

POLITECNICO DI TORINO

Dipartimento di Ingegneria Strutturale, Edile e Geotecnica



Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea Magistrale

Comportamento degli edifici alti Caso Studio: New Marina Casablanca

Relatori

Prof. Rosario Ceravolo

Ing. Davide Masera

Candidato

Tommaso Gabriele Pustorino

Anno accademico 2017-2018

Alla mia Famiglia.

Al mio Tutto.

Introduzione

Negli ultimi anni, in tutte le città più importanti ed avanzate del mondo, il numero degli edifici alti è in costante crescita. I grattacieli sono simbolo di sviluppo, benessere e potere per i vari paesi.

Si stanno evolvendo, dal punto di vista ingegneristico ed architettonico, tecniche di costruzione sempre più innovative, con particolare attenzione riguardo i materiali utilizzati.

In questo lavoro di tesi si presta particolare attenzione all'effetto di scorrimento viscoso (creep) e ritiro (shrinkage) di un edificio alto con una particolare forma torcente: il "New Marina Casablanca" in Marocco. In particolare, ci si sofferma sulla deformazione e sugli spostamenti delle colonne, che sono inclinate e ruotate.

Si utilizza un software agli elementi finiti all'avanguardia: il MidasGen. Questo è stato usato per gli edifici alti più famosi ed importanti al mondo. Tramite questo programma di calcolo viene simulato il reale procedimento di costruzione dell'edificio, ed è analizzato l'accorciamento e la torsione delle colonne.

Oltre ad analizzare l'edificio con le reali inclinazioni delle colonne lungo l'altezza, si procede ad un confronto dei risultati in termini di deformazioni e spostamenti con altri modelli della stessa torre al variare dell'inclinazione e della rotazione delle colonne.

La prima parte dell'elaborato si concentra sulla storia e lo sviluppo degli edifici alti. Si procede con un'analisi del calcestruzzo nel tempo, con particolare attenzione nei confronti del creep e del ritiro. Infine, si riportano i risultati ottenuti tramite il software Midas degli elementi analizzati.

Indice

Capitolo 1.....	1
1 Introduzione.....	1
1.1 La storia degli edifici alti	1
1.2 La gara delle altezze.....	3
1.3 Definizione edificio alto e sistemi strutturali	9
1.4 Edifici alti torcenti	17
Capitolo 2.....	21
2 Comportamento del calcestruzzo nel tempo.....	21
2.1 Calcestruzzo	21
2.1.1 Calcestruzzo fresco.....	24
2.1.2 Lavorabilità	25
2.1.3 Bleeding	26
2.1.4 Consolidamento.....	27
2.1.5 Idratazione, tempo di presa e indurimento.....	28
2.2 Cemento Portland.....	31
2.3 Idratazione del cemento	36
2.3.1 Chimica dell'idratazione	36
2.3.2 Sviluppo dei prodotti per l'idratazione	38
2.3.3 Proprietà meccaniche dei prodotti di idratazione	40
2.4 Aggregati	42
2.5 Forma e struttura delle particelle	43
2.5.1 Classificazione delle particelle.....	43
2.5.2 Contenuto d'acqua degli aggregati.....	45
2.6 Minerali additivi.....	46
Capitolo 3.....	51
3 Creep e ritiro nel calcestruzzo	51
3.1 Generalità.....	51
3.2 Creep	52
3.2.1 Creep di base.....	53
3.2.2 Creep da essiccamento.....	54
3.3 Ritiro.....	55

3.3.1	Ritiro plastico	55
3.3.2	Ritiro d'essiccamento	56
3.3.3	Ritiro autogeno	58
3.3.4	Ritiro di carbonatazione	59
3.4	Natura fisica del creep e del ritiro.....	60
3.5	Fattori che influenzano creep e ritiro	61
3.6	Fattori che influiscono sul ritiro d'essiccamento	62
3.6.1	Effetto delle proporzioni della miscela sul ritiro di essiccamento.....	62
3.6.2	Effetto dell'ambiente sul ritiro d'essiccamento	64
3.6.3	Effetto del design e della costruzione sul ritiro d'essiccamento	65
3.7	Fattori che influenzano il creep	66
3.7.1	Effetto delle proporzioni della miscela sul creep.....	66
3.7.2	Effetto dell'ambiente sul creep	68
3.7.3	Effetto del design e della costruzione sul creep.....	69
3.8	Calcolo delle deformazioni viscosi	70
Capitolo 4.....		77
4	Il comportamento nel tempo degli edifici alti.....	77
4.1	Accorciamento assiale.....	77
4.2	Deviazione dalla verticalità	80
4.3	Tempo target	80
4.4	Movimenti UPTO e SUBTO	81
4.5	Tecnologia del calcestruzzo	82
4.6	Preoccupazioni causate da accorciamento della colonna.....	83
4.7	Previsione dell'accorciamento e verifica dell'effetto di creep e ritiro	85
Capitolo 5.....		87
5	Caso studio: New Marina Casablanca.....	87
5.1	Il software utilizzato: Midas Gen	92
5.2	Elementi Midas Gen.....	94
5.2.1	Elemento trave – General beam	94
5.2.2	Elementi piastra (guscio) – Plate (Shell) Element	97

5.2.3	Elemento “parete” – Wall element.....	104
	Bibliografia	149

Capitolo 1

Introduzione

1.1 La storia degli edifici alti

Gli edifici alti rappresentano una tappa fondamentale dell'ingegneria, sia per le moderne tecniche costruttive utilizzate sia per le diverse forme stilistiche adottate nel corso degli anni.

I primi edifici alti iniziano ad intravedersi intorno alla fine del XIX secolo e sin da subito si sono imposti per la loro novità, eleganza e per il messaggio di sfida verso il raggiungimento di traguardi sempre più arditi.

La scelta di sviluppare le aree urbane erigendo edifici sempre più alti è dettata, oltre che da ragioni estetiche, di stile e di prestigio, anche da ragioni concrete, ad esempio quelle economiche legate all'alto costo delle aree fabbricabili nei centri delle nuove metropoli americane. La disponibilità di nuove tecniche di costruzione, l'utilizzo di nuovi materiali come acciaio e cemento ed il miglioramento dei sistemi di fondazione hanno certamente agevolato la progettazione e la realizzazione di edifici multifunzionali (abitazioni, negozi, uffici ed alberghi concentrati in un'unica struttura) consentono di ottimizzare le aree fabbricabili ed incrementare i guadagni.

Storicamente gran parte delle costruzioni di edifici alti avevano un interesse ed un significato religioso, con l'idea di "avvicinarsi al cielo". Basti pensare ad esempio al Tempio di Salomone, i menhir, i dolmen, le piramidi, i campanili e le cattedrali gotiche del Cristianesimo. Altre volte invece le costruzioni avevano un interesse militare, intese come mezzo di difesa. Altre volte ancora le funzioni degli edifici alti erano prettamente di prestigio e di potere, una sfida a chi raggiungesse le altezze più elevate.

Nell'anno 1852 viene inventato quello che, stando alle statistiche, è tutt'ora "il più sicuro mezzo di trasporto del mondo moderno", ovvero, l'ascensore.

Ed è la combinazione tra questo nuovo ritrovato tecnologico e il sovraffollamento delle grandi città degli Stati Uniti, a partire dal boom industriale del secondo Ottocento, a far nascere il moderno grattacielo.

Il primo grattacielo moderno in acciaio fu la torre di dieci piani della Chicago Home Insurance, costruita nel 1883 con un'altezza di 42 metri. E dagli Stati Uniti si sono poi diffusi in altre regioni del mondo.

Il XIX secolo portò alcune idee e invenzioni che rendevano possibili i grattacieli.

Gli edifici alti ricoprono un ruolo sempre più importante nel panorama urbanistico moderno. Sin dall'inizio del XX secolo, con gli Stati Uniti a fare da apripista, lo sviluppo verticale della città ha permesso un maggiore sfruttamento del suolo edificabile e generato nuove sfide architettoniche ed ingegneristiche. In aggiunta, il grattacielo vanta di per sé un grande appeal commerciale. Per questi motivi il settore dell'edilizia è costantemente stimolato alla ricerca di soluzioni innovative per infrangere nuovi record, siano essi architettonici, strutturali o di efficienza energetica.

(Ore) perché costruita solo per rendere gli edifici più alti. Quindi l'altezza non si traduce in superfici utilizzabili per ospitare uffici o abitazioni. Il grattacielo più "vanitoso", come è definito dallo studio, è il Burj Khalifa di Dubai dove il 29% dei suoi 828 metri è inutilizzabile per un totale di 244 metri costruiti per sveltare in cielo, ma che non si traducono in metri quadri occupabili. Al secondo posto si trovala Zifeng Tower di Nanjing, in Cina, e al terzo posto la Bank ok America Tower di New York. Quindi lo studio mette in luce come un edificio alto non voglia dire a tutti i costi che offra più spazi.

1.2 La gara delle altezze

Nel tempo le città iniziarono a competere per chi avesse l'edificio più alto. Le prime città competitive furono Chicago e New York City.

Trump Building

Quello che venne considerato il più bel grattacielo è il Trump Building (detto inizialmente Torre Numero 40 di Wall Street) di 281 metri, 70 piani, inaugurato nel 1930 con ambizioni estetiche soprattutto negli interni e nella guglia d'acciaio sistemata nel tentativo di conservare il primato di edificio più alto del mondo che però gli fu tolto in poco meno di tre settimane dal Chrysler Building. È quello che per lungo tempo ha dato l'immagine generica comune del grattacielo segnando anche il momento in cui nei nomi si comincia ad abbandonare il termine building (edificio, palazzo) adottando il più appropriato tower (torre). Nel 1946 un aereo della guardia costiera andò a sbattere all'altezza del 58° piano, con vittime e danni, ma senza gravi problemi, segnando tuttavia un presagio di quella che sarà la grande tragedia del grattacielo.

Chrysler Building

Fu il Chrysler Building a togliere nel 1930 il primato al Numero 40 con ben 319 metri di altezza e 77 piani e la colossale guglia Vertex di 40 metri in acciaio inossidabile. Costruito dall'architetto William Van Allen per la Chrysler Corporation, la celebre fabbrica di automobili nel colmo della sua espansione. In quest'opera si definiscono e si evidenziano le forze segrete che animano l'impresa: le reminiscenze dell'architettura ascensionale gotica e dei suoi elementi simbolico decorativi, gli emblemi dell'industria evidenti nelle forme delle griglie dei radiatori delle auto nella guglia e i giganteschi tappi di radiatori sistemati ingenuamente negli spigoli del 40° piano,

l'orgoglio dello spirito nazionale manifestato dalle aquile d'acciaio che, al modo di enormi valvole, a 270 metri d'altezza spiccano il volo dagli angoli verso i quattro angoli della Terra. La parte terminale fu tenuta nascosta da un telone e scoperta all'inaugurazione come il prototipo di un'automobile.

Tutto l'edificio è magnificenza con rifiniture in ebano e intarsi, marmi pregiati, volte affrescate, ma anche il suo primato non doveva durare molto.

Empire State Building

Fu l'Empire State Building a superare il Chrysler Building nel 1931 e fu proprio una casa automobilistica, la General Motors, a costruire un edificio mastodontico con 320 metri d'altezza (381 col coronamento), 86 piani. È certamente l'edificio più noto e presente nella fantasia e nella rappresentazione, uno dei simboli dell'America: quello sul quale sale con l'amata bella lo scimmione King Kong (1933 da un racconto di Edgar Wallace), destinato a restare per 42 anni, fino al 1973, l'edificio più alto del mondo.

Qui i simboli che amano l'impresa sono meno vistosi, ma più espliciti. Nella parte centrale dell'edificio un bassorilievo celebra la potenza degli Stati Uniti e dell'umanità moderna con vari simboli del potere costruttivo dell'uomo che si evidenzia in una roccia incisa da un martello con la scritta *Masonry*, che significa: arte del murare, costruzione, Massoneria.

Anche questo edificio fu segnato (e prima del Trump Building) nel 1945 dall'incidente di un aereo che in un primo tempo sembrò comprometterne la stabilità: a causa della nebbia un aereo militare si schiantò all'altezza del 76° piano.

World Trade Center

Il culmine dell'ambizione e del dramma si raggiunge nella vicenda delle Torri Gemelle. L'idea fu concepita fin dal 1960 nell'ambiente della ricchissima Autorità Portuale di New York e si giunse il 4 aprile 1973 al compimento di due edifici di 110 piani: la Torre Nord di 417 metri (527 con il pennone) e la Torre Sud di 415,5 che furono gli edifici più alti del mondo, primato che durò meno di un anno. Opera dell'architetto Minoru Yamasaki e segnarono uno dei massimi picchi dell'ossessione americana di grandezza, dato che l'insieme aveva nelle misure qualcosa di mostruoso per la qualità di spazio coperto, costituendo una specie di città verticale, un contenitore pieno d'innovazioni tecnologiche che divenne l'emblema della modernità, la culla e il simbolo e orgoglio dell'attività economica e finanziaria degli Stati.

Era fatale che una forza nemica che volesse colpire al cuore il colosso mondiale scegliesse proprio le Torri Gemelle che si ergevano come gendarmi della terra a ricordare chi poteva, decideva e contava. La cosa avvenne l'11 settembre 2001 con aerei di linea dirottati che fecero schiantare al suolo i due giganti, segnando una svolta alla storia del mondo.

La cosa più sorprendente fu che gli Stati Uniti accusarono il colpo, sentendo un danno tutto sommato circoscritto più che una guerra perduta, reagendo più disperatamente che disordinatamente: segno che il mondo del minareto aveva capito benissimo quello del grattacielo.

Willis Tower

Proprio per segnare la precarietà dei traguardi raggiunti in questa gara dissennata sorse a Chicago neppure un anno dopo (1973) il Willis Tower una delle costruzioni più voluminose del mondo di 442 metri e 110 piani e la sua supremazia rimase fino al 1999.

Torri Petronas

Il destino ha la sua ironia, si dice, e furono proprio altre due torri ad umiliare le Torri gemelle, non solo nella duplice misura, ma quel che è peggio, a spostare decisamente fuori degli Stati Uniti il primato che era stato sempre (se si esclude la Torre Eiffel, che non è un grattacielo) patrimonio degli States, dando un'altra indicazione di decadenza. Le Torri Petronas furono costruite da una compagnia petrolifera Menara Petronas a Kuala Lumpur, capitale della Malesia. Inaugurate nel 1999 sono alte 452 metri con 88 piani, con qualche discussione se l'altezza di un edificio sia da considerare dalla terra al tetto o comprendere anche le guglie e i pinnacoli.

Taipei Financial Center

Nella capitale dell'isola di Taiwan, Taipei, nel 2005 è sorto un altro mostro il Taipei Financial Center che ha tolto il primato alle Torri Petronas con 450 metri e 101 piani d'altezza

Burj Dubai o Burj Khalifa

Quest'anno è arrivato il Burj Dubai o Burj Khalifa a occupare il primato con 828 metri, 160 piani. Voluto dallo sceicco Mohammed bin Rashid al-Maktoum detiene oggi il primato che però durerà poco. Altre vette più alte sono in progettazione o in costruzione in varie parti del mondo: Stati Uniti, Russia, negli Emirati Arabi dove si tende a superare il chilometro d'altezza con una nuova cima: il Nakheel Harbour & Tower.

Grattacieli italiani

Le nostre antiche torri, come la Torre di Pisa e il Campanile di Giotto gareggiavano in qualità e non in quantità. In maniera leggera è stata sfiorata finora la Lombardia, senza passare i 130 metri. Il Pirellone (127), già sede della regione, sarà superato dalla nuova sede (162) che avrà il primato in Italia che detiene ora la Torre Telecom a Napoli (129).

Ce ne sono in arrivo molti a Milano: Il Dritto (220), Lo Storto (190) e Il Curvo (170) e saranno un bel trio con le Torri Garibaldi (215), la Landmark Tower di Rozzano (212); ma anche il Piemonte aspira a una sede della regione altolocata a Torino (183).

In figura 1.1 è possibile vedere la tendenza con la quale nel tempo l'altezza degli edifici incrementa nelle varie città:

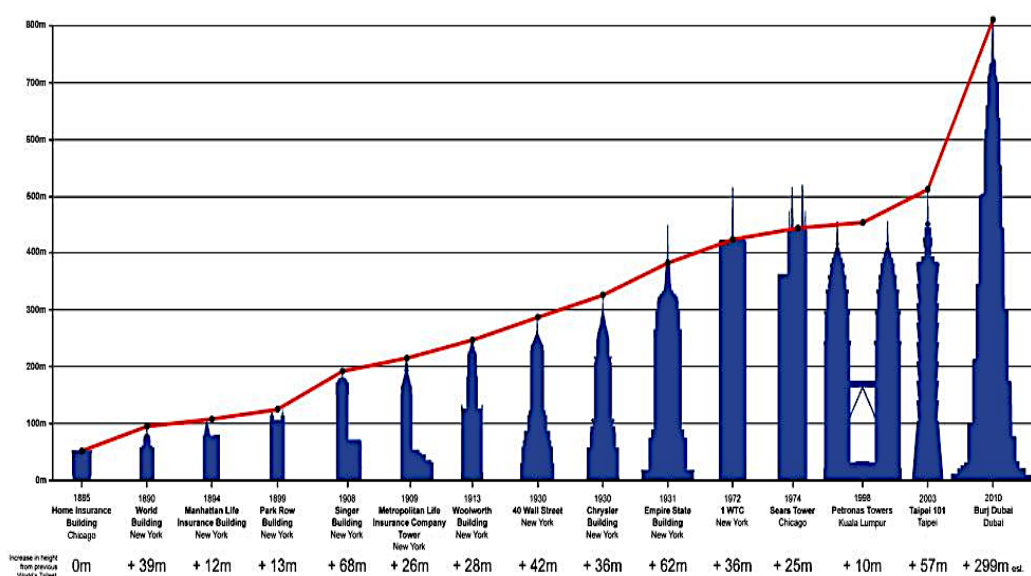


Figura 1.1 – Crescita dell'altezza degli edifici (CBTUH)

Per molto tempo il Nord America ha avuto i 100 edifici più alti del mondo, anche se ultimamente questa tendenza sta cambiando, spostandosi principalmente nei paesi asiatici e del medio oriente, come si può vedere in figura 1.2.

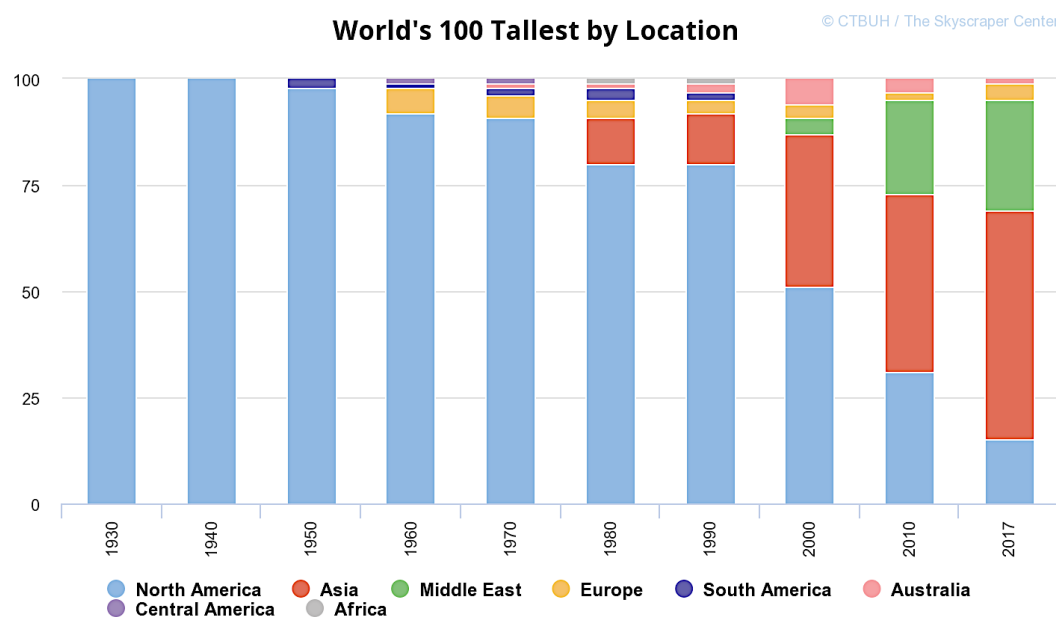


Figura 1.2 - Distribuzione degli edifici alti nel mondo (CTBUH)

Nella figura 1.3 è possibile vedere come nel corso degli anni sia cambiata la destinazione d'uso degli edifici alti.

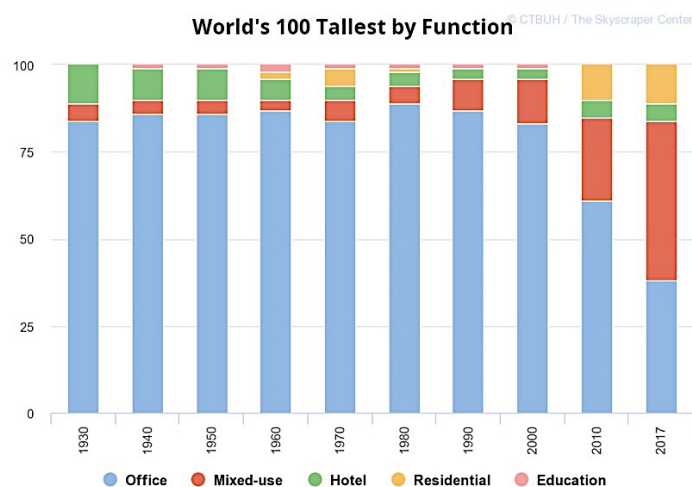


Figura 1.3 - Destinazione d'uso degli edifici alti negli anni (CTBUH).

1.3 Definizione edificio alto e sistemi strutturali

Gli edifici alti presentano sfide uniche in termini di design e costruzione. La loro scala richiede che si presti particolare attenzione simultaneamente a questioni strategiche e dettagliate. La progettazione e la costruzione di edifici alti richiedono un approccio integrato, con la necessità per varie discipline ingegneristiche di coesistere in modo efficiente fin dall'inizio del progetto. Questo approccio multidisciplinare si estende alla considerazione di come verrà costruito l'edificio, e quindi idealmente coinvolge un team integrato (tra cui professionisti della costruzione e del design) nella fase iniziale del progetto.

La definizione di "alto" per un edificio non è assoluta. È qui inteso come quando la geometria dell'edificio, ad esempio l'altezza complessiva o la dimensione piano-altezza, influisce in modo significativo sugli aspetti del progetto. Questi aspetti sono:

- Resistenza e rigidità strutturale laterale
- Trasporto verticale
- Scala antincendio
- Distribuzione dei servizi
- Movimento verticale di un edificio (accorciamento)
- Composizione e verticalità
- Divisione dei materiali.

Una definizione che si può dare di edificio alto si può ricavare dalle proporzioni dell'edificio, ovvero l'altezza divisa per la dimensione laterale minore complessiva deve essere superiore a 5:1.

Edifici alti che raggiungono altezze elevate sono classificati in due sottogruppi aggiuntivi: un "super-alto" è un edificio alto 300 metri o più, e

un "mega-alto" è un edificio alto 600 metri o più alto. Ad oggi, ci sono 133 edifici "super-alti" e solo tre "mega-alti" completati a livello globale (figura 1.4).

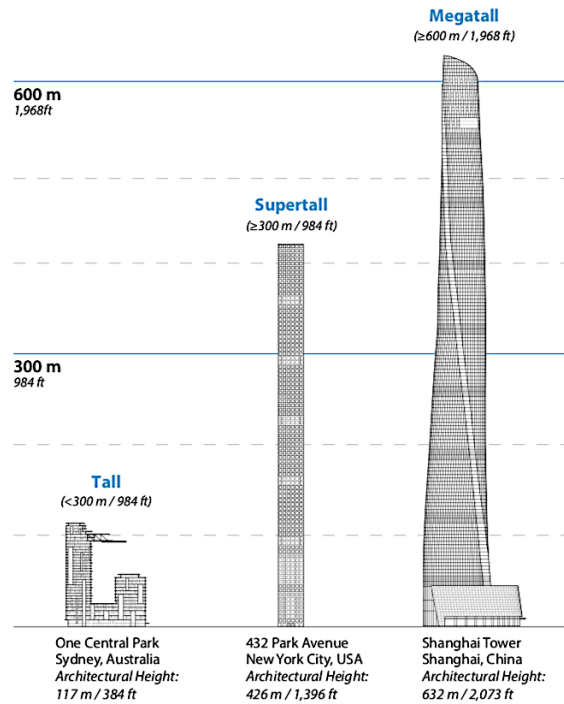


Figura 1.4 - Classificazione edificio alto, "super-alto" e "mega-alto" (CTBUH)

Il CTBUH (Consiglio degli edifici alti e Urban Habitat) afferma che gli "edifici alti" sono delle strutture che presentano alcuni elementi di "altezza" in una o più delle seguenti categorie (CTBUH, 1969):

- Altezza relativa al contesto: un edificio di 14 piani non può essere considerato un edificio alto in una città come Chicago o Hong Kong, ma in una città provinciale europea o in un sobborgo questo può essere nettamente più alto della norma urbana.
- Proporzione: ci sono numerosi edifici che non sono particolarmente alti, ma sono abbastanza sottili da dare l'aspetto di un edificio alto. Viceversa, ci sono numerosi edifici di grandi dimensioni che sono

piuttosto alti, ma la loro dimensione / superficie li esclude dal fatto di essere classificati come un edificio alto.

- Tecnologie degli edifici alti: se un edificio contiene tecnologie che possono essere attribuite come un prodotto "alto" (ad esempio, specifiche tecnologie di trasporto verticale, rinforzo strutturale del vento come prodotto di altezza, ecc.), Questo edificio può essere classificato come un edificio alto.

Se un edificio può essere considerato soggettivamente rilevante per una o più delle categorie precedenti, allora può essere considerato un edificio alto. Sebbene il numero di piani sia uno scarso indicatore della definizione di un edificio alto a causa dell'altezza mutevole del pavimento rispetto a diversi edifici e funzioni (ad esempio, ufficio o uso residenziale), un edificio di 14 o più piani - o più di 50 metri (165 piedi) in altezza - potrebbe in genere essere considerato come soglia per un "edificio alto".

La scelta del sistema strutturale più appropriato per edifici alti dipende da molti fattori: posizione geografica, capacità di costruzione, altezza della costruzione, dimensione del piano, destinazione d'uso, aspetto visivo e requisiti architettonici.

Gli edifici alti con struttura in calcestruzzo presenteranno quasi sempre un nucleo centrale che ospiterà ascensore e/o scale e questo sarà costruito in proporzione alla loro stabilità laterale e capacità di ribaltamento. Solitamente i nuclei si posizionano in posizione centrale, ma questo non è un requisito assoluto. Qualora il core non sia centrato rispetto al piano si possono prevedere altri sistemi di stabilità laterale per resistere alla torsione dell'edificio.

Nel 1969 Fazlur R. Khan classificò i sistemi strutturali per edifici alti relativi alle loro altezze con considerazioni sull'efficienza sotto forma di diagrammi "Heights for Structural Systems" (Khan, 1969). Ciò ha segnato l'inizio di una nuova era di rivoluzione del grattacielo in termini di più sistemi strutturali. Più tardi, aggiornò questi diagrammi (Khan, 1972). Ha sviluppato questi schemi sia per l'acciaio che per il calcestruzzo, come si può vedere dalla Figura 1.5.

Khan sosteneva che la struttura rigida che aveva dominato la progettazione e la costruzione di edifici alti non era l'unico sistema adatto. A causa di una migliore comprensione della meccanica del comportamento materiali, ragionò che la struttura poteva essere analizzata in tre dimensioni, supportata da simulazioni al computer, piuttosto che come una serie di sistemi planari in ogni direzione principale. I sistemi strutturali fattibili, secondo lui, sono strutture rigide, pareti di taglio, combinazioni interattive di pareti a telaio, tralicci a nastro e vari altri sistemi tubolari.

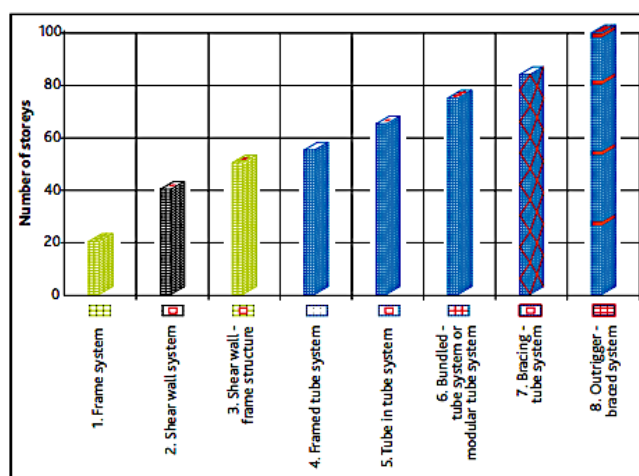


Figura 1.5 - Schema di sistema strutturale, proposto da F.R. Khan (fib Tall buildings, 2014).

Si vedranno ora i principi strutturali e gli aspetti significativi per ciascuno dei sistemi.

1. Frame System

Questo è un sistema strutturale relativamente semplice, in cui le travi e le colonne sono rigidamente collegati per formare telai resistenti al momento nelle due direzioni ortogonali sia per carichi laterali sia gravitazionali.

Ogni telaio resiste a una porzione del carico laterale, determinato sulla base della rigidezza relativa rispetto alla somma totale della rigidezza dei telai. Per aumentare l'altezza della struttura, vi è un aumento diretto associato alla dimensione degli elementi del telaio tale da soddisfare il drift laterale ed i limiti di deflessione.

La disposizione più economica, garantendo un metodo di costruzione relativamente facile, è la struttura piatta a telaio rigido. Le campate e le altezze da pavimento a pavimento, e quindi la rigidezza a flessione degli elementi rigidi del telaio (lastre piate, colonne e connessioni) governano la stabilità laterale dell'intera struttura. Tipicamente, la campata più economica è nel range di 8-9 m, ma questo dipenderà anche dall'altezza dell'edificio e dal pavimento.

Questo sistema strutturale è applicabile a edifici di altezza fino a circa 75 m.

2. Shear-Wall System

Questo sistema è costituito da pareti di taglio progettate per resistere alle forze laterali nelle due direzioni ortogonali. Le pareti di taglio sono disposte vicino al centro della struttura per alloggiare ascensori, scale antincendio e altri servizi di costruzione, fornendo così una colonna vertebrale rigida per

resistere a carichi orizzontali nelle due direzioni. Le colonne sono progettate per resistere solo ai carichi gravitazionali.

Nei sistemi con core centrale le pareti fungono da mensole verticali che trasferiscono carichi orizzontali alle fondazioni attraverso l'azione flessionale e il taglio alla base. Per questa tipologia di intelaiatura, la grande rigidità laterale relativa delle pareti, rispetto ai rimanenti elementi verticali (colonne), garantisce che i carichi laterali siano interamente portati dalle pareti principali di taglio. Le colonne sono quindi progettate per resistere solo ai carichi gravitazionali, semplificando il processo di progettazione e la realizzazione di lastre piane. A volte la necessità di condurre i lavori all'interno del core può portare a un gruppo separato di pareti di taglio nello stesso piano ed è comune collegarli con un raggio di collegamento a ciascun livello del pavimento. Questa è chiamata struttura a "parete accoppiata" ed è caratterizzata da una maggiore rigidità a flessione rispetto agli elementi di parete centrale separati.

Questo sistema è generalmente sufficiente per edifici alti fino a 120 metri. Sebbene i muri di taglio siano sempre più grandi e più lunghi entro i limiti della planimetria possono raggiungere altezze significativamente maggiori (anche nella categoria "super-alta") anche se altri sistemi potrebbero rivelarsi più economici.

3. Shear-Wall and Frame System

Questa tipologia di inquadratura è essenzialmente una combinazione dei due sistemi già delineati. La rigidità laterale combinata dei telai rigidi o semirigidi e delle pareti di taglio centrali consente ai progettisti di raggiungere altezze di circa 160 m in modo economico.

Un vantaggio del sistema combinato, oltre alla capacità di costruire più alto, sta nella riduzione della deriva laterale sulla punta dell'edificio. Nella parte

superiore dell'edificio le pareti del nucleo di taglio sono trattenute dai telai mentre, più in basso nell'edificio, i telai sono trattenuti dalle pareti di taglio. Questa interazione tipicamente induce un profilo di deriva a curva inversa, in modo che le deformazioni laterali generali siano mantenute entro limiti di progettazione accettabili e raggiungano una maggiore capacità di resistenza alle forze laterali.

4. Framed-Tube System

Basato su un tubo cavo, questo sistema si basa su una grande distanza tra gli elementi tesi e compressi in entrambe le direzioni per resistere alle forze laterali. I telai resistenti al momento rigido formano un tubo attorno al perimetro dell'edificio e danno una resistenza laterale. Il tubo e le colonne interne condividono i carichi gravitazionali. La flangia del tubo deve essere perpendicolare alla forza laterale del vento. Il sistema avrà un forte impatto sull'estetica architettonica e potrebbe, all'inizio, essere ritenuto inappropriato. Il sistema a tubi incorniciati è adatto per edifici fino a circa 150-170 m di altezza.

5. Tube-in-Tube System

Questo sistema combina la rigidità del tubo con cornice perimetrale con una parete centrale di taglio (o pareti combinate) all'interno. L'applicazione di questo sistema consente la progettazione di edifici fino a circa 180-200 m di altezza.

6. Bundled-Tube System or Modular-Tube System

Questo sistema viene utilizzato per altezze superiori a 70 piani o edifici super-alti e funziona come sistema di tubi, ma il numero di telai "a flangia" è aumentato dall'uso di elementi di parete o di telaio interni in grado di dividere l'area del piano in una serie di moduli. Ogni modulo condivide carichi laterali attraverso la larghezza dell'edificio in entrambe le direzioni. Questo sistema in genere consente uno spazio maggiore tra le colonne esterne, beneficiando inavvertitamente della disposizione architettonica. Khan ha definito questo sistema un "tubo rigido" e una "vera mensola", e la rigidezza notevolmente maggiore consente la progettazione efficiente di edifici alti 225 m.

7. Braced-Tube System

I rinforzi diagonali aggiunti al perimetro dei telai tubolari aumentano la rigidezza laterale e aumentano l'altezza dell'edificio. I telai di rinforzo trasferiscono i carichi laterali alle fondazioni e ridistribuiscono i carichi gravitazionali da colonne altamente sollecitate a quelle meno sollecitate. La forma estetica dell'edificio è in gran parte dettata dalle linee diagonali di rinforzo. Questo sistema è più adatto per edifici fino a 300 m, o super alto.

8. Outrigger-Braced System

L'aumento della stabilità laterale richiede colonne perimetrali come elementi essenziali della struttura. Questo può essere fatto attraverso l'introduzione di elementi di sostegno orizzontali (spesso tralicci) di uno o due piani di profondità, collegando l'anima con le colonne esterne ad intervalli regolari di altezza sull'edificio. Il loro meccanismo consiste in una

serie di coppie "push and pull" nelle colonne perimetrali in grado di ridistribuire le tensioni dovute alla flessione verticale nel nucleo e di conseguenza ridurre il sollevamento alla base. Poiché il nucleo è trattenuto dal tubo perimetrale, le deflessioni orizzontali nella parte superiore sono ridotte. Il 'mega-core' centrale fornisce la rigidità laterale del sistema e governa la flessione, il taglio e la rigidità torsionale dell'edificio. Questo sistema è utilizzato per la progettazione di strutture fino a 350 m di altezza o super-alte.

1.4 Edifici alti torcenti

Il CTBUH definisce edificio "torcente" un edificio che ruota progressivamente i piani o la sua facciata man mano che l'altezza aumenta. Solitamente, ogni piano ha forma simile in pianta ed è ruotato attorno ad un asse condiviso, col piano sottostante, di un certo numero di gradi.

Una straordinaria varietà di trame, angoli di visuale ed effetti a catena derivano da queste manipolazioni, rendono questi 'twister' alcuni degli edifici più iconici del mondo - e in molti casi, aerodinamici ed efficienti dal punto di vista energetico.

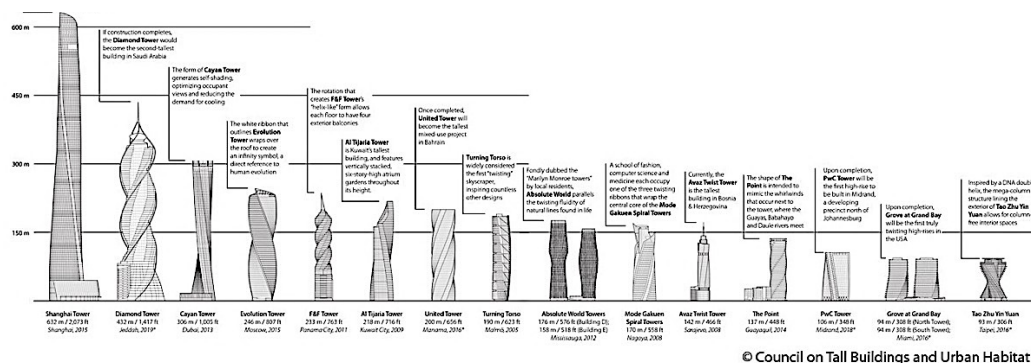


Figura 1.6 – Edifici alti torcenti nel mondo (CTBUH)

L'impiego di forme contorte per edifici alti è un fenomeno architettonico recente. Le forme contorte impiegate, oggi, per gli edifici alti possono essere intese come una reazione alle forme rettangolari della scatola dell'architettura moderna.

In generale, le forme aerodinamiche sono efficaci nel ridurre la risposta dinamica del vento, negli edifici alti, indotta dal distacco del vortice, “confondendo” il vento (cioè interrompendo lo spargimento del vortice e lo strato limite attorno alla facciata e causando lievi turbolenze lì). In termini di risposta statica, le forme contorte non sono vantaggiose.

Se si considerano sezioni solide, il momento di inerzia di un piano quadrato è lo stesso indipendentemente dal suo angolo. Pertanto, anche gli spostamenti dovuti alla flessione sono uguali. Tuttavia, se si considerano strutture di tipo edilizio composte da molti elementi telaio, la rigidità laterale degli edifici a spirale è minore di quella con forma dritta (Moon, 2007).

Sia i “diagrid” (reticolo di griglia diagonale) che i tubi rinforzati sono sistemi strutturali molto efficienti per edifici alti di forme convenzionali, come torri rettangolari a forma di scatola. Se questi sistemi strutturali sono impiegati per edifici con torsione elevata, la rigidità laterale dei sistemi diminuisce all'aumentare della torsione. La riduzione della rigidità dei tubi rinforzati, composta da elementi verticali e diagonali, è molto più sensibile alla torsione, rispetto a quello dei “diagrid”, composto solo da diagonali. E questa sensibilità incrementa man mano che l'altezza dell'edificio aumenta (Moon, 2015).

Per quanto riguarda le risposte dinamiche in direzione trasversali dovute al distacco del vortice, si deve notare che un edificio a spirale ha generalmente prestazioni migliori rispetto ad una forma prismatica, in quanto può mitigare le vibrazioni indotte dal vento disturbando la formazione di vortici alternati organizzati. Considerando il fatto che il fenomeno del “lock-in”

indotto dal distacco del vortice spesso produce la condizione di progettazione strutturale più critica per gli edifici alti, il contributo strutturale della forma di costruzione ritorta può essere significativo (Moon, 2015).

Capitolo 2

Comportamento del calcestruzzo nel tempo

2.1 Calcestruzzo

La versatilità, la durata e l'economicità del calcestruzzo ne hanno fatto il materiale da costruzione più utilizzato al mondo. Gli Stati Uniti utilizzano ogni anno oltre 300 milioni di metri cubi di calcestruzzo. Viene utilizzato in autostrade, strade, parcheggi, garage, ponti, grattacieli, dighe, case, pavimenti, marciapiedi, strade e numerose altre applicazioni.

Il calcestruzzo è fondamentalmente una miscela di due componenti: aggregati e pasta cementizia. L'impasto cementizio, composto da cemento Portland e acqua, lega gli aggregati (solitamente sabbia e ghiaia o pietrisco) in una massa rocciosa mentre la pasta si indurisce a causa della reazione chimica del cemento e dell'acqua. Nella pasta possono anche essere inclusi materiali cementizi supplementari e additivi chimici.

Gli aggregati sono generalmente divisi in due gruppi: fini e grossolani. Gli aggregati fini sono costituiti da sabbia naturale o prodotta con particelle di dimensioni fino a 9,5 mm; gli aggregati grossolani sono particelle trattenute dal setaccio da 1,18 mm (n. 16) e di dimensioni fino a 150 mm. La dimensione massima dell'aggregato grosso è in genere 19 mm o 25 mm. Un aggregato di dimensioni intermedie, di circa 9,5 mm, viene a volte aggiunto per migliorare la gradazione complessiva dell'aggregato.

L'impasto è composto da materiali cementizi, acqua, aria intrappolata o aria volutamente trascinata. La pasta cementizia costituisce circa il 25% - 40% del volume totale di calcestruzzo. La figura 2.1 mostra che il volume assoluto di cemento è in genere compreso tra il 7% e il 15% e l'acqua tra il

14% e il 21%. Il contenuto d'aria nel calcestruzzo aerato varia da circa il 4% all'8% del volume.

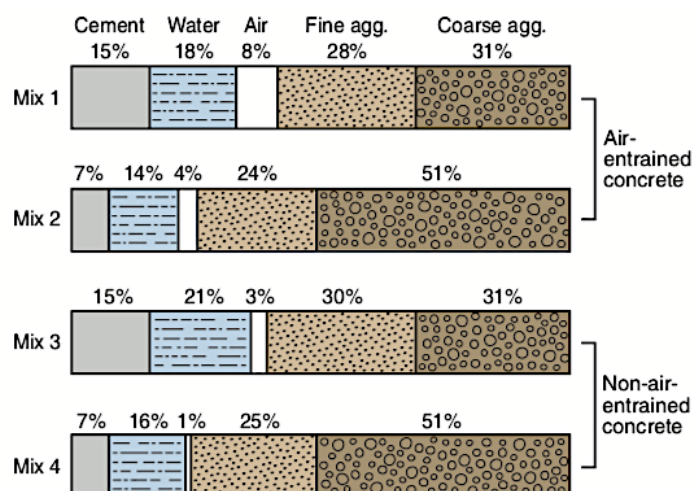


Figura 2.1 - Intervallo in proporzioni di materiali utilizzati per il calcestruzzo, in volumi assoluti (Kosmatka, Kerkhoff e Panarese, 2003).

Poiché gli aggregati rappresentano il 60% - 75% circa del volume totale di calcestruzzo, la loro selezione è importante. Gli aggregati dovrebbero essere costituiti da particelle con resistenza e resistenza adeguate alle condizioni di esposizione e non dovrebbero contenere materiali che possano causare il deterioramento del calcestruzzo. Una gradazione continua delle dimensioni delle particelle aggregate è auspicabile per un uso efficiente dell'impasto cementizio. In tutto questo testo, si presume che vengano utilizzati aggregati idonei, salvo dove diversamente indicato.

La qualità del calcestruzzo dipende dalla qualità della pasta e dell'aggregato e dal legame tra i due. Nel calcestruzzo opportunamente fatto, ciascuna particella di aggregato è completamente rivestita di pasta e tutti gli spazi tra le particelle di aggregato sono completamente riempiti di impasto cementizio.

Per ogni gamma particolare di materiali e condizioni di indurimento, la qualità del calcestruzzo indurito è fortemente influenzata dalla quantità di acqua utilizzata in relazione alla quantità di cemento. Il contenuto d'acqua inutilmente elevato diluisce la pasta di cemento (la colla del cemento). Di seguito sono riportati alcuni vantaggi della riduzione del contenuto di acqua:

- Aumento della resistenza a compressione ed a flessione;
- Bassa permeabilità, quindi minore assorbimento e maggiore impermeabilità;
- Maggiore resistenza agli agenti atmosferici;
- Migliore legame tra calcestruzzo e armatura;
- Riduzione del ritiro e fessurazione;
- Minore variazione di volume da bagnatura e asciugatura.

Minore è l'acqua utilizzata, migliore è la qualità del calcestruzzo, a condizione che la miscela possa essere consolidata in modo adeguato. Piccole quantità di acqua di miscelazione producono miscele più rigide; ma con la vibrazione, le miscele più rigide possono essere facilmente posizionate. Pertanto, il consolidamento mediante vibrazione consente di migliorare la qualità del calcestruzzo.

Le proprietà del calcestruzzo appena miscelate (plastiche) e indurite possono essere modificate aggiungendo additivi chimici al calcestruzzo, solitamente in forma liquida, durante il dosaggio. Gli additivi chimici sono comunemente usati per:

1. Regolare il tempo di presa o indurimento;
2. Ridurre la richiesta d'acqua;
3. Aumentare la lavorabilità;
4. Regolare altre proprietà del calcestruzzo fresco o indurito.

Dopo aver completato il corretto dosaggio, miscelazione, posizionamento, consolidamento, finitura e indurimento, il calcestruzzo si indurisce in un materiale da costruzione resistente all'abrasione e impermeabile che richiede poca o nessuna manutenzione. Inoltre, il calcestruzzo è un eccellente materiale da costruzione perché può essere formato in un'ampia varietà di forme, colori e consistenze da utilizzare in un numero illimitato di applicazioni.

2.1.1 Calcestruzzo fresco

Il calcestruzzo appena miscelato dovrebbe essere plastico o semifluido e generalmente può essere modellato a mano. Una miscela di calcestruzzo molto umida può essere modellata nel senso che può essere colata in uno stampo, ma questo non rientra nella definizione di "plastica", cioè che è flessibile e capace di essere modellata o modellata come un pezzo di modellazione argilla.

In una miscela di cemento plastico tutti i granelli di sabbia e pezzi di ghiaia o pietra sono incassati e tenuti sospesi. Gli ingredienti non sono atti a segregare durante il trasporto; e quando il calcestruzzo si indurisce, diventa una miscela omogenea di tutti i componenti. Durante il posizionamento, il calcestruzzo di consistenza plastica non si sbriciola ma scorre lentamente senza segregazione.

Nella pratica di costruzione il calcestruzzo deve essere lavorabile per facilitare il posizionamento, ma non deve mai essere zuppo. È necessaria una miscela plastica per la resistenza e per mantenere l'omogeneità durante il posizionamento. Gli additivi plastificanti possono essere utilizzati per rendere il calcestruzzo più scorrevole in elementi di calcestruzzo sottili o fortemente rinforzati.

2.1.2 Lavorabilità

La sequenza degli ingredienti di carica in una betoniera può giocare un ruolo importante nell'uniformità del prodotto finito. La sequenza, tuttavia, può essere variata e si può produrre comunque un calcestruzzo di qualità. Sequenze diverse richiedono regolazioni nel tempo di aggiunta dell'acqua, nel numero totale di giri del tamburo del miscelatore e nella velocità di rotazione.

La lavorabilità è la facilità di collocare, consolidare e rifinire il calcestruzzo appena miscelato e il grado in cui resiste alla segregazione. Il calcestruzzo dovrebbe essere lavorabile ma gli ingredienti non dovrebbero separarsi durante il trasporto e la manipolazione.

Il grado di lavorabilità richiesto per il corretto posizionamento del calcestruzzo è controllato dal metodo di posizionamento, dal tipo di consolidamento e dal tipo di calcestruzzo. Diversi tipi di posizionamenti richiedono diversi livelli di lavorabilità.

I fattori che influenzano la lavorabilità del calcestruzzo sono:

- Il metodo e durata del trasporto;
- Quantità e caratteristiche dei materiali cementizi;
- Contenuto d'acqua;
- Aria presente nella miscela;
- Temperatura dell'ambiente;
- Additivi.

In figura 2.2 si illustra l'effetto della temperatura di colata sulla resistenza e la lavorabilità del calcestruzzo.

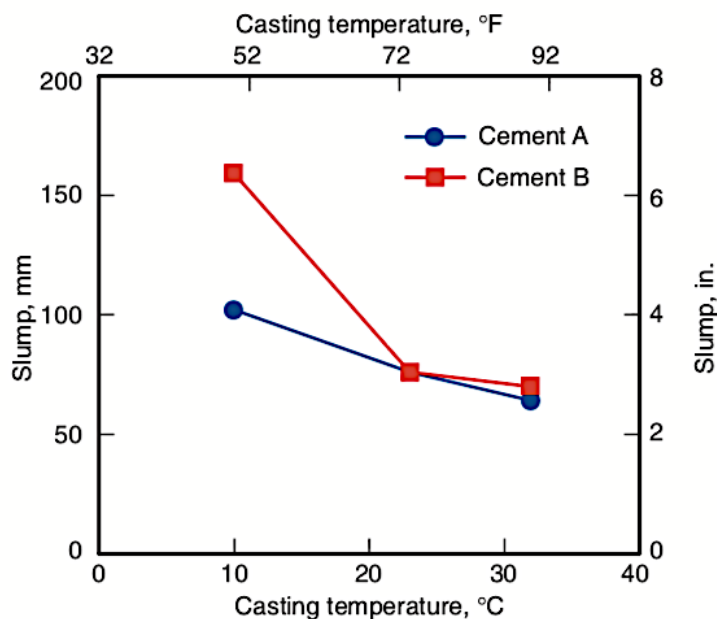


Figura 2.2 - Effetto della temperatura di colata sulla resistenza e la lavorabilità del calcestruzzo.

Con lo “slump” si misura la consistenza o umidità del calcestruzzo. Bassi valori di “slump” indicano consistenza rigida. Un calcestruzzo a bassa caduta ha una consistenza rigida. Se la consistenza è troppo secca e dura, il calcestruzzo sarà difficile da posizionare e le particelle aggregate più grandi e compatte potrebbero separarsi dalla miscela. Tuttavia, non si deve presumere che un mix più umido e più fluido sia necessariamente più lavorabile. Se la miscela è troppo umida, può verificarsi segregazione.

2.1.3 Bleeding

Può anche verificarsi il cosiddetto “bleeding” del calcestruzzo; questo fenomeno caratterizza il calcestruzzo fresco. Il “bleeding”, o essudamento, è lo sviluppo di uno strato d'acqua nella parte superiore o nella superficie del calcestruzzo appena posato. È causato dalla sedimentazione di particelle solide (cemento e aggregato) e dalla simultanea migrazione verso l'alto dell'acqua. L'essudamento è normale e non dovrebbe diminuire la

qualità del calcestruzzo correttamente posizionato, finito e indurito. Alcuni essudamenti sono utili per controllare il cracking da ritiro plastico.

Un “bleeding” eccessivo aumenta il rapporto cemento - acqua vicino alla superficie superiore; potrebbe verificarsi uno strato superiore debole con una scarsa durabilità, in particolare se le operazioni di finitura avvengono mentre è presente l'acqua di spurgo.

Dopo l'evaporazione di tutta l'acqua di scarico, la superficie indurita sarà leggermente più bassa rispetto alla superficie appena posizionata. Questa diminuzione di altezza dal momento del posizionamento al set iniziale è chiamata ritiro del regolamento.

L'uso di aggregati opportunamente graduati, alcune mescolanze chimiche, trascinamento dell'aria, materiali cementizi supplementari e cementi più fini, riduce il “bleeding”.

2.1.4 Consolidamento

Le vibrazioni mettono in moto le particelle nel calcestruzzo appena miscelato, riducendo l'attrito tra di loro e conferendo alla miscela le qualità di un fluido denso. L'azione vibratoria consente l'uso di una miscela più rigida contenente una proporzione maggiore di parti grossolane e una più piccola di aggregato fine. Più grande è l'aggregato di dimensioni massime in calcestruzzo, minore è il volume da riempire con la pasta cementizia; quindi sono necessari meno acqua e cemento. Il calcestruzzo con un aggregato ottimamente classificato sarà più facile da consolidare e posizionare. Il consolidamento di miscele più dure e più rigide si traduce in un miglioramento della qualità e dell'economia. D'altro canto, uno scarso consolidamento può determinare un calcestruzzo poroso e debole con scarsa durabilità (figura 2.3).

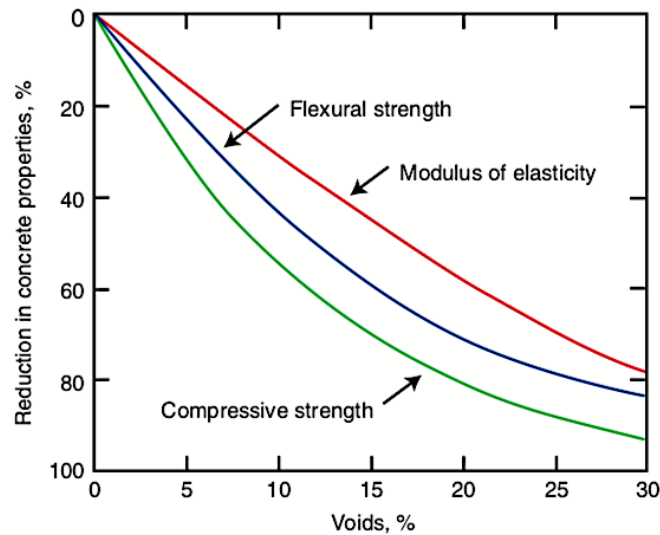


Figura 2.3 - Effetto dei vuoti nel calcestruzzo su: modulo di elasticità, resistenza a compressione e flessione

2.1.5 Idratazione, tempo di presa e indurimento

La qualità legante della pasta di cemento Portland è dovuta alla reazione chimica tra cemento e acqua, chiamata idratazione.

Il cemento Portland non è un semplice composto chimico, è una miscela di molti composti. Quattro di questi costituiscono il 90% o più del peso del cemento Portland: silicato tricalcico, silicato bicalcico, alluminato tricalcico e aluminoferrite tetra-calcico. Oltre a questi composti importanti, molti altri svolgono ruoli importanti nell'idratazione.

Ogni tipo di cemento portland contiene gli stessi quattro composti principali, ma in proporzioni diverse.

Quando il clinker (il prodotto da forno che viene macinato per formare cemento Portland) viene esaminato al microscopio, la maggior parte dei singoli composti di cemento possono essere identificati e le loro quantità determinate. Tuttavia, i grani più piccoli sfuggono al rilevamento visivo. Il diametro medio di una tipica particella di cemento è di circa 15 micrometri. Se tutte le particelle di cemento fossero nella media, il cemento portlandico conterrebbe circa 300 miliardi di particelle per chilogrammo, ma in realtà ci

sono circa 16.000 miliardi di particelle per chilogrammo a causa dell'ampia gamma di dimensioni delle particelle. Le particelle in un chilo - metro di cemento portlandiano hanno una superficie di circa 400 metri quadrati.

I due silicati di calcio, che costituiscono circa il 75% del peso del cemento Portland, reagiscono con l'acqua formando due nuovi composti: idrossido di calcio e idrato di calcio idrato. Quest'ultimo è di gran lunga la componente cementizia più importante nel calcestruzzo. Le proprietà ingegneristiche della fissazione del calcestruzzo e della tempra, della resistenza e della stabilità dimensionale dipendono principalmente dall'idrato di silicato di calcio. È il cuore del cemento.

La composizione chimica dell'idrato di calcio silicato è alquanto variabile, ma contiene calce (CaO) e silicato (SiO_2) in un rapporto dell'ordine di 3 a 2. Nella pasta cementizia indurita, l'idrato di calcio silicato forma aggregazioni densi e unite tra le altre fasi cristalline e i rimanenti grani di cemento non idratati, aderiscono anche ai granelli di sabbia e ai pezzi di aggregato grossolano, cementando tutto insieme (Copeland e Schulz 1962). Quando il calcestruzzo si indurisce, il suo volume lordo rimane pressoché invariato, ma il cemento indurito contiene pori pieni di acqua e aria che non hanno forza. La forza è nella parte solida della pasta, principalmente nell'idrato di calcio silicato e nei composti cristallini.

Meno poroso è il cemento, più forte è il cemento. Nel mescolare il calcestruzzo, quindi, non occorre più acqua di quanto sia assolutamente necessario per rendere il calcestruzzo in plastica e lavorabile. Anche in questo caso, l'acqua utilizzata è solitamente superiore a quella richiesta per la completa idratazione del cemento. Occorrono circa 0,4 grammi di acqua per grammo di cemento per idratare completamente il cemento (Powers 1948 e 1949). Tuttavia, l'idratazione completa è rara nel calcestruzzo a causa della mancanza di umidità e del lungo periodo di tempo (decenni) necessario per ottenere l'idratazione completa.

La conoscenza della velocità di reazione tra cemento e acqua è importante perché determina il tasso di indurimento. La reazione iniziale deve essere abbastanza lenta da consentire il tempo di trasporto e posizionamento del calcestruzzo. Una volta che il calcestruzzo è stato posizionato e finito, tuttavia, è auspicabile un rapido indurimento. Il gesso, aggiunto al cementificio quando il clinker viene macinato, funge da regolatore del tasso iniziale di presa del cemento Portland. Altri fattori che influenzano il tasso di idratazione includono finezza del cemento, additivi, quantità di acqua aggiunta e temperatura dei materiali al momento della miscelazione. La figura 2.4 illustra le proprietà di impostazione di una miscela di calcestruzzo a diverse temperature (Steven H. Kosmatka, 2002).

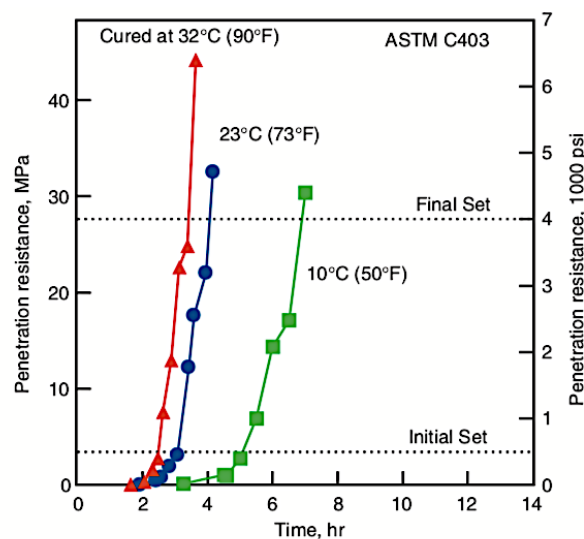


Figura 2.4 - Tempi iniziali e finali per una miscela di calcestruzzo a differenti temperature (Burg 1996)

2.2 Cemento Portland

Il cemento Portland è un materiale composito realizzato combinando cemento, materiali cementizi supplementari, inerti, acqua e additivi chimici in proporzioni adeguate e consentendo alla miscela risultante di fissarsi e indurirsi nel tempo. Poiché il calcestruzzo indurito è un materiale relativamente fragile con una bassa resistenza alla trazione, barre di rinforzo in acciaio e talvolta fibre discontinue sono utilizzate nel calcestruzzo per fornire una certa capacità di carico e per aumentare la tenacità del materiale.

La scelta dei materiali costituenti appropriati per un particolare calcestruzzo è una condizione necessaria, ma non sufficiente, per la produzione di un calcestruzzo di qualità. I materiali devono essere proporzionati correttamente e il calcestruzzo deve quindi essere miscelato, posizionato e trattato correttamente. Inoltre, ci deve essere un attento controllo della qualità di ogni parte del processo di produzione del calcestruzzo. Ciò richiede una piena cooperazione tra i materiali o il fornitore di calcestruzzo preconfezionato, l'ingegnere e l'appaltatore.

Il cemento Portland è di gran lunga il membro più importante della famiglia dei cementi idraulici, ovvero i cementi che si induriscono attraverso l'interazione chimica con l'acqua. Il primo brevetto per cemento "Portland" fu portato in Inghilterra nel 1824 da Joseph Aspdin, anche se probabilmente non era un vero cemento Portland; i primi veri cementi Portland furono prodotti circa 20 anni dopo. Da allora, sono stati fatti molti miglioramenti per cementare la produzione, portando a cementi sofisticati, sebbene comuni, che sono ora così ampiamente disponibili.

La produzione di cemento Portland è, in linea di principio, un processo semplice che si basa sull'uso di materie prime economiche e abbondanti. In breve, una miscela intima di calcare (CaCO_3) e argilla o limo (alluminosilicati di ferro), a cui viene aggiunta una piccola quantità di ossido di ferro (Fe_2O_3) e talvolta quarzo (SiO_2), viene riscaldata in un forno a una temperatura tra 1400 e 1600 °C; in questo intervallo di temperatura, i materiali reagiscono chimicamente per formare silicati di calcio, alluminati di calcio e alluminoferriti di calcio. Le materie prime, che sono macinate con una finezza inferiore a circa 75 μm , sono introdotte all'estremità superiore di un forno rotante inclinato, come mostrato nella Figura 2.5.

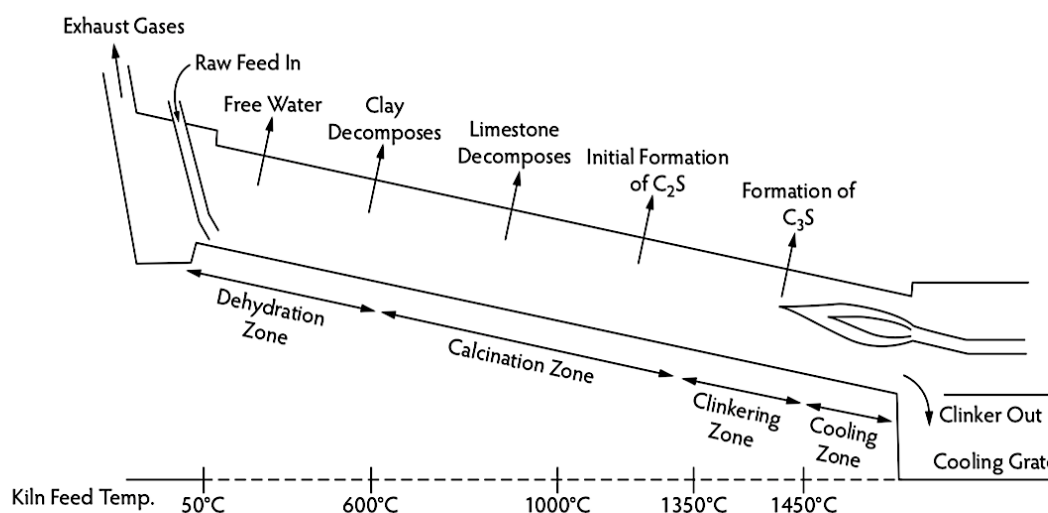


Figura 2.5 -- Schema delle reazioni in forno

Il forno viene riscaldato dal combustibile (gas naturale, petrolio o carbone polverizzato) che viene iniettato e bruciato nella parte inferiore del forno, con i gas caldi che passano attraverso il forno.

Quindi, in un periodo che va da circa 20 minuti a 2,5 ore, a seconda del design del forno, gli ingredienti grezzi sono sottoposti a temperature sempre più elevate mentre attraversano il forno e si verifica una complessa

serie di reazioni chimiche. Le reazioni ad alta temperatura per la formazione del clinker di cemento sono state descritte come segue (Bentur, 2002):

- Decomposizione dei minerali argillosi (da ~ 500 a 800 ° C);
- Decomposizione della calcite (~ 700 a 900 ° C);
- Reazioni della calcite (o calce formata da esso), SiO_2 e le argille scomposte da formare: $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ (~ 1000 a 1300 ° C);
- Reazioni di clinkering intorno a 1300 a 1450 ° C per formare $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ - una fusione di alluminato e ferrite è formata per agire come un flusso per facilitare la formazione di $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ dalla reazione tra CaO e $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$;
- Raffreddamento a temperatura ambiente, durante il quale il fuso si cristallizza formando la ferrite e fasi alluminate.

Mentre la carica nel forno si muove attraverso gli ultimi stadi, la sua temperatura scende rapidamente, e emerge dal forno come clinker, noduli di colore scuro di circa 6 a 50 mm di diametro. Questo viene quindi raffreddato ed è infine interrato con gesso ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$), con una dimensione delle particelle di circa 10 μm o meno. Il gesso viene aggiunto per controllare le prime reazioni di idratazione del cemento. Il diagramma di fase ternaria del sistema $\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{SiO}_2$ è mostrato in Figura 2.6 (Bentur, 2002). Si può vedere che il cemento Portland (e, in effetti, tutti gli altri materiali cementizi in questo sistema) possono avere una considerevole gamma di composizioni chimiche.

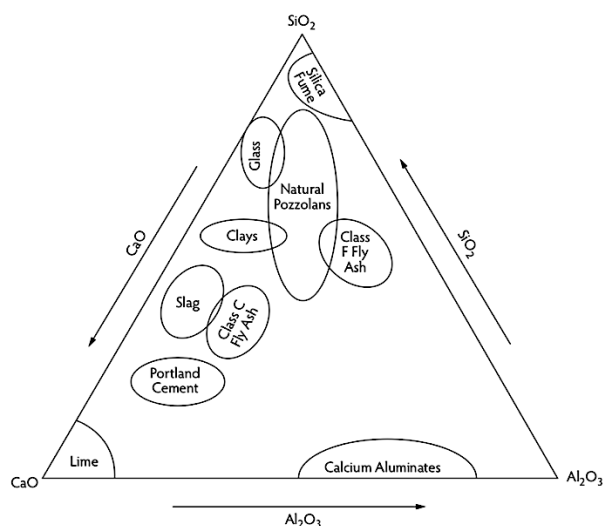


Figura 2.6 -- Diagramma di fase ternaria del sistema $\text{CaO}-\text{Al}_2\text{O}_3-\text{SiO}_2$

I dettagli precisi della chimica del cemento non sono particolarmente importanti per i calcestruzzi ordinari, le cui proprietà (sia negli stati freschi che induriti) possono essere previsti ragionevolmente bene in base alla classificazione degli aggregati, al contenuto di cemento ed al rapporto acqua/cemento (w / c). Per i calcestruzzi ad alte prestazioni, questi dettagli possono essere di vitale importanza, poiché tali calcoli invariabilmente contengono sia additivi minerali che chimici e in particolare superfluidificanti (noti anche come riduttori di acqua ad alta gamma). Il comportamento e la durata di queste miscele molto più complesse possono essere fortemente influenzati dai componenti minori del cemento e dalla mineralogia e composizione del cemento. I problemi di incompatibilità tra cemento e super-fluidificante e altre interazioni avverse di miscelazione possono creare difficoltà nel trovare progetti di miscelazione soddisfacenti per i calcestruzzi per alcune applicazioni speciali.

La tipica composizione del cemento Portland ordinario può essere fornita come mostrato nella Tabella 2.1.

Chemical Formula	Shorthand Notation	Chemical Name	Weight Percent
$3\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	C_3S	Tricalcium silicate	50
$2\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2$	C_2S	Dicalcium silicate	25
$3\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3$	C_3A	Tricalcium aluminate	12
$4\text{CaO}\cdot\text{Al}_2\text{O}_3\cdot\text{Fe}_2\text{O}_3$	C_4AF	Tetracalcium aluminoferrite	8
$\text{CaSO}_4\cdot 2\text{H}_2\text{O}$	CSH_2	Calcium sulfate dihydrate (gypsum)	3.5

Tabella 2.1 – Composizione tipica del cemento Portland ordinario

Le caratteristiche di questi composti quando il cemento è idratato sono indicate nella Tabella 2.2. Si può vedere che i due silicati di calcio sono i principali responsabili della forza che il cemento svilupperà dopo l'idratazione. Il C_3A può portare a problemi di durata quando il calcestruzzo è a contatto con suoli o acque sotterranee contenenti solfati. Facendo variazioni relativamente piccole nelle proporzioni relative delle materie prime, si possono ottenere cambiamenti relativamente grandi nelle proporzioni relative dei principali composti del cemento Portland.

Compound	Reaction Rate	Heat Liberated	Contribution to Strength
C_3S	Moderate	High	High
C_2S	Slow	Low	Low initially; high later
$\text{C}_3\text{A} + \text{C}\bar{\text{S}}\text{H}_2$	Fast	Very high	Low
$\text{C}_4\text{AF} + \text{C}\bar{\text{S}}\text{H}_2$	Moderate	Moderate	Low

Tabella 2.2 – Contributo dei composti del cemento all'idratazione del cemento Portland

Le reazioni di idratazione del cemento Portland non comportano la completa dissoluzione dei grani di cemento; piuttosto, le reazioni avvengono tra l'acqua e le superfici esposte delle particelle di cemento. Di conseguenza, la finezza del cemento avrà un effetto considerevole sulla sua velocità di reazione, poiché determinerà la superficie esposta all'acqua.

Chiaramente, i cementi più finemente macinati si idratano più rapidamente, ma danno luogo a tassi più elevati di liberazione del calore durante l'idratazione, le cui conseguenze sono discusse più avanti.

2.3 Idratazione del cemento

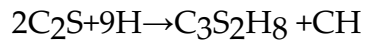
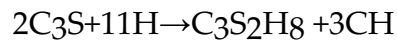
Le reazioni di idratazione che avvengono tra cemento Portland e acqua finemente macinati sono molto complesse, poiché i singoli granuli di cemento variano in dimensioni e composizione. Di conseguenza, anche i prodotti di idratazione risultanti non sono uniformi; la loro composizione chimica e le caratteristiche microstrutturali variano non solo con il tempo ma anche con la loro posizione all'interno del calcestruzzo. Le caratteristiche fondamentali dell'idratazione del cemento Portland possono essere descritte come segue:

- Finché i singoli grani di cemento rimangono separati l'uno dall'altro dall'acqua, la pasta di cemento rimane fluida;
- I prodotti delle reazioni di idratazione occupano un volume maggiore di quelli che sono occupati dai grani di cemento originari;
- Man mano che i prodotti di idratazione iniziano a interagire, si verifica la presa;
- Man mano che le reazioni di idratazione continuano, si formano ulteriori legami tra i grani di cemento che portano al rafforzamento del sistema.

2.3.1 Chimica dell'idratazione

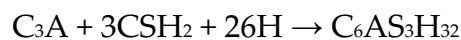
I principali prodotti delle reazioni di idratazione, che sono principalmente responsabili della resistenza del calcestruzzo, sono gli idrati di calcio silicato che costituiscono la maggior parte del cemento idratato. Sono

formati dalle reazioni tra i due silicati di calcio e l'acqua. Usando la notazione abbreviata queste reazioni possono essere scritte come:

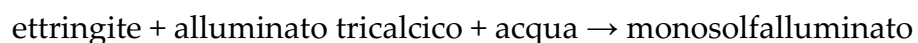
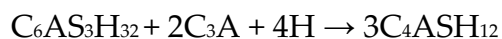


In realtà, l'idrato di silicato di calcio è un materiale amorfo che è spesso indicato semplicemente come C-S-H. Queste reazioni si verificano dapprima sulle superfici del cemento finemente suddiviso; mentre gli strati superficiali reagiscono, l'acqua deve diffondersi attraverso i prodotti di idratazione per raggiungere il materiale ancora non idratato affinché le reazioni continuino. Le reazioni continueranno, ad un ritmo sempre più basso, fino a quando tutta l'acqua disponibile per l'idratazione sarà esaurita o tutto lo spazio disponibile per i prodotti di idratazione sarà riempito.

In assenza del gesso che è interrato con il clinker di cemento Portland, il C_3A reagirebbe molto rapidamente con l'acqua, portando ad una regolazione precoce (entro pochi minuti) del cemento, che, ovviamente, è altamente indesiderabile. In presenza di gesso, tuttavia, sulla superficie delle particelle C_3A si forma uno strato di ettringite che rallenta la successiva idratazione:



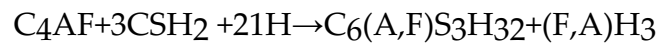
Man mano che il gesso si esaurisce con questa reazione, l'ettringite e il C_3A reagiscono ulteriormente:



Il monosolfato è quindi la fase stabile nel calcestruzzo.

La fase di ferrite è molto meno reattiva rispetto alla C_3A , quindi non si combina con gran parte del gesso.

La sua reazione può essere scritta come:



(A,F) significa che A e F si verificano in modo intercambiabile nei cosiddetti idrati esagonali, ma il rapporto A/F non deve essere uguale a quello dei composti progenitori. Questi idrati derivano il loro nome dal fatto che tendono a presentarsi in sottili piastre esagonali. L'idrato di alluminato di tetracalcium è strutturalmente correlato al monosulfoalluminato; l'idrossido di allumina ferrica è amorfo.

È necessario sottolineare che le formule chimiche nelle equazioni sono solo approssimative. Ci possono essere fino al 5% di varie altre impurità nelle materie prime utilizzate per produrre cemento (K_2O , Na_2O , MgO , ecc.) E questi atomi trovano anche la loro strada nella struttura dei composti di idratazione, quindi le fasi pure rappresentati sopra sono raramente trovati in quella forma. In generale, questo ha scarso effetto sulle proprietà meccaniche del cemento indurito o del calcestruzzo; tuttavia, le impurità possono avere un effetto considerevole sulla durabilità del calcestruzzo e sulle interazioni tra il cemento e gli additivi chimici moderni.

2.3.2 Sviluppo dei prodotti per l'idratazione

Le reazioni di idratazione sopra descritte si verificano a velocità molto diverse, quindi i tassi di sviluppo della forza e le resistenze finali raggiunte dai vari prodotti di idratazione variano ampiamente (Figura 2.7). La maggior parte della forza viene dall'idratazione dei silicati di calcio. Il C_3S

idratata più rapidamente rispetto al C_2S e quindi è responsabile della maggior parte del guadagno di forza iniziale. Le fasi di alluminato e ferrite si idratano rapidamente ma contribuiscono poco alla forza.

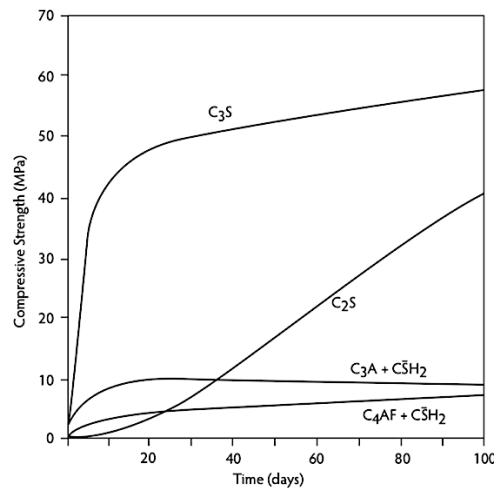


Figura 2.7 - Sviluppo della resistenza a compressione dei composti di cemento

Il corso dell'idratazione del cemento Portland è meglio descritto facendo riferimento alla Figura 2.8, in cui il processo di idratazione è diviso in cinque fasi sulla base della quantità di calore che viene liberata. Il primo stadio dura solo pochi minuti; il calore liberato è dovuto principalmente alla bagnatura e alla dissoluzione precoce dei grani di cemento. Nella seconda fase, o di induzione, che può durare per diverse ore, c'è pochissima attività di idratazione e la pasta di cemento rimane fluida. L'inizio dell'idratazione di C_3S segna l'inizio del terzo stadio, durante il quale avvengono sia il set iniziale che il set finale, dovuti alla produzione dei prodotti di idratazione e allo sviluppo di uno scheletro microstrutturale solido. La fase quattro è contrassegnata dall'idratazione del C_3A dopo l'esaurimento del gesso. Infine, nella quinta fase, la velocità di reazione rallenta fintanto che l'acqua è presente e lo scheletro sviluppato nella fase tre viene riempito e densificato da ulteriori prodotti di idratazione.

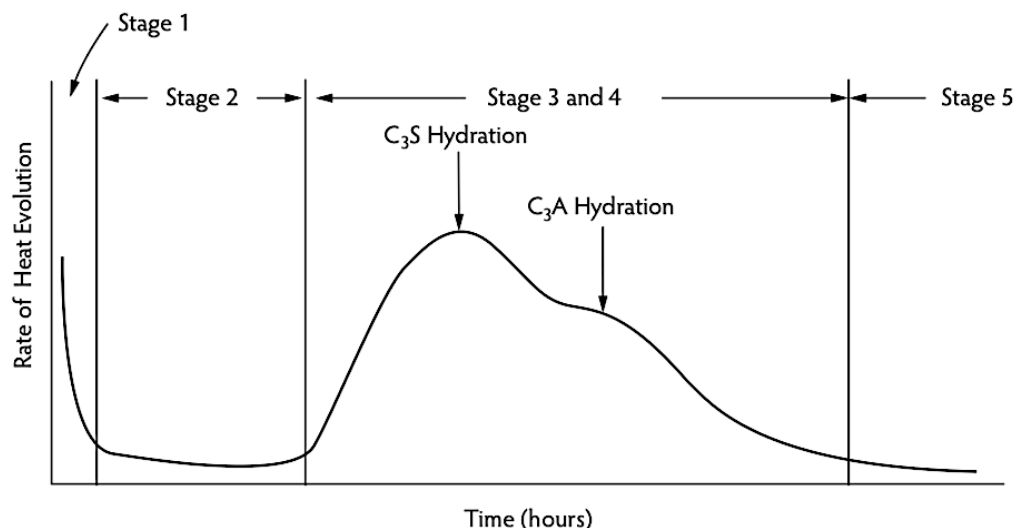


Figura 2.8 -- Tasso di evoluzione di calore durante l'idratazione del cemento Portland

2.3.3 Proprietà meccaniche dei prodotti di idratazione

Ciò che determina le proprietà meccaniche del cemento indurito non sono tanto i dettagli chimici delle reazioni di idratazione, quanto la microstruttura fisica sviluppata a seguito di queste reazioni. Non appena si forma una matrice continua di C-S-H, la porosità del sistema è ridotta, ed è questa riduzione della porosità che è in gran parte responsabile del guadagno di forza con un crescente grado di idratazione. Naturalmente, oltre alla C-S-H, la matrice indurita contiene anche i residui non ancora disidratati dei granuli di cemento, i cristalli relativamente grandi di idrossido di calcio e i cristalliti di monosolfato di alluminio, ma questi ultimi sono più importanti per la resistenza che per la forza considerazioni. Qui, ci concentriamo sulla porosità risultante del sistema. I pori possono esistere in cemento Portland idratato su una vasta gamma di dimensioni. Possono generalmente essere classificati nelle seguenti gamme di dimensioni:

- Micropori, che sono <2,5 nm
- Mesopori, che vanno da 2,5 a 100 nm (0,1 μm)

- Macropori, che sono $> 100 \text{ nm}$

Se, tuttavia, adottiamo il modello semplificato della struttura dei pori, suggerito per la prima volta da Powers (1958), è possibile correlare la forza della pasta indurita alla sua porosità. Poteri suddivisi i pori in due tipi. I pori del gel, con un diametro $< 10 \text{ nm}$, sono una parte intrinseca della microstruttura della pasta indurita, mentre i pori capillari, $> 10 \text{ nm}$ di diametro, rappresentano gli spazi nella pasta indurita che erano originariamente riempiti con acqua di miscelazione e non hanno stato completamente riempito dai vari prodotti di idratazione. Maggiore è la quantità di acqua di miscelazione utilizzata, quindi maggiore è il volume dei pori capillari; il volume dei pori del gel è in gran parte indipendente dalla quantità di acqua di miscelazione. È possibile calcolare la frazione di volume dei pori e la frazione solida in termini di due parametri: il rapporto acqua / cemento originale (w/c) e il grado di idratazione (α), che è la frazione di cemento che è idratata e varia da 0 a 1. Le seguenti equazioni sono state originariamente determinate empiricamente da Powers e sono ancora spesso utilizzate:

- Volume di prodotti di idratazione totale = $0,68\alpha \text{ cm}^3/\text{g}$ di cemento originale (inclusi i pori del gel);
- Volume di cemento non idrato = $0,32 (1-\alpha) \text{ cm}^3/\text{g}$ di cemento originale;
- Volume dei pori capillari = $[w/c - 0,36\alpha] \text{ cm}^3/\text{g}$ di cemento originale;
- Volume dei pori del gel = $0,16\alpha \text{ cm}^3/\text{g}$ di cemento originale;
- Porosità capillare (volume relativo dei pori capillari) = $\frac{w/c - 0,36\alpha}{w/c + 0,32}$

2.4 Aggregati

Gli aggregati costituiscono circa il 75% del volume di calcestruzzo, quindi le loro proprietà hanno una grande influenza sulle proprietà del calcestruzzo (Alexander e Mindess, 2005). Gli aggregati sono materiali granulari, più comunemente ghiaie e sabbie naturali o pietre frantumate, sebbene occasionalmente si utilizzino materiali sintetici come scorie o argille espanse o scisti. La maggior parte degli aggregati ha un peso specifico compreso tra 2,6 e 2,7, sebbene sia gli aggregati pesanti sia quelli leggeri vengono talvolta utilizzati per calcestruzzi speciali, come descritto più avanti. Il ruolo dell'aggregato è quello di fornire stabilità dimensionale e resistenza all'usura molto migliori; senza aggregati, i grandi getti di pasta di cemento puro si autodistruggono essenzialmente all'essiccazione. Inoltre, poiché sono meno costosi del cemento Portland, gli aggregati portano alla produzione di calcestruzzi più economici. In generale, gli aggregati sono molto più forti della pasta di cemento, quindi le loro esatte proprietà meccaniche non sono considerate di grande importanza (eccetto per i calcestruzzi ad altissima resistenza). Allo stesso modo, si presume che siano completamente inerti in una matrice cementizia, sebbene questo non sia sempre vero. Per i calcestruzzi ordinari, le proprietà aggregate più importanti sono la classificazione delle particelle (o distribuzione delle dimensioni delle particelle), la forma e la porosità, nonché la possibile reattività con il cemento. Naturalmente, tutti gli aggregati dovrebbero essere puliti, cioè privi di impurità come sale, argilla, sporco o corpi estranei. Per comodità, gli aggregati sono generalmente divisi in due intervalli di dimensioni: aggregato grossolano, che è la frazione di materiale trattenuta su un setaccio n. 4 (4,75 mm) e aggregato fine, che è la frazione che passa il n. setaccio ma mantenuto su un setaccio n. 100 (0,15 mm).

2.5 Forma e struttura delle particelle

Idealmente, per minimizzare la quantità di pasta di cemento necessaria per fornire un'adeguata lavorabilità del calcestruzzo fresco, le particelle di aggregato per il calcestruzzo normale dovrebbero essere approssimativamente equidimensionali con superfici relativamente lisce, come la maggior parte delle sabbie e ghiaie naturali. Dove non sono disponibili sabbie naturali e ghiaie, si può usare la pietra frantumata. La pietra schiacciata tende ad avere una superficie più ruvida e ad avere una forma più spigolosa. Di conseguenza, tende a richiedere un po' più di pasta di cemento per la lavorabilità. Indipendentemente dall'utilizzo di ghiaie naturali o pietre frantumate, è necessario evitare particelle piatte o allungate, poiché potrebbero causare problemi di lavorabilità e finitura.

2.5.1 Classificazione delle particelle

La distribuzione granulometrica in un campione di aggregato, denominato gradazione, è generalmente espressa in termini di percentuale cumulativa di particelle che passano (o trattenute) su una serie specifica di setacci. Queste distribuzioni sono mostrate più comunemente graficamente come curve di valutazione. Esempi di tali curve sono riportati nella Figura 2.9, che mostra i normali limiti di classificazione nordamericani per l'aggregato fine e per una dimensione massima specifica (38,1 mm) di aggregato grossolano. Tali limiti di classificazione sono stati determinati empiricamente. Sono destinati a fornire un imballaggio abbastanza denso di particelle aggregate, ancora una volta per ridurre al minimo il fabbisogno di pasta di cemento; tuttavia, non esiste una classificazione aggregata ideale che possa essere derivata teoricamente.

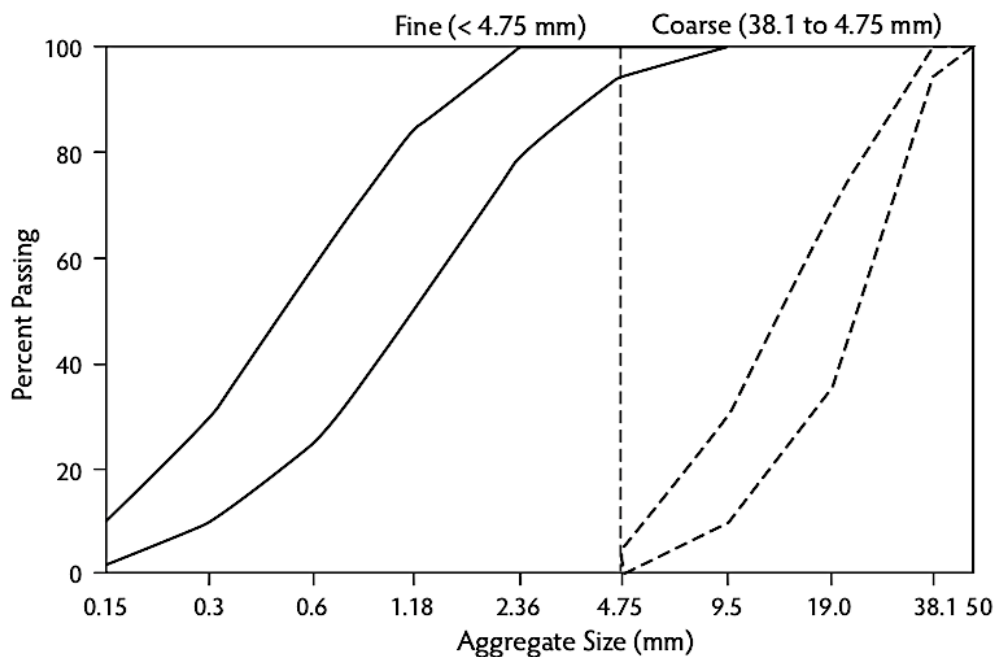


Figura 2.9 - Limiti di classificazione ASTM per aggregati fini e grossolani con granulometria massima di 38,1 mm.

In pratica, si può fornire un buon calcestruzzo con una discreta gamma di valutazioni aggregate. Sebbene il tipo continuo di classificazione descritto nella figura 2.9 sia il più comune, a volte vengono utilizzati altri tipi di classificazione per scopi speciali; per esempio, la valutazione del gap si riferisce a una classificazione in cui una o più frazioni di dimensione intermedia viene omessa. Questo è a volte conveniente quando è necessario mescolare diversi aggregati per ottenere un “grading” adatto. Tali calcestruzzi sono anche soggetti alla segregazione del calcestruzzo fresco. Il calcestruzzo senza fine è un caso particolare di calcestruzzo a gradiente in cui l'aggregato fine (<4,75 mm) viene omesso interamente per produrre un calcestruzzo poroso e più leggero che, ad esempio, può consentire all'acqua di defluire attraverso di esso. Per gli aggregati fini, la distribuzione delle dimensioni delle particelle tende ad essere descritta da un singolo numero, il modulo di finezza (FM), che è definito come:

$$FM = \frac{\sum(\text{cumulative \% retained on standard sieves})}{100}$$

Normalmente, la FM dovrebbe essere compresa tra 2,3 e 3,1 (valori più alti implicano un materiale più grossolano).

2.5.2 Contenuto d'acqua degli aggregati

Gli aggregati possono trattenere l'acqua in due modi: assorbiti all'interno della porosità o trattenuti sulla superficie delle particelle come film umido. Pertanto, a seconda dell'umidità relativa, delle condizioni meteorologiche recenti e della posizione all'interno della riserva aggregata, le particelle di aggregato possono avere un contenuto di umidità variabile. Ai fini del dosaggio del mix, tuttavia, è necessario sapere quanta acqua l'aggregato assorbirà dall'acqua di miscelazione o quanta acqua extra l'aggregato potrebbe contribuire. Si vedono quattro diversi stati di umidità:

- Forno secco (OD): tutta l'umidità viene eliminata riscaldando gli aggregati in un forno a 105 ° C a peso costante.
- Aria secca (AD): non è presente umidità superficiale, ma i pori potrebbero essere parzialmente pieni.
- Saturated surface dry (SSD): tutti i pori sono pieni, ma la superficie è completamente asciutta.
- Pori bagnati: tutti i pori sono pieni e sulla superficie è presente un film d'acqua.

Di questi quattro stati, solo due (OD e SSD) corrispondono a condizioni di umidità ben definite; o uno può essere usato come punto di riferimento per il calcolo del contenuto di umidità (Dr. Edward G. Nawy).

2.6 Minerali additivi

Gli additivi sono aggiunti nel calcestruzzo per migliorarne la qualità. Gli additivi minerali comprendono Fly Ash (FA), Silica Fume (SF), Blast Furnace Slag (GGBS), e Highly Reactive Metakaolin (MK) che possiedono determinate caratteristiche che influenzano le proprietà del calcestruzzo in modo diverso. I benefici riportati degli additivi minerali sono spesso associati alle proprietà indurenti del calcestruzzo; tuttavia, gli additivi minerali possono anche influenzare le proprietà del calcestruzzo umido tra il tempo di miscelazione e indurimento in uno o più dei seguenti modi: richiesta di acqua, calore di idratazione, tempo di presa, essudamento e reattività. L'effetto degli additivi minerali sulle proprietà del calcestruzzo fresco è molto importante in quanto queste proprietà possono influenzare la durabilità e le proprietà meccaniche del calcestruzzo (Sadaqat Ullah Khan, 18 February 2014).

Fly Ash

La cenere volante o “fly ash” è un sottoprodotto della combustione del carbone polverizzato in centrali termiche. Un sistema di raccolta della polvere rimuove le ceneri volanti, come un residuo particolato fine, dai gas di combustione prima che vengano scaricate nell'atmosfera. I tipi e le quantità relative di materia incombustibile nel carbone utilizzato determinano la composizione chimica delle ceneri volanti. Più dell'85% della maggior parte delle ceneri volanti è costituito da composti chimici e vetri formati dagli elementi silicio, alluminio, ferro, calcio e magnesio. Generalmente, le ceneri volanti dalla combustione dei carboni sub-bituminosi contengono più calcio e meno ferro delle ceneri leggere del carbone bituminoso; inoltre, la cenere delle ceneri dei carboni sub-bituminosi contiene molto poco carbone incombusto. Le particelle di cenere

volante sono tipicamente sferiche, con diametro compreso tra $<1\text{ }\mu\text{m}$ e $150\text{ }\mu\text{m}$.

L'ASTM riconosce due classi generali di ceneri volanti:

- Classe C, normalmente prodotta da lignite e carbone sub-bituminoso;
- Classe F, normalmente prodotta da carbone bituminoso.

La cenere volante è un materiale a grana fine costituito principalmente da particelle sferiche e vetrose. Alcune ceneri contengono anche particelle irregolari o angolari. La dimensione delle particelle varia a seconda delle fonti. Alcune ceneri possono essere più fini o più grossolane delle particelle di cemento Portland.

Metodi di setacciatura a secco e ad umido sono comunemente usati per misurare la finezza delle ceneri volanti. ASTM C 311-77 raccomanda di determinare la quantità del campione trattenuto dopo setacciatura ad umido su un setaccio da $45\text{ }\mu\text{m}$, in conformità con ASTM C 430, tranne per il fatto che un campione rappresentativo di cenere volante o pozzolana naturale viene sostituito con cemento idraulico in la determinazione. La setacciatura a secco su un setaccio da $45\text{ }\mu\text{m}$ può essere eseguita secondo un metodo stabilito presso il Canada Centre for Mineral and Energy Technology (CANMET) (Malhotra e Wallace, 1993).

La superficie specifica delle ceneri volanti, che è l'area di un'unità di massa, può essere misurata con varie tecniche. La tecnica più comune è il metodo della superficie specifica Blaine, che misura la resistenza delle particelle compattate al flusso d'aria. ASTM C 204 descrive questo metodo per la misurazione della superficie del cemento Portland.

La scoria di altoforno è un sottoprodotto della lavorazione del ferro. Quando viene rapidamente raffreddato con acqua a uno stato vetroso e finemente macinato, sviluppa la proprietà di idraulicità latente. La maggior parte delle scorie così prodotte sono, di per sé, materiali cementizi in una certa misura, mentre altre lo diventano in presenza di attivatori come cemento Portland e solfato di calcio. La loro performance nel calcestruzzo, tuttavia, è indipendente dal fatto che siano intrinsecamente cementizi o meno. La tecnologia per l'utilizzo di scorie granulate in calcestruzzo è ormai consolidata in tutto il mondo. Questo processo usa decisamente meno acqua delle tecniche di granulazione. La scoria fusa viene dapprima espansa mediante trattamento con spruzzi d'acqua, e il materiale viene quindi passato su un tamburo alettato rotante. Il materiale semi-fuso viene quindi gettato in aria per il raffreddamento.

Le proporzioni di scorie di terra, granulate o macinate, di altoforno utilizzate nel calcestruzzo dipendono dalle esigenze del lavoro. Nelle normali operazioni di calcestruzzo preconfezionato, in cui l'obiettivo primario è la conservazione del cemento, le solite proporzioni variano dal 25 al 50% in peso del cemento su base cementizia sostitutiva; tuttavia, se lo scopo è quello di migliorare alcuni aspetti della durabilità del calcestruzzo (ad esempio la resistenza del solfato), il contenuto di scoria è almeno il 50% del materiale cementizio totale. Poiché ogni scoria ha una composizione chimica, un contenuto di vetro e una finezza unici, è necessario eseguire indagini di laboratorio esplorative con cemento, aggregati e additivi chimici da utilizzare in un progetto per determinare la percentuale corretta di scoria da incorporare nel concreto. Il peso specifico delle scorie varia da 2,85 a 2,95, rispetto a 3,15 per cementi Portland; quindi, una data sostituzione del cemento con scorie su base ponderale si traduce in un maggiore volume di

pasta in una miscela di calcestruzzo. Questo risultato è di scarsa importanza a percentuali inferiori di sostituzione del cemento. Se tuttavia vengono prese in considerazione le sostituzioni di cemento dal 50 al 75%, ciò influenzerà la reologia delle miscele di calcestruzzo e potrebbe consentire un certo aumento del volume di aggregato grezzo da utilizzare, specialmente in miscele che incorporano quantità maggiori di cemento.

Silica Fume

I fumi di silice sono un sottoprodotto della produzione di silicio o di varie leghe di silicio prodotte in fornaci ad arco elettrico sommerso. Il tipo di lega prodotta e la composizione di quarzo e carbone, i due componenti principali utilizzati nel forno ad arco elettrico sommerso, influenzano notevolmente la composizione chimica dei “Silica Fume” (Malhotra et al., 1987). La maggior parte dei dati pubblicati sull'uso di “Silica Fume” in cemento e calcestruzzo sono legati ai fumi di silice raccolti durante la produzione di una lega di silicio contenente almeno il 75% di silicio.

- I fumi di silice di produzione propria sono i fumi di silice raccolti nei sistemi di depolverazione noti come case bag. In questa forma, il materiale è molto fine e ha una densità apparente di circa 200-300 kg/m³, rispetto a 1500 kg/m³ per il cemento Portland (Malhotra et al., 1987). I fumi di silice di produzione propria sono disponibili in sacchi o alla rinfusa. A causa della sua estrema finezza, questa forma pone problemi di gestione; nonostante ciò, il materiale può essere trasportato e maneggiato come il cemento Portland.
- I fumi di silice compattati hanno una densità apparente compresa tra 500 e 700 kg/m³ ed è notevolmente più facile da maneggiare rispetto ai fumi di silice di produzione propria. Per produrre la forma compattata, la silica fume prodotta viene messa in un silo e l'aria compressa viene soffiata dal fondo del silo. Questo fa sì che le

particelle cadano, e così facendo si agglomerano. Gli agglomerati più pesanti cadono sul fondo del silo e vengono rimossi ad intervalli. La compattazione dell'aria dei fumi di silice prodotti è progettata in modo che gli agglomerati prodotti siano piuttosto deboli e si rompano rapidamente durante la miscelazione del calcestruzzo. Sono stati anche utilizzati mezzi meccanici per produrre fumi di silice compatti.

- I prodotti a base d'acqua sono più lenti del trasporto e del trasporto di problemi associati a fumi di silice di produzione propria; la sospensione contiene da circa il 40% al 60% di particelle solide. Tipicamente, questi fanghi hanno una densità di circa 1300 kg/m³. Alcuni fanghi possono contenere additivi chimici come superfluidificanti, riduttori di acqua e ritardanti.

I fumi di silice variano di colore dal pallido al grigio scuro. Il contenuto di carbonio e, in misura minore, il contenuto di ferro sembrano avere un'influenza significativa sul colore dei fumi di silice. Il peso specifico alla rinfusa è dell'ordine di 200 kg/m³ ed è di 500 kg/m³ una volta compattato. Il peso specifico dei fumi di silice è di circa 2,20. Le particelle hanno una vasta gamma di dimensioni, ma sono perfettamente sferiche. Il diametro medio delle particelle è di 0,1 µm, rispetto a 10 µm delle particelle di cemento. La superficie specifica dei fumi di silice varia tra 13.000 e 30.000 m²/kg, misurata con la tecnica di adsorbimento dell'azoto; i valori per il cemento Portland sono da 300 a 400 m²/kg come misurato con il metodo Blaine.

Capitolo 3

Creep e ritiro nel calcestruzzo

3.1 Generalità

Quando viene applicato un carico su un campione di calcestruzzo, questo mostra prima una deformazione istantanea che è seguita da un lento ulteriore aumento della deformazione. Questo lento aumento della deformazione, scoperto nel 1907 da Hatt, è chiamato creep (Hatt, W. K. 1907). I campioni di calcestruzzo si deformano lentamente nel tempo anche in assenza di carichi applicati. Queste deformazioni sono chiamate ritiro quando la temperatura è costante. (Bazant et al. 1982)

La deformazione totale di un elemento in calcestruzzo, soggetto a condizioni di carico e temperature costanti, è la somma della deformazione iniziale (ε_0), della deformazione viscosa o creep (ε_φ) e della deformazione da ritiro o shrinkage (ε_{cs}).

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_\varphi + \varepsilon_{cs}$$

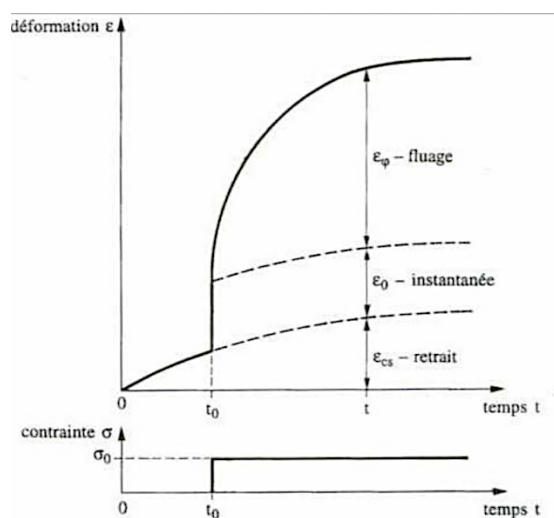


Figura 3.1 – Deformazione totale nel calcestruzzo per effetto di uno stato di tensione costante

3.2 Creep

Per definire lo scorrimento si devono considerare due campioni identici soggetti alle stesse storie ambientali, un campione caricato e l'altro privo di carico. La differenza della deformazione di questi due campioni definisce la deformazione istantanea più creep.

Lo scorrimento del calcestruzzo è un graduale aumento della deformazione nel tempo, dovuto all'azione di uno sforzo prolungato; questo può essere dello stesso ordine di grandezza del ritiro da essiccazione del calcestruzzo.

Quando un elemento strutturale in calcestruzzo viene essiccato sotto carico, lo scorrimento che si verifica è da una a due volte più grande di quanto lo sarebbe in condizioni di umidità costante. Aggiungendo un normale ritiro di essiccamento a questo e considerando il fatto che il valore di scorrimento può essere molte volte più grande della deformazione elastica sul carico, si può vedere che questi fattori possono causare una deflessione considerevole e che sono di grande importanza nella meccanica strutturale. Se viene rimosso un carico prolungato, lo sforzo diminuisce immediatamente di una quantità pari alla deformazione elastica; questo è generalmente inferiore alla deformazione elastica sul carico poiché il modulo elastico è aumentato nel periodo intermedio. Questa ripresa istantanea è seguita da una diminuzione graduale della deformazione, chiamata recupero del creep. Questa ripresa non è completa perché il creep non è semplicemente un fenomeno reversibile, vi è anche la parte plastica la cui deformazione non è recuperabile.

Si possono distinguere due meccanismi di scorrimento viscoso in assenza di essiccamento: creep a breve termine e creep a lungo termine.

Lo scorrimento a breve termine è una conseguenza della redistribuzione dell'acqua capillare all'interno della struttura della pasta cementizia indurita e lo scorrimento a lungo termine è una conseguenza dello

spostamento delle particelle di gel sotto carico e, in misura minore, dello scorrimento delle particelle di gel. L'essiccazione simultanea complica ulteriormente il processo perché la deformazione istantanea più la deformazione da scorrimento è maggiore della somma delle deformazioni da creep e da contrazione misurate separatamente. Lo sforzo aggiuntivo è normalmente associato allo scorrimento di essiccamento. Nell'analisi e nella progettazione, lo scorrimento viscoso è solitamente rappresentato utilizzando un fattore di creep che è il rapporto tra deformazione da scorrimento in qualsiasi momento e sforzo istantaneo (Ghodousi et al., 2009).

Lo scorrimento viscoso del calcestruzzo è suddiviso in creep di base e creep di essiccamento.

3.2.1 Creep di base

È considerata proprietà costitutiva di un materiale ed è indipendente dalla dimensione e dalla forma del campione. È definito come l'aumento del carico dipendente dal tempo sotto carico costante di un campione di calcestruzzo misurato su campioni sigillati. Questo per impedire l'ingresso o l'uscita di umidità da o verso il suo ambiente. Generalmente, i provini di calcestruzzo vengono caricati all'interno della gamma di sollecitazioni di servizio (nel range delle sollecitazioni di servizio si presume che lo scorrimento viscoso sia correlato linearmente allo stress). Per calcolare lo scorrimento di base da un campione di calcestruzzo è necessario sottrarre le deformazioni da ritiro misurate su un campione non caricato dalle deformazioni misurate su un campione di calcestruzzo caricato e sigillato.

3.2.2 Creep da essiccamento

Il creep da essiccamento, detto anche effetto "Pickett", è il creep in eccesso oltre la somma del ritiro e del creep base, come mostrato in Figura 3.2.

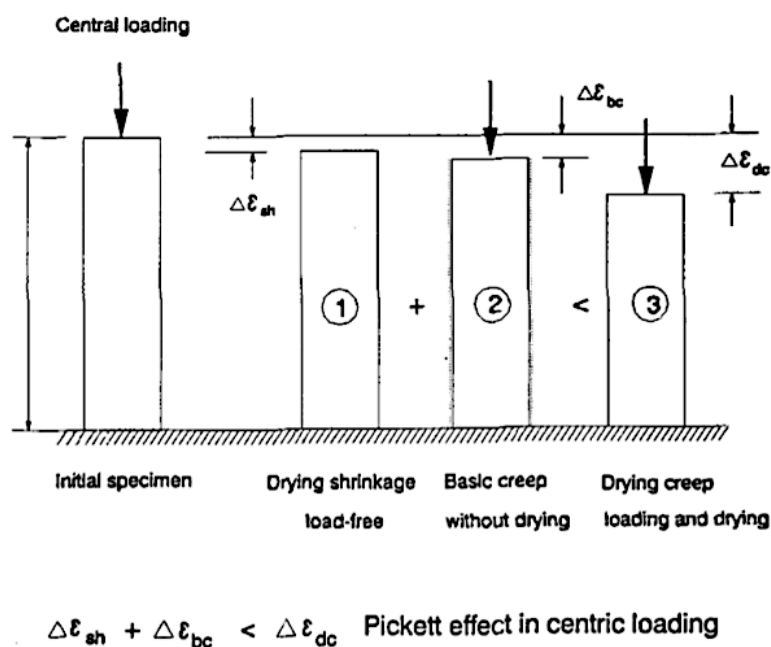


Figura 3.2 – Effetto Pickett con carico eccentrico

La maggior parte dei modelli ha cercato di spiegare la deformazione in eccesso con il cosiddetto effetto "micro cracking". A causa della non uniformità della distribuzione dell'umidità in un campione da ritiro (campione 1 in figura 3.2) lo strato superficiale del campione si asciuga e si restringe per primo, mentre lo strato interno rimane umido e non si restringe. Di conseguenza, lo strato superficiale è in tensione mentre lo strato interno è in compressione nella fase iniziale del processo di essiccazione. La trazione causa un "micro cracking" locale. A causa del comportamento anelastico non lineare del cemento e del creep non recuperabile causato dalla trazione, i micro-crack non possono chiudersi completamente quando la distribuzione dell'umidità si avvicina finalmente a uno stato uniforme. Di conseguenza, la contrazione misurata nel campione è sempre inferiore alla reale contrazione del campione. E questa

è la deformazione irreversibile che riduce la contrazione totale del campione.

Bazant e Chern hanno evidenziato che il “micro cracking” e altre deformazioni irreversibili formano solo una parte dell'effetto Pickett. Esiste un altro meccanismo: restringimento da stress. Questo meccanismo può essere spiegato da un diverso punto di vista. In sostanza, si possono distinguere due diversi tipi di processo di diffusione dell'umidità: macro-diffusione e micro-diffusione. La micro-diffusione trasporta l'acqua localmente tra i pori capillari (macro-pori) e i pori del gel (micro-pori), e questo trasporto influisce sul tasso di deformazione della struttura solida del gel di cemento. Il movimento delle molecole d'acqua attraverso i pori del gel favorisce la rottura dei legami che sono la fonte del creep, e quindi influenza lo scorrimento.

3.3 Ritiro

Il ritiro è la diminuzione di volume che il calcestruzzo subisce, in assenza di sollecitazioni, a causa di una serie di reazioni chimico-fisiche. La principale di queste è legata all'evaporazione dell'acqua d'impasto durante la fase di maturazione.

Si analizzano i vari tipi di ritiro: ritiro plastico,

3.3.1 Ritiro plastico

Il ritiro plastico, detto anche “plastic shrinkage” si manifesta subito dopo che il calcestruzzo è stato messo in opera ed è ancora in condizioni plastiche. Il ritiro plastico è dovuto alla perdita di acqua per evaporazione dalla superficie libera del calcestruzzo che si traduce in riduzione di volume. Le particelle di aggregato o l'armatura si oppongono a questa riduzione e ciò causa delle crepe sulla superficie o internamente attorno all'aggregato o al rinforzo.

Nel caso di piani e pavimenti in cui la superficie esposta all'essiccazione è grande rispetto alla profondità, quando questa grande superficie è esposta al sole caldo e al vento, la superficie del calcestruzzo si asciuga molto velocemente e ciò comporta un ritiro plastico.

Anche un calcestruzzo mal fatto con un elevato rapporto acqua/cemento porta ad un ritiro eccessivo, poiché quando l'acqua sulla superficie si asciuga, il calcestruzzo superficiale collassa causando crepe.

Il calcestruzzo plastico è talvolta soggetto a vibrazioni involontarie o al cedimento del supporto di casseforme che provoca nuovamente fessurazioni da ritiro plastico poiché il calcestruzzo in questa fase non ha sviluppato una resistenza sufficiente.

Dunque, si può dedurre che l'alto rapporto acqua/cemento, il calcestruzzo mal proporzionato, l'essiccazione rapida, le vibrazioni involontarie sono alcuni dei motivi del ritiro plastico.

Il ritiro plastico può essere ridotto principalmente prevenendo la rapida perdita di acqua dalla superficie. Questo può essere fatto coprendo la superficie con fogli di polietilene immediatamente durante l'operazione di finitura; da nebbia spray che mantiene la superficie umida; o lavorando di notte. Si consiglia inoltre l'uso di una piccola quantità di polvere di alluminio per compensare l'effetto del ritiro plastico. Allo stesso modo, cemento espansivo o cemento compensato da ritiro può essere utilizzato anche per controllare il ritiro durante l'impostazione del calcestruzzo (Jamal, 2017).

3.3.2 Ritiro d'essiccamento

Il ritiro d'essiccamento, detto anche “drying shrinkage”, è definito come la contrazione di una miscela di calcestruzzo indurito a causa della perdita di acqua capillare. Maggiore è la quantità di acqua nel calcestruzzo fresco,

maggiore è il restringimento dell'essiccazione. Questa contrazione provoca un aumento dello sforzo di trazione, che può portare a fessurazioni, deformazioni interne e deflessione esterna, prima che il calcestruzzo venga sottoposto a qualsiasi tipo di carico.

Il fenomeno dell'essiccazione si sviluppa molto lentamente e può avere una durata di molti anni, durante i quali la massa di calcestruzzo è soggetta ad una continua, anche se decrescente, riduzione di volume.

Il ritiro di essiccazione dipende da diversi fattori. Questi fattori includono le proprietà dei componenti, le proporzioni dei componenti, il modo di miscelazione, la quantità di umidità durante la polimerizzazione, l'ambiente secco e le dimensioni dei membri.

Il potenziale di contrazione di un particolare calcestruzzo è influenzato dalla quantità di miscelazione, dal tempo trascorso dopo l'aggiunta di acqua, dalla fluttuazione della temperatura, dal crollo, dal posizionamento e dalla polimerizzazione. Anche la composizione del cemento è molto importante. Ogni tipo di aggregato e di cemento ha caratteristiche distintive, ognuna delle quali contribuisce a una contrazione concreta. Le quantità di acqua e di additivi utilizzati durante la miscelazione hanno anche effetti diretti e indiretti sull'essiccazione del ritiro del calcestruzzo. La contrazione in calcestruzzo si verifica principalmente a causa dell'evaporazione dell'acqua di miscelazione capillare. La gravità di questa contrazione dipende dalle proprietà fisiche del calcestruzzo incluse le dimensioni della struttura, la posizione della struttura e la temperatura circostante.

3.3.3 Ritiro autogeno

Il ritiro autogeno è la riduzione macroscopica del volume dei materiali cementizi quando il cemento idrata dopo la messa in opera iniziale. La contrazione autogena non include la variazione di volume dovuta a perdita o ingresso di sostanze, variazione di temperatura, applicazione di una forza esterna e restrizione.

La contrazione autogena può essere espressa come percentuale di riduzione del volume "rapporto di restringimento autogeno" o variazione di una lunghezza dimensionale "deformazione da ritiro autogeno" (E. Tazawa, 1999).

Le spiegazioni esistenti sulla contrazione autogena si basano sulle teorie dell'idratazione del cemento. Nelle primissime fasi dopo la miscelazione il cemento consuma acqua e i prodotti di idratazione richiedono un volume inferiore rispetto ai singoli composti. Questa reazione è definita ritiro chimico e non può essere evitata in nessuna pasta di cemento. La velocità e la quantità massima di ritiro chimico dipendono fortemente dal tipo di cemento.

Il ritiro autogeno è anche governato dalle relazioni di Kelvin e Laplace, che mostrano come la pressione capillare spinga il menisco d'acqua più lontano tra i pori e quindi trascina le pareti dei pori della colla più vicine. Questo stress da contrazione dipende dalla densità e dalla porosità della microstruttura, che sono influenzate dai materiali utilizzati e dalle proporzioni della miscela (come il rapporto w/c).

Questo lavoro "precoce" si riferisce al periodo di 24 ore successivo alla miscelazione del calcestruzzo. Quando si misura il restringimento chimico può essere necessario esaminare i risultati per un periodo di tempo più lungo (cioè 72 ore) per vedere più chiaramente le tendenze derivanti dalle regolazioni dei parametri materiali (Holt, 2001).

3.3.4 Ritiro di carbonatazione

L'anidride carbonica presente nell'atmosfera reagisce in presenza di acqua con cemento idratato. L'idrossido di calcio $[\text{Ca}(\text{OH})_2]$ viene convertito in carbonato di calcio e anche altri composti di cemento sono decomposti. Una tale decomposizione completa del composto di calcio in cemento idratato è chimicamente possibile anche a bassa pressione di anidride carbonica in atmosfera normale. La carbonatazione penetra molto lentamente oltre la superficie esposta del calcestruzzo. Il tasso di penetrazione del biossido di carbonio dipende anche dal contenuto di umidità del calcestruzzo e dall'umidità relativa del mezzo ambientale. La carbonatazione è accompagnata da un aumento di peso del calcestruzzo e dal restringimento.

Il ritiro di carbonatazione è probabilmente causato dalla dissoluzione dei cristalli di idrossido di calcio e dalla deposizione di carbonato di calcio al suo posto. Poiché il nuovo prodotto ha un volume inferiore al prodotto sostituito, si verifica una contrazione. La carbonatazione del calcestruzzo determina anche una maggiore resistenza e una ridotta permeabilità, probabilmente perché l'acqua rilasciata dalla carbonatazione favorisce il processo di idratazione e anche il carbonato di calcio riduce i vuoti all'interno della pasta di cemento. Poiché l'entità della riduzione della carbonatazione è molto piccola rispetto al ritiro a lungo termine, questo aspetto non ha molta importanza (Jamal, 2017).

3.4 Natura fisica del creep e del ritiro

Il creep del calcestruzzo ha la sua origine nella pasta cementizia indurita e, a forti sollecitazioni, anche nel fallimento del legame impasto-aggregato. L'impasto cementizio è costituito da gel di cemento solido e contiene numerosi pori capillari.

Il gel di cemento contiene circa il 40-55% dei pori in volume, ha una grande area superficiale di pori (circa $500\text{m}^2/\text{cm}^3$) ed è costituito da fogli di dimensioni colloidali (di spessore medio di circa 30 Å). I fogli sono formati principalmente da idrati di calcio silicato e sono fortemente idrofili. Poiché i pori del gel di cemento sono micro-pori di dimensioni sub-capillari non possono contenere acqua o vapore liquidi; ma contengono acqua evaporabile (acqua che non è legata chimicamente negli idrati), che è fortemente sostenuta da superfici solide e può essere considerata acqua (o impedimento) assorbita o acqua intercalare. Quest'acqua può esercitare sulle pareti dei pori una pressione significativa chiamata pressione disgiunta il cui valore dipende dalla temperatura e dal grado di saturazione idrica dei pori capillari. I legami e i contatti tra i fogli colloidali in gel cementizio sono altamente disordinati e instabili. Perciò ci si può aspettare che il creep sia causato da cambiamenti nella struttura solida. Sebbene il meccanismo preciso di creep sia ancora discusso, possono essere coinvolti processi di legatura e rilegatura simili al movimento di una dislocazione e può anche essere possibile che varie particelle solide spostino o migrino da zone altamente sollecitate a zone senza stress come le superfici di pori più grandi. A causa della pressione disgiunta, i legami si indeboliscono per la presenza di acqua, e questo spiega perché dopo l'essiccazione lo scorrimento è inferiore.

Durante l'asciugatura, d'altra parte, lo scorrimento è superiore a quello dei campioni sigillati. Questo effetto, chiamato creep d'essiccamento o effetto "Pickett", probabilmente ha due fonti. Uno può essere il fatto che l'acqua si diffonde dai micro-pori di gel caricati e crea disordine facilitando le migrazioni di particelle solide.

Un'altra causa, probabilmente la più importante, è probabilmente quella macroscopica, cioè gli sforzi e il micro-cracking sono prodotti dall'essiccamento nel campione nel suo insieme (Bazant, 1982).

3.5 Fattori che influenzano creep e ritiro

Il creep ed il ritiro del calcestruzzo sono influenzati da un gran numero di fattori, che possono essere suddivisi in fattori intrinseci ed estrinseci. I fattori intrinseci sono ad esempio le caratteristiche dei materiali che vengono fissate una volta per tutte quando il getto viene colato. I fattori estrinseci sono quelli che possono variare dopo la colatura del getto: comprendono temperatura, contenuto di acqua interstiziale, età al carico, ecc.

I principali fattori intrinseci sono: il modulo elastico dell'aggregato, la frazione dell'aggregato nel calcestruzzo e la dimensione massima dell'aggregato. L'aumento di uno di questi fattori causa una riduzione del creep e del ritiro. Questo perché l'aggregato non si deforma in modo apprezzabile e ha un effetto restrittivo su creep e ritiro. Per quanto riguarda il ritiro, aumenta anche all'aumentare del rapporto acqua/cemento della miscela di calcestruzzo.

Tra i numerosi fattori dobbiamo distinguere quelli locali da quelli esterni. I primi sono anche detti variabili di stato e sono quelli che possono essere trattati come proprietà puntiformi di un continuum. Le variabili di stato

che influenzano il creep sono: temperatura, età, grado di idratazione, umidità nei pori e il contenuto di acqua dei pori. (Bazant, 1982).

3.6 Fattori che influiscono sul ritiro d'essiccamento

Ci sono molti fattori che influenzano la grandezza e il tasso di essiccamento del calcestruzzo. I metodi per ridurre il ritiro di essiccamento sono descritti di seguito (ACI Committee, 2005).

3.6.1 Effetto delle proporzioni della miscela sul ritiro di essiccamento

Il ritiro di essiccazione di una data miscela di calcestruzzo è regolato dal ritiro della pasta di cemento e dalla quantità e proprietà dell'aggregato. Il fattore più importante che influenza il potenziale ritiro del calcestruzzo è il volume totale dell'aggregato in una miscela, poiché l'aggregato trattiene il ritiro della pasta cementizia. È stato trovato (Pickett, 1956) che il ritiro del calcestruzzo S_c è correlato al restringimento della pasta di cemento S_p e al volume del contenuto aggregato g secondo l'equazione:

$$S_c = S_p(1 - g)^n$$

Dove, S_p = restringimento cemento; S_c = restringimento del calcestruzzo; g = frazione volumetrica aggregati; n = variabile.

I valori suggeriti di n sono compresi tra 1,2 e 1,7. La maggior parte del calcestruzzo utilizzato nella costruzione generale ha frazioni volumetriche degli aggregati comprese tra 0,6 e 0,8.

Anche un aumento della dimensione massima dell'aggregato e una diminuzione concomitante del contenuto di pasta riducono il ritiro d'essiccamento. La dimensione e la classificazione dell'aggregato non influiscono direttamente sul ritiro di un calcestruzzo; tuttavia, una modifica della dimensione massima dell'aggregato da 6 a 150 mm può comportare un aumento del volume aggregato da 0,6 a 0,8. Ciò comporterebbe una

riduzione di circa il 50% del restringimento, Un aggregato più arrotondato può comportare una riduzione del contenuto di pasta che si tradurrà in una contrazione inferiore.

L'aumento del contenuto totale di acqua tenderà ad aumentare il ritiro perché l'acqua o il cemento addizionali diminuiranno il contenuto aggregato in una miscela.

L'aggregato trattiene il ritiro della pasta cementizia. Il calcestruzzo contenente un aggregato con un alto modulo di elasticità tenderà ad avere una contrazione da essiccazione inferiore rispetto al calcestruzzo contenente un aggregato con un basso modulo di elasticità.

Bisogna fare attenzione agli aggregati contenenti minerali argillosi, come la breccia, poiché questi tendono ad aumentare la contrazione da essiccamento a causa delle loro elevate esigenze idriche (Rhoades e Mielenz 1948).

Gli aggregati leggeri tendono ad aumentare il ritiro d'essiccamento del calcestruzzo; tuttavia, con un'adeguata selezione di aggregati è possibile limitare questo effetto.

La chimica del cemento gioca un ruolo nel ritiro del calcestruzzo. Roper (1974) ha condotto un ampio lavoro sugli effetti di varie composizioni di cemento sulla contrazione dei campioni di malta ed ha scoperto che i cementi con basse quantità di solfato possono mostrare un maggiore ritiro. Mentre il ritiro del calcestruzzo realizzato con un alto contenuto di allumina si verifica più rapidamente. I cementi finemente macinati, come si trovano tipicamente nei cementi ASTM C 150 Tipo III, provocano un maggiore ritiro rispetto ai cementi macinati più grossolani.

Quando il contenuto di aria totale del calcestruzzo è inferiore all'8%, generalmente non c'è alcun effetto sull'entità del ritiro da essiccamento (Davis e Troxell 1954).

Sia i materiali chimici che i materiali cementizi supplementari influenzano il ritiro da essiccamento misurato. L'effetto degli additivi sulla riduzione dell'essiccazione è discusso da Brooks (1989, 1999) dove vengono fatte ampie discussioni relative ad altri cambiamenti che sono comunemente fatti quando si usano questi additivi come cambiamenti nel contenuto di cemento o nell'uso dell'acqua (ACI Committee, 2005).

3.6.2 Effetto dell'ambiente sul ritiro d'essiccamento

L'ambiente in cui il calcestruzzo viene miscelato, collocato e curato e a cui viene esposto durante la sua vita ha un effetto significativo sull'essiccamento del calcestruzzo. L'umidità bassa, il vento e le alte temperature tendono ad aumentare il tasso di essiccamento portando ad un aumento dei tassi e delle grandezze del ritiro.

Il restringimento è principalmente influenzato dall'umidità relativa dell'aria che circonda il calcestruzzo.

Vi sono vari rapporti matematici che sono stati usati per correlare il ritiro da essiccamento all'umidità relativa. La formula più comunemente utilizzata che riguarda il ritiro da essiccazione all'umidità relativa h , in percentuale, è la seguente:

$$ritiro \propto 1 - \left(\frac{h}{100} \right)^b$$

Valori tipici per b range da 1 a 4.

Questa equazione potrebbe non essere applicabile ad un calcestruzzo con umidità inferiore al 50%, poiché esistono scarsi dati per questa condizione. A causa della mancanza di dati, il test può essere appropriato per il calcestruzzo nei climi secchi e nelle regioni desertiche e per l'interno di edifici riscaldati senza umidificatori.

Muller e Pristl (1993) hanno riscontrato che i campioni di calcestruzzo conservati in un ambiente con umidità relativa costante del 65% presentavano un ritiro di essiccazione maggiore rispetto ai campioni conservati in un ambiente che oscillava tra il 40 e il 90% di umidità relativa, con un'umidità relativa media del 65%.

L'effetto della sola temperatura elevata sulla contrazione in calcestruzzo è meno pronunciato rispetto all'effetto di una riduzione dell'umidità relativa (ACI Committee, 2005).

3.6.3 Effetto del design e della costruzione sul ritiro d'essiccamento

Ci sono molti fattori nel cantiere che possono influenzare il ritiro d'essiccamento del calcestruzzo. Questi fattori sono importanti quando è necessario ridurre al minimo il cracking del calcestruzzo a causa del restringimento da ritiro.

Periodi estesi di polimerizzazione umida di solito riducono la quantità di ritiro d'essiccamento che si verifica in una miscela di calcestruzzo del 10-20%. Questo effetto varia per il calcestruzzo con diversi w/c. Il lavoro di Perenchio (1997) relativo al periodo di indurimento umido e ritiro da essiccazione per calcestruzzo con vari valori di w/c, ha dimostrato che i periodi di stagionatura superiori a 4-8 giorni e inferiori a 35-50 giorni possono aumentare il ritiro da essiccazione. La polimerizzazione a caldo e a vapore può ridurre in modo significativo il ritiro del calcestruzzo fino al 30% (Klieger 1960).

A causa del più lento tasso di asciugatura dei membri più grandi, gli elementi in calcestruzzo spesso si restringono a un ritmo più lento rispetto agli elementi di calcestruzzo sottili. Si presume generalmente che il valore di ritiro sia inversamente proporzionale al rapporto tra il volume del

campione e la sua superficie di essiccazione, al quadrato, come mostrato nell'equazione:

$$ritiro \propto \frac{1}{\left(\frac{V}{S}\right)^2}$$

dove V = volume e S = area superficiale.

(ACI Committee, 2005)

3.7 Fattori che influenzano il creep

Molti fattori influenzano lo scorrimento del cemento. Questi fattori sono descritti come segue.

3.7.1 Effetto delle proporzioni della miscela sul creep

Il creep e l'essiccamento di un determinato calcestruzzo sono governati dalle proprietà della pasta di cemento e dalla quantità e proprietà dell'aggregato all'interno di una data miscela

La figura 3.3 mostra la relazione tra creep base e contenuto aggregato (Gvozdev 1966). Per la maggior parte delle miscele concrete, la variazione del contenuto aggregato è piccola, ma un aumento del volume aggregato può diminuire lo scorrimento.

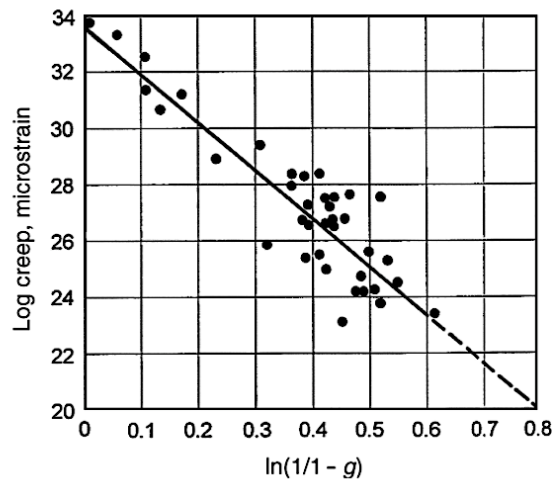


Figura 3.3 – Relazione tra creep di base e contenuto di aggregato, g . (Gvozdev, 1996)

In precedenza, si riteneva che la classificazione, le dimensioni e la forma dell'aggregato fossero fattori che influenzavano il creep di base e l'essiccazione, tuttavia, si ritiene ora che i loro effetti siano principalmente correlati alle variazioni del volume complessivo dell'aggregato. Le dimensioni dell'aggregato influiscono sul legame tra pasta cementizia e aggregato influenzano anche le concentrazioni di stress e il micro-cracking. Le proprietà elastiche dell'aggregato influenzano in modo significativo il creep di base e l'essiccamento. I cambiamenti dimensionali nella pasta di cemento possono deformare gli aggregati più morbidi rispetto agli aggregati più rigidi. Per questo motivo, il calcestruzzo con aggregati a basso modulo elastico tende ad avere un maggiore scorrimento.

Aggregati con porosità più elevata tendono anche ad avere una viscosità maggiore rispetto ai materiali con minore porosità.

Il calcestruzzo con aggregati leggeri tende ad avere maggiore creep di base e di essiccazione rispetto al calcestruzzo prodotto con aggregati di peso normale. Ciò è dovuto principalmente al modulo di elasticità inferiore di questi aggregati.

Generalmente, per lo stesso contenuto di cemento, il calcestruzzo con un elevato contenuto di acqua avrà un maggiore creep di base e di essiccazione rispetto a quelli con un basso contenuto di acqua. Il confronto diretto di

calcestruzzi contenenti diversi contenuti di cemento è difficile, poiché lo scorrimento viscoso dipende in larga misura dal livello di sollecitazione applicato rispetto alla resistenza del calcestruzzo al momento del carico. Aumentando la quantità di acqua o il contenuto di acqua e cemento di una miscela aumenterà il collasso. Pertanto, è difficile determinare se un aumento della crisi aumenterà o diminuirà il creep del calcestruzzo. Per questo motivo, il collasso da solo non è un indicatore di creep.

Aumentando il contenuto d'aria aumenterà il creep di base e l'essiccamento (ACI Committee, 2005).

3.7.2 Effetto dell'ambiente sul creep

L'ambiente in cui il calcestruzzo è colato e al quale è esposto e caricato durante la sua vita ha un effetto significativo sullo scorrimento viscoso del calcestruzzo.

Il creep è influenzato in modo significativo dall'umidità relativa dell'aria circostante. Il calcestruzzo in acqua o in ambienti in cui non può avvenire l'essiccazione può avere solo un quarto dello scorrimento viscoso del cemento essiccato.

Muller e Pristl (1993) hanno riscontrato che i campioni di calcestruzzo conservati in un ambiente con umidità relativa costante del 65% presentano un creep viscoso leggermente inferiore rispetto ai campioni di calcestruzzo conservati in un ambiente che oscilla tra il 40 e il 90% di umidità relativa.

L'effetto della temperatura sul creep di base ed essiccamento del calcestruzzo dovrebbe essere esaminato sulla base di due categorie generali: prima per quelle strutture progettate per funzionare continuamente a temperature elevate, e in secondo luogo per la previsione e l'analisi di strutture esposte accidentalmente a temperature elevate transitorie.

L'esempio più comune di strutture nella prima categoria sono le fondazioni di apparecchiature in processi di produzione che impiegano alte temperature. In generale, gli elementi di fondazione sono insensibili agli effetti di scorrimento, anche a temperature elevate, a causa del basso carico applicato.

Lo scorrimento viscoso svolge un ruolo importante nella risposta delle strutture caricate agli effetti delle alte temperature dal fuoco. Cruz (1968) ha studiato le proprietà elastiche e anelastiche del calcestruzzo esposto ad alte temperature per 5 ore. Il calcestruzzo esposto a temperature rappresentative sperimenta un considerevole aumento delle deformazioni elastiche ed anelastiche (ACI Committee, 2005).

3.7.3 Effetto del design e della costruzione sul creep

Ci sono molti fattori nella progettazione e durante la costruzione che possono influenzare lo scorrimento del calcestruzzo. Questi fattori sono importanti quando è necessario ridurre al minimo le deflessioni del calcestruzzo.

Generalmente si presume che creep di base e d'essiccamento siano linearmente correlati al carico applicato per sollecitazioni fino a $0,4 f'_c$; tuttavia, Freudenthal e Roff (1958) hanno suggerito che i valori di creep di base e di essiccazione sono linearmente correlati al carico applicato per sollecitazioni che vanno da $0,3f'_c$ a $0,6f'_c$, a seconda del calcestruzzo.

L'aumento del periodo di indurimento prima del carico ridurrà lo scorrimento viscoso e di base.

Questa riduzione del creep è dovuta all'effetto combinato della riduzione della permeabilità e dell'aumento della resistenza e del modulo complessivo di elasticità nel tempo.

La polimerizzazione a caldo o a vapore riduce in modo significativo il creep di base e di essiccazione del calcestruzzo poiché questo tipo di indurimento aumenta la resistenza del calcestruzzo nelle prime fasi. Questa riduzione può arrivare fino al 30% (Attigbe, See e Daczko 2002).

Lo scorrimento di base (scorrimento senza essiccamento) non è influenzato dalle dimensioni dell'elemento; tuttavia, la velocità di scorrimento con essiccamento è significativamente influenzata dallo spessore di un elemento in calcestruzzo. I membri più spessi del calcestruzzo hanno un tasso di creep inferiore rispetto ai membri del calcestruzzo sottile. Ciò è dovuto al più lento tasso di asciugatura dei membri più grandi. La velocità di scorrimento è generalmente considerata inversamente proporzionale allo spessore del membro quadrato, e la velocità diminuisce con l'aumento del rapporto superficie-volume.

L'età al carico influisce in modo significativo sulla quantità di creep di base e di essiccazione, con cemento caricato in età successive con scorrimento lento.

3.8 Calcolo delle deformazioni viscosi

Quando un elemento di calcestruzzo subisce fenomeni d'essiccamento mentre si trova sotto l'azione di un carico permanente, si assume generalmente che ritiro e creep abbiano effetti additivi e che quest'ultimo sia valutabile come semplice differenza tra la deformazione totale dell'elemento caricato ed il ritiro osservato in un analogo elemento, non sottoposto a carico, nelle stesse condizioni fisiche e per lo stesso periodo di tempo.

Si esaminano ora le interazioni tra creep e ritiro (Barocchi, 2002), facendo riferimento a 3 casi particolari (Figura 3.4):

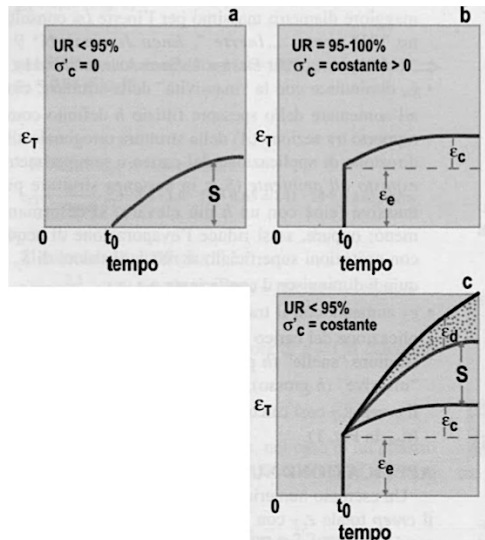


Figura 3.4 - a) Contrazione da ritiro (S) in ambiente insaturo di vapore ($UR < 95\%$) ed in assenza di sollecitazione; b) Contrazione elastica iniziale (ϵ_e) seguita da quelle da creep puro (ϵ_c) in presenza di una sollecitazione a compressione costante σ'_c in ambiente saturo di vapore; c) Deformazione totale (ϵ_T) dovuta alla deformazione elastica iniziale (ϵ_e), più la deformazione da creep puro (ϵ_c), più la deformazione da ritiro (S), più la deformazione da creep da essiccamento (ϵ_d);

- una struttura in calcestruzzo in assenza di sollecitazioni ($\sigma'_c = 0$), in ambiente insaturo di vapore, sottoposta ad un ritiro idrometrico (S) in assenza di vincoli a partire dal tempo di scasseratura (t_0), misurato a partire dal momento del getto ($t = 0$);
- una struttura in calcestruzzo, in ambiente saturo di vapore ($UR = 95\div 100\%$) e quindi priva di ritiro, sottoposta, al tempo t_0 , ad una sollecitazione σ'_c che provoca una deformazione elastica ϵ_e cui si somma la successiva deformazione ϵ_c da creep (deformazione totale $\epsilon_T = \epsilon_e + \epsilon_c$): il valore di ϵ_c misurato in queste condizioni, cioè in assenza di ritiro, prende il nome di creep puro o basic creep;
- una struttura in calcestruzzo esposta al tempo t_0 in ambiente insaturo di vapore che provoca un ritiro S e simultaneamente sottoposta alla sollecitazione σ_c : in queste condizioni la deformazione totale ϵ_T risulta maggiore della somma dei singoli contributi alla deformazione ϵ_e , ϵ_c , S (come riportato graficamente in figura 3.4):

$$\varepsilon_T > \varepsilon_e + \varepsilon_c + S$$

La differenza tra la deformazione totale ε_T misurata nelle condizioni c) e la somma dei singoli contributi deformazionali prende il nome di creep da essiccamento (drying creep, ε_d). La deformazione totale diventa pertanto:

$$\varepsilon_T = \varepsilon_e + S + \varepsilon_c + \varepsilon_d$$

Ciò significa che, sotto la sollecitazione di compressione σ_c in ambiente insaturo di vapore, l'evaporazione dell'acqua è maggiore di quella che si registra in assenza di σ_c e che determina il ritiro S : la maggiore evaporazione dell'acqua (una sorta di "effetto spremitura" del calcestruzzo a compressione) comporta una maggiore deformazione addizionale (ε_d) che si somma agli altri contributi deformazionali. In particolare, il contributo del creep totale (ε_{cc}) è dato dalla somma del creep puro (ε_c) e dal creep da essiccamento (ε_d):

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_c + \varepsilon_d$$

Pertanto, si può anche scrivere:

$$\varepsilon_T = \varepsilon_e + S + \varepsilon_{cc}$$

Quando si eseguono prove di creep in un ambiente insaturo si valutano le deformazioni totali ε_T subite dai provini e, detraendo da queste le deformazioni da ritiro (valutate su analoghi provini non caricati posti nel medesimo ambiente) e le deformazioni elastiche istantanee, si ottiene il valore del creep totale ε_{cc} . Sperimentalmente si vede poi che, mantenendo il carico costante, tali deformazioni evolvono nel tempo e per $t \rightarrow \infty$ possono assumere valori pari a 3÷4 volte le deformazioni istantanee.

Indicando con t_0 l'istante di applicazione del carico sul provino, si riscontra l'andamento delle deformazioni riportato nella figura 3.5:

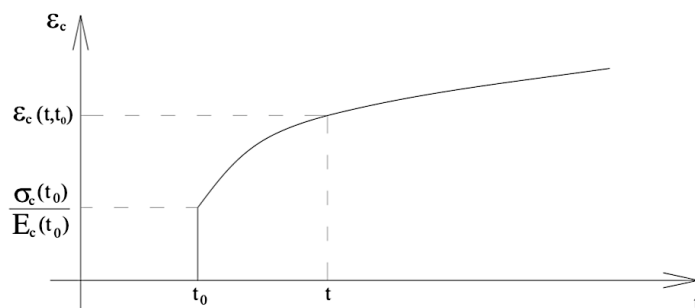


Figura 3.5 – Andamento delle deformazioni in funzione del tempo

La deformazione totale dell'elemento in cls al generico istante t è:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \varepsilon_{ist}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0)$$

La deformazione istantanea è pari a:

$$\varepsilon_{ist}(t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_c(t_0)}$$

mentre la deformazione viscosa si può esprimere come (CEB, MC90):

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{c,28}} \cdot \phi(t, t_0)$$

dove $E_{c,28}$ è il modulo elastico del calcestruzzo a 28 giorni d'età.

Il termine $\phi(t, t_0)$ è chiamato coefficiente di viscosità ed è dato dal rapporto tra le deformazioni viscosi e quelle istantanee (valutate facendo riferimento al modulo elastico a 28gg).

$$\phi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0)}{\sigma_c(t_0) / E_{c,28}}$$

Per $t = t_0$ (istante applicazione carico) non ho deformazioni viscosi allora $\phi(t, t_0) = 0$. Si ottiene dunque:

$$\varepsilon_c(t, t_0) = \sigma_c(t_0) \cdot \frac{1}{E_c(t_0)} \cdot \left[1 + \frac{E_c(t_0)}{E_{c,28}} \phi(t, t_0) \right]$$

ponendo:

$$J(t, t_0) = \varepsilon_{ist}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0)$$

si avrà:

$$J(t, t_0) = \left[1 + \frac{E_c(t_0)}{E_{c,28}} \phi(t, t_0) \right] \cdot \frac{1}{E_c(t_0)} = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c,28}}$$

La funzione $J(t, t_0)$ prende il nome di funzione di viscosità ed ha le dimensioni dell'inverso del modulo elastico; il suo andamento in funzione del tempo, per un calcestruzzo caricato ad età differenti t_i , è rappresentato nella figura 3.6 osservando la quale si può dire che:

- La parte elastica istantanea diminuisce all'aumentare dell'età di caricamento; questo deriva dal fatto che il modulo elastico del calcestruzzo aumenta nel tempo;
- Il creep è tanto più elevato quanto più il calcestruzzo viene caricato in giovane età;
- La funzione di creep è una funzione monotona crescente ma la velocità di sviluppo del creep è una funzione decrescente infatti la pendenza della curva $J(t, t_i)$ si attenua nel tempo

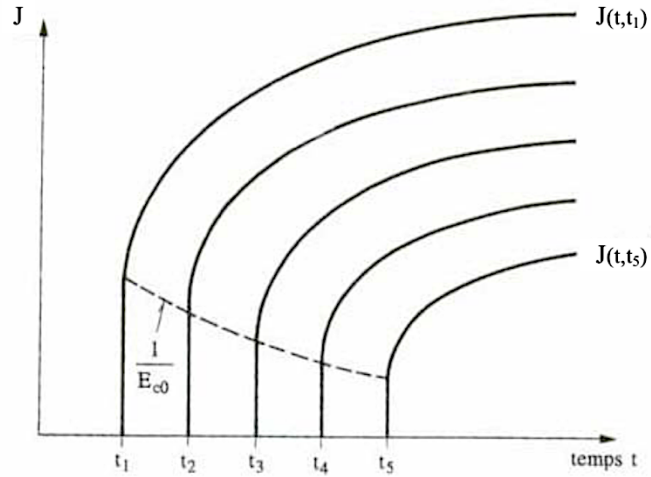


Figura 3.6 – Andamento del creep nel tempo per varie età di caricamento

Si introduce poi, per concludere, il concetto di deformazione viscosa specifica che rappresenta la deformazione viscosa al tempo t causata dalla tensione unitaria applicata al tempo t_0 :

$$C(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0)}{\sigma_c(t_0)}$$

Dato che:

$$J(t, t_0) = \frac{\varepsilon_{ist}(t_0)}{\sigma_c(t_0)} + \frac{\varepsilon_{cc}(t, t_0)}{\sigma_c(t_0)} = \frac{1}{E_c(t_0)} + C(t, t_0)$$

Inoltre, considerando che:

$$J(t, t_0) = \frac{1}{E_c(t_0)} + \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c,28}}$$

Si ha secondo il CEB-MC90

$$C(t, t_0) = \frac{\phi(t, t_0)}{E_{c,28}}$$

Capitolo 4

Il comportamento nel tempo degli edifici alti

Oltre alle tolleranze nella costruzione, un elemento strutturale può deviare dalle sue dimensioni teoriche e posizione a causa dei movimenti dopo la costruzione dell'elemento. Sebbene questa deviazione sia comune a tutte le strutture, i movimenti negli edifici alti richiedono una considerazione specifica a causa della naturale azione della gravità e del carico eccentrico che si verificano a causa delle dimensioni e della forma dell'edificio.

Il movimento dell'edificio avviene sia nella direzione verticale (accorciamento assiale) sia nella direzione orizzontale (deviazione dalla verticalità) a causa del carico cumulativo, delle proprietà del materiale dipendenti dal tempo (come scorrimento viscoso e ritiro) e della sequenza di costruzione. Questo movimento è molto importante nella progettazione e nella costruzione di edifici alti in quanto informa molte considerazioni strutturali e non strutturali.

I movimenti in edifici alti e problemi correlati, se identificati vicino alla fine del processo di progettazione strutturale e prima della costruzione, possono portare a soluzioni che sono entrambe inefficaci e difficili da implementare durante il processo di costruzione. I problemi associati ai movimenti degli edifici sono meglio affrontati nella fase di progettazione, sulla base dei risultati di un'analisi di costruzione graduale. ((fib), 2014)

4.1 Accorciamento assiale

L'accorciamento assiale di un edificio è lo spostamento verticale dell'edificio che risulta dalla somma delle deformazioni assiali degli elementi verticali su ciascun piano. Negli elementi verticali in cemento armato (colonne e/o pareti), la deformazione assiale iniziale risultante dal carico applicato

(deformazione elastica) è aggravata da una deformazione aggiuntiva dovuta allo scorrimento viscoso e al ritiro del calcestruzzo, che di solito è maggiore della deformazione elastica.

Le colonne di cemento in edifici alti possono subire una deformazione elastica stimata superiore a 100 mm per un'altezza dell'edificio di 200 m. Questi valori potrebbero essere raddoppiati nel tempo con un ulteriore accorciamento indotto da creep e contrazione.

L'accorciamento assiale differenziale nasce a causa delle differenze nelle sollecitazioni assiali tra le colonne e le pareti del nucleo. Le pareti centrali degli edifici alti sono generalmente piuttosto grandi e la loro dimensione è influenzata non solo dai requisiti di sollecitazione assiale, ma anche dai requisiti di rigidità per resistere ai carichi laterali.

Le sezioni trasversali delle colonne sono generalmente progettate per essere il più piccole possibile in modo che le colonne siano generalmente più pesantemente sollecitate delle pareti principali. Con il progredire della costruzione, le colonne e le pareti del nucleo subiscono diverse quantità e velocità di accorciamento elastico, creep e ritiro. Dopo il completamento dell'edificio, l'accorciamento da creep e da ritiro continua a svilupparsi in modo diverso nelle pareti e nelle colonne del nucleo durante tutta la vita di servizio dell'edificio. Inoltre, l'accorciamento differenziale tra colonne adiacenti è significativo quando le loro posizioni e i livelli di stress corrispondenti sono diversi, ad esempio tra colonne interne, esterne e angolari.

L'accorciamento differenziale tra pareti centrali e colonne è generalmente maggiore tra i due terzi e i tre quarti dell'altezza di un edificio alto, ma non nella parte superiore dell'edificio, poiché l'accorciamento si basa sul movimento SUBTO (figura 4.1). ((fib), 2014)

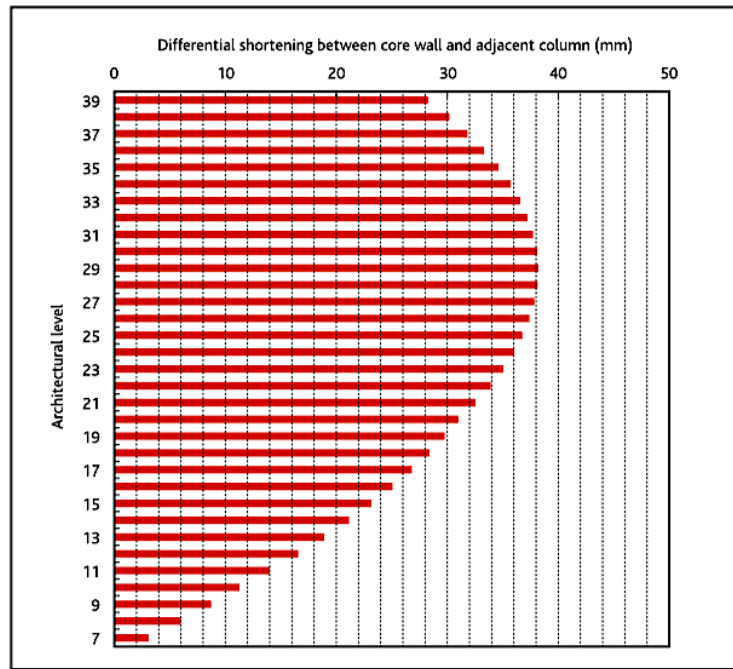


Figura 4.1 – Esempio di accorciamento differenziale tra core centrale e colonne in un edificio alto ((fib), 2014)

I seguenti fattori sono noti per avere un effetto sull'accorciamento assiale e dovrebbero quindi essere considerati nel calcolo dell'accorciamento:

- Proprietà del calcestruzzo (proprietà iniziali e dipendenti dal tempo)
 - Resistenza alla compressione
 - Modulo iniziale nominale di elasticità
 - Creep
 - Restringimento.
- Presupposti di progettazione per colonne e muri
 - Area della sezione trasversale
 - Rapporto di rinforzo longitudinale
 - Area della sezione in acciaio incorporata (per elementi compositi)
 - Rapporto volume-superficie (spessore effettivo).

- Ipotesi di caricamento
- Sequenza di costruzione
- Progresso dell'occupazione
- Condizioni ambientali (umidità relativa).

4.2 Deviazione dalla verticalità

Quando un edificio alto ha una pianta eccentrica o irregolare o una grande variazione di forma in verticale, potrebbe essere soggetto a una considerevole quantità di accorciamento differenziale, che a sua volta può causare l'inclinazione permanente dell'edificio o una deviazione dalla verticalità nella fase di costruzione e dopo l'occupazione.

Inoltre, edifici alti con piani simmetrici possono deviare dalla verticalità a causa di una sequenza di costruzione asimmetrica. Poiché la deviazione dalla verticalità è il caso estremo di accorciamento assiale differenziale, ha effetti negativi più significativi sugli edifici alti e, pertanto, deve essere identificata prima della costruzione in modo da poter adottare contromisure adeguate.

I principali fattori che influiscono sulla deviazione dalla verticalità sono simili a quelli che influiscono sull'accorciamento assiale ((fib), 2014).

4.3 Tempo target

Poiché il movimento edilizio si sviluppa nel tempo, è necessario definire un "tempo obiettivo"; il momento in cui viene stimato il movimento. Il movimento è il risultato degli effetti combinati di carico accumulato, creep e ritiro durante la costruzione e l'effetto residuo di creep e ritiro dopo l'occupazione.

Pertanto, il tempo target finale è di solito un po' di tempo dopo il completamento della costruzione. Sulla base delle proprietà di scorrimento e contrazione del calcestruzzo, il tempo target potrebbe essere di almeno tre anni dopo il completamento della costruzione, quando più del 90% del creep e del ritiro previsto durante la vita di servizio si è già verificato. È possibile scegliere un tempo target diverso per identificare il movimento dell'edificio in un momento specifico, ad esempio durante l'installazione degli ascensori ((fib), 2014).

4.4 Movimenti UPTO e SUBTO

Il movimento dell'edificio è la somma delle deformazioni di tutti gli elementi dell'edificio dopo che sono stati costruiti. Poiché gli elementi sono costruiti consecutivamente, generalmente piano per piano, il movimento totale dell'edificio può essere classificato come il movimento che si verifica prima della costruzione completata di un determinato piano (UPTO) o successiva al completamento della costruzione di quel piano (SUBTO).

Il movimento UPTO su un piano specifico si riferisce a movimenti già sviluppati o accumulati nel tempo dall'inizio della costruzione dell'edificio fino al completamento del piano considerato. Questo movimento è trascurabile se un edificio è costruito in modo tale che ogni piano sia conforme alla sua posizione progettata al momento della costruzione. Per quanto riguarda l'accorciamento assiale, è prassi di costruzione standard che ogni piano sia livellato e, quindi, l'accorciamento differenziale UPTO sia sempre zero.

Il movimento SUBTO in un piano specifico si riferisce al movimento sviluppato o accumulato in un momento target successivo a quando è stato

costruito il piano in esame. Di solito è più grande tra i due terzi e tre quarti dell'altezza di un edificio alto, e diminuisce gradualmente al di sopra di tale altezza a causa del peso inferiore dei piani rimanenti sopra e del tempo di costruzione rimanente più breve. Il movimento SUBTO è più importante del movimento UPTO in quanto provoca il movimento differenziale degli elementi di costruzione adiacenti; producendo così forze aggiuntive (bloccate) sui membri strutturali e effetti negativi su elementi non strutturali, come facciate e ascensori ((fib), 2014).

4.5 Tecnologia del calcestruzzo

La tecnologia del calcestruzzo gioca un ruolo importante nel comportamento di servizio delle strutture di edifici a più piani, poiché la risposta concreta iniziale e di lungo termine ai carichi sostenuti è più complessa che nelle strutture più basse. Ciò richiede un'attenta considerazione di tutti i materiali costitutivi utilizzati per produrre il calcestruzzo. I metodi usuali per definire miscele di calcestruzzo come resistenza alla compressione f'_c , contenuto d'aria, collasso, peso unitario e temperatura di posizionamento, non sono sufficienti per dare origine a progetti di miscelazione con le proprietà desiderate.

La tecnologia del calcestruzzo può essere utilizzata per sviluppare una miscela concreta, più appropriata per edifici alti, che soddisfi i seguenti obiettivi:

- Ridurre l'accorciamento iniziale o elastico.
- Ridurre l'accorciamento dipendente dal tempo a lungo termine.
- Prevedere con il grado desiderato di sicurezza le sollecitazioni sotto carichi sostenuti.
- Raggiungere i parametri specificati durante la costruzione.

Per raggiungere questi obiettivi, la miscela di calcestruzzo dovrà avere un modulo di elasticità elevato, E_c , per ridurre lo sforzo elastico. Inoltre, la miscela dovrà produrre basse deformazioni di creep e contrazione. Questi obiettivi rappresentano un importante punto di partenza rispetto alle comuni progettazioni delle miscele e alle procedure di controllo della qualità che avvengono durante la costruzione quotidiana. Come discusso nel Rapporto ACI 209.1R-05, tutti i fattori per ottenere un elevato modulo di elasticità nel calcestruzzo si applicano allo stesso modo per ottenere un calcestruzzo con basso creep e ritiro. Pertanto, la selezione iniziale dei materiali costituenti del calcestruzzo e il design della miscela dovrebbero essere basati sulla massimizzazione di E_c . La polimerizzazione di colonne e pareti è importante per ridurre il creep di base e di essiccazione e il ritiro autogeno e di essiccazione. I modelli di previsione per creep e ritiro mostrano che estendere la polimerizzazione iniziale riduce sostanzialmente il creep di base e di essiccazione e il ritiro autogeno e di essiccazione in modo sostanziale (D.J. Carreira and T.D. Poulos, 2007).

4.6 Preoccupazioni causate da accorciamento della colonna

L'accorciamento non lineare correlato al tempo delle colonne di calcestruzzo e delle pareti di taglio è causato da un accorciamento assiale iniziale e ritardato di tempo tra gli elementi in calcestruzzo e dal loro accorciamento effettivo. Cioè, gli effetti possono sorgere a causa delle differenze di accorciamento con il tempo tra le colonne e tra le colonne e le pareti di taglio.

L'accorciamento assiale ritardato negli elementi in calcestruzzo è causato da creep e ritiro. Gli effetti dell'accorciamento ritardato possono verificarsi su edifici di qualsiasi altezza. Una situazione classica è la frantumazione o la deformazione (rigonfiamento) delle pareti di tamponamento in muratura

"non strutturale" che sono "murate in modo stretto" nei telai in calcestruzzo. Man mano che le colonne si accorciano nel tempo, la muratura inizia a sperimentare un carico di compressione, un ruolo per il quale non era previsto.

L'accorciamento differenziale è un fenomeno diverso. Succedeva sempre, ma divenne abbastanza grande da essere notato negli anni '60, quando l'altezza delle strutture edili andò oltre i 30 piani. Più è alta la struttura, più presto l'effetto diventa significativo. Gli edifici alti 70 piani hanno mostrato problemi legati al tempo dovuti a creep e ritiro subito dopo il loro completamento. Poiché questi effetti sono dovuti a differenze tra i fenomeni a breve e a lungo termine, essi possono non apparire significativi durante la costruzione e nella prima fase della vita della struttura.

In sostanza, i problemi di accorciamento differenziale negli edifici in calcestruzzo a molti piani derivano dal seguire solo la filosofia del design di resistenza e resistenza, che tiene conto dei carichi probabili massimi fabbricati sulla struttura e della sua resistenza nominale minima di progetto. Questa filosofia di progettazione non riguarda l'accorciamento assiale a breve e lungo termine degli elementi in calcestruzzo in presenza di carichi di servizio sostenuti.

Le deformazioni assiali differenziali risultano dalle differenze nei carichi di servizio applicati su singole colonne e pareti di taglio. Pertanto, le sollecitazioni sostenute negli elementi in calcestruzzo, che hanno dimensioni diverse, rapporti di rinforzo, moduli elastici, deformazioni di creep e di ritiro, fanno sì che questi membri si accorciano ad una velocità e grandezza complessiva che può essere drasticamente diversa da una colonna o da una parete di taglio adiacenti. All'aumentare dell'altezza della struttura, l'entità del problema aumenta. L'accorciamento differenziale può creare numerosi problemi di manutenzione nell'edificio, come ad esempio:

- Pendenza dei piani causata da un accorciamento differenziale cumulativo in membri di supporto adiacenti. Il movimento nelle solette del piano può causare incrinature e una redistribuzione delle forze interne. Questa redistribuzione deve essere riconosciuta nella progettazione delle strutture del pavimento e gli elementi orizzontali devono essere rinforzati di conseguenza.
- Cracking in travi e solette ai piani superiori a causa del differente accorciamento dei supporti. Gli stabilizzatori, utilizzati in strutture molto alte per ridurre l'oscillazione degli edifici, sono molto sensibili a questi movimenti differenziali.
- Rotaie di guida dell'elevatore inarcate e fermate dell'ascensore non livellate con i pavimenti.
- Linee di irrigazione e sprinkler domestiche inceppate e guaste.

4.7 Previsione dell'accorciamento e verifica dell'effetto di creep e ritiro

L'accorciamento assiale di un edificio alto può essere previsto con relativa facilità durante la fase di progettazione preliminare. La previsione viene utilizzata per valutare l'effetto approssimativo dell'accorciamento assiale e per guidare il progetto della struttura. L'accorciamento assiale è la somma delle deformazioni elastiche, creep e restringenti e dipende dalla sequenza di costruzione (Fintel, et al., 1987).

Un'analisi dell'accorciamento su una colonna può essere eseguita utilizzando calcoli ripetitivi del foglio di calcolo con quantità quali geometria, proprietà del materiale, carichi applicati, registrazioni ambientali e fasi di costruzione.

Capitolo 5

Caso studio: New Marina Casablanca

Il caso studio preso in considerazione è il “New Marina Casablanca”, un grattacielo situato a Casablanca (Marocco).

Il progetto Casablanca Marina è il futuro centro multifunzionale sviluppato nel centro di Casablanca.

Mira a posizionare la città di Casablanca in seno alle principali metropoli economiche e turistiche, a livello regionale e internazionale.

La sua attuazione contribuisce alla rivalutazione dell'intera area circostante e alla riabilitazione della città fornendo un porto turistico e offrendo ai suoi residenti un'eccezionale passeggiata pedonale sul fronte del mare.

L'investimento complessivo del progetto Casablanca Marina supera gli 8 miliardi di DH e svilupperà un'area totale costruita di circa 468.000 m².

Il programma delle varie componenti integrate del progetto comprende una Marina a 135 anelli, tre unità alberghiere, un Palazzo dei Congressi con una capacità di oltre 3.500 posti a sedere, un centro commerciale di 60.000 m², un centro di attività commerciali composta da nove torri di diverse dimensioni e progettazioni e integrazione di tutti i servizi aziendali (fitness, asilo nido, ristoranti. compresi i prodotti di superfici diverse e un grande acquario di ultima generazione, che integra tutte le attrazioni acquatiche.

Il progetto dell'edificio è stato affidato allo studio di architettura WATG, ARTELIA e NOVEC che ha creato un luogo che abbraccia e celebra la ricca storia e il futuro luminoso di Casablanca.

Dalle figure 5.1 e 5.2 è possibile vedere come il progetto è dominato da una torre di 167 metri con la particolarità della facciata torcente: “twisting façade”. Ogni piano ruota infatti su stesso di circa 3 gradi, con una rotazione totale di 155 gradi dal basso verso l’alto.

la forma torcente della torre, con un pavimento a forma triangolare troncato che viene ruotato su ciascun piano successivo per un totale di torsione di 135 °, determina il comportamento strutturale della torre, che è risolto attraverso un nucleo interno di forma circolare pseudocircolare, e una serie di perimetro e colonne interne inclinate, che seguono la svolta dei piani.

Il progetto si estende per una superficie di circa 82.500 m² ed include diversi servizi:

- Aree commerciali portuali con ristoranti. Anche una scuola di vela è inclusa in questa zona. La superficie totale di questa area è di circa 8.190 m².
- Hotel a cinque stelle con una superficie totale di circa 16.800 m².
- Albergo a quattro stelle con una superficie totale di circa 11.300 m².
- Grattacielo (hotel principalmente) e centro congressi con una superficie di circa 46.200 m².



Figura 5.1 – New Marina Casablanca (ALKIMYA)



Figura 5.2- New Marina Casablanca Tower (WATG)

La torre ha solo due piani interrati e l'altezza tra i piani è di circa 3,5 m. Circa 140 m sono fuori dal centro congressi e gli altri 27 m sono integrati con il centro congressi. Nei piani più bassi, sarà possibile spostarsi dal centro congressi alla torre in entrambe le direzioni grazie a questo collegamento

diretto dell'edificio. L'importante caratteristica architettonica della torre è ovviamente la forma, che è originale e aggressiva. La forma torsionale conferisce bellezza al progetto e un'immagine spettacolare per i viaggiatori che arriveranno nel porto di Casablanca. Questa forma è dovuta alla particolare forma del pavimento di ogni livello ed è possibile grazie ad una rotazione media di 3° di ciascun piano rispetto al pavimento sottostante. Il nucleo circolare della torre può supportare la torsione. Le facciate sono realizzate grazie ad un sistema modulare di pannelli di vetro triangolari tenuti insieme da un telaio in alluminio. Questa geometria consente la creazione di una superficie curva tra due piani adiacenti per generare una forma di facciata torsionale.

La torre ha due aspetti molto particolari.

Il primo è la particolare geometria del piano (figura 5.3):

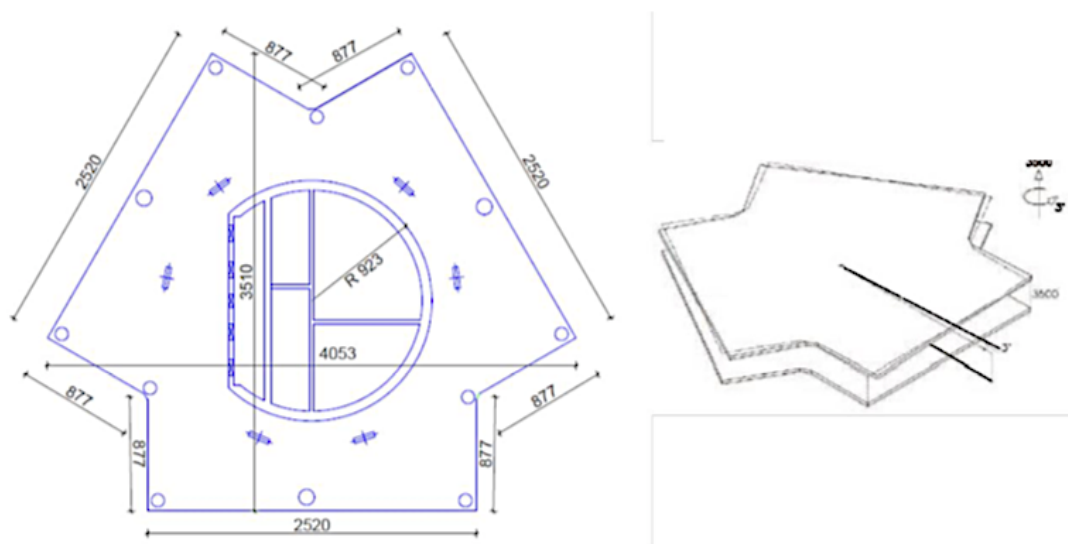


Figura 5.3 – Geometria del piano con dimensioni in cm; rotazione del piano (3°)

I piani sono creati da solette piene che consentono il trasferimento di carichi in ogni direzione. Sul bordo della lastra c'è una nervatura che viene utilizzata solo per il collegamento dei pannelli di facciata alla struttura. La lastra di cemento è solitamente di 28 cm di spessore (due piani hanno uno spessore di 35 cm, uno di 50 cm). Le nervature ai bordi della lastra hanno uno spessore di 45 cm e hanno una larghezza che varia da 120 cm (nei lati corti della lastra, dove la lastra curva verso l'interno) a 200 cm (nei lati lunghi della lastra). Il pavimento con lastra di 50 cm di spessore non ha nervature sul bordo. Inoltre, negli ultimi 4 piani è presente una nervatura in acciaio sul bordo (RHS-CF 250X250X12.5 UNI7) al posto delle nervature in calcestruzzo.

Il secondo aspetto molto interessante da considerare sono le colonne e il modo in cui variano all'interno dei piani. In generale, ci sono due diversi tipi di colonne:

- Colonne circolari: le colonne esterne sono circolari. Queste colonne sono posizionate in modo da lasciare una piccola distanza dal bordo della lastra alla faccia della colonna. Il diametro delle colonne circolari varia in base all'altezza: inizia con 1,2 m per il lato esterno centrale della colonna e 1 m per le colonne esterne, al piano seminterrato; alla dimensione della colonna superiore viene gradualmente ridotta fino a 0,7 m per le colonne laterali esterne centrali e lunghe e 0,6 m l'una per le altre colonne esterne;
- Colonne rettangolari: ci sono 6 colonne rettangolari all'interno del layout della struttura, vicino alle pareti di taglio. Le loro sezioni variano progressivamente da 1,65x0,4 m al livello di fondazione a 1,05x0,3 m nella parte superiore dell'edificio.

Pertanto, lungo i piani non varia solo la sezione della colonna, ma anche la resistenza del materiale proporzionalmente all'altezza; infatti, la colonna di cemento ha una grande prestazione al piano interrato, dove il calcestruzzo è C60/75 ($f_{ck} = 60$ MPa, $R_{ck} = 75$ MPa) ma alla resistenza superiore gradualmente diminuisce fino a C30/37 ($f_{ck} = 30$ MPa, $R_{ck} = 37$ MPa). Infine, l'edificio presenta un sistema semicircolare di rinforzo del muro di taglio attorno al centro della lastra. All'interno del muro c'è un sistema di parete rettilinea che crea un collegamento tra la faccia opposta del muro e divide l'area della parete in sotto-aree. Alcune di queste aree sono dedicate agli ascensori della torre e alle scale. Quindi, ancora una volta, la larghezza della parete varia da 0,8 m al livello della fondazione fino a 0,4 m nella parte superiore dell'edificio, mentre la resistenza del materiale varia da C50/60 ($f_{ck} = 50$ MPa, $R_{ck} = 60$ MPa) al piano interrato fino a C30/37 in alto. Negli ultimi due piani, all'altezza di 163 m, entrambe queste parti strutturali (muro e colonna) si staccano per seguire la gestione delle aree architettoniche. La base è costituita da una lastra di 3 m di spessore parzialmente pre-sollecitata. In effetti, i primi 1,5 m sono normali solette in cemento armato e altri 1,5 m sono una lastra in cemento armato precompresso. La pre-tensione è necessaria per evitare lastre di grosso spessore ed è utile per evitare sforzi in fondazione troppo elevati.

5.1 Il software utilizzato: Midas Gen

Il software utilizzato per costruire il modello FEM (metodo degli elementi finiti) e studiare il comportamento globale della torre è midas Gen®, sviluppato da MIDAS Information Technology Co., Ltd. (MIDAS IT). È un programma per analisi lineare, non lineare, fase di costruzione, vibrazione del pavimento, pushover, cronologia anelastica e calore di idratazione. Questo software è stato selezionato perché fornisce funzionalità di analisi della fase di costruzione, che riflette le proprietà del materiale dipendenti

dal tempo del calcestruzzo come il modulo di elasticità, creep e ritiro. Il software Midas Gen è stato scelto per molte importanti analisi, come Burj Khalifa, lo Stadio Nazionale di Pechino e il Palazzo della città di Mosca. In generale, viene eseguito un modello FEM per comprendere gli aspetti critici di una struttura e quindi definirne le soluzioni. A differenza di altri FEM, questo software offre la possibilità di lavorare con elementi predefiniti come una lastra, colonne composte, ecc. che sono implementati con tutte le funzionalità del codice.

Prima di costruire il modello FEM, è molto importante definire alcune ipotesi e renderle il più semplici possibile. Queste semplificazioni sono fondamentali non solo per semplificare il lavoro del modellatore, ma è anche necessario per ridurre il tempo di modellazione degli elementi finiti. L'ipotesi principale fatta su questo progetto è quella di modellare solo la torre senza tenere conto del centro congressi integrato all'interno della torre. Questo è possibile grazie ad un giunto strutturale situato tra il centro congressi e la torre. Questo è un vantaggio molto importante perché consente di ridurre la modellazione e il tempo di calcolo, di semplificare il modello e di creare analisi solo sulla torre senza l'influenza dell'edificio adiacente.

Un'altra ipotesi è quella di rimuovere il pavimento del seminterrato quando il modello è stato completato. È stato deciso di farlo perché, in questa fase, l'interazione tra suolo e struttura non è stata tenuta in considerazione. Inoltre, nel modello viene utilizzato solo materiale in calcestruzzo e l'armatura viene trascurata. Questa ipotesi viene utilizzata per catturare lo scorrimento viscoso effettivo e il ritiro del solo calcestruzzo, senza armature.

5.2 Elementi Midas Gen

In Midas è possibile creare i seguenti elementi:

- 'TRUSS' element;
- 'TENSION ONLY/HOOK/CABLE' element;
- 'COMPRESSION ONLY/GAP' element;
- 'GENERAL BEAM/ TAPERED BEAM' element;
- 'PLANE STRESS' element;
- 'PLATE' element;
- 'PLANE STRAIN' element;
- 'AXYSIMMETRIC' element;
- 'SOLID' element;
- 'WALL' element.

Per l'analisi di questo edificio sono stati usati elementi beam, plate e wall.

5.2.1 Elemento trave – General beam

L'elemento trave incorporato nel MIDAS è un elemento tridimensionale come mostrato nella figura .

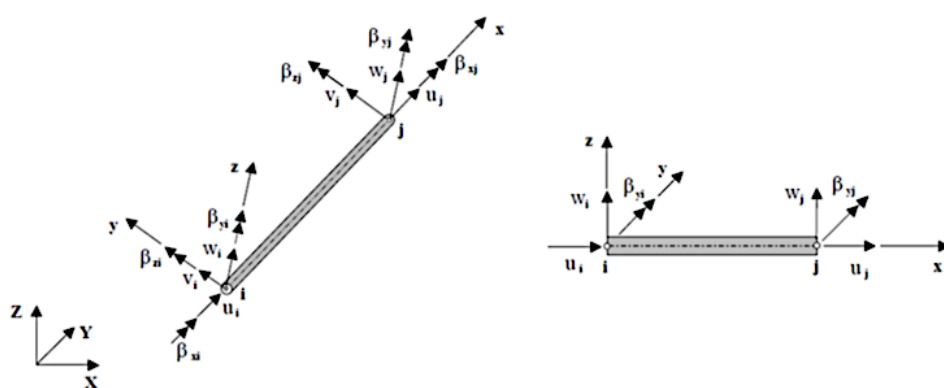


Figura 5.4 – Sinistra: elemento trave 3D; Destra: elemento trave 2D (da documento "Midas Algorithm")

L'elemento 3D è a 12 gradi di libertà (DOF) come quelli di altri programmi, ma produce risultati più accurati considerando gli effetti delle deformazioni a taglio nella formulazione degli elementi. Per quanto riguarda la rigidità rotazionale attorno all'asse x , l'effetto della deformazione dovuto alla torsione viene trascurato, mentre vengono calcolati solo i termini per la torsione pura. La formulazione di questo elemento del fascio si basa sui seguenti presupposti:

- L'elemento è una barra dritta con sezione trasversale uniforme;
- La sezione trasversale è una sezione chiusa solida (a pareti spesse);
- I centri di piegatura e taglio delle sezioni trasversali degli elementi sono coincidenti;
- L'elemento è in grado di resistere alle forze assiali, ai momenti flettenti attorno ai due assi principali nel piano della sua sezione trasversale e ai momenti torcenti attorno a loro asse centroidale;
- Gli effetti del taglio trasversale sono modellati secondo la teoria di Timoshenko;
- Il comportamento torsionale è governato dalla teoria della torsione di Poisson;
- Alla fine dell'elemento, possono esserci cerniere;
- All'estremità dell'elemento, possono esserci offset finali lungo gli assi locali.

La procedura di formulazione per un elemento trave prismatico isotropico che tiene conto degli effetti delle deformazioni trasversali di taglio è la seguente. Qui, per comodità di formulazione, si prende in considerazione un elemento bidimensionale nel piano $x-z$ illustrato in Figura 5.4.

Secondo la teoria di Timoshenko, si presume che il piano normale all'asse neutro indeformato rimanga piano dopo la deformazione. Tuttavia, questo piano non è più normale all'asse neutro a causa della deformazione di taglio. La rotazione totale del piano normale all'asse neutro non deformato è la somma della rotazione tangenziale rispetto all'asse neutro e della rotazione dovuta alla deformazione a taglio.

$$\beta = -\frac{\partial w}{\partial x} + \gamma$$

dove, $\gamma = \tau/G$ è la deformazione a taglio, che è costante sulla sezione trasversale ($\tau = V/AS$, dove V è la forza di taglio sulla sezione trasversale considerata). Sulla base delle ipotesi sopra citate, la formulazione degli elementi finiti è ottenuta utilizzando il principio del lavoro virtuale o il principio di energia potenziale minima totale. Sulla base di questo principio, possiamo costruire la formulazione di un elemento di trave con la deformazione a taglio. Gli spostamenti degli elementi sono assunti autonomamente come segue:

$$u = z\beta_y \quad w = w(x)$$

dove u , w sono gli spostamenti rispettivamente lungo x e z , e β_y è l'angolo di rotazione attorno y .

La funzione di forma per la rotazione è assunta come segue:

$$\beta_y = f_1\beta_{y1} + f_2\beta_{y2} + f_3\Delta\beta_y$$

dove $f_i(\xi)$ ($i = 1,2,3$) può essere espresso come:

$$f_1(\xi) = \frac{1 - \xi}{2}; \quad f_2(\xi) = \frac{1 + \xi}{2}; \quad f_3(\xi) = 1 - \xi^2$$

dove ξ è la coordinata naturale ($-1 \leq \xi \leq +1$).

Utilizzando la funzione di forma è possibile ottenere la matrice di rigidezza:

$$K = K_b + K_s = D_b \int_0^l B_b^T B_b dx + D_b \int_0^l B_s^T B_s dx$$

$$K = \frac{EI}{1 + \phi_3} \begin{bmatrix} \frac{12}{l^3} & -\frac{6}{l^2} & -\frac{12}{l^3} & \frac{6}{l^2} \\ & \frac{4}{l} \left(1 + \frac{\phi_3}{4} \right) & \frac{6}{l^2} & \frac{2}{l} \left(1 - \frac{\phi_3}{4} \right) \\ & & \frac{12}{l^3} & \frac{6}{l^2} \\ sym. & & & \frac{4}{l} \left(1 + \frac{\phi_3}{4} \right) \end{bmatrix}$$

dove E è il modulo di Young, G è il modulo di taglio, l è la lunghezza dell'elemento, ϕ_3 è il termine che rappresenta gli effetti della deformazione a taglio.

5.2.2 Elementi piastra (guscio) – Plate (Shell) Element

La libreria degli elementi finiti dei programmi della famiglia MIDAS comprende elementi Plate/Shell triangolari a 3 nodi e quadrangolari a 4 nodi.

Gli elementi shell MIDAS sono elementi a guscio piatto e sono formulati come combinazione di uno stato di tensione piano ed elemento membranale. I termini di rigidezza associati ai due gradi di libertà di traslazione sul piano (DOF) sono formulati come per l'elemento di sollecitazione piano. I termini di rigidezza relativi a un grado di libertà traslazionale fuori dal piano e a due gradi di libertà di rotazione fuori dal piano sono formulati con la stessa procedura utilizzata per l'elemento membranale.

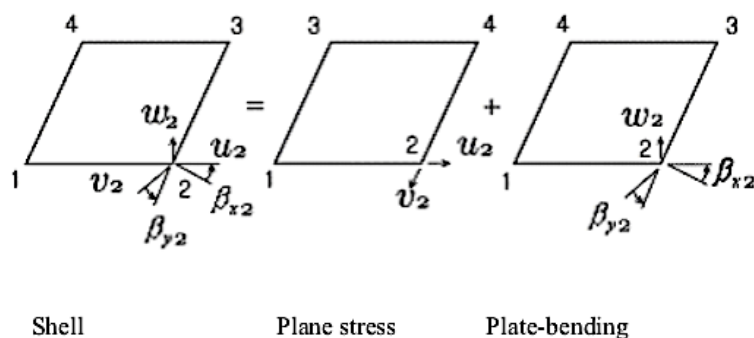


Figura 5.5 – Formulazione elemento Shell

Gli elementi di tensione piana e di deformazione piana (“Plane Stress and Plane Strain”) incorporati nella libreria degli elementi finiti dei programmi della famiglia MIDAS sono gli elementi triangolari a 3 nodi e quadrangolari a 4 nodi mostrati in figura 5.6. La formulazione di elementi finiti di entrambi i tipi di elementi si basa sulla procedura isoparametrica (la geometria degli elementi e gli spostamenti sono interpolati nello stesso modo).

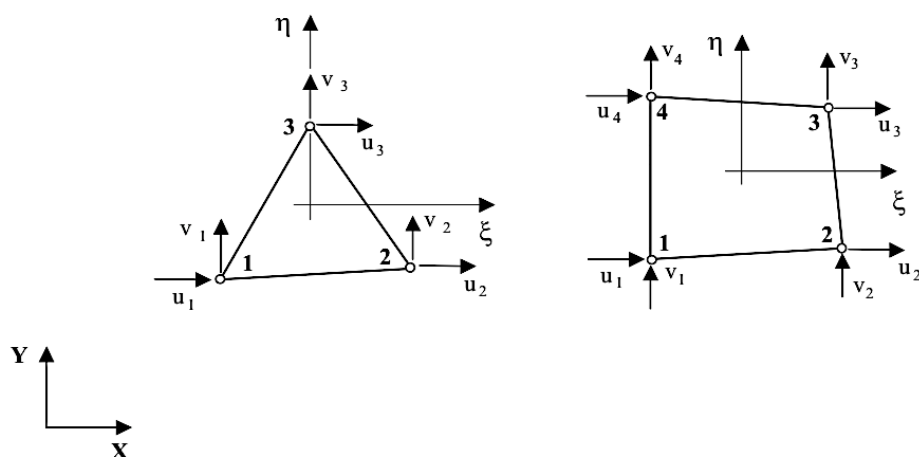


Figura 5.6 – Elementi finiti 2D

I gradi di libertà nodali (DOF) sono illustrati in figura 5.6. La geometria dell'elemento e il campo di spostamenti sono definiti in termini di coordinati nodali e gradi di libertà dalle seguenti funzioni:

$$\begin{cases} x = \sum_{i=1}^n f_i(\xi, \eta) x_i \\ y = \sum_{i=1}^n f_i(\xi, \eta) y_i \end{cases} \quad \begin{cases} u = \sum_{i=1}^n f_i(\xi, \eta) u_i \\ v = \sum_{i=1}^n f_i(\xi, \eta) v_i \end{cases} \Rightarrow \mathbf{u} = \mathbf{f} \mathbf{q}$$

Dove:

- x_i, y_i = coordinate globali x ed y all'i-esimo nodo;
- u_i, v_i = spostamenti lungo gli assi globali all'i-esimo nodo;
- $f(\xi, \eta)$ = funzione di interpolazione relativa al nodo i-esimo e definita in coordinate naturali ξ, η ($-1 \leq \xi \leq +1$ e $-1 \leq \eta \leq +1$);
- ξ_i, η_i = coordinate naturali;
- n = numero nodi.

Le funzioni di interpolazione nodale $f_i(\xi, \eta)$ sono della seguente forma:

$$f_i(\xi, \eta) = \begin{cases} \frac{1}{2}(1 + \eta) & \text{for } i = 1, 2 \\ \frac{1}{4}(1 + \xi_i \xi)(1 - \eta) & \text{for } i = 1, 2 \end{cases}$$

$$f_i(\xi, \eta) = \frac{1}{4}(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta) \text{ for } i = 1, 2, 3$$

La prima formula si riferisce ad elemento triangolare, mentre la seconda ad elemento quadrangolare.

Ora, le tensioni in qualsiasi punto all'interno dell'elemento sono espresse in termini di spostamenti nodali come:

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{d}\mathbf{u} = \mathbf{d}\mathbf{f}\mathbf{q} = \mathbf{B}\mathbf{q}$$

dove $\mathbf{B}$ è la matrice di deformazione-spostamento, $\mathbf{q}$ è il vettore di spostamenti nodali. Quindi, la relazione sforzo-deformazione diventa:

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{D}\mathbf{B}\mathbf{q}$$

dove, $\mathbf{D}$ è la matrice di elasticità che definisce le proprietà meccaniche del materiale. Inoltre, la matrice $\mathbf{D}$ è l'unica differenza che distingue gli elementi di sollecitazione piani dagli elementi di deformazione semplice nell'analisi degli elementi finiti. Per un materiale isotropo, la matrice $\mathbf{D}$ assume la seguente forma:

$$\mathbf{K} = \int_V \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dV + t \int_A \mathbf{B}^T \mathbf{D} \mathbf{B} dA$$

dove V , A , t sono rispettivamente il volume, la superficie, lo spessore dell'elemento.

Un membranale viene utilizzato per modellare un guscio sottoposto a flessione fuori piano. Questo elemento è classificato come elemento a piastra sottile, che ignora le deformazioni a taglio e un elemento a piastra spessa, che spiega gli effetti delle deformazioni di taglio.

La formulazione di un elemento a piastra sottile si basa sul concetto di elemento discreto Kirchhoff Triangular (DKT). Come mostrato in figura 5.7 questo elemento ha un grado di libertà traslazionale e due gradi di libertà rotazionali nelle coordinate locali. Un elemento quadrilatero a quattro nodi è costruito usando questo elemento DKT. Come mostrato, un quadrilatero è diviso in due triangoli e i due elementi triangolari sono sovrapposti. Poiché vi sono due direzioni di diagonali, i quattro elementi triangolari

sono sovrapposti e la rigidezza risultante è ottenuta dividendo la somma per 2.

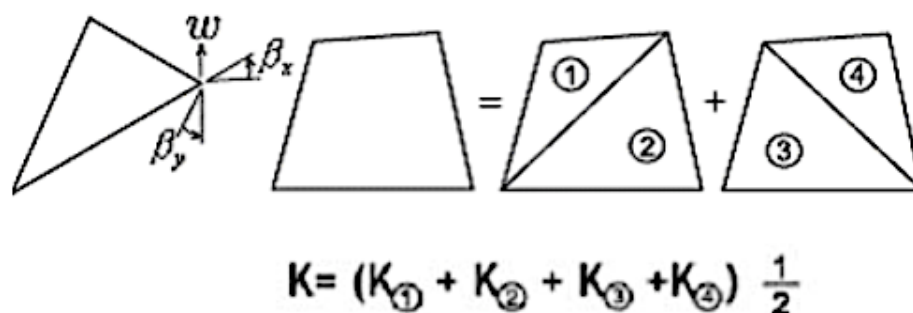


Figura 5.7 – Formulazione di un elemento piastra basato sull'elemento DKT

La formulazione agli elementi finiti della piastra basata sul concetto dell'elemento DKT è descritta di seguito. Questo elemento deriva dalle ipotesi che ignorano le deformazioni a taglio (ipotesi della piastra sottile di Kirchhoff). La teoria delle piastre che tiene conto delle deformazioni trasversali del taglio (teoria delle piastre di Mindlin-Reissner) si basa sulla seguente ipotesi: "Le particelle situate sulla normale alla superficie neutra di una piastra non deformata, dopo la deformazione, rimangono su una linea retta ma questa linea retta non è necessariamente normale alla superficie neutra deformata". Usando questa ipotesi, i componenti di spostamento in un punto arbitrario nell'elemento sono:

$$u = z\beta_x(x, y), \quad v = z\beta_y(x, y), \quad w = w(x, y)$$

dove, β_x e β_y sono gli angoli di rotazione delle normali alla superficie neutra indeformata nei piani x-z e y-z, rispettivamente.

La teoria della piastra di Mindlin-Reissner rappresenta la formulazione di un elemento a piastra spessa, che include deformazioni a taglio.

Si procede alla formulazione di un elemento DKT senza deformazioni a taglio. Prima si ignora l'energia di deformazione dalla matrice sforzo-deformazione di taglio e assumiamo quanto segue:

- L'elemento ha solo tre gradi di libertà, cioè lo spostamento w e due rotazioni θ_x e θ_y su ciascun nodo.
- Poiché le deformazioni a taglio sono ignorate, le rotazioni nodali devono soddisfare le condizioni al contorno di Kirchhoff:

$$\theta_x = \frac{\partial w}{\partial y} \text{ and } \theta_y = -\frac{\partial w}{\partial x}$$

- Le ipotesi della teoria delle piastre di Kirchhoff possono essere limitate in alcuni punti discreti.
- La condizione di compatibilità delle rotazioni, β_x e β_y , deve essere soddisfatta.

Inoltre, si assume quanto segue per formulare un elemento DKT:

- 1) Le rotazioni β_x e β_y sono imposte in una variazione quadratica nell'elemento, cioè:

$$\beta_x = \sum_{i=1}^6 f_i \beta_{xi} \text{ and } \beta_y = \sum_{i=1}^6 f_i \beta_{yi}$$

dove, β_x e β_y rappresentano i valori delle rotazioni su ciascun nodo e il punto medio-laterale, f_i rappresenta le funzioni di forma associate al nodo i -esimo, che sono definite come:

$$\begin{cases} f_1 = \xi_1 (2\xi_1 - 1) \\ f_2 = \xi_2 (2\xi_2 - 1) \\ f_3 = \xi_3 (2\xi_3 - 1) \\ f_4 = 4\xi_2 \xi_3 \\ f_5 = 4\xi_3 \xi_1 \\ f_6 = 4\xi_1 \xi_2 \end{cases} \quad \xi_1 + \xi_2 + \xi_3 = 1$$

- 2) L'ipotesi di Kirchhoff è vincolata a ciascun nodo e al nodo centrale.

Cioè, le seguenti condizioni devono essere soddisfatte:

$$\underline{\gamma} = \begin{bmatrix} \beta_x + \frac{\partial w}{\partial x} \\ \beta_y + \frac{\partial w}{\partial y} \end{bmatrix} = \mathbf{0} \quad (\text{at nodes 1, 2 \& 3})$$

$$\beta_s + \frac{\partial w}{\partial s} = 0 \quad (\text{at mid-edge points})$$

dove, s è la direzione lungo il bordo.

- 3) La variazione di w lungo il bordo è cubica, cioè:

$$\left(\frac{\partial w}{\partial s} \right)_k = -\frac{3}{2l_{ij}} w_i - \frac{1}{4} \left(\frac{\partial w}{\partial s} \right)_i + \frac{3}{2l_{ij}} w_j - \frac{1}{4} \left(\frac{\partial w}{\partial s} \right)_j$$

dove, k indica il nodo centrale del lato ij e l_{ij} rappresenta la lunghezza del lato ij.

- 4) Si assume che l'angolo di rotazione β_n attorno alla direzione tangenziale rispetto al lato vari in modo lineare lungo il lato, cioè:

$$\beta_{nk} = \frac{1}{2} (\beta_{ni} + \beta_{nj})$$

L'elemento a piastra spessa incluso nella libreria di elementi finiti MIDAS è un elemento triangolare/quadrangolare (DKMT / DKMQ) di Kirchhoff-Mindlin discreto.

La procedura di formulazione per l'elemento DKMT è abbastanza simile a quella utilizzata per l'elemento DKT. Tranne che i termini relativi alla rigidezza a taglio sono inclusi nella formulazione.

5.2.3 Elemento “parete” – Wall element

Gli elementi “Shear-Wall” inclusi nella libreria degli elementi finiti dei programmi della famiglia MIDAS sono formulati come tipi speciali di super elementi senza nodi interni. Un'interpretazione schematica del concetto di elementi parete di taglio è illustrata in figura 5.8. Il primo tipo di super-elemento “Shear-Wall” è definito come l'elemento “Membrane-Wall” ed è in grado di resistere alle forze e ai momenti nel piano attorno all'asse normale al piano della parete. L'elemento “membrane-wall” è costruito come assemblaggio di un elemento a 4 nodi di tensione piana e 4 elementi trave come mostrato in figura 5.8 (a). Si nota che nell'elemento “membrane-wall” la rigidezza a flessione fuori dal piano viene trascurata.

Il secondo tipo di super-elemento “Shear-Wall” è definito come Plate-Wall Element ed è costruito combinando un elemento rettangolare a 4 nodi (shell) e 4 elementi trave, come mostrato nella figura 5.8 (b), in modo da essere in grado di resistere alle forze interne ed esterne e ai momenti flettenti.

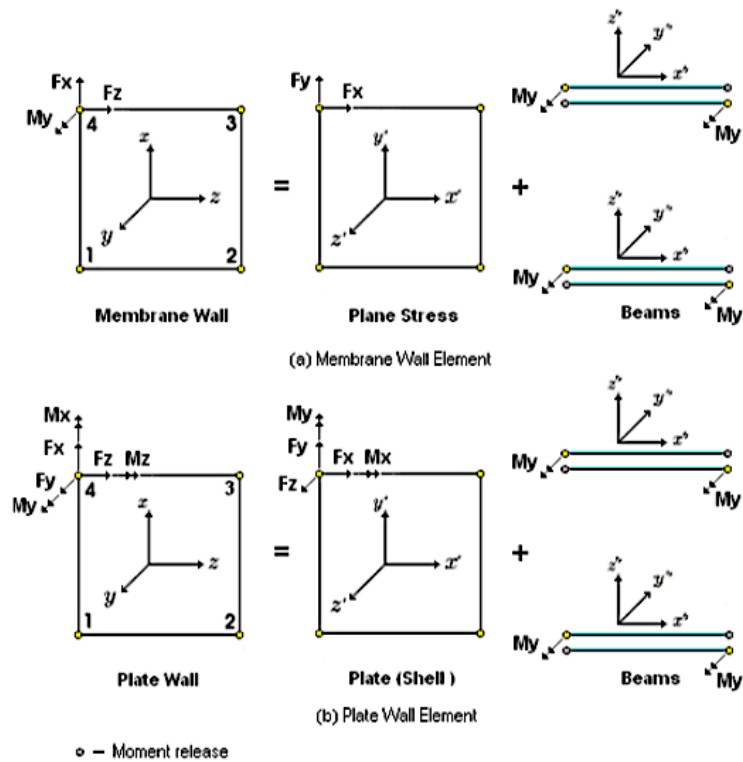


Figura 5.8 – “Shear-Wall element”.

Le formulazioni dell'elemento di tensione piana, dell'elemento a piastra e dell'elemento trave sono descritte in dettaglio nelle procedure di formulazione di ciascun elemento singolarmente. Dopo che la matrice di rigidezza di ciascun elemento costitutivo è stata costruita e trasformata dalle sue coordinate locali al sistema di coordinate globale (wall), viene assemblata in una matrice di super-rigidezza di parete di taglio. Si noti che le proprietà della parete di taglio come lo spessore delle pareti t_{wall} e l'altezza h_{wall} vengono utilizzate per definire le matrici di rigidezza degli elementi costitutivi.

La matrice di rigidezza dell'elemento di sforzo piano rettangolare a 4 nodi o dell'elemento a piastra nelle coordinate globali è data da:

$$\mathbf{K}_p = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} & \mathbf{K}_{12} & \mathbf{K}_{13} & \mathbf{K}_{14} \\ & \mathbf{K}_{22} & \mathbf{K}_{23} & \mathbf{K}_{24} \\ & & \mathbf{K}_{33} & \mathbf{K}_{34} \\ \text{sym.} & & & \mathbf{K}_{44} \end{bmatrix}$$

dove, ciascuna matrice K_{ij} è definita usando come spessore della poastra t_{wall} e proprietà del materiale dell'elemento wall.

Gli elementi trave sono introdotti nella formulazione a parete di taglio per poter resistere ai momenti attorno all'asse perpendicolare al piano dell'elemento wall. Ogni elemento della trave ha una cerniera di estremità (momento di rilascio) sull'asse y locale e quindi trasferisce il momento solo a un nodo correlato all'elemento wall (figura 5.8). Si presume che ogni elemento trave abbia una sezione trasversale rettangolare con proprietà definite dalla geometria del muro come segue: $b_{beam} = t_{wall}$ e $d_{beam} = h_{wall}$

Esistono due tipi di matrici di rigidezza della trave. Uno è per la trave rilasciata al nodo i -end, e l'altro è per la trave rilasciata a j -end. Le loro matrici di rigidezza nelle coordinate globali sono date da:

$$\mathbf{K}_b^i = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ii}^i & \mathbf{K}_{ij}^i \\ \mathbf{K}_{ji}^i & \mathbf{K}_{jj}^i \end{bmatrix}, \quad \mathbf{K}_b^j = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{ii}^j & \mathbf{K}_{ij}^j \\ \mathbf{K}_{ji}^j & \mathbf{K}_{jj}^j \end{bmatrix}$$

Di conseguenza, la matrice di rigidezza della parete di taglio in coordinate globali si ottiene assemblando la matrice di rigidezza dell'elemento piano e le matrici di rigidezza dei 4 elementi trave come segue:

$$\mathbf{K}_w = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{11} + \mathbf{K}_{ii}^i + \mathbf{K}_{ii}^j & \mathbf{K}_{12} + \mathbf{K}_{ij}^i + \mathbf{K}_{ij}^j & \mathbf{K}_{13} & \mathbf{K}_{14} \\ & \mathbf{K}_{22} + \mathbf{K}_{jj}^i + \mathbf{K}_{jj}^j & \mathbf{K}_{23} & \mathbf{K}_{24} \\ & & \mathbf{K}_{33} + \mathbf{K}_{jj}^i + \mathbf{K}_{jj}^j & \mathbf{K}_{34} + \mathbf{K}_{ji}^i + \mathbf{K}_{ji}^j \\ \text{sym.} & & & \mathbf{K}_{44} + \mathbf{K}_{ii}^i + \mathbf{K}_{ii}^j \end{bmatrix}$$

5.3 Analisi fasi di costruzione

L'analisi della fase di costruzione per le strutture in cemento armato viene applicata in quelle strutture nelle quali la stabilità strutturale durante la costruzione è tanto importante quanto per la struttura finita.

Questo requisito è applicabile anche ai grattacieli. Il periodo di costruzione a lungo termine di un grattacielo può indurre un accorciamento assiale

della struttura per diverse centinaia di millimetri a livelli più alti dell'edificio durante la costruzione.

La quantità di movimento assiale o laterale può essere ignorata per gli edifici ordinari, ma è molto importante per i grattacieli, poiché provoca effetti negativi sulla costruzione e le prestazioni degli ascensori (Bast 2007) e sulla facciata, e sviluppa anche forze bloccate in stabilizzatori o capriate a nastro (Baker 2006) che sono vitali per la resistenza laterale dei grattacieli.

L'analisi strutturale ordinaria e la progettazione degli edifici sono condotte sulle strutture completate per la loro sicurezza, stabilità e facilità di manutenzione. Le condizioni strutturali durante la costruzione non sono di grande preoccupazione, dal momento che di solito non sono più severe di quelle occupate dopo la costruzione. Questo potrebbe non essere vero per edifici alti e strutture irregolari. Per queste strutture, ci sono più situazioni critiche durante la costruzione che nella configurazione strutturale finale in termini di sicurezza strutturale e stabilità.

Ci sono due questioni principali che distinguono l'analisi della fase di costruzione dall'analisi strutturale ordinaria: considerazione delle sequenze di costruzione e proprietà dipendenti dal tempo del calcestruzzo come il modulo di elasticità, creep e ritiro.

Generalmente, l'analisi della fase di costruzione viene eseguita per simulare fasi cruciali di una struttura in costruzione e, se necessario, per ottenere deformazioni e forze in ciascuna delle fasi.

Nel mondo reale, i carichi dal peso proprio della struttura si sviluppano progressivamente man mano che un edificio viene costruito e i carichi esterni vengono applicati anche a strutture parzialmente completate. Le differenze nell'applicazione del carico tra la situazione del mondo reale e l'ipotesi del modello strutturale - carico completo al completamento - portano a discrepanze nella distribuzione dei carichi interni e delle deformazioni negli elementi strutturali come mostrato in figura 5.9 per il

telaio in cemento a due piani (Midas IT 2009). Nel caso dell'analisi in fase di costruzione, i carichi su un piano particolare agiscono tipicamente sulla struttura senza la presenza dei piani superiori durante la costruzione (vedi figura 5.9 (a)). Per l'analisi strutturale ordinaria, i carichi su un piano particolare coinvolgono la parte superiore piani nel suo trasferimento (vedi figura 5.9 (b)) e, generalmente, l'analisi genera meno forze interne nel particolare piano e più forze interne nei piani sopra. Inoltre la condizione strutturale nel piano particolare al momento del carico ma anche quello della struttura generale alla fase finale diventa diverso. le discrepanze diventano significative quando il numero di piani aumenta.

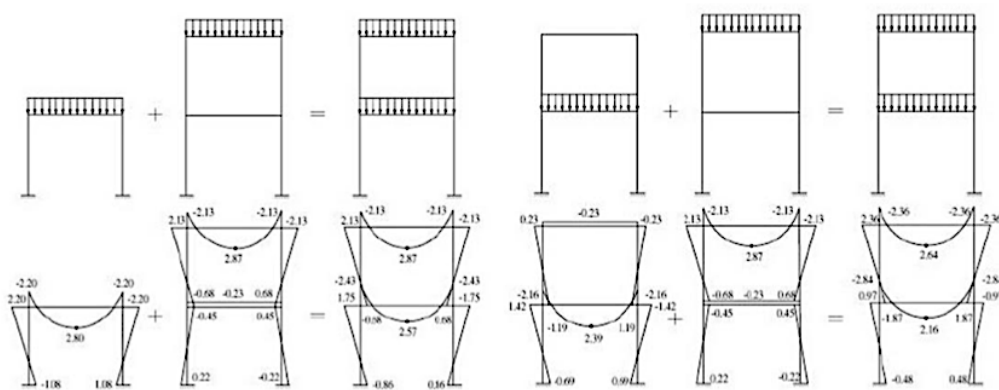


Figura 5.9 – Confronto tra diagrammi di momento per un telaio in calcestruzzo a due piani. Destra: analisi con fase di costruzione; Sinistra: analisi struttura ordinaria

Anche se un edificio è costruito con una sequenza convenzionale, le differenze accumulate nelle forze e nelle deformazioni negli elementi strutturali tra l'analisi dello stadio di costruzione e l'analisi strutturale ordinaria aumentano a causa del creep del calcestruzzo durante il lungo periodo di costruzione dell'edificio alto. Mentre le deformazioni elastiche sono semplicemente calcolate dal carico applicato e dal modulo di elasticità, le deformazioni da creep e ritiro sono influenzate da vari fattori quali dimensioni e forma degli elementi, rapporto d'armatura, umidità relativa, modulo di elasticità, durata dell'applicazione del carico ed età di polimerizzazione all'inizio del carico (Fintel 1986).

Al giorno d'oggi l'analisi della fase di costruzione è disponibile in vari programmi di analisi strutturali commerciali tra cui SAP 2000, MIDAS/GEN, SOFiSTiK, LUSAS, GSA e Scia Engineer. L'analisi della fase di costruzione per edifici alti è stata focalizzata principalmente sull'analisi dell'accorciamento delle colonne. Le deformazioni delle colonne e delle pareti sono state calcolate in modo isolato dall'intero edificio e la quantità di deformazioni è solitamente suddivisa in accorciamento UPTO e SUBTO in base alla costruzione dei rispettivi piani (Taehun Ha, 2013).

5.4 Modello Midas Gen

Grazie alle planimetrie a disposizione è stato possibile creare il modello FEM dell'edificio sul software Midas Gen. Sono stati generati 12332 nodi e 16244 elementi (3146 travi, 12172 elementi piastra e 926 elementi parete).

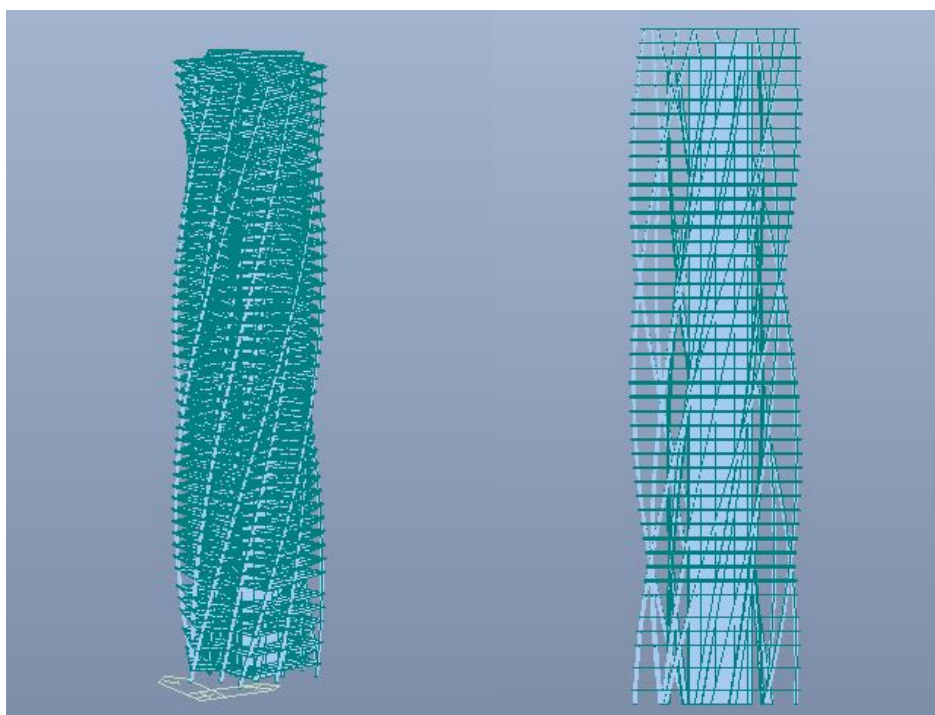


Figura 5.10 – Sinistra: Edificio in prospettiva (FEM Midas); Destra: Edificio vista frontale (FEM Midas)

La geometria della torre è descritta nella tabella 5.1:

Story	Altezza interpiano [m]	Altezza [m]	Rotazione [°]	Rotazione dalla base [°]
B01 (-1)		0		0
B02 (-2)	3,5	3,5	3	3
N00	5,5	9	4,7	7,7
N01	5,5	14,5	4,7	12,4
N01M	3,5	18	3	15,4
N02	3,5	21,5	3	18,4
N03	5,5	27	4,7	23,1
N04	3,5	30,5	3	26,1
N05	3,5	34	3	29,1
N06	3,5	37,5	3	32,1
N07	3,5	41	3	35,1
N08	3,5	44,5	3	38,1
N09	3,5	48	3	41,1
N10	3,5	51,5	3	44,1
N11	3,5	55	3	47,1
N12	3,5	58,5	3	50,1
N13	3,5	62	3	53,1
N14	3,5	65,5	3	56,1
N15	3,5	69	3	59,1
N16	3,5	72,5	3	62,1
N17	3,5	76	3	65,1
N18	3,5	79,5	3	68,1
N19	3,5	83	3	71,1
N20	3,5	86,5	3	74,1
N21	3,5	90	3	77,1
N22	3,5	93,5	3	80,1
N23	3,5	97	3	83,1
N24	3,5	100,5	3	86,1
N25	3,5	104	3	89,1
N26	3,5	107,5	3	92,1
N27	3,5	111	3	95,1
N28	3,5	114,5	3	98,1
N29	3,5	118	3	101,1
N30	3,5	121,5	3	104,1
N31	3,5	125	3	107,1
N32	3,5	128,5	3	110,1
N33	3,5	132	3	113,1
N34	3,5	135,5	3	116,1
N35	3,5	139	3	119,1
N36	3,5	142,5	3	122,1
N37	3,5	146	3	125,1
N38	3,5	149,5	3	128,1
N39	3,5	153	3	131,1
N40	3,5	156,5	3	134,1
N41	3,5	160	3	137,1
N42	3,5	163,5	3	140,1
N43	3,5	167	3	143,1

Tabella 5.1 – Geometria della torre

5.5 Proprietà dei materiali

Si andranno a definire le proprietà meccaniche dei materiali, facendo particolare attenzione al modulo di Young e ai parametri di resistenza. Nel software è possibile selezionare le proprietà dei materiali da una libreria basata sui codici adottati. In questo modello sono stati usati i seguenti materiali:

- C30/37;
- C40/50;
- C50/60;
- C60/75;
- S355.

Per la nervatura lungo i lati degli ultimi quattro piani sono state usate travi in acciaio. È stato adottato la normativa EN05(S): rapporto di Poisson con valore 0,3 e peso specifico pari a $76,98 \text{ kN/m}^3$. Tutte le solette sono state gettate con un calcestruzzo classe C30/37 (considerando anche la nervatura), mentre per le colonne e le pareti del core centrale sono stati utilizzate diverse classi di calcestruzzo che variano progressivamente dal basso verso l'alto (figura 5.10).

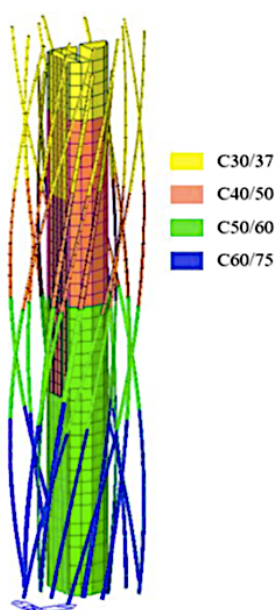


Figura 5.11 – Varie classi di calcestruzzo usate nelle colonne e nelle pareti del core.

f_{ck} 28days [MPa]	RH [%]	h [m]	Tipo di cemento	Inizio ritiro [d]	Tipo di aggregato
30	70	-	32.5R, 42.5R	3	Basalto, Calcare denso
40	70	-	32.5R, 42.5R	3	Basalto, Calcare denso
50	70	-	42.5R, 52.5N, 52.5R	3	Basalto, Calcare denso
60	70	-	42.5R, 52.5N, 52.5R	3	Basalto, Calcare denso

Tabella 5.2 – Caratteristiche materiali nel tempo (creep/ritiro)

La norma usata per il calcestruzzo è EN04(RC), dove il rapporto di Poisson è pari a 0,2, mentre il peso specifico è pari a 25 kN/m³.

In Midas è anche possibile definire le proprietà del calcestruzzo tenendo conto degli effetti di creep e ritiro che si sviluppano nel tempo. Queste proprietà vengono applicate durante l'analisi di "Construction Stage".

Dapprima si devono definire le normative per il calcolo del creep e del ritiro: si utilizza la norma fib Model Code 2010. Il software calcola il coefficiente di creep e la deformazione da ritiro. Le caratteristiche dei differenti tipi di materiale sono le seguenti:

Si noti come la dimensione $h=2A_c/u$ (dove A_c è la sezione dell'area ed u è il perimetro in contatto con l'atmosfera) è calcolata automaticamente dal software. Midas, inoltre, calcola la resistenza a compressione che dipende dal tipo di cemento e di aggregati:

$$f(t) = (f_{ck} + \Delta f) \exp \left(s \left[1 - (28/t_{eq})^{0,5} \right] \right)$$

dove $\Delta f=8$ Mpa.

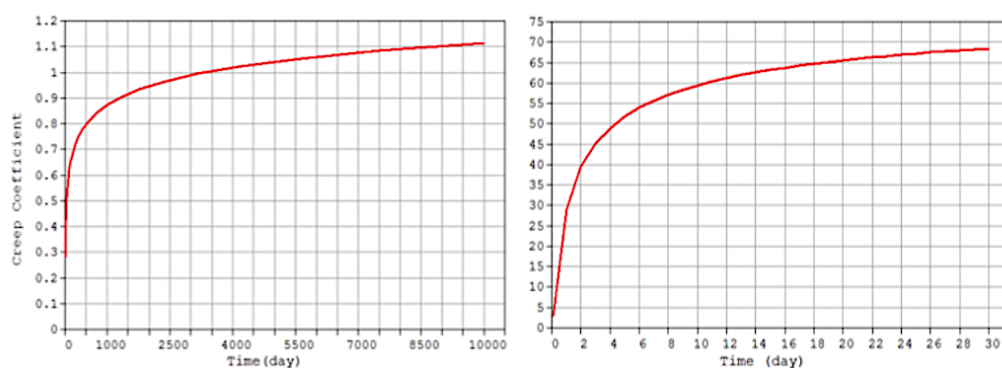


Figura 5.12 – Sinistra: coefficiente di creep C60/75; Destra: resistenza a compressione C60/75 (MPa).

5.6 Sezioni di travi e colonne

Per costruire le travi e le colonne sono stati usati elementi beam. Nel modello sono state utilizzate 2 sezioni: circolare e rettangolare.

- Pilastrini a sezione circolare: i pilastrini variano la sezione dal basso verso l'alto. Si usano diversi diametri: $\phi 1200$ mm, $\phi 1000$ mm, $\phi 900$ mm, $\phi 750$ mm, $\phi 700$ mm, $\phi 650$ mm.
- Pilastrini a sezione rettangolare: ci sono 10 sezioni che, come per i pilastrini circolari, variano dal livello delle fondazioni fino all'ultimo piano dell'edificio. Si usano diverse dimensioni: 1650x400 mm, 1650x300mm, 1400x500mm, 1400x400mm, 1400x300mm, 1200x500mm, 1200x400mm, 1200x300mm, 1050x300mm.

Inoltre, le nervature ai lati delle solette hanno uno spessore di 45 cm ed hanno una larghezza di 120 cm nei lati corti della soletta e di 200 cm nei lati lunghi. Negli ultimi quattro piani le nervature ai lati della soletta hanno una sezione in acciaio: RHS-CF 250X250X12.5 UNI17. Si noti che nei primi 7 piani non sono presenti le nervature ai lati poiché la torre è collegata al centro congressi.

5.7 Sezioni delle piastre

Nel modello è stata usata la tipologia di soletta piena: "full slab floor". In Midas è possibile scegliere tra due tipologie diverse di piastra:

- Piastra sottile o “Thin plate” (3 o 4 nodi): si utilizza la formulazione di Kirchhoff per cui non si considera la deformazione a taglio trasversale;
- Piastra spessa o “Thick plate” (3 o 4 nodi): si applica la teoria di Mindlin/Reissner, che tiene in considerazione il comportamento a taglio.

In questo modello sono stati usati le piastre spesse con uno spessore di 28 cm. I piani 19,36 e 39 hanno uno spessore di 35 cm senza nervature, così come il piano 40 che però ha uno spessore di 50 cm. È importante verificare che pilastri e solette siano collegati, in modo da garantire il trasferimento dei carichi orizzontali e verticali dalle solette alle colonne. Midas genera automaticamente le aree di carico delle colonne in modo da definire la quantità di carico delle solette che viene assegnata ai pilastri. Ogni singola piastra è meshata automaticamente con una mesh di dimensione pari a 2 m.

5.8 Sezioni degli elementi parete (Wall)

Le pareti di taglio, fatte di cemento armato, sono utilizzate al fine di garantire la stabilità degli edifici. Nel software Midas sono presenti due tipologie di questi elementi:

- “Membrane”: con rigidezza nel proprio piano più rigidezza rotazionale in direzione verticale. In genere utilizzati per modellare pareti di taglio soggette solo a carichi nel piano;
- “Plate”: con rigidezza nel proprio piano più rigidezza rotazionale in direzione verticale più rigidezza flessionale fuori dal piano. Si utilizza per modellare elementi che devono resistere sia a carichi nel piano sia a momenti flettenti fuori dal piano.

Inoltre, è possibile scegliere due tipologie di elementi parete:

- “Plate base”: per analisi elastica;

- “CRB”: elemento parete per analisi anelastica nel tempo o per analisi pushover.

Nel modello è stato utilizzato l’elemento parete “Membrane-Plate base”, considerando sei differenti spessori che decrescono progressivamente dal basso verso l’alto: 80 cm, 60 cm, 50 cm, 40 cm e 30 cm.

5.9 Costruzione del modello

Conoscendo la planimetria della soletta di fondazione è possibile costruire su Autocad il modello per ottenere le coordinate da trasferire in Midas. Si inseriscono quindi tutti i nodi dei pilastri e dei lati della soletta di fondazione ad un’altezza $Z = 0$ m. Fatto ciò si selezionano tutti i nodi e grazie al comando “estrudi” presente in Midas si trasferiscono i nodi all’altezza desiderata generando degli elementi trave. Per costruire il primo piano bisogna estrarre i nodi di un’altezza pari a 3,5 m, ed oltre a traslare in direzione Z i nodi, bisogna anche ruotarli di 3° rispetto al centro di rotazione del piano. Tutti i piani si costruiscono ripetendo questa procedura. Infine, è possibile assegnare ad ogni elemento le proprietà desiderate: sezione e materiale.

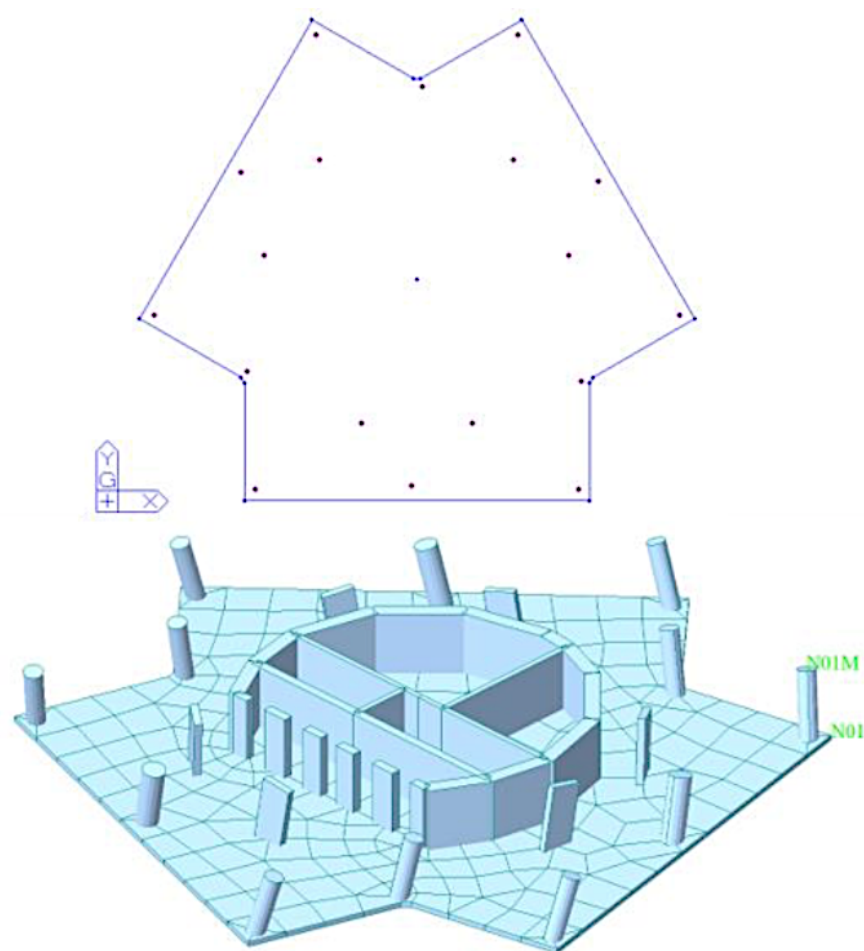


Figura 5.13 – In alto: sezione iniziale coi nodi da estrarre; In basso: esempio primo N01.

Una volta che tutti i pilastri sono stati creati si procede con la creazione del core centrale. Nella struttura reale il core è semi-circolare, ma per semplificare il modello e diminuire il tempo di modellazione, il core è stato modellato con vari segmenti di elementi “wall”. Anche in questo caso grazie alla planimetria è possibile ricavare i nodi a livello della fondazione e traslarli in direzione verticale (lungo Z). Dopo aver traslato i nodi è possibile creare gli elementi parete collegando 4 nodi. Questo procedimento si ripete per ogni piano, eccetto per l’ultimo dove questo non è presente. Fatto ciò è possibile assegnare lo spessore ed il materiale corretto per ogni elemento wall.

Infine, vengono create le solette. Nel piano di fondazione i bordi sono collegati con le travi del bordo. Queste travi vengono copiate e traslate in direzione Z e ruotati di 3 gradi.

A questo punto è possibile eseguire la mesh automatica di ogni piano: l'area è delimitata dalle travi del bordo e, inclusi i nodi delle colonne e delle pareti, vengono creati elementi piastra con dimensione 2 m.

Il piano del semiinterrato è stato rimosso quando il modello è stato completato.

5.10 Carichi e condizioni al contorno

Negli edifici alti, solitamente, si considerano tre tipo di carico:

- Carichi gravitazionali;
- Carichi da vento;
- Carichi sismici.

I carichi gravitazionali sono composti da: peso proprio ("Self-Weight" - SW), carichi permanenti ("Dead Load" - DL) e carichi variabili ("Live Load" - LL). Il peso proprio è calcolato automaticamente dal Midas Gen tramite la densità del materiale.

Per l'analisi durante la fase di costruzione ("Construction Stage Analysis") si applicano solo i carichi gravitazionali: peso proprio, carichi permanenti ed il 30% dei carichi variabili, poiché:

- Gli spostamenti che è possibile compensare durante la costruzione sono dati solo dal carico dell'edificio, ma il 30% dei carichi variabili prende in considerazione il carico proveniente dalle apparecchiature di servizio fisse come le gru;
- Gli effetti viscoelastici sono significativi solo per il carico costante nel tempo, quindi si presume che il 30% dei carichi variabili venga applicato costantemente durante la vita di servizio dell'edificio.

I carichi gravitazionali applicati ai vari piani sono elencati in tabella 5.3:

Story	Dead Load [kN/m ²]	Live Load [kN/m ²]	30% Live Load [kN/m ²]
01 (-1)	-	-	-
B02 (-2)	2,5	5	1,5
N00	2,5	5	1,5
N01	2,5	5,5	1,65
N01M	-	-	-
N02	-	-	-
N03	2	4	1,2
N04	2	3,5	1,05
N05	2	3,5	1,05
N06	2	3,5	1,05
N07	2	3,5	1,05
N08	2	3,5	1,05
N09	2	3,5	1,05
N10	2	3,5	1,05
N11	2	3,5	1,05
N12	2	3,5	1,05
N13	2	3,5	1,05
N14	2	3,5	1,05
N15	2	3,5	1,05
N16	2	3,5	1,05
N17	2	3,5	1,05
N18	2	3,5	1,05
N19	2	3	0,9
N20	2	3	0,9
N21	2	3	0,9
N22	2	3	0,9
N23	2	3	0,9
N24	2	3	0,9
N25	2	3	0,9
N26	2	3	0,9
N27	2	3	0,9
N28	2	3	0,9
N29	2	3	0,9
N30	2	3	0,9
N31	2	3	0,9
N32	2	3	0,9
N33	2	3	0,9
N34	2	3	0,9
N35	2	3	0,9
N36	2	3	0,9
N37	2	3,5	1,05
N38	2	3,5	1,05
N39	2	4,5	1,05
N40	5,5	8	2,4
N41	5	4	1,2
N42	-	-	-
N43	-	-	-

Le condizioni al contorno sono applicate a tutti i nodi alla base: tutti i gradi di libertà con riferimento a spostamenti e rotazioni sono bloccati.

5.11 Fase di costruzione (CS) in Midas Gen

L'analisi della fase di costruzione considera la vera sequenza di costruzione. Grazie a quest'analisi è possibile definire le varie fasi costruttive necessarie per analizzare una struttura a più piani permettendo la valutazione di tutti quegli effetti che derivano dalle varie configurazioni strutturali in evoluzione, come ad esempio gli accorciamenti dei pilastri in fase elastica e gli accorciamenti dovuti agli effetti dipendenti dal tempo come creep e ritiro. Ogni fase di costruzione prende in considerazione un gruppo di elementi (travi, pilastri, solette) ed un gruppo di carico relativo alla fase costruttiva in esame, formando una struttura indipendente provvisoria.

Al fine di ottenere risultati più accurati per gli effetti di creep e ritiro in una fase costruttiva a lunga durata, si seleziona l'opzione di fasi con generazione automatica.

Per creare l'analisi delle varie fasi costruttive sono state fatte le seguenti assunzioni:

- Ogni piano è stato costruito in 8 giorni;
- L'età dell'elemento quando viene applicato il carico è di 3 giorni;
- I carichi variabili vengono applicati dopo 3 giorni che la CS è creata;
- Quando è stata costruita metà torre (192 giorni), i carichi permanenti iniziano ad essere applicati a partire dalla base e vengono incrementati ogni 4 giorni;
- L'edificio è completato dopo 368 giorni, mentre l'ultimo carico permanente è applicato a 372 giorni.

Utilizzando la CS analisi, Midas automaticamente fornisce gli spostamenti SUBTO, poiché gli spostamenti UPTO sono compensati durante la costruzione.

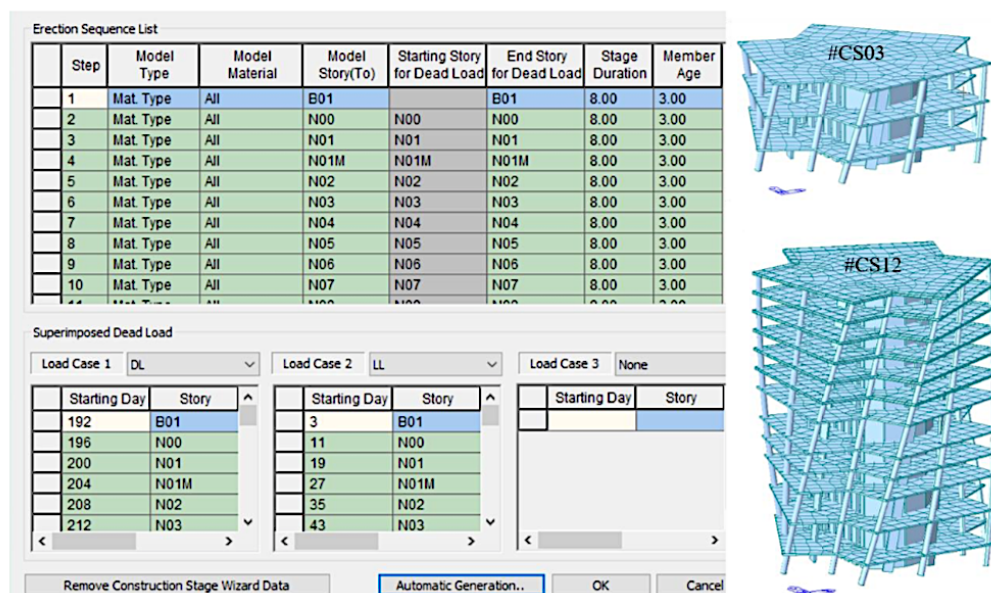


Figura 5.14 – Sinistra: lista sequenza d'elevazione; Destra: CS03 (24 giorni) e CS12 (96 giorni).

5.12 Risultati analisi FEM in Midas Gen

Di seguito si riportano i risultati ottenuti con le varie analisi. Sono stati considerati gli spostamenti e le rotazioni nelle tre direzioni (x,y,z) ed il momento torcente. La torre è stata analizzata considerando due rotazioni e due inclinazioni rispettivamente di 3 e 5 gradi.

5.12.1 Torre ruotata ed inclinata di 3°.

Per ricavare i risultati è stata considerata la seguente pilastrata:

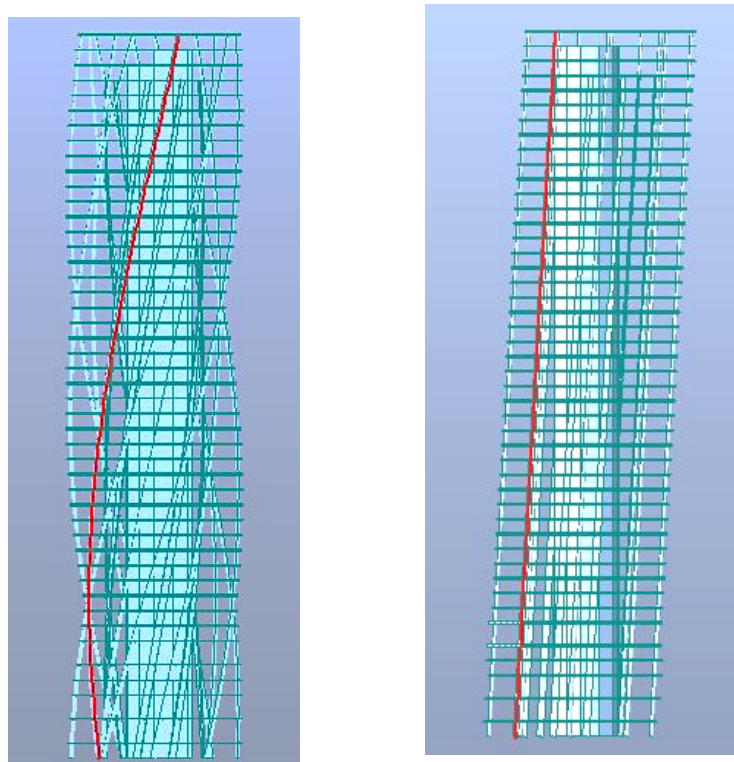


Figura 5.15 – Pilastrati considerati per ricavare i risultati

I pilastrati presentano le seguenti proprietà:

Story	Sezione [mm]	Materiale	Inclinazione [°]
B02 - N05	$\phi 1200$	C60/75	12.7
N05 - N10	$\phi 1000$	C60/75	
N10 - N20	$\phi 1000$	C50/60	
N20 - N25	$\phi 1000$	C40/50	
N25 - N30	$\phi 900$	C40/50	
N30 - N36	$\phi 900$	C30/40	
N36 - N43	$\phi 700$	C30/40	

Tabella 5.4 – Proprietà colonna inclinata

È stato considerato:

- Carico: peso proprio, carico permanente, 30% carico variabile e nessun carico orizzontale;
- Analisi CS: prende in considerazione solo gli spostamenti SUBTO;
- Spostamenti e rotazioni sono riferite al sistema di coordinate globale;
- Gli spostamenti sono dati dalla somma di spostamenti elastici, da creep e da ritiro.

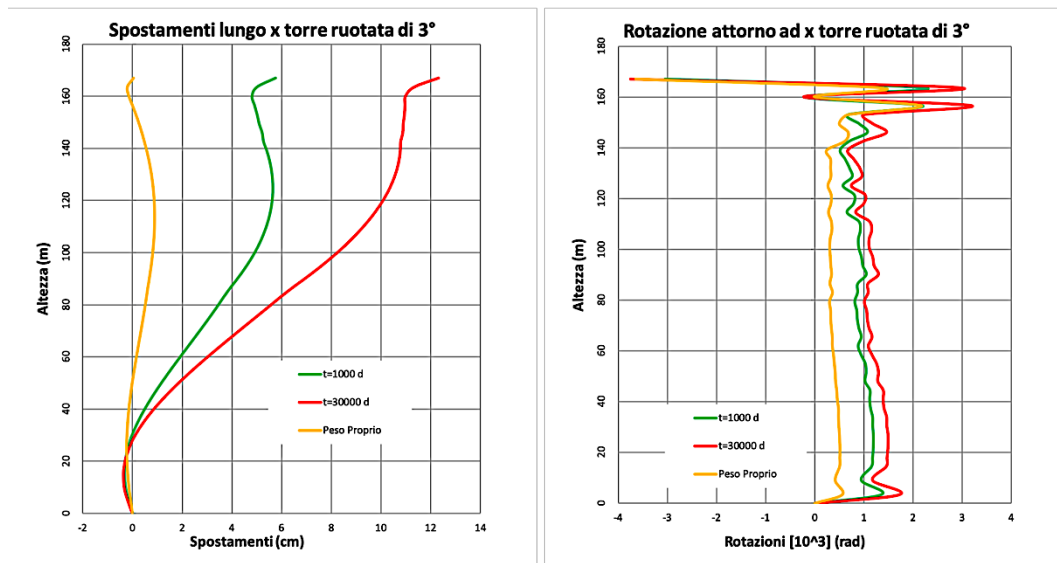


Figura 5.16 – Spostamenti e rotazioni attorno ad x torre ruotata di 3°

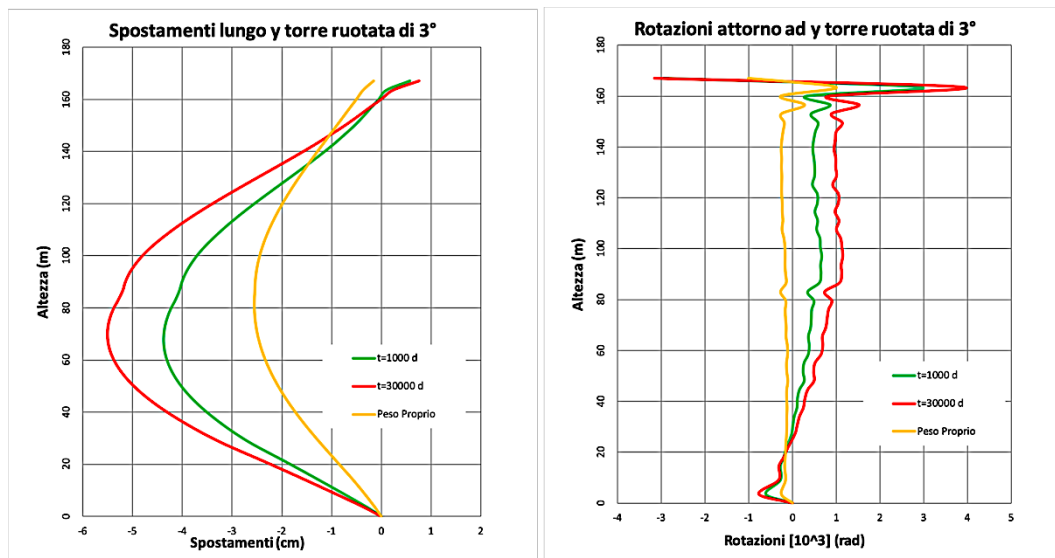


Figura 5.17 – Spostamenti e rotazioni attorno ad y torre ruotata di 3°

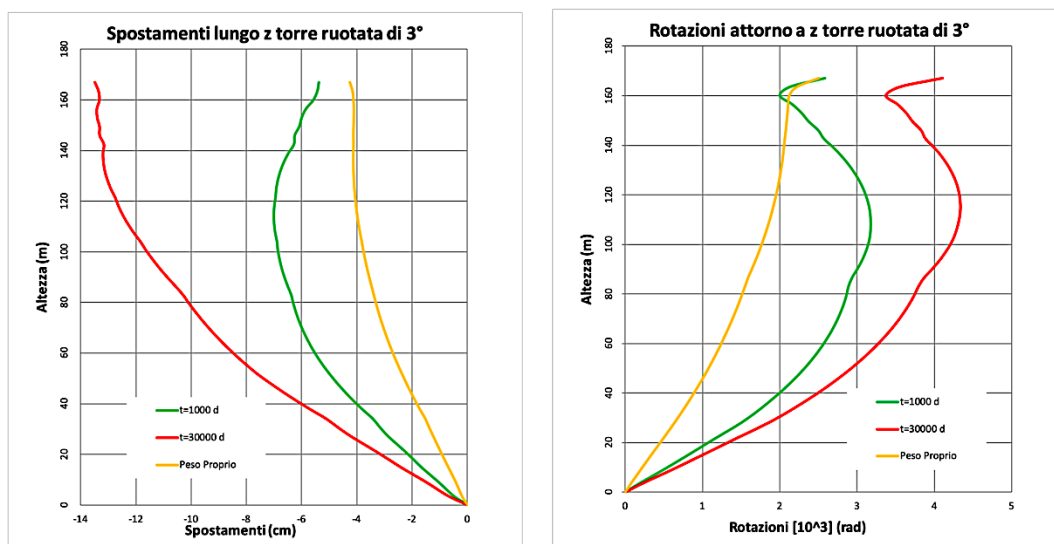


Figura 5.18 – Spostamenti e rotazioni attorno a z torre ruotata di 3°

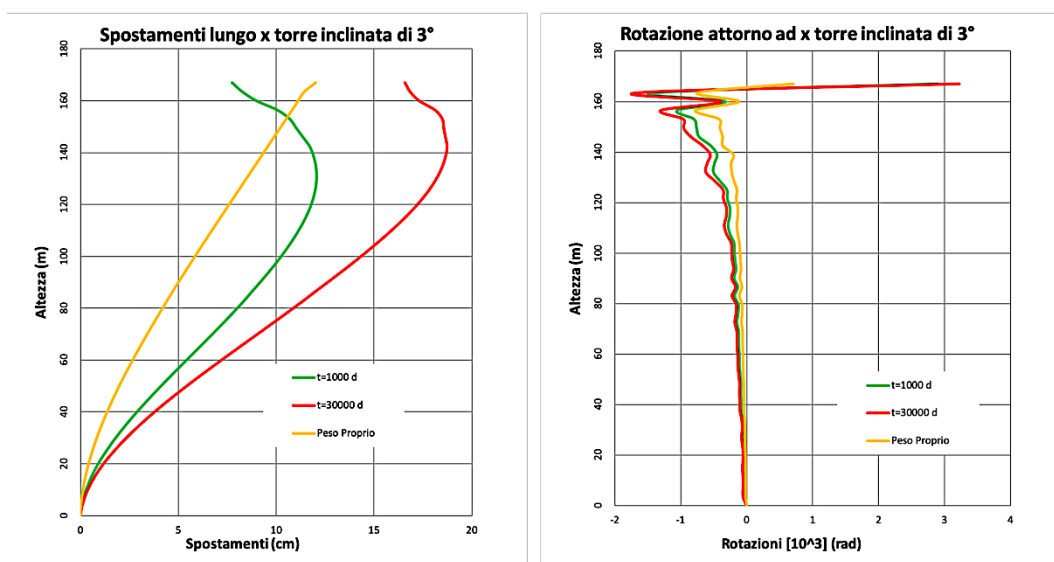


Figura 5.19 – Spostamenti e rotazioni attorno ad x torre inclinata di 3°

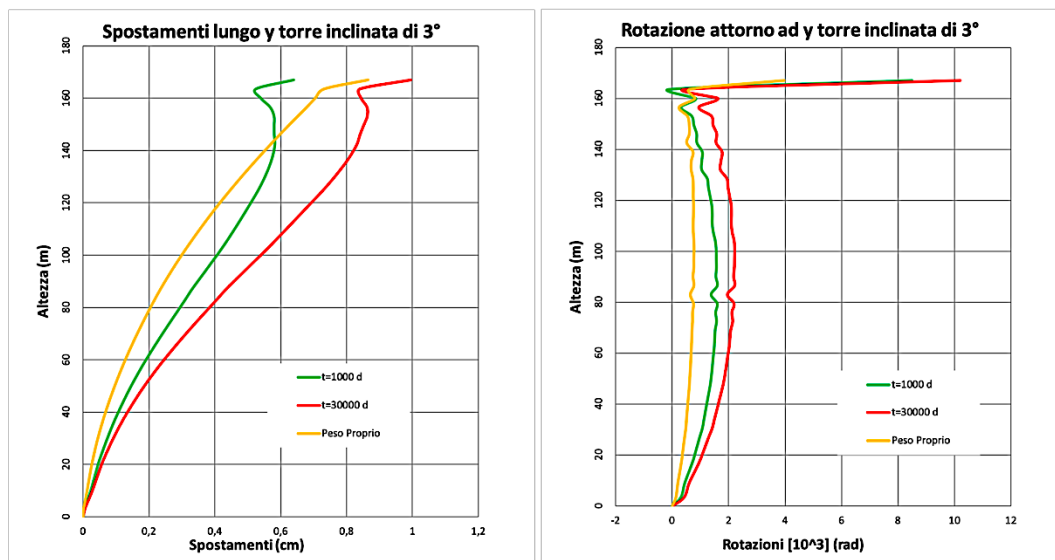


Figura 5.20 – Spostamenti e rotazioni attorno ad y torre inclinata di 3°

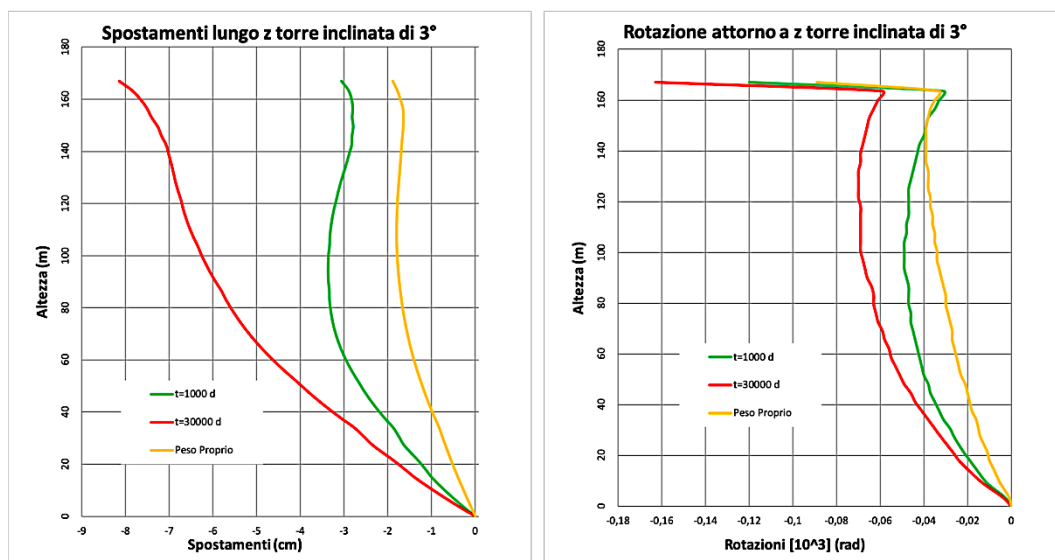


Figura 5.21 – Spostamenti e rotazioni attorno a x torre inclinata di 3°

Nelle figure dalla 5.16 alla 5.21 sono riportati spostamenti e rotazioni dei pilastri inclinati presi in considerazione per la torre ruotata ed inclinata di 3°: trascurando gli effetti visco-elastici si avrebbe sottostima dei risultati. Si riportano anche le rotazioni per le valutazioni del momento torcente delle colonne circolari. L'angolo di torsione per un pilastro circolare di lunghezza l è:

$$\varphi = \frac{M_t \cdot l}{G \cdot I_p}$$

mentre il modulo di taglio è:

$$G = \frac{m}{2 \cdot (m + 1)} \cdot E$$

dove $\frac{l}{m} = \nu$ è il rapporto di Poisson.

La particolare forma dell'edificio a torsione produce non solo spostamenti verticali ma anche spostamenti orizzontali dell'edificio. In figura 5.22 si può notare lo spostamento del 27° piano ad un tempo pari a 30000 giorni della torre ruotata di 3°. Allo stesso modo in figura 5.23 lo spostamento del 27° piano della torre inclinata di 3°.

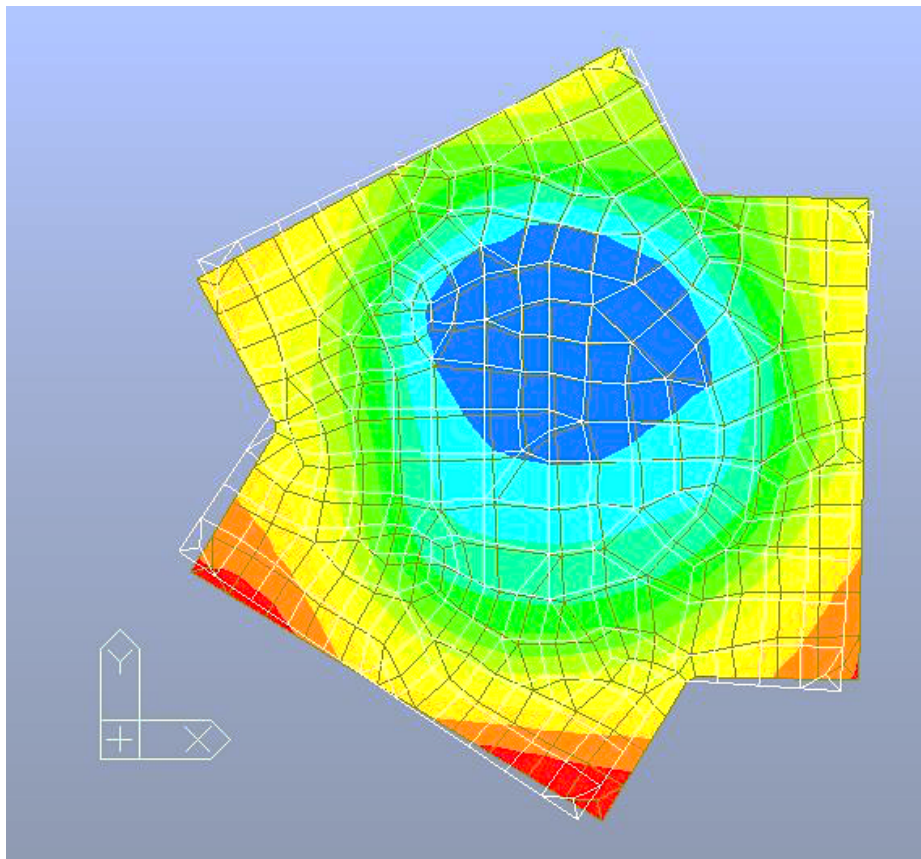


Figura 5.22 – Spostamento 27° piano a t=30000 giorni per torre ruotata di 3°

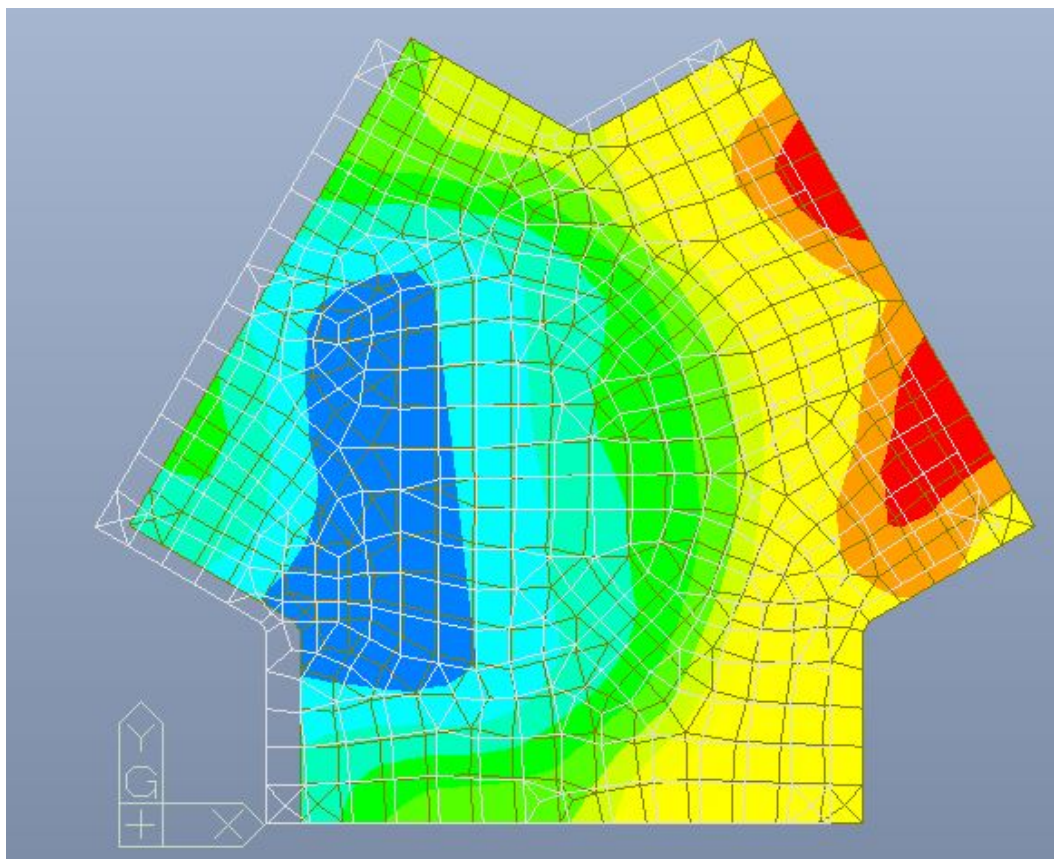


Figura 5.23 - Spostamento 27° piano a $t=30000$ giorni per torre ruotata di 3°

I carichi gravitazionali provocano una rotazione del piano nella direzione in cui la colonna è inclinata. Pertanto, sotto carico verticale la colonna inclinata tende ad inclinarsi di più, e il piano superiore ruota a causa degli spostamenti orizzontali delle colonne esterne. A causa del creep e del ritiro la deformazione e quindi gli spostamenti aumentano nel tempo.

Si noti che negli ultimi due piani la rotazione e gli spostamenti orizzontali sono maggiori perché non c'è il core centrale.

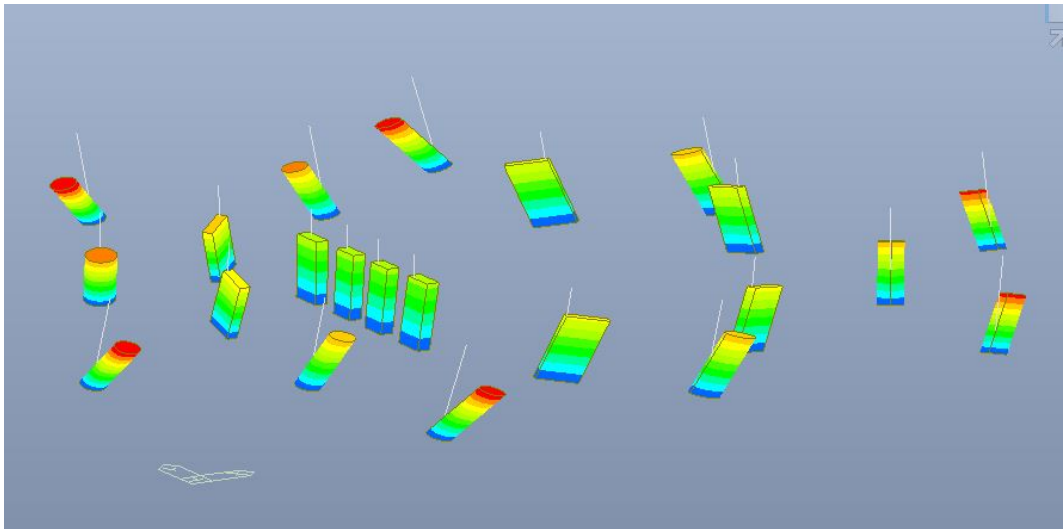


Figura 5.24 – Deformazione pilastri primo piano torre ruotata di 3°

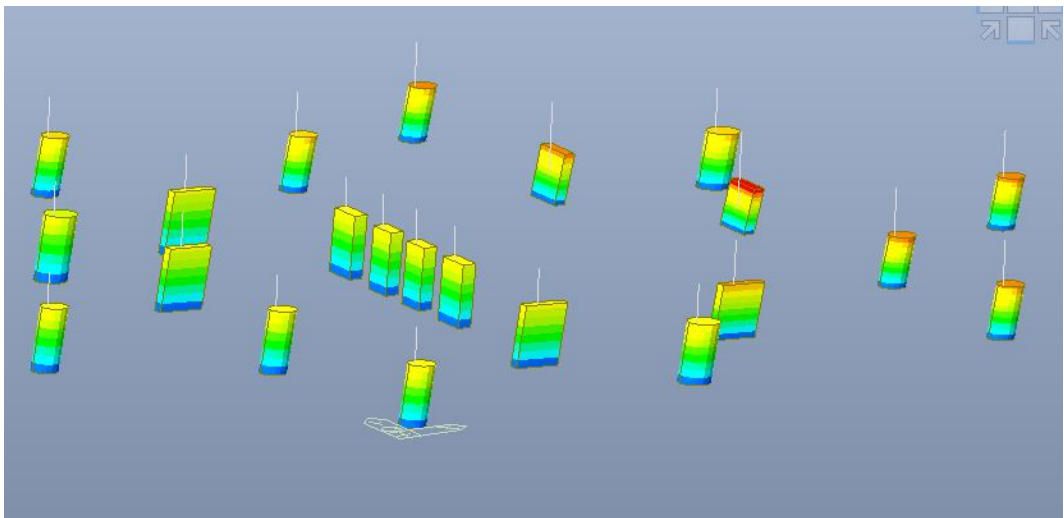


Figura 5.25 – Deformazione pilastri primo piano torre inclinata di 3°

Infine, sembra necessario non solo la compensazione classica per l'accorciamento verticale, ma anche una compensazione orizzontale, per evitare i grandi spostamenti orizzontali dell'edificio e la grande rotazione del piano.

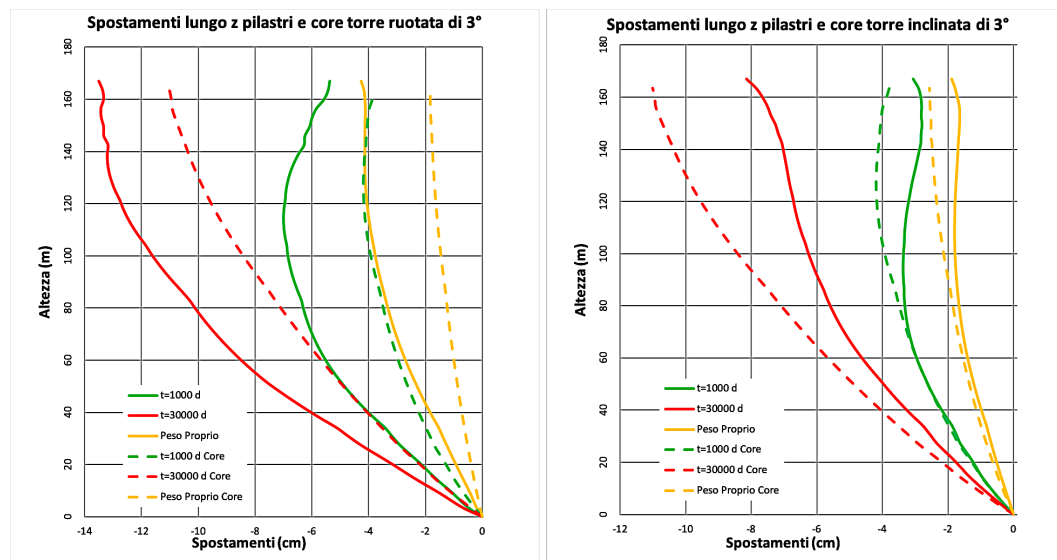


Figura 5.26 – Confronto spostamenti lungo z pilastri e core per torre ruotata e inclinata di 3°

In figura 5.26 è possibile vedere la differenza di spostamenti lungo z tra pilastri e core centrale. Col tratteggio sono indicati gli spostamenti del core, mentre con linea continua gli spostamenti dei pilastri ed in generale si può vedere come le differenze sono nell'ordine dei 2 cm.

5.12.2 Momento torcente nei pilastri inclinati e nel core centrale (3°)

Di seguito si riportano i risultati della variazione del momento torcente lungo l'edificio al variare delle analisi. Il momento torcente si ha poiché i pilastri ruotano e di conseguenza anche i vari piani. Mentre si nota che nella torre inclinata di 3° il momento torcente agente è decisamente inferiore.

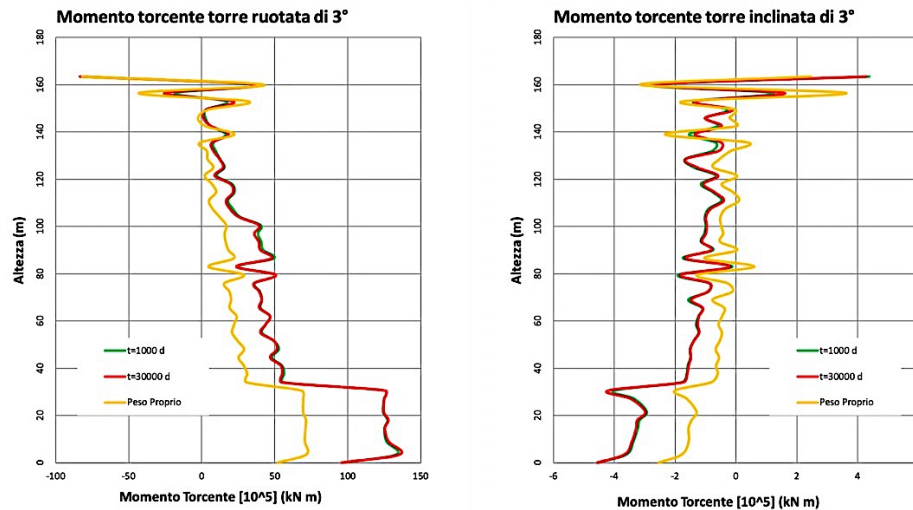


Figura 5.27 – Momento torcente pilastri

Dall'immagine 5.27 si può notare come il momento torcente sia elevato nei primi piani poiché non è presente la nervatura ai bordi. Lo stesso si evince al piano 19, dove vi è un picco per lo stesso motivo. Negli ultimi due piani invece non è presente il core centrale e quindi tutto il momento torcente è portato dalle sole colonne. La differenza tra la torre ruotata di 3° , da quella semplicemente inclinata, è che il momento torcente nel primo caso si aggira su ordini di grandezza nettamente superiori rispetto al caso della torre inclinata, questo perché la sola inclinazione non produce lo stesso sforzo, rispetto alla combinazione dell'inclinazione e della rotazione.

Per avere uno sforzo di trazione non eccessivamente elevato è necessario usare colonne circolari con grandi sezioni (1,2 m). Inoltre si noti che il momento torcente ricavato considerando gli effetti-viscoelastici è maggiore rispetto all'analisi dove si considera il solo peso proprio, ma non incrementa in modo significativo nel tempo. Quindi si deduce che l'influenza di creep e ritiro, sul momento torcente delle colonne, è bassa.

Si riportano ora i risultati del momento torcente relativamente al core centrale per i due casi in esame:

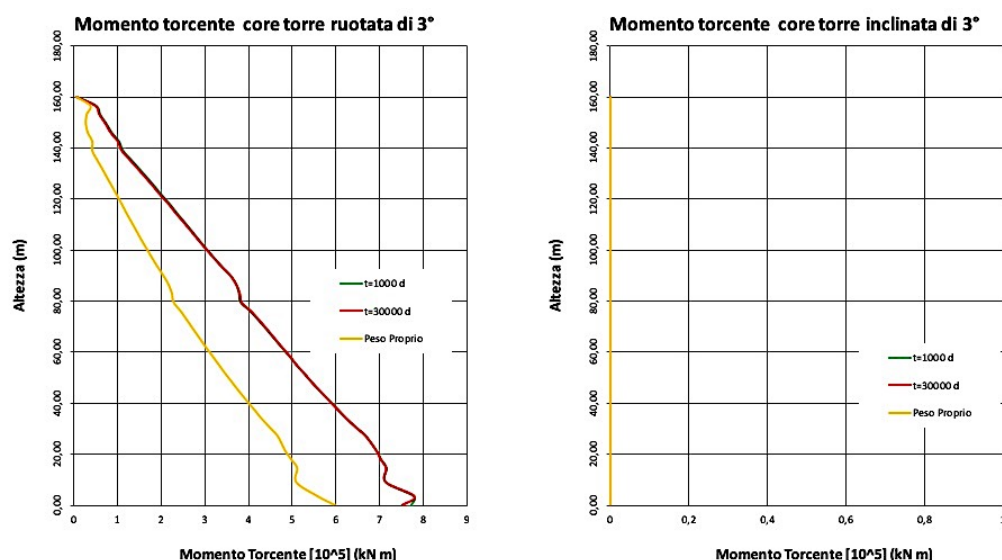


Figura 5.28 – Momento torcente core centrale per torre ruotata ed inclinata di 3°

Dalla figura 5.28 è possibile osservare che la rotazione dei piani produce un importante momento torcente nel core centrale. Per evitare grandi tensioni è necessario che il core centrale abbia una torsione costante J_t . Per questo motivo è stato progettato un core verticale semicircolare con un sistema di muro di taglio dritto che crea un collegamento tra il lato opposto del muro di taglio semicircolare e divide l'area interna della parete in sub-aree. Lo spessore del core esterno è alla base di 80 cm e garantisce un elevato J_t che evita elevate tensioni dovute al momento torcente. Si noti che a $t=1000$ giorni e $t=30000$ giorni il momento crescente cresce di circa 1,5 kN m, ma le differenze tra i risultati sono minime, quindi se ne deduce che creep e ritiro non influenzano in modo significativo il momento torcente del core centrale.

Per quanto riguarda la torre inclinata di 3°, i risultati mostrano che il momento torcente nel core è pari a 0, questo perché i pilastri sono semplicemente inclinati e non ruotati, e ciò comporta uno sforzo torcente nullo nel core.

5.12.3 Confronto risultati tra torre ruotata e torre inclinata (3°)

Si riportano di seguito tutti i risultati di spostamenti, rotazioni e momento torcente per le due torri in esame. Col tratteggio si indica la torre ruotata di 3°.

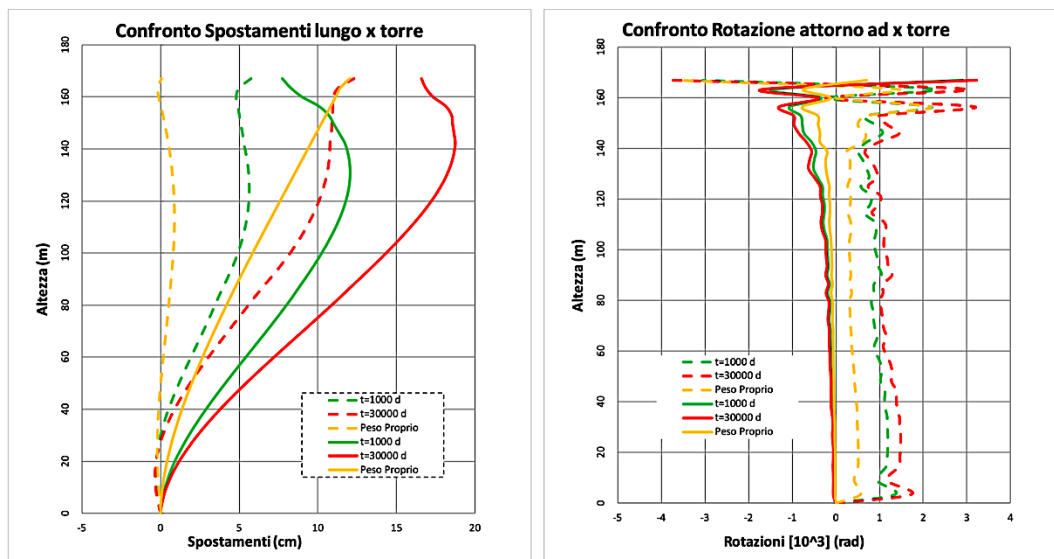


Figura 5.29 – Confronto spostamenti e rotazione lungo x torre ruotata e inclinata di 3°

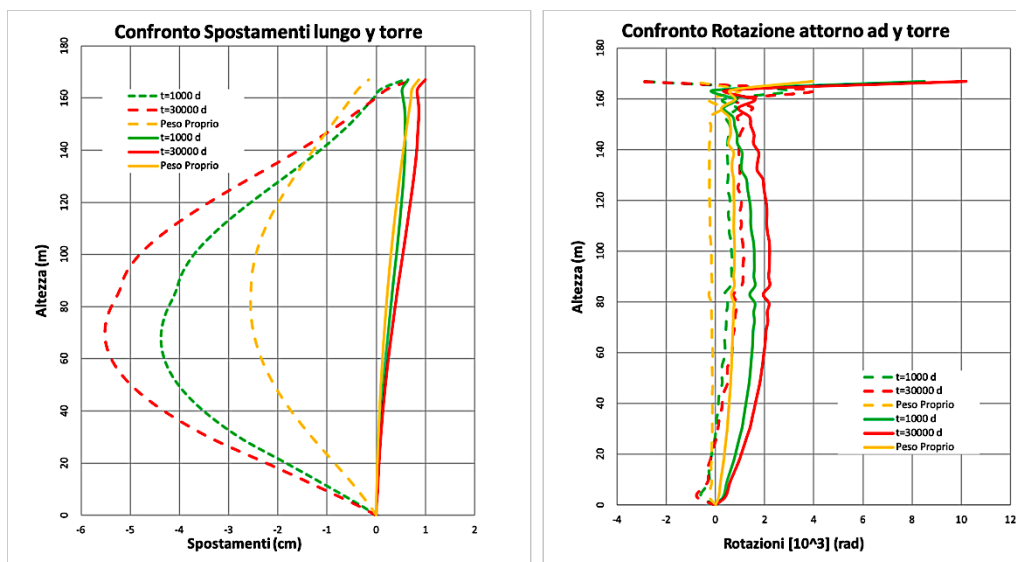


Figura 5.30 – Confronto spostamenti e rotazione lungo y torre ruotata e inclinata di 3°

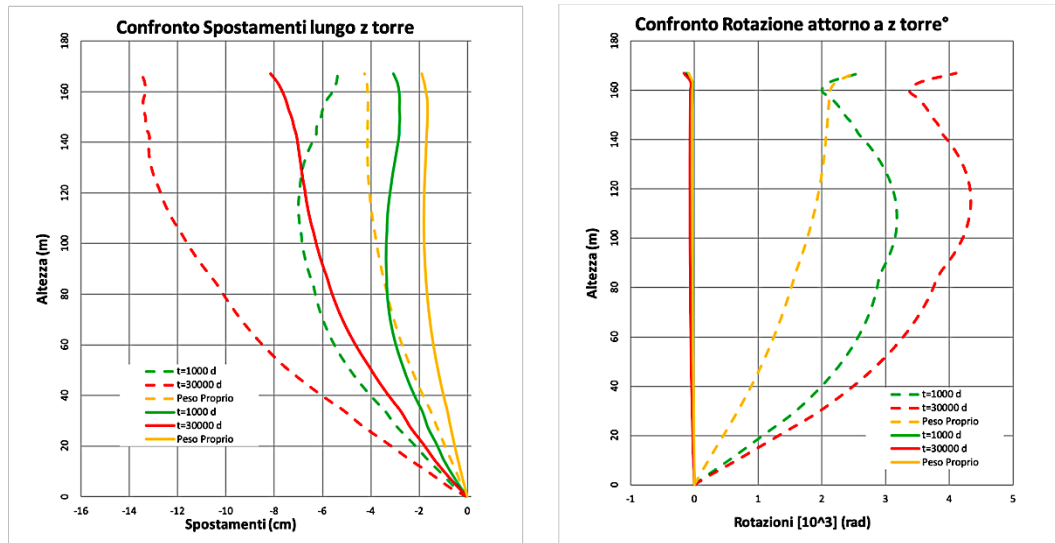


Figura 5.31 - Confronto spostamenti e rotazione lungo z torre ruotata e inclinata di 3°

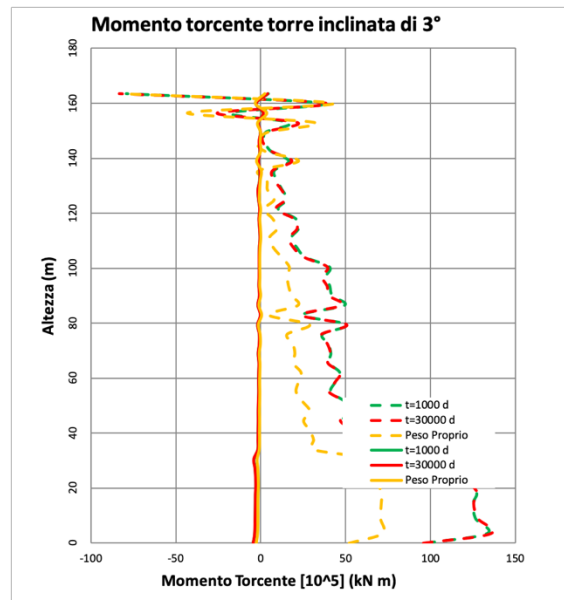


Figura 5.32 – Confronto M_t torre ruotata ed inclinata di 3°

Da questi grafici si evince che per quanto riguarda gli spostamenti lungo x, questi risultano maggiori nella torre inclinata, rispetto alla torre ruotata. Questo risultato è dovuto al fatto che l'inclinazione è stata effettuata rispetto all'asse x, ed è quindi normale aspettarsi un risultato del genere. Gli spostamenti lungo y e lungo z risultano invece maggiori nel caso della torre ruotata.

Per quanto concerne le rotazioni il risultato più importante si ha nel caso per il terzo caso, ovvero le rotazioni attorno all'asse z: queste risultano significativamente maggiori nel caso della torre ruotata, appunto perché la rotazione è stata effettuata attorno al piano xy.

Infine, il momento torcente è nettamente maggiore nel caso della torre ruotata.

5.12.4 Torre ruotata ed inclinata di 5°

Le medesime analisi effettuate nel caso di rotazione ed inclinazione di 3°, sono state effettuate per il caso 5°. La pilastrata considerata, ai fini di un'analisi efficace, è stata sempre la stessa, ovvero:

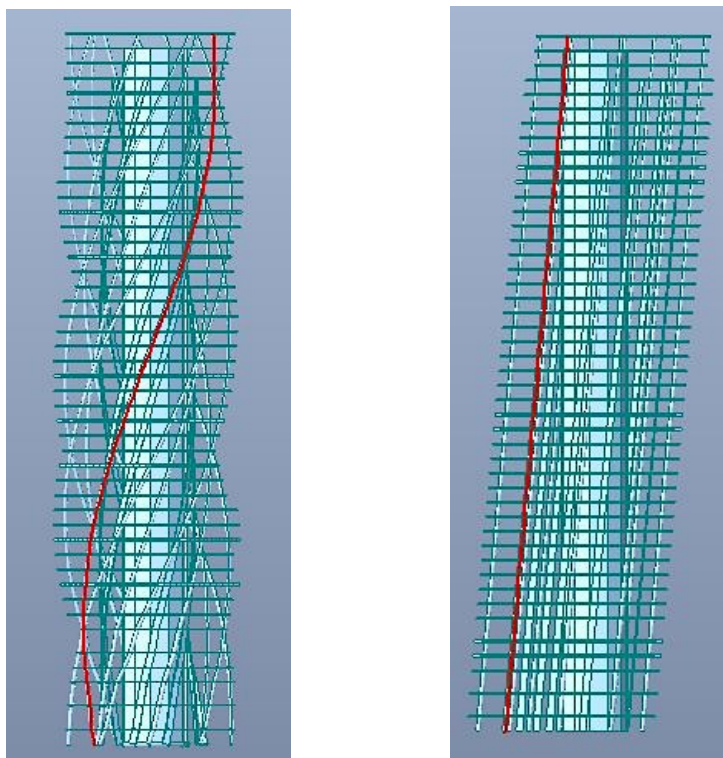


Figura 5.33 – Pilastrati considerati per ricavare i risultati

Le proprietà dei pilastri sono le medesime a quelle indicate in tabella 5.4.

Così come: è stato considerato:

- Carico: peso proprio, carico permanente, 30% carico variabile e nessun carico orizzontale;
- Analisi CS: prende in considerazione solo gli spostamenti SUBTO;
- Spostamenti e rotazioni sono riferite al sistema di coordinate globale;
- Gli spostamenti sono dati dalla somma di spostamenti elastici, da creep e da ritiro.

Si riportano dunque i risultati ottenuti.

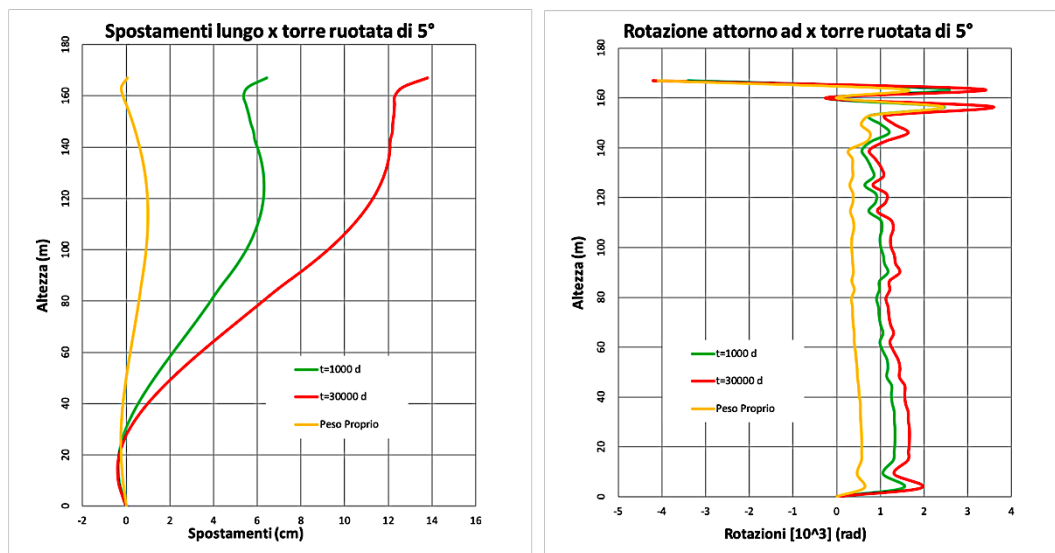


Figura 5.34 – Spostamenti e rotazioni attorno ad x torre ruotata di 5°

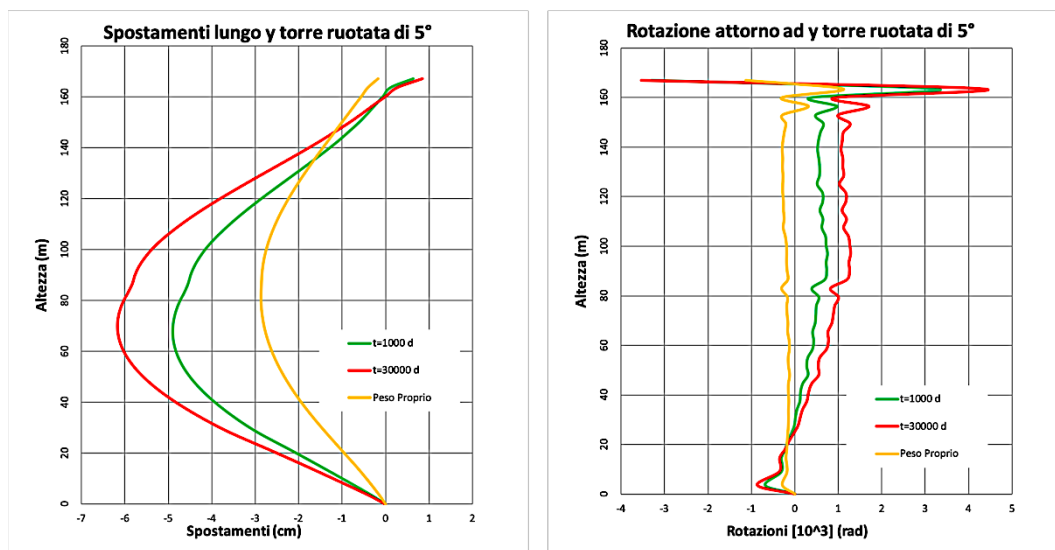


Figura 5.35 – Spostamenti e rotazioni attorno ad y torre ruotata di 5°

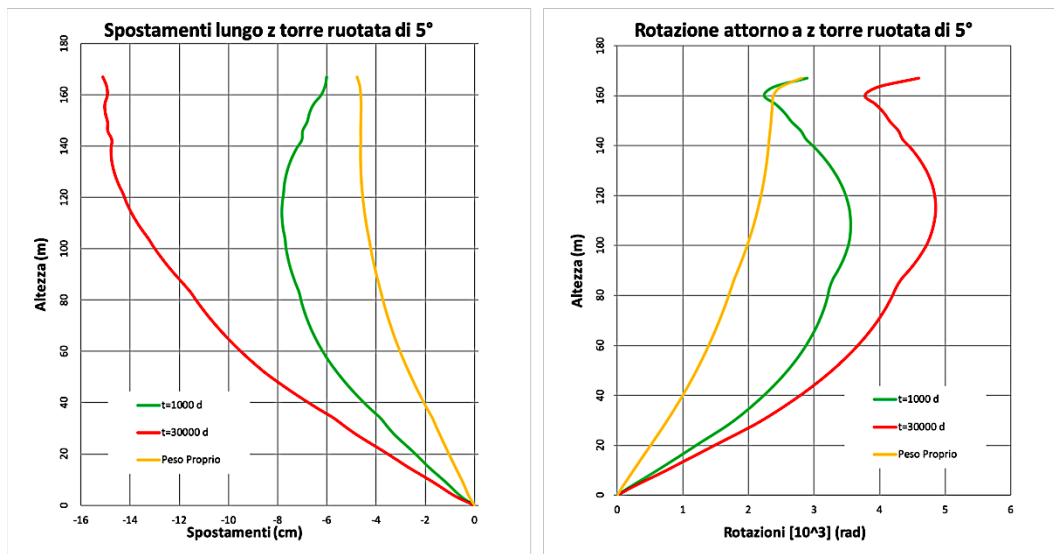


Figura 5.36 – Spostamenti e rotazioni attorno a z torre ruotata di 5°

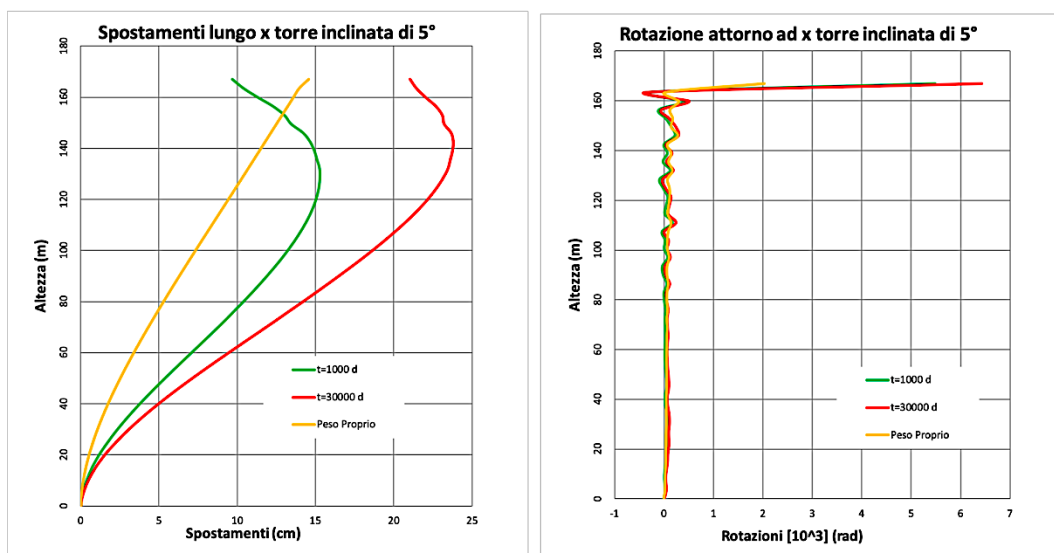


Figura 5.37 – Spostamenti e rotazioni attorno ad x torre inclinata di 5°

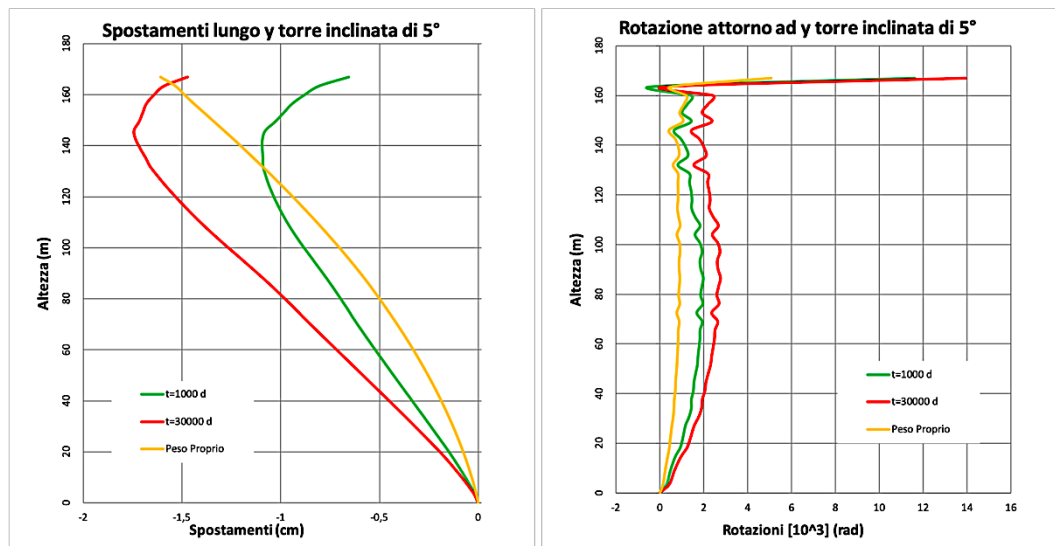


Figura 5.38 - Spostamenti e rotazioni attorno ad y torre inclinata di 5°

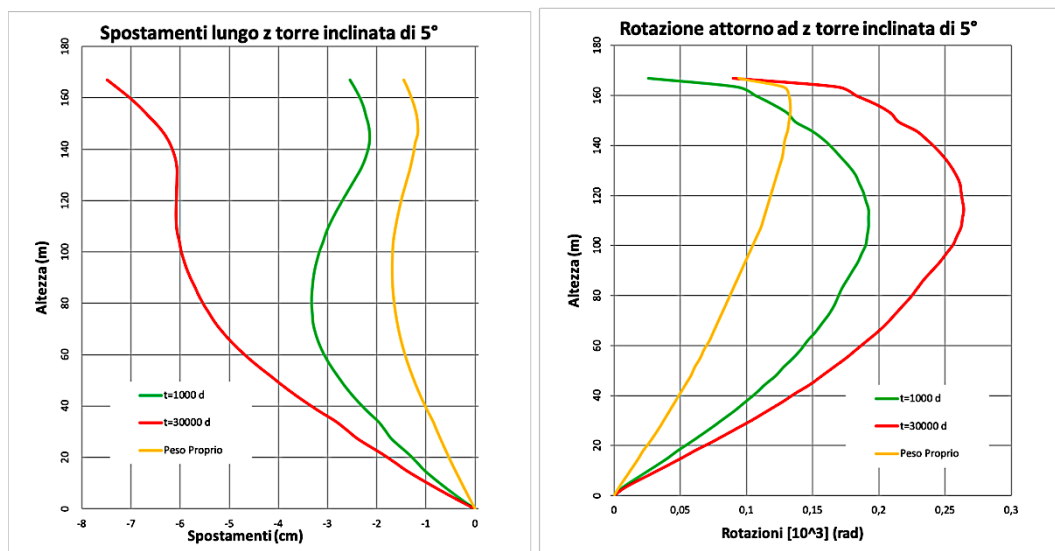


Figura 5.39 – Spostamenti e rotazioni attorno a z torre inclinata di 5°

Anche in questo caso è possibile notare che trascurando gli effetti visco-elastici del calcestruzzo si andrebbero a sottostimare i risultati; la sottostima tende a crescere con l'aumento dell'inclinazione.

In generale spostamenti e rotazioni tendono ad incrementare con l'aumento del grado di rotazione e inclinazione. Prendendo in considerazione il caso $t=30000$ d per le torri ruotate si ha un incremento di circa il 20% per quanto riguarda gli spostamenti verticali e di circa il 15% per quanto riguarda gli spostamenti orizzontali. Le rotazioni invece incrementano di circa il 12%.

Nel caso di torre inclinata di 5° invece, sempre considerando il caso $t=30000$ d, si ha che gli spostamenti lungo x incrementano di circa il 30%, quelli

lungo y rimangono pressoché invariati in valore ma cambiano di segno, mentre gli spostamenti verticali aumentano di circa il 10%.

In figura è possibile vedere le differenze di spostamenti tra i pilastri ed il core centrale nel caso in esame:

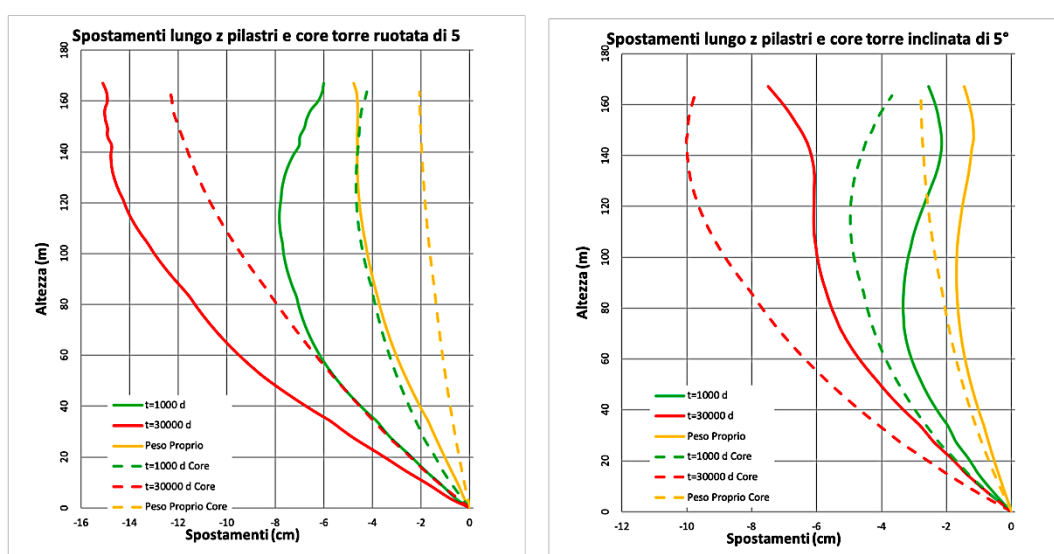


Figura 5.40 – Confronto spostamenti lungo z pilastri e core per torre ruotata ed inclinata di 5°

In figura 5.40 con il tratteggio si indicano gli spostamenti del core. Si nota come le differenze sono intorno al 1,5 cm nel caso $t=30000\text{ d}$, mentre sono nell'ordine nel centimetro negli altri due casi presi in considerazione.

5.12.5 Momento torcente nei pilastri inclinati e nel core centrale (5°)

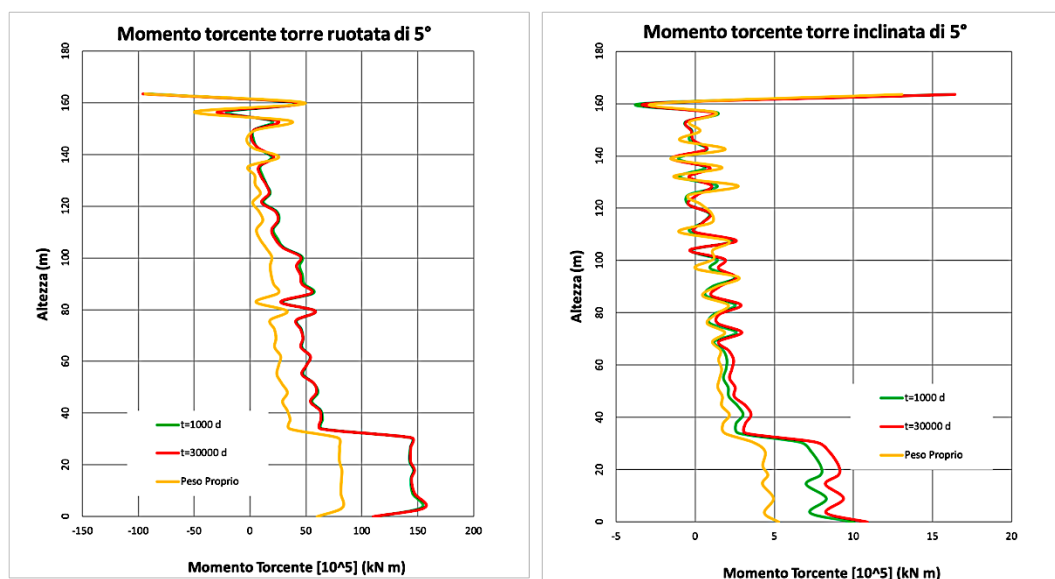


Figura 5.41 – Momento torcente pilastri

Come nel caso di rotazione 3° il momento torcente risulta essere più elevato nei primi piani poiché manca la nervatura ai bordi. Analogamente si ha un picco al piano 19 per lo stesso motivo. L'elevato M_t agli ultimi piani è dovuto alla mancanza del core, dunque solo i pilastri portano lo sforzo. La differenze rispetto alla torre ruotata di 3° sono di circa il 10%. Anche qui si può vedere come il comportamento visco-elastico del calcestruzzo sia influente, ma le differenze tra $t=1000$ d e $t=30000$ d sono quasi nulle.

Per quanto riguarda la torre inclinata di 5° il momento torcente nei pilastri è circa un ordine di grandezza inferiore rispetto al modello ruotato, ma rispetto alla torre inclinata di 3° si hanno risultati incrementati di oltre il 50%.

Si riportano ora i risultati relativi al core centrale:

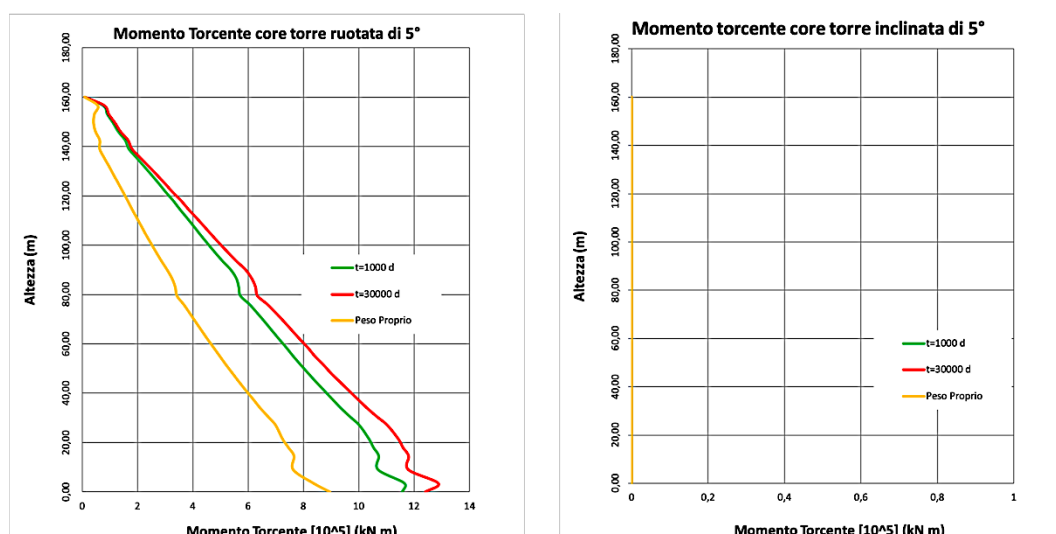


Figura 5.42 – Momento torcente core centrale per torre ruotata ed inclinata di 5°

Il momento torcente del core della torre inclinata di 5°, come per il caso 3°, è nullo poiché i pilastri sono semplicemente inclinati e non ruotati.

Nel caso di torre ruotata di 5° si ha un incremento di circa il 50% considerando il solo peso proprio della struttura, mentre si ha un incremento di circa il 60% considerando il comportamento visco-elastico del calcestruzzo.

5.12.6 Confronto risultati tra torre ruotata e torre inclinata (5°)

Si riportano di seguito tutti i risultati di spostamenti, rotazioni e momento torcente per le due torri in esame. Col tratteggio si indica la torre ruotata di 5°.

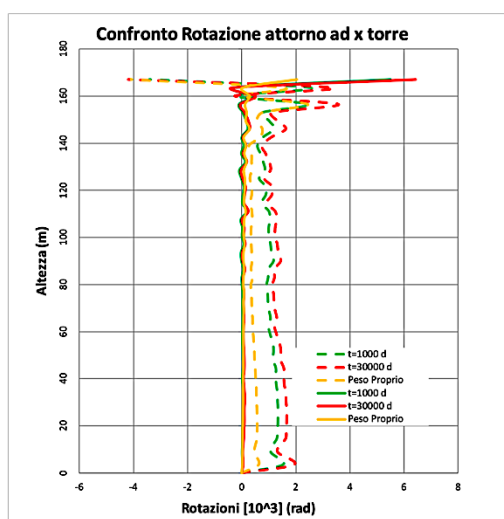
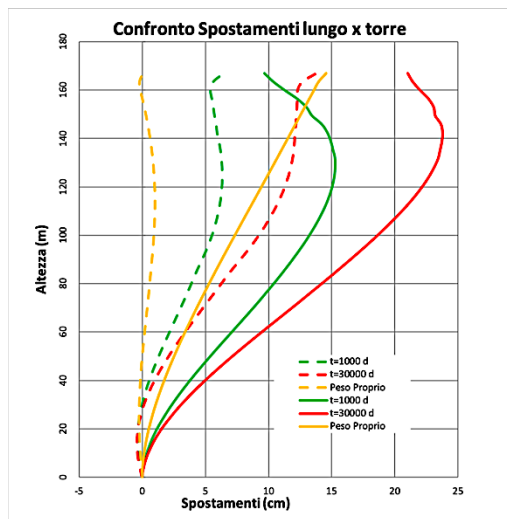


Figura 5.43 – Confronto spostamenti e rotazioni lungo x torre ruotata e inclinata di 5°

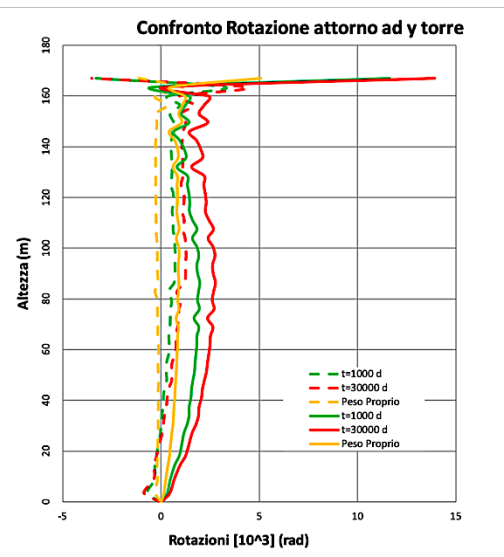
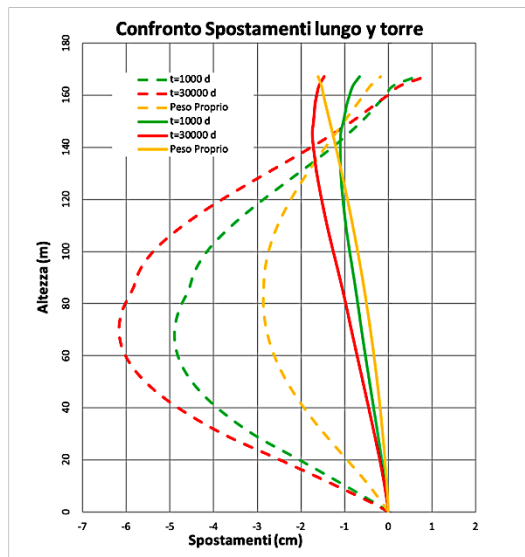


Figura 5.44 – Confronto spostamenti e rotazioni lungo y torre ruotata e inclinata di 5°

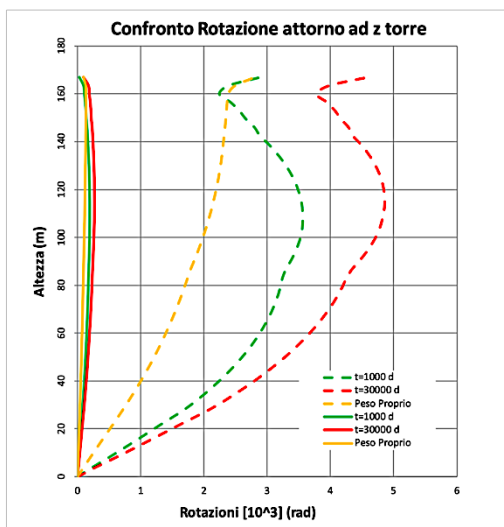
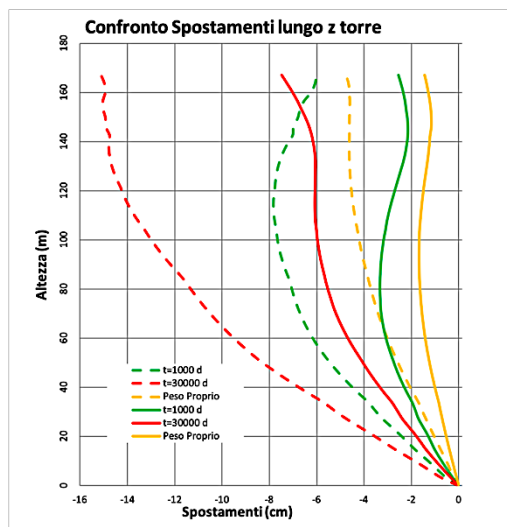


Figura 5.45 – Confronto spostamenti e rotazioni lungo z torre ruotata e inclinata di 5°

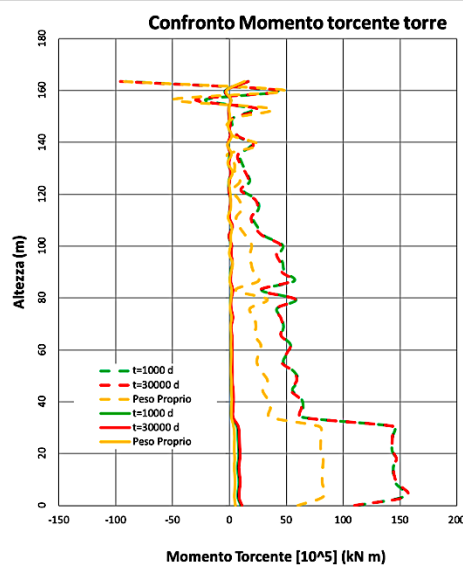


Figura 5.46 – Confronto M_t torre ruotata e inclinata di 5°

Da questi confronti si evince che gli spostamenti lungo x risultano maggiori nel caso della torre inclinata di 5° , con particolare riscontro nel caso dell'analisi con solo peso proprio, dove si ha una differenza di oltre 10 cm. Per quanto riguarda gli spostamenti orizzontali lungo y invece le differenze più significative sono nella parte centrale della struttura, dove il caso di torre ruotata di 5° ha spostamenti più significativi.

Gli spostamenti verticali sono molto più importanti nel caso di torre ruotata di 5° .

In generale le rotazioni sono sempre maggiori per la torre ruotata.

Infine si nota che il momento torcente è quasi prossimo allo 0 per tutte le analisi nel caso di torre inclinata, mentre ha valori più elevati nel caso di torre ruotata.

Conclusioni

Lo scopo di questa tesi è quello di capire il comportamento a lungo termine di pilastri in calcestruzzo inclinati in edifici alti. Il caso studiato è il New Marina Casablanca, che è stato approcciato con quattro modelli diversi: ruotato di 3 e 5 gradi ed inclinato di 3 e 5 gradi.

Da questo elaborato si può dedurre che le strutture in calcestruzzo risultano particolarmente sensibili alle procedure di costruzione, dunque è importante ricavare i risultati con un software, in questo caso Midas Gen, che dia la possibilità di effettuare un'analisi reale delle varie fasi costruttive e che permetta di includere gli effetti visco-elastici del calcestruzzo (creep e ritiro) che mutano notevolmente gli spostamenti, le deformazioni e le rotazioni dell'edificio rispetto ai risultati che si otterrebbero con una semplice analisi elastica, considerando i soli carichi gravitazionali della struttura. Da questo studio si deduce inoltre che il momento torcente non risenta, in maniera significativa, di questa problematica.

Quindi si può dire che gli effetti di creep e ritiro risultano più importanti dei soli problemi strutturali.

È stato importante anche effettuare un confronto tra le diverse rotazioni ed inclinazioni della struttura, da dove si è evinto che la rotazione gioca un ruolo fondamentale negli spostamenti verticali e nelle rotazioni della struttura, mentre l'inclinazione influisce sugli spostamenti orizzontali.

Inoltre aumentando l'inclinazione dei pilastri la torsione tende ad incrementare notevolmente gli spostamenti, ma non così significativamente il momento torcente dei pilastri stessi e del core centrale.

Lista Figure:

Figura 1.1 – Crescita dell’altezza degli edifici (CBTUH)	7
Figura 1.2 - Distribuzione degli edifici alti nel mondo (CBTUH)	8
Figura 1.3 - Destinazione d’uso degli edifici alti negli anni (CTBUH).....	8
Figura 1.4 - Classificazione edificio alto, “super-alto” e “mega-alto” (CTBUH)	10
Figura 1.5 - Schema di sistema strutturale, proposto da F.R. Khan (fib Tall buildings, 2014).....	12
Figura 1.6 – Edifici alti torcenti nel mondo (CTBUH).....	17
Figura 2.1 - Intervallo in proporzioni di materiali utilizzati per il calcestruzzo, in volumi assoluti (Kosmatka, Kerkhoff e Panarese, 2003)..	22
Figura 2.2 - Effetto della temperatura di colata sulla resistenza e la lavorabilità del calcestruzzo.	26
Figura 2.3 - Effetto dei vuoti nel calcestruzzo su: modulo di elasticità, resistenza a compressione e flessione.....	28
Figura 2.4 - Tempi iniziali e finali per una miscela di calcestruzzo a differenti temperature (Burg 1996).....	30
Figura 2.5 - – Schema delle reazioni in forno	32
Figura 2.6 - – Diagramma di fase ternaria del sistema $\text{CaO-Al}_2\text{O}_3\text{-SiO}_2$..	34
Figura 2.7 - – Sviluppo della resistenza a compressione dei composti di cemento	39
Figura 2.8 - – Tasso di evoluzione di calore durante l’idratazione del cemento Portland.....	40
Figura 2.9 - Limiti di classificazione ASTM per aggregati fini e grossolani con granulometria massima di 38,1 mm.	44

Figura 3.1 – Deformazione totale nel calcestruzzo per effetto di uno stato di tensione costante.....	51
Figura 3.2 – Effetto Pickett con carico eccentrico.....	54
Figura 3.3 – Relazione tra creep di base e contenuto di aggregato,g. (Gvozdev, 1996)	67
Figura 3.4 - a) Contrazione da ritiro (S) in ambiente insaturo di vapore (UR < 95%) ed in assenza di sollecitazione; b) Contrazione elastica iniziale (ϵ_e) seguita da quelle da creep puro (ϵ_c) in presenza di una sollecitazione a compressione costante σ'_c in ambiente saturo di vapore; c) Deformazione totale (ϵ_T) dovuta alla deformazione elastica iniziale (ϵ_e), più la deformazione da creep puro (ϵ_c), più la deformazione da ritiro (S), più la deformazione da creep da essiccamento (ϵ_d);	71
Figura 3.5 – Andamento delle deformazioni in funzione del tempo.....	73
Figura 3.6 – Andamento del creep nel tempo per varie età di caricamento	75
Figura 4.1 – Esempio di accorciamento differenziale tra core centrale e colonne in un edificio alto ((fib), 2014).....	79
Figura 5.1 – New Marina Casablanca (ALKIMYA).....	89
Figura 5.2- New Marina Casablanca Tower (WATG).....	89
Figura 5.3 – Geometria del piano con dimensioni in cm; rotazione del piano (3°).....	90
Figura 5.4 – Sinistra: elemento trave 3D; Destra: elemento trave 2D (da documento “Midas Algorithm”).....	94
Figura 5.5 – Formulazione elemento Shell.....	98
Figura 5.6 – Elementi finiti 2D	98
Figura 5.7 – Formulazione di un elemento piastra basato sull’elemento DKT	101
Figura 5.8 – “Shear-Wall element”	105

Figura 5.9 – Confronto tra diagrammi di momento per un telaio in calcestruzzo a due piani. Destra: analisi con fase di costruzione; Sinistra: analisi struttura ordinaria	108
Figura 5.10 – Sinistra: Edificio in prospettiva (FEM Midas); Destra: Edificio vista frontale (FEM Midas).....	109
Figura 5.11 – Varie classi di calcestruzzo usate nelle colonne e nelle pareti del core.....	111
Figura 5.12 – Sinistra: coefficiente di creep C60/75; Destra: resistenza a compressione C60/75 (MPa).....	113
Figura 5.13 – In alto: sezione iniziale coi nodi da estrarre; In basso: esempio primo N01.....	116
Figura 5.14 – Sinistra: lista sequenza d’elevazione; Destra: CS03 (24 giorni) e CS12 (96 giorni).....	120
Figura 5.15 – Pilastri considerati per ricavare i risultati	121
Figura 5.16 – Spostamenti e rotazioni attorno ad x torre ruotata di 3°	122
Figura 5.17 – Spostamenti e rotazioni attorno ad y torre ruotata di 3°	122
Figura 5.18 – Spostamenti e rotazioni attorno a z torre ruotata di 3°	123
Figura 5.19 – Spostamenti e rotazioni attorno ad x torre inclinata di 3° ..	123
Figura 5.20 – Spostamenti e rotazioni attorno ad y torre inclinata di 3° ..	124
Figura 5.21 – Spostamenti e rotazioni attorno a x torre inclinata di 3°	124
Figura 5.22 – Spostamento 27° piano a t=30000 giorni per torre ruotata di 3°	125
Figura 5.23 - Spostamento 27° piano a t=30000 giorni per torre ruotata di 3°	126
Figura 5.24 – Deformazione pilastri primo piano torre ruotata di 3°	127
Figura 5.25 – Deformazione pilastri primo piano torre inclinata di 3°	127
Figura 5.26 – Confronto spostamenti lungo z pilastri e core per torre ruotata e inclinata di 3°	128
Figura 5.27 – Momento torcente pilastri	129

Figura 5.28 – Momento torcente core centrale per torre ruotata ed inclinata di 3°	130
Figura 5.29 – Confronto spostamenti e rotazione lungo x torre ruotata e inclinata di 3°	131
Figura 5.30 - Confronto spostamenti e rotazione lungo y torre ruotata e inclinata di 3°	131
Figura 5.31 - Confronto spostamenti e rotazione lungo z torre ruotata e inclinata di 3°	132
Figura 5.32 – Confronto M_t torre ruotata ed inclinata di 3°	132
Figura 5.33 – Pilastri considerati per ricavare i risultati	133
Figura 5.34 – Spostamenti e rotazioni attorno ad x torre ruotata di 5°	134
Figura 5.35 – Spostamenti e rotazioni attorno ad y torre ruotata di 5°	134
Figura 5.36 – Spostamenti e rotazioni attorno a z torre ruotata di 5°	135
Figura 5.37 – Spostamenti e rotazioni attorno ad x torre inclinata di 5° ..	135
Figura 5.38 - Spostamenti e rotazioni attorno ad y torre inclinata di 5° ...	136
Figura 5.39 – Spostamenti e rotazioni attorno a z torre inclinata di 5°	136
Figura 5.40 – Confronto spostamenti lungo z pilastri e core per torre ruotata ed inclinata di 5°	137
Figura 5.41 – Momento torcente pilastri	138
Figura 5.42 – Momento torcente core centrale per torre ruotata ed inclinata di 5°	139
Figura 5.43 – Confronto spostamenti e rotazioni lungo x torre ruotata e inclinata di 5°	140
Figura 5.44 – Confronto spostamenti e rotazioni lungo y torre ruotata e inclinata di 5°	140
Figura 5.45 – Confronto spostamenti e rotazioni lungo z torre ruotata e inclinata di 5°	140
Figura 5.46 – Confronto M_t torre ruotata e inclinata di 5°	141

Bibliografia

(fib) MPA The Concrete Centre and Fédération internationale du béton
Tall Buildings Structural design of concrete buildings up to 300 m tall. -
2014.

90 CEB-FIP Model Code CEB-FIP Model Code 90 [Book]. - 1993.

ACI Committee 209 Report on Factors Affecting Shrinkage and Creep of
Hardened Concrete [Book Section]. - 2005.

Bazant Zdenek P., and Folker H. Wittmann "Creep and shrinkage in
concrete structures." [Book]. - 1982.

Casablanca Marina [Online]. - <http://www.casablancamarina.ma>.

CTBUH Council on Tall Buildings and Urban Habitat [Online] // CTBUH. -
1969. - www.ctbuh.org.

D.J. Carreira and T.D. Poulos Designing for Effects of Creep and Shrinkage
in High-Rise Concrete Buildings [Book Section] / book auth. SP246-7 ACI. -
2007. - Vol. 246.

Dr. Edward G. Nawy P.E., C.Eng. Construction Engineering Handbook
[Book]. - [s.l.] : Chief. - Vol. 2.

Fintel M., Ghosh S. K. and and Iyengar H. Column Shortening in Tall
Buildings—Prediction and Compensation [Book Section]. - 1987.

Folco Umberto Tesi-TIME-DEPENDENT BEHAVIOR OF TWISTED-
SHAPE TALL BUILDINGS WITH INCLINED COLUMNS [Book]. - 2016-
2017.

FRANZONI NICOLA Tesi MODELLAZIONE NUMERICA DEL
COMPORTAMENTO VISCOSO FESSURATO DI ELEMENTI IN C.C.A.. -
2008.

Holt Erika E. Early age autogenous shrinkage of concrete [Book]. - [s.l.] :
VTT, 2001.

Jamal Haseeb Definition and Types of Concrete Shrinkage [Online]. - 2017. - <https://www.aboutcivil.org/shrinkage-in-concrete.html>.

Midas MIDAS IT [Online]. - 2018. - http://cn.midasuser.com/t_support/element/.

Moon Kyoung Sun Structural Design and Construction of Complex-Shaped Tall Buildings [Journal]. - 2015. - 1 : Vol. 7.

Moon M. Ali and Kyoung Sun Structural Developments in Tall Buildings: Current Trends and Future Prospects [Journal]. - 2007. - 3 : Vol. 50.

Ore Il sole 24 Casa 24 plus [Online]. - <http://www.casa24.ilssole24ore.com/art/mondo-immobiliare/2014-05-28/gara-grattacieli-inutili-torri-185721.php?uuid=Abu95VoJ>.

Sadaqat Ullah Khan Muhammad Fadhil Nuruddin, Tehmina Ayub, and Nasir Shafiq Effects of Different Mineral Admixtures on the Properties of Fresh Concrete [Journal]. - [s.l.] : O. S. B. Al-Amoudi and K. Z. Elwakeel, 18 February 2014.

Steven H. Kosmatka Beatrix Kerkhoff, and William C. Panarese Design and Control of Concrete Mixtures [Book]. - USA : PCA, 2002. - Vol. XIV.

Taehun Ha Sungho Lee Advanced Construction Stage Analysis of High-rise Building Considering Creep and Shrinkage of Concrete [Conference]. - 2013.

Toscana Oggi [Online]. - <https://www.toscanaoggi.it/Cultura-Societa/Grattacieli-le-nuove-Torri-di-Babele>.

Ringraziamenti

Grazie a Mamma e Papà, i pilastri della mia vita. Grazie a loro ho potuto intraprendere e portare a termine questo percorso. Ogni difficoltà l'ho superata grazie al loro amore e al loro conforto e le emozioni che ho provato nel comunicare loro ogni mio traguardo raggiunto valgono più del traguardo stesso. Non potrò mai ringraziarli abbastanza, ma spero di dimostrare giorno dopo giorno che a loro devo tutto e che ho fatto e farò tesoro di ogni singolo insegnamento che mi hanno dato.

Grazie a mio fratello Claudio, maestro silente durante tutta la mia vita. Ho sempre cercato di migliorare tenendolo sempre come persona di riferimento e fonte di ispirazione.

Grazie alla mia Manu, la persona che mi ha fatto conoscere l'amore, quello vero. La mia valvola di sfogo nei momenti più difficili, la mia distrazione più bella. Grazie a lei sono ho scoperto un nuovo Gabriele, migliore, ed ho capito che la felicità con la persona che ami si raddoppia. Ho condiviso ogni istante con lei e sono sicuro che continuerò a farlo per tutta la vita.

Grazie ai miei nonni Tommaso, Lina e Vittoria e a mia Zia Gianna. La loro saggezza mi ha accompagnato giorno dopo giorno.

Grazie a tutti gli amici di sempre: Ciccio, cugino Peppe, Pippone, Paolino, Compare Ciccio. Presenti costantemente nella mia vita, nonostante tutto.

Grazie al mio relatore Ing. Davide Masera, presente durante tutto il percorso formativo.

Infine Grazie a Me, ho sempre creduto nelle mie capacità ma qualche volta ho pensato di non farcela. Da questo percorso ne esco più maturo, più sicuro e più uomo. Ho raggiunto un altro obiettivo, ma è solo un inizio, il bello deve ancora arrivare: *ad maiora semper!*