto di vista economico, dello spazio occupato e del tempo di realizzazione. La distanza fra le colonne solitamente è mantenuta fra i 6 e i 10 metri poiché ciò consente di realizzare pilastri e solai rispettivamente di dimensioni e spessori contenuti (limitando i costi), mantenendo però spazi facilmente usufruibili. Distanze maggiori sono generalmente richieste invece nel caso degli uffici mentre, nel caso di costruzioni residenziali, sono adatte anche spaziature minori.

Come già accennato, la distanza fra le colonne influisce sulla scelta estetica della tipologia di facciata; negli edifici moderni spesso si preferiscono facciate aperte, perciò si cerca di massimizzare la distanza fra i pilastri per ridurre al minimo l'impatto visivo e offrire un'ampia visuale agli occupanti. In alternativa, spesso si realizza un piccolo oggetto lungo il perimetro del solaio, il quale permette di realizzare la facciata in posizione avanzata rispetto ai pilastri esterni consentendo da una parte di non avere vincoli sull'estetica della facciata dettati dai pilastri e dall'altra di evitare complicate soluzioni costruttive.

Nel caso in cui i pilastri perimetrali siano parte della struttura portante resistente alle azioni orizzontali, la distanza fra gli elementi sarà sensibilmente ridotta (anche 2-4 metri) e il perimetro dei solai sarà costituito dalle travi rigide di connessione.

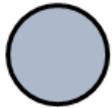
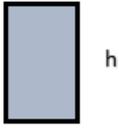
- **Dimensioni dei pilastri:** il dimensionamento iniziale dei pilastri deve tenere conto dei seguenti fattori:
 - Sollecitazione a sforzo normale e momento.
 - Snellezza, particolarmente nel caso di pilastri molto alti
 - Resistenza al fuoco, particolarmente se si utilizza calcestruzzo ad alte prestazioni meccaniche.
 - Criteri di resistenza della struttura.

Se si dimensionano pilastri in strutture a molti piani, i progettisti devono considerare anche di:

- Fare in modo di ottenere valori sollecitativi simili nei pilastri e nei setti di un medesimo piano al fine di ridurre gli effetti di contrazione differenziali.
- Evitare di variare bruscamente la classe di resistenza del calcestruzzo (ad esempio realizzando un solaio con calcestruzzo di classe C40/50 sostenuto da colonne composte da calcestruzzo di classe C80/95).
- Tenere conto degli effetti dovuti alle dilatazioni termiche che possono avvenire nelle colonne esposte direttamente all'azione del sole.

Nella *Tabella 3.2* sono raffrontate le tipologie di sezione più comuni.

Tabella 3.2 – Tipologie di pilastro. [3]

Tipologia di solaio F4B2	Fattibilità tecnica	Costo	Facilità di progettazione	Valutazione complessiva	Note
 Circolare	★ ★	★ ★	★ ★ ★	★ ★	Forma regolare, compatta e facilmente adattabile in fase di progettazione, ma la realizzazione può essere costosa.
 Quadrato	★ ★ ★	★ ★ ★	★ ★ ★	★ ★ ★	È la tipologia che offre maggiore resistenza alla flessione. La sua forma, compatta e regolare, è la più semplice da realizzare e si adatta bene durante la progettazione.
 Rettangolare con rapporto $b/h < 3$	★ ★	★ ★ ★	★ ★ ★	★ ★	La resistenza è influenzata dalla maggiore snellezza data dalle dimensioni laterali ridotte. La sua forma compatta e regolare lo rende adatto a varie tipologie di planimetrie
 Rettangolare con rapporto $b/h > 3$	★	★ ★ ★	★ ★	★ ★	Importante snellezza data dalle dimensioni laterali ridotte; potrebbe essere considerato alla stregua di un setto resistente a taglio. Ideale quando la struttura si adatta alla destinazione d'uso.
Legenda:	★ Scarsamente indicato	★ ★ Buono	★ ★ ★ Ottimo		

- Carichi verticali e forze orizzontali:** è possibile farsi un'idea sull'entità delle sollecitazioni che gravano sui pilastri tramite un rapido calcolo manuale che ricorre al metodo delle aree di influenza, assegnando cioè l'area di solaio sostenuta da ciascuna colonna, con opportuni incrementi per tenere conto della continuità strutturale dei solai. Analoghe tecniche manuali di distribuzione dei carichi possono essere applicate per determinare empiricamente le sollecitazioni indotte dai carichi orizzontali. È buona norma utilizzare entrambe i metodi (manuali speditivi e i modelli computazionali) poiché costituisce un ottimo metodo per verificare se l'analisi condotta a computer fornisce valori corretti. È inoltre consigliabile, oltre all'analisi dell'intera struttura, condurre anche il calcolo delle sollecitazioni sui pilastri durante le fasi realizzative chiave per tenere conto dei vari casi di carico che possono verificarsi. Dal momento che i carichi assiali si riducono sensibilmente considerando i pilastri collocati nei piani progressivamente più alti, può risultare appropriato prevedere una corrispondente variazione delle dimensioni delle sezioni dei pilastri; tuttavia è importante

considerare anche gli aspetti estetici e soprattutto costruttivi che comporta questa scelta, poiché la progressiva rastremazione può essere costosa e richiede cassetture complicate che rallentano la costruzione; a tal proposito è consigliabile non abusare di questa tecnica limitando i cambi di sezione al più ogni 5 piani. Inoltre è necessario considerare i momenti parassiti che si generano nei casi in cui ci sia una certa eccentricità fra gli assi baricentrici di due pilastri consecutivi, procedendo a un'adeguata progettazione dei nodi strutturali che preveda l'utilizzo di armatura di rinforzo.

3.4.3. I setti

I setti hanno due funzioni principali: da una parte quella di contribuire al sistema strutturale che assorbe i carichi laterali tramite la loro grande rigidità intrinseca sul piano ortogonale al proprio asse principale; dall'altra, quella di sostenere parte dei carichi gravitazionali. Quest'ultimi contribuiscono anche a rafforzare la struttura resistente ai carichi laterali, aumentandone la stabilità.

Come già detto, i setti del nucleo strutturale centrale portano la maggioranza del carico laterale complessivo, se non tutto, e sostengono circa il 60% dei carichi verticali.

I singoli setti che compongono il nucleo strutturale sono spesso connessi fra loro da travi di collegamento; tali travi devono essere adeguatamente dimensionate e progettate poiché sono sottoposte a notevoli sollecitazioni.

- **Requisiti:** i setti sono sottoposti principalmente a sforzo normale e a taglio sulla direzione perpendicolare all'asse principale; quando si va a progettare l'organizzazione in pianta delle pareti strutturali, è necessario considerare i seguenti fattori:
 - Ridurre le dimensioni in pianta dei setti per aumentare l'area usufruibile.
 - Facilitare la realizzazione dei nodi strutturali con i solai.
 - Velocità di costruzione.
 - Rigidità dei setti e la loro resistenza al fuoco.
- **Indicazioni sulla modellazione:** quando si va a modellare setti e travi di collegamento all'interno di un FEM è fondamentale considerare i seguenti punti:
 - è necessario tenere conto delle rastremazioni eventualmente previste col procedere dell'altezza dell'edificio per non rischiare di trascurare i momenti parassiti che ne conseguono.
 - È molto importante attribuire la corretta rigidità alle travi in calcestruzzo armato di collegamento fra setti adiacenti per conferire la giusta rigidità alla struttura nel suo complesso.
 - Le travi di collegamento sono soggette principalmente a sollecitazioni di taglio, piuttosto che a momento flettente, perché hanno un'altezza considerevole se confrontata con le loro luci; dal momento che le deformazioni da taglio inducono notevoli stati fessurativi, risulta importante assegnare il giusto grado di fessurazione nella modellazione delle travi per considerare la perdita di rigidità che ne consegue.

- **Disposizione dei setti:** in teoria i setti dovrebbero essere posizionati in maniera simmetrica rispetto al baricentro delle masse del piano al fine di ridurre gli effetti torsionali indotti dalle azioni orizzontali. Realizzando setti che si intersecano ad angolo retto, si ha un aumento sensibile della rigidezza e della stabilità della struttura poiché essi funzionano in maniera combinata per contrastare le azioni orizzontali. Molto spesso i setti principali di una costruzione a molti piani sono situati intorno al nucleo strutturale dove sono alloggiati i cavedi delle scale e degli ascensori.
- **Dimensionamento dei setti:** il predimensionamento dei setti deve considerare i fattori sotto riportati:
 - Sforzo normale e momento flettente.
 - Rigidezza globale per contrastare le forze orizzontali e limitare la flessione laterale.
 - La resistenza al fuoco
 - Uniformità della forma col progredire dei piani per evitare rallentamenti e complicazioni durante la realizzazione.
 - Ottenere stati sollecitativi uniformi in tutti i setti e pilastri comuni ad uno stesso piano per ridurre gli effetti di contrazione differenziale.
 - Riduzione delle distanze fra i setti, in particolare ai piani inferiori delle costruzioni molto alte, per garantire l'assorbimento della risultante delle forze orizzontali, che può raggiungere valori molto elevati.

Spesso la lunghezza dei setti è dettata da esigenze architettoniche e dal numero e dimensioni degli ascensori. Per far sì che i setti soddisfino i requisiti di rigidezza e resistenza, è necessario quindi assegnare il corretto spessore a questi elementi strutturali, il quale può variare dai 350 agli 800 mm nelle costruzioni a molti piani.

- **Carichi verticali e forze orizzontali:** come è stato già visto nel caso dei pilastri, anche per i setti è possibile determinare empiricamente le sollecitazioni dei setti con metodi manuali rapidi che ricorrono alle aree di influenza; è fondamentale tuttavia considerare la continuità strutturale dei solai poiché la notevole rigidezza intrinseca dei setti può aumentare sensibilmente le dimensioni effettive delle aree di influenza. Analoghe tecniche manuali speditive consentono di calcolare anche le sollecitazioni approssimate indotte dalle azioni laterali per attribuire la rigidezza adeguata ai setti; a scopo di verifica, è opportuno infine confrontare i risultati ottenuti tramite metodi manuali con quelli provenienti dai calcoli computazionali. Inoltre, come accennato anche nel caso dei pilastri, è consigliabile anche considerare i casi di carico che possono verificarsi in fase di costruzione in aggiunta a quelli caratteristici della costruzione ultimata. Analogamente ai pilastri, anche i setti sono soggetti a forze progressivamente decrescenti man mano che si sale di piano, perciò talvolta si operano delle rastremazioni; tuttavia, anche nel caso dei setti, tali operazioni possono condurre a dei rallentamenti e delle complicazioni nelle lavorazioni. In aggiunta, tali rastremazioni inducono lo sviluppo di momenti flettenti sul piano debole, soprattutto nei casi in cui, per ragioni estetiche, si

debba mantenere il lato (o i lati) esterni allineati: infatti anche piccoli offset possono provocare notevoli sollecitazioni flessionali parassite (soprattutto se il carico assiale è notevole) rendendo necessaria una particolare cura nel disegno dei nodi e nel posizionamento dell'opportuna armatura di rinforzo.

Un altro aspetto di cui bisogna tenere conto è la necessità di realizzare delle aperture nei setti per consentire l'accesso agli utenti sui vari piani ed il passaggio degli impianti elettrici e meccanici. Infatti, questi fori influenzano negativamente la resistenza e la rigidità dei setti; in particolare è importante realizzare le aperture lontane dalle estremità delle pareti strutturali o delle loro intersezioni con altri setti, dal momento che queste zone risultano essere solitamente le più sollecitate, preferendo invece le zone mediane delle pareti stesse. Nel caso in cui le aperture si ripetano nella medesima posizione ad ogni piano (come ad esempio nel caso degli accessi agli ascensori) è probabile che la parte di parete sottesa tra le due aperture abbia un'altezza relativamente ridotta, tant'è che si può considerare come una trave di collegamento tra due setti complanari; tali travi devono trasmettere spesso sollecitazioni taglianti molto elevate, quindi la modellazione del loro comportamento e la progettazione dei dettagli strutturali risulta di fondamentale importanza per garantire che sviluppino un'adeguata resistenza alle forze applicate.

3.5. Le fondazioni

Storicamente le prime costruzioni a molti piani si svilupparono nelle aree di Chicago e New York, dove le condizioni del terreno erano particolarmente favorevoli a supportare pesi notevoli. Successivamente, quando questo tipo edilizio iniziò a diffondersi nel mondo, si rese necessaria l'adozione di differenti tipologie di fondazioni all'altezza delle sfide imposte dai terreni con caratteristiche resistenti più scadenti. Per questo motivo devono essere sempre presenti degli specialisti geotecnici all'interno dei team di progettazione di grattacieli.

Nel caso in cui si preveda di realizzare una fondazione in depositi caratterizzati da un'elevata portanza e da una bassa compressibilità, non è necessario condurre analisi approfondite per la determinazione dei parametri del terreno; tuttavia spesso ci si trova nell'impossibilità di campionare, testare ed analizzare alcuni depositi, con il conseguente il rischio di adottare una soluzione costruttiva inefficace o eccessivamente onerosa.

Negli ultimi anni sono stati compiuti importanti sforzi per il miglioramento delle prove in laboratorio e in sito al fine di ottenere una maggiore accuratezza nella misurazione dei parametri utilizzati nella progettazione. Infatti, in passato, era molto comune l'utilizzo di correlazioni empiriche come mezzo approssimativo per adottare la tipologia di fondazione ottimale, ma tali metodi risultavano approssimativi e conservativi, dando luogo alla realizzazione di strutture sovradimensionate e costose.

L'analisi delle condizioni del sito è indirizzata verso lo sviluppo di una metodologia per la progettazione delle fondazioni: le opzioni progettuali variano dalle fondazioni su pali, che utilizzano cassoni e nervature per trasferire i carichi verso gli strati più profondi e solidi, fino

alle fondazioni a platea, che trasferiscono i carichi direttamente sullo strato immediatamente sottostante all'edificio.

Solitamente gli ingegneri adottano una delle due soluzioni sopra riportate; tuttavia l'avvento di metodologie di modellazione più avanzate consente anche di optare per soluzioni composite che utilizzano una combinazione di platea con pali. Tali sistemi permettono di affrontare più efficacemente le incertezze sulle caratteristiche del terreno e sulle performance dei singoli elementi che compongono la fondazione: per esempio, se la platea tendesse ad avere cedimenti maggiori a quelli previsti, i pali assumerebbero una quota maggiore del carico; al contrario, se il comportamento dei pali fosse peggiore di quanto ipotizzato, la platea sosterebbe i carichi aggiuntivi. In una certa misura, i sistemi compositi sono auto-compensanti.

Solitamente le fondazioni degli edifici a molti piani si estendono ben oltre all'impronta dell'edificio, mentre la loro profondità è funzione dello sviluppo in altezza dell'edificio stesso. Inoltre, la falda freatica è spesso situata ben al di sopra del piano di fondazione: ciò induce a spinte idrostatiche di sollevamento significative; in questi casi o si fa in modo da tenere ancorata la fondazione (generalmente tramite pali tesi o sistemi di ancoraggio) oppure si procede a drenare l'intera area di fondazione.

Per sostenere le spinte generate dalla pressione del suolo e dell'acqua sui muri controterra delle fondazioni, è necessario utilizzare dei solai in grado di supportare tali carichi laterali, a meno che i suddetti muri non siano sorretti da tiranti permanenti: è importante quindi che i solai abbiano continuità strutturale sull'intera estensione della fondazione. Inoltre, nel caso di ampie campate, è necessario porre attenzione sulle contrazioni e sui fenomeni fessurativi che si possono manifestare sugli elementi strutturali del solaio in quanto questi potrebbero provocare eccessivi spostamenti dei muri controterra.

3.5.1. Analisi del terreno

Come già detto, il modo migliore per progettare una fondazione efficiente è quella di condurre un'accurata valutazione delle condizioni del terreno; le analisi speditive del terreno usate comunemente sono di fatto inadatte alla progettazione ottimale di una fondazione. Talvolta, in molti paesi, tali analisi sono correlate da metodi empirici basati su esperienze ottenute in altre costruzioni; tuttavia questi metodi hanno le seguenti limitazioni:

- Le osservazioni e le relazioni empiriche che ne derivano hanno validità limitata alla specifica situazione stratigrafica del deposito.
- Le prove condotte in passato sono affette da un certo grado di incertezza poiché gli edifici odierni sono spesso più pesanti ed alti rispetto a quelli degli anni passati.

In assenza di una valutazione appropriata probabilmente si va in contro a una progettazione molto conservativa e antieconomica; i progettisti dovrebbero considerare di:

- Utilizzare studi geologici condotti sulla zona dell'intervento che evidenzino eventuali depositi problematici o fattori di rischio dovuti, ad esempio, a cavità sotterranee o smottamenti.

- Prevedere un numero sufficiente di perforazioni di sondaggio per ricostruire la stratigrafia del terreno e il suo mutamento nei diversi punti dell'area dell'intervento.
- Condurre perforazioni sufficientemente profonde da poter esaminare tutti gli strati caricati dal peso della struttura in maniera significativa: infatti, una fondazione a platea può influenzare gli strati del terreno per diverse decine di metri al di sotto del piano di fondazione, mentre, nei depositi inconsistenti, i pali eventualmente previsti potrebbero doversi estendere fino a 80-100 m di profondità.
- Utilizzare metodi di campionamento che disturbino il meno possibile il provino preferendo, ad esempio, la perforazione del terreno per spinta piuttosto che per martellamento nel caso di terreni coesivi. È consigliabile inoltre confezionare subito i sotto-campioni per evitare il loro rapido deterioramento.
- Misurare accuratamente le deformazioni dei provini in laboratorio.
- Assicurarsi che le prove di laboratorio siano condotte su provini indisturbati cioè rappresentativi delle effettive condizioni del terreno.
- Eseguire prove in sito per la misurazione del modulo elastico del terreno.

Inoltre bisogna considerare anche il livello d falda e la permeabilità del terreno tramite prove piezometriche, importati per valutare se, e in che misura, effettuare un drenaggio.

3.5.2. Interazione fra terreno e sovrastruttura

Le costruzioni a molti piani devono essere ancorate solidamente al terreno; infatti, sotto l'effetto delle azioni orizzontali, la struttura in elevazione può essere assimilabile a una mensola verticale incastrata alla base, quindi ogni carenza sulla rigidezza della fondazione risulta deleteria nei confronti delle prestazioni dell'intera struttura.

L'interazione fra suolo e struttura influenza la distribuzione dei carichi verticali, le sollecitazioni nei vari elementi strutturali, il progetto della fondazione, l'entità dei cedimenti e il comportamento dinamico dell'edificio sotto l'effetto delle azioni orizzontali.

Valutazioni scorrette possono condurre a fenomeni fessurativi inaccettabili dovuti ai cedimenti differenziali, oltre che creare disagio agli occupanti per il rischio del mancato rispetto dei requisiti di comfort.

3.5.3. Metodi di analisi delle fondazioni

Inevitabilmente le fondazioni di edifici alti devono supportare carichi ingenti; per questo motivo molto spesso gli ingegneri preferiscono optare per fondazioni profonde su pali con lo scopo di trasferire tali carichi agli strati più profondi e consistenti. Tuttavia, se si è in grado di prevedere con certezza la portanza e il comportamento del terreno, i progettisti sono in grado di scegliere tra un'ampia gamma di opzioni per realizzare una struttura di fondazione sicura ma economica. Nel caso in cui si costruisca su terreni rocciosi e solidi, è possibile realizzare una fondazione composta da punti di appoggio sparsi congiuntamente a una platea che supporti il nucleo

strutturale. In situazioni più generali, però, gli strutturisti devono scegliere se ricorrere a una platea, a dei pali, oppure ad un'eventuale loro combinazione.

- **Platea di fondazione:** man mano che si ha a che fare con costruzioni sempre più alte, la realizzazione di una platea diventa un'impresa progressivamente più ardua: infatti la platea, per resistere all'effetto di punzonamento operato dai pilastri pesantemente caricati, può presentare uno spessore di diversi metri; inoltre deve essere garantita una buona diffusione dei carichi attraverso i vari strati del terreno sottostante. I progettisti devono intraprendere qualsiasi forma di analisi e di modellazione che includa:
 - La decisione di considerare la platea come un corpo elastico assumendo di conseguenza la condizione di calcestruzzo fessurato o non fessurato.
 - La considerazione dei vantaggi apportati dall'armatura che contribuisce alla corretta diffusione del carico e limita l'inflessione della platea.
 - La considerazione dell'effetto che la sovrastruttura esercita sulla rigidità della fondazione: ad esempio i setti del nucleo strutturale riducono notevolmente la flessibilità della porzione di fondazione su cui poggiano.

Quando si va a considerare l'interazione fra terreno e struttura, gli strutturisti semplificano il problema considerando l'intero terreno sottostante come un letto di molle; tale metodo comporta l'identificazione di zone della platea con carichi equivalenti.

Un approccio alternativo nella valutazione della rigidità del letto di molle implica l'interazione fra programmi per computer, nello specifico fra un software per l'ingegneria strutturale, che incorpori la possibilità di inserire delle molle, e un programma geotecnico che consenta la valutazione dei cedimenti sotto le varie aree di carico. Un esempio di un'analisi 2D basata su quest'ultima procedura descritta è riportata nella *Figura 3.12*.

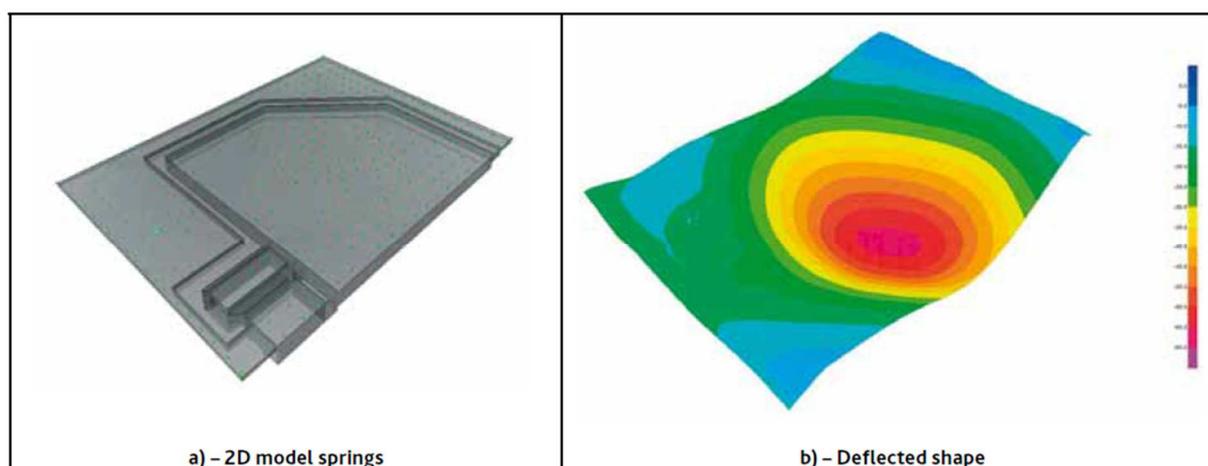


Figura 3.12 – Esempio di modello di analisi di una fondazione a platea. [3]

Una rappresentazione più efficace delle caratteristiche relazionali tra la platea e il terreno può essere ottenuta facendo ricorso ad una analisi bidimensionale agli elementi finiti tramite software appositi: se da una parte la platea può essere modellata nella sua forma più elementare come un solito elastico, la sequenza completa degli strati di terreno al di sotto della fondazione può essere rappresentata con i relativi moduli elastici appropriati.

Errori sulla valutazione della rigidità del terreno o sulla diffusione dei carichi lungo l'estensione della platea produrranno inevitabilmente degli errori nel risultato finale: per tenere conto di questo aspetto, si considera solitamente un certo range di valori dei parametri coinvolti così da controllare tutti i possibili stati flessionali e deformativi della platea, il che consente una progettazione ottimale dell'armatura e dei dettagli costruttivi.

- **Pali di fondazione:** solitamente, nei casi in cui la scelta cada su una fondazione su pali in un edificio di notevole altezza, gli ingegneri realizzano un numero notevole di pali, ognuno con un diametro significativo. Sebbene i test vengano svolti sui singoli pali per verificare la progettazione della fondazione nel suo complesso, esiste una marcata differenza sulle prestazioni del singolo palo e quelle di un gruppo di pali.

I due fattori che influenzano le performance di un palo sono:

- L'attrito tra la superficie del palo e il terreno.
- La rigidità e la portanza del terreno sotto la base del palo.

Nel caso di un gruppo di pali, invece, si avrà un grande volume di terreno coinvolto dall'azione dei pali, perciò la prestazione globale della fondazione sarà data dalla dell'interazione tra il complesso dei pali e il volume totale del terreno influenzato. Negli ultimi anni sono state sviluppate alcune metodologie di calcolo relativamente semplici per la valutazione della prestazione dei gruppi di pali, che devono essere accompagnate sempre dal giudizio di uno specialista geotecnico.

- **Platee con pali:** tramite questo tipo di fondazione è possibile combinare i vantaggi apportati sia dai pali di fondazione che dalle platee: tale sistema offre infatti notevoli vantaggi rispetto all'adozione di una fondazione solamente su pali perché la platea evita assestamenti eccessivi. Tuttavia, il pieno sfruttamento delle potenzialità date dalla combinazione delle due tipologie si otterrà con un'analisi che consenta di valutare, con una buona veridicità, la quota di carico assorbita dalla platea e quella portata da ciascun palo.

L'analisi di questa tipologia di fondazione è complicata ulteriormente dal percorso di carico triplice: infatti il peso del fabbricato viene scaricato al di sopra della platea, dopodiché è trasferito dapprima ai pali (essendo questi più rigidi del terreno) ed infine al terreno stesso.

Da un punto di vista generale, le platee con pali permettono molto spesso una soluzione costruttiva economica; in una certa misura, i rischi dovuti ad una eventuale discrepanza tra i risultati previsti e quelli ottenuti sul campo sono compensati dalle garanzie che offre l'approccio composito.

3.5.4. La progettazione della fondazione

Succede spesso che una costruzione a molti piani richieda di dover realizzare una fondazione che si estenda ben oltre le dimensioni in pianta dell'edificio stesso. Le problematiche relative a questa situazione sono sostanzialmente comuni a quelle di altre fondazioni, cioè:

- Garantire che gli scavi oltre l'impronta della costruzione non arrechino danni alle costruzioni o infrastrutture vicine.
- Tenere sotto controllo le infiltrazioni e le spinte di sollevamento, indotte dall'eventuale presenza di acqua di falda, durante la costruzione.
- Realizzare un'adeguata impermeabilizzazione delle strutture.
- Adottare soluzioni che contrastino le spinte di sollevamento ovvero che consentano il drenaggio delle acque.

Altre necessità peculiari delle fondazioni impiegate negli edifici a torre sono invece:

- Garantire la continuità strutturale dei solai al di sotto del piano terreno al fine di sostenere le spinte laterali generate dalla pressione dell'acqua e del suolo.
- Tenere sotto controllo gli effetti che le contrazioni, a cui sono sottoposti i solai, hanno sulle deformazioni dei muri controterra.
- Tenere conto delle brusche variazioni di carico che si possono verificare nel perimetro della costruzione realizzando una zona di transizione che eviti il brusco cambio di spessore o di armatura dei solai e della fondazione al fine di prevenire fessurazioni localizzate.

4. La sostenibilità degli edifici in calcestruzzo armato

Col presente capitolo, si entra nello specifico del lavoro di tesi; dapprima si andrà ad analizzare l'impatto del calcestruzzo sull'ambiente, considerando le emissioni di anidride carbonica durante il processo produttivo. Una volta compresi tali fenomeni, si riporteranno le strategie che si sono intraprese in passato per ridurre la produzione di CO₂ e gli obiettivi che la comunità scientifica e i produttori si stanno ponendo per il futuro. In secondo luogo, si amplierà l'argomento, ragionando su come e quando applicare determinate strategie in funzione del numero di piani degli edifici.

4.1. La sostenibilità del calcestruzzo come materiale

Il settore industriale da solo contribuisce circa al 25% dell'intera emissione di biossido di carbonio; solamente l'industria del cemento è responsabile dell'emissione di almeno il 5% dell'intera produzione di CO₂ dovuta ad attività antropiche. Studi recenti sulla valutazione del ciclo di vita (LCA) per strutture in calcestruzzo dimostrano che l'85% dell'anidride carbonica è correlata alla produzione del cemento; inoltre la LCA indica che il 95% della CO₂ è rilasciata durante la fabbricazione del cemento, mentre solo il restante 5% è imputabile al trasporto della materia prima e del prodotto finito. Ciò rende necessario il compimento di azioni concrete nel settore edilizio che abbiano l'obiettivo di modificare la tipologia e il dosaggio del cemento utilizzato nella produzione del calcestruzzo. Una forte spinta in questa direzione è stata data dalla redazione nel 1997 del protocollo di Kyoto (il quale pone obiettivi ambiziosi sulla riduzione delle emissioni di gas serra) al quale ha fatto seguito l'emanazione della Emissions Trading Directive nel 2003 che, fra le altre cose, impone multe molto salate alle industrie (fra cui quella del cemento) che non rispettano determinati obiettivi di riduzione dell'inquinamento. In Francia è stata redatto nel 2005 un piano di azione climatico basato sul concetto del "fattore 4", cioè un piano che si pone l'obiettivo di ridurre, entro il 2050, di 4 volte le emissioni di biossido di carbonio prodotte dai paesi sviluppati rispetto ai valori del 1990.

Occupandoci di tale obiettivo e supponendo una riduzione lineare delle emissioni, risulta evidente che è necessario ridurre le emissioni della metà entro il 2020; coerentemente è stato imposto l'abbattimento del 50% delle emissioni entro il 2020 come obiettivo a medio termine. Tralasciando i miglioramenti che possono potenzialmente essere apportati dalla riduzione delle perdite di energia durante la produzione e dalla scelta di differenti forme di combustibile, di seguito si focalizzerà l'attenzione su due possibili strategie per ridurre l'emissione di CO₂ durante la produzione del cemento:

- La sostituzione del clinker con aggiunte minerali nella pasta cementizia che riducano l'impatto ambientale per volume unitario.
- Il miglioramento delle prestazioni meccaniche del calcestruzzo per consentirne la riduzione del volume necessario per un dato processo costruttivo.

4.1.1. I costi ambientali del calcestruzzo

Come già ampiamente descritto nel capitolo 2, i materiali grezzi necessari alla produzione del cemento sono il calcare (80%) e argilla (20%); per consentire la produzione del clinker, essi sono cotti a 1450 °C, successivamente miscelati con additivi ed infine finemente macinati.

Durante il processo produttivo sono emesse circa 0,706 tonnellate di CO₂ per tonnellata di clinker prodotto, delle quali 0,521 tonnellate (cioè la quota nettamente maggiore) sono dovute alla decarbonatazione del calcare, mentre 0,185 tonnellate sono legate all'utilizzo di combustibili fossili durante la cottura. Bisogna tenere anche conto che questi dati sono relativi al contesto europeo dove sono già stati presi provvedimenti per il miglioramento dell'efficienza dei forni di cottura del cemento: infatti le tonnellate di CO₂ emessa per tonnellata di prodotto finito salgono a 0,9 in Cina e a 0,935 negli Stati Uniti.

Se da una parte questo rapporto può essere ridotto attraverso la sostituzione del combustibile (ad esempio con gas naturale, come sta già avvenendo in Francia e soprattutto in alcuni paesi del nord Europa) il contributo maggiore deriva dalla sostituzione del clinker. Come già detto nel precedente paragrafo, ci si soffermerà su questo secondo aspetto.

I principali prodotti adatti alla sostituzione del clinker sono le ceneri volanti provenienti dalle centrali termoelettriche a carbone, le scorie prodotte da forni ad alta temperatura usati nella produzione dell'acciaio e del ferro, la pozzolana naturale, le polveri di rocce calcaree con funzione riempitiva ed altri tipi di scarti industriali (paragrafo 2.2.2). Questi additivi contengono infatti grandi quantità di silice (SiO₂) e ossido di alluminio (Al₂O₃) reattivi che, se in presenza di calcare, contribuiscono alla produzione di materiale cementizio.

Tali materiali, per entrare a far parte del processo produttivo, devono essere macinati: tale processo può a sua volta causare emissioni di anidride carbonica a seconda se l'energia impiegata proviene da combustibili fossili o da energia rinnovabile. Inoltre questi additivi potrebbero essere sottoposti ad ulteriori lavorazioni, in particolare le scorie prodotte ad alte temperature che necessitano di essere vetrificate; tuttavia tali contributi nella produzione del gas serra sono trascurabili se confrontati con le emissioni dovute alla produzione del clinker.

4.1.2. La sostituzione del clinker: riduzione emissioni di CO₂ per unità di volume

In questo paragrafo si andrà ad analizzare la prima delle due strategie presentate, cioè la riduzione delle emissioni di anidride carbonica per unità di volume di cemento prodotto grazie alla sostituzione di buona parte del clinker con additivi minerali. Questa tattica in realtà è abitualmente utilizzata già da alcuni decenni, anche se per ragioni prettamente economiche piuttosto che ambientali. Riprendendo quanto spiegato nei paragrafi 2.2 e 2.7, queste aggiunte hanno due possibili funzioni, a seconda delle proprietà fisiche e chimiche del minerale: quella riempitiva (andando a riempire i pori della pasta cementizia con conseguente beneficio da parte del modulo elastico e della resistenza meccanica della stessa) e/o di legante (reagendo chimicamente con l'acqua o con i prodotti dell'idratazione del clinker). Rimandando al secondo capitolo i dettagli sui processi fisici e chimici conseguenti a queste sostituzioni, l'obiettivo del presente paragrafo è quello di proporre un primo metodo di confronto fra l'impatto ambientale

e i requisiti prestazionali richiesti al mix-design. Oggigiorno sono disponibili alcuni software per il calcolo del mix-design che tengono conto della sostenibilità ambientale ma non di altri aspetti come la durabilità o la resistenza meccanica. Il confronto fra costi ambientali e qualità fu proposto da un punto di vista economico da Aïtcin, il quale prevedeva la valutazione del costo economico per unità di volume del calcestruzzo in funzione con la sua resistenza meccanica. La Figura 4.1 mostra due esempi in cui i risultati sono esibiti dal punto di vista della sostenibilità ambientale.

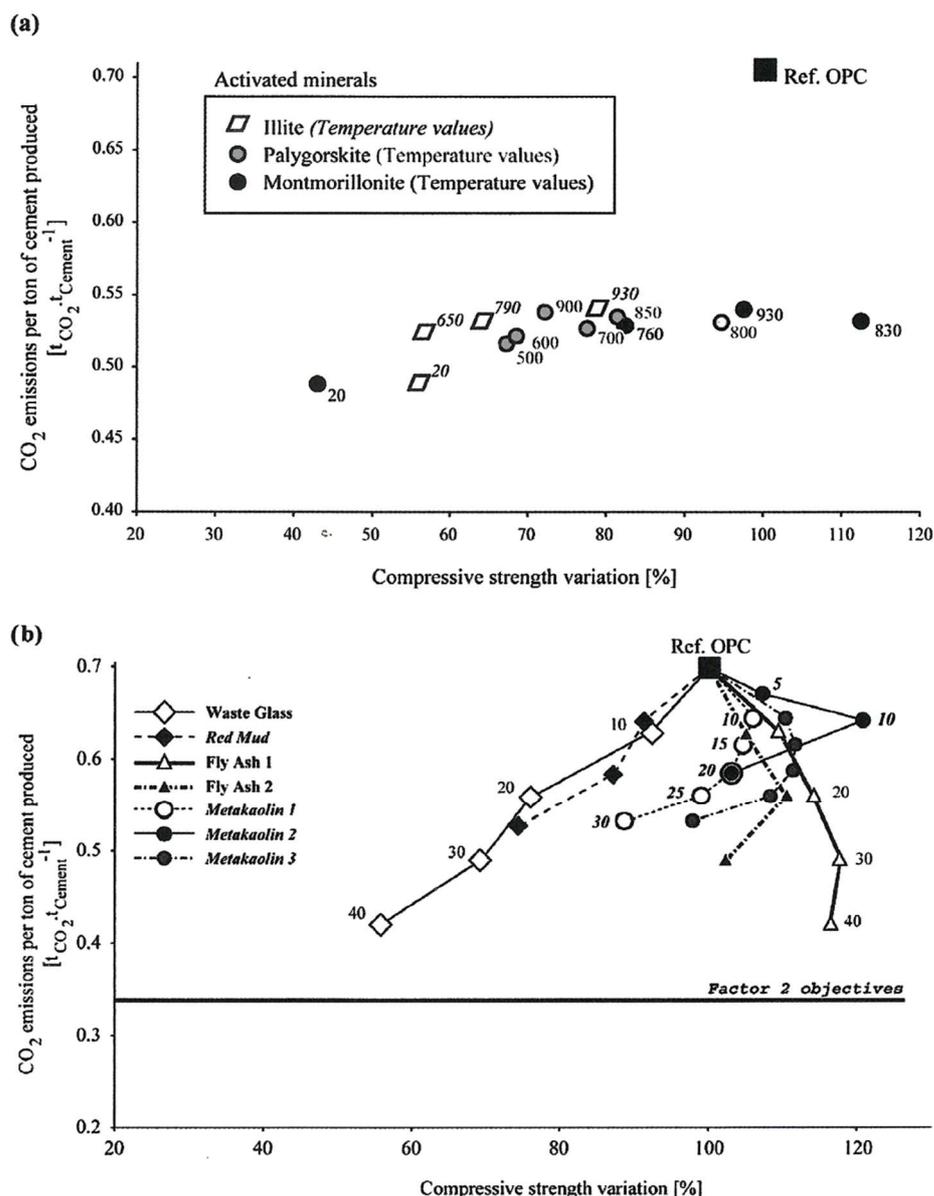


Figura 4.1 – Relazione fra le emissioni di CO₂ e resistenza meccanica associata. (a) Malta gettata con una sostituzione del 30% in peso del clinker con argilla attivata termicamente a diverse temperature (indicate nel grafico). (b) Calcestruzzo gettato con diverse sostituzioni di materiali (indicate a sinistra; le rispettive percentuali sono riportate nel grafico). [5]

- **Esempio 1:** Nel momento in cui si va ad operare una sostituzione di clinker con materiale pozzolanico, è necessario considerare che ogni tipologia di argilla deve raggiungere una propria temperatura ottimale che ne consente l'attivazione. Facendo riferimento alla *Figura 4.1(a)*, si può osservare la relazione fra resistenza alla compressione del cemento e la CO₂ emessa in funzione dei diversi tipi di minerali sostituiti (corrispondenti al 30% in peso), con l'indicazione della relativa temperatura ottimale di attivazione. L'energia necessaria per il riscaldamento delle argille a 500 °C o a 900 °C induce all'emissione rispettivamente di 0,088 a 0,159 tonnellate di CO₂ per tonnellata di argilla. Ciò dimostra che, per la maggior parte dei fillosilicati attivati termicamente, è possibile ridurre l'impatto ambientale mantenendo contemporaneamente la qualità richiesta; infatti l'emissione di anidride carbonica derivante dall'energia spesa per attivare i materiali sostituiti è trascurabile rispetto alla riduzione della stessa ottenuta mediante la sostituzione.
- **Esempio 2:** Nella *Figura 4.1(b)* è rappresentata la relazione fra resistenza a compressione ed emissioni di CO₂ in funzione della sostituzione del clinker con diversi materiali, con l'indicazione delle percentuali di materiale sostituito; inoltre è riportata la linea orizzontale che indica il livello di emissioni di CO₂ massimo raggiungibile per soddisfare il fattore 2 di riduzione da rispettare entro il 2020. Le sostituzioni per le quali si hanno delle riduzioni lineari delle prestazioni meccaniche all'aumentare dell'ammontare del materiale rimpiazzato, possono essere considerate come sostituzioni che non apportano benefici dal punto di vista della qualità, ma che consentono di produrre la stessa quantità di cemento ad un costo economico e ambientale piuttosto basso. Quindi, per tali materiali, la scelta tra un materiale meccanicamente performante ed uno a basso impatto ambientale, va fatta in base al mix-design, non esistendo una quantità ottimale.

Il grafico in *Figura 4.1* costituisce uno strumento utile per ottenere un mix-design a basso impatto ambientale che soddisfi gli obiettivi del fattore di riduzione 2 mantenendo tuttavia le prestazioni del calcestruzzo. La sostituzione del clinker con aggiunte minerali è un buon strumento per ridurre le emissioni di CO₂ durante la produzione del calcestruzzo. Il raffronto, qui proposto, fra le caratteristiche meccaniche e la quantità di anidride carbonica emessa consente di bilanciare l'esigenza sociale di ridurre i costi ambientali con i requisiti statici degli edifici. Tuttavia, risulta evidente dai grafici che esiste una quantità ottimale o massima di materiale sostituito sopra la quale la perdita di qualità del prodotto diventa inaccettabile: questo significa che è necessario affiancare altre strategie, accanto a quella della sostituzione di materiale, per poter raggiungere il fattore 4 di riduzione delle emissioni. Tali strategie possono essere raggiunte solamente se le nostre conoscenze sulla produzione del cemento si svilupperanno ulteriormente in un futuro prossimo. È auspicabile raggiungere un tale risultato se pensiamo che con le conoscenze attuali possiamo ridurre fino al 40% le emissioni di CO₂ rispetto al cemento prodotto solamente con il clinker.

4.1.3. Riduzione delle emissioni di CO₂ agendo sulle prestazioni del calcestruzzo

Nel paragrafo precedente è stata descritta una strategia che prevede la riduzione delle emissioni di CO₂ per tonnellata di cemento prodotto. Nel presente paragrafo, invece, si presenterà una strategia alternativa che si pone l'obiettivo di ridurre la produzione del calcestruzzo necessario all'edilizia (e conseguentemente dell'anidride carbonica complessivamente emessa) attraverso il miglioramento delle caratteristiche meccaniche. Tuttavia, l'incremento della resistenza a compressione, in assenza delle sostituzioni di materiali descritte prima, è solitamente associato ad un aumento della quantità di CO₂ emessa per m³ di materiale prodotto, come si può osservare dalla Figura 4.2 sotto riportata. In tale figura le emissioni di anidride carbonica dei vari tipi di calcestruzzo sono state calcolate considerando 0,7 tonnellate di CO₂ emessa per tonnellata di cemento prodotto, cioè considerando che la pasta cementizia sia composta solamente da clinker senza aggiunte minerali; inoltre si è assunta trascurabile la quota di anidride carbonica legata agli aggregati lapidei comparata a quella relativa al clinker. In prima approssimazione, la Figura 4.2 dimostra anche che il modo più semplice per incrementare la resistenza a compressione del calcestruzzo è quello di aumentare la proporzione di cemento (e conseguentemente la CO₂ emessa), come spiegato anche nel paragrafo 2.6.

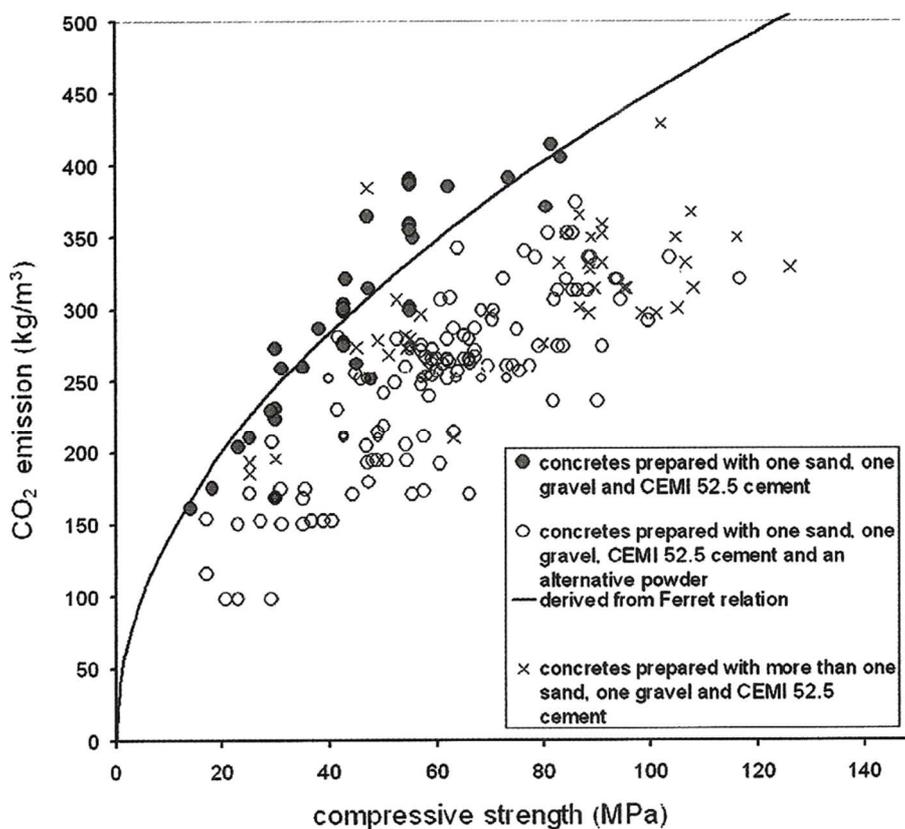


Figura 4.2 – Relazione fra la resistenza a compressione a 28 giorni del calcestruzzo e le emissioni di CO₂ per m³ di materiale prodotto. [5]

L'informazione principale che ci fornisce la *Figura 4.2* è tuttavia la curva che rappresenta relazione di *Ferret*: tale relazione, la quale asserisce che la resistenza meccanica è proporzionale al quadrato della quantità di cemento per metro cubo di calcestruzzo, può essere derivata, ottenendo che la resistenza meccanica è proporzionale al quadrato della quantità di anidride carbonica emessa per m³ di materiale.

$$f_c \approx (CO_2^{m^3})^2 \quad (4.1)$$

Inoltre, è importante osservare che l'utilizzo di più tipologie di inerti consente di aumentare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo per un livello di emissioni fissato, ovvero di abbattere le emissioni per una data resistenza a compressione.

Questo risultato può essere affinato a quello ottenuto nel precedente paragrafo: infatti, la sostituzione di parte del clinker con polveri minerali conduce ad una diminuzione delle emissioni di anidride carbonica per metro cubo di materiale. Tale decremento dipende molto dalla tipologia e dalla quantità del minerale.

Risumendo quindi si è giunti al seguente risultato: migliorando le prestazioni meccaniche, da una parte si incrementa la quantità di CO₂ emessa durante la produzione, ma dall'altra è possibile diminuire la quota di calcestruzzo necessaria alla realizzazione di un dato elemento strutturale.

La domanda che sorge spontanea è la seguente: quando e in quale misura la riduzione delle emissioni dell'anidride carbonica dovuta alla riduzione del volume di materiale necessario è superiore all'aumento della CO₂ emessa per metro cubo corrispondente al miglioramento della resistenza?

La risposta non è univoca data la difficoltà che si incontra nell'affrontare il problema, dovuta alla grande varietà di tipologie di elementi strutturali. Infatti, è necessario tenere in considerazione che spesso non è consentito ricorrere alla sezione minima resistente al fine di rispettare le esigenze acustiche, termiche o di sicurezza, le quali richiedono l'utilizzo di sezioni di dimensioni maggiori (questo aspetto sarà ampiamente ripreso nei capitoli 6 e 7).

Ci si pone comunque l'obiettivo di sviluppare un approccio molto semplice che racchiuda alcuni casi di elementi strutturali comuni, attraverso 3 esempi elementari (trascurando la presenza dell'acciaio).

- **Caso 1:** si consideri un elemento strutturale orizzontale autoportante di altezza h (mentre le altre due dimensioni si suppongono dati fissi del problema). Tale elemento rappresenta idealmente una trave di una costruzione residenziale, dove i carichi esterni sono piccoli comparati al peso proprio della trave stessa; quindi il componente è sottoposto solamente al momento flettente M dato dal peso proprio, proporzionale all'altezza h . Lo sforzo massimo nella trave può essere scritto quindi nel seguente modo:

$$\sigma \propto Mh/I \quad (4.2)$$

dove a sua volta il momento di inerzia I è proporzionale ad h^3 . Di conseguenza si ha che:

$$\sigma \propto 1/h \quad (4.3)$$

In altri termini, per una data larghezza e lunghezza, lo sforzo massimo a cui è sottoposto l'elemento è inversamente proporzionale alla propria altezza e, perciò, al suo volume totale:

$$\sigma \propto 1/V^{totale} \quad (4.4)$$

Il volume totale può essere scritto attraverso il seguente rapporto:

$$V^{totale} = CO_2^{Totale} / CO_2^{m^3} \quad (4.5)$$

dove CO_2^{Totale} è l'ammontare dell'emissione complessiva legata alla realizzazione dell'elemento strutturale, mentre $CO_2^{m^3}$ rappresenta la quantità di anidride carbonica rilasciata per metro cubo di calcestruzzo prodotto.

Inoltre precedentemente è stato detto che la resistenza alla compressione del calcestruzzo è approssimativamente proporzionale al quadrato della quantità di anidride carbonica emessa per la sua produzione; riscrivendo quindi tutte le relazioni sopra descritte:

$$\sigma \propto 1/V^{totale} \propto CO_2^{m^3} / CO_2^{Totale} \propto (CO_2^{m^3})^2 \quad (4.6)$$

e semplificando, si ottiene la seguente importante relazione:

$$CO_2^{Totale} \propto 1/CO_2^{m^3} \quad (4.7)$$

Questa sta a significare che, a causa dell'incremento della resistenza della malta cementizia e della riduzione del volume della trave, la quantità totale di CO₂ (CO_2^{Totale}) diminuisce con l'aumento dell'emissione di CO₂ per metro cubo di cemento prodotto (limitatamente all'esempio della trave, oggetto di studio di questo caso). In conclusione, per questo tipo di elemento strutturale (con qualche approssimazione) i benefici maggiori per l'ambiente sono legati all'alta resistenza meccanica del calcestruzzo.

- **Caso 2:** si consideri adesso un elemento strutturale orizzontale di altezza h come sopra, ma che questa volta sorregge un carico esterno. Tale elemento è rappresentativo di una trave di un ponte, dove i carichi esterni sono equiparabili al peso proprio della trave. Eseguendo la medesima analisi condotta nel caso precedente, questa volta si ottiene che l'emissione totale di CO₂ (CO_2^{Totale}) non dipende dalle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo; ne consegue che l'incremento di resistenza di quest'ultimo e la riduzione del volume dell'elemento strutturale compensa approssimativamente l'incremento dell'anidride carbonica prodotta per metro cubo di cemento. Quindi, trascurando altri aspetti strutturali come fatto nel precedente caso, si deduce che, per questi tipi di

elementi strutturali, prestazioni meccaniche elevate non apportano benefici apprezzabili per l'ambiente.

- **Caso 3:** in quest'ultimo caso si ha a che fare con un elemento strutturale verticale di raggio r che supporta un carico esterno; tale elemento è sottoposto allo sforzo di compressione inversamente proporzionale al quadrato del raggio:

$$\sigma \propto 1/r^2 \quad (4.8)$$

Di conseguenza, fissata l'altezza dell'elemento, lo sforzo normale massimo che caratterizza l'elemento è inversamente proporzionale al proprio volume e all'ammontare della CO₂ totale emessa (CO_2^{Totale}), in maniera del tutto simile a quanto visto nel primo caso. Quindi, in prima analisi, anche in questo caso l'alta resistenza meccanica del calcestruzzo comporta benefici per l'ambiente. Tuttavia si deve anche tenere in considerazione che gli elementi verticali devono prima di tutto non essere vulnerabili ai fenomeni d'instabilità e alle deformazioni eccessive. Ciò significa che, per un dato valore F del carico esterno, il momento d'inerzia dell'elemento strutturale I (proporzionale a r^4) non deve essere inferiore ad un certo valore critico, il quale è proporzionale a L^2F/E , dove E rappresenta il modulo elastico ed L l'altezza dell'elemento. Se si assume in maniera approssimata che il modulo elastico sia proporzionale alla resistenza a compressione e , quindi, al quadrato dell'ammontare della CO₂ emessa per metro cubo di cemento prodotto $CO_2^{m^3}$, è possibile approdare alla seguente conclusione: l'utilizzo di calcestruzzo più performante, se da un lato non ha conseguenze sulla deformabilità, dall'altro non incrementa nemmeno le emissioni totali di CO₂ per la realizzazione dell'elemento strutturale.

E' quindi opportuno tenere presente che a prestazioni meccaniche superiori può corrispondere, in generale, una riduzione dell'emissione totale di anidride carbonica, in base all'equazione empirica (4.1). È abbastanza comune utilizzare calcestruzzo con una resistenza massima a compressione di 25/30 MPa, per edifici residenziali, e di 50/60 MPa per i ponti. Duplicando tali resistenze, ed apportando le opportune modifiche alle strutture, è facile dimostrare che, utilizzando la relazione semplificata sopra descritta, si possono raggiungere riduzioni del 30% di CO₂ emessa.

Infatti, raddoppiando la resistenza a compressione, si avrà un fattore di aumento dell'emissione per metro cubo di cemento prodotto pari a $\sqrt{2} \cong 1.4$ (secondo l'equazione (4.1)). Facendo però ricorso all'equazione (4.7), consegue una variazione delle emissioni stimata di un fattore pari a $1/1.4 = 0.7$, che corrisponde a una riduzione del 30%. Proseguendo con il medesimo ragionamento, si ricava che, usando cementi ultra-performanti (con resistenze a compressione dell'ordine dei 120 MPa), è possibile raggiungere una contrazione delle emissioni fino al 50% nella realizzazione degli edifici abitativi. Per garantire gli altri requisiti (come la resistenza al fuoco, l'isolamento acustico o termico etc.) è possibile ricorrere ad altri materiali alternativi al calcestruzzo a base di clinker, come plastica, mattone, legno etc., caratterizzati da emissioni minori di CO₂.

4.1.4. Conclusioni

In questo capitolo sono stati analizzati due diversi modi per rendere il mix-design del calcestruzzo più sostenibile dal punto di vista ambientale: il primo consiste nella sostituzione di parte del clinker con aggiunte minerali al fine di ottenere un risparmio di CO₂ emessa per un dato volume di materiale prodotto; il secondo propone invece di ridurre il volume totale di calcestruzzo necessario per la realizzazione di un manufatto attraverso il miglioramento delle prestazioni meccaniche. Prendendo ancora in esempio la Francia, è stimabile che attraverso la prima strategia sia possibile raggiungere riduzioni di emissioni del 15%, mentre con la seconda si ottengono riduzioni fino al 30%. È importante osservare che, come si può notare dalla *Figura 4.2*, è possibile combinare le due strategie: ciò conduce ad un risparmio di anidride carbonica emessa dell'ordine del 40% (di cui il 15% grazie alla modifica della composizione del materiale e il 30% attraverso l'incremento della resistenza a compressione). Questo dimostra che sia possibile raggiungere, entro il 2020, l'obiettivo di dimezzare le emissioni di biossido di carbonio (si tenga conto la fonte [5] da cui sono stati ottenuti questi dati risale al 2009).

Tuttavia, le strategie sopra descritte non sono sufficienti a rispettare l'obiettivo del "fattore 4" imposto per il 2050. Entro tale data è infatti necessario sviluppare ulteriori opzioni; per esempio ideando nuove tipologie di clinker con emissioni molto basse di CO₂, specialmente a base di solfoalluminato o anche o anche solfoalluminato attivato da belite.

Inoltre c'è da precisare ancora una volta che il calcestruzzo è un materiale edilizio molto complesso e si è ricorsi a numerose semplificazioni, talvolta anche pesanti, per dimostrare i risultati sopra descritti; ciò significa che saranno necessarie ulteriori ricerche per confermare quest'ultimi.

4.2. Il caso studio

Nel paragrafo 4.1 sono state descritte le due strategie adottabili per ridurre le emissioni di CO₂ nell'atmosfera. Tuttavia, d'ora in avanti, si prenderà in considerazione solamente la seconda opzione descritta: infatti l'obiettivo della presente tesi non è quello analizzare le alternative chimiche adottabili nel calcestruzzo, bensì di determinare in quali casi e in quale misura l'utilizzo di calcestruzzi più performanti possano condurre ad un effettivo risparmio di emissioni di anidride carbonica.

Per fare ciò, come sarà ampiamente spiegato nel prossimo capitolo, è stata condotta una ricerca di edifici con determinare caratteristiche, la quale ha portato alla selezione di 3 edifici tipo; tali costruzioni sono state modellate in un software di calcolo ognuna con 4 differenti tipologie calcestruzzi (con diverse caratteristiche meccaniche). Successivamente è stato computato l'ammontare totale del calcestruzzo necessario, moltiplicato per l'anidride carbonica emessa per la produzione a metro cubo di ciascuno dei quattro calcestruzzi considerati e, infine, sono stati confrontati i risultati. In prima analisi bisogna quindi specificare i calcestruzzi usati e l'emissione caratteristica di CO₂ per ognuno di essi.

4.2.1. I dati progettuali dei calcestruzzi usati

Per condurre lo studio sopra descritto, si è dovuto ricorrere a dati attendibili relativi alle emissioni di anidride carbonica per metro cubo di ogni calcestruzzo utilizzato; infatti, per ragioni logistiche e di tempo, non è stato possibile ricavare i dati in laboratorio.

Le classi di calcestruzzi a cui ci si è riferiti per la modellazione strutturale dei tre edifici sono:

- C25/30
- C40/50
- C60/75
- C80/95

I dati relativi alle emissioni di tali classi di calcestruzzo sono stati condivisi dalla CSI.

La CSI (Cement Sustainability Initiative) è progetto globale che coinvolge 24 fra i maggiori produttori di cemento del mondo, operando in oltre 100 paesi, che si pone l'obiettivo di condurre importante studio di sostenibilità sul cemento. La CSI è stata fondata per iniziativa del Worldwide Business Council for Sustainable Development (wbcasd), con base a Ginevra (Svizzera). Infatti, è proprio la CSI che ha commissionato il presente lavoro.

La CSI, oltre a fornire i dati sulle emissioni di CO₂ relativi alle quattro classi di calcestruzzo, ha messo a disposizione anche la quantità di anidride carbonica prodotta durante la fabbricazione delle armature. Tali dati sono riassunti nella seguente tabella 4.1:

Tabella. 4.1 – Dati relativi alle emissioni di CO₂ durante il processo produttivo delle quattro classi di calcestruzzo e dell'acciaio (Fonte: Cement Sustainability Initiative)

CO ₂ Parametric Amount				
Concrete class [kg/m ³]				Steel [kg/kg]
C25/30	C40/50	C60/75	C80/95	S
215	272	350	394	1.38

Nella Figura 4.3 si va a sottolineare come tali dati siano in accordo con la curva Habert's & Roussel's: questa funzione, equivalente alla relazione di Ferret riportata nella precedente Figura 4.2, è esprimibile come:

$$kg \text{ of } CO_2 \text{ per cubic meter of concrete} = \delta \sqrt{\text{Class of concrete}} \quad (4.9)$$

Dove δ è una costante che assume il valore 46.5.

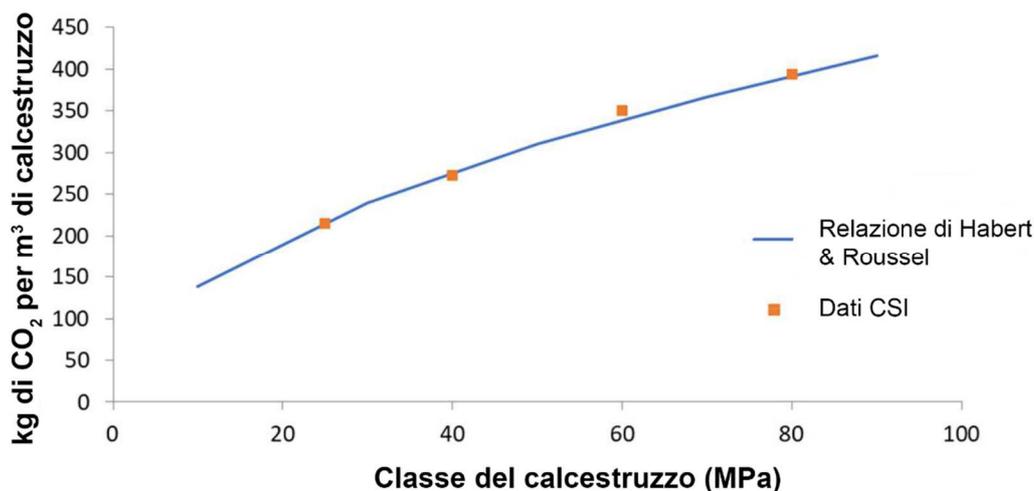


Figura 4.3 - Confronto tra la funzione di Habert & Roussel e I dati forniti dalla CSI

4.2.2. Alcune ulteriori considerazioni

Come già detto, il presente lavoro ha il solo scopo di ricavare il volume totale del calcestruzzo e la quantità di armatura usate nei tre edifici tipo in funzione della classe di materiale, in modo da calcolare la quantità di CO₂ complessiva che è emessa durante la produzione del calcestruzzo e dell'armatura prevista. Tuttavia, prima ancora di procedere con lo studio e il confronto dei risultati, vale la pena considerare che l'impiego di quantità minori dei due materiali da costruzione in oggetto significa già di per sé un risparmio di anidride carbonica emessa. Infatti, ciò implica l'utilizzo di minore energia per il trasporto (minor numero di viaggi), per la lavorazione (minore quantità di calcestruzzo da mescolare nelle betoniere e di armature da tagliare e piegare) e durante la costruzione (ridotta quantità di calcestruzzo da pompare e acciaio da issare in quota). Sebbene sarebbe complicato fare un calcolo di questo genere poiché si dovrebbe conoscere con precisione la distanza tra il cantiere e il centro di produzione del materiale edile, le tecnologie usate etc., è supponibile che si tratti di un notevole risparmio; infatti è sensato assumere che:

- Ci sia sempre una distanza relativamente grande tra il cantiere di un edificio medio-alto e un centro di betonaggio, poiché il primo è situato usualmente in città mentre il secondo solitamente si trova al di fuori dei centri abitati
- l'energia risparmiata per il pompaggio del calcestruzzo in quota è molto importate soprattutto negli edifici alti dove il superamento dei grandi dislivelli rende significativo anche una piccola riduzione di materiale da pompare.

Sempre da un punto di vista ambientale, di pari passo con un miglioramento della tecnologia del calcestruzzo, sarebbe auspicabile anche uno progresso dei macchinari e delle tecnologie utilizzate nei cantieri, dove tutt'oggi si fa affidamento quasi sempre ad attrezzature che ricorrono all'utilizzo di combustibili fossili. Infatti, tali macchinari, a causa della loro grande potenza

intrinseca (soprattutto nei gradi cantieri come quelli dei grattacieli o delle infrastrutture) contribuiscono non poco a rendere il settore edilizio una delle attività antropiche più inquinanti.

5. Analisi strutturale dei tre edifici tipo

In questo capitolo saranno illustrate le varie fasi seguite per l'analisi strutturale degli edifici, grazie alla quale è stato possibile valutare l'ammontare totale del calcestruzzo e dell'armatura prevista per la realizzazione degli stessi, in funzione della classe del calcestruzzo usata. Sarà quindi descritta la fase di ricerca preliminare che ha portato alla selezione dei tre edifici esistenti da cui si è preso spunto per la progettazione, la modellazione strutturale ed infine la determinazione e la verifica delle armature e delle dimensioni dei singoli elementi strutturali.

5.1. Ricerca preliminare di edifici

Le indicazioni iniziali fornite dalla CSI sulle caratteristiche da individuare nella ricerca degli edifici su cui condurre le analisi strutturali, erano le seguenti:

- Edifici realizzati in calcestruzzo armato.
- Un edificio di 12 piani, uno di 30 e l'ultimo di 60.
- Superficie in pianta di 600 m² per ogni edificio.

Tuttavia, gli ultimi due parametri sono stati emendati. In particolar modo l'ultimo punto presentava la grande problematica di trovare edifici di 30, e soprattutto di 60 piani, con una superficie in pianta così limitata; di conseguenza, si sono scelti tre edifici con superfici leggermente differenti tra loro, normalizzando sull'area totale i risultati. Inoltre, il primo edificio analizzato è composto da 14 piani invece che da 12.

Nei tre sotto-paragrafi seguenti si suddividono gli edifici ricercati in base al loro numero di piani, riportando una descrizione sintetica dell'opera, una pianta del piano tipo e un'immagine fotografica.

5.1.1. Edifici di circa 12 piani



Figura 5.1 – Roy e Diana Vagelos Education Center. [24]

Roy e Diana Vagelos Education Center, New York, USA

Si tratta di una struttura di formazione di 14 piani completata nel 2016.

La struttura portante è molto efficiente poiché sfrutta le interconnessioni naturali che provengono dalla singolare disposizione degli ambienti del campus. Pareti piane e rampe collegano e irrigidiscono le strutture a sbalzo, consentendo così di risparmiare sulle lastre pre-compresse e sulle quantità complessive di acciaio di armatura e di calcestruzzo. La sfida principale della progettazione strutturale era quella di trovare percorsi di carico verticale attraverso lo “Studio a Cascata” nel rispetto della pianificazione spaziale del secondo e terzo piano adibiti ad atrio; per minimizzare l’impatto della struttura su questi spazi, a sostegno dei “pavimenti a cascata”, sono state previste una coppia di colonne inclinate in calcestruzzo armato autocompattante architettonicamente esposte. Queste due

colonne inclinate vanno dal piano di fondazione sino all’ottavo piano, dirigendo i carichi intorno ad un auditorium privo di colonne. Le spinte derivanti dai cambiamenti di direzione imposti dalle colonne inclinate sono supportate da travi reticolari nel piano costituite da calcestruzzo precompresso ed acciaio per armature ad alta resistenza. [8]

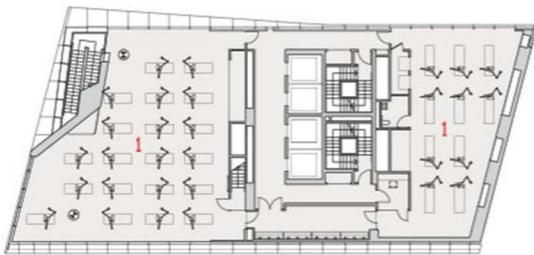


Figura 5.2 – Pianta piano tipo del Roy e Diana Vagelos Education Center. [8]

Data la scarsità di letteratura (specialmente tecnica) su edifici di 12 piani in calcestruzzo armato, si riportano tre edifici esempio di Torino del dopoguerra che ricoprono una certa importanza storica

Torre XX Settembre, Torino, Italia



Figura 5.3 – Torre XX Settembre.
[16]

L'edificio residenziale, completato nel 1952, si compone di due corpi, uno orizzontale e l'altro verticale, e si presenta come una torre di 12 piani impostata su un'area pensilina a leggero sbalzo, su un basamento di due piani rivestito in pietra verde ed elementi metallici. I nove piani superiori alternano finestre quadrangolari a due file di balconi a filo facciata che corrono fino al tetto pensile, mentre il corpo orizzontale presenta gli ultimi piani loggiati. [16]

Torre Solferino, Torino, Italia



Figura 5.4 – Torre Solferino.
[16]

L'edificio di 15 piani, completato nel 1952, ospita residenze ed attività commerciali; il basamento ripropone il tema del portico con ampi locali commerciali, svelando l'intento di dialogare con la vocazione commerciale dell'adiacente via Pietro Micca. Il prospetto principale è caratterizzato da un ritmo che scandisce i piani alternando finestre "a nastro" ad ampi terrazzi con vetrate che si affacciano sulla piazza antistante, mentre le facciate laterali e quella posteriore presentano un disegno e altezze differenti, in raccordo agli edifici circostanti. L'ultimo piano prevede un attico sviluppato su due livelli, con un tetto pensile. [15]

Torre BBPR, Torino, Italia



Figura 5.5 – Torre BBPR. [14]

Inaugurato nel 1961, questo edificio ha una struttura composta da quattro moduli di altezze differenti (la più alta delle quali di 15 piani) che si sviluppa complessivamente su tre lati, due dei quali caratterizzati dall'alto portico sottostante che ospita i primi due piani fuori terra ad uso commerciale, con il relativo mezzanino. La facciata è regolarmente scandita da pilastri in calcestruzzo armato che percorrono verticalmente i vari prospetti. Questo elemento ricorrente non è presente invece nel prospetto della struttura di soli due piani che sovrasta i due varchi carrabili di via Cibrario. Essa, arretrata rispetto all'asse stradale, è caratterizzata da una finestratura "a nastro" ed è affiancata da un locale commerciale sormontato da un terrazzo. I pilastri e le travature che presentano una inclinazione verso l'esterno in corrispondenza del primo piano, costituiscono una analogia con la Torre Velasca a Milano, progettata dal medesimo studio. [14]

5.1.2. Edifici di circa 30 piani



Figura 5.6 – Bank Boston Headquarters. [10]

Bank Boston Headquarters, San Paolo, Brasile

Questo edificio, inaugurato nel 2002, presenta al suo interno uffici e attività commerciali.

È costituito da *30 piani* con una superficie compresa tra i 750 e i 2000 m², per un'altezza complessiva di 145 m.

Il sistema strutturale consiste in uno shear-wall con setti spessi 450 mm alla base, ridotti a 300 mm all'ultimo piano; il basamento del fabbricato è formato da tre livelli: il solaio del piano destinato a parcheggio è composto da lastre piane bidirezionali spesse 225 mm con rampe di discesa in corrispondenza delle colonne. Le colonne sono distanziate al massimo 9 metri in entrambe le direzioni all'interno dell'area di parcheggio.

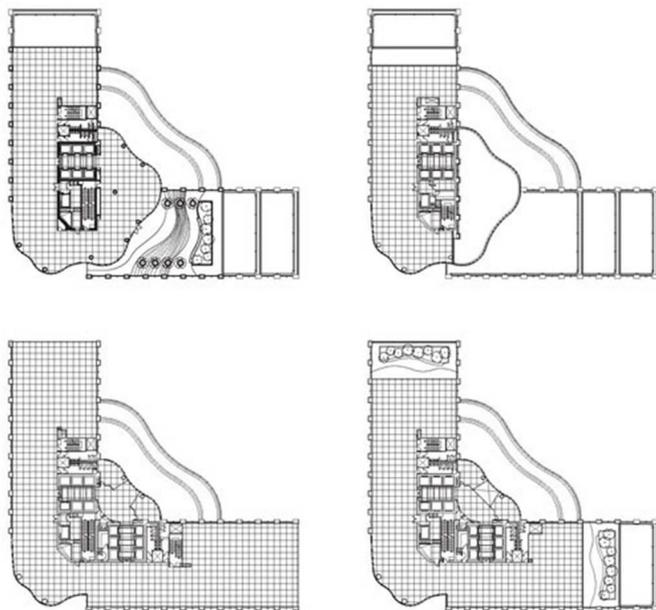


Figura 5.7 – Pianta tipo del Bank Boston Headquarters. [10]

Il sistema strutturale relativo ai solai dei restanti piani, invece, è composto da piastre in calcestruzzo armato monodirezionali spesse 800 mm. Esse sono sorrette da travi post-tese, alte 750 mm che coprono campate lunghe fino a 21 metri, su colonne in calcestruzzo armato nei 4,5 m centrali in corrispondenza dell'area di open space degli uffici. Travi in calcestruzzo armato normale e piastre sono usate intorno al nucleo centrale per le campate più corte. Le sezioni delle colonne variano nella seguente maniera: 1200 mm x 1000 mm alla base, ridotte a 1200 mm x 750 mm per la maggior parte dei piani e colonne circolari da 800 mm di diametro vicino alla sommità dell'edificio. [3]



Figura 5.8 - Torre De Castilla. [20]

Torre De Castilla, Milano, Italia

Merita menzione la torre de Castilla che, insieme alla torre Confalonieri, dà luogo all'ormai famoso complesso residenziale denominato "Bosco verticale", sito in Milano, ultimato nel 2014. La torre in oggetto si compone di 26 piani, di circa

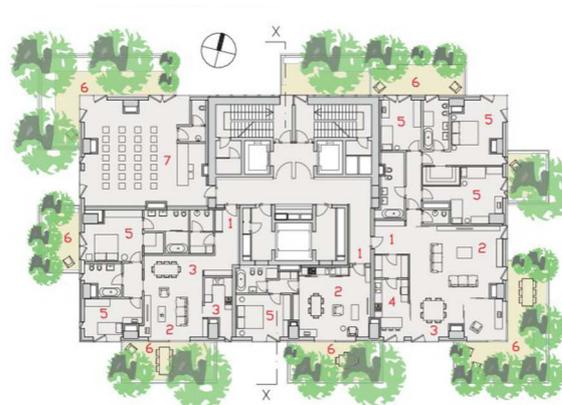


Figura 5.9 – Pianta tipo della Torre De Castilla.[7]

650 m² ciascuno, per un totale di 111 m. La struttura portante è costituita da un nucleo in setti di calcestruzzo armato che ospita il blocco scale e ascensori, travi e colonne perimetrali anch'esse in calcestruzzo armato e da massicci terrazzi del medesimo materiale atti a sostenere i considerevoli carichi del terreno delle fioriere e degli orti su ogni piano. [7]



Figura 5.10 - Twin Tower. [19]

Twin Tower, Vienna, Austria

Quest'opera di Maximiliano Fuksas, inaugurata nel 2001, si compone di due torri rettangolari, una di 34 e l'altra di 37 piani, che sviluppano una superficie totale di 1400 m² per piano. Le due torri, che ospitano uffici e spazi di relax, hanno una piattaforma comune inferiore, mentre alcuni piani sono mutualmente collegati tramite passerelle irregolarmente posizionate a varie altezze. La struttura a telaio in calcestruzzo armato è ben visibile attraverso le caratteristiche superfici vetrate trasparenti. [4]; [17]

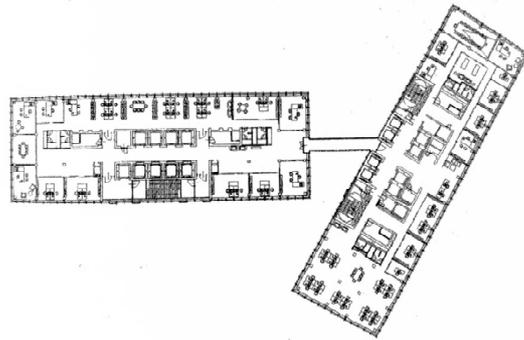


Figura 5.11 – Pianta tipo delle Twin Tower. [4]

5.1.3. Edifici di circa 60 piani



Figura 5.12 - Onyiah Centre. [21]

Onyiah Centre, Chicago, USA

Questo edificio residenziale ed a uso ufficio, completato nel 1986, si compone di 58 piani fuori terra. È presente un piano interrato che fornisce parcheggi e uno spazio comune. Il muro di sostegno perimetrale del suddetto piano è costituito da cemento armato con spessore pari a 500 mm, mentre il pavimento è composta da 150 mm di calcestruzzo di alta qualità. Le fondamenta della torre sono costituito da plinti profondi a campana, dove il palo più piccolo ha diametro pari a 760 mm mentre quello più grande di 1680 mm.

Il sistema controventante utilizzato è dato da un tubo rinforzato costituito da colonne in cemento armato e fasce di piano di medesima larghezza. Pannelli di tamponamento in cemento armato messi in diagonale in ogni faccia determinano una linea di rinforzo trasversale che fornisce ulteriore rigidità;

inoltre quest'ultimi creano anche uno stile architettonico singolare. Le dimensioni delle colonne variano dai 760 x 1150 mm alla base fino a 600 x 700 mm alla sommità della torre.

Le planimetrie della costruzione sono più ampie alla base. I piani subiscono successive riduzioni di area che conferiscono un andamento inclinato della facciata fino all'undicesimo piano; da questo piano in poi le piante avranno medesima forma. I piani inferiori presentano tutti piastre piatte, con o senza inspessimenti in corrispondenza delle colonne, aventi spessori variabili tra i 180 e i 215 mm. Travi inferiori sono usate in alcune posizioni per supportare le campate di

lunghezza leggermente maggiore o in punti isolati con carichi più elevati. Per le piastre e le travi è stato utilizzato calcestruzzo di classe C35/45. [3]

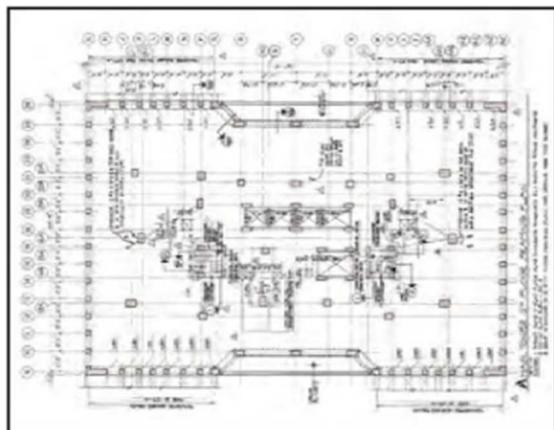


Figura 5.13 – Pianta tipo dell'Onyiah Centre. [3]



Figura 5.14 - Bank of America Corporate Center. [22]

Bank of America Corporate Center, Charlotte, USA

L'edificio in questione, completato nel 1992, ospita il quartier generale della banca. Si compone di 60 piani per un'altezza totale di 265,5 m, sviluppando una superficie totale di 126000 m². La platea di fondazione centrale è costituita da 2700 m³ di calcestruzzo e 150 tonnellate di acciaio; essa raggiunge i 12 metri nel punto più profondo al di sotto di Tryon Street e sostiene 36 pilastri in cemento armato. Tali pilastri sono in grado di sostenere 75 kg su centimetro quadrato.

Alla base della torre si trovano due piazze con giardini ed il Founders Hall, un centro commerciale e civico.

Il calcestruzzo armato è stato scelto, oltre per le sue caratteristiche resistenti, perché consentiva di realizzare un'altezza interpiano minore; inoltre risultava meno costoso del sistema combinato acciaio-cemento armato. Sebbene il sistema verificasse ampiamente i requisiti richiesti per il carico del vento del North Carolina, per ottemperare a tutte le prescrizioni dettate dalla normativa antisismica

nazionale si rese necessario aggiungere dei rinforzi diagonali lungo tutte le travi e le colonne. I carichi maggiori nelle colonne centrali richiedevano che il primo piano della costruzione fosse inclinato. Il sistema strutturale, per resistere ai carichi laterali, consiste in un tubo perimetrale in calcestruzzo armato di resistenza variabile tra i 55,16 MPa vicino alla base ai 41,37 MPa sulla sommità. Le dimensioni tipiche delle colonne variano tra i 0,6 x 1 m alla base fino ai 0,6 x 0,6 m in sommità. I solai consistono in lastre in calcestruzzo leggero, spesse 118 mm, supportate da travi post-tese profonde 460 mm e distanziate di 3 m nella zona centrale; è stato usato calcestruzzo leggero per ridurre il peso della struttura e per ottenere la resistenza al fuoco richiesta per i solai.

Le colonne della torre hanno interassi di 3 metri al centro e sono connesse da fasce di piano spesse 1 m. La costruzione ha una pianta quadrata alla base, ma al di sopra del tredicesimo piano

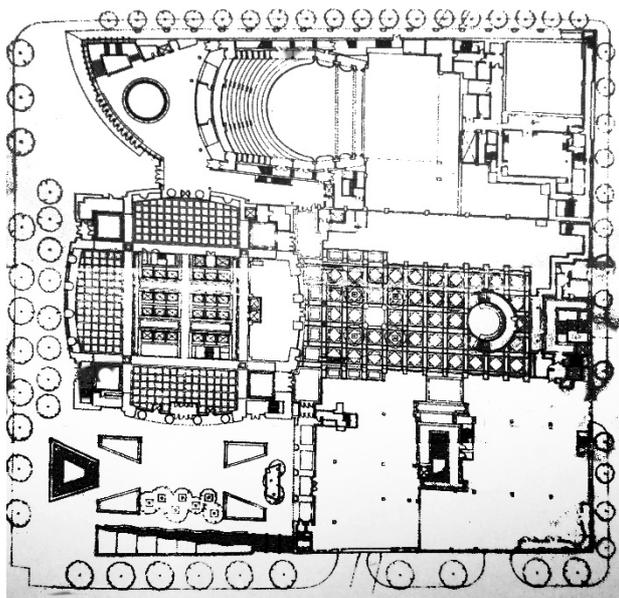


Figura 5.15 – Pianta tipo del Bank of America Corporate Center. [4]

assomiglia a un quadrato appoggiato su una croce leggermente più ampia, con i quattro angoli principali retrocessi e le quattro facciate principali curvate leggermente verso l'esterno. Per mantenere l'efficacia del sistema strutturale descritto sopra gli ingegneri, tra il 13° e il 43° piano, hanno usato una trave reticolare Vierendeel composta da profili a L per garantire continuità strutturale intorno agli angoli. Anziché di travi di trasferimento arretrate, la struttura a "colonne/pennacchi" dell'edificio è stata usata per creare travi reticolari Vierendeel su più livelli in corrispondenza delle facciate principali. Queste travi reticolari trasferiscono i carichi, tramite un'altra serie di travi Vierendeel perpendicolari alla facciata, ai bordi degli

angoli arretrati. L'accorciamento differenziale tra il nucleo e le colonne perimetrali, ha costituito una preoccupazione durante il progetto perché le colonne centrali sarebbero state soggette a un peso significativamente maggiore rispetto alle colonne perimetrali ravvicinate. Sia il calcestruzzo standard che quello alleggerito sono stati usati simultaneamente: quello standard per le colonne perimetrali, con sezioni comprese tra 60 x 97 cm inferiormente a 60 x 60 cm in sommità, così come per le colonne centrali, con un range che va da 0,6 x 3,5 m alla base e 0,6 x 0,9 m in sommità. Il calcestruzzo normale è stato usato anche per i pennacchi post-tesi perimetrali di ogni piano, mentre il calcestruzzo alleggerito è stato previsto per le piastre di solaio spesse 12 cm e per le travi post-tese di larghezza 0,46 m. I due tipi di calcestruzzo sono stati gettati in rapida successione e impastati per evitare la formazione di una giuntura debole. La fondazione consiste in struttura di contenimento di elevata capacità, sotto le colonne perimetrali, e in piastra di cemento armato in corrispondenza delle colonne centrali. La struttura di contenimento è stata progettata per una capacità portante complessiva di 7200 kN/m² e una resistenza allo scorrimento di 240 kN/m². La resistenza a compressione richiesta al terreno è talmente grande che si è reso necessario raggiungere il livello roccioso con caratteristiche meccaniche elevate. Per prevenire l'intrusione di terreno ed acqua attraverso il foro e per garantire la sicurezza dei manutentori, è stato previsto un getto che coprisse l'intera lunghezza. Le colonne centrali poggiano su una piastra di fondazione portante posta su roccia leggermente alterata. Le dimensioni di tale piastra sono: 25 x 28 x 2,40 m. La capacità portante media sotto la piastra di fondazione è pari a 960 kN/m². Il periodo fondamentale della costruzione è 5,3 s. [4]; [1]; [17].



Figura 5.16 - Olympia Center. [23]

Olympia Center, Chicago, Illinois, Usa

Completato nel 1986, l'Olympia Centre è un edificio polifunzionale di 63 piani che comprende una zona commerciale, uffici e residenze, per un totale di 100000 m² circa. La torre combina la tipologia a "framed tube" (paragrafo 3.3.1) con solai a piastre in calcestruzzo armato convenzionale nei condomini superiori e solai con travetti negli uffici, nella zona commerciale inferiore e nei parcheggi sottostanti l'edificio. La parte bassa della struttura è contornata da acciaio, nella parte inferiore, e in calcestruzzo nella parte sovrastante. In Figura 5.17 è riportata la planimetria tipo degli appartamenti. [9]



Figura 5.17 – Esempio di unità abitativa all'interno dell'Olympia Center. [9]

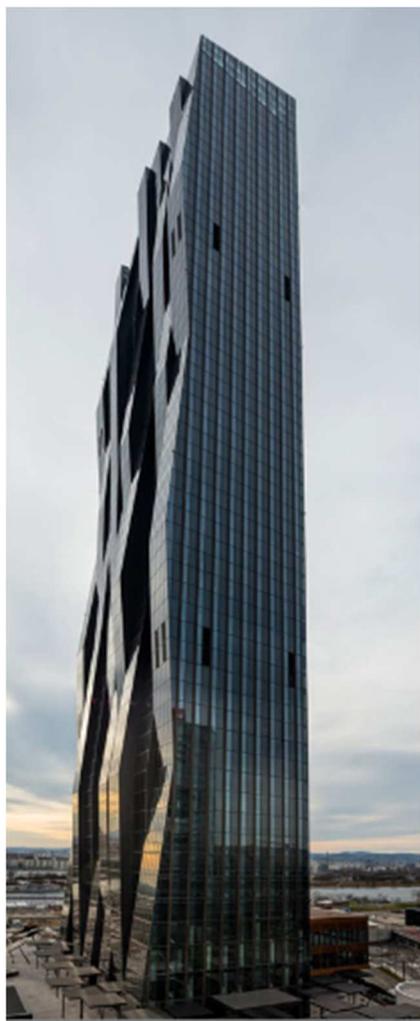


Figura 5.18 - DC Tower 1. [25]

DC Tower 1, Vienna, Austria

Questa recente costruzione di 60 piani, inaugurata nel 2014, è la prima opera realizzata di un complesso di 2 torri (la seconda è in via di progettazione) ad uso polifunzionale (residenze, uffici e un albergo). Questa struttura esile è composta da piani leggermente diversificati tra loro, con superfici di circa 1600 m².

Come si può notare dalla pianta di *Figura 5.19*, la struttura è composta da un nucleo interno in cemento armato in cui sono alloggiati gli ascensori e le scale, e di pilastri perimetrali; tali pilastri, oltre a supportare i solai interni, svolgono la funzione di portare gli sbalzi verso l'esterno, che conferiscono alla struttura la sua caratteristica forma frastagliata in senso verticale. [18]

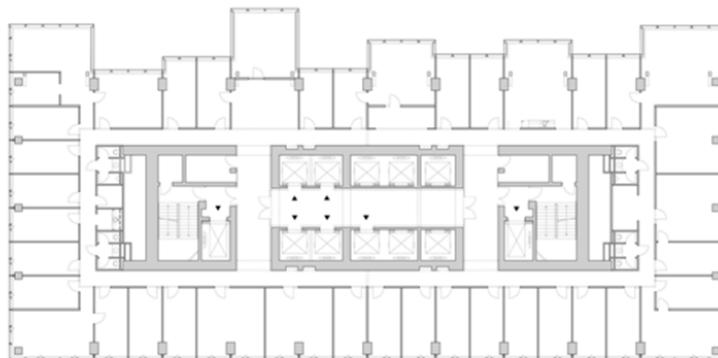


Figura 5.19 – Piano tipo della DC Tower 1. [18]



Figura 5.20 - La Four Season Hotel and Tower. [16]

The Four Season Hotel and Tower, Miami, Florida, USA

Questa torre di 64 piani ad uso misto, che include hotel, condomini ed uffici, è stata inaugurata nel 2003. Ai piani inferiori, la pianta ha una forma ad L che si riduce a un rettangolo di 1600 m² circa dal quindicesimo piano in su. I solai sono composti da delle piastre post-tese gettate in opera spesse 30 cm. Per i carichi laterali è stato previsto un sistema “tube in tube” (paragrafo 3.3.1) con setti accoppiati interni, che si comportano come una scatola in cemento armato interna e telai in facciata assimilabili a una scatola perimetrale.

I setti del nucleo interno hanno uno spessore notevole (tra i 46 e i 76 cm) e sono connessi da travi, le quali hanno larghezze superiore ai 90 cm. Il telaio perimetrale è costituito da colonne larghe 1,20 metri e distanziate di 4,50 m da baricentro a baricentro, con fasce di piano di spessore variabile tra 1,2 m e 0,60 m. Il nucleo interno è connesso con il telaio esterno tramite muri controventanti e travi di collegamento.

Per un vento di progetto pari a 240 km/h, studi condotti nella galleria del vento hanno dimostrato che la pressione massima equivalente sarebbe di 8,14 kPa, rispetto alla pressione di 5,75 kPa prescritta dalla normativa. Per supportare i carichi

provenienti dai pilastri, che raggiungono i 73400 kN, la fondazione è costituita da 109 pali con diametro 1,80 m, ricorrendo all’uso di un diaframma resistente all’attrito laterale, lungo 38 m. La lunghezza dello scavo nell’area in cui si sviluppa l’attrito laterale, varia dai 9,10 ai 12,20 m. La capacità portante del diaframma è stata verificata usando l’Osterberg Cell, un test che carica

il singolo palo del diaframma usando un martinetto idraulico.

La resistenza del calcestruzzo varia dai 40 MPa negli ultimi piani ai 70 MPa dei piani inferiori. Anche il modulo elastico del calcestruzzo negli elementi portanti verticali necessita di una particolare considerazione: tipicamente il cemento in cui sono presenti degli aggregati granitici sviluppa un modulo elastico uguale o superiore a quello prescritto dalle ACI 318. Però l’industria cementizia locale produceva un aggregato a base di calcare, che garantiva un modulo elastico inferiore. Perciò, successivamente a una serie di test eseguiti per determinare il modulo del materiale, fu usata nel mix design una combinazione appropriata di granito e

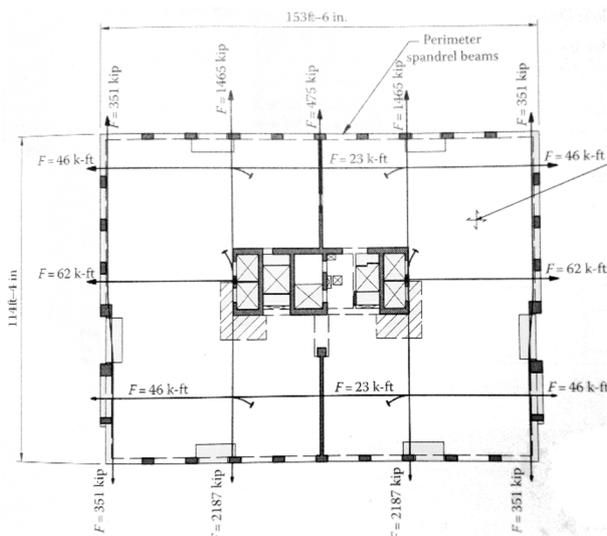


Figura 5.21 – Pianta tipo della Four Season Hotel and Tower. [1]

aggregati calcarici. The Four Season fu la prima costruzione con piastre post-tese ad usare dei casseri auto-rampanti per la realizzazione del nucleo centrale. [1]



Figura 5.22 - Elysian Hotel and Private Residences. [26]

Elysian Hotel and Private Residences, Chicago, USA

Questo progetto comprende spazi a uso misto, con negozi, parcheggi, hotel e residenze. L'edificio si compone di una costruzione in acciaio di 4 piani, sul lato ovest, che comprende servizi di vendita, uffici, un ristorante, una palestra e una piscina, e di una torre sul lato opposto. Quattro livelli interrati di parcheggi sotto la costruzione servono i residenti e i clienti dell'albergo. La torre in cemento armato, oggetto della descrizione, si innalza sul lato est con i suoi 61 piani di superfici variabili fra i 700 e i 900 m² circa. È presente un basamento di un piano sotto la torre per uffici per gli spazi tecnici, mentre il piano terra contiene l'atrio, negozi e servizi. I condomini sono stati realizzati nella porzione superiore della torre. I solai sono sorretti da travi in cemento armato post-tese o da piastre inspessite. Un Tuned Liquid Damper (TLD), composto di 4 vasche in calcestruzzo armato riempite con acqua, è collocato in sommità per controllare le accelerazioni.

oFondazioni.

Le fondazioni delle colonne e dei setti consistono in delle belled caissons bearing (un tipo di fondazione puntiforme profonda a forma di campana) su uno strato di argilla dura; è stato usato un calcestruzzo ad alte prestazioni. I diametri dei pali delle fondazioni variano tra i 750 e i 2100 mm mentre quelli delle campane tra i 1200 e i 6100 mm. Per limitare i cedimenti differenziali è stata considerata una particolare sequenza costruttiva. Il nucleo centrale è supportato da una piastra di fondazione spessa 3,65 m che a sua volta è sostenuta da un gruppo di 8 pali di fondazione con diametro del tronco pari a 2100 mm e campane con diametro di 6100 mm; tali pali resistono agli sforzi di taglio alla base provenienti dai setti. Per la piastra di fondazione sono state usate delle barre di armatura longitudinali #11 (circa 36 mm di diametro) e delle staffe #9 (circa 29 mm di diametro) mentre il calcestruzzo ha una resistenza a compressione di 55 MPa. Le mega-colonne, collocate nel perimetro nord e sud, sono portate da travi ad altissima resistenza larghe 3,60 m e spesse 4,90 m con un totale di 228 barre di armatura longitudinali superiori e 114 barre inferiori #11 (circa $\phi 36$), mentre sono state usate staffe #7 (circa $\phi 22$) con 114 piegature. Dati gli spessori della piastra di fondazioni e delle travi ad alta resistenza, preoccupava il calore di idratazione che si sarebbe sviluppato durante le fasi di presa ed il conseguente gradiente di temperatura fra il centro e la superficie degli elementi; per prevenire fessurazioni indesiderate, furono specificate precise disposizioni circa la massa del cemento: queste includevano l'indicazione della massima temperatura raggiungibile durante la stagionatura e il gradiente di temperatura

massimo fra il centro e la superficie degli elementi. Per soddisfare tali disposizioni l'appaltatore ha previsto un apposito mix design auto-compattante con uno sviluppo di calore contenuto durante il processo di idratazione.

Nel lato ovest sono presenti quattro livelli di parcheggi interrati: il piano più basso è situato a 14 m sotto il livello del terreno. Data la pressione laterale presente a tale profondità, è stata progettata una paratia in cemento armato larga 80 cm in grado di resistere a 27,5 MPa di pressione, con lo scopo di contenere la pressione laterale del terreno nei piani inferiori del parcheggio e, contemporaneamente, di sostenere i carichi verticali provenienti dalla costruzione bassa in acciaio. Sotto l'impronta della torre, nel lato est, un basamento di un solo piano è

contornato da un muro spesso 35 cm che sostiene la spinta laterale del terreno e trasferisce il taglio alla base della struttura della torre sovrastante al suolo.

Durante la costruzione è stata realizzata una struttura di contenimento temporanea del terreno per la struttura inferiore del parcheggio interrato, che consisteva in quattro piani di tubi di rinforzo interni e in un bordo largo; tali elementi costituivano dei rinforzi per le paratie in calcestruzzo armato fino alla realizzazione delle piastre piane bidirezionali permanenti, spesse 25 cm, costruite per ogni livello del parcheggio. I tubi di rinforzo erano posti diagonalmente in direzione nord-sud da angolo ad angolo. Una lamiera in acciaio era posta sul perimetro alla base della torre e, per rinforzarla sul lato interno, furono usati tubi di grande diametro; tale controventatura era lunga circa 30 m in direzione nord-sud. Tutti i sistemi temporanei di ritenuta del terreno furono progettati dall'appaltatore.

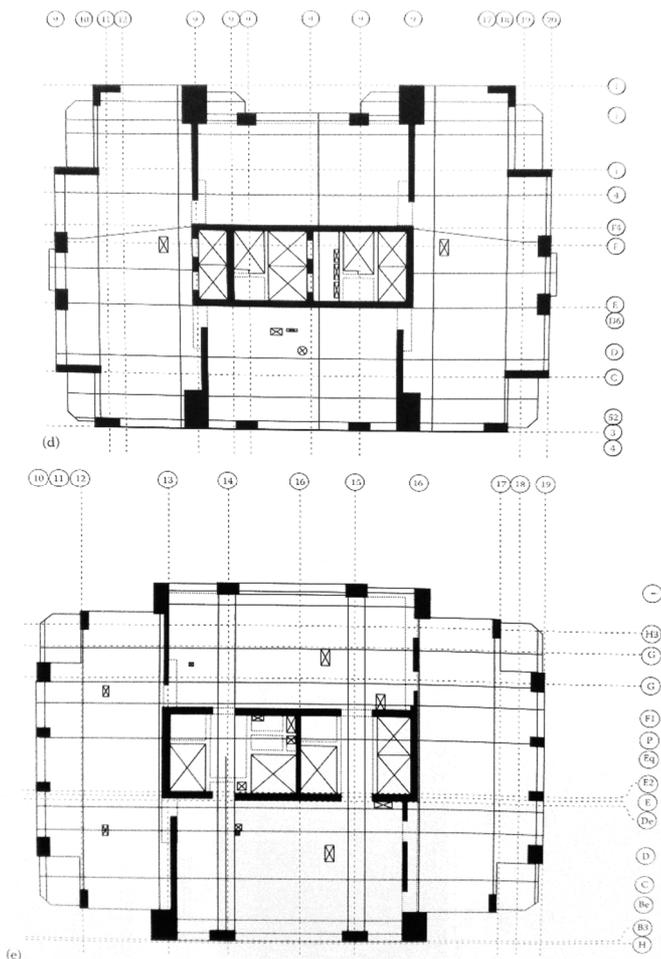


Figura 5.23 – Pianta tipo dell'Elysian Hotel and Private Residences. [1]

○ Solai

Per i quattro livelli interrati di parcheggio sotto il cortile, è stata usata una piastra bidimensionale in cemento armato spessa 25 cm con pannelli ricalati; tali piastre, composte da un calcestruzzo con una resistenza di 41 MPa, hanno dimensioni 37 m x 37 m e resistono contemporaneamente alle pressioni laterali del terreno e ai carichi verticali.

Il piano tipo dell'hotel ha dimensioni 30 m in direzione nord-sud e 38 m in direzione est-ovest. Il piano tipo residenziale ha dimensioni 26 m in direzione nord-sud e 34 m in direzione est-ovest. I pilastri sono collocati solamente lungo il perimetro per permettere la creazione di uno spazio libero tra il perimetro e il nucleo. I carichi accidentali tipici delle residenze sono sostenuti da una piastra piana bidirezionale di calcestruzzo post-teso spessa 20 cm; le piastre coprono 10,40 m dal perimetro al nucleo e 15,20 m tra i telai. Il calcestruzzo di cui sono composte ha una resistenza di 34 MPa. L'inflessione del solaio in campata è stata determinata dividendo la lunghezza della campata stessa per 360, per quanto riguarda i carichi accidentali, o per 240, per quanto riguarda i carichi permanenti che si verificano una volta realizzate le partizioni interne. L'inflessione delle piastre perimetrali è stata calcolata inferiore ai 13 mm dove sostengono le facciate prefabbricate. La lastra di trasferimento sui lati est ed ovest del nucleo in cemento armato al 28-esimo piano è una piastra piana bidirezionale in calcestruzzo armato convenzionale spessa 1,80 m; sono presenti sette pilastri in cemento armato su ciascun lato del nucleo, i quali sostengono i 29 piani residenziali superiori. Tali piastre contengono barre longitudinali superiori e inferiori #11 (circa $\phi 36$) e staffe #9 (circa $\phi 29$), in corrispondenza delle colonne, per sostenere lo sforzo a punzonamento. Per ragioni costruttive, le piastre di trasferimento furono gettate in due sezioni separate: la prima porzione gettata fu quella inferiore spessa 61 cm, seguita dalla rimanente di 122 cm.

Gli strutturisti hanno progettato le due porzioni in modo da comportarsi all'unisono, così da aggiungere ulteriore resistenza al taglio verticale in tutta l'impronta del solaio permettendo il trasferimento delle forze di taglio orizzontali. La superficie superiore del solaio fu resa ruvida intenzionalmente per garantire l'attrito tangenziale (prescritto dalle ACI) fra i due getti, realizzati entrambe con un CLS che sviluppa una resistenza di 41 MPa. I progettisti hanno calcolato anche gli effetti della post-tensione sul comportamento delle piastre, nelle condizioni di esercizio, dove le sezioni composite collaborano per resistere alle forze provenienti dai pilastri. Fra il quinto e il settimo piano fu collocata una fascia di piano di trasferimento larga 1,70 m e profonda 5,90 per supportare due pilastri di trasferimento. Le colonne reggono i solai compresi tra l'8° e il 58° piano con un calcestruzzo ad alte prestazioni (con una resistenza di 82 MPa) e armature longitudinali #11 (circa $\phi 36$), superiormente, e #7 (circa $\phi 22$) nella parte inferiore.

○ ***Struttura resistente ai carichi verticali***

Tale struttura è costituita dai pilastri perimetrali e dal nucleo interno in cemento armato. Tutto il rivestimento verrà sostenuto direttamente dalle colonne in calcestruzzo armato perimetrali e da alcuni solai selezionati.

○ ***Struttura resistente ai carichi orizzontali***

Questa struttura consiste in setto centrale in cemento armato resistente a taglio spesso 46 cm che circonda gli elementi centrali e quattro mega-colonne collocate nei lati sud e nord della torre. Il setto centrale ha dimensioni pari a 6,50 m nella direzione nord-sud e 17,20 m in direzione est-ovest. Le mega-colonne hanno dimensioni pari a 1,80 m x 3,2 m alla base che si riducono con progredire dei piani. Muri controventanti in direzione nord-sud collegano il nucleo con le mega-colonne; essi partono dal 7° piano per terminare al 40° piano, nel lato sud, e al 51° piano sul lato nord in modo da creare un open space per le unità abitative superiori; questi muri consentono flessibilità nello spazio adibito a hotel. Delle travi di collegamento in calcestruzzo armato sono

state previste in corrispondenza delle aperture nel muro a taglio. Esse connettono tra loro il nucleo e i muri controventanti e hanno uno spessore quasi sempre pari a quello dei muri. Le forze orizzontali sono assorbite da un sistema controventante di rinforzo, in direzione nord-sud, e dai setti centrali in direzione est-ovest. La resistenza del calcestruzzo per le mega-colonne, il nucleo, i muri di controvento e le travi di collegamento passa progressivamente da 83 MPa alla base a 55 MPa a 41 MPa, fino a 34 MPa in sommità. Nel complesso lo spostamento in corrispondenza del tetto è un 800-esimo dell'altezza dell'edificio, rendendo l'edificio relativamente rigido. Il periodo relativo al primo modo di vibrare (nella direzione est-ovest) vale 4,37 s, mentre quello relativo al secondo modo (in direzione nord-sud) vale 3,87 s e infine il periodo del terzo modo (torsionale) vale 2,9 s. [1]

5.2. Costruzione ed analisi dei tre modelli computazionali

Una volta conclusa la fase di ricerca degli edifici con caratteristiche rientranti entro quelle elencate nel paragrafo 5.1, è necessario scegliere 3 edifici su cui condurre l'analisi: uno di circa 12 piani, uno di circa 30 piani ed infine uno di circa 60 piani. Allo scopo di agevolare l'analisi e di ottenere risultati il più possibile confrontabili, tale selezione avviene in modo da prediligere edifici per cui siano stati trovati sufficienti dati tecnici e con superfici in pianta il più possibile simili. Con tale filosofia sono stati scelti:

- il Roy e Diana Vagelos Education Center di New York (USA);
- la Bank Boston Headquarters di San Paolo (Brasile);
- il Elysian Hotel and Private Residences di Chicago (USA);

La realizzazione dei tre modelli computazionali è stata fatta tramite “DOLMEN”, un software di analisi strutturale agli elementi finiti. Questo strumento si compone di un programma principale, in cui si svolge la modellazione tridimensionale dell'oggetto e dove si assegnano le sezioni e gli ingombri dei singoli elementi strutturali, e di una serie di programmi satellite, ognuno dei quali serve ad assegnare l'armatura e verificare ogni singola tipologia di elemento strutturale (solai e travi, pilastri, setti, fondazioni, etc.).

Per ogni edificio scelto, sono state reperite almeno la planimetria di un piano caratteristico e una sezione verticale significativa, che hanno agevolato la modellazione. Chiaramente ogni edificio aveva una sua complessità intrinseca (forme irregolari, modifiche dell'impianto planimetrico tra un piano e l'altro, rampe, sbalzi, etc.) dettata dal gusto estetico dei progettisti e da esigenze tecniche e funzionali di ogni singolo caso. Tuttavia, ogni edificio è stato semplificato mantenendo lo schema strutturale invariato tra un piano e l'altro ed eliminando gli elementi singolari e caratteristici di ogni edificio quali, ad esempio, rampe, pilastri e travi inclinate. Questa strategia è stata dettata principalmente da due ragioni:

- Mancanza di documentazione tecnica sufficiente per realizzare riproduzioni fedeli degli edifici esistenti.
- Esigenza di condurre uno studio parametrico, che fornisca cioè una serie di risultati con cui costruire delle curve che siano funzione del numero dei piani, dell'area in pianta e della classe del calcestruzzo usata in un edificio tipo.

In particolare, quest'ultimo aspetto sta alla base del presente lavoro. È dunque importante che i modelli usati siano semplici in modo da essere rappresentativi del maggior numero di casi possibile.

Inoltre, sono state condotte notevoli semplificazioni durante la progettazione: infatti progettare degli esecutivi strutturali di edifici di una tale mole (soprattutto per quanto riguarda l'edificio di 60 piani) richiederebbe in primo luogo conoscenze dettagliate delle caratteristiche del sito (ad esempio i dati geotecnici) e comunque mesi di lavoro da parte di un team di strutturisti ed ingegneri geotecnici. Siccome un lavoro così dettagliato sarebbe ampiamente ridondante per ottenere dei dati parametrici, sono state condotte semplici verifiche agli SLU e agli SLE su elementi strutturali significativi, tralasciando la progettazione dei nodi strutturali e la redazione di tavole tecniche esecutive.

Infine, si riporta la seguente premessa: la descrizione, che verrà riportata nei seguenti paragrafi, delle procedure seguite per la modellazione dei tre edifici e la verifica dei singoli elementi strutturali, farà riferimento all'edificio di dodici piani; anche le immagini utilizzate come supporto saranno relative al tale edificio. Infatti, la procedura utilizzata è molto simile per tutti gli edifici, quindi è sufficiente riportarla una sola volta per evitare inutili ripetizioni. Il paragrafo 5.3 sarà dedicato alla descrizione delle piccole differenze procedurali a cui si è dovuto ricorrere per l'analisi degli edifici di 30 e 60 piani.

5.2.1. Costruzione del modello tridimensionale

Come premesso nel precedente paragrafo, si riporta la costruzione del modello strutturale dell'edificio di 12 piani tramite il software "DOLMEN" a partire da piante architettoniche e da un modello tridimensionale strutturale del Roy e Diana Vagelos Education Center di New York (USA) ottenute da riviste e siti internet. Si sottolinea che l'edificio originale risulta molto complesso, essendo caratterizzato da forme articolate, rampe in cemento armato e con una marcata irregolarità in pianta e in altezza. Alla luce di quanto già detto nel paragrafo 5.2, si è operata una notevole semplificazione, facendo riferimento alla pianta di un piano abbastanza regolare e mantenendola inalterata ad ogni livello. Inoltre, si ipotizza che l'edificio in esame sia realizzato in Italia, quindi si seguono i criteri enunciati dalle NTC 2008 e dall'Eurocodice 2.

Inoltre, sempre rispetto al progetto originale, sono state aggiunte delle pilastrate: in particolare

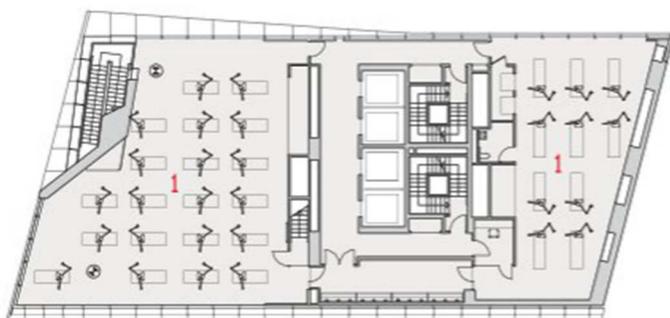


Figura 5.24 – Pianta piano 8 del Roy e Diana Vagelos Education Center. [8]

sono state aggiunte tre file di pilastri nel bordo del lato sud eliminando il notevole sbalzo originale; è stata ipotizzata una semplice platea di fondazione senza pali. Inoltre, si è scelto di utilizzare dei solai il latero cemento.

Per brevità, si è evitato di descrivere i singoli passaggi onde evitare una deviazione dal tema della tesi scrivendo un manuale di utilizzo del programma.

Vale la pena evidenziare solamente gli elementi di modellazione usati per ciascun componente strutturale:

- **Aste:** questo tipo di elementi consentono di rappresentare travi, pilastri e nervature, cioè tutti gli oggetti con una dimensione molto maggiore rispetto alle restanti due, assegnando la forma e le dimensioni della sezione.
- **Gusci:** consente di modellare tutti gli elementi con due dimensioni predominanti sull'altra, quali setti, platee di fondazione e muri controterra. Consente di assegnare lo spessore e, nel caso delle fondazioni, l'eventuale coefficiente di Winkler.
- **Solai:** come ovvio rappresentano gli omonimi elementi strutturali, consentendo di specificare l'orditura e, di conseguenza, le travi su cui sono trasmessi i carichi.
- **Nodi:** sono gli elementi di intersezione fra le aste oppure corrispondono ai vertici dei poligoni attraverso i quali sono discretizzati i gusci. È possibile bloccare uno o più movimenti per simulare un vincolo esterno.

Nelle *Figure*, 5.25, 5.26 e 5.27 si osservano, in ordine, la pianta del piano tipo, della platea di fondazione e la struttura tridimensionale nel suo complesso ricostruita su *DOLMEN*.

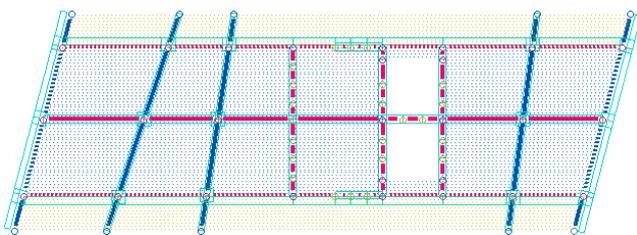


Figura 5.25 – Carpenteria del piano tipo del FEM ricostruito su Dolmen.

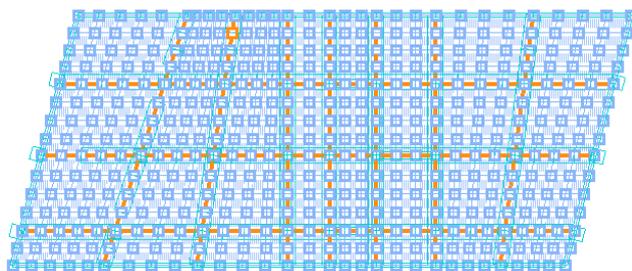


Figura 5.26 – Carpenteria della platea di fondazione del FEM ricostruito su Dolmen.

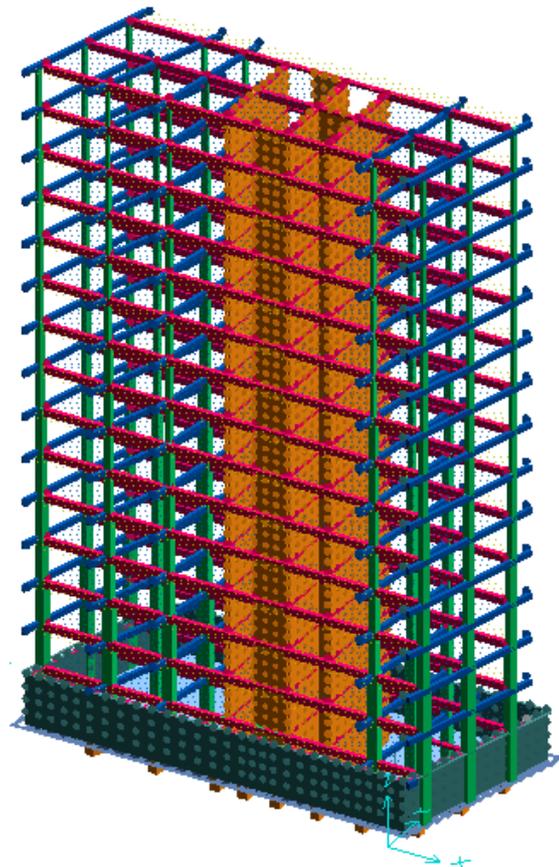


Figura 5.27 – Struttura 3D completa ricostruita in Dolmen.

- **Criteri di predimensionamento:**

Come è osservabile dalla *Figura 5.27*, già in questa fase è possibile assegnare le sezioni e gli ingombri dei singoli elementi strutturali. È necessario tuttavia rispettare le dimensioni minime dettate dalle NTC 08, per pilastri e travi:

Tabella 5.1 – Snellezza massima di travi e travetti secondo le Norme Tecniche per le Costruzioni

Sistema strutturale	Rapporto massimo luce/altezza	
	CLS molto sollecitato (sensibile)	CLS poco sollecitato (insensibile)
Travi semplicemente appoggiate, piastre incernierate mono o bidirezionali	14	20
Campate terminali di travi continue o piastre continue monodirezionali o bidirezionali continue sul lato maggiore	18	26
Campate intermedie di travi continue o piastre continue mono o bidirezionali	20	30
Piastre non nervate sostenute da pilastri	17	24
Mensole	6	8

Inoltre, sempre per le travi e travetti, è necessario rispettare le seguenti dimensioni minime (*Figura 5.28*):

- L'altezza h non deve essere superiore a $\frac{1}{4}$ della luce l .
- La larghezza b_w non deve essere inferiore a 200 mm.
- La larghezza b_w non deve essere inferiore a $0.3 h$.
- La larghezza b_w non deve superare di $1.5 h + b_c$. (b_c = larghezza pilastro).
- Se la trave è nello spessore del solaio, allora b_w non può superare $2 b_c$ né $b_c + h$.

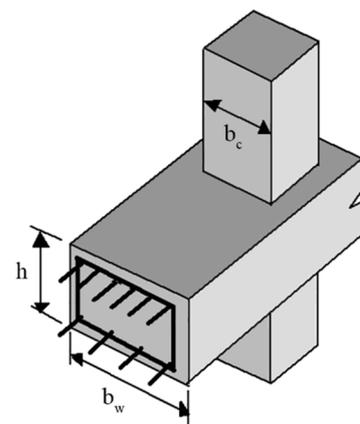


Figura 5.28 – Nomenclatura delle dimensioni.

Per i pilastri valgono invece le seguenti limitazioni:

- Se il pilastro è circolare, il diametro deve essere superiore a 300 mm.
- Se il pilastro è rettangolare, il lato minore deve essere superiore a 250 mm.
- Nel pilastro rettangolare, un lato non può superare di 3 volte l'altro.
- A seconda della posizione del pilastro nel telaio (interno, di estremità, d'angolo) vi sono delle limitazioni sulle misure dei lati del pilastro in funzione dell'altezza dello stesso (si veda *Figura 5.29*).

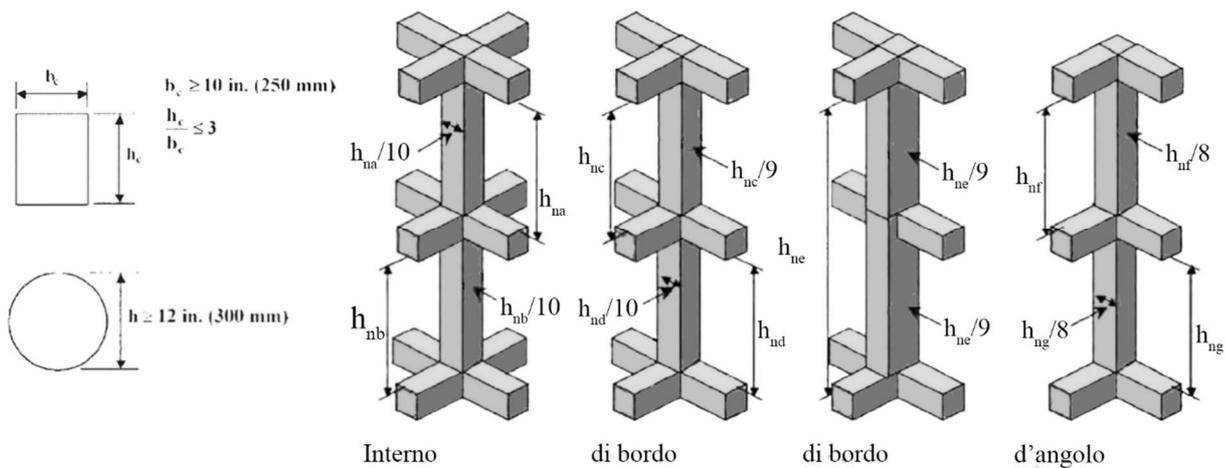


Figura 5.29 – Dimensioni pilastri minime relative (alla loro altezza libera) e assolute.

Tali dimensioni minime imposte dalla normativa permettono quindi di ottimizzare il dimensionamento degli elementi strutturali entro certi limiti, indipendentemente dalla classe del calcestruzzo usato, anche se le condizioni statiche consentirebbero di utilizzare sezioni minori. Come si può intuire, e come sarà spiegato nei capitoli 6 e 7, ciò riduce l'efficacia della strategia che prevede l'utilizzo di calcestruzzi più performanti per ridurre il volume necessario dello stesso, soprattutto nei pilastri e setti degli edifici bassi in cui il numero degli elementi scarsamente sollecitati sono proporzionalmente maggiori.

In ogni edificio analizzato, per quanto riguarda travi, solai e pilastri poco sollecitati, ci si è mantenuti abbastanza a ridosso delle dimensioni minime dettate dalla normativa in concomitanza dell'utilizzo del calcestruzzo di classe C80/95, aumentando progressivamente le dimensioni delle sezioni con l'utilizzo dei calcestruzzi man mano meno performanti.

Per i restanti pilastri, invece, il predimensionamento è stato effettuato in funzione del carico a cui ognuno di essi è sottoposto, calcolato empiricamente con il metodo delle aree di influenza e dalle caratteristiche resistenti del calcestruzzo in esame (prevedendo quindi delle rastremazioni in altezza); l'area ricavata è stata cautelativamente aumentata per tenere conto del momento flettente non valutabile con il suddetto metodo.

Le sezioni dei setti hanno solitamente lunghezza fissa (ricavata dalle piante strutturali) mentre lo spessore è stato valutato in funzione del piano di appartenenza e della classe di calcestruzzo usato; infine lo spessore delle rampe delle scale e dei muri controterra è stato previsto anch'esso in funzione delle performance del calcestruzzo utilizzato oltre che da una valutazione empirica del momento flettente.

Trattandosi di predimensionamenti, tale misure potranno essere modificate in sede di calcolo delle armature (Paragrafo 5.2.5) in base all'esito delle verifiche effettuate tramite le estensioni di Dolmen.

5.2.2. Applicazione dei carichi

Ipotizzando che la struttura sia edificata in Italia, l’analisi dei carichi viene condotta secondo quanto indicato nel capitolo 3 delle NTC 08 e combinando le azioni in base alle prescrizioni del paragrafo 2.5.3 delle medesime norme. Ad ogni elemento strutturale è stato quindi conferito il peso proprio; inoltre, secondo quanto indicato dalla tabella 3.1.II delle suddette norme, ai solai è stato applicato il carico di civile abitazione (Categoria A), ai terrazzi i carichi per ambienti suscettibili di affollamento (Categoria C) e alla platea di fondazione e nei solai appartenenti a piani destinati a parcheggi i carichi previsti per la Categoria F; nelle travi di bordo sono stati previsti dei carichi permanenti non strutturali relativi ai muri di tamponamento. Per quanto riguarda i muri controterra, sono stati inseriti dei dati geologici approssimativi tipici del terreno situato sotto Torino, a partire dai quali è stata calcolata la spinta del terrapieno.

5.2.3. Calcolo delle sollecitazioni

Una volta applicate le azioni, si è proceduto a lanciare il calcolo delle sollecitazioni, cioè un calcolo statico che, prescindendo dall’azione del sisma, tiene solamente in considerazione l’entità, la distribuzione e le diverse combinazione dei carichi (agli SLE e agli SLU). Tale calcolo ha lo scopo di valutare lo sforzo normale, il taglio e il momento flettente che si generano, a causa dei carichi gravitazionali, in ogni elemento del modello, quali aste (rappresentative delle travi, dei pilastri) e gusci (rappresentativi di setti, muri controterra e platea di fondazione). A titolo esemplificativo si riporta nella *Figura 5.30* i diagrammi del taglio e del momento calcolato con lo SLU relativi a una trave di piano perimetrale sul lato corto. Nella *Figura 5.31* invece è rappresentato il diagramma delle pressioni sulla fondazione in *combinazione rara*. Si precisa che per rendere le sollecitazioni più omogenee possibili, si è realizzata una nervatura della platea di fondazione.

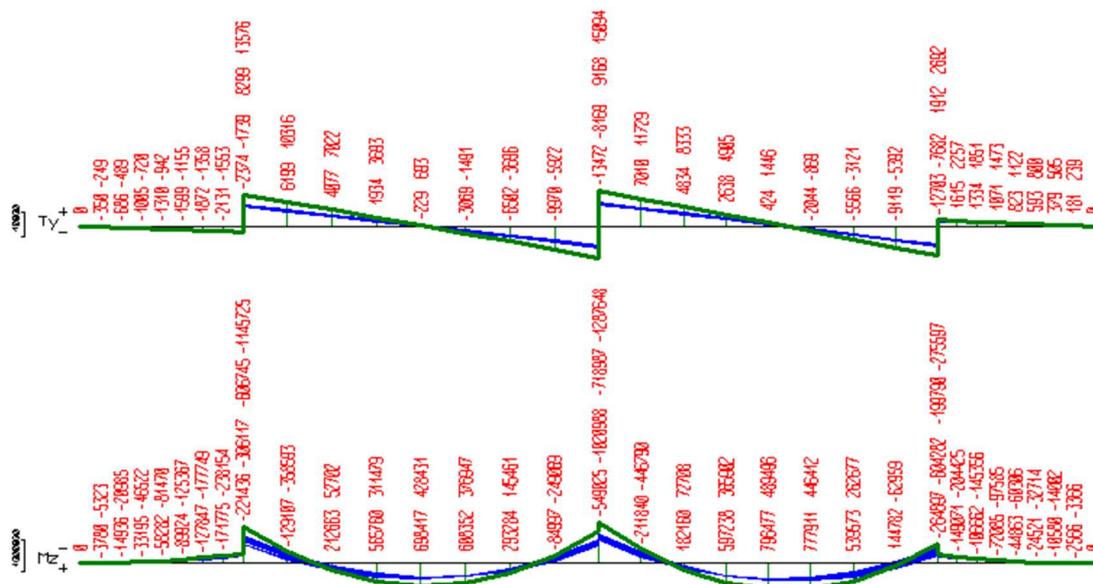


Figura 5.30 – Esempio di diagrammi delle sollecitazioni di taglio e momento di una trave dell’edificio modellato su “Dolmen”.

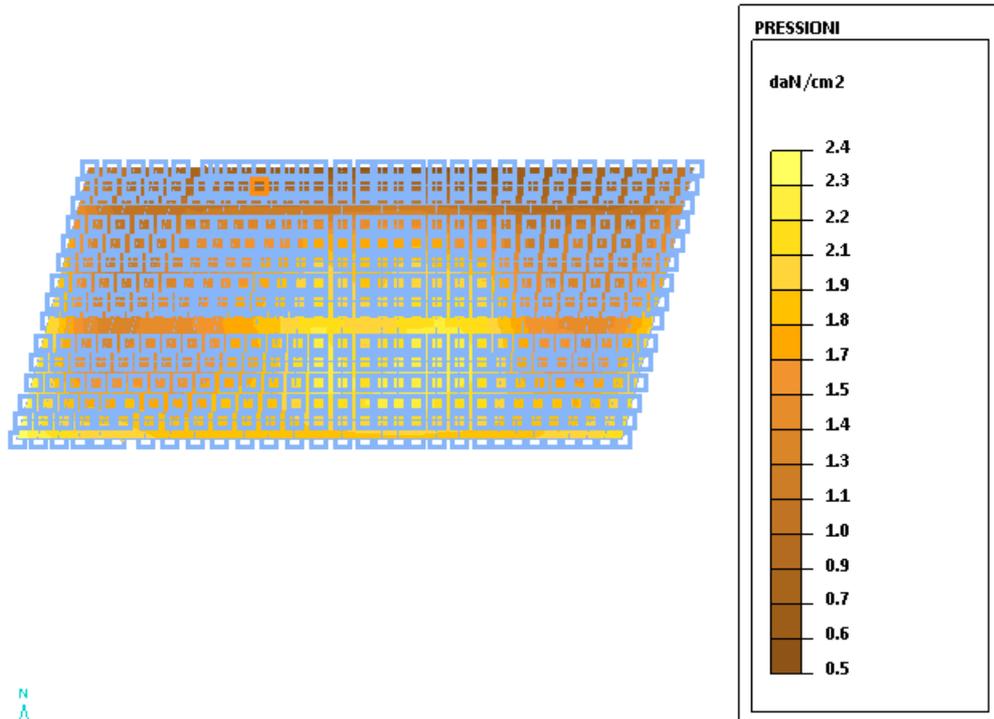


Figura 5.31 – Esempio di diagramma delle pressioni che si sviluppano in combinazione rara nella platea di fondazione modellata su “Dolmen”.

Infine, nella Figura 5.32 a lato è rappresentato il diagramma delle tensioni che si sviluppano all’interno di un setto trasversale.

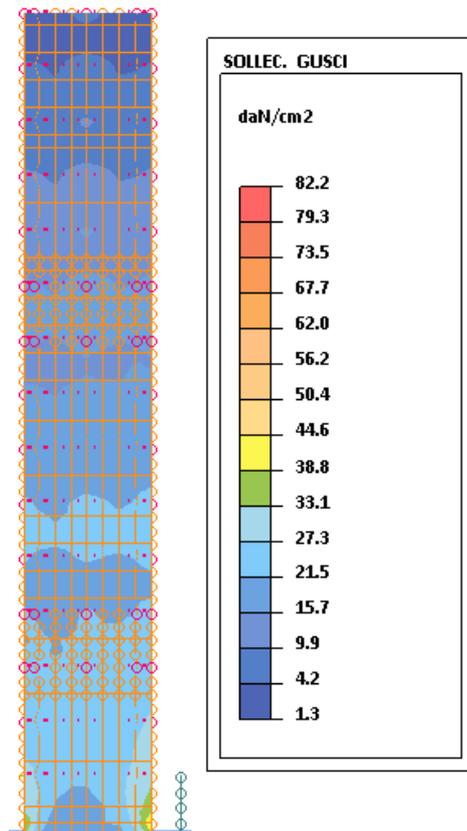


Figura 5.32 – Diagramma delle tensioni che si sviluppano all’interno di un setto.

5.2.4. Calcolo dinamico

In aggiunta al calcolo statico delle sollecitazioni, si è effettuato anche un calcolo dinamico, tenendo conto quindi dell'azione sismica; tale calcolo fornisce ulteriori combinazioni di carico che si sommano a quelle statiche. Dovendo scegliere una zona a bassa sismicità, si è condotto tale calcolo a Torino. Sono stati quindi inseriti i dati relativi alla città per il calcolo dello *spettro di risposta* secondo quanto prescritto dalle NTC08 (Figura 5.33).

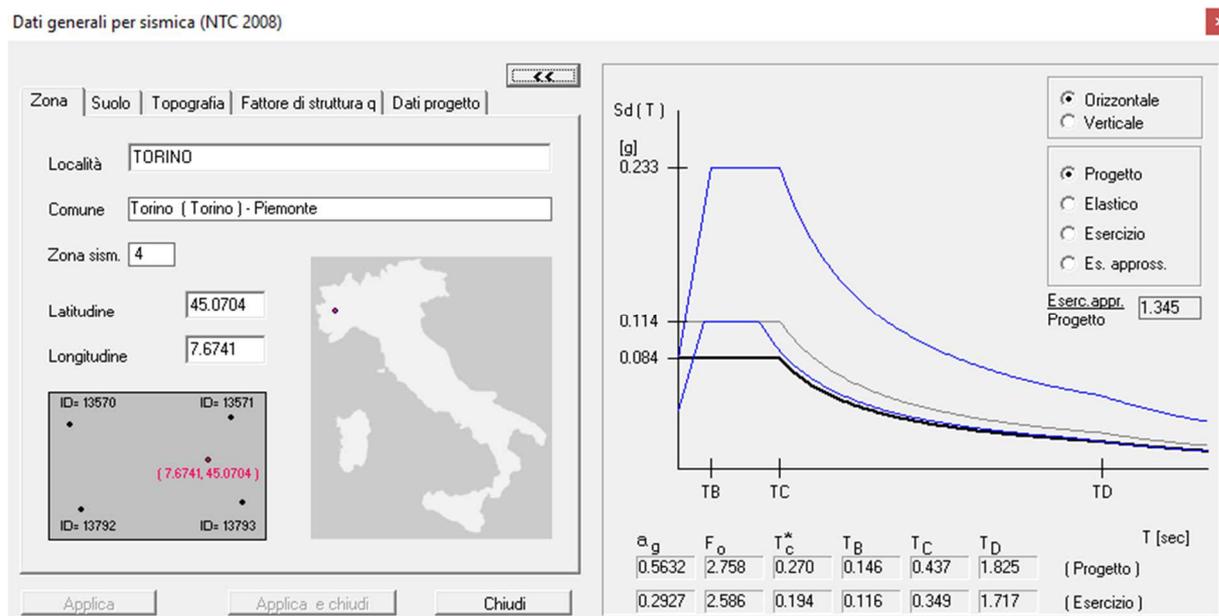


Figura 5.33 – Schermata ottenuta dal programma “Dolmen” in cui si evidenzia l’inserimento dei dati progettuali caratteristici della città di Torino per il calcolo del relativo spettro di risposta, secondo le NTC 08.

Tramite questi dati, *Dolmen* è in grado di calcolare i modi principali di vibrare in modo da mobilitare almeno l'85% della massa totale dell'edificio (come indicato dalla normativa). Il software, a partire dal calcolo statico e dal calcolo dinamico, genera una serie di casi di carico e, per ognuno di questi, calcola le sollecitazioni di ogni elemento strutturale; a partire da tali sollecitazioni e dalle dimensioni delle sezioni dei componenti strutturali, sarà possibile procedere al calcolo delle armature.

5.2.5. Progetto delle armature e verifica

Determinate le sollecitazioni, è stato possibile procedere con il calcolo delle armature. Da *Dolmen* è possibile accedere a specifici moduli aggiuntivi per il calcolo delle armature e la verifica degli elementi strutturali. È presente un modulo per i pilastri, uno per i travetti dei solai e per le travi e, infine, uno per i gusci, cioè per i setti, i muri controterra, le platee di fondazione etc. Infatti, il software non è in grado di dimensionare automaticamente gli elementi strutturali (per questo si è dovuto operare un predimensionamento), ma può calcolare l'armatura ottimale mantenendosi però all'interno dei range dati dalla normativa (Paragrafi 4.1.6 e 7.4.6 delle NTC

08). Se il quantitativo di armatura necessaria risulta superiore ai limiti imposti dalla normativa è necessario aumentare le dimensioni della sezione dell'elemento strutturale; al contrario se corrisponde alla percentuale minima significa che la sezione è sovradimensionata, in tal caso è opportuno ridurne le dimensioni per evitare sprechi di materiale (tranne ovviamente nell'eventualità in cui la sezione abbia già le dimensioni minime indicate dalla stessa normativa).

In caso di variazione delle dimensioni delle sezioni, è necessario ripetere il calcolo delle sollecitazioni statiche e l'analisi dinamica poiché variando il volume, e quindi la massa, cambiano i pesi propri degli elementi strutturali, con conseguente modifica dello stato sollecitativo generale. In *Figura 5.34* è riportato lo schema concettuale del processo di analisi sopra descritto.

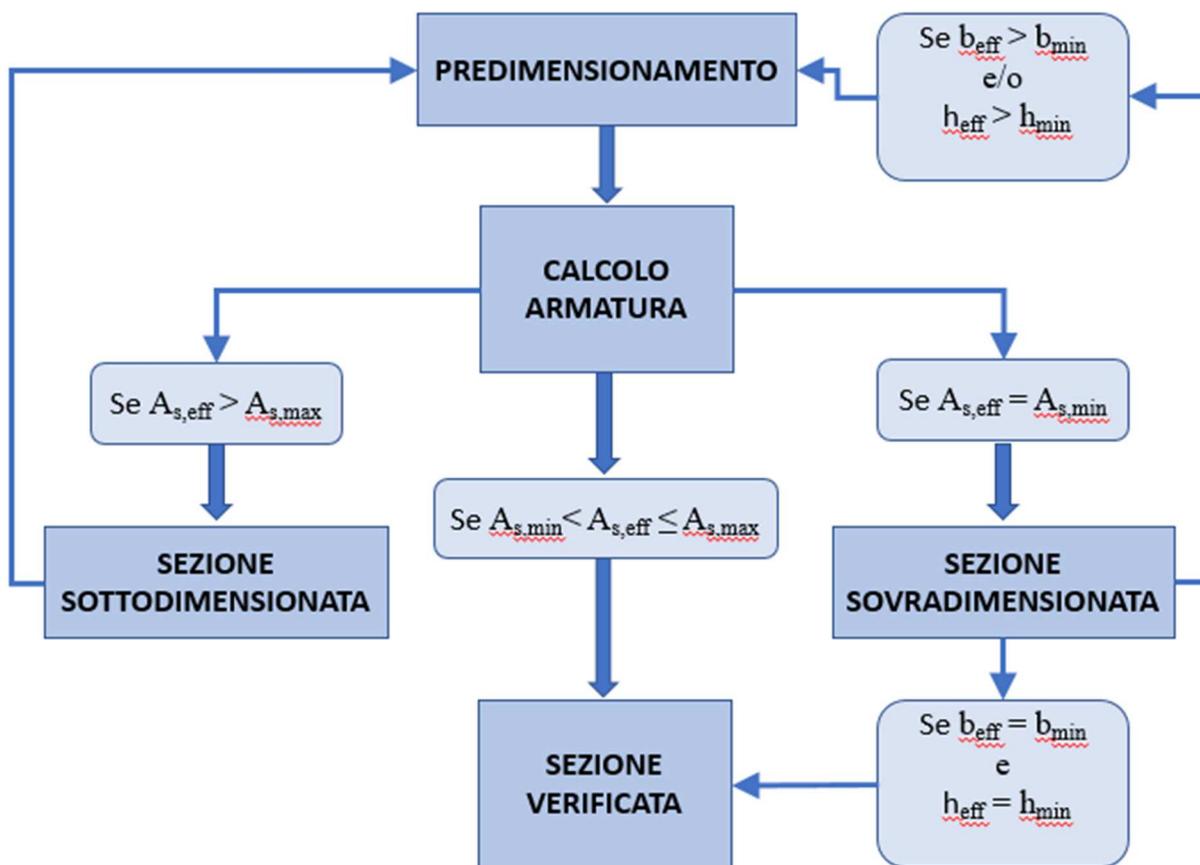


Figura 5.34 – Schema concettuale del processo di dimensionamento ed analisi degli elementi strutturali, dove:

A_{s,min}, A_{s,max} e A_{s,eff} sono rispettivamente l'area minima e massima di armatura imposta dalla normativa e l'area effettiva della stessa; b_{min}, h_{min}, b_{max} e h_{max} sono le dimensioni minime e massime delle sezioni degli elementi strutturali, mentre b_{eff} e h_{eff} sono le dimensioni effettive delle sezioni stesse.

○ **Pilastr**

Come già discusso nel *paragrafo 5.2.1*, in fase di predimensionamento si è ritenuto opportuno prevedere una rastremazione dei pilastri in altezza per razionalizzare l'utilizzo del materiale strutturale in ogni edificio. Una volta completate l'analisi delle sollecitazioni e l'analisi dinamica, è stato lanciato in modulo "PILASTRO" di Dolmen, il quale ha effettuato il calcolo automatico delle armature in funzione di tutti i casi di carico previsti;

inoltre ha disegnato in output l'esploso dei ferri e ha creato un report sintetico con i dettagli delle verifiche effettuate nelle varie condizioni di carico impostate in DOLMEN. Nella *Figura 5.35* seguente, a titolo di esempio, si riporta un'immagine dell'esploso dei ferri generato per una delle pilastrate d'angolo dell'edificio di 14 piani.

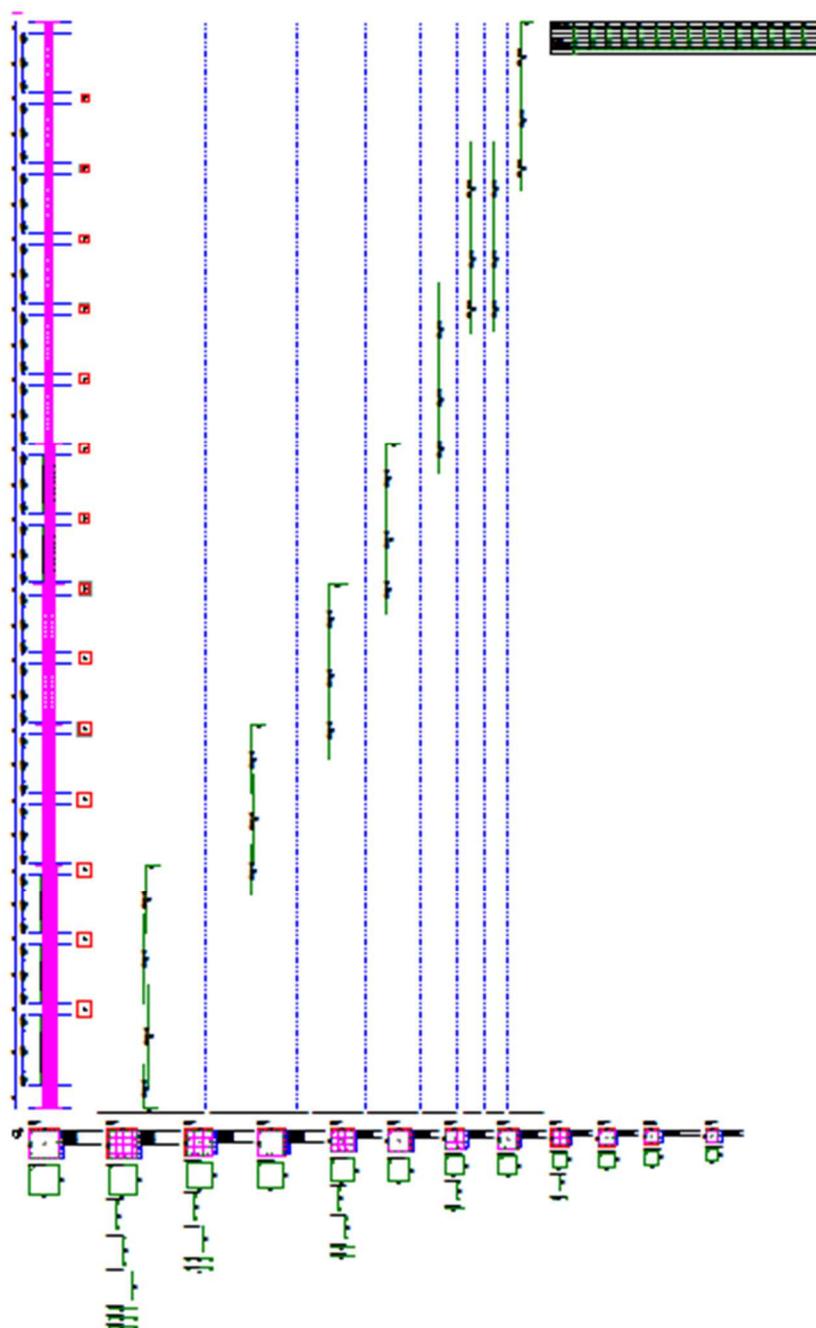


Figura 5.35 – Esploso dei ferri generato automaticamente dal modulo "PILASTRO" di Dolmen.

Nella *Figura 5.36* si riporta il dettaglio della tabella, anch'essa generata in automatico, con l'esito delle verifiche su ogni asta componente la pilastrata; è possibile notare che, oltre alle verifiche imposte dalla normativa, la tabella riporta la percentuale di armatura calcolata in automatico dal software; se una o più verifiche non dovessero essere soddisfatte, nelle corrispondenti celle apparirebbe la scritta rossa "NO"; in tal caso sarebbe necessario variare le dimensioni dei pilastri non verificati e ripetere il procedimento a partire dall'analisi delle sollecitazioni.

ASTA -->	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
SLU	SI														
ESERCIZIO	SI														
TAGLIO	SI														
N MAX	SI														
SNELLEZZA	SI														
% ARMATURE	SI 1.09	SI 1.09	SI 1.09	SI 1.18	SI 1.18	SI 1.11	SI 1.11	SI 1.05	SI 1.05	SI 1.01	SI 1.01	SI 1.02	SI 1.02	SI 1.01	SI 1.01
GENERALE	SI														

Figura 5.36 – Tabella generata in automatico dal modulo PILASTRO con gli esiti delle verifiche condotte su ogni pilastro che compone la pilastrata.

Infine, si riporta nella *Figura 5.37* il dettaglio della sezione orizzontale del pilastro di base della suddetta pilastrata, con indicati il numero di ferri longitudinali e delle staffe con il relativo diametro.

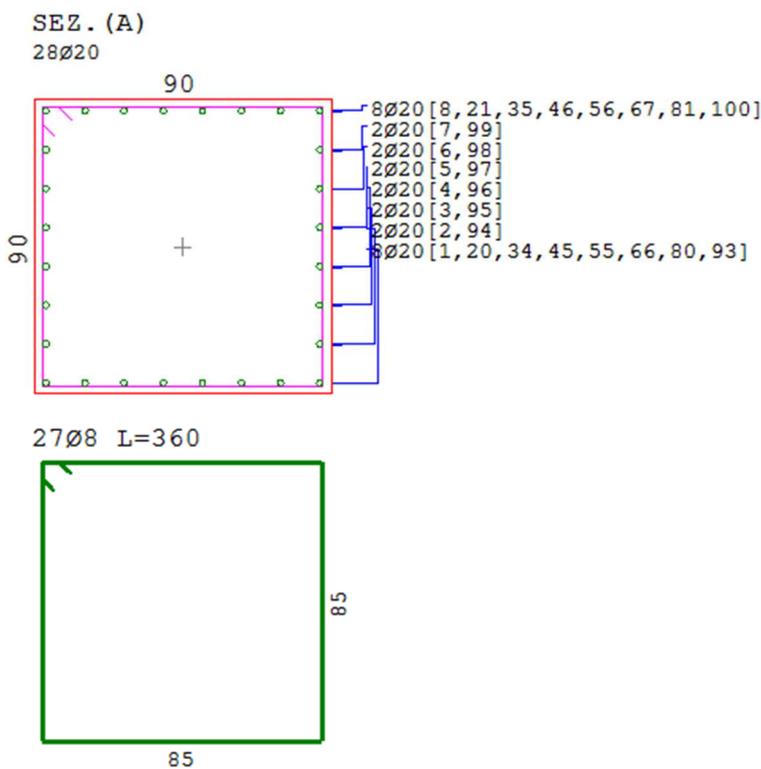


Figura 5.37 – Dettaglio dell'armatura verticale e delle staffe relative al pilastro di base di una pilastrata appartenente all'edificio di 14 piani.

○ **Travi**

Per quanto riguarda le travi, le dimensioni delle sezioni assegnate in fasi di predimensionamento sono state decise in funzione dell'orditura del solaio (che discrimina fra travi principali e secondarie) e della luce della trave stessa in esame. Quasi ovunque sono state adottate delle travi ricalate, date le loro proprietà resistenti più performanti, sfruttando la notevole altezza interpiano.

Come per i pilastri, un'estensione di *DOLMEN (Trave continua)* provvede al calcolo delle armature; in *Figura 5.38* è mostrato, come esempio, l'esploso dei ferri di una trave di parete sul lato corto. Il programma, oltre che produrre un report simile a quello del modulo *PILASTRO*, genera anche il diagramma delle sollecitazioni e i grafici del taglio e momento resistenti, consentendo anche una verifica visiva.

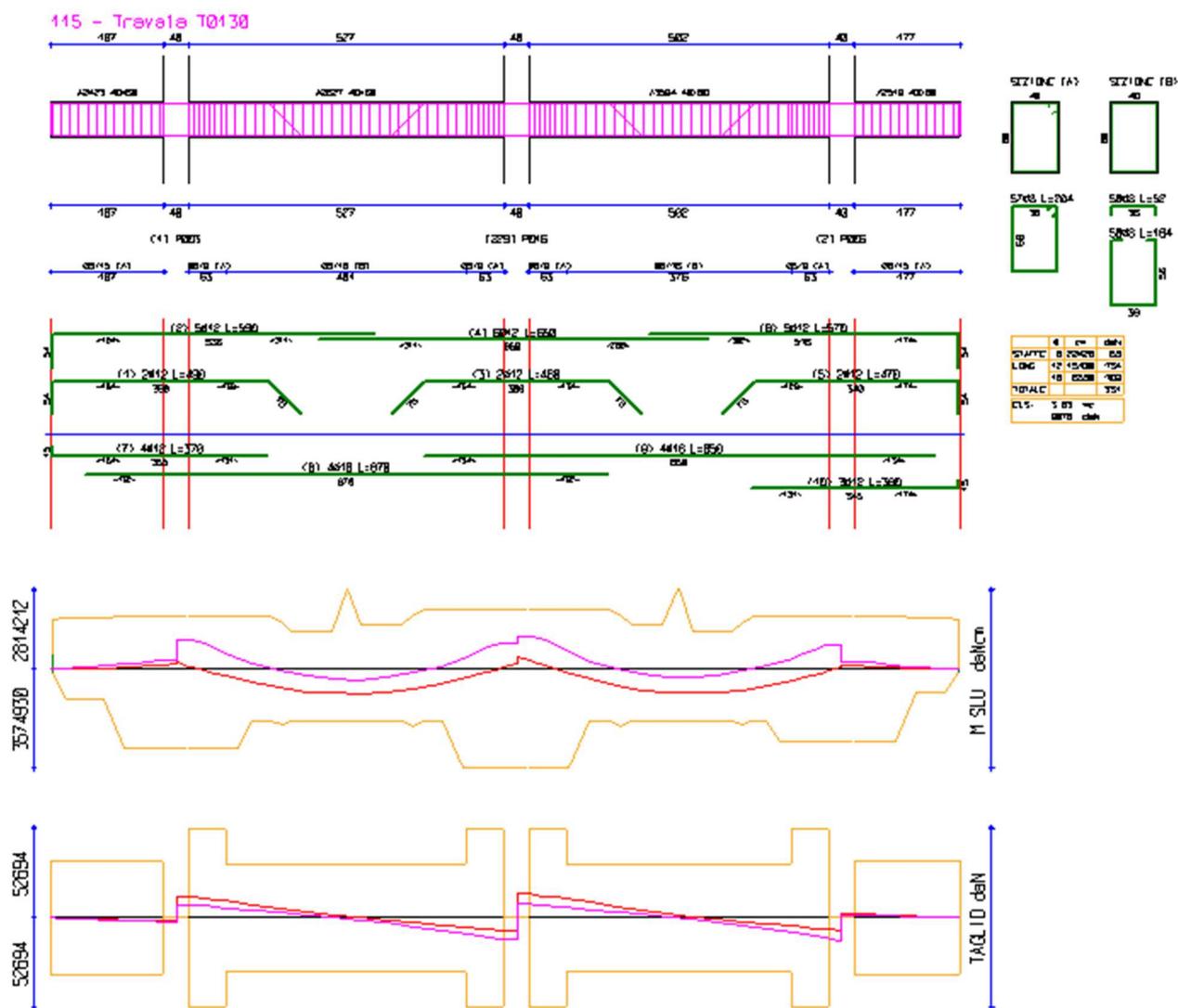


Figura 5.38 – Esploso dei ferri e diagramma delle sollecitazioni e delle resistenze di una trave dell'edificio di 14 piani.

○ **Travetti**

Durante la costruzione del modello tridimensionale in *DOLMEN*, si sono tracciati i contorni dei solai con l'indicazione della direzione dell'orditura e, in seguito, si sono applicati i pesi propri, i pesi permanenti e gli eventuali pesi accidentali. Partendo da questi dati e dalla scelta delle dimensioni del travetto, il software opera un calcolo delle armature generando, anche in questo caso, un esploso dei ferri e i diagrammi delle sollecitazioni. Inoltre, disegna i grafici del taglio e del momento resistente tramite l'estensione "Trave continua" appena vista per le travi. Di nuovo si riporta in *Figura 5.39* un esempio relativo a un travetto di un solaio.

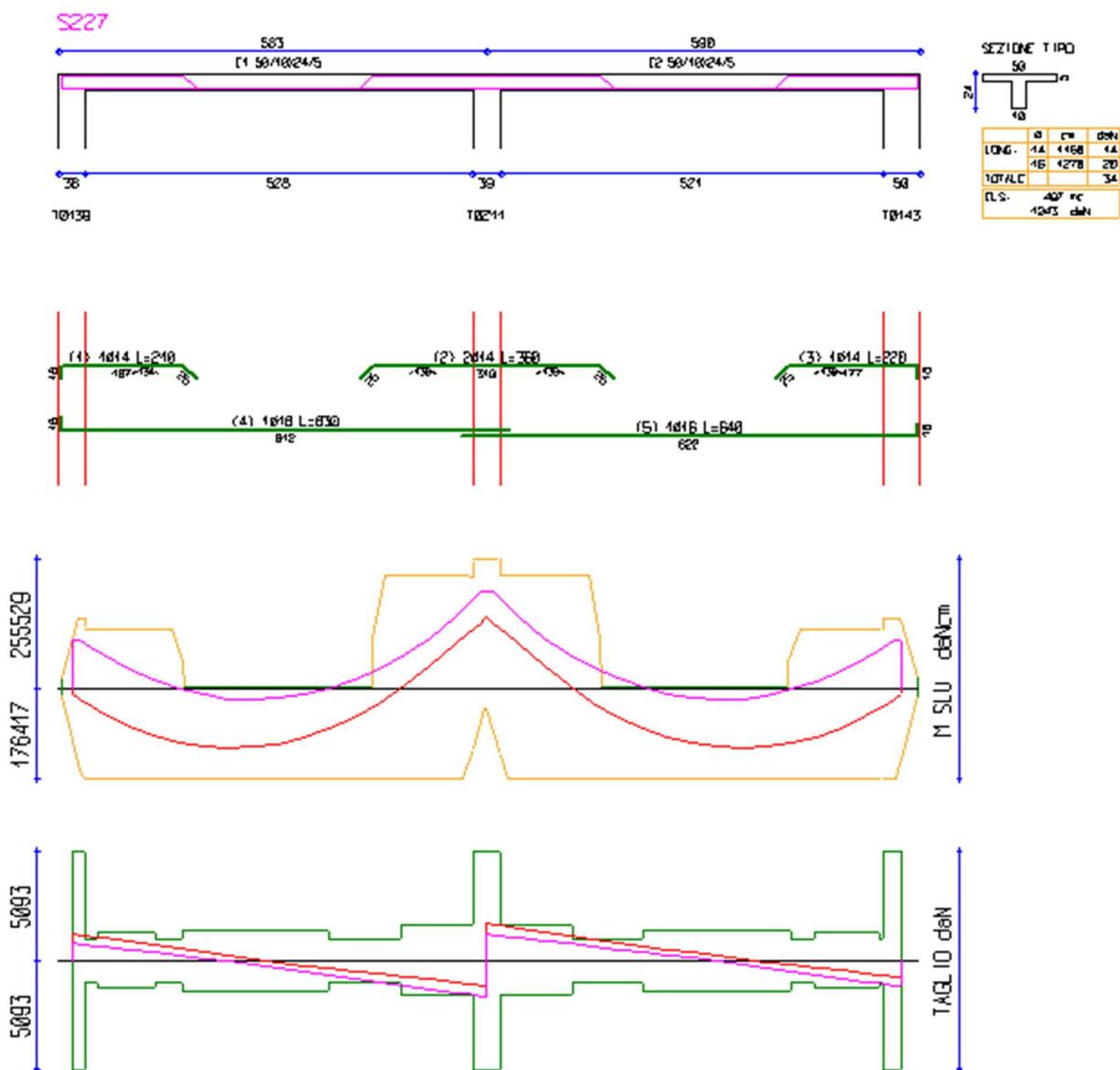


Figura 5.39 - Esploso dei ferri e diagramma delle sollecitazioni e delle resistenze di un travetto appartenente a un solaio dell'edificio di 14 piani.

o **Gusci**

Per quanto riguarda il calcolo dell'armatura e la verifica dei gusci (quindi setti, platee di fondazione, muri controterra, rampe strutturali delle scale ed eventuali solai a piastre) si ricorre a un terzo modulo di *Dolmen* denominato *PIASTRE e SETTI*. Il funzionamento è diverso rispetto ai precedenti, poiché il programma non calcola automaticamente l'armatura ottimale. È infatti necessario prevedere un'armatura base, sia verticale che orizzontale, e solo in seguito il programma determina se ogni poligono con cui è discretizzato il guscio è verificato in base alla quantità di armatura prevista. In caso negativo, il software indica, tramite il report, quali poligono non sono verificati, rendendo necessario un aumento dell'armatura. Se di dovessero superare i limiti percentuali di armatura previsti dalla normativa, è necessario aumentare lo spessore del guscio. In una prima fase viene prevista un'armatura base in percentuale cautelativamente bassa (ovviamente rispettando il quantitativo minimo previsto dalla normativa) andando a posizionare armatura aggiuntiva laddove il programma la prevedesse; questo per evitare di utilizzare armatura ridondante dove non sia necessaria, scongiurando sprechi di materiale. Non sono state riportate immagini di esempio perché esse risultano meno significative rispetto a quelle fornite dagli altri moduli.

5.3. Considerazioni aggiuntive

Come già detto nel paragrafo 5.2, la modellazione degli edifici di 30 e 60 piani risulta quasi identica a quella dell'edificio di 12 piani, con qualche piccola eccezione. Ad esempio, si è dovuto porre particolare attenzione agli ingombri dei pilastri dei piani inferiori, perché, soprattutto nell'edificio di 60 piani con calcestruzzi di scarsa qualità, rischiavano di essere tali da rendere inverosimilmente troppo ridotta l'area libera in piante (principale motivo per cui si utilizzano a prescindere calcestruzzo ad alta resistenza in edifici con molti piani). Inoltre, l'esistenza di un limite al numero di nodi utilizzabili all'interno del programma ha reso necessario ridurre le discretizzazioni dei gusci (con conseguente minore precisione nella valutazione delle sollecitazioni) o, nel caso dell'edificio di 60 piani, la modellazione di alcuni setti come pilastri invece che come gusci (anche qui con qualche approssimazione nella valutazione degli stati tensionali).

Quest'ultimo aspetto, magari poco accettabile in sede di progettazione esecutiva, non ha comunque inficiato sull'efficacia dello studio: infatti l'obiettivo di valutare il volume di calcestruzzo e il quantitativo di armatura necessaria per la realizzazione degli edifici richiede tolleranze sul risultato abbastanza ampie (si veda il capitolo 6).

Sempre per il medesimo motivo non si è proceduto allo studio dei nodi costruttivi e alla realizzazione di tavole tecniche, anch'esse fondamentali durante un progetto strutturale esecutivo.

Di seguito si riportano i tre confronti tra gli edifici esistenti e i rispettivi modelli semplificati ricostruiti nel software di calcolo strutturale agli elementi finiti.



Figura 5.40 – Roy e Diana Vagelos Education Center. **Errore.**

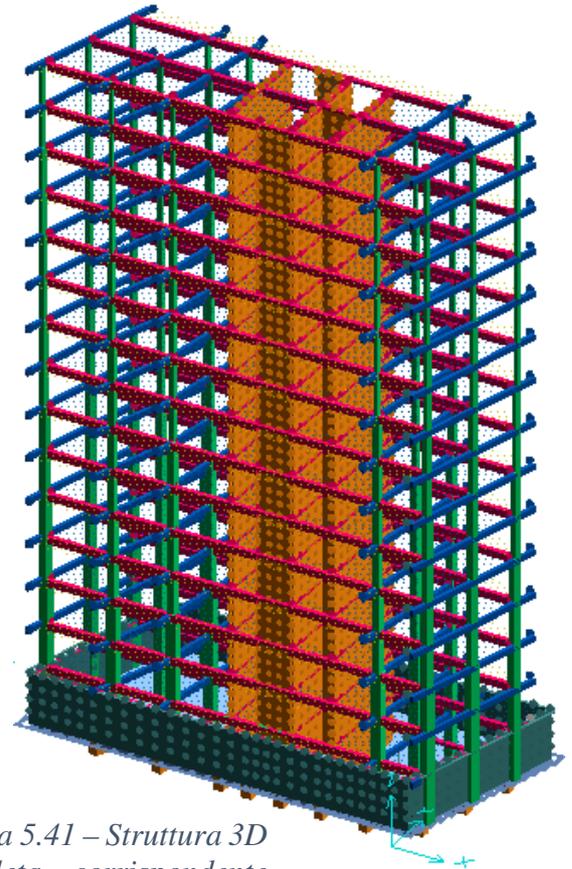


Figura 5.41 – Struttura 3D completa corrispondente ricostruita in Dolmen



Figura 5.42 – Bank Boston Headquarters. [10]

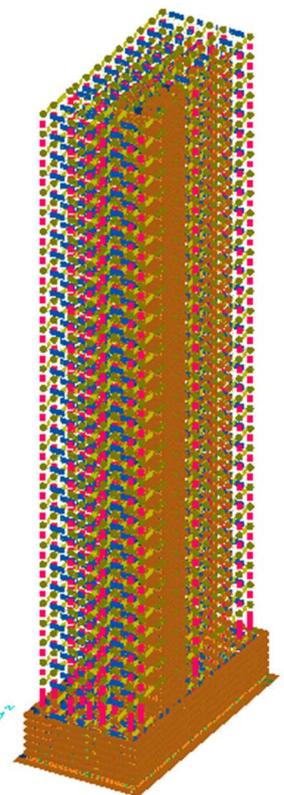


Figura 5.43 – Struttura 3D completa corrispondente ricostruita in Dolmen



Figura 5.44 - Elysian Hotel and Private Residences. [26]

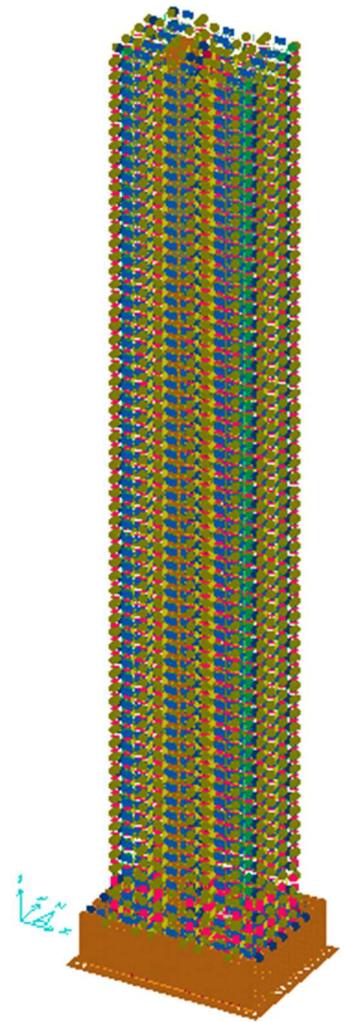


Figura 5.45 – Struttura 3D completa corrispondente ricostruita in Dolmen

6. La sostenibilità dei tre edifici

In quest'ultimo capitolo si presentano i risultati ottenuti, partendo dal computo complessivo del materiale strutturale utilizzato, proseguendo con il calcolo della CO₂ emessa durante il processo produttivo dell'acciaio e del calcestruzzo e, infine, tracciando le valutazioni finali. Si commenterà quindi, con l'ausilio dei grafici rappresentativi dei risultati, in quali casi la strategia che prevede la riduzione le emissioni di anidride carbonica utilizzando calcestruzzi più performanti sia realmente efficace, deducendone le motivazioni.

6.1. Risultati finali

6.1.1. Computo del materiale usato

Una volta verificati tutti gli elementi strutturali più significativi, è stato possibile ricavare il volume del calcestruzzo (in metri cubi) e il quantitativo di acciaio da armatura (in kilogrammi) degli elementi strutturali stessi e, tramite somma, è stato calcolato il computo complessivo del materiale usato. Come è possibile osservare dalla *Figura 5.38* e dalla *Figura 5.39*, il modulo "Trave continua" genera delle tabelle (lato sinistro delle immagini) in cui sono riportati il volume e il peso totale rispettivamente del calcestruzzo e dell'acciaio. Moltiplicando tali valori per le travi e travetti identici e sommando tutti i valori delle altre travi e travetti, è possibile ricavare il computo totale dei due materiali strutturali. Nel caso dei gusci è possibile ricavare automaticamente solamente il peso dell'acciaio utilizzato, mentre il volume del calcestruzzo è calcolabile con elementari relazioni di natura geometrica. Infine, il modulo "Pilastra" non consente il calcolo automatico dell'ammontare dei due materiali: tuttavia il volume del calcestruzzo di ogni pilastrata è ricavabile anche qui con semplici operazioni geometriche; invece il quantitativo di armatura è deducibile dalle informazioni ricavabili dall'esplosivo dei ferri oppure, in maniera molto più rapida anche se leggermente meno precisa, a partire dalle percentuali di armatura previste dal software per ogni sezione significativa di ciascuna pilastrata (penultima riga della tabella in *Figura 5.36*).

Tabella 6.1 – Risultati sull'ammontare totale del materiale strutturale usato.

Ammontare totale del materiale strutturale				
Classe CLS	Materiale	Numero piani edificio		
		14 floors	30 floors	60 floors
C25/30	Calcestruzzo[m ³]	4704.03	18799.69	30417.09
	Acciaio [kg]	443463.93	2419028.82	7211142.87
C40/50	Calcestruzzo[m ³]	4414.22	16725	24298.92
	Acciaio [kg]	428457	2134689	4721297.18
C60/75	Calcestruzzo[m ³]	3955.32	14177.31	18995.34
	Acciaio [kg]	391121.66	1717893.81	3746377.58
C80/95	Calcestruzzo[m ³]	3665.19	11788.53	15982.13
	Acciaio [kg]	349057.91	1428308.08	3424341.78

Nella Tabella 6.1 sono riportati il quantitativo del materiale usato per ogni edificio in funzione della classe di resistenza del calcestruzzo utilizzata.

Al fine di migliorarne la comprensione, si graficizzano i dati della Tabella 6.1 nelle Figure 6.1, 6.2, e 6.3.

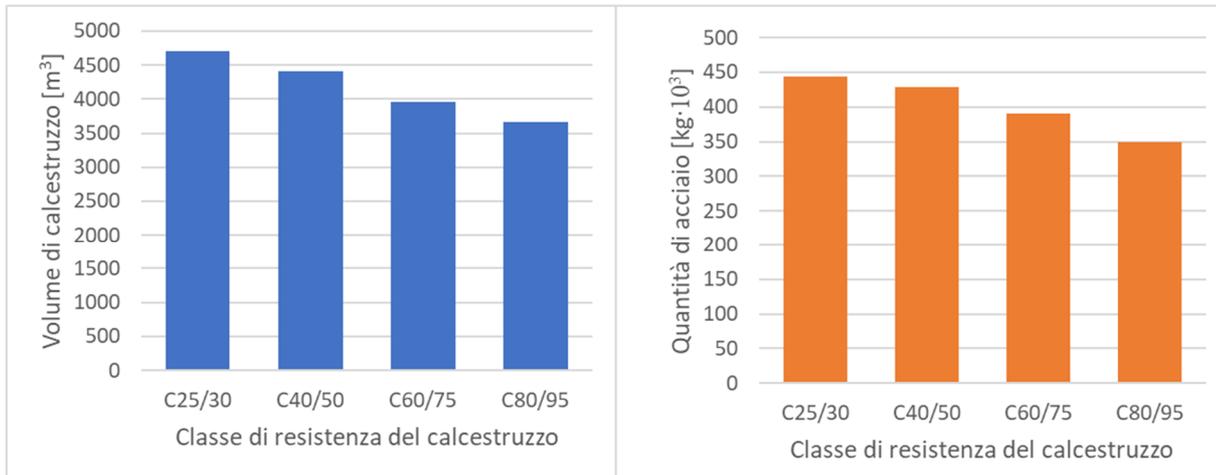


Figura 6.1 – Confronto tra le quantità di calcestruzzo [m³] e acciaio [kg] a variare della classe di resistenza del calcestruzzo nell'edificio di 14 piani.

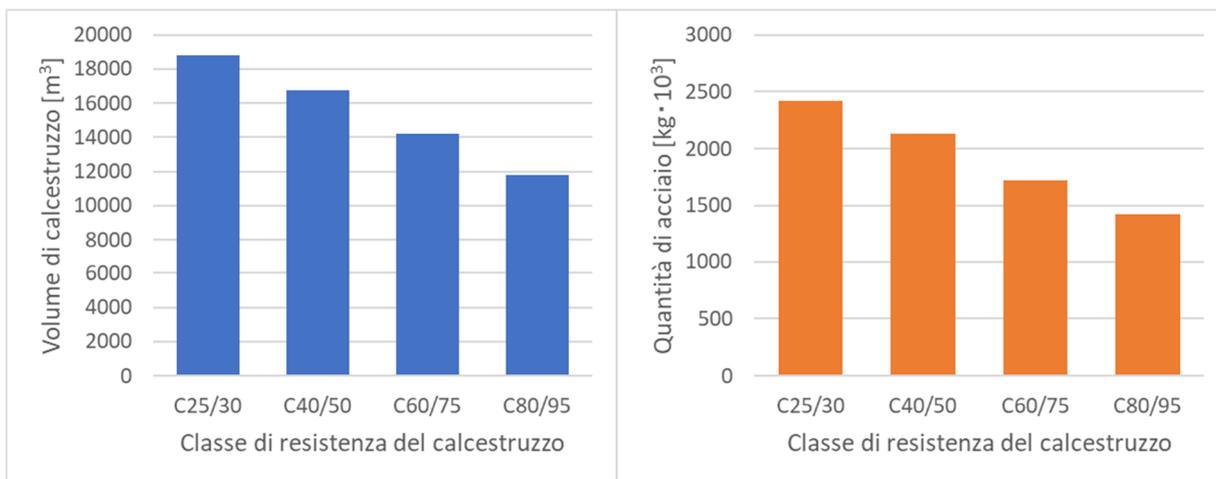


Figura 6.2 – Confronto tra le quantità di calcestruzzo [m³] e acciaio [kg] a variare della classe di resistenza del calcestruzzo nell'edificio di 30 piani.

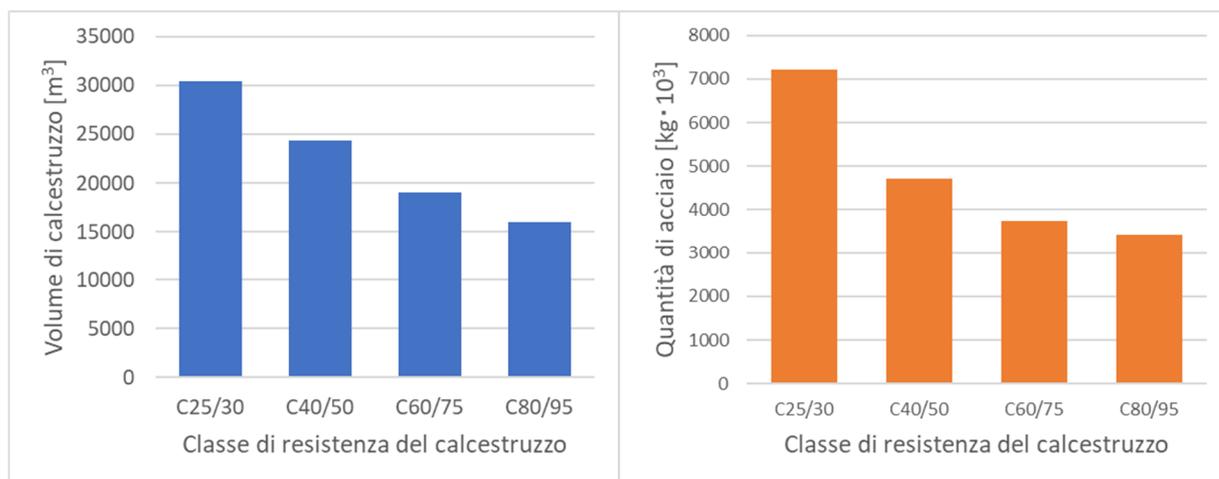


Figura 6.3 – Confronto tra le quantità di calcestruzzo [m³] e acciaio [kg] a variare della classe di resistenza del calcestruzzo nell'edificio di 60 piani.

Dagli istogrammi è osservabile facilmente che la riduzione del materiale complessivo necessario, dovuta all'utilizzo di calcestruzzi più perforanti, diventa progressivamente più marcata quando ci muove dall'edificio di 14 piani a quello di 30 e ancora di più quando si passa da quest'ultimo al terzo.

Tale risultato dimostra la seguente linea di tendenza: l'efficacia della strategia che prevede l'utilizzo di classi di calcestruzzo maggiori al fine di risparmiare materiale strutturale aumenta al crescere del numero dei piani dell'edificio.

6.1.2. Computo della CO₂ emessa

Tuttavia l'esito riportato nel *paragrafo 6.1.1* non è sufficiente a comprendere quando e in quale misura tale strategia implichi anche un risparmio di CO₂ emessa; si faccia riferimento alla seguente *Tabella 6.2* dove sono riportati i valori di anidride carbonica emessi durante il processo produttivo delle 4 classi di calcestruzzo utilizzate e dell'acciaio da armatura forniti dalla CSI (*Paragrafo 4.2.1*).

Tabella 6.2 - Dati relativi alle emissioni di CO₂ durante il processo produttivo delle quattro classi di calcestruzzo e dell'acciaio (Fonte: Cement Sustainability Initiative).

CO ₂ Parametric Amount				
Concrete class [kg/m ³]				Steel [kg/kg]
C25/30	C40/50	C60/75	C80/95	S
215	272	350	394	1.38

Dalla tabella è possibile osservare che la quantità di CO₂ emessa per metro cubo di calcestruzzo aumenta con la classe di resistenza del calcestruzzo. Per trarre conclusioni sull'efficacia della

strategia è necessario quindi moltiplicare tali valori per le rispettive quantità di materiale impiegato (Tabella 6.1).

Si ottengono i risultati riportati nella Tabella 6.3 seguente.

Tabella 6.3 – Ammontare totale della CO₂ emessa durante la produzione del calcestruzzo impiegato.

Ammontare totale della CO ₂ [tonnellate]				
	C25/30	C40/50	C60/75	C80/95
14 piani	1 623.35	1 791.94	1 924.11	1 925.79
30 piani	7 380.19	7 495.20	7 332.75	6 615.75
60 piani	16 491.05	13 124.70	11 818.37	11 022.55

Per rendere più significativi i valori sopra riportati, è consigliabile riferirli all'unità di superficie utile, dividendo l'ammontare totale dell'anidride carbonica per la superficie in pianta moltiplicata per il numero dei piani del rispettivo edificio.

Tabella 6.4 – Risultati della Tabella 6.3 riferiti all'area utile del rispettivo edificio.

Ammontare della CO ₂ per unità di superficie utile [kg]					
	area utile [m ²]	C25/30	C40/50	C60/75	C80/95
14 piani	8250	196.77	217.20	233.23	233.43
30 piani	24420	302.22	306.93	300.28	270.92
60 piani	56320	292.81	233.04	209.84	195.71

Per una migliore comprensione, si graficizzano i dati della Tabella 6.4.

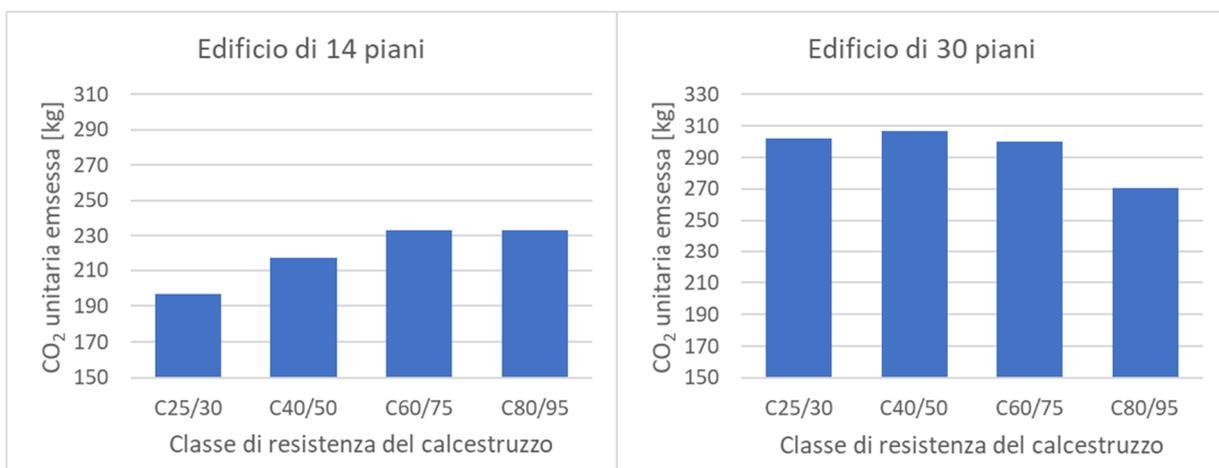


Figura 6.4 – Variazione della CO₂ emessa per superficie utile nel processo produttivo del materiale strutturale utilizzato negli edifici di 14 e 30 piani variando la classe di resistenza del calcestruzzo.

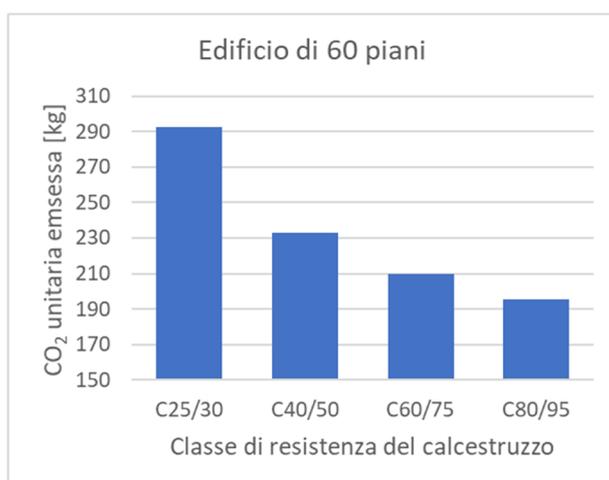


Figura 6.5 – Variazione della CO₂ emessa per superficie utile nella produzione del materiale strutturale utilizzato nell'edificio di 60 piani variando la classe di resistenza del calcestruzzo.

I tre grafici sopra evidenziano tre tendenze nettamente differenti nei tre edifici:

- Nell'edificio di 14 piani si ha un generale aumento della CO₂ prodotta al crescere della classe di resistenza del calcestruzzo impiegato (solo il valore dell'ultima classe è quasi identico alla precedente).
- Nell'edificio di 30 piani si ha un leggero aumento iniziale dell'anidride carbonica passando dalla prima classe di resistenza alla seconda, mentre si ha decremento passando dalla seconda alla terza e, in maniera più marcata, dalla terza alla quarta; tale curva di tendenza ha concavità verso il basso.
- Nell'edificio di 60 piani, infine, il passaggio da una classe di resistenza a quella superiore determina sempre una riduzione dell'immissione del biossido di carbonio, questa volta, però, più marcato fra le classi di resistenza inferiori; questa tendenza dà luogo a una curva con concavità verso l'alto.

Per comprendere meglio le motivazioni che portano ad avere questa tendenza, si può ricorrere al seguente esempio: prendiamo in considerazione una palazzina ad uso residenziale di 3 piani fuori terra in zona a bassa sismicità; è probabile che dei pilastri con dimensioni minime previste dalla normativa (pari a 25x25 cm come riportato nel *paragrafo 5.2.1*) siano sufficienti a garantire le condizioni statiche e dinamiche già con calcestruzzo di classe C25/30. Risulta evidente che l'aumento la classe di resistenza del calcestruzzo impiegato comporterebbe solo un aumento dell'impatto ambientale, poiché si otterrebbe al più una piccola riduzione dell'armatura necessaria (la quale a sua volta non può scendere al di sotto di determinati limiti, secondo quanto indicato dai paragrafi 4.1.6 e 7.4.6 delle NTC 08). Consideriamo adesso una palazzina di 6 piani fuori terra: è ipotizzabile che, se da una parte gli ultimi 2 o 3 piani siano realizzabili con pilastri di dimensioni minime anche con calcestruzzo di classe C25/30, i restanti 3 o 4 piani inferiori debbano avere pilastri con dimensioni maggiori utilizzando lo stesso calcestruzzo. Tali pilastri possono beneficiare di una riduzione delle dimensioni e dell'armatura necessaria impiegando calcestruzzi più performanti. Estendendo il ragionamento ai setti e ad edifici con numero di piani sempre più elevato, risulta evidente che il numero di piani con elementi strutturali aventi dimensioni progressivamente maggiori rispetto a quelle minime

cresca, aumentando quindi l'efficacia in termini ambientali dell'utilizzo di calcestruzzi più performanti.

7. Conclusioni

Grazie ai risultati ottenuti nel capitolo 6, è possibile rispondere al quesito posto nel capitolo 1 riguardo la comprensione delle casistiche in cui risulti efficace, da un punto di vista ambientale, la strategia che prevede l'utilizzo di calcestruzzi più performanti.

Dai grafici rappresentati nelle *Figure* *Figura 6.4 e Figura 6.5* è infatti evidente come risulti poco conveniente costruire edifici di pochi piani con calcestruzzi al di sopra della classe C25/30, almeno da un punto di vista puramente ambientale.

Tale evidenza perde di significato già nel secondo edificio analizzato: infatti, a parte un leggero aumento della CO₂ emessa nel passaggio tra la prima e la seconda classe di resistenza, si ha una generale riduzione dell'anidride carbonica prodotta all'aumentare della classe di resistenza del calcestruzzo impiegato. Questo porta a concludere che, negli edifici di circa 30 piani, si possono raggiungere significative riduzioni di anidride carbonica solamente se si utilizzano calcestruzzi particolarmente performanti.

Infine, dalla *Figura 6.5* risulta evidente non solo una netta diminuzione della CO₂ all'aumentare della classe di resistenza del calcestruzzo utilizzato, ma anche che tale riduzione risulta netta soprattutto nel passaggio tra classi di resistenza inferiori, al contrario di quanto avveniva nell'edificio di 30 piani.

La ragione di tale risultato risiede nel numero degli elementi aventi le dimensioni minime imposte dalla normativa. Infatti, negli edifici bassi, il numero di tali elementi è proporzionalmente superiore rispetto agli edifici con numero di piani maggiore. Questo vale soprattutto per gli elementi verticali, vale a dire pilastri e setti.

I risultati riportati nella *Tabella 6.4* possono altresì rappresentare “*l'impatto ambientale unitario*”, cioè, come già detto, la quantità di anidride carbonica emessa nel processo produttivo del calcestruzzo ed acciaio impiegati per unità di superficie realizzata. È interessante confrontare tali parametri, oltre che per singolo edificio variando solo la classe del calcestruzzo, anche fra i diversi edifici. Tale confronto è riportato sotto forma di grafico nella seguente *Figura 7.1*.

Dal grafico si evincono tre principali caratteristiche:

- L'impatto ambientale unitario dell'edificio di 14 piani aumenta via via che si passa dalla classe di resistenza C25/30 (dove assume il valore minore tra i tre edifici) all'ultima classe di resistenza.
- Contrariamente a quanto appena detto per l'edificio di 14 piani, nell'edificio di 60 piani si ha una graduale diminuzione dell'impatto man mano che si passa dalle classi inferiori a quelle superiori (dove, in corrispondenza della classe C80/95, assume il valore minimo tra i tre edifici); tale diminuzione è più marcata tra la prima e la seconda classe di resistenza.
- L'impatto ambientale unitario dell'edificio di 30 piani risulta il più elevato in tutte le quattro categorie di calcestruzzo: esso ha valori che si attestano intorno ai 300kg/m² nelle prime tre classi, mentre assume un valore leggermente minore nell'ultima classe di calcestruzzo.

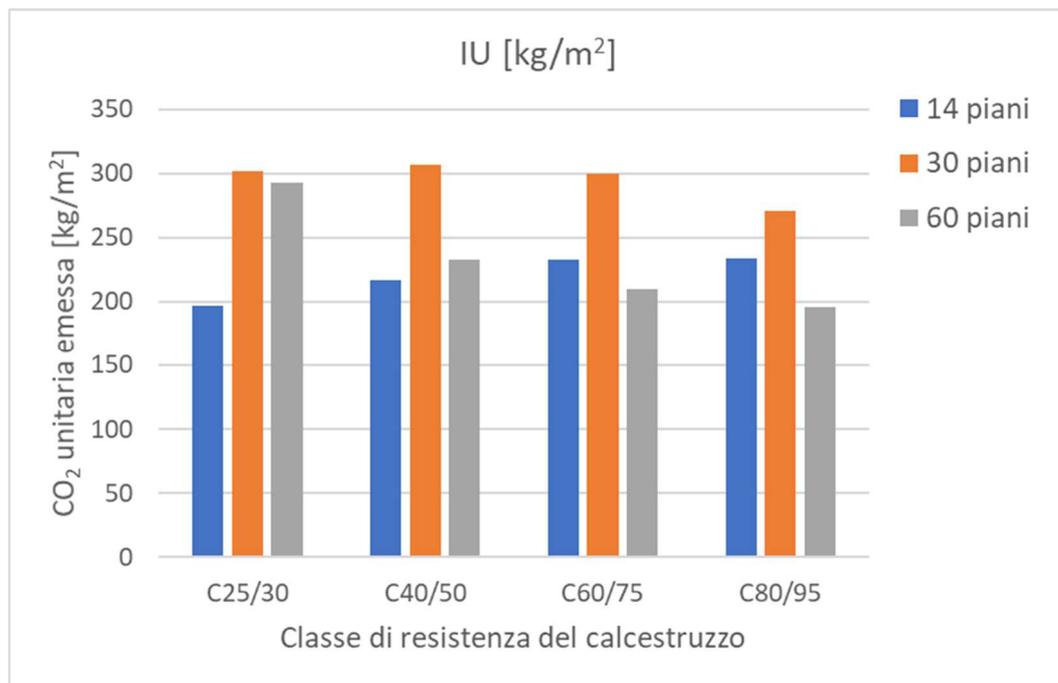


Figura 7.1 – Impatto unitario dei tre edifici in base alla classe di resistenza utilizzata

8. Bibliografia e sitografia

• *Bibliografia*

- [1] Bungale S. Taranath, Reinforced concrete design of tall buildings, CRSI, 2010
- [2] Collepari M., Il nuovo calcestruzzo, Ponzano Veneto, Edizioni Tintoretto, 2006
- [3] Fédération internationale du béton (fib) and MPA The Concrete Centre, Tall buildings, Structural design of concrete buildings up to 300m tall, MPA The Concrete Centre & fib, 2014
- [4] Garreta A. À., Grattacieli, Gribaudo, 2002
- [5] Habert G., Roussel N., Study of two concrete mix-design strategies to reach carbon mitigation objectives, in "Cement & Concrete Composites, n.31, Elsevier, Aprile 2009
- [6] Peck M., Calcestruzzo, edizione italiana a cura di Enrico De Angelis, Torino, UTET Scienze Tecniche, 2008
- [7] Testa C., Bosco verticale, in "The Plan" n.085, Ottobre 2015
- [8] Webb M., Costruire legami per la comunità, in "The Plan" n.093, Ottobre 2016
- [9] Zaknic I., 100 of the world's tallest buildings, Image Publishing, 1998

• *Sitografia*

- [10] <http://rha-studio.com>
- [11] www.panoramio.com (foto Pantheon Roma)
- [12] commons.wikimedia.org (foto teatro dell'opera di Santa Cruz, Tenerife, Spagna)
- [13] www.lera.com
- [14] <http://www.museotorino.it>
- [15] <http://www.cemur87.it>

- [16] it.wikipedia.org
- [17] www.fuksas.it
- [18] www.theplan.it
- [19] <http://hpiconsult.at>
- [20] <http://www.ceramichelea.it>
- [21] <http://crypticimages.com>
- [22] <http://www.skyscrapercity.com>
- [23] <http://ayay.co.uk>
- [24] <https://motto.media>
- [25] <http://www.casaclima.com>
- [26] <http://www.chicagoarchitecture.info>