

POLITECNICO DI TORINO

I Facoltà di Ingegneria – sede di Vercelli
Corso di Laurea Specialistica in Ingegneria Civile

Anno Accademico 2009 - 2010



Tesi di Laurea

Il crollo delle Torri Gemelle: analisi dell'evento e insegnamenti strutturali

Relatore :

Prof. Bernardino Chiaia

Candidato :

Alessandro Calvi

25 Maggio 2010



*"Il crollo delle Torri Gemelle: analisi dell'evento e insegnamenti strutturali".
Tesi di Laurea Magistrale di Alessandro Calvi.*

*"Lasciate che vi sveli il segreto del mio successo: la mia
forza risiede soltanto nella mia tenacia".*

Louis Pasteur



Ringraziamenti

Vorrei ringraziare innanzitutto il Prof. Chiaia per avermi dato la possibilità di approfondire un argomento, come quello del crollo delle Torri Gemelle, che da anni suscitava in me grande interesse.

Un ringraziamento va, inoltre, all'Ing. Enrico Masoero per avermi fornito suggerimenti utili nella parte di lavoro relativa alla simulazione con software.

Ringrazio, infine, i miei Genitori, per avermi sostenuto in tutti questi anni di studio, Beatrice e tutti gli Amici.



Prefazione

La presente Tesi di Laurea è suddivisa in due parti: nella prima parte viene analizzato il crollo degli edifici WTC1, WTC 2 (Torri Gemelle) e WTC 7 in seguito agli attacchi terroristici dell'11 settembre 2001. Nella seconda parte, invece, si studia il tipo di collasso e la robustezza di edifici a telaio con diverse caratteristiche topologiche. Ciò che lega le due parti è la robustezza strutturale.

Si riporta al di sotto una panoramica del lavoro con la descrizione dell'argomento trattato in ciascun Capitolo.

Capitolo 1: descrizione delle caratteristiche strutturali e di protezione al fuoco degli edifici WTC 1, WTC 2 E WTC 7.

Capitolo 2: timeline degli eventi terroristici dell'11 settembre 2001.

Capitolo 3: descrizione dei tipi di incendio, delle prestazioni delle strutture e del comportamento dei principali materiali da costruzione (acciaio, calcestruzzo) al fuoco.

Capitolo 4: analisi delle principali ipotesi di crollo delle Torri Gemelle presenti in letteratura.

Capitolo 5: definizione di robustezza strutturale, tenacità strutturale, vulnerabilità. Descrizione delle strategie di progetto per prevenire i crolli progressivi.

Capitolo 6: misura della robustezza strutturale di edifici con struttura a telaio in c.a. tramite simulazioni ad *Elementi Discreti* (DEM) .

Capitolo 7: trattazione dal punto di vista analitico e bibliografico del collasso progressivo per urti.



INDICE

| | |
|---|----|
| Ringraziamenti | 3 |
| Prefazione | 4 |
| INDICE | 5 |
| CAPITOLO 1 | |
| Il complesso del World Trade Center | 8 |
| 1.1 Ubicazione del World Trade Center..... | 8 |
| 1.2 WTC 1 e 2: descrizione delle Twin Towers..... | 11 |
| 1.2.1 Aspetti generali..... | 11 |
| 1.2.2 Descrizione strutturale..... | 11 |
| 1.2.2.1 Resistenza ai carichi orizzontali nelle strutture "tube in tube " | 16 |
| 1.2.2.2 La struttura del core..... | 19 |
| 1.2.2.3 La struttura dei solai..... | 21 |
| 1.2.3 WTC 1 e WTC 2: Protezione al fuoco..... | 26 |
| 1.3 Il WTC 7..... | 29 |
| 1.3.1 Descrizione strutturale..... | 29 |
| 1.3.2 Protezione al fuoco..... | 34 |
| CAPITOLO 2 | |
| Timeline dell'evento. | 36 |
| 2.1 11 settembre 2001 : attacchi terroristici alle Twin Towers..... | 36 |
| 2.2 Il crollo del WTC 7: un mistero insoluto..... | 41 |
| 2.2.1 Effetti del crollo delle Torri Gemelle sull'edificio 7. | 41 |
| 2.2.2 Incendi al WTC7 | 42 |
| 2.2.3 Potenziale meccanismo di collasso. | 45 |
| 2.2.3.1 Analisi del probabile evento iniziale, responsabile del crollo..... | 45 |
| 2.2.3.2 Probabile sviluppo del collasso. | 48 |
| CAPITOLO 3 | |
| Il progetto degli alti edifici e la resistenza al fuoco delle strutture. | 50 |
| 3.1 Criteri generali di progetto..... | 50 |
| 3.1.1 Progettazione per azioni eccezionali. | 53 |
| 3.1.2 Progettazione della resistenza al fuoco. | 54 |
| 3.2 La propagazione degli incendi negli edifici..... | 56 |
| 3.2.1 Caratteristiche degli incendi. | 57 |
| 3.2.1.1 Comportamento al fuoco dei materiali. | 58 |
| 3.2.1.2 Fasi di sviluppo di un incendio..... | 60 |
| 3.2.1.3 Andamento degli incendi completamente sviluppati. | 60 |
| 3.3 Comportamento al fuoco delle strutture..... | 61 |
| 3.3.1 Effetti del calore sull'acciaio | 63 |
| 3.3.1.1 Proprietà dell'acciaio..... | 63 |



| | |
|---|----|
| 3.3.1.2 Il test <i>ASTM E119</i> . | 65 |
| 3.3.1.3 Tecniche di protezione al fuoco per l'acciaio. | 66 |
| 3.3.1.4 L'incremento di temperatura nell'acciaio. | 67 |
| 3.3.1.5 Fattori che influenzano la performance al fuoco delle strutture in acciaio. | 68 |
| 3.3.2 Effetti del calore sul calcestruzzo. | 70 |

Capitolo 4

| | |
|---|-----|
| Ipotesi di crollo delle Twin Towers | 72 |
| 4.1 Aspetti generali. | 72 |
| 4.2 La risposta degli edifici agli attacchi: l'interpretazione del FEMA. | 76 |
| 4.2.1 La Torre Nord. | 77 |
| 4.2.1.1 Danno iniziale dovuto all'impatto aereo. | 77 |
| 4.2.1.2 Sviluppo degli incendi. | 79 |
| 4.2.1.3 Risposta strutturale al fuoco. | 80 |
| 4.2.1.4 Collasso progressivo. | 83 |
| 4.2.2 La Torre Sud. | 84 |
| 4.2.2.1 Danno iniziale dovuto all'impatto aereo. | 84 |
| 4.2.2.2 Sviluppo degli incendi. | 85 |
| 4.2.2.3 Collasso progressivo. | 86 |
| 4.3 Perché le torri implosero e non caddero come alberi? | 87 |
| 4.4 L'ipotesi di crollo secondo Bazant. | 93 |
| 4.4.1 Analisi dinamica elastica | 95 |
| 4.4.2 Analisi della dissipazione energetica anelastica | 100 |
| 4.4.3 Analisi cinematica | 105 |
| 4.4.3.1 Analisi energetica | 108 |
| 4.4.3.2 Modello mono-dimensionale per la propagazione del fronte di collasso. | 112 |
| 4.4.3.3 Equazioni differenziali del collasso progressivo | 117 |
| 4.5 Il collasso locale delle connessioni. | 121 |
| 4.5.1 Capacità delle connessioni | 123 |
| 4.5.2 Collasso delle unioni bullonate tra i pilastri perimetrali | 125 |
| 4.5.3 Collasso delle unioni bullonate degli "spandrel" | 126 |
| 4.5.4 Collasso delle unioni bullonate delle travature dei solai | 127 |
| 4.6 Demolizioni controllate: un'ipotesi di complotto. | 128 |
| 4.7 Mothman: preludio al disastro? | 138 |

Capitolo 5

| | |
|--|-----|
| La robustezza strutturale | 140 |
| 5.1 Premessa. | 140 |
| 5.2 Definizione e aspetti normativi. | 141 |
| 5.3 Valutazione e misura della robustezza. | 143 |
| 5.3.1 Dalla tenacità alla robustezza | 146 |
| 5.3.1.1 Elementi in trazione. | 147 |
| 5.3.1.2 Elementi in compressione | 149 |
| 5.3.2 Propagazione del danno | 152 |
| 5.4 La teoria della vulnerabilità. | 153 |
| 5.4.1 Rings strutturali. | 155 |
| 5.4.2 Rounds strutturali. | 156 |
| 5.4.3 Clusters strutturali. | 158 |



| | |
|--|-----|
| 5.4.4 Processo di svincolamento e scenari di collasso..... | 161 |
| 5.5 Strategie di progetto per fornire o aumentare la robustezza..... | 163 |

Capitolo 6

| | |
|---|-----|
| Collasso progressivo e robustezza degli edifici in presenza di danno. | 166 |
| 6.1 Insegnamenti dal crollo delle Twin Towers..... | 166 |
| 6.2 Modellazione dei collassi progressivi negli edifici a telaio..... | 169 |
| 6.2.1 Il metodo ad Elementi Discreti (DEM)..... | 170 |
| 6.2.1.1 Mesh..... | 170 |
| 6.2.1.2 Elementi trave Eulero-Bernoulli | 171 |
| 6.2.1.3 Contatti Hertziani | 172 |
| 6.3 Simulazione tramite DEM dei collassi progressivi in telai 2D in presenza di danno ai piani bassi e intermedi..... | 175 |
| 6.3.1 Descrizione delle strutture e dei danni | 175 |
| 6.3.2 Parametri delle simulazioni..... | 179 |
| 6.3.2.1 Mesh..... | 179 |
| 6.3.2.2 Elementi trave Eulero-Bernoulli | 180 |
| 6.3.2.3 Contatti Hertziani | 182 |
| 6.3.3 Carichi equivalenti | 184 |
| 6.3.3.1 Introduzione | 184 |
| 6.3.3.2 Struttura intatta : equivalenza flessionale | 187 |
| 6.3.3.3 Struttura danneggiata : danno laterale basso, laterale medio, centrale medio..... | 189 |
| 6.3.3.4 Struttura danneggiata : riepilogo carichi equivalenti | 204 |
| 6.3.3.5 Collasso di tipo "bending" : risultati delle simulazioni..... | 205 |
| 6.3.3.6 Modello analitico | 210 |

Capitolo 7

| | |
|---|-----|
| Collasso progressivo innescato da urti. | 220 |
| 7.1 Introduzione..... | 220 |
| 7.2 Modello elastico dell'impatto di un elemento sferico su una trave | 221 |
| 7.3 Validità dei modelli plastici..... | 228 |
| 7.4 Simulazioni e modelli analitici..... | 229 |
| 7.5 Rigidezza degli impatti..... | 237 |

| | |
|---------------------------|-----|
| Bibliografia | 242 |
|---------------------------|-----|



CAPITOLO 1.

Il complesso del World Trade Center

1.1 Ubicazione del World Trade Center

Il World Trade Center era un complesso di 7 edifici situato nella parte sud dell'isola di Manhattan (Lower o Southern Manhattan), adiacente al fiume Hudson, in New York City. Il progetto del complesso venne commissionato dalla Port Authority of New York City and New Jersey nel 1960, ed i principali progettisti furono l'architetto Minoru Yamasaki e gli ingegneri strutturali Skilling, Helle, Christiansen e Robertson.

Come mostrato in figura 1.1 , il sito del WTC comprendeva una superficie di 16 acri (64752 m²), con edifici raggruppati intorno a una piazza di 5 acri (20235 m²), chiamata WTC Plaza. Il complesso era circondato a nord da Vesey Street, ad est da Church Street, a sud da Liberty Street e ad ovest da West Street. La cerimonia di inaugurazione degli scavi per la costruzione avvenne il 5 agosto 1966, mentre la realizzazione della struttura in acciaio ebbe inizio nell'agosto 1968. La Torre Nord (WTC 1) vide il suo primo inquilino nel dicembre 1970, mentre la Torre Sud (WTC 2) fu utilizzata a partire dal gennaio 1972. I restanti edifici appartenenti al complesso furono costruiti tra gli anni '70 e gli anni '80, con l'edificazione del WTC 7 a nord del sito del World Trade Center nel 1985. Il progetto era di dimensioni notevoli, infatti, nel suo complesso forniva una superficie coperta totale di 1,24 milioni di m². Senza dubbio, gli edifici più conosciuti del World Trade Center



erano la Torre Nord (WTC 1) e la Torre Sud (WTC 2), note anche come "Torri Gemelle" (Twin Towers), alte 417 metri la prima e 415,5 la seconda, comprendenti 110 piani ciascuna. All'epoca dell'inaugurazione, erano gli edifici più alti mai costruiti dal genere umano. Le torri divennero da subito uno dei simboli di New York City nel mondo, al pari dell'Empire State Building e della Statua della Libertà, dando al cielo di Manhattan un profilo unico ed inconfondibile.

Oltre alle torri, si contavano il WTC 3, un hotel di 22 piani situato immediatamente a ovest della Torre Sud e gestito dalla Marriott Corporation, e i WTC 4, 5 e 6, edifici, rispettivamente di 9 piani i primi due e 8 piani l'ultimo, adibiti a uffici. Il WTC 7 era un edificio di 47 piani, sempre occupato da uffici. L'intero complesso dava spazio a una varietà di attività commerciali e governative. Gran parte degli uffici commerciali erano sedi dell'industria finanziaria e di assicurazioni. Il New York Stock Exchange e il Wall Street Financial District si trovano tre isolati a sud-est del sito del WTC, mentre il World Financial Center (WFC), costruito agli inizi degli anni '80, è situato a ovest, dall'altra parte di West Street. Altri edifici di rilievo nelle immediate vicinanze del complesso del World Trade Center includono il Bankers Trust Building a sud, l'edificio 1 Liberty Plaza a est e il Verizon Building a nord.

Sotto una grande porzione della WTC Plaza e dei WTC 1, 2, 3 e 6 vi era una struttura sotterranea di 6 piani. Il materiale scavato per tale costruzione fu utilizzato per riempire una parte della riva dell'Hudson River, e per creare il sito dell'adiacente World Financial Center. La realizzazione di questa profonda sottostruttura fu una sfida ragguardevole, data la vicinanza dell'Hudson River e la presenza di due preesistenti linee metropolitane e di un gran numero di edifici alti lungo il perimetro a sud, est e nord del complesso. Ai fini di aiutare gli scavi, furono usati getti di bentonite. Seguendo questo tipo di realizzazione, si procedette con lo scavo di una trincea, gettando bentonite per tenere la trincea aperta contro il terreno circostante. Venne creato, poi, un muro in cemento armato all'interno della trincea, avente funzione di muro continuo di fondazione, e si diede inizio agli scavi della struttura. Il muro fu temporaneamente supportato da ancoraggi alla roccia retrostante nel terreno, per fornire stabilità laterale allo scavo, contro la pressione

dell'acqua e del terreno proveniente dal sito non scavato. Una volta raggiunta la profondità di scavo richiesta, si procedette con la realizzazione delle fondazioni e della struttura sovrastante.

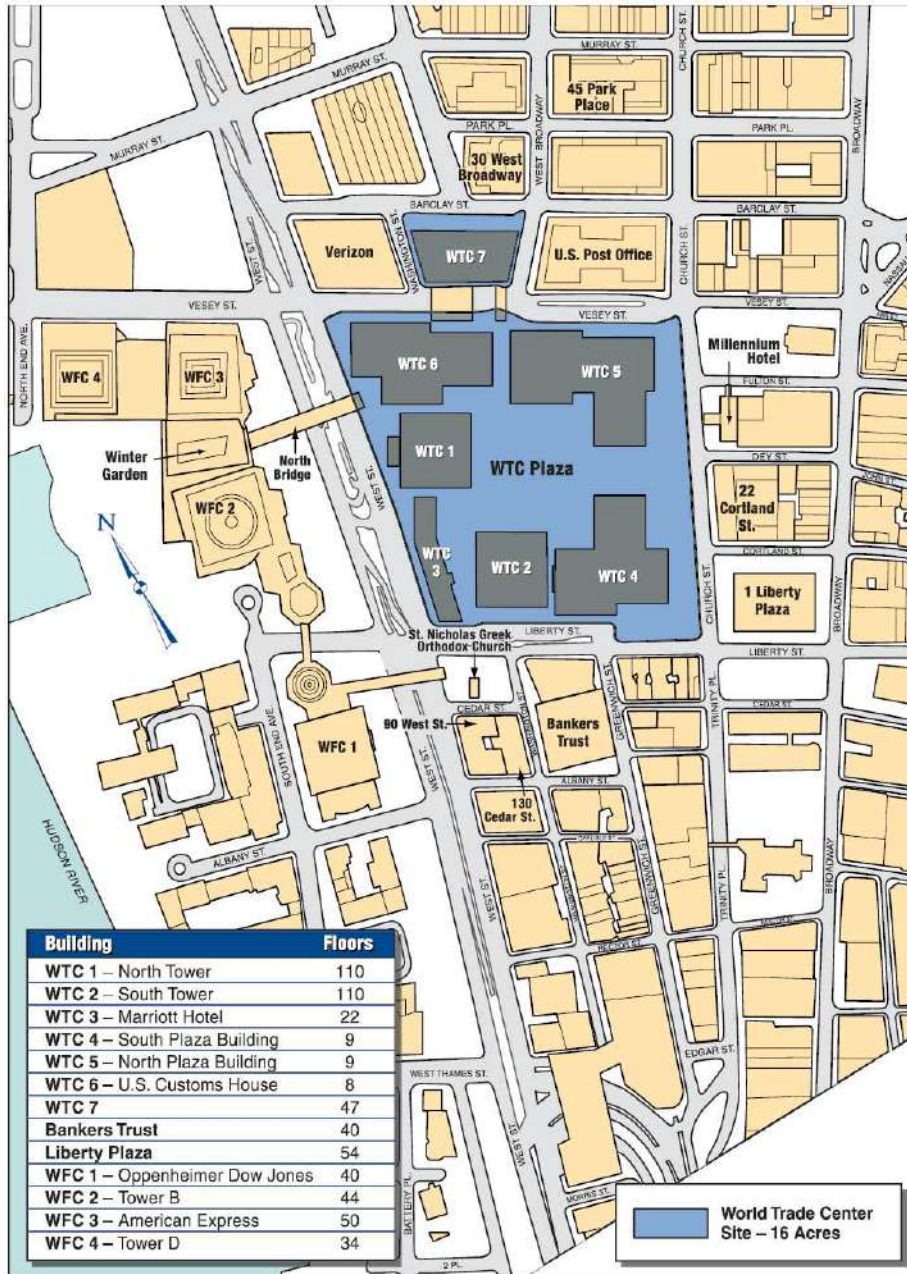


Figura 1.1 : mappa del complesso del WTC.



1.2 WTC 1 e 2: descrizione delle Twin Towers.

1.2.1 Aspetti generali

Le Torri Gemelle, conosciute anche come WTC 1 e WTC 2, erano le componenti primarie tra i sette edifici dell'intero complesso del World Trade Center. Ognuna delle due torri prevedeva il medesimo schema strutturale, costituito da 110 piani sopra il livello della WTC Plaza, e 6 piani al di sotto. La Torre Nord aveva un'altezza complessiva di 417 m (1,368 ft), che fece ottenere alla costruzione il titolo di edificio più alto del mondo. La Torre Sud, invece, con 1,5 m di altezza in meno rispetto alla prima, era pari a 415,5 m (1,362 ft). La Torre Nord, inoltre, sosteneva sulla sua sommità un'antenna di trasmissione radiotelevisiva alta 110 m (360 ft).

Le due torri erano slanciati parallelepipedi, caratterizzati da uno schema strutturale del tipo "*tube in tube*", formato da una struttura a telaio tubolare esterna, che resisteva ai carichi orizzontali, ed un nucleo interno (*core*), il cui scopo era sorreggere la maggior parte dei carichi verticali. La struttura portante delle due torri era interamente in acciaio: solo le fondazioni comprendevano parti in calcestruzzo armato.

Entrambe le torri avevano una pianta quadrata con un lato di circa 64 metri, mentre il core aveva pianta rettangolare, le cui dimensioni erano circa 42 metri per 27 metri. Il core ospitava i vani per il passaggio degli impianti tecnici, 3 scale di sicurezza, 99 ascensori, 6 scale mobili, oltre a tubazioni per gli impianti idraulici, cavi elettrici e impianti di condizionamento e riscaldamento. Il collegamento fra la struttura centrale, il core, ed il telaio tubolare esterno, era fornito dai 110 piani dell'edificio, che garantivano una superficie netta di utilizzo per ogni piano di 3000 m².

La Figura 1.2 mostra una pianta schematica di un piano tipo.

1.2.2 Descrizione strutturale

Le due torri erano simili, ma non identiche. Abbiamo già citato la differenza di altezza e la presenza sulla Torre Nord dell'antenna di trasmissione. Inoltre, il core, nel caso della Torre Nord,



era orientato secondo la direttrice est-ovest, mentre per la Torre Sud era orientato secondo la direttrice nord-sud. In aggiunta a queste differenze di configurazione di base, la presenza di ciascuna torre influenzò i carichi dovuti al vento sull'altra, portando a una distribuzione di pressione del vento di progetto in parte differente nei due casi, e di conseguenza a una diversa progettazione strutturale dei sistemi resistenti agli sforzi laterali. Inoltre, i miglioramenti e le modifiche effettuate negli anni dalle compagnie presenti negli uffici risultarono in parziali rimozioni dei pavimenti, o in disposizioni di nuove scale private tra i piani, che modificarono lo schema dei piani piuttosto regolare, come originariamente previsto. Infatti, lo schema strutturale studiato per le torri permetteva l'utilizzo di ampi spazi sprovvisti di elementi strutturali verticali tra il perimetro esterno del core e il telaio tubolare esterno.

L'impronta caratteristica del disegno architettonico di ciascuna torre era costituita dall'intervallarsi lungo la facciata di pilastri e finestre, per un totale di 59 pilastri, ricoperti di lamine di acciaio inossidabile, per ognuno dei quattro lati dell'edificio. In corrispondenza di ogni angolo, la struttura prevedeva dei tagli a 45° rispetto ai lati principali, in ciascuno dei quali era collocato un pilastro supplementare rispetto alle colonne perimetrali. Tali colonne furono realizzate saldando insieme quattro lastre d'acciaio, in modo tale da formare una sezione quadrata di circa 355 mm (14 inches).

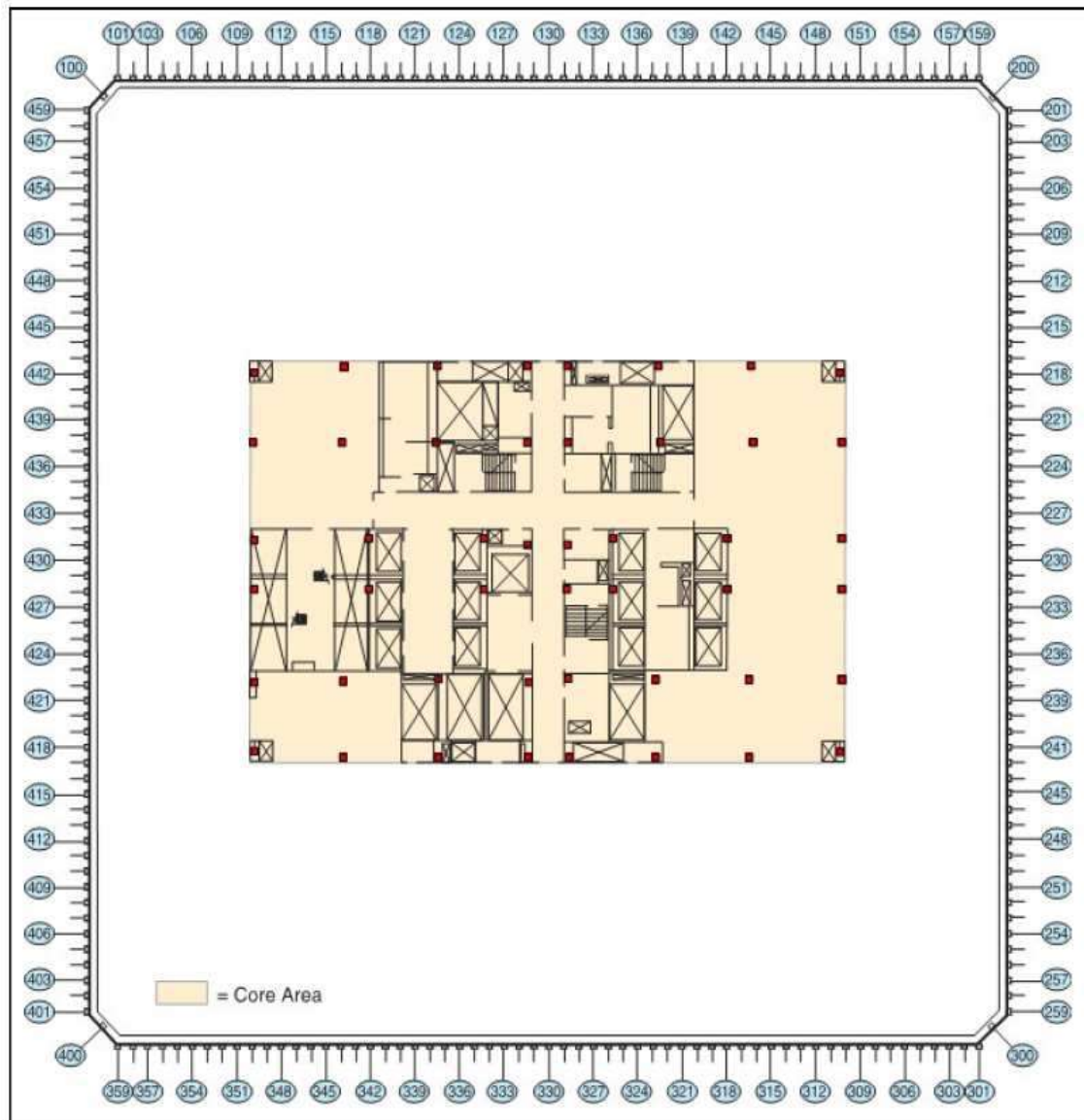


Figura 1.2 : schema di un piano tipo, basato sul piano 94 della Torre Nord.



La costruzione del telaio tubolare esterno vide un grande impiego di moduli prefabbricati. I pilastri erano stati assemblati tramite elementi modulari composti da tre porzioni di colonne, alte tre piani, distanziati di 1,02 m l'uno dall'altro, interconnessi da tre pannelli saldati, chiamati "*sprandels*", uno in corrispondenza di ogni piano, alti 1,32 metri e con uno spessore tipico di 9.5 mm (Fig 1.3).

Gli elementi modulari erano collegati tramite lastre perforate, presenti in cima e al fondo di ogni colonna, per permettere unioni bullonate ad alta resistenza (345 N/mm^2) con i moduli sovrastanti e sottostanti. I moduli venivano imbullonati anche lateralmente, ed erano disposti secondo uno schema regolare, che prevedeva una sfalsatura della linea di giunzione dei moduli, per evitare linee di frattura preferenziali.

Il numero di bulloni, e dunque la forza di connessione conseguente, variava da quattro per i piani superiori, a sei per i piani inferiori. Alla base degli edifici, vennero inoltre utilizzate saldature supplementari. Anche lo spessore degli *sprandels* variava, sia lungo l'altezza dell'edificio sia in direzione perimetrale, passando da $\frac{1}{4}$ di pollice per i piani alti a 4 pollici alla base, per assorbire i carichi e ridurre al minimo l'accorciamento differenziale delle colonne tra i piani.

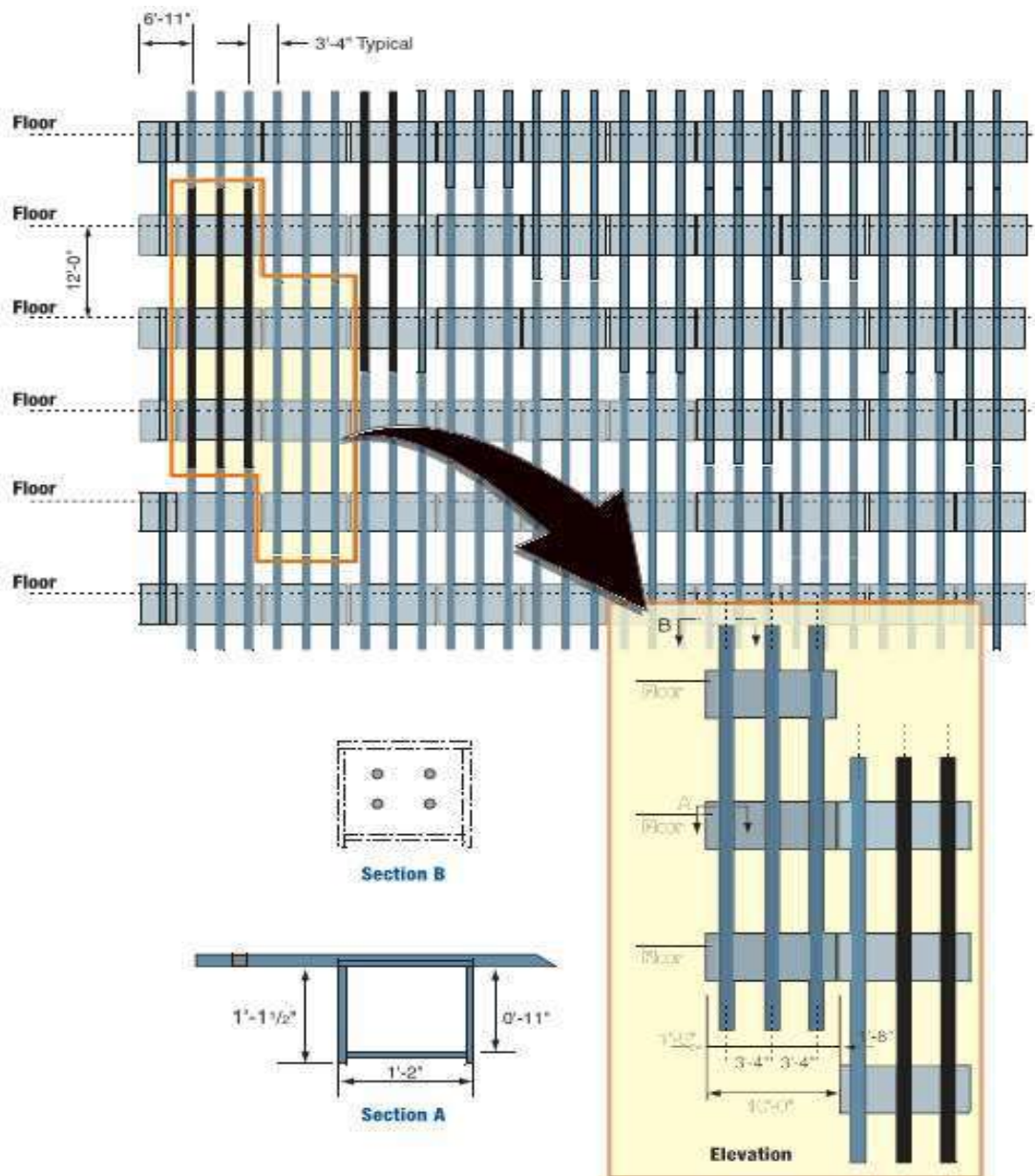


Figura 1.3: Dettagli della facciata e degli elementi modulari impiegati.

Per la realizzazione degli *sprandels* vennero impiegate 12 classi di resistenza dell'acciaio (36, 42, 45, 46, 50, 55, 60, 65, 70, 75, 80,85 Ksi), che andavano a diminuire ai piani più alti, come richiesto dal computo dei carichi gravitazionali e del vento. Per i pilastri del telaio tubolare esterno, le classi di resistenza comprendevano due possibilità in più di scelta, 90 e 100 Ksi (il Ksi è una unità di misura del sistema consuetudinario statunitense pari a 1000 libbre al pollice quadrato, e nel SI corrispondono a 6.89476 MPa).

La struttura, così descritta, era pressoché identica per tutti i piani tra il 7° e il 110°, eccetto per la variazione della classe di resistenza dell'acciaio procedendo in altezza. Ai piani inferiori, invece, le colonne perimetrali convergevano a gruppi di tre in una colonna principale (Fig. 1.4), creando un disegno architettonico tale da consentire maggiori aperture tra le colonne al livello dell'atrio, e rendendo più luminosi i primi piani dell'edificio rispetto ai piani superiori. L'interasse fra le colonne al piano terra diveniva così pari a 3,048 metri, e non essendovi elementi di collegamento orizzontale, essi erano sostituiti da controventature di dimensioni notevoli realizzate con travi IPE.



Figura 1.4: Particolare delle colonne di base delle torri.

1.2.2.1 Resistenza ai carichi orizzontali nelle strutture "tube in tube".

Considerando gli edifici multipiano, caratterizzati dalle notevoli altezze raggiunte, non ci si può esimere dal constatare che nella loro progettazione non sono più i tradizionali carichi verticali a governare il progetto di una costruzione, ma assumono importanza preponderante i carichi orizzontali (come il vento o le azioni sismiche). Infatti, schematizzando un edificio alto, quali erano

le Twin Towers, con uno schema a trave incastrata, risulta evidente come l'effetto delle azioni laterali cresca con il quadrato dell'altezza della struttura, mentre le azioni verticali crescano linearmente.

Tra gli schemi strutturali possibili ed efficaci nel contrastare le azioni orizzontali (Fig. 1.5), concentriamo la nostra analisi sugli edifici "tube in tube", la cui massima espressione era rappresentata proprio dalle Torri Gemelle. I sistemi strutturali si suddividono in due famiglie principali: i sistemi a struttura interna o quelli a struttura esterna, riferendosi alla parte della struttura che resiste alle azioni laterali. Le azioni orizzontali, per loro natura, rendono l'impiego di una struttura esterna maggiormente consigliabile, poiché si va ad aumentare il momento d'inerzia dell'edificio sul piano di azione orizzontale, irrigidendo il perimetro dell'edificio.

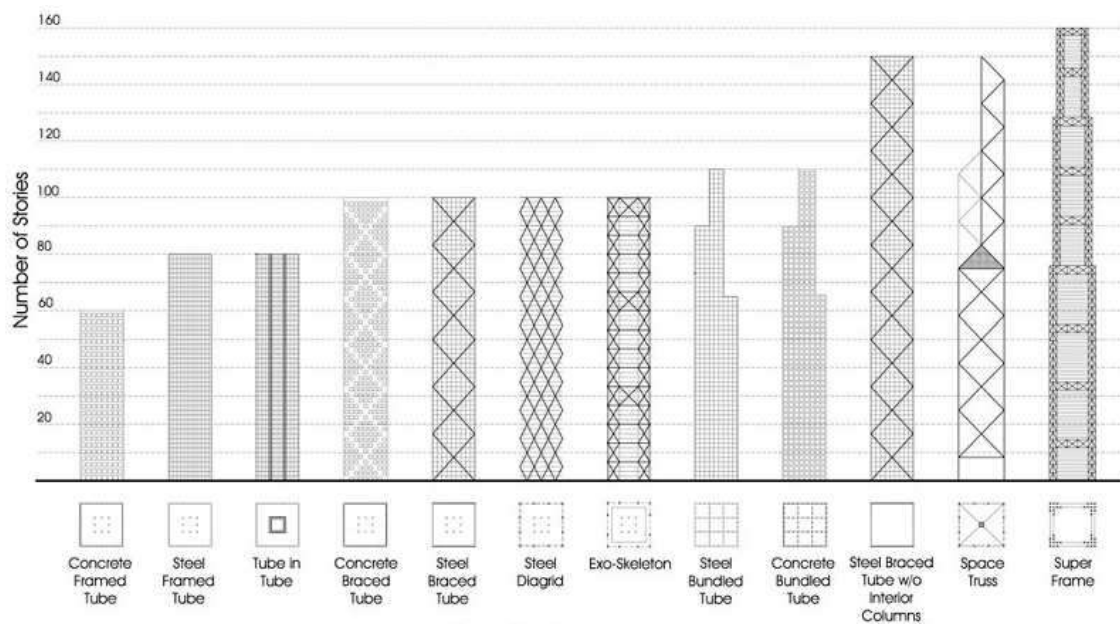


Figura 1.5 : Tipologie di edifici a struttura resistente esterna ed interna.

Il telaio tubolare esterno è sollecitato dalle azioni orizzontali come fosse una vera e propria trave soggetta a flessione, sviluppando trazione e compressione sulle facciate opposte dell'edificio, in base all'esposizione sottovento o contro vento, e di conseguenza sviluppando un diagramma delle tensioni a farfalla sulle altre due facciate. Il comportamento della struttura manifesta l'insorgere



del fenomeno del "shear lag" (fig. 1.6), dovuto al fatto che il tubolare esterno non è continuo, e quindi non ha un comportamento a lastra perfetto, ma è un telaio composto da un numero piuttosto alto di pilastri. E' un fenomeno che causa un aumento delle tensioni in corrispondenza degli angoli del tubo, ed una diminuzione in mezzo alle facciate.

Dal momento che in un "*framed tube*" gli sforzi orizzontali sono assorbiti essenzialmente dalle pareti esterne, le colonne del nucleo centrale non contribuiscono alla resistenza laterale complessiva della struttura. Per le torri del WTC, sia le colonne del perimetro esterno che quelle del core furono progettate per sopportare una quantità circa pari al carico gravitazionale totale. Le colonne del nucleo centrale furono disegnate per resistere principalmente ai carichi verticali, eccetto per l'area dell'atrio, dove vi erano colonne perimetrali in minor numero: in tal caso le colonne centrali assorbivano, mediante rinforzi, anche parte dei carichi laterali.

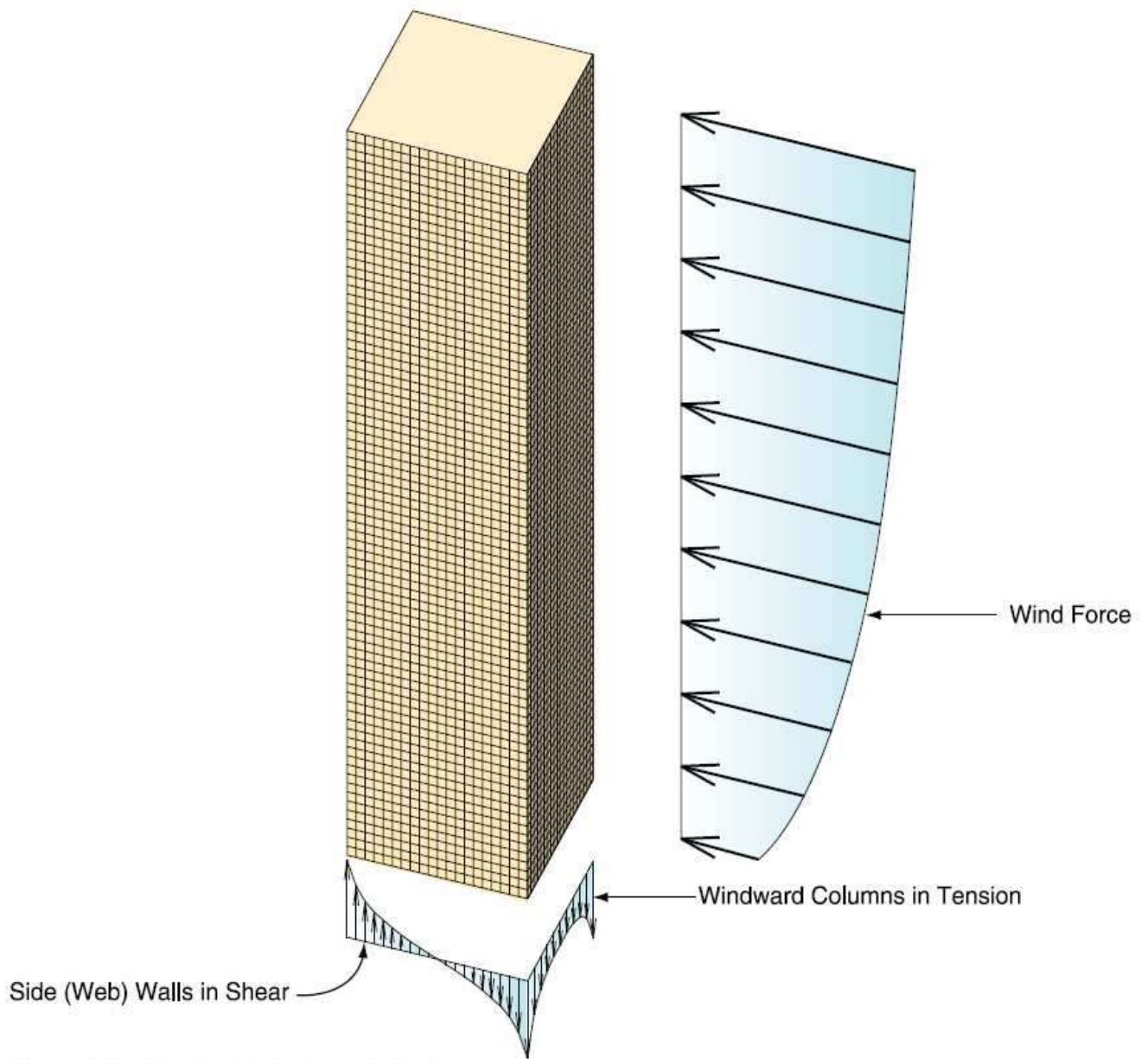


Figura 1.6: "shear lag" e distribuzione degli sforzi laterali.

1.2.2.2 La struttura del core.

Con il termine "core", si intende la struttura del nucleo interno dell'edificio. Come evidenziato precedentemente, il core fu progettato per resistere a circa il 50% dei carichi verticali. Era composto essenzialmente da una serie di colonne alte quanto la struttura stessa, aventi differenti tipologie di sezione trasversale, e con variazione di tale sezione lungo l'altezza della struttura. Le variazioni di sezione lungo l'altezza erano localizzate ogni 3 piani, ma ad intervalli sfalsati, così da garantire la continuità della variabilità della sezione resistente per ogni piano. Le sezioni utilizzate per la realizzazione delle torri furono principalmente di due tipi: scatolari saldate (welded box) o sezioni ad I (rolled wide flange shape), le seconde definite dalla sigla WF. Le

colonne dei piani inferiori erano prevalentemente di sezione scatolare, di notevole dimensione, pari a 0.30 m per 1.30 m, mentre nei piani più elevati erano caratterizzate dalla sezione WF, con transizione all'altezza dell'ottantesimo piano, in un range di circa 10 piani (fig 1.8). Le classi di resistenza dell'acciaio usate per la maggior parte delle colonne del core erano pari a 36 o 42 Ksi, mentre solo l'1% aveva classi di resistenza pari a 45 Ksi o 50 Ksi. La soletta interna al core era sorretta da travi convenzionali di tipo HE, ed era sede dei vari servizi, come già citato, quali ascensori, scale, collegamenti tecnici. Ai piani inferiori la percentuale di fori era piuttosto alta,

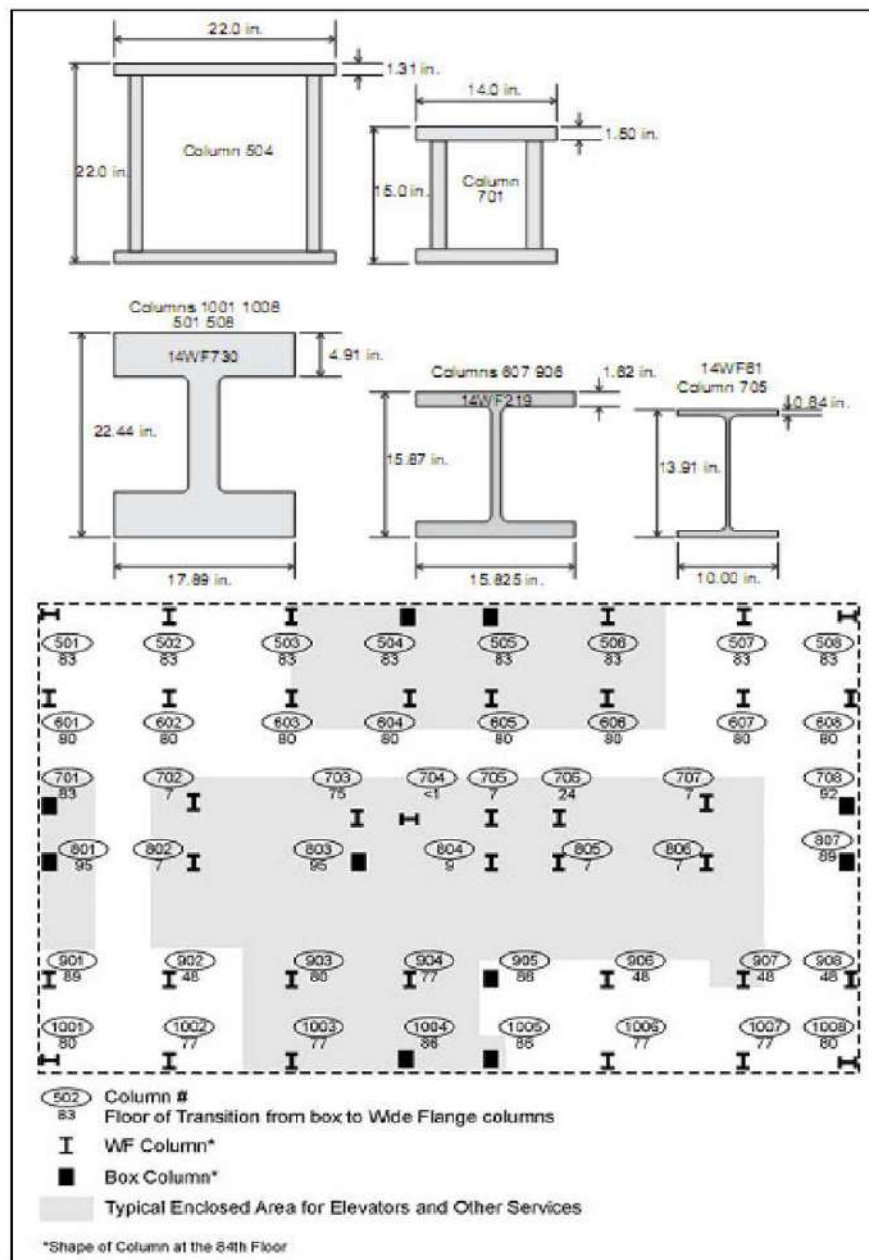


Figura 1.7: sezioni utilizzate nella realizzazione delle Torri Gemelle, in un piano di transizione tipo.



mentre nei piani più elevati dell'edificio la ridotta necessità di servizi, soprattutto di ascensori, rendeva la soletta più "integrata".

1.2.2.3 La struttura dei solai.

La composizione dei solai dei piani fu progettata per soddisfare quattro principali funzioni. Per prima cosa, aveva lo scopo di assorbire i carichi verticali sul solaio e trasferire tali carichi rispettivamente alle colonne esterne e a quelle del core. In secondo luogo, agendo come un diaframma, distribuiva i carichi orizzontali dovuti al vento alle pareti perimetrali laterali della struttura. Terzo, unitamente al telaio esterno, conferiva la rigidità necessaria per resistere ai movimenti torsionali, e quarto, forniva un supporto laterale alle colonne, garantendone così la stabilità. L'efficacia dell'azione di una struttura a frame tube dipende strettamente dalla rigidità nel piano dei solai.

Per quanto riguarda le Torri Gemelle, il solaio standard delle solette esterne al core era realizzato tramite un getto di circa 10 cm (4") di calcestruzzo alleggerito su di una lamiera grecata da 4 cm (Fig 1.8). Le solette nell'area del core avevano, invece, uno spessore di circa 13 cm (5") ed erano sorrette da travi HE ordinarie. Date le grandi luci in gioco, la struttura esterna al core prevedeva due ordini di travature, indicate come principali e secondarie. Le travature principali erano disposte lungo la direzione maggiore, mentre perpendicolarmente erano disposte le travature secondarie. Si trattava di travi reticolari costituite da due correnti, una inferiore e una superiore, realizzati con due profili ad L accoppiati e collegati da tondini in acciaio, che andavano ad affogare nel getto di calcestruzzo. Le travature principali erano costituite da due travi reticolari con un'altezza (intesa come distanza dai baricentri dei correnti) pari a circa 80 cm, mentre quelle secondarie mantenevano la medesima struttura, con la differente altezza di 60 cm. La costruzione dei solai fu caratterizzata dall'uso di moduli prefabbricati di travature, delle dimensioni di 18.3 m di lunghezza (circa) e 6.10 m di larghezza. L'interasse tra le travature principali risultava essere di 2.032 m, pari esattamente a due volte l'interasse tra le colonne del telaio tubolare esterno, tale per cui le



travature andavano ad appoggiarsi, tramite un appoggio ad L, alle colonne del telaio esterno, mentre all'interno andavano ad appoggiarsi ad un profilato a C che correva lungo il perimetro del core. Le travi risultavano quindi semplicemente appoggiate alle estremità, e il vincolo poteva essere idealizzato come una cerniera. Inoltre, il corrente inferiore di ogni coppia di travi era collegato *agli sprandels* perimetrali mediante degli smorzatori viscoelastici, la cui principale funzione era quella di smorzare l'oscillazione indotta dal vento sull'edificio (Fig. 1.10).

A causa della pianta rettangolare del *core*, i solai non potevano avere tutti la stessa luce, ma quelli da 18,3 metri erano i maggiori. Esistevano, invece, dei solai di luce inferiore, pari a circa 11 metri e dei solai le cui orditure principali non avevano modo di poggiare direttamente sul *core*, ma le cui travi principali appoggiavano sui solai adiacenti. Furono zone denominate in fase di progetto Two-Way Area - Figura 1.11). In questo tipo di zone le travature secondarie risultavano rinforzate, in modo da formare un reticolo resistente con le travi principali.

Oltre ai solai "ordinari" esistevano i solai dei piani adibiti ad uso tecnico (7°, 9°, 41°, 43°, 75°, 77°, 107°, 108°, 110°), che avevano una struttura differente, infatti la struttura portante era formata da travi in acciaio con sezione ad I, del tipo W16 e W27 2, le prime sulle luci minori e le seconde sulle luci maggiori. Questa struttura sorreggeva una lamiera grecata da 4 cm (1 ½ pollici) sulla quale venne gettato uno strato di calcestruzzo strutturale di 20 cm all'interno del core e di 19 cm all'esterno.

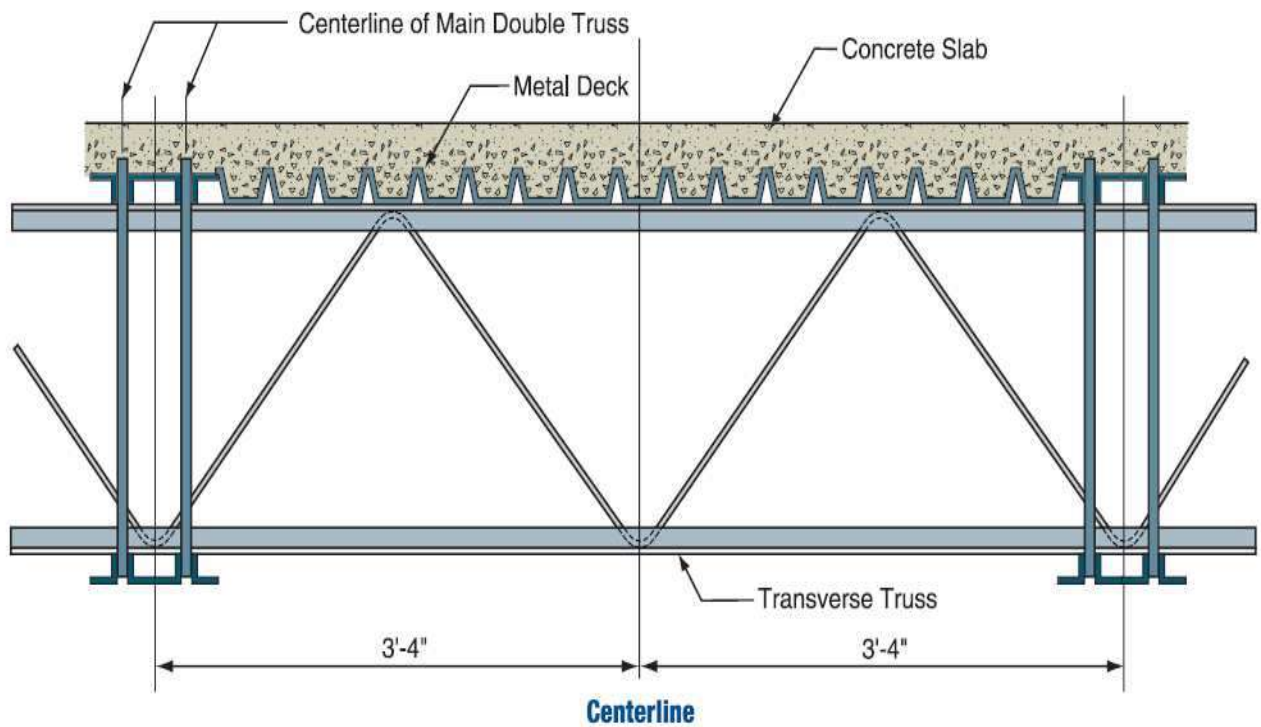


Figura 1.8: Sezione trasversale della travatura del solaio.



Figura 1.9: Costruzione del telaio tubolare esterno e della travatura di un solaio.

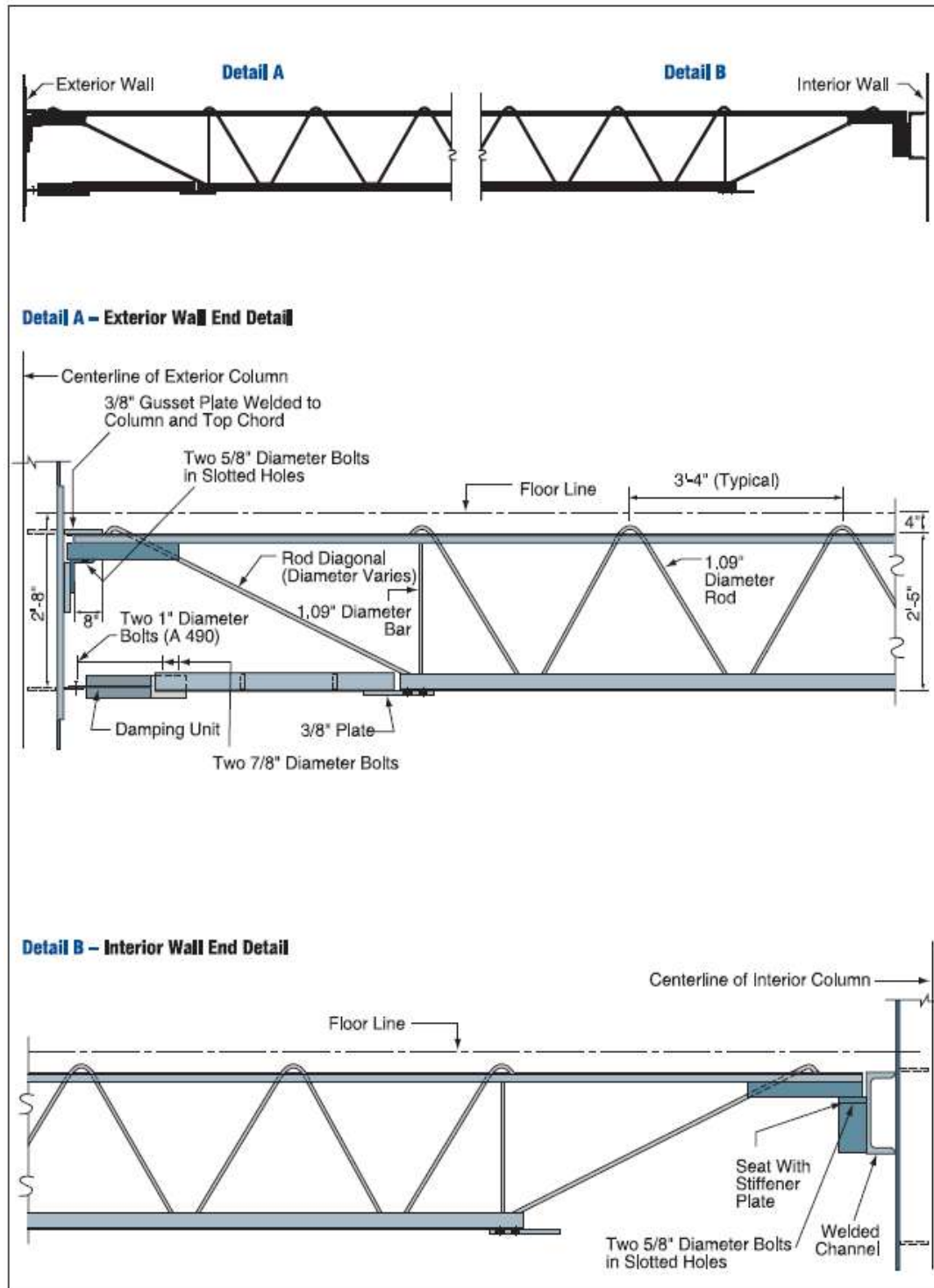


Figura 1.10: particolare che mostra una travatura presente nei solai con i suoi vincoli di estremità .

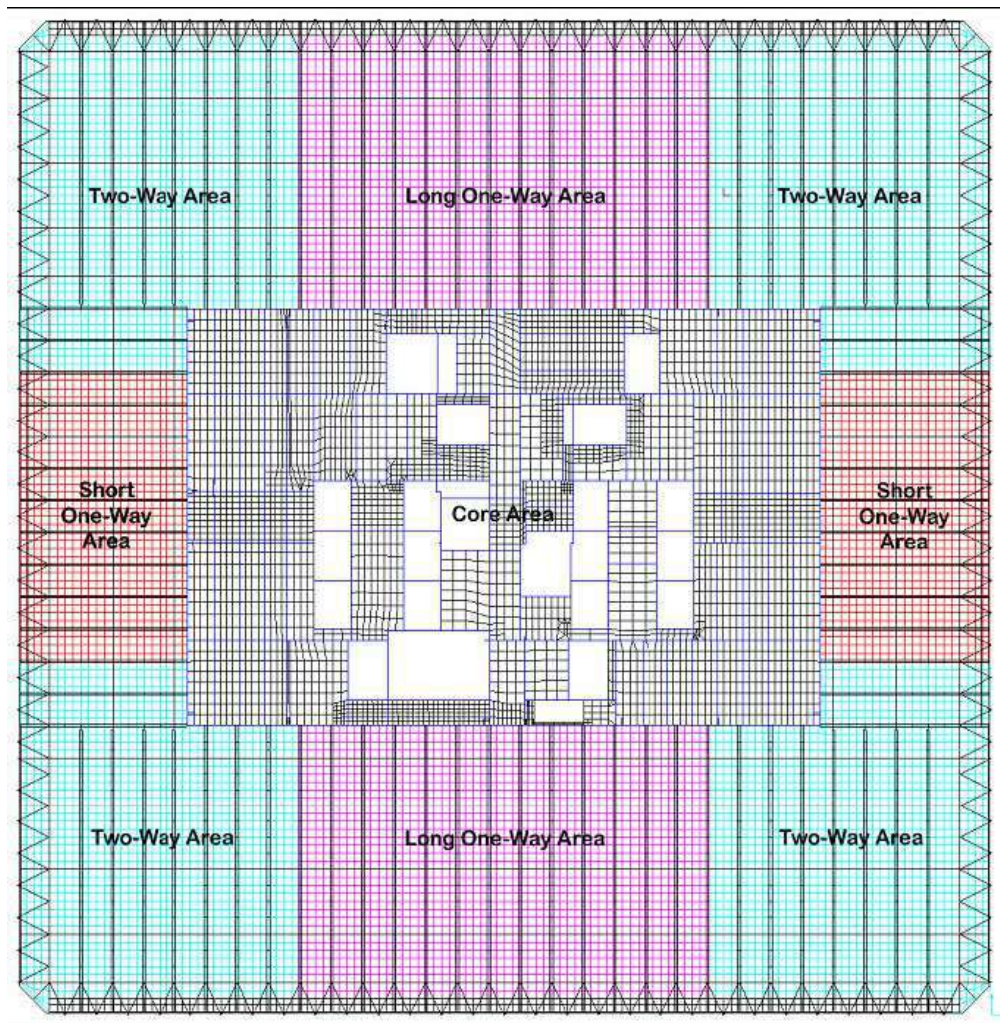


Figura 1.11: Pianta dei diversi tipi di solaio in un piano tipo.



1.2.3 WTC 1 e WTC 2: Protezione al fuoco

La protezione al fuoco di un edificio viene realizzata tramite sistemi di soppressione, di rivelazione, di notifica, di controllo dei fumi, e tramite sistemi passivi come la compartimentazione e la protezione strutturale. Se uno di questi viene meno l'efficienza degli altri sistemi può diminuire.

Per quanto riguarda la protezione passiva, nel WTC 1 gli elementi strutturali sopra al 39esimo piano erano protetti originariamente mediante prodotti contenenti amianto; successivamente furono rimossi in tutto l'edificio. Nel WTC 2 furono usati materiali fibro-minerali senza amianto applicati mediante spray.

Intorno alla metà degli anni '90 fu deciso di aumentare la protezione al fuoco applicando altri materiali isolanti intorno alle travi.

Le travate furono così dichiarate resistenti al fuoco per un periodo di 3 ore. Ad eccezione per le parti interne delle colonne perimetrali, protette tramite materiali plastici, per la maggior parte dei componenti furono usati materiali simili a quelli utilizzati per la protezione degli elementi che costituivano gli impalcati.

Lo spessore delle protezioni al fuoco era variabile: le colonne con sezione in acciaio più grande ricevevano meno materiale in relazione alla quantità ricevuta dagli elementi più snelli.

La compartimentazione verticale primaria era realizzata dai solai, che separavano tra di loro i piani.

In prossimità dei vani scala e ascensore, la separazione era realizzata tramite un sistema a pannelli costituito da due strati di gesso entrambi dello spessore compreso tra i 12 e i 20 cm, che veniva dichiarato resistente al fuoco per due ore.

Per quanto riguarda il sistema di soppressione, le due torri, quando furono costruite, non furono dotate di sistemi automatici di spegnimento. Soltanto negli anni '90 questi sistemi furono installati, arrivando a coprire il 100% dell'edificio quando avvennero gli attacchi terroristici dell' 11 Settembre.



La riserva d'acqua principale era costituita da una vasca antincendio che attingeva direttamente dalla riserva municipale. Erano poi presenti una serie di pompe necessarie per fornire la pressione operativa all'acqua attinta. Ciascuna torre aveva tre pompe per mandare in pressione l'acqua e per farla raggiungere i piani più alti, in modo da essere fruibile all'impianto di spegnimento ad ogni quota ove fosse necessaria.

Erano inoltre presenti vasche ai piani 41, 75 e 110 che servivano esclusivamente gli impianti di spegnimento automatico.

Gli attacchi a disposizione del *FDNY* (*Fire Department of New York*) erano numerosi e collocati intorno al perimetro degli edifici.

Il sistema di controllo dei fumi era stato inserito all'interno del sistema di ventilazione di entrambi gli edifici. La sua funzione era quella di limitare la diffusione del fumo provocato dall'incendio dalle zone perimetrali al *core* interno, favorendo così l'evacuazione e l'intervento dei soccorsi in questa zona.

In ciascuna torre erano presenti tre scale di emergenza indipendenti, collocate nella zona del *core* come indicato in Figura 1.12.

Due di queste, denominate "scala 1" e "scala 2", erano larghe 1,10 m circa e raggiungevano il piano 110. la terza scala, chiamata "scala 3", era larga 1,40 m circa e raggiungeva il piano 108.

Queste scale non erano realizzate all'interno di vani che si estendevano per tutta l'altezza della torre, ma, in prossimità di alcuni piani venivano traslate in orizzontale, richiedendo così agli occupanti di spostarsi da un vano scala all'altro utilizzando dei corridoi.

Sia la "scala 1" che la "scala 2" erano spostate all'interno di altri vani ai piani 42, 48, 76 e 82. La "scala 1" aveva uno spostamento addizionale al 26esimo piano mentre l'unico della "scala 3" era al 76esimo piano.

C'erano 99 ascensori in ciascuna torre, inclusi 23 ascensori "locali", i quali non venivano utilizzati in caso di emergenza.

In seguito all'attivazione di un allarme, un sistema automatico comandava tutti questi ascensori e li

faceva raggiungere il piano di partenza in modo da poter essere aperti manualmente, se necessario.

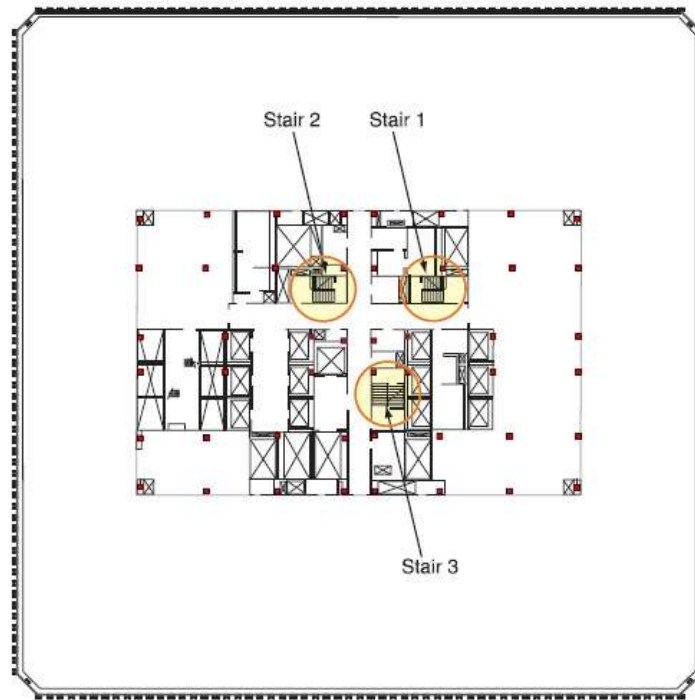


Figura 1.12 : Planimetria che mostra la collocazione delle scale di emergenza



1.3 II WTC 7

1.3.1 Descrizione strutturale

La struttura dell'impalcato mostrata in Figura 1.13 fu usata dal piano 8 al piano 45. Esso consisteva in una serie di travi che si estendevano dalle zone perimetrali fino alle zone interne.

I solai erano realizzati mediante lamiera grecata di 7,6 cm di spessore con soletta collaborante in calcestruzzo di 6 cm di spessore. Le travi in acciaio erano anch'esse circondate da calcestruzzo.

Al di sotto dell'ottavo piano, invece, i solai erano prefabbricati con zone limitate con presenza di lamiere grecate con soletta in calcestruzzo.

All'interno 24 pilastri in acciaio con sezione ad I erano disposti non simmetricamente, mentre intorno al perimetro si trovavano 57 pilastri in acciaio sempre con sezione a I ma di area inferiore rispetto a quelli interni.

Il sistema resistente ai carichi orizzontali consisteva di quattro telai perimetrali, ciascuno dei quali era rinforzato mediante travature comprese tra il 5° e il 7° piano e tra il 22° e il 24° piano, come visibile in Figura 1.14.

Sui lati est e ovest erano inoltre presenti travature aggiuntive al di sotto del 7° piano.

A partire dalle fondazioni fino al 7° piano si estendeva un nucleo interno, che assorbiva lo sforzo di taglio ai piani n° 5 e n° 7.

La struttura portante al 5° piano era costituita da solai in calcestruzzo dello spessore di circa 35 cm poggianti su travi in acciaio con sezione a T, individuabili in Figura 1.15.

Il solaio in calcestruzzo del 7° piano era invece dello spessore di circa 20 cm.

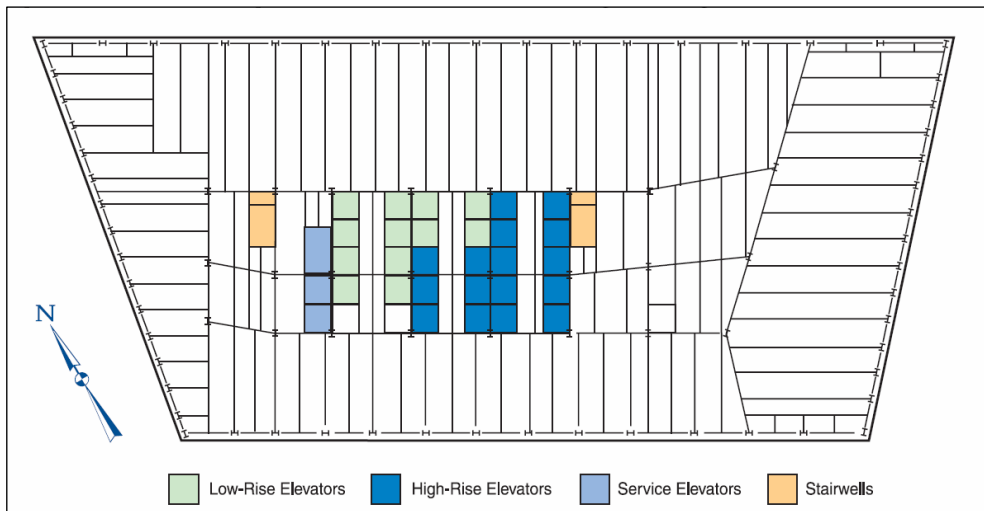


Figura 1.13 : Pianta dell'impalcato tipo tra l'8° e il 45° piano

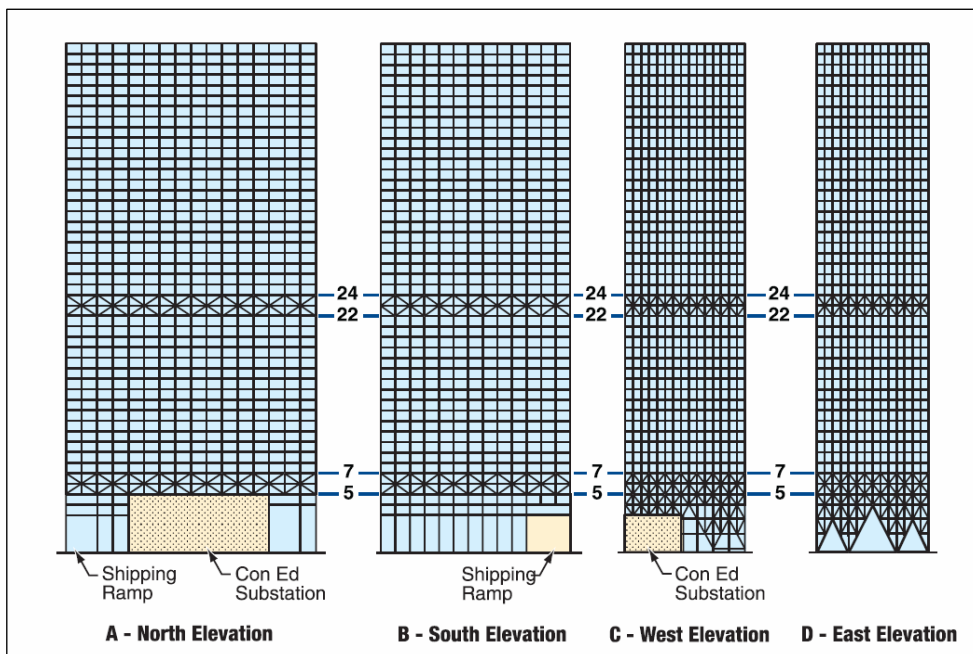


Figura 1.14 : Telai perimetrali dell'edificio ai quattro lati

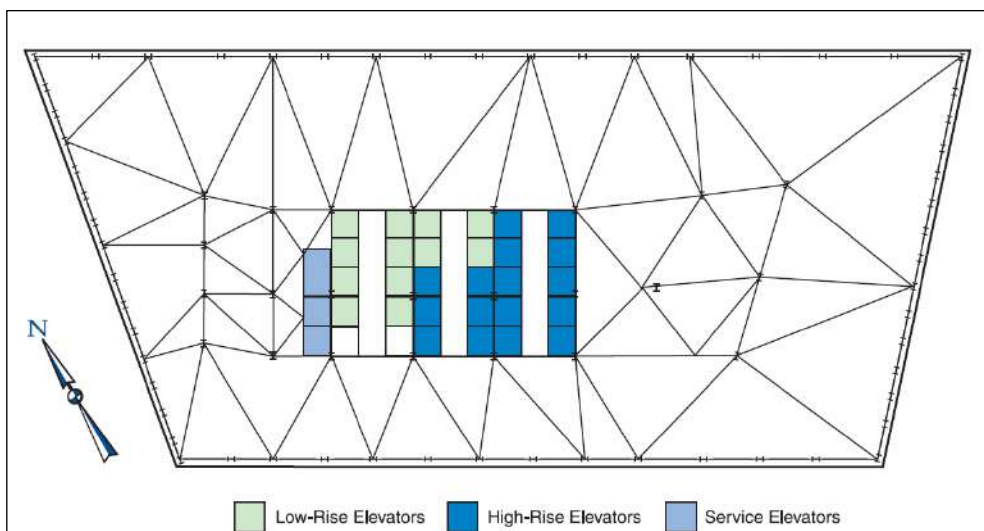


Figura 1.15 : Pianta dell'impalcato al 5° piano

In Figura 1.16 è mostrato il sistema di travature e travi che era disposto ai piani compresi tra il 5° e il 7°.

La travatura indicata come *Truss 1* era situata nella parte nord-est del *core* interno e si estendeva nella direzione est-ovest.

Come visibile anche in Figura 1.17, questa struttura era alta due piani e serviva a trasferire i carichi portati da un pilastro al di sopra del 7° piano a un pilastro del core interno e a due pilastri al di sotto del 5° piano. Questa colonna al di sopra del 7° orizzontamento portava parte del carico dei 41 piani superiori e lo trasferiva al di sotto del 5° orizzontamento grazie ai diagonaloni in acciaio, soggetti ad uno sforzo di compressione.

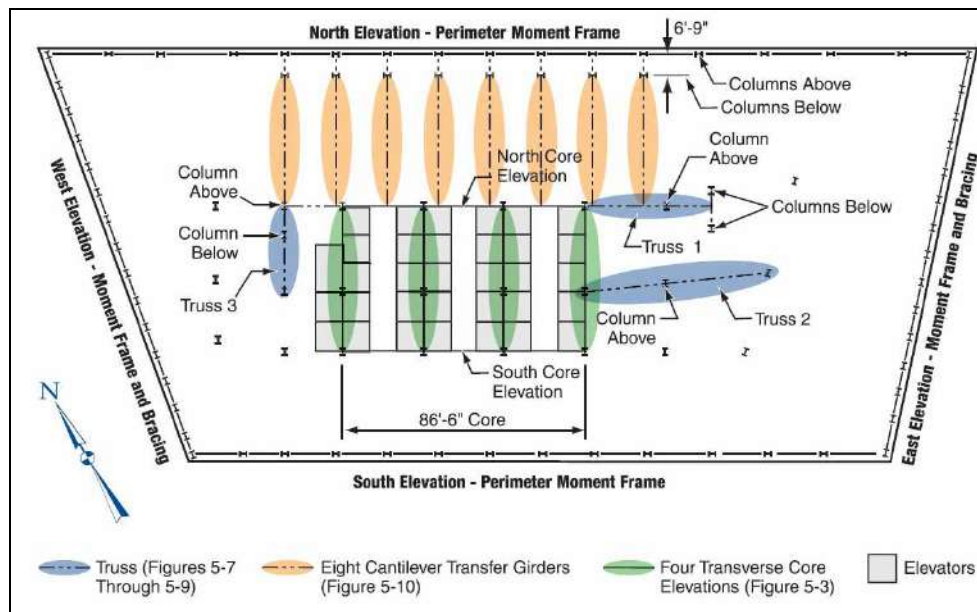


Figura 1.16: pianta dell'impalcato al 7° piano in cui sono visibili le travature e le travi di trasferimento dei carichi.

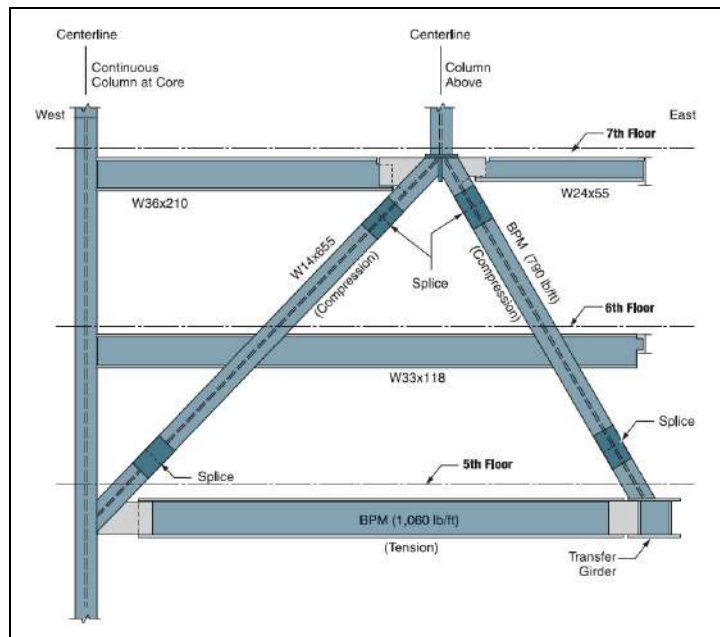


Figura 1.17: dettaglio della travatura "Truss 1"

La travatura indicata come *Truss 2* era collocata a sud della *Truss 1*.

La *Truss 2* trasferiva il carico di una colonna dal 7° piano a due colonne al 5° piano (una delle quali del *core* interno), attraverso una struttura triangolare avente due diagonali compressi in acciaio (Figure 1.16, 1.18).

La *Truss 3* era una struttura reticolare anch'essa compresa tra il 5° e il 7° piano, che era situata nella zona ovest del *core* interno e si estendeva in direzione nord-sud (Figure 1.16, 1.19).

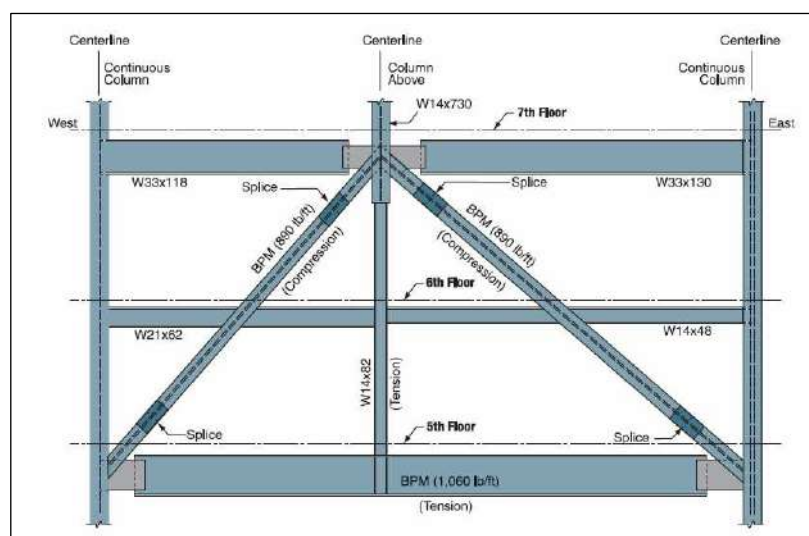


Figura 1.18: dettaglio della travatura "Truss 2"

Erano poi presenti n°8 travature che estendendosi in direzione nord-sud trasferivano i carichi al 7° piano alle strutture del *core* e al telaio perimetrale sul lato nord. Due di queste strutture (quelle più a est) erano collegate alla *Truss 1*, formando così un sistema doppio di trasferimento dei carichi (Figure 1.16, 1.20).

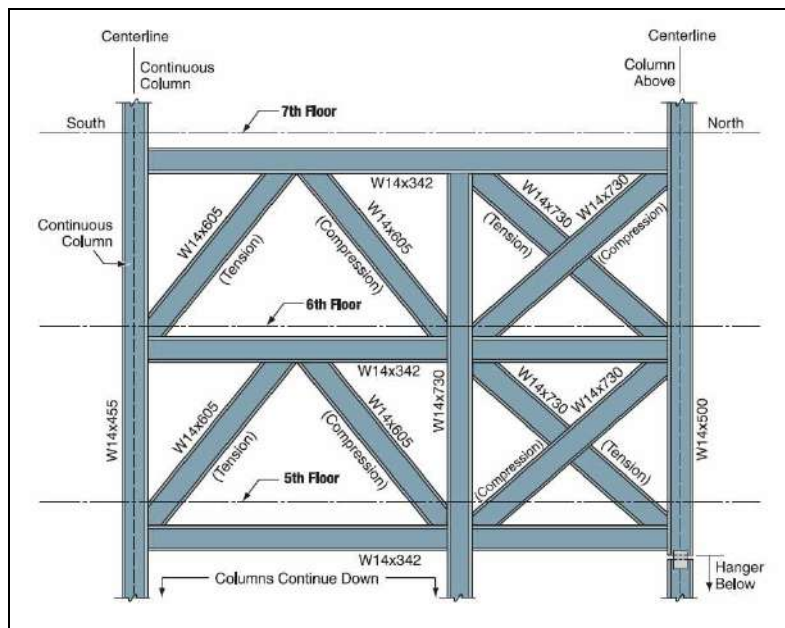


Figura 1.19: dettaglio della travatura "Truss 3"

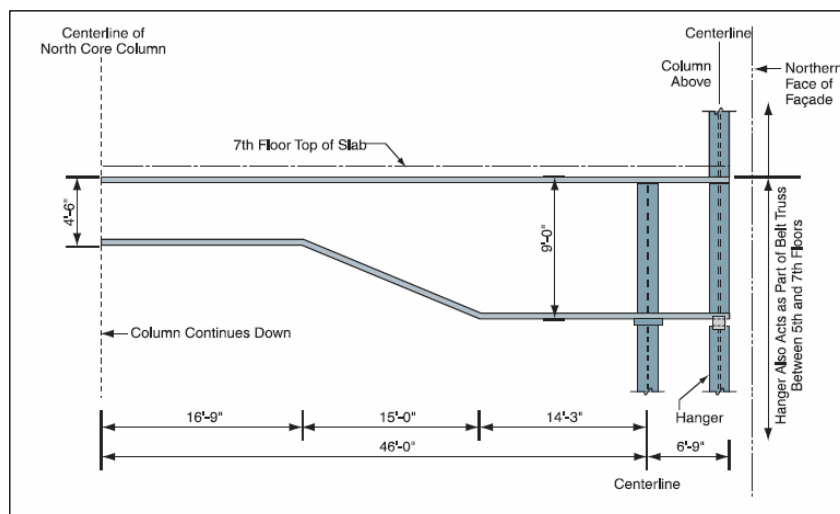


Figura 1.20: dettaglio della travatura di trasferimento dei carichi al telaio perimetrale ordito sul lato nord dell'edificio

1.3.2 Protezione al fuoco.

I solai costituiti da lamiera grecata con soletta collaborante in calcestruzzo costituivano un barriera in grado di limitare la propagazione delle fiamme e dei fumi verticalmente.

Inoltre, lo spazio compreso tra i solai e il *curtain wall* esterno era riempito di materiale ignifugo e gli elementi strutturali erano rivestiti da uno strato di protezione che era stato spruzzato su di essi (Figura 1.21).

Nel WTC7 era presente anche un sistema di controllo del fumo, progettato per pressurizzare i piani al di sotto e al di sopra del piano in cui occorreva l'emergenza.

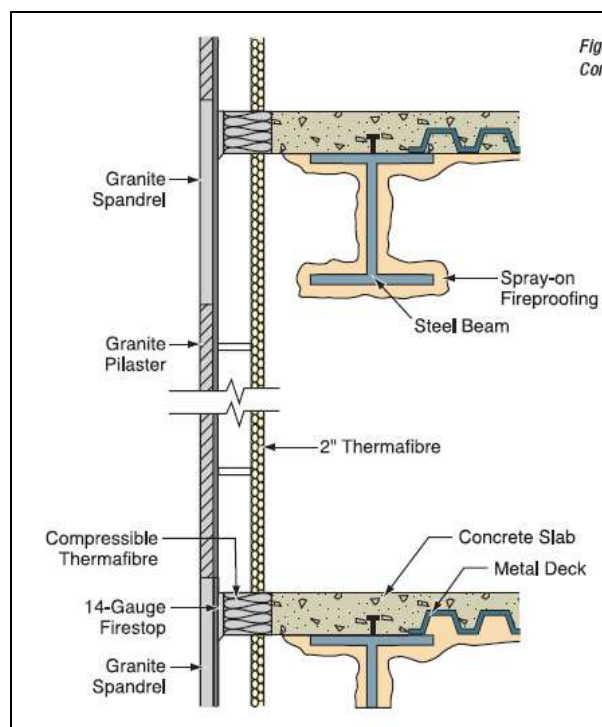


Figura 1.21: dettaglio che mostra i sistemi di protezione al fuoco dei componenti strutturali

Nell'edificio erano presenti due scale principali che consentivano l'esodo. Una di queste era collocata nella parte ovest mentre l'altra nella parte est. Entrambe consentivano l'uscita diretta dall'edificio al piano terra ed erano larghe circa 150 cm.



I vani scala erano stati costruiti inserendo del materiale in grado di fargli acquisire resistenza al fuoco.

Erano inoltre presenti n°8 ascensori per clienti e occupanti e n°3 ascensori di servizio.

Per quanto riguarda il sistema di spegnimento l'acqua necessaria era provvista da una vasca antincendio che attingeva la risorsa idrica dalle riserve comunali.

I collegamenti per il *FDNY* erano collocati ai lati sud e ovest dell'edificio.

Il WTC7 era un edificio con sistema di spegnimento automatico situato tuttavia solamente al 5° piano nella zona del *core* interno.



CAPITOLO 2.

Timeline dell'evento.

2.1 11 settembre 2001 : attacchi terroristici alle Twin Towers.

Nella mattina dell'11 settembre 2001, due aerei commerciali di linea furono dirottati e deliberatamente diretti contro le Torri Gemelle.

Il primo aereo, il volo 11 dell'American Airlines, decollò dal Logan International Airport di Boston alle ore 7:59 (ora legale degli stati orientali dell'America settentrionale), e, diretto a sud, oltre il centro di Manhattan, si schiantò contro la facciata nord della Torre Nord (WTC 1) alle 8:46. Il secondo aereo, corrispondente al volo 175 della United Airlines, lasciò l'aeroporto di Boston alle 8:14 e, volando oltre Staten Island, andò ad impattare contro il fronte sud della Torre Sud (WTC 2) alle ore 9:03. Entrambi i voli, diretti verso Los Angeles, erano effettuati tramite aerei della serie Boeing

767-200ER, carichi di sufficiente carburante per il volo transcontinentale previsto. Vi erano a bordo 92 passeggeri sul volo 11 e 65 sul volo 175. La Figura 2.1 mostra il percorso approssimativo dei due voli e le direzioni d'impatto contro le due torri.



La Torre Nord fu colpita tra i piani 94 e 98, con la zona d'impatto all'incirca centrata sulla facciata nord. La Torre Sud fu attaccata tra i piani 78 e 84, sul lato est della facciata sud dell'edificio. Entrambi gli aerei si inclinarono bruscamente in virata nel momento dell'impatto contro i due edifici, causando danni su più piani. Secondo fonti governative, la velocità d'impatto nella Torre Nord è stata stimata pari a circa 420 nodi (470 miglia all'ora, o 756 km/h), e la velocità d'impatto nella Torre Sud pari a 510 nodi (590 mph, o 950 km/h). In seguito all'urto contro gli edifici, si svilupparono palle di fuoco intorno alla zona interessata dall'attacco, e il carburante si diffuse tra i piani colpiti, prendendo fuoco (Fig. 2.2). Con il termine "palla di fuoco", si vuole descrivere la deflagrazione e lo scoppio conseguente all'attacco, con la formazione di una nuvola di vapore di combustibile. Gli incendi così generati si diffusero ai piani superiori, e migliaia di persone tentarono di evacuare l'edificio. E' stato stimato dalla Port Authority che il numero complessivo di persone presenti l'11 settembre presso il complesso del WTC fosse pari a 58.000 individui: di questi, quasi tutti quelli che si trovavano al di sotto dell'area d'impatto furono in grado di evacuare in sicurezza l'edificio, dato il lungo intervallo di tempo tra l'impatto e il crollo delle singole torri.

Alle 9:59 del mattino, 56 minuti dopo essere stata colpita, la Torre Sud collassò. La Torre Nord rimase in piedi fino alle 10:29, quando anch'essa crollò su se stessa, dopo esser sopravvissuta per 1 ora e 43 minuti dal momento dell'impatto con l'aereo. Oltre 3.000 persone persero la vita durante il collasso delle Twin Towers, considerando 2.830 persone presenti nell'edificio, 157 tra passeggeri e equipaggio degli aerei, e 343 vigili del fuoco, personale di polizia e altri responsabili dell'emergenza. Detriti derivanti dal collasso delle due torri, alcuni di essi ancora in fiamme, caddero a pioggia sugli edifici circostanti, causando danni strutturali e dando vita a nuovi incendi. L'improvviso crollo di ciascuna torre creò nell'aria onde di pressione che propagarono nubi di polvere, detriti e resti di materiale da costruzione in tutte le direzioni, per una vasta area intorno alle torri. La densità e la pressione delle nubi sprigionate fu tale da portare con sé macerie, spostare piccoli autoveicoli e rompere

i vetri delle finestre degli edifici adiacenti al complesso del WTC. Molti degli incendi minori furono trascurati, nell'intento di convogliare gli sforzi per salvare le persone intrappolate nelle torri crollate. Il Marriott World Trade Center Hotel (WTC3) fu colpito da una notevole quantità di frammenti durante il crollo di entrambe le torri, risultando severamente danneggiato, con crolli parziali, ma senza subire il crollo progressivo dell'edificio.

Figura 2.1: Percorso dei voli e zone d'impatto contro le Torri Gemelle.



Figure 1-2
Approximate flight paths of aircraft.





Figura 2.2: Sinistra: palle di fuoco conseguenti all'impatto contro la Torre Nord; destra: vista del lato nord-est di entrambe le torri, e dei danni conseguenti all'impatto.

Anche gli edifici WTC 4, 5 e 6 subirono incendi prolungati, con significativi crolli parziali e danni causati dagli incendi ai telai strutturali. Il WTC 7 bruciò incustodito per 7 ore, prima di crollare alle 17:20, subendo una implosione su se stesso.

La cronologia degli eventi più importanti è riassunta nella tabella riportata in seguito. I tempi e i dati sismici sono stati registrati al Lamont-Doherty Earth Observatory (LDEO) della Columbia University, 34 km a nord rispetto al World Trade Center. La Figura 2.3 mostra le immagini satellitari del complesso del World Trade Center prima e dopo gli attacchi dell'11 settembre.

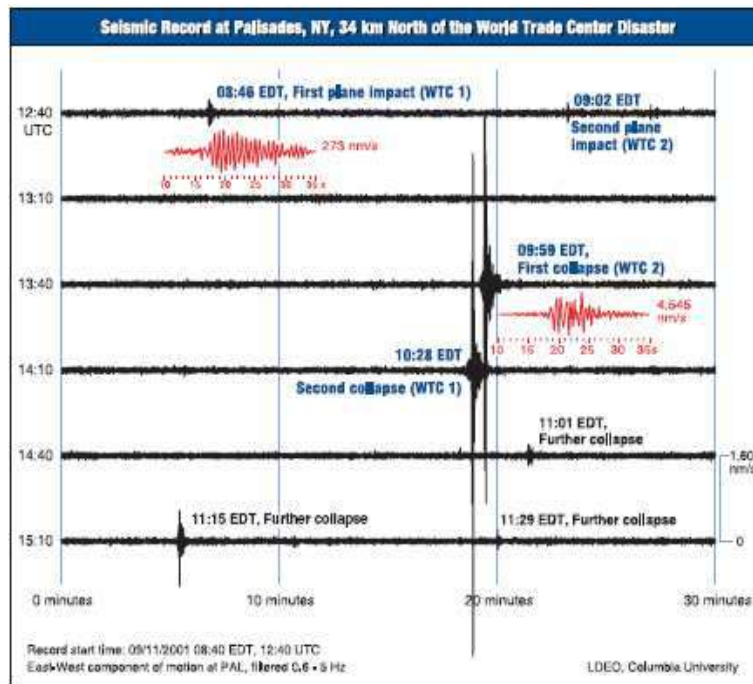


Figura 2.3: Sinistra: fotografia aerea del complesso del WTC precedentemente agli attacchi; destra: resti del World Trade Center in seguito all'impatto aereo.



2.2 Il crollo del WTC 7: un mistero insoluto.

L'edificio 7 del complesso del World Trade Center subì un collasso progressivo su se stesso l'11 settembre 2001 alle ore 17:20. Il numero delle vittime conseguente al crollo non è attualmente noto. Il comportamento del WTC 7 è di notevole interesse poiché la causa del collasso fu attribuita principalmente al fuoco, piuttosto che a qualunque altro danno provocato dall'impatto dei detriti provenienti dagli attacchi alle Torri. Precedentemente all'11 settembre 2001, sono state assai esigue le prove di collassi indotti da incendi in grandi edifici in acciaio, dotati di protezione al fuoco. La progettazione strutturale e la costruzione di questo edificio, osservati nel primo capitolo, i potenziali carichi di carburante, i danni al fuoco e la sequenza di collasso, sono analizzati per fornire una migliore comprensione di ciò che può essere accaduto. Tuttavia, la conferma delle ipotesi che saranno presentate in seguito, elaborate dal FEMA (Federal Emergency Management Agency), richiede ulteriori studi e indagini.

2.2.1 Effetti del crollo delle Torri Gemelle sull'edificio 7.

In seguito al crollo della Torre Sud, la prima torre a cedere sotto l'impatto aereo, non furono riportati eccessivi danni né alla copertura, né ai lati est, ovest e nord del WTC7. Non è noto se vi è stato alcun danno a sud. Il secondo crollo della Torre Nord coprì di detriti e frammenti le strade circostanti. La portata e la gravità del danno derivante al WTC 7 sono attualmente sconosciute.

Tuttavia, a partire dalle fotografie aeree e da testimonianze oculari, è stato ipotizzato che il lato sud della costruzione fosse danneggiato in una certa misura, e che gli incendi caratterizzanti l'edificio 7 cominciarono proprio in questo momento.



2.2.2 Incendi al WTC7

Attualmente, vi sono limitate informazioni riguardanti lo scoppio e lo sviluppo degli incendi all'interno del WTC 7, così come riguardo allo specifico carburante che può esser stato coinvolto nell'ignizione durante il corso degli eventi. E' assai probabile che gli incendi abbiano avuto inizio quali diretta conseguenza della caduta delle macerie derivanti dal collasso della Torre Nord, la seconda delle due torri a subire il crollo. Secondo il personale di emergenza, le prime fiamme furono avvistate dalla facciata sud in piani non contigui, corrispondenti approssimativamente ai piani 6, 7, 8, 10, 11, e 19. La presenza di fumo e fiamme ai piani più bassi è anche confermata dalle prime news riportate dai telegiornali riguardo al WTC 7, le quali indicavano fumo chiaro in fuoriuscita dalla base dell'edificio.

La modalità di diffusione di fiamme e nuvole di fumo non è ancora chiara: probabilmente il fuoco si è propagato attraverso le intercapedini, vie preferenziali interne, o tra i piani lungo la facciata sud che potevano esser stati danneggiati, o attraverso altre aperture interne quali le coperture dei pavimenti, o connessioni esterne. Sembra che la presenza di acqua sul sito fosse limitata a causa di una rottura nelle tubazioni dell'acqua in Vesey Street.

Nonostante tutto, il WTC 7 fu irrorato d'acqua nel tentativo di spegnere le fiamme, ma la quantità a disposizione non sembrò sufficiente per controllare la grandezza e l'espansione degli incendi su molteplici piani. Inoltre, i vigili del fuoco presero quasi subito la decisione di non procedere nel tentativo di fermare le fiamme, dovute in parte ai danni causati dal collasso delle torri. Per questa ragione, le fiamme continuarono a lambire l'edificio, non intaccate da sistemi di soppressione manuali o automatici.

Una revisione di fotografie e video evidenzia che vi erano limitati incendi sui lati nord, est ed ovest dell'edificio, come precedentemente indicato. In alcuni dei piani bassi, in cui i vigili del fuoco videro incendi per un notevole periodo di tempo sul lato sud, sembravano esservi muri posizionati in direzione est-ovest nei piani 5 e 6, che potrebbero aver compartimentato il



lato nord da quello sud, impedendo la diffusione delle fiamme. Con il trascorrere della giornata, furono avvistati incendi anche dalla facciata est, ai piani 11, 12 e 28 . Prima del collasso, gli operatori videro le fiamme rompere i vetri delle finestre sui lati nord ed est del WTC 7, ai livelli inferiori. Sulla facciata nord, foto e video mostrano gli incendi come localizzati ai piani 7, 8, 11, 12 e 13, mentre sulla facciata ovest si notano fiamme e fumo tra i piani 29 e 30.

E' importante notare che i piani 5 e 7 contenevano elementi strutturali fondamentali per il supporto della struttura di tutto l'edificio sovrastante. Tali piani fungevano da diaframmi contenenti travi di trasferimento, e intelaiature: trasferivano, infatti, i carichi derivanti dai piani superiori ai sistemi di fondazione, costruiti precedentemente rispetto alla torre del WTC 7. Danni dovuti a incendi nei suddetti piani possono, dunque, aver compromesso elementi strutturali essenziali, ma le limitate informazioni attualmente reperibili evidenziano la necessità di ulteriori studi e approfondimenti per supportare le ipotesi avanzate.

Le fiamme furono localizzate, dunque, principalmente ai piani più bassi nel periodo di tempo intercorso tra il collasso del WTC 1 e quello del WTC 7, e si svilupparono sia orizzontalmente che verticalmente attraverso l'edificio per un tempo di circa 7 ore. Il cambio di colore e di modalità di fluttuazione del fumo durante il passare delle ore potrebbe esser stato indice di un cambiamento di comportamento degli incendi. Il colore più scuro può aver indicato i diversi tipi di carburante coinvolti, o la trasformazione dell'incendio in uno a ventilazione limitata. La maggior fluttuazione suggerisce che la quantità di calore rilasciato, e dunque la "dimensione" dell'incendio, può esser aumentata. I meccanismi reali dietro a tali apparenti cambiamenti di comportamento sono ancora sconosciuti, e numerosi scenari andrebbero investigati, tra cui anche maggiori informazioni riguardo allo stoccaggio di materiali nei diversi piani, la quantità e la combustibilità di tali materiali, la presenza di taniche di combustibile, di linee di rifornimento di generatori, la loro localizzazione, e la possibilità che questi siano stati danneggiati dall'impatto con i detriti con conseguente

fuoriuscita di liquido infiammabile.



Figura 2.4: fotografia aerea del sito del WTC in seguito al collasso dell'edificio 7.



Figura 2.5: Veduta nord del WTC 7, con entrambi le installazioni di servizio (penthouse) poste sul tetto intatte.



2.2.3 Potenziale meccanismo di collasso.

2.2.3.1 Analisi del probabile evento iniziale, responsabile del crollo.

Il WTC 7, come precedentemente osservato, collassò circa 7 ore dopo il crollo della Torre Nord, senza tentativi di spegnimento manuale o automatico da parte delle autorità competenti, per mancanza di approvvigionamento di acqua. Si è evidenziato, durante la descrizione della sequenza di collasso, che il crollo dell'edificio può essere imputabile a un'iniziale cedimento interno di uno dei piani inferiori, avvenuto nella porzione est dell'edificio.

Non vi sono prove evidenti del punto esatto di inizio del collasso, o del piano preciso interessato dal punto di rottura iniziale. Le diverse possibilità si dividono in tre potenziali scenari, basati su diversi piani in cui si ipotizza sia avvenuto l'innescò del collasso. In ciascun caso, la causa risiede nel cedimento di una travatura o di una o più colonne nei piani inferiori del lato est della struttura. Ogni scenario è un'ipotesi basata su fatti noti e sulle ignote condizioni necessarie per validare tale ipotesi: da cui, i casi successivamente presentati non sono conclusioni, ma basi da cui partire per effettuare ulteriori indagini più approfondite.

- **Scenario relativo al 4° piano:** Le estremità terminali della travatura di trasferimento erano parte del supporto del solaio del 5° piano, ed erano localizzate al di sotto dell'impalcato e superiormente al soffitto del 4° piano, in una posizione esposta al fuoco proveniente dal basso. Tali estremità sono elementi massivi, con un peso superiore a 1500 kg al metro lineare, e sono lenti ad innalzare la temperatura se infiammati. Inoltre, fu riportato che si trattava di elementi testati al fuoco. Al di sotto del piano in questione vi era una caffetteria, e sala da pranzo. Le informazioni a riguardo, indicano che la sala da pranzo era arredata con tavoli e sedie, che, se investiti dalle fiamme, non giustificano un incendio di durata e intensità tali da indebolire la travatura o le colonne che la sorreggevano. Il collasso delle membrature dovuto a un incendio nel 4° piano richiede



necessariamente sia la presenza di una significativa quantità di carburante aggiuntivo, sia che i test al fuoco effettuati sugli elementi fossero evidentemente non corretti. Un'opzione possibile è l'esistenza di una perdita di olio combustibile dal 5° piano, nonostante non vi siano prove a riguardo.

- **Scenario relativo al 5° piano:** Da un punto di vista strutturale, l'evento più probabile può esser stato il collasso delle travi reticolari indicate precedentemente come truss 1 e truss 2, situate al termine del lato est dei piani 5 e 6. Si ritiene che tali piani abbiano resistito poco nel caso in cui del carburante, quale l'olio combustibile per i generatori di emergenza, fosse fuoriuscito, divenendo una potenziale risorsa per le fiamme. I generatori di emergenza, infatti, erano situati a vari livelli e fornivano una fonte di energia secondaria per gli occupanti. La distribuzione consisteva in un sistema di pompaggio di olio dalle taniche di raccolta, presenti ai piani inferiori, fino ai generatori attraverso tubazioni. Nel piano 5 la distribuzione avveniva attraverso una tubazione in ferro con doppio rivestimento, con una capacità di 285 litri al minuto (75 gallons per minute), alla pressione di 345 kPa (50 psi). L'olio combustibile trasportato nelle tubazioni può esser stato verosimilmente una fonte di sostentamento per il fuoco, poiché una porzione delle tubazioni correva in prossimità della truss 1. Tuttavia, non vi sono a disposizione fotografie, o altre prove che dimostrino o confutino la perdita di olio combustibile dal sistema di tubazioni. L'ipotesi avanzata, dunque, è basata su fatti potenziali piuttosto che su evidenze. Si deve assumere che la tubazione fosse danneggiata e che permise la fuoriuscita di 285 litri al minuto sul piano 5. Una tale quantità di olio ha una potenzialità di circa 160 MW di energia: se l'olio si fosse concentrato intorno alla travatura 1, una volta in combustione, avrebbe potuto portare le membrature a temperature significativamente maggiori rispetto a quelle raggiunte durante i test al fuoco standard. Se le taniche fossero state piene all'inizio della perdita, ci sarebbe stato abbastanza combustibile per sostenere un tale flusso per circa 3 ore. Se la rottura ipotizzata fosse , invece, stata



incompleta, con una minor fuoriuscita, vi sarebbe stato un minor potere calorifico, ma una maggiore durata nel tempo. Con un flusso di 114 litri al minuto (30 gpm), con una potenza relativa di 60MW, le componenti esposte della travatura sarebbero potute essere soggette ad elevate temperature che avrebbero potuto progressivamente indebolire l'acciaio. Per le ragioni sopraelencate, una tale ipotesi dovrebbe essere vagliata come una possibile causa del collasso dell'edificio. Sarebbe necessario stabilire:

1. se i generatori fossero effettivamente in uso, quindi con richiesta di carburante, e se questo fosse davvero in circolo all'interno di tubazioni danneggiate. Nonostante la mancanza di prove, un danneggiamento potrebbe esser stato causato in modo plausibile dai detriti dovuti al crollo del WTC 1.

2. se il carburante fuoriuscito abbia avuto realmente possibilità di prendere fuoco. Per un combustibile diesel, l'innesco può avvenire se è presente una fonte di ignizione e se l'olio è portato al suo punto di scoppio di circa 60° C (140° F). A causa della presenza di incendi in altri piani del WTC 7, un'ipotesi di ignizione a questo livello dell'edificio è ragionevole, anche se priva di prove concrete.

3. se vi fosse sufficiente aria per la combustione dell'olio fluito dalle tubazioni. L'aria richiesta per la combustione di 285 litri al minuto (160 MW) di un olio diesel è di circa 2830 metri cubi al minuto (100.000 cubic feet per minute): se l'aria presente è in quantità inferiore, la velocità di combustione decresce proporzionalmente. All'accensione dei motori dei generatori, automaticamente si aprono delle prese d'aria (louvers) che forniscono aria, in parte usata per la combustione necessaria al funzionamento dei generatori, e in parte per il loro raffreddamento: quest'ultima è la quota parte che può aver alimentato un incendio accidentale.

4. se i fumi ad alta temperatura dovuti alle fiamme, o l'olio stesso abbiano raggiunto e fuso le membrature di interesse. Una tale situazione può produrre un'esposizione alle fiamme anche superiore a quella raggiunta nei forni utilizzati per i test standard nei laboratori per



simulare un incendio, con temperature di circa 1.200° C (2.200 °F). L'acciaio, sottoposto a una simile esposizione, si sarebbe indebolito molto più rapidamente di quanto normalmente atteso. Se la porta di accesso al 5° piano, contenente le apparecchiature meccaniche tecniche, fosse stata una porta antincendio, le fiamme non avrebbero raggiunto le travature in analisi se non in seguito al cedimento delle porte stesse. Ciò potrebbe spiegare l'ampio lasso di tempo intercorso tra il collasso del WTC 1 e quello del WTC 7. La durata d'incendio necessaria per ottenere il cedimento delle travature si può ottenere approssimativamente con un flusso di olio di 114 litri al minuto, e una combustione di circa 7 ore, con una produzione di circa 60 MW di energia. La possibilità che questo scenario ipotizzato si sia verificato dipende dai dettagli costruttivi dei muri (ulteriore schermo alle fiamme), della porta e dei test effettuati sulla travatura.

- **Scenari relativi ad altri piani coinvolti:** E' nota la presenza di incendi in altri piani. Se le fiamme in uno di questi piani avessero coinvolto una grande quantità di materiale combustibile, circondando numerose colonne nella porzione est del piano stesso, sarebbe stato un evento di sufficiente severità tale da causare l'indebolimento delle componenti strutturali. I materiali sopracitati possono esser stati stoccaggi di archivi, camere adibite a magazzini, sale computers, o altre banche dati. IL cedimento di due o più colonne dello stesso piano possono esser abbastanza per giustificare il collasso della struttura.

2.2.3.2 Probabile sviluppo del collasso.

Come già evidenziato, il collasso del WTC 7 sembra aver avuto inizio nella parte orientale dell'edificio, come testimoniato dai video dell'accaduto, in cui si può notare la sparizione dei sistemi meccanici (penthouse) presenti sul tetto, e la successiva formazione della superficie di cedimento. Il collasso proseguì interessando i piani inferiori, per poi causare il crollo totale



della struttura. Sembra, dunque, che il collasso sia originato ai piani più bassi per poi propagarsi successivamente ai piani più alti. Durante la giornata, i numerosi incendi possono aver sottoposto ad elevate temperature gli elementi strutturali per un periodo di tempo tale da ridurre la loro resistenza così tanto da permetterne il collasso. Gli elementi strutturali che più probabilmente possono aver dato inizio al collasso osservato sono le travature tra i piani 5 e 7, situati nei piani bassi dell'edificio, proprio al di sotto delle east mechanical penthouse, in corrispondenza della linea di cedimento. Se il collasso fosse realmente iniziato a partire dal cedimento di questa trave reticolare, allora ciò potrebbe spiegare perché l'edificio implose, producendo una limitata area di macerie in seguito alla caduta dei muri perimetrali. In seguito, il collasso si diffuse verso il lato ovest della struttura: a questo punto l'edificio, soggetto a numerose falle interne, fu portato al crollo dell'intera costruzione su se stessa.

Il collasso che interessò il WTC 7 fu differente da quello che caratterizzò le Twin Towers, le quali sparsero una pioggia di detriti e frammenti in una zona ad ampio raggio, in quanto l'intelaiatura essenzialmente si staccò verso l'esterno. Il WTC 7, invece, sparse detriti in una zona relativamente limitata, poiché la facciata crollò a terra verticalmente, suggerendo così un cedimento interno con implosione conseguente.



CAPITOLO 3.

Il progetto degli alti edifici e la resistenza al fuoco delle strutture.

3.1 Criteri generali di progetto.

Il progetto degli edifici deve considerare le varie situazioni progettuali e le richieste dei committenti nel determinare i carichi di progetto.

Generalmente, i carichi esterni "primari" si suddividono in :

- azioni verticali (carichi gravitazionali);
- azione del vento;
- azione sismica.

Ci sono poi fonti di rischio quali il rischio d'incendi e esplosioni dovuti soprattutto alla presenza di fluidi o materiali solidi potenzialmente pericolosi (es. fuoriuscite di gas) all'interno degli edifici. Tali pericoli vengono usualmente definiti "carichi secondari" .

I codici di calcolo devono fornire indicazioni di progetto per le costruzioni che tengano conto delle tipologie di carichi sopra descritte; in particolare le esigenze richieste agli edifici si possono riassumere in : resistenza nei confronti delle azioni esterne primarie, disponibilità di vie di fuga e dunque possibilità di messa in salvo degli occupanti in caso di emergenza , sistemi di protezione in caso di incendio.



I codici di calcolo non forniscono indicazioni progettuali per azioni derivanti da guerre o atti terroristici, che possono essere classificate come "azioni eccezionali". Questo perché solitamente le normative fanno riferimento a costruzioni per le quali non risulta necessario fornire capacità di resistenza nei confronti di tali azioni. Tuttavia, queste configurazioni di carico eccezionali possono essere prese in considerazione, a discrezione dei Committenti, se è desiderato un livello di protezione elevato; è il caso, ad esempio, di edifici con importanza strategica quali ambasciate, banche, stazioni militari, centrali nucleari, ecc.

Come è noto, i carichi gravitazionali includono sia il peso dell'edificio che il suo contenuto (materiali e persone). Il peso dell'edificio è calcolato come somma del peso dei diversi elementi costruttivi (strutturali e non) e dipende ovviamente dal peso volumico dei materiali utilizzati. Il peso del contenuto, quello che viene definito "carico variabile", dipende da diversi fattori che riguardano prettamente la destinazione d'uso e il grado di affollamento. È importante considerare che tale carico può variare nel tempo durante la vita utile della costruzione.

L'azione del vento è un altro carico variabile che sviluppa una pressione orizzontale. Tale pressione è proporzionale al quadrato della velocità del vento, che per questa ragione risulta essere un parametro molto importante: i codici di calcolo riportano mappe con le intensità della velocità eolica per le diverse aree geografiche.

La pressione orizzontale sugli edifici varia inoltre con l'altezza e dipende anche dalla presenza di altre costruzioni circostanti che possono agire da schermo, diminuendone l'intensità.

Negli ultimi decenni, l'esigenza di realizzare costruzioni particolarmente vulnerabili alla forza del vento, quali grattacieli e ponti, ha visto l'introduzione di sperimentazioni in galleria del vento su modelli in scala, per determinare sperimentalmente l'impatto delle correnti eoliche quando non fossero a disposizione modelli matematici e fisici adeguati.

Il WTC 1 e il WTC 2 furono tra le prime strutture ad essere progettate usando i risultati ottenuti in galleria del vento.

L'azione prodotta dai terremoti è anch'essa fortemente dipendente dall'area geografica. Tuttavia sugli edifici molto alti questa azione risulta essere relativamente piccola.

Infatti, un grattacielo, ad esempio di 100 piani, è una struttura molto flessibile con periodi naturali elevati.

A titolo di esempio consideriamo il sistema a un grado di libertà (SDOF) in Figura 3.1, costituito da un pilastro avente rigidezza k , su cui poggia una massa m in sommità, soggetto ad un movimento alla base $u_g(t)$. Ammettendo che tale sistema sia molto flessibile con periodo proprio T_n elevato, fornito dalla relazione (1):

$$T_n = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} > 15s \quad , \quad (1)$$

mentre la base del pilastro si sposta per il movimento del suolo, la massa in sommità resta praticamente immobile. Lo spostamento totale $u(t)$ del sistema risulta essere dunque piccolissimo con valore massimo pari a D (valore spettrale di spostamento) :

$$u(t) \cong -u_g(t) \rightarrow u_{g0} \cong D \quad , \quad (2)$$

dove u_{g0} rappresenta il valore massimo dello spostamento del suolo.

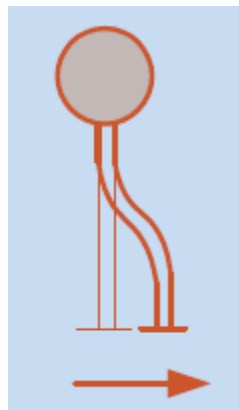


Figura 3.1: sistema SDOF soggetto a spostamento alla base.



E' possibile correlare lo spostamento della struttura alla forza orizzontale statica equivalente massima a cui questa è soggetta tramite la relazione :

$$F_{s,max} = k \cdot D \quad . (3)$$

Tale forza non è elevata per strutture molto flessibili e spesso risulta inferiore alle forze prodotte dall'azione del vento.

Per questa ragione, il progetto degli alti edifici nei confronti dell'azione sismica viene "coperto" da quello nei confronti dell'azione del vento, tranne che nelle aree dove si sono registrati e sono prevedibili terremoti di notevole intensità.

3.1.1 Progettazione per azioni eccezionali.

Come anticipato in precedenza, i Committenti possono richiedere che il progetto di un nuovo edificio venga effettuato anche nei confronti di azioni eccezionali, che non vengono prescritte nei codici di calcolo.

In alcuni casi infatti, dove esistono pericoli inusuali come il rischio di esplosioni o la presenza di materiale tossico, è opportuno l'inserimento di sistemi speciali di sicurezza e di protezione al fuoco. Tuttavia nella maggior parte delle costruzioni questi sistemi non sono richiesti. Solo una piccola percentuale degli edifici esistenti è infatti in grado di offrire una risposta adeguata in presenza di circostanze eccezionali, mentre nella maggior parte dei casi c'è un limite alla capacità di fronteggiare eventi di elevata gravità e alle capacità di resistenza che possono essere offerte. Edifici strategici militari e governativi, centrali nucleari, ambasciate, ecc., sono alcuni esempi di come speciali caratteristiche di resistenza sono richieste in fase di progetto.

Le Twin Towers furono le prime strutture al di fuori dell'industria bellica e nucleare ad essere progettate per resistere all'impatto di un aereo di linea, il *Boeing 707*.



Il *Boeing 707* considerato nel progetto delle Torri fu stimato del peso di circa 119300 kg e di una velocità di volo di circa 290 km/h.

I *Boeing 767* che colpirono le Torri durante l'attacco avevano un peso stimato di circa 124290 kg e una velocità di volo compresa tra i 750 km/h e i 950 km/h.

Chiaramente, la decisione di includere l'impatto di un aereo nel progetto di un edificio si traduce in maggiori costi di realizzazione e non solo. Tuttavia sembra essere alquanto improbabile oggi la costruzione di una struttura in grado di resistere all'impatto del più grande aereo di linea esistente.

3.1.2 Progettazione della resistenza al fuoco.

Molti codici di calcolo prescrivono le richieste minime per la salvaguardia di vite umane in presenza di incendi negli edifici.

Prime fra queste risultano la disponibilità di vie di fuga e di dispositivi di segnalazione dell'incendio (allarmi).

Sono inoltre richiesti sistemi di protezione al fuoco, specialmente negli alti edifici, per preservare l'integrità strutturale, che controllano l'intensità dell'incendio e forniscono resistenza strutturale durante il suo sviluppo.

La protezione al fuoco avviene solitamente in tre fasi :

- la prima forma di difesa è il sistema di spegnimento automatico, progettato per controllare lo sviluppo dell'incendio nella fase iniziale, guadagnando tempo da permettere alle unità di pompieri di intervenire o addirittura estinguendolo completamente nei casi più fortunati.

Nella maggior parte dei casi tuttavia tale sistema risulta insufficiente da solo nel controllare a pieno lo sviluppo dell'incendio, come accadde nelle Twin Towers;

- la seconda forma di difesa è quella offerta dai reparti antincendio. Molti alti edifici sono dotati di



sistemi di controllo degli ascensori in caso di emergenza, sistemi speciali di comunicazione, centri di controllo e altre caratteristiche che permettono di fronteggiare gli incendi da quote elevate che possono essere accessibili dall'esterno.

Nell'evento tragico dell' 11 settembre 2001, il danno prodotto agli ascensori e la quota a cui si trovavano le fiamme preclusero ai reparti del *FDNY* (*Fire Department of New York*) la possibilità di fronteggiare direttamente l'incendio. Ma anche se fossero riusciti a raggiungere il livello dell'incendio, probabilmente la situazione era talmente critica che andava ben oltre alle loro capacità;

- l'ultima forma di difesa è rappresentata dalla resistenza al fuoco dell'edificio e dei suoi elementi costitutivi, che includono il telaio (in acciaio o in c.a.), i solai, i tramezzi, le pareti che si comportano come muri "taglia-fuoco" e altri elementi che suddividono in compartimenti l'edificio e ne costituiscono un supporto strutturale.

La *resistenza al fuoco* è la capacità di una costruzione, di una parte di essa o di un elemento costruttivo di mantenere, per un tempo prefissato, la *capacità portante*, l'*isolamento termico* e la *tenuta* alle fiamme, ai fumi e ai gas caldi della combustione nonché tutte le altre prestazioni se richieste.

Le richieste di resistenza interessano maggiormente il telaio strutturale (pilastri, travi, travature reticolari).

Tutte e tre le forme di protezione all'incendio presentate sopra erano presenti ma furono inefficaci a causa della magnitudo degli eventi dell' 11 settembre.

Per favorire l'esodo in caso d'emergenza e per la salvaguardia di vite umane, le scale devono avere una larghezza minima basata sul massimo numero di persone presenti all'interno dell'edificio. Devono essere inoltre separate dal resto dell'edificio da barriere aventi resistenza al fuoco di 1 o 2 ore in modo da risultare sicure per la discesa degli occupanti.

Il numero di scale dovrebbe essere maggiore di 2, ciascuna delle quali dotata di ingresso/uscita autonomo da cui si può raggiungere un luogo sicuro.



Spesso gli ascensori sono progettati in modo che ritornino automaticamente al livello di base durante un allarme incendio. In molti alti edifici, inoltre, i vani scala e ascensore sono pressurizzabili in modo da evitare il propagarsi di fiamme e fumi all'interno.

In caso di emergenza viene poi sconsigliato l'utilizzo di ascensori per la loro eccessiva vulnerabilità e per la tendenza del vano ascensore di comportarsi come un camino che trasferisce fiamme e fumi ai vari livelli della costruzione.

3.2 La propagazione degli incendi negli edifici.

La comunità di ricerca internazionale ha appurato che le temperature generate durante un incendio reale, rappresentabili su un grafico in funzione del tempo (curva tempo-temperatura), non è soltanto funzione del carico d'incendio ma anche dei seguenti parametri :

- ventilazione (l'aria ha accesso nell'edificio attraverso le finestre, le porte e l'impianto di riscaldamento, condizionamento e ventilazione);
- caratteristiche geometriche dei piani (area dell'impalcato, altezza interpiano, rapporti lunghezza/larghezza/altezza);
- proprietà termiche degli elementi strutturali;
- caratteristiche del combustibile (percentuale e durata del calore rilasciato).

La ricerca internazionale ha sostenuto negli ultimi 30 anni l'importanza del grado di ventilazione. È oggi riconosciuto che all'interno dei piani di un edificio si possono avere due principali tipologie di incendio :

- il primo è definito " **incendio controllato dal combustibile**", che si sviluppa quando le aperture di piano sono sufficientemente abbondanti e/o larghe da provvedere una quantità



d'aria adeguata ad una combustione illimitata. Questi incendi sono generalmente di breve durata e di intensità funzione del carico d'incendio e della sua disposizione spaziale.

- Il secondo tipo è definito "**incendio controllato dalla ventilazione**", che si sviluppa quando le aperture di piano non sono sufficientemente abbondanti e/o larghe da permettere una combustione illimitata. Questi incendi hanno durata superiore di quelli controllati dalla quantità di combustibile.

Negli spazi ampi gli incendi si hanno un comportamento di tipo misto, ovvero con caratteristiche comuni ad entrambe le tipologie descritte precedentemente.

È da notare che gli incendi reali all'interno degli edifici spesso fanno sì che i requisiti richiesti dai codici di calcolo per la resistenza al fuoco siano abbastanza inadeguati, perché basati sulla durata presunta di un incendio standard come funzione del carico d'incendio, dell'affollamento dell'edificio e dalle caratteristiche dei suoi piani (compartimenti).

L'intensità degli incendi reali e dei loro effetti vengono determinati tramite fattori addizionali, tipicamente non considerati nei codici di calcolo degli edifici.

La ricerca in questo settore ha provveduto una base per una progettazione affidabile delle protezioni al fuoco dei vari elementi strutturali tramite metodi analitici che stanno assumendo sempre più importanza nei codici internazionali sugli edifici. Tuttavia, tali metodi non erano disponibili negli anni Sessanta, quando le Twin Towers furono progettate.

3.2.1 Caratteristiche degli incendi.

Le caratteristiche degli incendi negli edifici in cui avvengono dipendono da:

- comportamento al fuoco dei materiali, che include le percentuali di massa persa e di energia rilasciata;
- fasi di sviluppo;



- andamento degli incendi completamente sviluppati, che include il ruolo operato dalla ventilazione, l'andamento della temperatura e la durata.

3.2.1.1 Comportamento al fuoco dei materiali.

Quando un materiale prende fuoco, una fiamma divampa all'interno di esso e sulla sua superficie fino ad avvolgerlo completamente. La velocità di propagazione a cui "viaggia" la fiamma sulla superficie del materiale combustibile dipende dalle sue caratteristiche, dalla sua disposizione, dal rapporto superficie/massa, dal calore sviluppato, e dalla quantità di aria disponibile. Se il rifornimento d'aria è sufficiente, l'energia che si sprigiona è regolata dal calore sviluppato sul materiale combustibile e dalle sue caratteristiche, le cui più importanti sono il calore di combustione e il calore latente di vaporizzazione.

Il legame tra questi parametri e il grado di energia che si sviluppa è dato dall'equazione (4):

$$\dot{Q}'' = \frac{\dot{q}''}{L_v} \Delta H_c \quad , \quad (4)$$

dove :

Q'' = energia sviluppata per unità di superficie del combustibile;

q'' = calore sviluppato per unità di superficie del combustibile;

L_v = calore latente di vaporizzazione;

ΔH_c = calore di combustione.

Tipicamente quando cresce l'intensità degli incendi ordinari, l'energia rilasciata aumenta fino ad un valore di picco come è possibile vedere in Figura 3.2 .

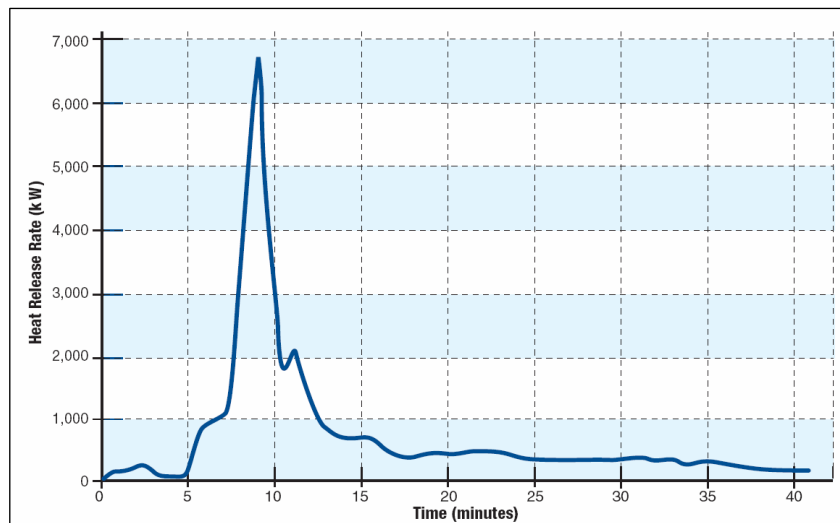


Figura 3.2: energia rilasciata durante un incendio in funzione del tempo

L'incremento del calore sprigionato dall'incendio in funzione del tempo dipende dalle caratteristiche del combustibile, dal calore sviluppato in esso, e dalla disponibilità di aria.

In Figura 3.3 sono riportate le *curve calore sviluppato (kW) – tempo (min)*. A seconda del tipo di materiale si possono avere velocità di incremento del calore elevate ("fast"), medie ("medium"), basse ("slow"), a cui corrispondono curve diverse. Tali curve sono ottenute attraverso test sperimentali su diversi tipi di materiali. Come si può notare il calore sviluppato non aumenta in maniera indefinita ma raggiunge un valore massimo, cioè il suo incremento, ad un certo punto, viene limitato dalla bassa quantità residua di combustibile e di comburente (ossigeno).

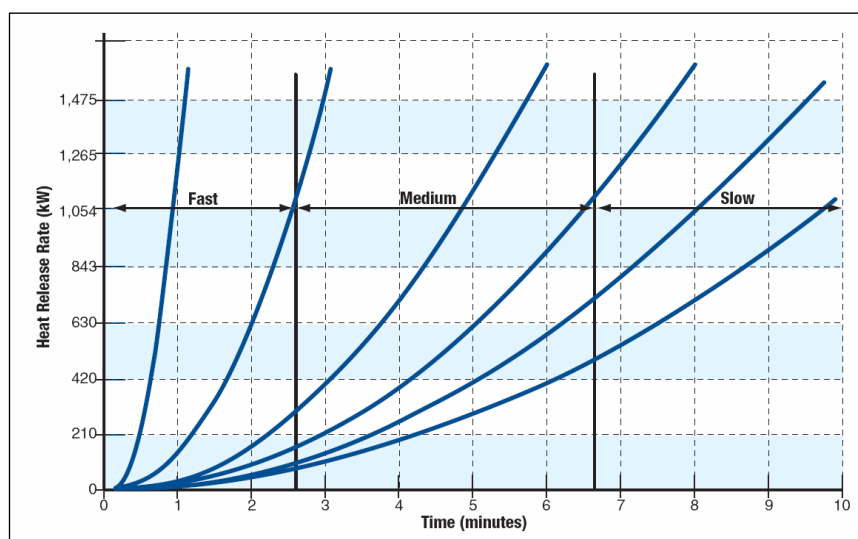


Figura 3.3: calore sviluppato durante un incendio in funzione del tempo



Nella fase successiva al raggiungimento del valore di picco, il calore sviluppato diminuisce con il passare del tempo. A questo punto, la maggior parte del materiale è stato combusto cosicché l'incendio diminuisce di intensità. La durata di questa fase di decadimento dell'intensità dipende dal tipo di combustibile, da quanto è avanzata la sua fase di combustione e dalla quantità di ossigeno che è ancora disponibile.

3.2.1.2 Fasi di sviluppo di un incendio.

In generale, gli incendi hanno inizio da un singolo oggetto combustibile che viene a contatto con una fiamma o una fonte di calore.

Il fumo prodotto dalla combustione di questo oggetto viene trasportato in una specie di nube verso l'alto. Questo fumo trasporta anche il calore prodotto dalla combustione, aumentando così in consistenza e temperatura. A questo punto, le fiamme divampano e raggiungono altri oggetti, che prendono fuoco anche venendo investiti dal fumo ad elevata temperatura: con l'aumentare del materiale che si incendia aumenta anche la temperatura del fumo. Negli spazi ristretti, questo processo si espande quasi simultaneamente agli oggetti che non bruciano ancora.

Il processo di ignizione dipende dalla disposizione spaziale del combustibile, dalle caratteristiche dei materiali e dalla presenza di ventilazione che supporta il processo di combustione.

3.2.1.3 Andamento degli incendi completamente sviluppati.

In un incendio completamente sviluppato si raggiunge ad un certo punto uno stato di combustione stabile, in cui la percentuale di massa combusta è relativamente costante in questo periodo.

Tale situazione di equilibrio si presenta non appena la ventilazione diventa limitata nel caso di



"incendi controllati dalla ventilazione" , o è dovuta alle caratteristiche del materiale incendiato in "incendi controllati dal combustibile".

Se la quantità di massa che brucia eccede la quantità che può essere supportata dall'aria a disposizione, l'incendio viene controllato dalla ventilazione, in caso contrario viene controllato dal combustibile.

Il processo di ventilazione in un incendio è supportato dalle aperture in una stanza o dal sistema di riscaldamento, condizionamento e ventilazione.

Sapendo che il calore sviluppato per unità di ossigeno è relativamente costante e pari al valore di $13,1 \text{ kJ/g}$ per materiali combustibili comuni, la quantità di aria necessaria a supportare un particolare incendio può essere determinata. Si ha infatti che per 1 MW di calore sviluppato vengono consumati 76 g/s di ossigeno: considerando che l'aria è costituita dal 21% di ossigeno, allora la quantità d'aria richiesta è di $0,24 \text{ m}^3/\text{s}$.

Nel caso del WTC1 e WTC2 il calore ha raggiunto i 3 GW , per cui per supportare incendi di questa intensità era richiesto un flusso d'aria pari a $7620 \text{ m}^3/\text{s}$.

3.3 Comportamento al fuoco delle strutture

La resistenza al fuoco è definita come la proprietà di un edificio di resistere al fuoco, o fornire protezione nei suoi confronti. Nella definizione di resistenza sono inclusi due concetti : il primo è la capacità di un edificio di mantenere la sua integrità strutturale e stabilità nonostante l'esposizione al fuoco; il secondo riguarda la capacità di elementi strutturali come certe pareti di agire da barriera in grado di arrestare la propagazione dell'incendio in altre parti dell'edificio.

La resistenza al fuoco è comunemente valutata sottoponendo a test standard prototipi di componenti strutturali. I risultati di questo test sono riportati in termini di grado di resistenza al fuoco, in unità orarie, basato sul periodo di tempo in cui il componente continua a soddisfare



determinati criteri di accettazione, dichiarati prima di effettuare il test.

I requisiti che devono possedere gli elementi strutturali per avere resistenza termica vengono specificati nei codici di calcolo degli edifici.

Poiché i test sono di tipo comparativo e non intendono prevedere la performance reale, la resistenza oraria al fuoco acquisita nelle prove non indica una specifica durata di tempo per cui un componente strutturale resiste al collasso durante un incendio reale.

La resistenza al fuoco di un componente dipende da :

- tipo di elemento (trave, pilastro, parete, ecc.);
- intensità del carico strutturale applicato;
- dimensioni geometriche e condizioni di vincolo;
- calore che si sviluppa sull'elemento quando questo è soggetto a incendio;
- materiale costruttivo (acciaio, calcestruzzo, legno);
- effetto dell'incremento di temperatura sulle proprietà dell'elemento.

Il comportamento al fuoco di un componente strutturale dipende dalle proprietà meccaniche e termiche del materiale costruttivo. In seguito all'incremento di temperatura nel materiale in seguito all'incendio, la resistenza dell'acciaio diminuisce insieme alla sua capacità deformativa.

Il calcestruzzo quando soggetto a elevate temperature diminuisce la propria resistenza e rigidità e, inoltre, è soggetto al fenomeno definito "spalling" per cui si determina un distacco di materiale dall'elemento. Questo fenomeno avviene più spesso in caso di incendi a sviluppo rapido, come quelli verificatisi nel WTC1 e WTC2.

Le travi e le travature reticolari possono reagire diversamente a incendi di una certa gravità, in relazione alle condizioni di vincolo agli estremi e alla fabbricazione. Il collasso può avvenire in seguito a stress termici, aggiuntivi a quelli prodotti dai carichi applicati, quando questi superano la resistenza dei materiali. Questo interessa soprattutto gli elementi strutturali non connessi perché quando questi sono connessi tra loro la stabilità generale della struttura può mantenersi anche in

seguito a deformazioni significative dovute alla riduzione del modulo elastico.

Nelle colonne snelle, la tendenza al collasso per instabilità dell'equilibrio aumenta con la diminuzione del modulo di Young. Inoltre, quando le connessioni trave-pilastro cedono, il rischio di instabilità è maggiore perché vengono a mancare i vincoli offerti dagli impalcati per i pilastri, aumenta la lunghezza di libera inflessione e quindi la snellezza.

3.3.1 Effetti del calore sull'acciaio

3.3.1.1 Proprietà dell'acciaio

Le principali proprietà termiche che influenzano la crescita della temperatura e la sua distribuzione in un elemento sono la sua conduttività termica, il calore specifico e la densità.

Le proprietà meccaniche del materiale che vengono modificate dall'incremento di temperatura sono la resistenza, il modulo elastico, il coefficiente di espansione termica e l'aumento dello scorrimento a caldo (creep).

In Figura 3.4 sono riportate le curve tensione-deformazione per diverse temperature; come si può vedere la tensioni di snervamento e la resistenza ultima diminuiscono al crescere della temperatura, così come il modulo elastico.

In Figura 3.5 è visibile la variazione della resistenza all'aumentare della temperatura.

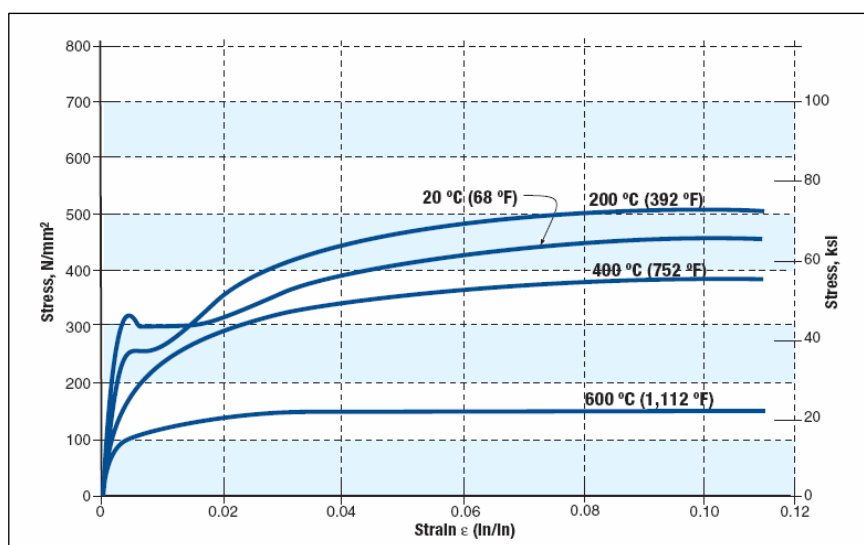


Figura 3.4: curva tensione-deformazione per l'acciaio a diverse temperature.

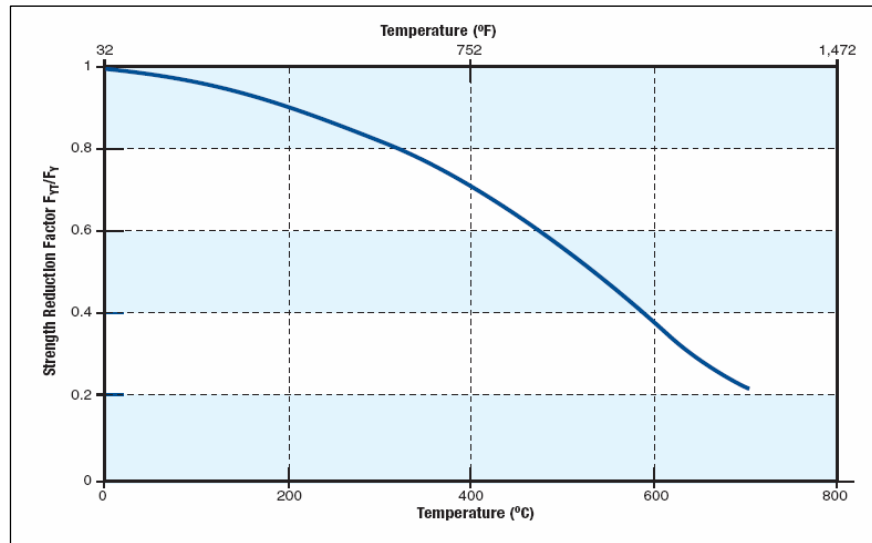


Figura 3.5: resistenza dell'acciaio a temperature elevate.

Come si può vedere, se la temperatura dell'acciaio raggiunge i 550 °C, la resistenza rimanente è approssimativamente pari alla metà del suo valore a temperatura ambiente.

Il modulo elastico della maggior parte degli acciai da costruzione ha valore $E_0 = 210000$ MPa a temperatura ambiente. La variazione del modulo elastico con la temperatura dell'acciaio da costruzione è presentato in Figura 3.6. Come nel caso della resistenza, anche il modulo elastico dell'acciaio a 550 °C è ridotto approssimativamente a metà del valore a temperatura ambiente.

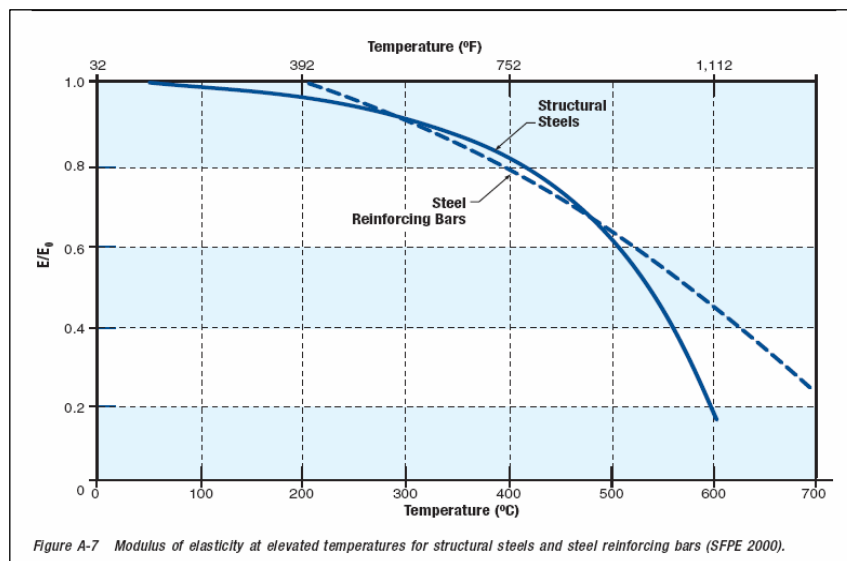


Figure A-7 Modulus of elasticity at elevated temperatures for structural steels and steel reinforcing bars (SFPE 2000).

Figura 3.6: andamento del modulo elastico E dell'acciaio all'aumentare della temperatura.



3.3.1.2 Il test *ASTM E119*.

Il controllo del comportamento strutturale al fuoco è stato storicamente basato su requisiti resi restrittivi dai codici di calcolo.

Alcuni di questi requisiti si traducono nel grado di resistenza oraria al fuoco per diversi elementi strutturali. Un errore comune riguardante la resistenza termica di pareti, pilastri, solai e travi è che il grado di resistenza posseduto da ciascun elemento implichi la durata di tempo per cui quel determinato componente conserva la capacità di sostenere i carichi per la quale è stato progettato. Ad esempio, ci si aspetta che una parete dichiarata resistente 2 ore al fuoco rimanga "in piedi" per 2 ore se esposta a un incendio reale. Tuttavia, il tempo dopo il quale sopraggiunge il collasso della parete potrebbe essere maggiore o minore di 2 ore.

Il metodo standard per valutare la resistenza al fuoco delle strutture in acciaio negli U.S.A. è il test *ASTM E119*.

Si tratta di un metodo comparativo per testare il comportamento di modelli sotto condizioni controllate e non intende prevedere il comportamento reale.

I risultati di questo test non considerano le condizioni reali come l'interazione, il confinamento e le connessioni dei componenti strutturali, o situazioni in cui il danno alla struttura è presente già prima dell'innesco dell'incendio: ad esempio il caso in cui i rivestimenti di protezione al fuoco delle strutture siano già danneggiati.

Inoltre le dimensioni, l'intensità di un incendio reale e i carichi aggiuntivi che crea sulle strutture ad esso esposte sono variabili che non sono investigate dal test *ASTM E119*.

Essendo un test comparativo e senza intenzioni di prevedere il comportamento reale, anche il tipo di incendio non è rappresentativo di tutti gli incendi reali. Infatti le condizioni di trasmissione del calore associate alla prova di laboratorio sono differenti di quelle che si hanno nella realtà.

Si può concludere dicendo che il test *ASTM E119* è principalmente un test termico e non strutturale anche se i campioni di prova sono soggetti a un carico. Ad esempio valuta se i provini in acciaio



soggetti a carico mostrano un collasso per instabilità dovuto allo stress termico.

Ci sono tre requisiti di accettabilità per un elemento strutturale che vengono valutati nel test *ASTM E119*:

- capacità di sorreggere i carichi : il campione non deve collassare in seguito ad una rapida perdita di questa capacità per il quale è stato costruito;
- isolamento : relativo ad esempio alle pareti che hanno la funzione di separare due parti in un edificio;
- integrità : si vuole evitare che si creino delle cavità (in pareti e solai) dalle quali fiamme e fumi potrebbero passare e propagarsi in altri piani di un edificio.

3.3.1.3 Tecniche di protezione al fuoco per l'acciaio.

Data la significativa riduzione delle proprietà meccaniche dell'acciaio a temperature intorno ai 540 °C, i singoli componenti senza protezioni soggetti a test termici sono in grado di conservare la loro integrità strutturale per soli 10 o 20 minuti, in relazione alla massa e alle dimensioni.

Per evitare o ridurre questo decremento di prestazioni sono disponibili una serie di metodi per limitare l'incremento di temperatura dell'acciaio nei componenti strutturali; tra di essi figurano il *metodo di isolamento* e il *metodo capacitivo*.

Il metodo di isolamento consiste nel proteggere i materiali mediante spray isolante o speciali ricoprimenti sulla loro superficie esterna. Una varietà di materiali isolanti sono stati utilizzati seguendo questo metodo di protezione, che includono i materiali fibro-minerali o cementizi.

L'isolante viene direttamente spruzzato sull'elemento che deve essere protetto, come viene solitamente effettuato sui pilastri e sulle travi in acciaio.

Lo spray con fibre minerali e gli strati resistenti al fuoco sono prodotti industriali costituiti da fibre inorganiche, leganti cementizi e altri additivi in basse concentrazioni.



Alternativamente, l'isolamento può essere usato per formare una "membrana" intorno all'elemento strutturale.

Nella maggior parte degli edifici del WTC e degli alti edifici costruiti negli ultimi 50 anni, il metodo preferito di isolamento è stato quello con fibre minerali e materiali cementizi.

Gli incidenti nel WTC 1, WTC 2 e WTC 7 sono i primi collassi conosciuti di edifici con elementi strutturali in acciaio protetti da questi tipi di materiali.

Il metodo capacitivo si basa invece sul principio di utilizzare la capacità termica di alcuni materiali protettivi in grado di "assorbire" il calore. In questo caso, il materiale di rivestimento assorbe il calore e agisce abbassando la temperatura. Esempi comuni includono colonne in acciaio rivestite completamente da calcestruzzo o da acqua. In aggiunta, un solaio in c.a. può agire come dispersore di calore per ridurre la temperatura delle travi di supporto.

3.3.1.4 L'incremento di temperatura nell'acciaio.

Nei materiali da costruzione come l'acciaio, la temperatura critica è solitamente riferita a quella per cui l'integrità degli elementi strutturali diventa deficitaria e per cui si ha una riduzione della loro resistenza allo snervamento del 50 %. Questa temperatura varia a seconda del tipo di elemento (travi, colonne, ecc.); ad esempio per le colonne in acciaio è di circa 538 °C.

I sistemi di isolamento precedentemente descritti hanno dunque lo scopo di evitare il raggiungimento della temperatura critica.

In tabella sono riportate le temperature critiche per gli altri elementi strutturali.

| Steel | Temperature |
|-----------------------|--------------------|
| Columns | 538 °C (1,000 °F) |
| Beams | 593 °C (1,100 °F) |
| Open Web Steel Joists | 593 °C (1,100 °F) |
| Reinforcing Steel | 593 °C (1,100 °F) |
| Prestressing Steel | 426 °C (800 °F) |

Tabella 3.1: temperature critiche degli elementi strutturali in acciaio



3.3.1.5 Fattori che influenzano la performance al fuoco delle strutture in acciaio.

Diversi fattori influenzano il comportamento delle strutture in acciaio esposte ad incendio.

Vengono in seguito descritti i più importanti tra questi.

Carico applicato : uno dei principali fattori che influenza il comportamento al fuoco dei componenti in acciaio è il grado di carico a cui sono soggetti. Una perdita di integrità strutturale è attesa quando il carico applicato è uguale o eccede la resistenza ultima del membro strutturale. La resistenza al fuoco di un elemento aumenta se il carico applicato diminuisce.

Connessioni : le connessioni trave-pilastro nei moderni edifici a telaio in acciaio possono avvenire mediante unioni bullonate, unioni saldate o una combinazione di queste. Molte connessioni sono progettate per trasmettere lo sforzo di taglio dalle travi alle colonne, mentre altre sono progettate in modo da offrire un vincolo rotazionale per gli elementi convergenti nel nodo: in questo caso vengono denominate "a completo ripristino di momento".

Quando in una trave, con unioni a ripristino di taglio, l'azione del calore determina una ulteriore curvatura le connessioni provvedono un vincolo alla rotazione indotto dalla temperatura, determinando così lo sviluppo di momenti agli estremi che riducono il momento in mezzera della trave. Il momento e le tensioni a cui sono soggette le connessioni riducono quindi il grado effettivo di carico a cui la trave è soggetta: in tal modo, la resistenza al fuoco viene aumentata così come l'integrità strutturale delle connessioni viene preservata.

Vincoli alle estremità : la risposta strutturale di un elemento in acciaio soggetto ad elevate temperature può essere significativamente aumentata dai vincoli alle estremità. Nelle stesse condizioni termiche e di carico, una trave con vincoli rotazionali agli estremi si inflette meno e mantiene più a lungo la sua integrità di una trave semplicemente appoggiata, libera di espandersi lateralmente. L'aggiunta di un vincolo alla deformazione assiale della trave determina un aumento iniziale nell'inflessione, dovuta all'impedimento dell'espansione assiale. Tuttavia, al raggiungimento di temperature superiori il grado di incremento dell'inflessione diminuisce.



Efficacia degli incombustibili : l'accettabilità di un materiale incombustibile come isolante termico è valutata nel test *ASTM E119*. Tali materiali dovrebbero formare un ricoprimento isolante di spessore uniforme per l'acciaio. Chiaramente, un danno meccanico o conseguente ad un impatto al materiale precedentemente all'incendio si traduce in una perdita di isolamento che riduce l'abilità del materiale ad agire da isolante.

Durante l'esposizione al fuoco nel test *ASTM E119*, il materiale isolante può cedere in seguito alle diverse espansioni termiche dell'incombustibile e dell'acciaio, eccessiva curvatura dell'acciaio, o decomposizione dell'isolamento. Tuttavia, se nel test il materiale isolante cede dopo un certo lasso di tempo quando il calore ha raggiunto ormai una certa intensità, allora la perdita di materiale diventa poco significativa.

Sia le fibre spruzzate che i materiali cementizi, a volte, possono non aderire perfettamente all'acciaio o degradarsi quando sono esposte al fuoco. Dunque, i test di controllo di adesione/coesione e densità, sebbene necessari, non assicurano che il materiale isolante incombustibile sarà presente al momento dell'incendio e funzionerà per tutta la durata di esso. Altri fattori che possono limitare l'efficacia di questi isolanti sono l'abrasione, le vibrazioni e le temperature elevate.

Impianto di spegnimento automatico : tale impianto può essere efficace nel proteggere tutte le strutture dagli effetti di un incendio, e consiste in un modo economico di fornire prontamente acqua per spegnere le fiamme.

Interazione strutturale : al contrario di un singolo elemento esposto al fuoco, il modo in cui il telaio di un edificio si comporta durante un incendio è influenzato dall'interazione tra i membri strutturali connessi sia delle porzioni dell'edificio interessate dall'incendio che di quelle non esposte. Questo è sicuramente un beneficio per il comportamento globale del telaio, perché il collasso di alcune parti può non essere necessariamente un pericolo per la stabilità dell'intero edificio. Infatti in alcuni casi sulle parti rimanenti si sviluppano configurazioni di carico alternative che sono in grado di ridistribuire i carichi provenienti dall'area del collasso.



Azione della lamiera grecata : quest'azione può svilupparsi nei solai costituiti da lamiera grecata con soletta collaborante in calcestruzzo quando i carichi vengono supportati dalla lamiera in acciaio, a causa ad esempio di fratture nella sezione di calcestruzzo o perché gli elementi strutturali di supporto in acciaio hanno raggiunto temperature critiche in un incendio.

Questo effetto aumenta la resistenza al fuoco dell'edificio perché provvede configurazioni di carico alternative per quegli elementi strutturali che hanno perso la loro capacità di sostenere i carichi.

3.3.2 Effetti del calore sul calcestruzzo.

Il calcestruzzo viene classificato tra i materiali da costruzione capace di sopportare grandi sforzi. Tuttavia, come l'acciaio, perde resistenza con l'aumento della temperatura, sebbene alcuni calcestruzzi mantengano la loro resistenza in condizioni ordinarie più a lungo rispetto all'acciaio se esposti ad elevate temperature.

I calcestruzzi leggeri possono non mostrare le stesse performance al fuoco dei calcestruzzi normali; infatti, in essi il problema dello "spalling" è più significativo.

Il modulo elastico E di diversi tipi di calcestruzzo può ridursi con la temperatura in modo molto variabile, dipendente soprattutto dal rapporto acqua-cemento, dall'età, e dalla quantità e dal tipo di aggregati.

Anche la resistenza a compressione è molto variabile (soprattutto nei calcestruzzi leggeri) ed è influenzata dagli stessi fattori del modulo elastico: a temperatura ambiente è compresa generalmente tra i 20 e i 40 *MPa*.

La variazione della resistenza a compressione con la temperatura è presentata in Figura 3.7, considerando due tipi di aggregati, uno dei quali è sabbia naturale.

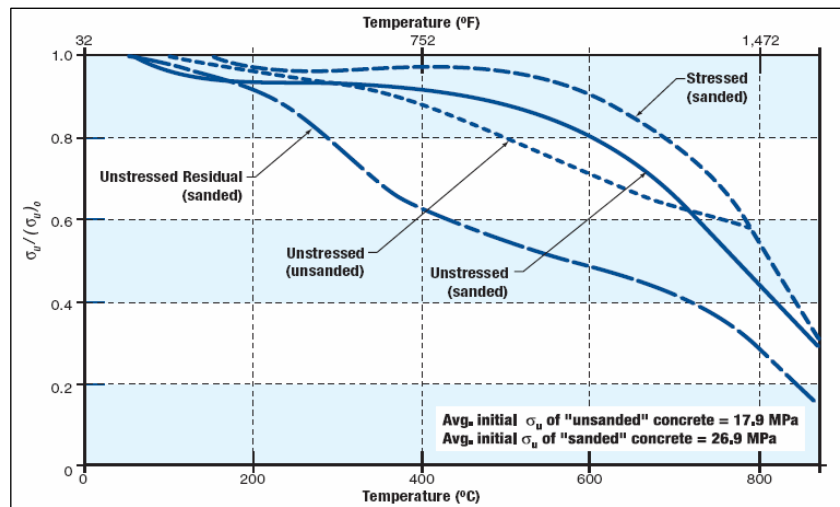


Figura 3.7: riduzione della resistenza a compressione di due tipi differenti di calcestruzzi leggeri a temperature elevate.

Come si può vedere, la diminuzione di resistenza è minima fino a circa 300 °C, dopodichè la resistenza perduta diventa significativa.

In generale, i calcestruzzi leggeri hanno conduttività termica, calore specifico ed espansione termica più bassi rispetto ai calcestruzzi normali in presenza di temperature elevate.

Il fenomeno dello "spalling" è caratterizzato dalle perdita di "pezzi" di materiale dalla superficie degli elementi in calcestruzzo quando questi sono esposti temperature elevate.

Questo evento può accadere rapidamente in seguito all'esposizione al calore e può essere accompagnato da esplosioni violente, o può avvenire quando il calcestruzzo diventa così fragile che mentre si fessura progressivamente delle parti di materiale vengono espulse dalla superficie di esso.

Le conseguenze possono essere limitate se l'estensione del danno è piccola; tuttavia in seguito allo *spalling* il calcestruzzo perde in stabilità e integrità.

L'estensione di questo fenomeno è influenzato dall'intensità dell'incendio, dall'intensità di carico, dalla resistenza e dalla porosità del calcestruzzo e dal tipo di aggregati.

Capitolo 4.

Ipotesi di crollo delle Twin Towers

4.1 Aspetti generali.

La distruzione del World Trade Center, che rese memorabile l'11 settembre 2001, non è stato solo il più grande omicidio di massa nella storia degli Stati Uniti, ma anche una grande sorpresa per il mondo dell'ingegneria strutturale, forse la più grande dopo il crollo



Figura 4.1: Il World Trade Center precedentemente all'11 settembre 2001.

del Tacoma Bridge nel 1940. Nessun esperto ingegnere strutturale dopo aver visto l'attacco alle torri, avrebbe previsto con immediata certezza il seguente crollo. Nessun grattacielo è mai crollato a causa di incendi: il fatto che le torri del WTC, invece, abbiano subito un tale destino, invita a un esame approfondito delle possibili

cause di collasso.

Ciascuna delle due torri ha sperimentato una simile, seppur non identica, serie di eventi di



carico. Da un punto di vista ingegneristico, furono principalmente tre le cause, distinte ma correlate tra loro, responsabili degli enormi danni strutturali che portarono al collasso finale. Queste sono l'impatto degli aerei, la conseguente esplosione, e la più importante, il furioso incendio causato dalla grande quantità di carburante presente a bordo degli aerei. La sequenza di questi eventi è stata la medesima per i due edifici, ma con scansione temporale differente. In ogni caso, il primo evento di carico è stato un Boeing 767-200ER, un aereo commerciale che colpì i due edifici, generando una palla di fuoco derivante dalla immediata e rapida accensione di una parte del carburante a bordo dell'aeromobile. Gli aerei Boeing 767-200ER hanno un peso massimo nominale al decollo di circa 178 tonnellate, una apertura alare di 48 metri, e una velocità nominale di crociera di 850 km/h (530 miglia all'ora). Il velivolo è in grado di trasportare fino a 90780 litri di carburante, e si stima che, al momento dell'impatto, ogni velivolo fosse caricato con circa 38000 litri di carburante non utilizzati a bordo. In entrambi i casi, l'impatto degli aeromobili provocò gravi danni strutturali, tra cui alcuni crolli parziali localizzati, ma non provocò l'innesco di collasso globale istantaneo. Come evidenziato nei precedenti capitoli, il WTC 1 è rimasto in piedi per un periodo di circa 1 ora e 43 minuti dopo l'impatto iniziale, mentre il WTC 2 collassò 56 minuti dopo l'attacco. Il secondo evento fu l'accensione simultanea e lo sviluppo di incendi su grandi superfici pavimentate a vari livelli degli edifici. Gli incendi riscaldarono i sistemi strutturali e, nel successivo lasso di tempo, causarono uno stress addizionale per la struttura già danneggiata, nonché un danno supplementare e una perdita di resistenza sufficiente ad avviare il terzo evento, una sequenza progressiva di collassi che culminò nel totale crollo di entrambe le strutture. È stato già segnalato in precedenza che le torri furono progettate per l'impatto di un Boeing 707: considerando che una delle torri è sopravvissuta per quasi un'ora, e l'altra quasi due ore prima di



crollare, la risposta strutturale sembra convalidare questa tesi. È opinione di alcuni, tra i quali l'architetto dell'edificio, che le torri crollarono poiché il 767 è un aereo di maggiori dimensioni, e con maggior trasporto di carburante rispetto a quanto stimato in progetto per un 707. Questo punto di vista non è corretto, infatti, mentre le dimensioni sono effettivamente maggiori, la differenza di carburante tra i due velivoli è irrisoria, pari circa al 5% in più a pieno carico, con un peso aggiuntivo di 27 tonnellate. Inoltre, entrambi gli aerei che colpirono le torri non avevano a bordo un elevato numero di passeggeri, e non volavano dunque al loro massimo peso al decollo, con un'ulteriore riduzione dello scarto tra i calcoli progettuali e la realtà. L'implicazione è che gli edifici possono effettivamente esser stati progettati per il carico causato dall'impatto di un aereo di linea, ma i progettisti non hanno mai considerato il carico di carburante e l'inferno che ne sarebbe sicuramente derivato dalla sua ignizione: si deduce che non tutti gli aspetti di un incidente, vale a dire l'esplosione e il fuoco, sono stati presi in considerazione, forse perché la probabilità di un tale evento è stata ritenuta insignificante.

Una lezione importante da trarre dal crollo del WTC è che gli edifici sono come le catene, forti tanto quanto l'anello più debole. Quindi, se l'integrità strutturale di ogni piano di un edificio dovesse essere seriamente compromessa per qualche ragione, come uno scoppio o un massiccio incendio, forse ad eccezione dell'ultimo piano o di quelli immediatamente sotto di esso, la costruzione avrebbe alta probabilità di subire un collasso di tipo "pancake".

Tuttavia, poiché avere contemporaneamente danni catastrofici a tutti i membri portanti è molto raro, la maggior parte dei moderni edifici alti risultano ben progettati e costruiti per resistere al fuoco (non considerando il carburante aereo), e questi edifici sono e continueranno ad essere molto sicuri.



Volendo fare un riepilogo delle cause del crollo, e dei successivi stati che hanno interessato le torri, riportiamo in modo schematico i seguenti punti, generalmente accettati dalla comunità tecnico-scientifica degli specialisti in meccanica e ingegneria strutturale (tuttavia confutati dai sostenitori della teoria del complotto e dell'uso di cariche esplosive):

- Anche se il danno strutturale provocato dal velivolo è stato grave, esso fu solo locale, e senza la rimozione di una porzione significativa dell'isolamento termico dell'acciaio durante l'urto, il successivo incendio probabilmente non avrebbe portato al collasso globale (Bažant e Zhou 2002a; NIST 2005). Circa il 60% delle 60 colonne della facciata colpita del *framed tube* (circa il 13% delle 287 colonne totali) furono tagliate, e molte altre furono deviate e inflesse in modo significativo. Questo causò una redistribuzione delle sollecitazioni, che aumentò notevolmente il carico di alcune colonne, avvicinandosi alla capacità ultima di carico per alcune di esse.
- Poiché una quantità significativa di isolamento dell'acciaio fu asportata, molte membrature in acciaio subirono un riscaldamento fino a 600 ° C, come confermato da test termici dei detriti in acciaio rinvenuti (NIST 2005). L'acciaio da costruzione in uso perde circa il 20% della sua resistenza a snervamento già a 300 ° C, e circa l'85% a 600 ° C, mostrando un comportamento viscoplastico (o *creep*) al di sopra dei 450 ° C.
- Le dilatazioni termiche differenziali, combinate con le deformazioni plastiche indotte dal calore, portarono alla rottura delle travi di piano. La rottura a catena di tali elementi fece inflettere le colonne perimetrali verso l'interno di circa 1 m. L'inclinazione di queste colonne corrispose a una notevole eccentricità in testa, un'imperfezione che ebbe come conseguenza un'instabilità fuori dal piano che



interessò numerosi livelli della parete tubolare esterna.

- La combinazione di sette effetti (1- Sovraccarico di alcune colonne dovuto alla redistribuzione del carico iniziale; 2- surriscaldamento a causa della perdita di isolamento dell'acciaio; 3-drastica riduzione del limite di snervamento indotta dal calore;
- 4- deviazioni laterali di molte colonne a causa di tensioni termiche e cedimenti delle travi di piano 5- indebolimento del sostegno laterale a causa della ridotta rigidità di piano; 6- inflessione di molte colonne della parete laterale per insabilità multipiano, per la quale il carico critico registra una diminuzione di un ordine di grandezza rispetto a quanto si avrebbe per una instabilità che interessi un piano singolo; 7- instabilità plastica locale delle colonne ha portato infine alla deformazione del colonne. Come risultato, la parte superiore della torre cadde, con poca resistenza, attraverso almeno una altezza di piano, andando a colpire la parte inferiore della torre. Si innescò, così, un collasso progressivo, poiché l'energia cinetica della parte superiore superò di un ordine di grandezza l'energia che poteva essere assorbita dalle deformazioni plastiche locali.

4.2 La risposta degli edifici agli attacchi: l'interpretazione del FEMA.

Nei prossimi paragrafi analizzeremo nei particolari alcune delle più significative ipotesi di crollo che sono state elaborate nel tempo, a partire dall'11 settembre 2001, da importanti voci del panorama dell'ingegneria strutturale. Paragoneremo svariati punti di vista, per fornire un quadro il più dettagliato possibile a riguardo. Sarà vagliato per primo il rapporto ufficiale del FEMA, *Federal Emergency Management Agency*, che, dopo aver incaricato il NIST(*National Institute of Standards*



and Technology) di svolgere una analisi approfondita del collasso delle Torri Gemelle, ha pubblicato un proprio riassunto delle conclusioni a cui era giunto prima delle analisi del NIST, svolto da parte di un team di ingegneri della SEI/ASCE (*Structural Engineering Institute of the American Society of Civil Engineers*), esperti in edifici multipiano. L'opera risulta una spiegazione "qualitativa" del collasso delle torri, prima che le simulazioni dei modelli numerici sviluppati dal NIST potessero fornire ulteriori elementi di chiarezza.

4.2.1 La Torre Nord.

4.2.1.1 Danno iniziale dovuto all'impatto aereo.

L'American Airlines Flight 11, che colpì la parete nord del WTC 1 circa tra i piani 94 e 98 (figura 4.3), causò enormi danni alla facciata nord dell'edificio, e nella zona immediatamente all'interno. Nella zona centrale di impatto, corrispondente alla fusoliera aerea e ai motori, almeno cinque dei pannelli prefabbricati (celle, di tre colonne ognuna, costitutive delle pareti esterne) furono spinti all'interno del involucro edilizio, per un'altezza di circa quattro piani. A livello locale, i piani sostenuti da tali sezioni di pareti esterne sembrano esser parzialmente crollati, perdendo il loro sostegno lungo il muro esterno. Lontano dalla zona centrale, nelle zone di impatto delle ali, le colonne esterne si fratturarono per la forza di collisione. In aggiunta ai danni al perimetro dell'edificio, una quantità significativa ma indefinita di danno interessò anche il nucleo centrale. Le interviste condotte con le persone che erano presenti negli uffici di al piano 91 presso la parte nord della struttura, tre piani sotto la zona approssimativa di impatto, suggeriscono un danno progressivamente maggiore nella zona a sud-est del *core*. Hanno descritto la presenza di detriti nel lato est del nucleo, che impedirono il loro accesso alla scalinata orientale d'emergenza. Ciò suggerisce la possibilità di un immediato crollo parziale del telaio nel nucleo centrale. Queste persone hanno anche descritto la presenza di detriti derivanti dalle pareti crollate dai piani superiori sulle scale si trovavano più a



ovest, suggerendo la possibilità di qualche danno strutturale anche nella parte nord-occidentale del nucleo interno. E' noto, inoltre, che alcuni detriti dal velivolo attraversarono completamente la struttura. Per esempio, giubbotti di salvataggio e porzioni di sedili furono trovati sul tetto dell'edificio Bankers Trust, situato a sud del WTC 2. Parte del carrello di atterraggio dell'aereo è stato trovato in un angolo di West Street, circa cinque isolati a sud del complesso del World Trade Center. La portata esatta di tale danno probabilmente non potrà mai essere conosciuta con certezza. È evidente che, nonostante tale danno, la struttura mantenne l'integrità e la resistenza sufficiente per rimanere globalmente stabile per un periodo di circa 1 ora e 43 minuti.

Il sistema strutturale dell'edificio, già ampiamente descritto, si presentava come altamente ridondante. Ciò ha permesso alla costruzione di limitare la zona di collasso immediato al settore distrutto dall'impatto iniziale e, forse, a porzioni del nucleo centrale, come descritto in precedenza. A seguito dell'impatto, i carichi di piano inizialmente sostenuti dalle colonne esterne in compressione sono stati trasferiti con successo ad altri elementi attraverso percorsi di carico alternativi. Il carico assiale ricaduto sulle colonne immediatamente adiacenti alle colonne distrutte aumentò di un fattore di 6 rispetto allo stato di carico prima dell'impatto dell'aereo. Tuttavia, queste colonne esterne mostrarono una resistenza sovrabbondante per carichi gravitazionali, rimanendo al di sotto della loro capacità ultima.

Dunque, dopo l'impatto aereo, la struttura è stata in grado di ridistribuire con successo il peso dell'edificio agli elementi rimanenti, e di mantenere una condizione stabile. Tuttavia, la resistenza globale della struttura fu gravemente degradata. Sebbene la struttura sia sopravvissuta in questa condizione indebolita per un periodo di tempo, la limitata capacità di resistere a un carico aggiuntivo ha fortemente condizionato la risposta successiva, e ne ha aumentato la probabilità di crollo. Il primo evento di gravità sufficiente a causare il collasso fu il fuoco che seguì l'impatto dell'aereo.



Figura 4.2: impatto contro la Torre Nord.



Figura 4.3 : Impatto contro la parete nord del WTC 1.

4.2.1.2 Sviluppo degli incendi.

Una revisione della documentazione fotografica e video dimostra che l'aereo penetrò completamente all'interno degli edifici prima di ogni prova visiva di fiamme all'esterno. Il fatto che l'aereo dopo lo schianto attraversò tutta la struttura, suggerisce che il carburante si sia distribuito in tutta l'area di impatto per formare una "nuvola" infiammabile. L'accensione di questa nuvola ha portato ad un rapido aumento di pressione, e all'allontanamento di una ricca miscela di carburante dalla zona di impatto attraverso le aperture insite della struttura ed altre causate dall'impatto, con la conseguente drammatica esplosione in palle di fuoco. Queste crebbero lentamente, raggiungendo le loro dimensioni reali dopo circa 2 secondi. I diametri delle palle di fuoco furono stimati pari a 60 metri, superiori, dunque, alla larghezza dell'edificio. Sperimentalmente, lo studio dei video e dei dati ricavati hanno permesso di stimare la quantità di carburante consumato in una fascia compresa tra i 4000 ed i 10000 litri. L'effetto della *fireball* non fu di tipo deflagrante, infatti ci vollero circa 2 secondi prima che raggiungesse la sua ampiezza massima: se si fosse verificata un'esplosione o un detonazione, l'espansione dei gas in combustione avrebbe avuto luogo in microsecondi. Pertanto, anche se si sono verificate alcune sovrappressioni, è improbabile che le palle di fuoco abbiano comportato notevoli danni strutturali. Il tempo per bruciare la restante parte



di carburante venne stimato essere meno di 5 minuti, supposto che l'aria fosse sufficiente ad alimentare l'incendio, fattore ragionevole dato che, oltre ai vetri delle finestre rotte, erano presenti notevoli squarci nella struttura tubolare esterna. L'energia rilasciata dagli incendi venne quantificata in 1.5 GW, in entrambe le torri, e una quota compresa fra un terzo ed un mezzo di questa energia venne dispersa nell'ambiente esterno. La temperatura dei gas all'interno della struttura raggiunse i 1000 °C circa, con uno scarto di 100°C. Tutti i sistemi antincendio presenti all'interno delle torri non funzionarono, e anche se avessero funzionato, sarebbero stati inefficaci rispetto ad un incendio di tali proporzioni. Infatti, si sarebbero aperti così tanti idranti in così poco tempo da far calare drasticamente la pressione sotto i livelli di funzionamento dell'impianto.

4.2.1.3 Risposta strutturale al fuoco.

Come precedentemente indicato, l'impatto degli aerei nel WTC 1 degradarono sostanzialmente la capacità della struttura di sopportare un carico aggiuntivo e resero l'edificio anche più sensibile a un cedimento indotto dal fuoco. Tra i fattori più significativi ricordiamo che:

- La forza di impatto, il campo dei detriti risultanti e le *fireballs* probabilmente compromisero la protezione al fuoco di alcuni membri di acciaio, applicata come spray superficiale, nelle immediate vicinanze dell'impatto. L'esatta portata di tale danno non sarà mai nota, ma questo molto probabilmente ebbe come conseguenza una maggiore sensibilità della struttura al fuoco.
- Alcune delle colonne furono sottoposte a stati elevati di stress a seguito dell'impatto, a causa del trasferimento di carico dagli elementi distrutti o danneggiati.
- Alcune porzioni di piano direttamente al di sotto delle zone parzialmente crollate portarono sostanziali pesi supplementari dovuti ai detriti risultanti e, in alcuni casi, sopportarono carichi superiori a quelli di progetto.

Con lo sviluppo delle fiamme, aumentò la temperatura degli elementi strutturali, e la struttura fu ulteriormente indebolita, fino a non sostenere più il peso immenso a cui era sottoposta. Anche se



la specifica catena di eventi che condussero al crollo finale probabilmente non sarà mai identificata, i seguenti effetti del fuoco sulla strutture possono aver contribuito tutti in qualche modo al crollo. Nel capitolo 3 sono già stati evidenziati gli effetti del calore sui diversi materiali ed elementi strutturali.

- La struttura, sottoposta ad alte temperature, subì una dilatazione dei piani direttamente coinvolti dall'incendio: una simile espansione creò una inflessione del telaio tubolare verso l'esterno. All'interno di una struttura composta da più elementi interconnessi, una dilatazione può causare uno stato di stress risultante superiore alla capacità di alcune membrature o delle loro connessioni, avviando una serie di cedimenti (Figura 4.5).
- Gli impalcati, a causa della successiva flessione data dal decadimento delle proprietà meccaniche, ebbero un comportamento a catenaria, tanto da esercitare trazione sui pilastri del core e del tubolare esterno. La presenza di grandi quantità di detriti su alcuni piani del WTC 1, li avrebbe resi ancora più sensibili a questo comportamento. L'inflessione verso l'interno dei pilastri del tubolare e verso l'esterno dei pilastri del core, generò instabilità dell'equilibrio, e tutte le colonne del piano cedettero: ebbe inizio un effetto di tipo "pancake", in cui ogni piano collassa sull'altro senza avere possibilità di rallentamento. Come spiegato più dettagliatamente nel prossimo paragrafo, la propensione delle colonne esterne all'instabilità sarebbe stata disciplinata dalla giunzione bullonata, relativamente debole, tra le colonne verticali del muro esterno, costituite da unità prefabbricate. Questo effetto sarebbe ancora più probabile che si verifichi in un incendio che coinvolga diversi piani adiacenti contemporaneamente, perché le colonne potrebbero effettivamente perdere il loro sostegno laterale a più livelli.
- L'aumento della temperatura portò anche alla riduzione del modulo elastico e della tensione

di snervamento nelle colonna d'acciaio, con conseguente diminuzione del carico critico di collasso di ciascuna colonna, e con possibilità di dar origine ad instabilità anche senza perdita di supporto laterale. Questo effetto è più probabile che sia stato significativo nel cedimento delle colonne centrali interne.

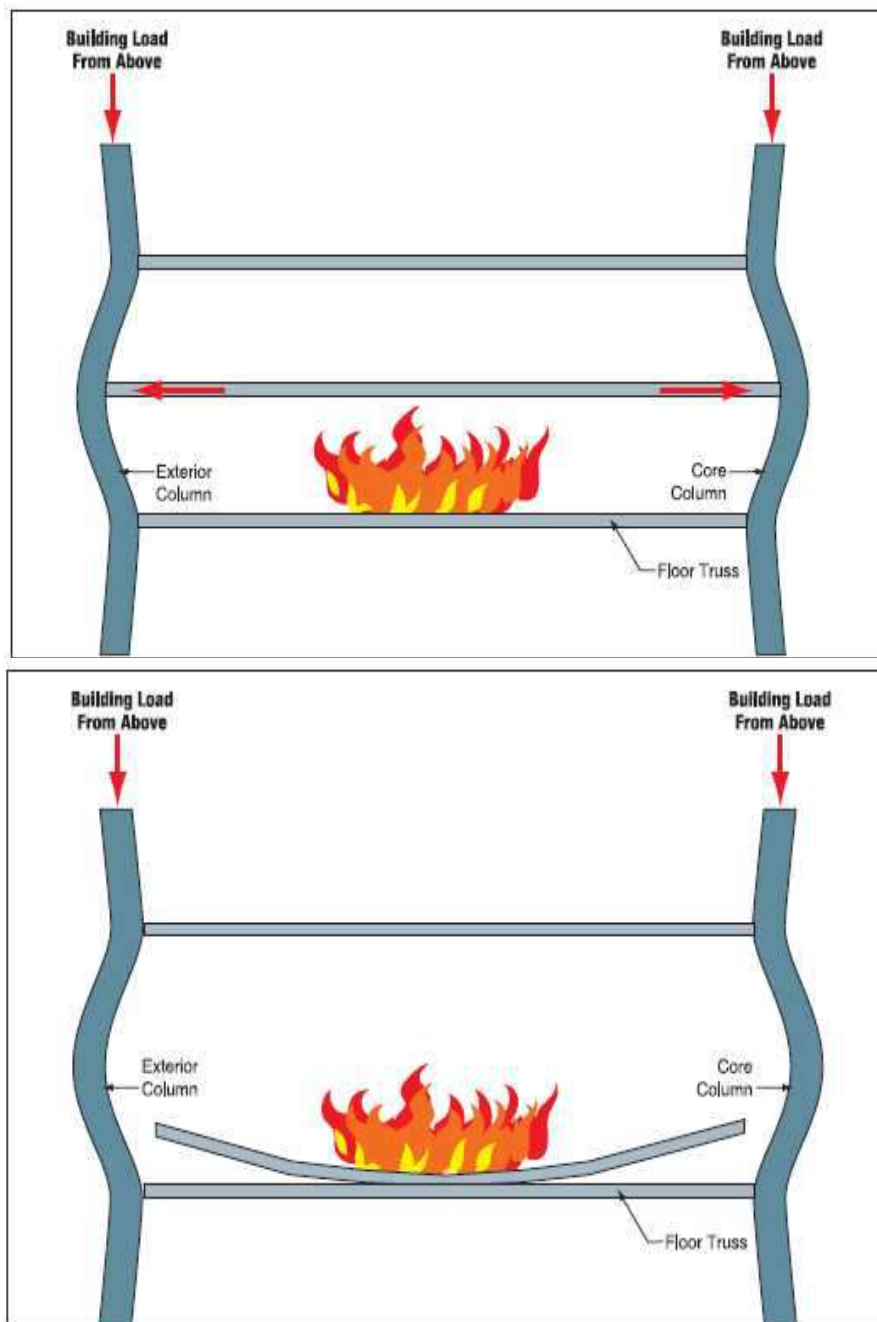


Figura 4.4: a) dilatazione dei piani e conseguente inflessione verso l'esterno delle colonne del framed tube, e verso l'interno delle colonne del core; b) instabilità delle colonne iniziata dal cedimento delle connessioni e dal collasso del piano.



4.2.1.4 Collasso progressivo.

La costruzione del WTC1 vide oltre 4×10^{11} Joule di energia potenziale immagazzinata nei 110 piani d'altezza, di cui circa 8×10^9 relativi alla parte di struttura superiore all'impatto, calcolata rispetto al punto più basso dei piani colpiti. Una volta dato inizio al collasso, molta di questa energia potenziale è stata rapidamente trasformata in energia cinetica. L'accelerazione dei piani collassati al di sopra della zona colpita e il successivo impatto contro i piani sottostanti ne provocò l'immediato cedimento progressivo, spingendo ciascun piano su quello al di sotto, e accelerando con il progredire del crollo. I muri perimetrali dell'edificio sembrano essersi staccati ed esser caduti direttamente dalle facciate, mentre le porzioni del nucleo caddero in un modo più casuale. I muri perimetrali si spezzarono a livello dei giunti bullonati, consentendo alle singole unità prefabbricate che formavano il muro o, in alcuni casi, ad assemblamenti di grandi dimensioni di queste unità, di cadere sulla strada e sugli edifici circostanti. Dall'analisi dei video è possibile notare come ci sia un movimento verso il basso dell'antenna radiotelevisiva sul tetto, prima dell'inizio del collasso, indice del fatto che il collasso iniziale è avvenuto nel core. Le colonne centrali non sono state progettate per resistere a carichi di vento e, di conseguenza, avevano una resistenza residua inferiore alle colonne perimetrali. Con il danneggiamento dovuto all'impatto aereo, le travature dei piani alti distribuirono il peso addizionale alle colonne centrali rimaste, sfruttando ulteriormente il coefficiente di sicurezza. Ai piani alti, i carichi di progetto erano inferiori rispetto quelli dei piani più bassi, dunque le sezioni delle colonne si presentavano più sottili. L'effetto degli incendi su tali colonne, già indebolite dall'impatto aereo, può aver dato origine al collasso. Anche se il crollo dell'edificio appare verticale dai video, in realtà i resti dell'edificio

vennero sparsi su un raggio di circa 250 metri attorno alla base.

4.2.2 La Torre Sud.

4.2.2.1 Danno iniziale dovuto all'impatto aereo.

Il volo United Airlines 175 colpì la parete sud del WTC 2 approssimativamente tra i piani 78 e 84. La zona di impatto si estese dall'angolo sud-est dell'edificio fino a comprendere gran parte della facciata sud, con evidenti danni alla suddetta parete dell'edificio (Figura 4.6 a lato). Nella zona centrale d'impatto corrispondente alla fusoliera aereo e ai motori, sei dei pannelli



Figura 4.5: zona d'impatto dell'aereo contro il WTC 2.

prefabbricati costituenti le pareti esterne furono staccati dalla struttura, con alcuni degli elementi apparentemente spinti dentro l'involucro dell'edificio. A livello locale, come è stato il caso nel WTC 1, i piani sostenuti da queste sezioni del muro esterno sembrano esser parzialmente crollati. Lontano da questa zona centrale, nei settori colpiti dalle ali, le colonne di acciaio estereo sono state fratturate dall'impatto. Prove fotografiche suggeriscono che, lungo il lato sud della costruzione, da 27 a 32 colonne siano state distrutte in un range di cinque piani. I piani in questa zona sembrano aver subito un crollo, verificatosi su una lunghezza orizzontale di circa 20 metri, mentre i pavimenti in altre porzioni del fabbricato sembrano esser rimasti intatti. È probabile che anche le colonne nell'angolo sud-est del nucleo abbiano sperimentato alcuni danni, poiché sarebbero state in corrispondenza del giusto percorso di viaggio della fusoliera e del motore. E' noto che i detriti provenienti dal velivolo attraversarono completamente la struttura. Ad esempio, un carrello di atterraggio del velivolo che colpì il WTC 2 sfondò il tetto di un edificio che si trovava sei isolati a nord, e uno dei motori fu trovato all'angolo tra Murray e Church Street. Come descritto



per il WTC 1, tali detriti senza dubbio causarono un certo livello di danneggiamento all'interno della struttura, anche se l'esatta entità di tale danno non sarà probabilmente mai conosciuta con certezza. E' evidente, però, che la struttura mantenne l'integrità e la resistenza sufficiente per rimanere globalmente stabile per un periodo di circa 56 minuti.

Ci sono alcune differenze importanti tra l'impatto aereo contro il WTC 2 e quello contro WTC 1. In primo luogo, il volo United Airlines 175 viaggiava a una velocità molto maggiore, stimata pari a 950 km/h, mentre il volo American Airlines 11 volava a circa 760 km/h. La velocità supplementare potrebbe aver dotato l'aereo di una maggiore capacità di distruggere porzioni della struttura. La zona dell'impatto aereo era inclinata verso l'angolo sud-est del WTC 2, mentre la zona di impatto sul WTC 1 era circa centrata sul lato nord dell'edificio. L'orientamento del nucleo nel WTC 2 fu tale che i detriti del velivolo dovettero percorrere solo 11 metri sul pavimento prima di iniziare a colpire e danneggiare gli elementi della struttura centrale. Infine, la zona di impatto nel WTC 2 è stata quasi 20 piani al di sotto rispetto a quella del WTC 1, quindi le colonne in questione erano soggette a carichi notevolmente più grandi. E' possibile, pertanto, che i danni strutturali al WTC 2 siano stati più gravi di quelli occorsi al WTC 1, cosa che potrebbe in parte spiegare perché la Torre Sud crollò più rapidamente della Torre Nord.

4.2.2.2 Sviluppo degli incendi.

A seguito dell'impatto, alcuni incendi si diffusero nel WTC 2, seguendo una modalità simile a quella descritta in precedenza per il WTC 1. Numerosi video dello sviluppo degli incendi attraverso la costruzione furono registrati da vari punti di vista esterni, e suggeriscono che, nei minuti immediatamente precedenti il crollo, le fiamme di maggiore intensità furono localizzate lungo la parete nord della torre, nei pressi dell'80° piano. Poco prima del crollo, un flusso di materiale fuso, forse alluminio proveniente dall'aereo, fu visto colare da una finestra nell'angolo nord-est a circa la medesima altezza. Gli stessi tipi di comportamenti strutturali e meccanismi di



rottura discussi in precedenza sono ugualmente probabili nel caso del WTC 2, con conseguente avvio di un crollo progressivo, a circa 56 minuti dopo l'impatto dell'aereo. L'innescò del crollo globale potrebbe essere identificato con il crollo parziale dell'impalcato del piano 80 nell'angolo sud-est dell'edificio. Questo sembra essere stato seguito rapidamente dal collasso dell'intero piano lungo il lato est, come dimostrato da uno sbuffo di polvere fuoriuscito dal lato dell'edificio. A causa del collasso, le colonne lungo la parete est della torre cominciarono ad inflettersi a causa dell'instabilità dell'equilibrio, a partire dal lato sud e procedendo poi verso nord. Questa fu la causa della rotazione della parte superiore dell'edificio verso sud-est, dell'inizio del collasso verso il basso. Va notato che il cedimento di colonne centrali nell'angolo sud-est dell'edificio potrebbe aver preceduto ed innescato il crollo.

4.2.2.3 Collasso progressivo.

Come nel WTC 1, la grande quantità di energia potenziale immagazzinata nell'edificio durante la sua costruzione, una volta avviato il collasso, fu rapidamente liberata e trasformata in energia cinetica, sotto forma di rapida accelerazione della massa in caduta della struttura al di sopra della zona d'impatto dell'aereo. L'impatto di questa massa in rapido movimento sulla struttura inferiore provocò una vasta gamma di carenze strutturali nei piani direttamente al di sotto della zona d'impatto, causandone a loro volta il crollo. Con la progressione di ulteriori crolli consequenziali, la massa associata a ciascuno di questi piani andò a sommarsi a quella della torre sopra l'area d'impatto, aumentando energia distruttiva sui piani immediatamente inferiori. Tali eventi avviarono una catena di cedimenti progressivi che portarono al crollo totale dell'edificio. Una revisione di fotografie aeree del sito, dopo il crollo, così come l'identificazione di frammenti strutturali in acciaio provenienti dal WTC 2, implicano che, mentre la parte superiore della torre cadde con orientamento sud-est, colpendo Liberty Street e la costruzione Bankers Trust, la parte inferiore della torre cadde verso nord-ovest, colpendo il Marriott Hotel (WTC 3). Anche in questo caso, i detriti si sparsero lateralmente in un'area di raggio pari a circa 150 metri dalla base della

struttura.

4.3 Perché le torri implosero e non caddero come alberi?

Alcuni osservatori si sono chiesti perché gli edifici crollarono su se stessi in modo telescopico, invece di ribaltarsi, rovesciandosi su un fianco come un albero. Tuttavia, gli edifici, come le torri del WTC, non sono come gli alberi, come ben spiegato da E. Kausel, professore di ingegneria civile e ambientale al Massachusetts Institute of Technology. Per prima cosa, non sono strutture solide e rigide, ma per la maggior parte sono costituiti da "open



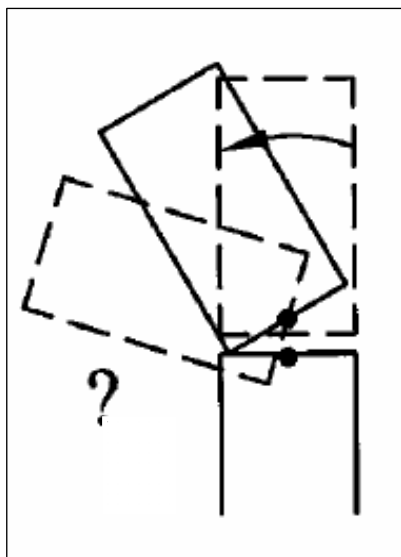
Figura 4.6: inclinazione della parte superiore della Torre Sud nei primi istanti di crollo.

space" (gli uffici, le scale, le colonne degli ascensori, etc.). Infatti, un tipico edificio è dotato di aria al 90%, e solo il 10% è rappresentato da solido materiale. Pertanto, non è sorprendente che una struttura di 110 piani dovesse crollare in 11 piani di macerie (in realtà meno, perché le macerie in parte si estesero lateralmente, e in parte furono compresse nelle fondazioni). Inoltre, le torri non crollarono dal basso verso l'alto, ma al contrario dall'alto verso il basso. Per permettere a una parte della torre di ruotare in una qualsiasi direzione, si deve prima acquisire un momento angolare, cosa che può verificarsi solo se la struttura può ruotare abbastanza a lungo su un piano stabile (ad esempio, il ceppo di un albero). Tuttavia, le forze concentrate nei pressi del punto di rotazione sarebbero state così grandi che le colonne e le travi in prossimità di tale area sarebbero state semplicemente schiacciate, senza offrire nessun supporto. Inoltre, continua Kausel, entrambe le sezioni dell'edificio sopra il luogo dell'incidente non furono abbastanza alte da attivare in modo significativo un effetto a pendolo invertito (caratterizzante il crollo di un albero tagliato alla base).

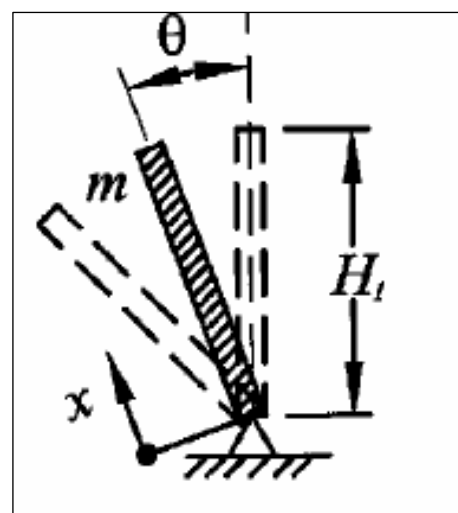
Dunque, la parte superiore, separata dal resto, non poteva far altro che cadere su quella inferiore, schiacciandola con un moto dall'alto verso il basso. I video dell'attacco mostrano la parte superiore della Torre Sud inclinarsi durante l'inizio del crollo (figura 4.2), ma ciò non significa necessariamente che abbia potuto ruotare attorno ad un punto fisso: si ipotizza, invece, che sia crollata sui piani inferiori in una posizione già inclinata. Il tempo di caduta misurato è dell'ordine di circa 9 secondi, cioè esattamente il tempo impiegato da un oggetto in caduta libera da un'altezza pari a quella delle torri: si tratta di una prova indiretta del fatto che la resistenza verticale al "pancake" (o collasso telescopico progressivo) fu pressochè nulla. In sostanza, le torri non sarebbero potute crollare come alberi, poichè le strutture, nonostante la loro forza e resistenza, erano troppo fragili per sostenere un tale movimento.

Il perché questo meccanismo di collasso non sia avvenuto nel caso del crollo delle Twin Towers si dimostra utilizzando la dinamica.

Possiamo uguagliare la perdita di energia potenziale gravitazionale della parte superiore, assunta come un corpo rigido che ruota attorno ad un perno (v. Fig.4.7), alla sua energia cinetica acquisita (in maniera più semplice che utilizzando le equazioni del moto di Lagrange).



(a)



(b)

Figura 4.7: (a) schematizzazione della rotazione della porzione superiore di torre; (b) modello di corpo rigido vincolato alla base utilizzato nell'analisi

Si ottiene dunque :

$$mg(1 - \cos \vartheta) \cdot H_1 / 2 = \left(\frac{m}{2H_1} \right) \cdot \int (\dot{\vartheta} \cdot x)^2 dx , \quad (17)$$

con x che rappresenta la coordinata verticale, H_1 l'altezza della parte superiore, ϑ l'angolo di rotazione della parte superiore.

Dalla (17) si ricava :

$$\dot{\vartheta} = \sqrt{\frac{3g}{H_1} \cdot (1 - \cos \vartheta)} , \quad (18)$$

che derivata rispetto al tempo fornisce l'accelerazione :

$$\ddot{\vartheta} = \frac{3g}{2H_1} \sin \vartheta . \quad (19)$$

Per esprimere l'equilibrio in condizioni dinamiche come nel caso dell'equilibrio statico è necessario applicare il *Principio di D'Alembert* per il quale si introducono nel sistema una serie di forze d'inerzia, come riportato in *Fig. 4.8* :

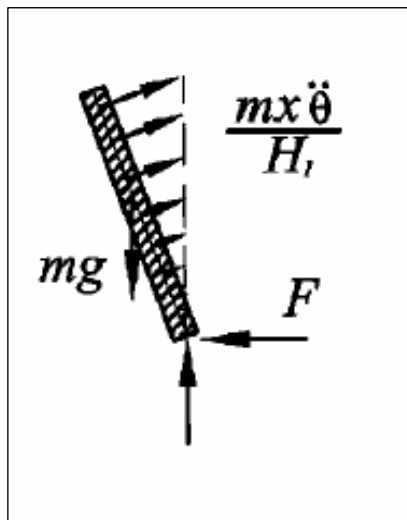


Figura 4.8: (a) equilibrio dinamico del corpo rigido che schematizza il comportamento della porzione superiore di Torre



Si vede che tali forze d'inerzia sono nulle alla base ($x=0$) e massime in sommità ($x = H_1$), pari a $m\ddot{\vartheta}$.

L'equilibrio in tali condizioni si esprime uguagliando la risultante delle forze d'inerzia (assumendo una distribuzione triangolare) alla reazione orizzontale F sviluppata alla base:

$$F = \int_0^{H_1} \frac{m}{H_1} \cdot \ddot{\vartheta} \cdot \cos \vartheta \cdot x \cdot dx \quad , \quad (20)$$

$$F = \frac{1}{2} \cdot m \cdot H_1 \cdot \ddot{\vartheta} \cdot \cos \vartheta \quad . \quad (21)$$

Sostituendo nella (21) la (19) e moltiplicando e dividendo per 2, si ottiene :

$$F = \frac{3}{8} \cdot mg \cdot \sin(2\vartheta) \quad . \quad (22)$$

Tale reazione F , è massima per un angolo di rotazione $\vartheta = 45^\circ$:

$$F = \frac{3}{8} \cdot mg = \frac{3}{8} P_0 \approx 320 \text{ MN} \quad . \quad (23)$$

Assumendo $m = 87 \times 10^6$ kg (circa pari alla massa della parte superiore della Torre Sud).

La domanda a questo punto è : la reazione F avrebbe potuto essere assorbita dalla resistenza a taglio plastica F_p delle colonne presenti in un piano?

L'azione tagliante in condizioni plastiche determina la formazione di cerniere alla base e in sommità di ciascuna colonna nel piano critico, visibili in Figura 4.9.

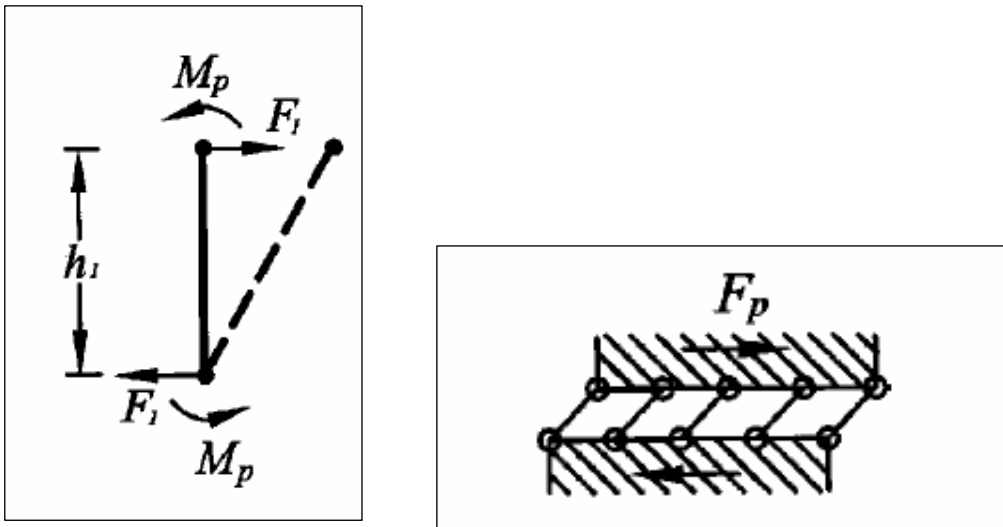


Figura 4.9 e 4.10: formazione di cerniere plastiche alla base e in sommità alle colonne nel piano critico

Ammettendo che non si svilupparono fratture agli estremi dei pilastri (ipotesi molto ottimistica), per ciascuno di essi l'equilibrio alla rotazione fornisce il valore del taglio F_1 :

$$F_1 = \frac{2M_p}{h_1} , (24)$$

dove $h_1 = 2,5$ m, è l'altezza effettiva delle colonne, e $M_p \approx 0,3$ MN · m corrisponde al valore del momento plastico di ciascuna colonna (a temperatura ambiente).

Assumendo che le colonne resistenti fossero solamente quelle ai lati del telaio tubolare esterno ortogonali all'asse di rotazione, circa 130 di numero, si può determinare la forza di taglio plastico complessiva $F_p \approx 130F_1 \approx 31$ MN ; da ciò si può conoscere il moltiplicatore dei carichi, sempre in caso di colonne non soggette ad elevate temperature :

$$F_{\max} / F_p \approx 10,3. (25)$$



Se si considerasse anche la presenza di un carico termico sui pilastri, ovviamente la loro resistenza ultima verrebbe parecchio ridotta, e si avrebbe un incremento ulteriore del moltiplicatore dei carichi. In ogni caso si osserva che la reazione orizzontale massima che permettere il ribaltamento della porzione superiore di edificio eccede di almeno un ordine di grandezza la resistenza a taglio delle colonne : questo motiva perché non si verificò questo ribaltamento.

Si può ulteriormente notare che la reazione orizzontale F è proporzionale a $\sin 2\vartheta$, e che questa è uguale al limite plastico per $\sin 2\vartheta = 1/10,3$. Da ciò si può concludere che la reazione orizzontale alla base della Torre Sud ha determinato la plasticizzazione delle colonne a partire da un angolo di rotazione molto piccolo della porzione superiore :

$$\vartheta \approx 2,8^\circ . \quad (26)$$

Tale rotazione si può essere innescata a partire da un collasso asimmetrico delle colonne da un lato dell'edificio, e a questo punto la reazione orizzontale dinamica alla base della porzione superiore avrebbe ridotto la capacità portante verticale delle colonne rimanenti nel piano critico (anche se non soggette a temperature elevate): si innescò così il collasso globale della Torre Sud, il cui meccanismo fu principalmente verticale.

Un'ultima considerazione si può fare sulla reazione massima F_{max} : essa è proporzionale al peso della porzione di edificio di cui si ipotizza il ribaltamento, per cui se l'impatto avesse interessato dei piani ad un livello inferiore, questa reazione sarebbe stata ancora superiore con un meccanismo di collasso sempre più verticale, per una riduzione ulteriore dell'angolo di inclinazione ϑ .



4.4 L'ipotesi di crollo secondo Bazant

Le Torri del World Trade Center furono progettate per resistere completamente all'impatto di un grande aereo di linea : infatti basandosi sul principio di conservazione della quantità di moto si ha che :

$$m_A \cdot v_A = m_T \cdot v_T , (5)$$

dove :

$m_A = 170000 \text{ kg}$ → massa del *Boeing 767-200*;

$v_A = 550 \text{ km/h}$ → velocità del *Boeing 767-200*;

$m_T = 141000000 \text{ kg}$ → massa equivalente¹ della parte superiore di ciascuna delle torri;

Da un rapido calcolo si verifica che la velocità con cui oscilla la Torre colpita dall'aereo è di soli $v_T = 0,70 \text{ km/h} = 0,19 \text{ m/s}$.

Assumendo che la risposta della torre sia principalmente secondo il primo modo di vibrare, con periodo T_1 approssimativamente pari a 14 s, il massimo spostamento si ricava tramite l'espressione:

$$w_T = v_T \cdot \frac{T_1}{2\pi} . (6)$$

Da questa si ottiene $w_T = 0,4 \text{ m}$.

Il valore di spostamento ottenuto è tranquillamente in accordo al comportamento elastico delle Twin Towers, pertanto l'impatto degli aerei ha provocato un danno solo locale.

Ci si chiede dunque quale sia la causa a monte del crollo totale: questa sembra da imputare alla prolungata esposizione delle colonne in acciaio alle temperature molto elevate sviluppate dagli incendi all'interno degli edifici per la combustione del carburante degli aeromobili; sappiamo infatti che il calore ridusse la resistenza di snervamento dell'acciaio e indusse il collasso per instabilità



dell'equilibrio delle colonne sia del "tube" esterno che del "core" interno.

Molto probabilmente tale processo di indebolimento dei pilastri è stato accelerato dalla perdita di parte dell'isolamento all'incendio degli stessi, provocata dall'esplosione iniziale avvenuta all'impatto degli aerei.

Le strutture in acciaio subirono, dunque, un indebolimento della loro capacità resistente che si tradusse in un aumento della deformazione viscoplastica (creep) che portò al collasso per instabilità ("buckling") di più della metà dei pilastri nei piani critici (in cui avvenne l'impatto e in cui si svilupparono gli incendi).

Il "buckling" fu inizialmente di tipo plastico, ma si crearono rapidamente delle fratture in corrispondenza delle cerniere individuate in ciascun pilastro.

I piani critici persero la loro capacità portante cosicché non riuscirono a sostenere a lungo il peso della parte superiore dell'edificio, la quale cominciò a crollare con elevata velocità ed energia cinetica.

Nel momento in cui la parte superiore dell'edificio impattò contro la porzione inferiore al di sotto dei piani critici, in quest'ultima il carico applicato fu molto più grande della sua capacità portante, ancora integra per l'assenza di incendi in questa zona. Questo fu molto probabilmente l'aspetto preponderante per il quale si può spiegare il collasso a catena a cui si assistette, in cui crollarono dapprima gli orizzontamenti insieme alle travature di supporto e per ultime si instabilizzarono le colonne del "tube" esterno, che perdendo i loro vincoli laterali in corrispondenza di più piani videro così un aumento della loro lunghezza di libera inflessione e quindi della loro snellezza.

In Figura 4.11 si schematizzano le fasi del crollo qui riassunte :

1. esposizione delle strutture in acciaio a temperature superiori a 800 °C;
2. notevole riduzione della capacità portante delle colonne che incominciano a instabilizzarsi;
3. instabilità dell'equilibrio che interessa un numero elevato delle colonne nei piani critici;

4. la parte superiore inizia la sua caduta verso il basso in seguito al collasso su sé stessi dei piani critici applicando un carico enorme sulla porzione inferiore di edificio che sovrasta la sua capacità resistente;
5. si innesca il collasso globale.

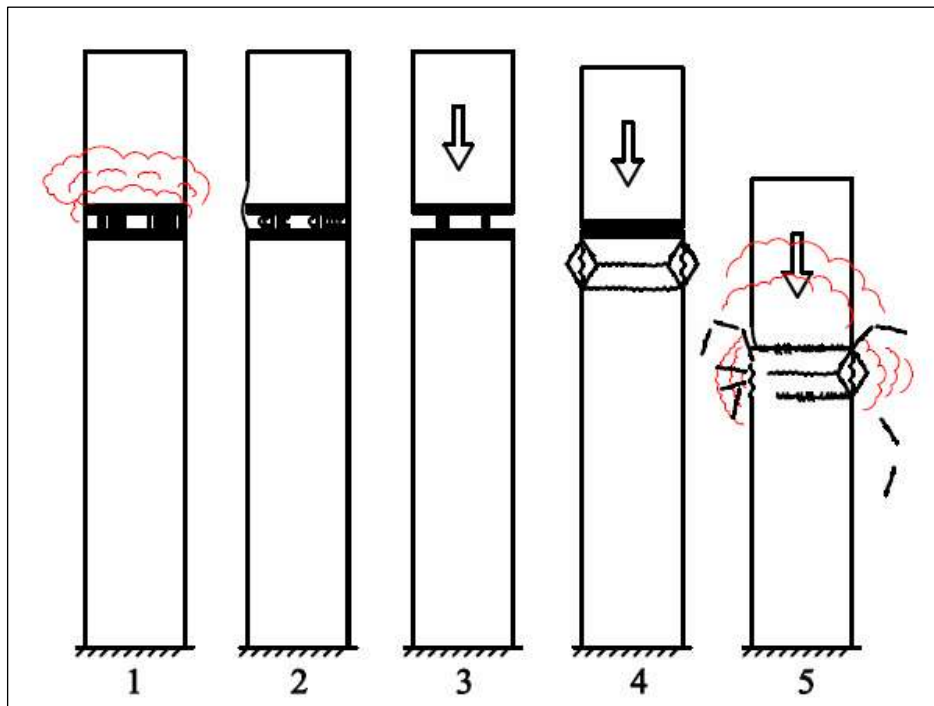


Figura 4.11: fasi del crollo delle Twin Towers.

4.4.1 Analisi dinamica elastica

I dettagli dello sviluppo completo del crollo dopo il suo innesco sono ovviamente di difficile comprensione, sarebbero necessarie simulazioni al computer per avere maggior chiarezza. E' , tuttavia, opinione diffusa che il collasso dei pilastri soggetti ad alte temperature in prossimità dei piani critici abbia causato il crollo di entrambi gli edifici.

Appena dopo l'impatto verticale della parte superiore delle Torri e successivamente alla propagazione dell'onda d'urto elastica provocata da esso, il comportamento della parte inferiore

delle strutture può essere approssimabile a quello di una molla estensionale di rigidezza C , come rappresentato in Figura 4.12; siccome le forze d'impatto non erano uniformi sull'area colpita, si può affermare che anche tale rigidezza variava notevolmente insieme alle forze d'impatto tra le colonne del "tube" esterno, tra queste e quelle nel "core" interno, e tra i pilastri e le travature che supportavano i solai.

Nonostante ciò, si può assumere che la totalità delle forze agisse sulle colonne e che la loro distribuzione tra di esse fosse uniforme. Tale assunzione, anche se non rigorosa, è la più ottimistica possibile perché con questa distribuzione di forze e rigidezza la resistenza degli edifici è la massima possibile, per cui se si dimostra che il collasso è inevitabile lo sarebbe sicuramente per qualunque altra configurazione di carico.

Con queste ipotesi allora la rigidezza C è pari a circa 71 GN/m .

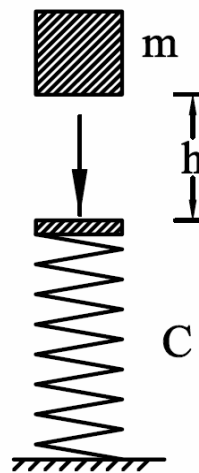


Figura 4.12: schematizzazione del comportamento delle porzione superiore e inferiore di una Torre al momento dell'impatto tra di esse.

Lo spostamento verso il basso della porzione superiore di edificio (rappresentata come una massa m in caduta libera se si trascura la dissipazione di energia conseguente alla deformazione anelastica dei pilastri nei piani critici) a partire dalla posizione di equilibrio iniziale a quella corrispondente al massimo accorciamento della "molla" (considerando un comportamento perfettamente elastico) è pari a $h + (P/C)$, dove P è il massimo carico applicato dalla porzione



superiore su quella inferiore, mentre h è l'altezza critica pari a 3,7 m.

Trascurando la dissipazione energetica dei pilastri nella zona critica (pari a 2π x *momento di snervamento delle colonne* x *numero di colonne*) poiché questa è circa il 12 % dell'energia potenziale gravitazionale se i pilastri sono a temperature ambiente, e molto meno ad una temperatura di 800 °C, è possibile eguagliare la perdita di energia potenziale della porzione superiore alla massima energia di deformazione della porzione inferiore corrispondente al massimo accorciamento della molla :

$$\text{energia potenziale porzione superiore} = mg \cdot \left(h + \frac{P}{C} \right).$$

$m = 58 \times 10^6$ kg → massa della parte superiore (Torre Nord)

$$\text{energia elastica immagazzinata dalla porzione inferiore} = \frac{1}{2} \cdot C \cdot u^2 = \frac{1}{2} \cdot C \cdot \left(\frac{P}{C} \right)^2 = \frac{P^2}{2C}.$$

Si ottiene dunque l'equazione :

$$mg \cdot \left(h + \frac{P}{C} \right) = \frac{P^2}{2C} \quad . (7)$$

L'incognita di questa equazione di 2° grado è il carico P applicato sulla struttura al momento in cui tutte le risorse elastiche della porzione inferiore sono state chiamate in causa, pertanto tale carico corrisponde al limite elastico $P = P_{dyn}$.

Manipolando la (7) si ottiene :

$$P^2 - 2mg \cdot P - 2Cmgh = 0 \quad , \quad (8)$$



da cui :

$$P = P_{dyn} = mg + \sqrt{m^2 g^2 + 2Cmgh} \quad , \quad (9)$$

$$P = P_{dyn} = mg + \sqrt{m^2 g^2 \cdot \left(1 + \frac{2Ch}{mg}\right)} \quad , \quad (10)$$

$$P = P_{dyn} = mg \cdot \left(1 + \sqrt{1 + \frac{2Ch}{mg}}\right) \quad . \quad (11)$$

Sapendo che la quantità mg è la capacità portante di progetto P_0 si ottiene l'equazione (12) che esprime l'incremento di carico subito dalla porzione inferiore all'impatto rispetto al condizioni di progetto :

$$\frac{P_{dyn}}{P_0} = 1 + \sqrt{1 + \frac{2Ch}{mg}} \approx 31 \quad . \quad (12)$$

Come si può osservare il sovraccarico subito dalla parte inferiore supera di almeno un ordine di grandezza la sua capacità portante.

Un'altra stima dell'incremento di carico subito, valida solo per una frazione di secondo al momento dell'impatto è espressa dalla (13) :

$$\frac{P_{dyn}}{P_0} = (A/P_0) \cdot \sqrt{2\rho g \cdot E_{ef} \cdot h} \approx 64,5 \quad , \quad (13)$$

dove :

A : area della sezione trasversale dell'edificio;

E_{ef} : rigidezza assiale delle colonne divisa per la loro area complessiva;



ρ : massa volumica dell'edificio.

La (13) deriva dall'equazione delle onde elastiche che fornisce l'intensità dell'onda di pressione causata dall'impatto, considerando la velocità della parte superiore al momento dell'impatto come condizione al contorno.

L'equazione (12) fornisce il sovraccarico dinamico $\mu_0 = P_{dyn} / P_0$ subito dalla parte inferiore dopo l'impatto di quella superiore, in seguito alla sua caduta per un'altezza corrispondente a quella del piano critico "indebolito" dall'incendio. Il valore $\mu_0 \approx 31$ si ottiene per un impatto al 90esimo piano, 20 piani al di sotto della cima della Torre.

Se, invece, si considerasse un impatto ad un piano superiore, indicato con n , la rigidità assiale C sarebbe ridotta approssimativamente in proporzione al rapporto $90/n$, e la massa impattante m della parte superiore si ridurrebbe approssimativamente in proporzione al rapporto $(110-n)/20$, dove 110 è il numero complessivo di piani delle Torri.

Considerando, ad esempio, che il piano critico sia il 4° al di sotto della cima (in cui si è verificato anche l'impatto), si ha che $110-n=3$, e dall'equazione (12) si ottiene sorprendentemente che il moltiplicatore dei carichi è pari a $\mu_0 \approx 29$, valore certamente ancora fatale per l'edificio.

Tuttavia, pare strano che l'impatto di un aereo in prossimità della cima della Torre possa generare il crollo totale di essa; in effetti questo fatto può essere messo in discussione tenendo in conto le seguenti considerazioni :

- il carico $P_0 = mg$ che compare nella (12) è la capacità portante di progetto calcolata tenendo conto solamente del peso proprio, escludendo il carico (assiale) variabile di progetto P_I , causato dalle azioni dinamiche e da quella del vento che va ad incrementare lo sforzo sulle colonne; a 20 piani al di sotto della cima dell'edificio P_0 e P_I sono all'incirca dello stesso valore, cosicché $P_I / P_0 \approx 1$ e il rapporto di sovraccarico, definito come $\mu = P_{dyn} / (P_0 + P_I)$, è pari a $\mu \approx 15$. In prossimità della cima dell'edificio, invece, dato che le sezioni trasversali delle colonne rimangono costanti con



l'altezza, piuttosto che ridursi proporzionalmente al carico che devono sorreggere (questo per esigenze di carattere architettonico, miglior efficienza del processo di fabbricazione, rigidzze variabili, etc...); ciò comporta che per $n=3$, $P_1/P_0 \gg 1$ e in definitiva che $\mu \ll 15$. Tenendo conto dei precisi carichi e dimensioni strutturali possiamo concludere che $\mu \leq 2$.

- Un'altra considerazione sull'equazione (12) è che si basa sull'ipotesi che la parte superiore all'impatto si comporta come un corpo rigido: questo comportamento è plausibile nel caso in cui si considera per questa porzione un'altezza di 20 piani, in cui il rapporto tra le dimensioni orizzontale e verticale è di $52,8/(20 \cdot 3,7) \approx 0,7$; ma se si considera un'altezza di tre piani tale rapporto dimensionale è circa 5. In tal modo, la porzione superiore possiede la flessibilità di una piastra a sviluppo pressochè orizzontale, in cui gruppi differenti di colonne possono muoversi verso il basso separatamente generando, dunque, più impatti (e non un unico), ciascuno dei quali non sarebbe fatale.

4.4.2 Analisi della dissipazione energetica anelastica

Le deformazioni anelastiche delle strutture d'acciaio delle Torri evolsero in campo plastico fino a giungere a rottura.

In questo paragrafo, volendo studiare il collasso da un punto di vista prettamente globale non si farà riferimento ai meccanismi di rottura che hanno interessato le connessioni tra i pilastri (si veda a tal proposito il Paragrafo 4.5).

Assumendo per l'acciaio un comportamento plastico con duttilità illimitata si considera l'ipotesi più ottimistica possibile nei confronti della capacità di resistenza ultima delle Torri (in verità



considerando anche le cerniere plastiche localizzate tra le connessioni delle colonne si verifica una rottura in queste zone per valori relativamente piccoli di rotazione, con diminuzione drastica della capacità portante).

A questo punto ci si potrebbe chiedere se la dissipazione energetica ottenuta tramite la plasticizzazione dei pilastri potesse in qualche modo bloccare il crollo globale, successivo alla caduta della porzione superiore di edificio su quella inferiore.

Per capire ciò è necessario considerare diversi meccanismi di rottura, ad esempio :

- collasso locale dei pilastri nella zona critica (Fig. 4.11 fase 2);
- rottura delle connessioni delle travature dei solai con i pilastri del "tube" esterno e con quelli del "core" interno, conseguente caduta verticale degli orizzontamenti e dunque aumento della possibilità di instabilizzazione delle colonne sotto carico di compressione, poichè private dei loro vincoli laterali (Fig. 4. 11 fase 4) ;
- parte superiore si incunea parzialmente nella parte inferiore, causando l'espulsione laterale di parti del "tube" esterno.

Sebbene ciascuna di queste possibilità possa aver giocato un ruolo importante nel causare il crollo totale, la combinazione delle ultime due sembra essere stata la più realistica.

Le colonne delle Twin Towers furono soggette a deformazioni plastiche molto grandi. E' possibile studiare il loro comportamento in campo plastico utilizzando i diagrammi carico – accorciamento assiale di Figura 4.13.

In essi si può notare che proprio a causa delle elevate deformazioni plastiche si ha un ramo di *softening* molto pronunciato; al contrario, se tali deformazioni fossero più contenute si osserverebbe un andamento *hardening* piuttosto che *softening*.

Nei diagrammi si ha che la fase plastica ha inizio per un carico $P_I^0 = A_I f_y$, dove A_I rappresenta l'area della sezione trasversale di un pilastro, mentre f_y è resistenza a snervamento dell'acciaio. Per un accorciamento assiale del 3%, si ha la formazione di tre cerniere plastiche in un pilastro (con

l'ipotesi ottimistica di estremità fissate), come si evidenzia in Figura 4.14.

Considerando l'equilibrio a rotazione di metà colonna approssimabile a un corpo rigido (v. Figura

4.14), si ottiene un carico assiale pari a $P_1 = \frac{4M_p}{L \cdot \sin \vartheta}$. Dall'analisi geometrica della deformata

della colonna deriva che l'accorciamento assiale è pari a $u = L \cdot (1 - \cos \vartheta)$, dove L = distanza

tra le cerniere di estremità. Sapendo dunque che $\cos \vartheta = 1 - u/L$, si può scrivere il carico

assiale come :

$$P_1 = \frac{4M_p}{L \cdot \sqrt{1 - (1 - u/L)^2}} \quad (14)$$

La (14) definisce la curva rappresentata in Figura 4.13. Tale curva è ottenuta senza tener conto delle rotture che si localizzarono in prossimità delle cerniere.

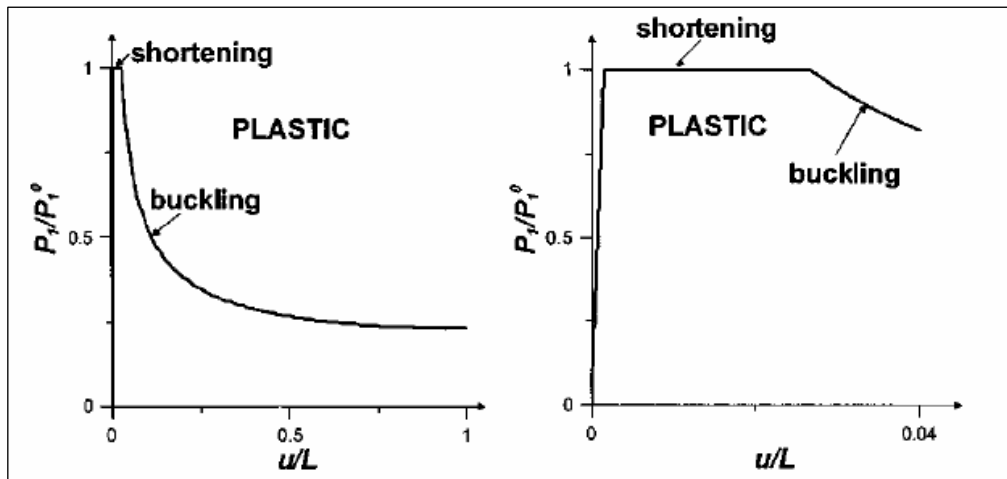


Figura 4.13: diagramma carico-accorciamento assiale delle colonne delle Torri, rappresentato in due scale differenti

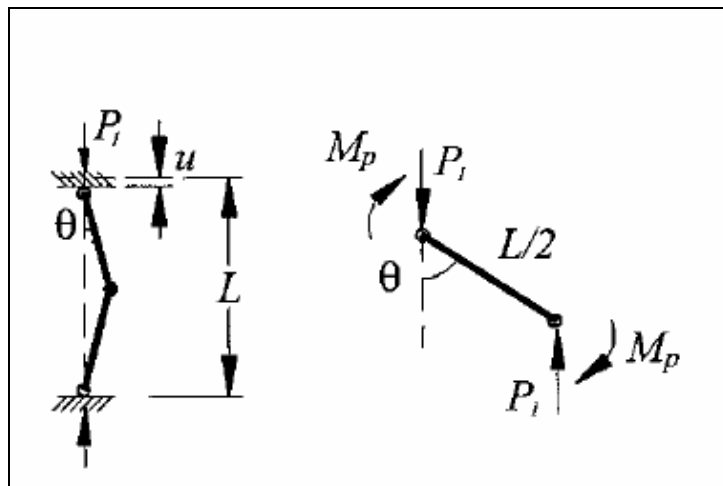


Figura 4.14: schematizzazione delle cerniere plastiche nelle colonne per un accorciamento del 3% (sinistra), ed equilibrio alla rotazione di metà colonna (destra)

Da una conoscenza più approfondita dell'instabilità plastica, deriva poi che sono state necessarie come minimo una cerniera plastica e come massimo quattro cerniere per ciascuna colonna a far sì che la porzione superiore continuasse il suo crollo verticale (v. Figura 4.15) .

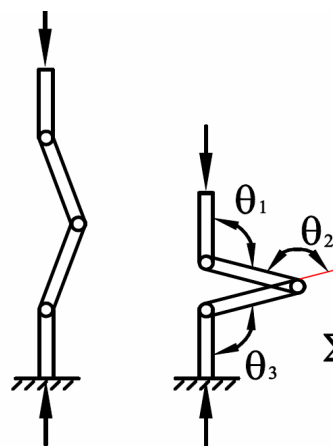


Figura 4.15: formazione di cerniere plastiche nelle colonne soggette a carico verticale superiore alla loro capacità portante

Al momento del collasso, la somma degli angoli di rotazione ϑ_i ($i=1,2,\dots$) delle cerniere in ciascuna colonna, $\sum \vartheta_i$, non può essere superiore a 2π . Tale valore massimo, che è indipendente dal



numero di piani coinvolti nell'instabilità dell'equilibrio, fa tuttavia riferimento all'ipotesi più ottimistica possibile, cioè è il valore che massimizza la dissipazione energetica plastica.

Calcolando la dissipazione energetica per ciascuna colonna del "tube" esterno come il momento plastico M_p , tenendo conto il numero di cerniere plastiche formatesi, ovvero degli angoli ϑ_i ($i=1,2,\dots$), e moltiplicandolo per il numero di pilastri, si può concludere che l'energia dissipata plasticamente W_p fu al più dell'ordine di $0,5 \text{ GN} \cdot \text{m}$.

Affinché si avesse in ciascuna colonna il raggiungimento della rotazione complessiva $\sum \vartheta_i = 2\pi$ come somma delle rotazioni in ciascuna cerniera, la parte superiore di edificio dovette spostarsi verticalmente per una distanza minima di un piano al di sotto di quello in cui iniziò il collasso, con un'energia potenziale gravitazionale pari a $W_g = mg \cdot 2h \approx 2 \times 2,1 \text{ GN} \cdot \text{m} = 4,2 \text{ GN} \cdot \text{m}$.

Affinché il crollo complessivo si arrestasse l'energia cinetica della porzione superiore, uguale alla perdita di energia potenziale W_g , sarebbe dovuta essere assorbita dalle rotazioni nelle cerniere plastiche, ovvero W_g avrebbe dovuto essere inferiore o al più pari a W_p , invece :

$$W_g / W_p \approx 8,4 . (15)$$

Tramite la (15) si evidenzia che solo una piccola parte di energia potenziale potè essere dissipata dalle plasticizzazioni delle colonne, e questo dimostra perché il collasso globale non si arrestò.

Pare ovvio a questo punto che nessuna delle successive dissipazioni di energia delle colonne dei piani inferiori, con la formazione anche qui di cerniere plastiche, riuscirono a bloccare il crollo a catena, poiché l'energia cinetica posseduta dalla parte superiore di Torre era ormai molto elevata, e la sua percentuale di dissipazione dell'ordine dell'1%, valore peraltro in continua diminuzione; inoltre considerando anche fratture in corrispondenza delle cerniere la dissipazione energetica sarebbe stata anche inferiore.

Tutto questo porta a concludere che la durata del crollo in entrambe le Torri è approssimabile a quella di un oggetto in caduta libera dal vertice degli edifici ($H = 416 \text{ m}$) fino a quello dei cumuli di



macerie ($H_0 = 25 \text{ m}$) :

$$t = \sqrt{2 \cdot (H - H_0) / g} = 8,93 \text{ s} . \quad (16)$$

Infine, si può concludere che l'impatto verticale abbia interessato principalmente i pilastri del "tube" esterno e del "core", e che il fronte di collasso degli orizzontamenti non riuscì ad avanzare quello del "tube", da momento che altrimenti quest'ultimo ci avrebbe impiegato un tempo maggiore di 9 s a collassare completamente.

4.4.3 Analisi cinematica

Per effettuare questo tipo di analisi conviene considerare alcune ipotesi sulle modalità di collasso:

- si considerano i soli spostamenti verticali;
- la dissipazione energetica durante il crollo avviene soltanto in corrispondenza del fronte di collasso: ciò permette di considerare la porzione superiore di edificio come un blocco rigido, in cui si trascurano le deformazioni in zone diverse a quella del fronte di collasso;
- si ritiene noto il legame tra la forza normale resistente F (trasmessa da tutti i pilastri di ciascun piano) e il corrispondente spostamento tra due piani consecutivi (vedere Figura 4.16).

Nel momento in cui i piani della porzione superiore di edificio impattarono contro quella inferiore, trasportando con essi un grande cumulo di macerie, l'altezza iniziale del piano critico h , era ridotta a λh , dove λ rappresenta il fattore di riduzione dell'altezza, esprimibile come:

$$\lambda = (1 - \kappa_{out}) \cdot \frac{V_1}{V_0} , \quad (27)$$

con :

$V_0 \rightarrow$ volume iniziale della Torre;

$V_1 \rightarrow$ volume occupato dal cumulo di macerie al momento del crollo definitivo della Torre;

$\kappa_{out} \rightarrow$ coefficiente che tiene conto delle macerie espulse lateralmente durante il crollo che non fanno parte del volume finale V_1 .

Si può indicare con u lo spostamento verticale di un piano rispetto al piano inferiore, e con $F(u)$ il carico verticale trasmesso da tutti i pilastri di un piano. Per analizzare le fasi progressive del collasso è necessario riferirsi al diagramma carico-spostamento $F(u)$ di Figura 4.16.

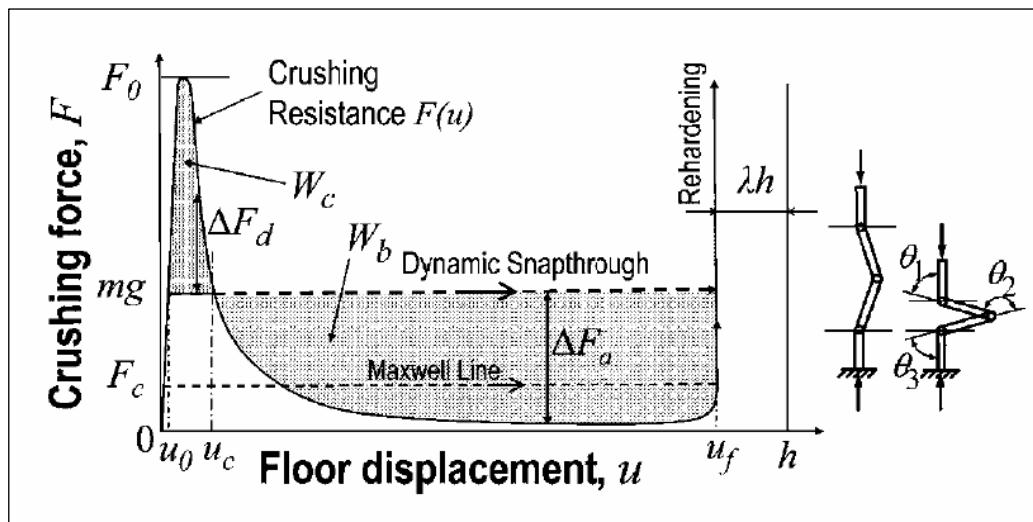


Figura 4.16 : diagramma carico-spostamento relativo delle colonne di un piano

La fase iniziale è rappresentata dall'accorciamento elastico, che culmina quando si giunge al valore di picco F_0 , successivamente al quale la curva $F(u)$ decresce per la diminuzione della resistenza dovuto all'instabilità plastica combinato a rotture in prossimità delle cerniere.

Le due intersezioni della retta orizzontale $F = gm(z)$ con la curva $F(u)$ rappresentano condizioni di equilibrio; è inoltre presente un terzo punto di equilibrio corrispondente all'intersezione della retta orizzontale con la linea verticale di *re-hardening* dovuta al contatto. Fatta eccezione per questi punti, tutti gli altri sono condizioni dinamiche transitorie, in cui la distanza della curva dalla retta orizzontale $F = gm(z)$ rappresenta la forza d'inerzia che deve essere generata tramite

accelerazione o decelerazione del blocco di Torre di massa $m(z)$ al di sopra della quota z .

La quota z , che viene tenuta costante alla quota del piano a partire dal quale si innesca il collasso progressivo, rappresenta la coordinata in sommità delle colonne di cui consideriamo instabilità e conseguente riduzione di altezza h .

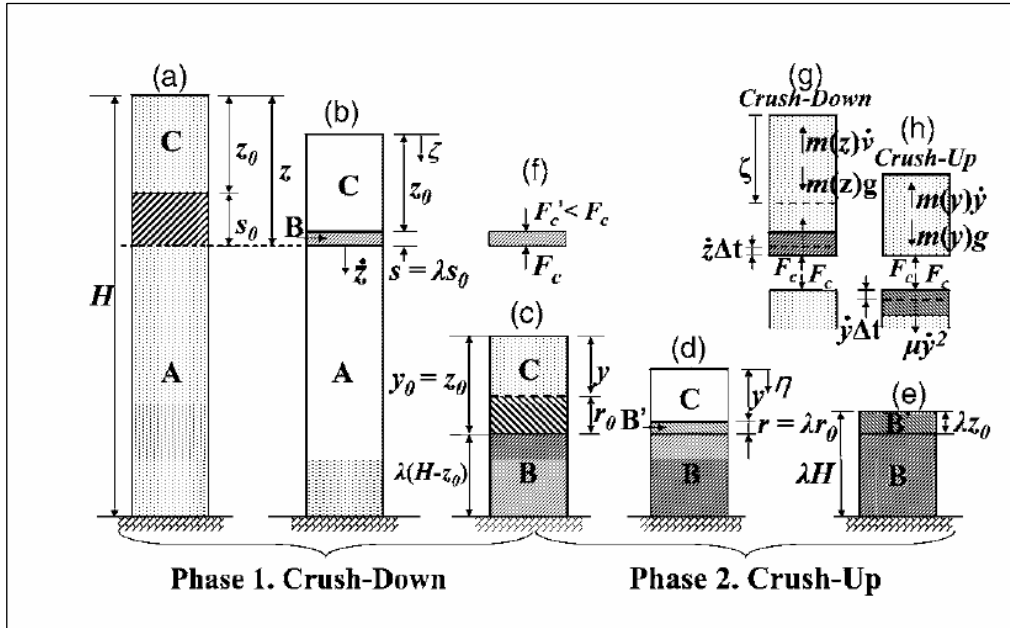


Figura 4.17 : modello continuo utilizzato per l'analisi del crollo progressivo delle Torri

Prima dell'impatto della porzione superiore, le colonne del piano critico si trovano in equilibrio, soggette al carico $F(u_0) = gm(z)$, dove $u_0 =$ accorciamento elastico iniziale delle colonne sotto il carico $gm(z)$, pari a circa $0,0005h$ ovvero $1,8 \text{ mm}$.

Al momento dell'impatto possiamo considerare come condizione al contorno per la successiva fase di moto dei pilastri la velocità : $v_0 = \dot{u}(u_0) \approx v_i$, dove v_i è la velocità di impatto della parte superiore. Esprimendo il bilancio della quantità di moto all'istante dell'impatto si ottiene :

$$v_0 = \frac{m(z)}{m(z) + m_F} \cdot v_i \quad (28)$$



Tale velocità risulta davvero poco ridotta rispetto a v_i , perché la massa di un piano $m_F \ll$ massa del blocco superiore $m(z)$.

Quando $F(u) \neq gm(z)$, la differenza $\Delta F(u) = F(u) - gm(z)$ causa una decelerazione della massa $m(z)$ se $\Delta F(u) > 0$ (ΔF_d nel diagramma), e un'accelerazione se $\Delta F(u) < 0$ (ΔF_a nel diagramma). Detto ciò, l'equazione del moto della massa $m(z)$ durante il suo crollo su un piano (o su un gruppo di piani nel caso di instabilità che coinvolge un certo numero di essi) è la seguente :

$$\ddot{u} = g - F(u)/m(z) , \quad (29)$$

dove $\ddot{u} = \frac{d^2u}{dt^2}$ è la derivata seconda dello spostamento rispetto al tempo t . Al momento dell'impatto la massa $m(z)$ rallenta la sua caduta grazie alla resistenza sviluppata dalle colonne, e dunque tale derivata esprime una decelerazione, quando, invece, la resistenza dei pilastri viene superata il moto della massa $m(z)$ riprende, con la derivata che, a questo punto, esprime un'accelerazione.

Per calcolare il moto della parte superiore di Torre lungo l'altezza h di un piano sarebbe necessario conoscere completamente la funzione $F(u)$, ma questa non è ottenibile in forma chiusa. Tuttavia, è possibile conoscere una curva $F(u)$ approssimata per eccesso, considerando l'analisi plastica di ciascuna colonna, senza tener conto della frattura.

4.4.3.1 Analisi energetica

E' interessante interpretare il diagramma di Figura 4.16 da un punto di vista energetico.

L'area denominata $W_c (u < u_c)$ rappresenta l'aliquota di lavoro compiuto dalla resistenza $F(u)$ delle colonne per dissipare parte dell'energia cinetica posseduta dalla massa $m(z)$ al momento dell'impatto, ovvero per decelerare tale massa. Sfortunatamente tale sforzo energetico sommato a quello compiuto per assorbire la forza $F = gm(z)$, fu fatale ai pilastri delle Twin Towers: a quel



punto la massa $m(z)$ fu libera di riprendere la sua caduta in accelerazione, poiché $F < gm(z)$.

Ecco come si spiega la presenza della seconda parte di diagramma per $u > u_c$, in cui il lavoro compiuto dalle colonne, in progressivo collasso, non è nemmeno più sufficiente ad assorbire il lavoro compiuto dal carico: $gm(z)u$. In questo caso, allora l'area $W_b(u > u_c)$ rappresenta l'energia "persa" dagli elementi verticali, quindi l'energia non dissipata.

Per tutto il diagramma tale area compresa tra le curve $F(u)$ e $F = gm(z)$, si calcola come:

$$\Phi(u) = \int_{u_0}^u [F(u) - gm(z)]du = W(u) - gm(z)u, \quad (30)$$

con:

$$W(u) = \int_{u_0}^u F(u)du. \quad (31)$$

$W(u)$ rappresenta l'energia dissipata dalle colonne, ovvero è l'area sottesa alla curva $F(u)$ nel diagramma, mentre la quantità $-gm(z)u$ rappresenta la perdita di energia potenziale che va ad incrementare l'energia cinetica della massa $m(z)$.

Se $F(u) < gm(z)$ per tutti i valori di u , allora $\Phi(u)$ sarebbe in continua diminuzione, altrimenti $\Phi(u)$ inizialmente aumenta e successivamente diminuisce durante la fase di collasso di ciascun piano.

Il collasso si potrebbe arrestare se e solo se l'energia cinetica posseduta dalla massa in caduta non fosse abbastanza grande da innescare la successiva fase di accelerazione della massa stessa, per cui si ha $\Phi(u)$ decrescente.

Le situazioni di fronte di collasso accelerato, decelerato (già viste nel diagramma) e di collasso arrestato si possono rappresentare nei tre diagrammi di Figura 4.18.

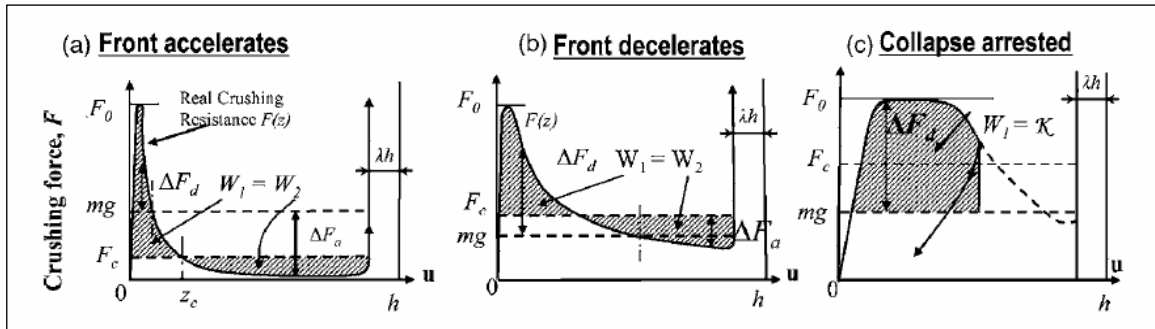


Figura 4. 18: diagrammi tipici di collasso di piano in condizioni differenti

Il diagramma (a) indica un collasso in cui il fronte è in accelerazione, che si nota per il fatto che l'accorciamento di piano u avviene prevalentemente in condizioni di massa $m(z)$ accelerata, infatti la curva $F(u)$, a parte il tratto iniziale, è pressoché tutta al di sotto della retta $F = gm(z)$, $\Delta F(u) < 0$. Questo è appunto il caso del collasso delle Twin Towers.

Il diagramma (b) indica, invece, un collasso in cui il fronte è in decelerazione, che si nota per il fatto che l'accorciamento di piano u avviene prevalentemente in condizioni di massa $m(z)$ decelerata dove la curva $F(u)$ è pressoché tutta al di sopra della retta $F = gm(z)$, $\Delta F(u) > 0$.

Infine, Il diagramma (c) indica un collasso arrestato, condizione che si verifica se e solo se l'energia cinetica K posseduta dalla massa sommata all'energia $gm(z)u$ non mobilita interamente le risorse energetiche delle colonne, cioè non ne provoca il collasso. In riferimento alla (Figura 4.16), ciò significa che :

$$K < W_c \quad , \quad (32)$$

con $W_c = \Phi(u_c) = W(u_c) - gm(z)u_c$.

La (32) rappresenta un criterio di prevenzione dei collassi progressivi, per cui una violazione di questa condizione innescherebbe certamente il collasso ad opera della sola gravità.

Graficamente questa condizione sta ad indicare che K deve essere minore dell'area tratteggiata in Figura 4.16 che rappresenta W_c .

Invece, quando il collasso propaga progressivamente da un piano a quello sottostante, l'impatto su quest' ultimo avviene con un' energia cinetica pari a quella posseduta prima del crollo del piano



soprastante, a cui si somma il lavoro compiuto dai carichi (massa $m(z)$) e si sottrae il lavoro compiuto dalla resistenza delle colonne $F(u)$.

il piano sottostante viene impattato, con energia cinetica maggiore se e solo se $W_g > W_p$, in cui :

$W_g = gm(z)u_f \rightarrow$ lavoro complessivamente compiuto dai carichi per ridurre l'altezza di piano

della quantità $u_f = (1 - \lambda) \cdot h$

$W_p = W(u_f) = \int_0^{u_f} F(u)du \rightarrow$ area complessivamente sottesa alla curva $F(u)$.

La (32) riprende quanto già affermato nel Paragrafo 4.4.2, per cui il collasso progressivo si propaga verticalmente se la perdita di energia potenziale della porzione superiore di edificio viene dissipata in minima parte dall'energia delle colonne, che si deformano plasticamente, mentre l'aliquota maggiore si trasforma in energia cinetica K .

Dall'equazione (15) deriva che :

$$K \approx 8,4 \cdot W_p \gg W_p, \quad (33)$$

avendo supposto $K \approx W_g$.

Come già detto in precedenza, ad un certo punto l'energia cinetica è talmente elevata che la dissipazione dei pilastri non comporta decelerazioni della massa, a confermare il crollo simile ad un oggetto in caduta libera.

Nel diagramma (Figura 4.16) la curva $F(u)$ può essere sostituita dalla retta orizzontale $F=F_c$; F_c è la forza di impatto sulle colonne (o resistenza) alla quota z , per cui l'energia dissipata complessivamente nel piano corrisponde a W_p , ovvero l'area rettangolare sottesa alla retta orizzontale $F=F_c$ coincide con l'area al di sotto della retta $F(u)$:



$$F_c = \frac{W_p}{u_f} = \frac{1}{u_f} \int_0^{u_f} F(u) du . \quad (34)$$

La retta orizzontale viene definita in Fisica come "linea di Maxwell", e sebbene a ciascun valore di $u(t)$ non corrisponde lo stesso valore di F_c e $F(u)$, i valori iniziali e finali di spostamento e velocità alla conclusione del collasso di piano sono esattamente gli stessi; per lo spostamento pertanto il valore iniziale è $u = 0$, mentre il valore finale è $u = u_f$. F_c può essere interpretata anche come l'energia dissipata per unità di altezza della Torre, che possiede le dimensioni fisiche di una forza. Si nota inoltre che per il calcolo di F_c sarebbe più accurato non includere la minuscola energia elastica iniziale, porzione di W_p , cioè si dovrebbe sostituire il limite inferiore 0 con u_0 . Ma in tal modo, nonostante una forza F_c costante, sarebbe necessario considerare una relazione forza-spostamento elastica perfettamente plastica, che complicherebbe l'analisi ma non creerebbe differenze. Inoltre le onde elastiche che si determinano nella zona compresa tra $u = 0$ e u_0 non modificano significativamente il processo di collasso.

4.4.3.2 Modello mono-dimensionale per la propagazione del fronte di collasso.

Per lo studio del collasso progressivo delle Torri ci si può riferire alla Figura 4.17.

Si fissano due sistemi di coordinate : il primo è la coordinata ζ , con origine fissata in cima alla Torre alla sua quota iniziale H misurata rispetto alla base; la distanza del fronte di collasso dalla cima al generico istante t è $\zeta = z(t)$; il secondo è la coordinata η , con origine fissata sempre in cima alla Torre ma solidale nel tempo alla sua quota rispetto alla base, per cui la distanza del fronte di collasso dalla cima al generico istante t è $\eta = y(t)$.

In base a ciò, la posizione del primo piano da cui si innesca il collasso è $\zeta = z = z_0 = y_0$.

La forza resistente F e il fattore di riduzione λ , sono funzioni conosciute di z . Si denominano inoltre : "A" la porzione inferiore di edificio, "C" la porzione superiore, "B" la zona soggetta



all'impatto, da cui ha inizio il collasso, con spessore iniziale pari a s_0 , e variabile nel tempo secondo la legge :

$$s(t) = \int_{\zeta=z_0}^{z(t)} \lambda(\zeta) d\zeta . \quad (35)$$

Considerando una densità di massa $\mu = m/s_0 = \text{const}$:

$$s(t) = \lambda[z(t) - z_0] , \quad (36)$$

dove $z(t) - z_0$ rappresenta la distanza che il fronte di collasso ha percorso nell'intervallo di tempo t .

La prima fase, caratterizzata dal fronte di collasso che si muove verso il basso, è denominata *Crush-Down Phase*.

Essa è rappresentata in Figura 4.17 e Figura 4.19.

Le condizioni iniziali ($t=0$) sono : $z(t=0) = z_0$; $\dot{z}(t=0) = 0$.

All'istante iniziale l'altezza della zona B si riduce immediatamente a λs_0 ; tra l'istante di tempo generico t e il successivo $t+dt$ il fronte di collasso si muove verso il basso della quantità dz , mentre la porzione superiore di Torre compie uno spostamento di $dz(1-\lambda)$, con velocità :

$$\frac{z_{cima}(t+dt) - z_{cima}(t)}{dt} = v_{cima}(t) = v(t) = (1-\lambda)\dot{z}(t) . \quad (37)$$

Tra due istanti successivi, la porzione B aumenta il suo spessore della quantità λdz , cosicché la sua altezza al momento in cui tocca il suolo ($t=t_{CD}$) è pari a $\lambda(H-z_0)$.

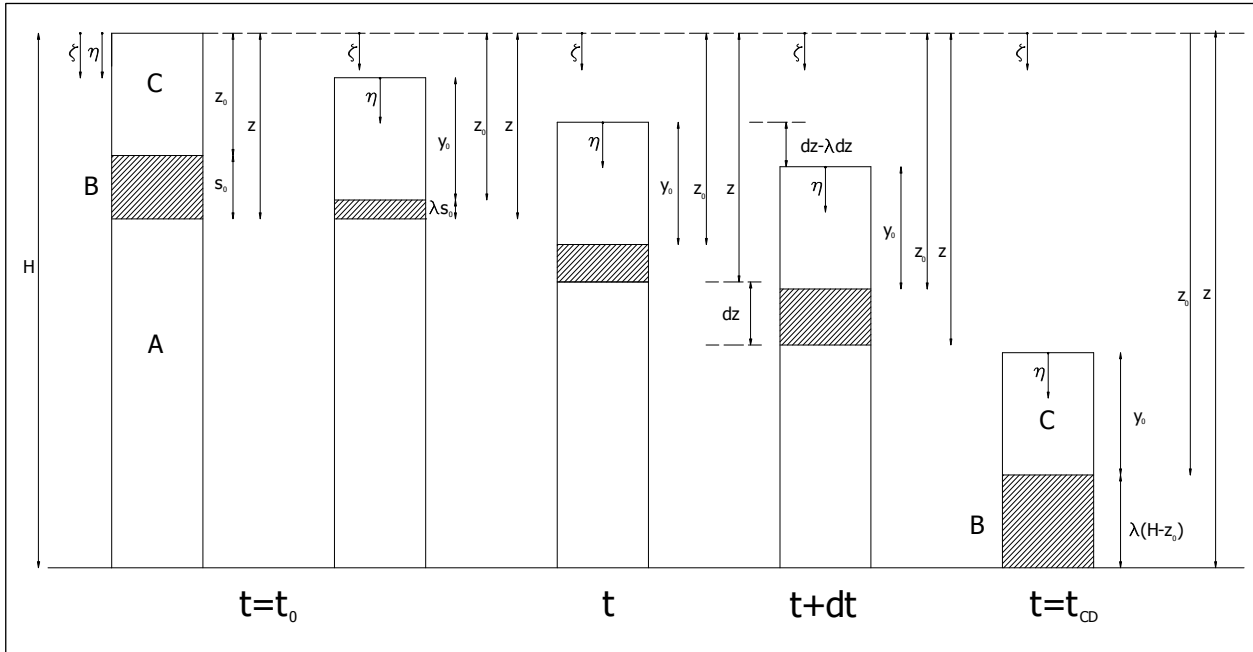


Figura 4.19 : modello rappresentante la fase di crush-down del collasso

In condizioni dinamiche è possibile considerare l'equilibrio della zona B (in base al Principio di D'Alembert), visibile in Figura 4.20 :

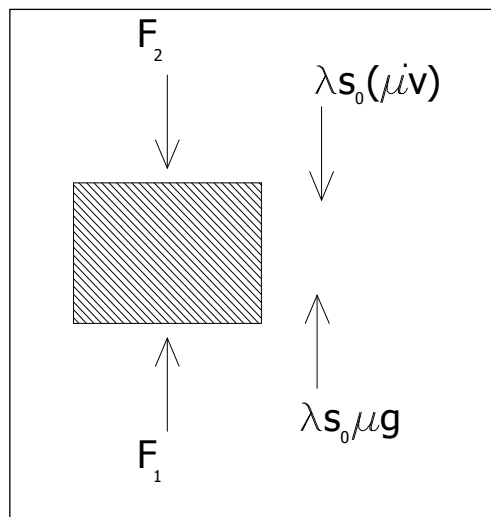


Figura 4.20 : equilibrio dinamico della porzione B in caduta

La forza d'inerzia con cui la massa compattata λm è in caduta vale :



$$F_i^B = mg = s_0 \lambda \mu g \quad . \quad (38)$$

In questo caso s_0 non rappresenta soltanto più l'altezza del "crushing" iniziale, ma in generale, può essere visto come l'altezza della zona B ad un certo istante t : $s_0 = z(t) - z_0$.

La forza d'inerzia determina una variazione della quantità di moto :

$$\frac{d}{dt}(mv) = \frac{d}{dt}[\lambda(z(t) - z_0)\mu \cdot v] = \lambda\mu \cdot v \cdot \dot{z} + \lambda s_0 \cdot \frac{d}{dt}(\mu \cdot v) \quad . \quad (39)$$

Introducendo la (37) nella (39) :

$$\frac{d}{dt}(mv) = \lambda\mu \cdot (1 - \lambda) \cdot \dot{z}^2 + \lambda s_0 \cdot \frac{d}{dt}(\mu \cdot v) \quad . \quad (40)$$

La (40) all'istante iniziale in cui $\dot{z}(t=0) = 0$ si semplifica in:

$$\frac{d}{dt}(mv) = \lambda s_0 \cdot \frac{d}{dt}(\mu \cdot v) \quad . \quad (41)$$

A questo punto introducendo anche le forze normali F_1 ed F_2 , rispettivamente agenti alla base e in sommità della zona B, l'equilibrio si esprime come :

$$F_1 - F_2 = \lambda s_0 \cdot \left[\mu g - \frac{d}{dt}(\mu \cdot v) \right] \quad . \quad (42)$$

L'equazione (42) rappresenta la condizione che deve sussistere per il moto della zona B. Se la caduta avviene più lentamente della caduta di un oggetto in caduta libera allora la differenza a

primo membro dell'equazione è positiva; questo è ciò che ci si aspetta, confermato anche dalle soluzioni della (42), pertanto risulta sempre che $F_2 < F_1$.

Per quanto riguarda la massa complessiva di Torre che viene mobilitata durante la fase di *crush-down*, è lecito considerare un coefficiente correttivo κ_{out} che tiene conto della massa che viene espulsa lateralmente, fuori dal perimetro della Torre. Questa percentuale di massa altera, durante il collasso, l'inerzia e il peso della porzione compattata B; pertanto la massa $m(z)$, mobilitata entro la coordinata z è pari a :

$$m(z) = m(z_0) + \int_{z_0}^z (1 - \kappa_{out}) \cdot \mu(\zeta) d\zeta, \quad (43)$$

dove $\mu(\zeta)$ è la densità di massa della Torre in condizioni indisturbate.

Dopo che il fronte di collasso ha raggiunto il suolo, la porzione superiore C inizia a collassare, con un fronte di collasso che si muove, in questo caso, verso l'alto. Questa rappresenta la seconda fase di collasso, chiamata *Crush-Up Phase* e rappresentata in Figura 4.17 e Figura 4.21.

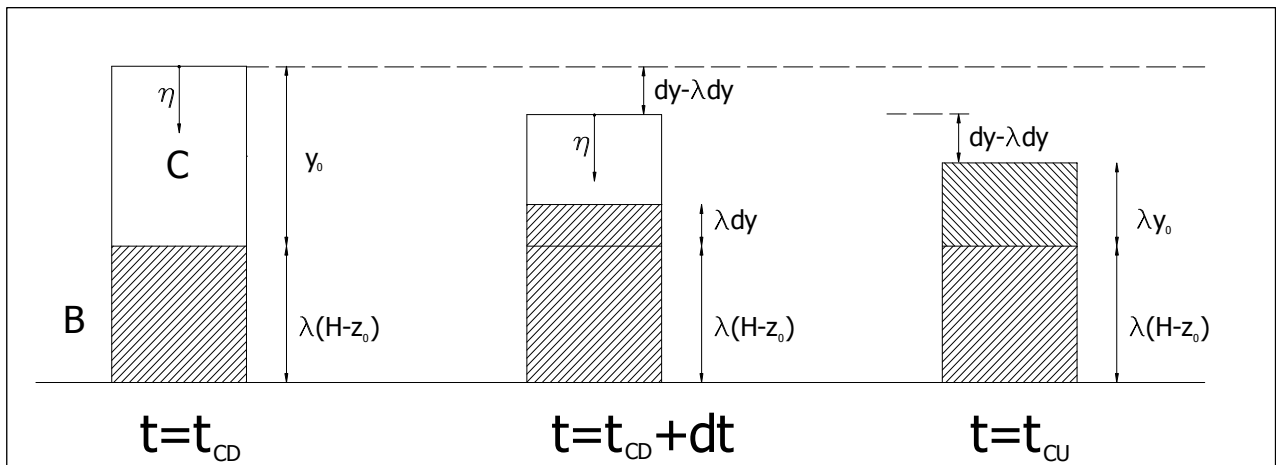


Figura 4.21 : modello rappresentante la fase di crush-up del collasso

Le condizioni iniziali in questo caso sono : $y = y_0 = z_0$ e velocità \dot{y} pari a quella posseduta alla fase



finale del *crush-down*.

In questa fase, di durata $t=t_{cu}$, il fronte si sposta verso l'alto con velocità $\lambda(y) \cdot \dot{y}$, mentre la cima della Torre si muove verso il basso con velocità $[1 - \lambda(y)] \cdot \dot{y}$.

La porzione C, all'istante finale, ha un'altezza ridotta pari a λy_0 .

4.4.3.3 Equazioni differenziali del collasso progressivo

Le equazioni differenziali delle fasi di collasso, secondo $z(t)$ e $y(t)$ possono essere ottenute dall'equilibrio del corpo libero visibile in Figura 4.20.

Nella fase di *crush-down*, le zone B e C si muovono insieme con un corpo rigido con massa crescente e quantità di moto $m(1 - \lambda)\dot{z}(t)$. La derivata con segno negativo della quantità di moto rappresenta la forza d'inerzia diretta verso l'alto. Le altre forze agenti sono la forza peso $m(z)g$ diretta verso il basso e la resistenza $F_c(z)$ diretta verso l'alto. L'equilibrio tra queste forze conduce all'equazione differenziale per la propagazione del fronte di collasso nella fase di *crush-down*:

$$\frac{d}{dt} \left[m(z) \cdot [1 - \lambda(z)] \frac{dz}{dt} \right] - m(z)g = -F_c(z) \quad . (44)$$

Nel caso in cui $\lambda = F_c = \kappa_{out} = 0$ e $\dot{m}(z) = \mu = const$, la (44) si riduce a:

$$z \cdot \dot{z} = gm(z) \quad . (45)$$

La condizione per cui il collasso propaga è :



$$gm(z_0) > F_c(z_0). \quad (46)$$

Nella fase di *crush-up* la forza d'inerzia della porzione *C* collassante è:

$$F_i^C = -\{m(y)[1 - \lambda(y)]\dot{y}\}. \quad (47)$$

Al contrario della fase di *crush-down*, la porzione compattata *B*, con massa crescente, non si muove con la porzione *C* ma resta immobile. Ad ogni incremento infinitesimo di tempo dt , la quantità di moto della parte infinitesima $dy = \dot{y}dt$ vale :

$$dp = [\mu(y)(\dot{y}dt)] \cdot [1 - \lambda(y)]\dot{y}. \quad (48)$$

In prossimità del fronte di collasso essa si riduce a 0 (poiché $\dot{y} < 0$ e $\ddot{y} < 0$). In tal modo la porzione *B* viene ad essere soggetta ad una forza d'inerzia diretta verso il basso:

$$F_i^B = dp/dt = \mu(y) \cdot [1 - \lambda(y)]\dot{y}^2. \quad (49)$$

Come reazione tale forza agisce con direzione verso l'alto sulla porzione *C*. Aggiungendo inoltre la forza peso, l'equilibrio dinamico della porzione *C* considerata come se fosse un corpo si può esprimere come :

$$F_i^B - F_i^C - m(y) \cdot g + F(c) = 0. \quad (50)$$

Con ciò l'equazione differenziale per la propagazione del fronte di collasso nella fase di *crush-up* è la seguente :



$$m(y) \cdot \left\{ \frac{d}{dt} \cdot \left[[1 - \lambda(y)] \frac{dy}{dt} \right] + g \right\} = F_c(y). \quad (51)$$

Nel caso di $\lambda = F_c = 0$ e μ costante la (51) si riduce a:

$$\ddot{y} = -g. \quad (52)$$

Se invece soltanto λ è costante, mentre $F_c(y)$ e $\mu(y)$ variano la (51) diventa :

$$\ddot{y} = -\tilde{g}(y), \quad (53)$$

con :

$$\tilde{g}(y) = [g - F_c(y)/m(y)]/(1 - \lambda) \quad (54)$$

La (53) rappresenta l'equazione della caduta in presenza di un'accelerazione di gravità variabile $\tilde{g}(y)$, in cui il collasso accelera (per $\lambda \neq 0$) solo finché $\tilde{g}(y) > 0$, purché la condizione (46) continui ad essere soddisfatta. Tuttavia, per il fatto che $\lim_{y \rightarrow 0} m(y) = 0$, tale condizione viene sempre violata fino a che il collasso ha termine ($F_c=0$); in tal modo il collasso decelera alla fine.

Si può adimensionalizzare le equazioni differenziali ottenute precedentemente considerando, rendendole dipendenti dai seguenti parametri adimensionali:

$$\tau = t\sqrt{g/H}, \quad Z = z/H \quad \text{oppure} \quad Y = y/H, \quad Z_0 = z_0/H, \quad \bar{F}_c(Z) = F_c(z)/(Mg),$$

$$\bar{m}(Z) = m(z)/M, \quad \lambda = \lambda(Z).$$



$M = m(H)$ è la massa complessiva della Torre. Utilizzando queste variabili, le equazioni (44) e (51) si riscrivono nella seguenti forme adimensionali :

$$\frac{d}{d\tau} \left[\bar{m}(Z) \cdot [1 - \lambda(Z)] \frac{dZ}{d\tau} \right] - \bar{m}(Z) \cdot g = -\bar{F}_c(Z) , \quad (55)$$

$$\bar{m}(Y) \cdot \left\{ \frac{d}{d\tau} \cdot \left[[1 - \lambda(Y)] \frac{dY}{d\tau} \right] + g \right\} = \bar{F}_c(Y) . \quad (56)$$

In caso di λ e μ costanti , si ha che $\bar{m}(Z) = Z$, $\bar{m}(Y) = Y$ e le equazioni diventano :

$$(1 - \lambda)(Z\ddot{Z} + \dot{Z}^2) - Z = -\bar{F}_c(Z) , \quad (57)$$

$$(1 - \lambda)Y\ddot{Y} + Y = \bar{F}_c(Z) . \quad (58)$$

Se si volesse simulare il collasso in modo più realistico, bisognerebbe utilizzare l'equazione (29) che si riferisce al moto lungo un singolo piano, oppure introdurre nelle equazioni (44) e (51) una funzione $F_c(z)$ variabile per ogni piano.



4.5 Il collasso locale delle connessioni

In questo paragrafo si vuole analizzare il collasso locale delle connessioni tra i vari elementi strutturali (in particolari travi e pilastri) delle Torri Gemelle, dimostrando che le sollecitazioni a cui furono sottoposte, in seguito agli impatti degli aerei, superarono notevolmente le loro resistenze. Rispetto ai paragrafi precedenti si terrà conto, dunque, delle rotture localizzate in queste zone, che furono una delle cause principali del collasso globale.

E' doverosa una breve introduzione sulle caratteristiche, sui materiali, sulla tipologia e sulle proprietà meccaniche di queste connessioni e degli elementi da loro connessi, riprendendo in parte quanto citato nel Capitolo 1.

L'acciaio strutturale delle colonne del "tube esterno" era fabbricato a partire da una varietà di acciai ad alta resistenza, aventi una tensione di snervamento minima compresa tra i 248 *MPa* e i 690 *MPa*. Lo spessore della lastra d'acciaio delle colonne del WTC 2 nella zona colpita dall'aeroplano, compresa tra i piani 77-87, variava da circa 6 *mm* a circa 15 *mm*.

Gli "spandrel" a ciascun piano erano realizzati in acciaio e poi integrati ai pilastri, a realizzare una struttura prefabbricata a pannello. Queste strutture comprendevano tre pilastri, con un' altezza compresa tra uno e tre piani. La forma della sezione trasversale delle colonne è visibile in Figura 4.22, mentre la loro lunghezza variava tra i 3,80 *m* e i 11,60 *m*, a seconda dello spessore del foglio d'acciaio e della loro collocazione.

Le tre colonne comprese in ciascun pannello erano generalmente fabbricate con lo stesso tipo di acciaio. La tensione di snervamento variava tra i 345 *MPa* e i 690 *MPa*. Tuttavia era possibile che una di queste tre colonne fosse fabbricata con acciaio di diverso tipo rispetto alle altre due.

In Figura 4.23 sono riportate le curve sforzo-deformazione di 3 dei 12 tipi di acciai classificati dallo standard *ASTM*, per cui sono previste le seguenti resistenze minime di snervamento : 248 *MPa* per l'acciaio A36, 345 *MPa* per l'acciaio A441 e 690 *MPa* per l'acciaio A514.



Figura 4.22: resti delle colonne del WTC

Gli elementi strutturali in acciaio furono soggetti a tensioni di natura dinamica oltre a quelle statiche.

Nei test di tenacità a frattura, per certi tipi di acciaio, la tensione di snervamento σ_{yd} in condizioni dinamiche si può determinare con l'espressione :

$$\sigma_{yd} = \sigma_{ys} + \frac{174000}{(T + 460) \cdot \log_{10} \cdot (2 \cdot 10^7 t)} - 27,2 \quad , \quad (59)$$

dove : σ_{ys} → tensione di snervamento in condizioni statiche;

T → resistenza a trazione

t → durata dell'azione in secondi s

La (59) fornisce una tensione in *ksi*.

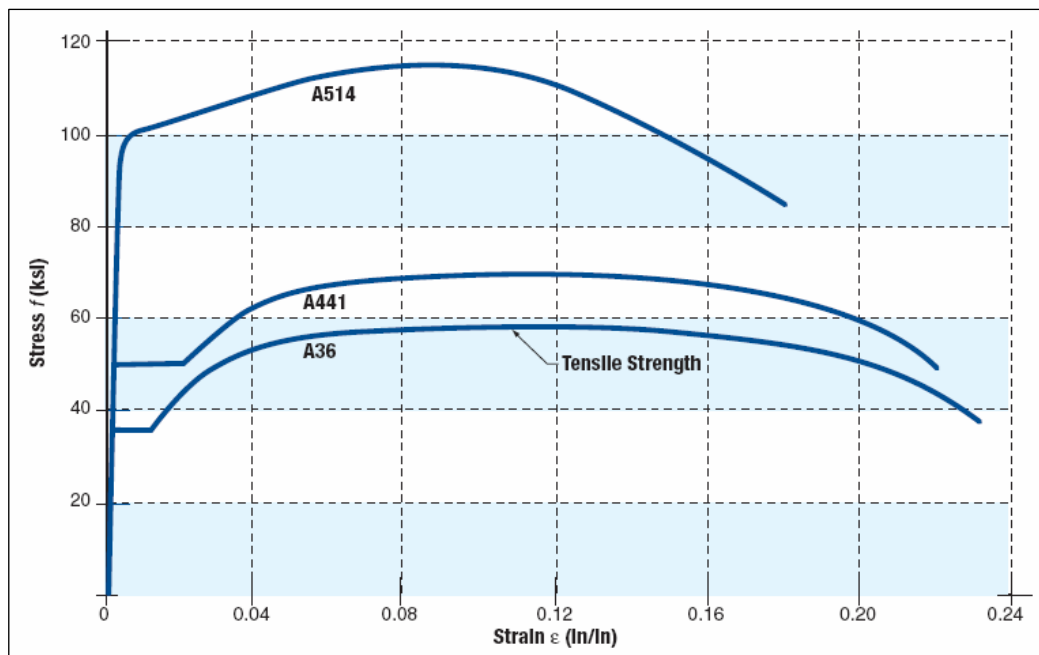


Figura 4.23: curve sforzi- deformazione per gli acciai di tipo A36, A441, A514

4.5.1 Capacità delle connessioni

Le connessioni sono tipicamente progettate per trasferire le forze a cui sono soggette. La pratica progettuale di connettori e connessioni prevede, generalmente, un fattore minimo di sicurezza pari a 2 nei confronti del raggiungimento dei vari stati limite ultimi considerati nel progetto. Ci si aspetta solitamente che si verifichino deformazioni elevate quando questi stati limite sono raggiunti.

Le colonne esterne erano assemblate alle loro estremità utilizzando unioni bullonate. Tali connessioni parvero collassare in seguito all'inaspettata flessione fuori piano delle colonne provocata sia dagli impatti degli aerei, sia dalle deformazioni a



Figura 4.24: collasso della connessione in cui furono sottoposte per l'assenza dei loro vincoli laterali, uno "spandrel"

ovvero degli impalcati collassati a causa degli impatti e degli incendi. I bulloni esibirono una

classica rottura a trazione nella zona filettata. Molte connessioni si ruppero anche lungo il "fusto" delle colonne. In Figura 4.22 si può notare la sezione terminale di alcune colonne con alcuni bulloni tranciati. Nelle zone terminali dei pilastri non furono osservate deformazioni plastiche.

Passiamo ora ad analizzare nel dettaglio la tipologia dei connettori.

Essi erano bulloni ad alta resistenza o unioni saldate.

I bulloni sono progettati, per la resistenza ai carichi assiali e di taglio, in base all'area nominale della parte filettata A_b . Per quanto riguarda la trazione la resistenza nominale di un singolo bullone è pari a :

$$F_n = C_t \cdot F_u , \quad (60)$$

dove F_u è la minima resistenza a trazione necessaria e $C_t = 0,75$ è pari al rapporto tra l'area effettivamente caricata e l'area nominale.

Per quanto riguarda il taglio, invece, la

resistenza nominale di un singolo bullone è pari a :



Figura 4.25: collasso dell'unione saldata tra due elementi strutturali.

$$F_v = C_s \cdot F_u , \quad (61)$$

dove il coefficiente $C_s = 0,62$ è ridotto a $C_s = 0,5$ per tenere conto delle connessioni più lunghe di 1,20 m parallele alla direzione della forza. Quando poi il filetto non è escluso dal piano del taglio, il coefficiente C_s è ancora ridotto a $C_s = 0,4$.

In Figura 4.24 si può osservare un'unione bullonata a taglio di uno "spandrel" collassata sotto l'azione di momenti o carichi di trazione. Ciò indica che tutti gli elementi della connessione si trovavano in condizioni di stato limite ultimo quando lo "spandrel" è collassato.

Per quanto riguarda le unioni saldate, in Figura 4.25, viene raffigurato il collasso a taglio di una di



esse.

4.5.2 Collasso delle unioni bullonate tra i pilastri perimetrali

Durante il collasso progressivo delle Torri Gemelle, molte delle unioni bullonate si ruppero poiché le colonne furono soggette a un'imprevista curvatura fuori piano. Nella maggior parte dei casi, i bulloni ad alta resistenza raggiunsero la loro resistenza a trazione e collassarono nella zona filettata.

La resistenza nei confronti del momento di una semplice connessione è dell'ordine del 20, 30 % della capacità resistente a momento plastico di un pilastro realizzato in acciaio con un valore di tensione di snervamento compreso tra i 345 *MPa* e i 690 *MPa*, senza tener conto di eventuali carichi assiali.

Sulla struttura intatta, i momenti agenti sulle connessioni bullonate non sono elevati, poiché le connessioni erano collocate nei punti di inflessione delle colonne, e poi perché la risultante dei carichi assiali e dei momenti risultava all'interno del terzo medio della sezione della giunzione (circa 30 *cm* di larghezza).

Quando le colonne persero il loro supporto laterale e si deformarono fuori dal piano, il momento agente sulle giunzioni non introdusse forze aggiuntive sulle unioni bullonate alle estremità dei pilastri, fino a che l'eccentricità non era superiore ai 5 *cm* circa. Quando l'eccentricità aumentò, il momento flettente determinò un superamento delle tensioni iniziali sulla connessione per un'eccentricità pari a 10 *cm*. Con l'aumentare della deformazione, si ebbe il superamento della capacità resistente a momento della giunzione per un'eccentricità pari a circa 11 *cm*.

Si fa inoltre notare che le giunzioni tra le colonne erano sfalsate a metà altezza di ciascun piano: in relazione a questo, 2/3 delle colonne perimetrali erano continue a questa altezza.

Tutto ciò si tradusse in un configurazione di collasso sfalsata. Questa configurazione non si verificò, tuttavia, ai piani in cui erano presenti i locali tecnici, poiché qui non erano presenti sfalsamenti delle giunzioni.



4.5.3 Collasso delle unioni bullonate degli "spandrel"

Durante il collasso delle Torri Gemelle si frantumarono anche le unioni bullonate a taglio che connettevano gli "spandrel" alle colonne esterne, a formare dei pannelli prefabbricati. Furono molteplici i modi di collasso di queste unioni; uno di questi è visibile in Figura 4.24, in cui probabilmente il carico ultimo si ebbe a causa di un momento ultimo e un carico di trazione inattesi, e la rottura si verificò per superamento della resistenza a portare i carichi dell'unione.

Per quanto riguarda le connessioni in questi punti, la capacità resistente ultima è data da:

$$R_u = L_c \cdot t \cdot F_u \leq 3 \cdot d \cdot t \cdot F_u \leq F_v \cdot A_s, \quad (62)$$

dove :

d : diametro nominale di un bullone (circa 22 mm);

L_c : è la distanza netta, in direzione della forza, tra il margine del foro e il margine della piatto di connessione (circa 8 mm);

F_u : resistenza a trazione della connessione (620,52 MPa);

t : spessore del piatto di connessione (circa 9,5 mm).

Da ciò deriva la capacità portante di un singolo bullone:

$$R_u = L_c \cdot t \cdot F_u \approx 197 \text{ kN} . \quad (63)$$

Questa capacità portante pare essere al di sotto della resistenza a taglio del bullone :

$$R_u = F_v \cdot A_s \approx 235 \text{ kN} . \quad (64)$$

Di conseguenza, ciò dimostra perché la rottura sia avvenuta per superamento della capacità

portante piuttosto che della resistenza a taglio.

4.5.4 Collasso delle unioni bullonate delle travature dei solai

Le travature reticolari a sostegno dei solai erano costituite da un corrente superiore e da un corrente inferiore. Il corrente superiore era connesso ai pannelli prefabbricati esterni mediante unioni saldate, mentre il corrente inferiore si ancorava ai pannelli tramite un'unità di smorzamento viscoso, resistente allo scorrimento dell'impalcato (si veda Figura 1.10).

In Figura 4.26 si evidenziano alcuni frammenti delle connessioni in queste zone.



Figura 4.26: collasso delle connessioni delle travature reticolari

In particolare, il fazzoletto saldato tra lo "spandrel" esterno e il corrente superiore della travatura collassò a causa di tensioni di trazione.

4.6 Demolizioni controllate: un'ipotesi di complotto.

Nell'esposizione delle possibili cause di crollo delle Twin Towers, citiamo anche l'ipotesi che ha incuriosito e infervorato il dibattito dell'opinione pubblica in merito all'11 settembre: quella secondo cui la spiegazione del collasso risulterebbe all'uso di cariche esplosive, che avrebbero generato di conseguenza una demolizione controllata delle torri.

Si riportano in seguito le argomentazioni addotte da Steven E. Jones, professore di fisica presso la Brigham Young University, il cui ritiro dall'insegnamento è stato annunciato nel 2007, tra le polemiche sollevate dal suo lavoro sul crollo del WTC. Nelle sue documentazioni, Jones richiede un'indagine ulteriore che prenda in seria considerazione l'ipotesi che il WTC7 e le Twin Towers siano state abbattute non solo dagli urti e dagli incendi, ma attraverso l'uso di cariche esplosive posizionate precedentemente all'impatto aereo. I punti a favore della teoria complottistica, da lui sostenuti, verranno sinteticamente analizzati nel corso del seguente paragrafo.

- **Presenza di metallo fuso presso Ground Zero:**

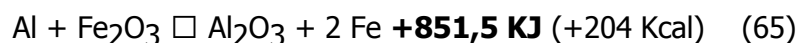
L'esistenza di metallo fuso a Ground Zero è stata riportata da vari osservatori durante i sei mesi successivi all'11 settembre, con una temperatura del suolo tra 600 e 1500 gradi Fahrenheit. Si noti che il metallo fuso (probabilmente non solo acciaio) è stato visto scorrere tra i mucchi di macerie presto, in modo tale da escludere che le pozze di metallo fuso si siano formate a causa di incendi sotterranei successivi ai crolli. La superficie di questo metallo è stata osservata essere ancora color rosso-arancio circa sei settimane dopo il collasso: ciò comporta la presenza di una grande quantità di un metallo con conducibilità termica



Figura 4.27. Una miscela di termite, utilizzando ossido di ferro.



molto bassa e una capacità termica relativamente alta (ad esempio, il ferro è più probabile che l'alluminio) anche in una località sotterranea. Come il magma in un cono vulcanico, tale metallo, una volta raggiunta la temperatura di fusione e conservato in un luogo sufficientemente isolato, potrebbe esser rimasto caldo e fuso per un lungo tempo, e in grandi quantità. Inoltre, come ipotizzato di seguito, le reazioni coinvolgenti la "thermite" possono aver provocato ingenti quantitativi (osservati in pozze) di ferro fuso ad altissima temperatura, inizialmente oltre i 2000 ° C (3.632 ° F). A queste temperature, vari materiali a contatto con il metallo fuso possono aver subito reazioni esotermiche tali da mantenere le pozze calde per settimane, nonostante le perdite radiative e conduttive. Qualsiasi carica a base di termite inesplosa durante il crollo avrebbe, inoltre, contribuito al riscaldamento prolungato. Jones sottolinea come queste osservazioni siano coerenti con l'uso di cariche esplosive ad alta temperatura come la termite, HMX o RDX o una combinazione di questi, abitualmente utilizzata per demolire acciaio. La termite è una composizione pirotecnica di una polvere di metallo e un ossido di metallo, che produce una reazione alluminotermica, conosciuta come una *reazione di termite*. Essa non è esplosiva, ma può creare brevi raffiche di temperature estremamente elevate, incentrate su una zona molto piccola e per un breve periodo di tempo. Si possono utilizzare vari composti: i carburanti usati più frequentemente sono alluminio, magnesio, calcio, titanio, silicio, boro. Gli ossidanti possono essere: ossido boroso (B₂O₃), triossido di dicromo (Cr₂O₃), diossido di manganese (MnO₂), ossido ferrico (Fe₂O₃), tetrossido di triferro (Fe₃O₄), ossido rameico (CuO) e minio. La combinazione più comune è a base di polvere d'alluminio e triossido di diferro Fe₂O₃, che vengono mescolati assieme in rapporto stechiometrico. La reazione che si ha è la seguente:



con un enorme sviluppo di calore tale da portare alla fusione il ferro. I prodotti finali della



reazione termite sono ossido di alluminio e ferro fuso. Così la reazione di termite genera ferro fuso direttamente, ed è abbastanza calda per fondere e addirittura evaporare l'acciaio con cui viene a contatto mentre reagire. La termite contiene il proprio approvvigionamento di ossigeno e quindi la reazione non può essere soffocata, neanche con l'acqua. L'uso di zolfo in collaborazione con la termite, che genera un composto chiamato *thermate*, porta ad accelerare l'effetto distruttivo sull'acciaio: la presenza di zolfo sull'acciaio strutturale è stata effettivamente osservata su alcuni dei pochi elementi recuperati dalle macerie del WTC. Le relazioni dei rapporti ufficiali del governo ammettono che gli incendi dell'edificio non erano sufficienti a fondere le travi in acciaio: Jones trova nell'uso della termite la spiegazione alla presenza di metallo fuso sul sito del WTC. Ulteriore argomentazione riguarda la citazione del rapporto del NIST, in cui si denota la presenza, poco prima delle 9:52, di un punto luminoso apparso in cima ad una finestra al piano 80 del WTC2, seguito dal flusso di un liquido incandescente giallo chiaro. Questo flusso durò circa quattro secondi prima di placarsi. Molti di tali flussi liquidi furono osservati vicino a questo livello dell'edificio nei sette minuti precedenti al crollo della torre. La fiamma, molto brillante, in contrasto con il tipico colore giallo-arancione delle fiamme circostanti, generò in seguito un pennacchio di fumo bianco. Così si è stabilita un'associazione spaziale e temporale tra il flusso di "liquido incandescente" e il "punto luminoso", osservato in un angolo del piano 80 del WTC 2. La foto a lato mostra, per confronto, una reazione di termite, con polvere di ossido di alluminio, con formazione di un pennacchio bianco (esperimento condotto dall'autore e colleghi). Le analogie tra la reazione conosciuta della termite e la finora sconosciuta reazione avvenuta presso la Torre Sud sono, secondo Jones, evidenti, e spingono a ulteriori indagini in merito. Il colore giallo implica una temperatura del metallo fuso di circa 1000 °C, evidentemente superiore a quello che gli incendi di idrocarburi, caratterizzati da fumo scuro, potrebbero aver prodotto nelle torri. Se fosse stato alluminio sciolto (ad esempio, proveniente dal piano), sarebbe colato al suo punto di fusione di circa 650 °C e quindi non avrebbe raggiunto il colore giallo osservato. L'alluminio fuso è già da escludere



con elevata probabilità. Jones sostiene, invece, che la colata corrisponda a ferro fuso, coerente con una reazione di termite, che abbia attaccato le colonne d'acciaio nella Torre, indebolendo così l'edificio poco prima del suo collasso, dal momento che la termite produce ferro fuso ad alte temperature, con sfumature di colore giallo-bianche. L'assenza di fumo nero insieme alla colata di metallo, indica che non vi era all'interno presenza di detriti impregnati di carburante. Dai video si nota, invece, una cenere bianca che si diparte dal liquido in caduta: l'acciaio fuso non avrebbe prodotto un tale cenere bianca, mentre l'uso di termite produce una cenere chiara di ossido di alluminio, che corrisponderebbe alle osservazioni.

Una possibile spiegazione del NIST riguardo alle colate, prevedeva che fossero leghe di alluminio derivanti dagli aerei, dato che queste sono note fondere tra i 475 gradi Celsius e 640 gradi Celsius (a seconda della particolare lega), ben al di sotto delle temperature (circa 1000 gradi centigradi) previste in prossimità degli incendi. L'alluminio puro liquido ci si aspetterebbe comparire color argenteo. Tuttavia, secondo il NIST, il metallo fuso si è molto probabilmente mescolato con grandi quantità di materiali solidi organici ad elevate temperature, o in parte bruciati (ad esempio, mobili, tappeti, pareti divisorie e computer) che possono sviluppare un bagliore arancione, molto simile a tronchi che bruciano in un camino. Per confutare la tesi del NIST, Jones ha effettuato un esperimento, introducendo prima plastica e in seguito trucioli di legno (pini, querce e fibre di cartone compresso) all'interno di alluminio fuso: in entrambi i casi i materiali aggiunti sono immediatamente bruciati, con emissione di fumo, e con affioramento degli idrocarburi residui in superficie. Il colore dell'alluminio, nonostante gli elementi presenti all'interno, si presentava grigio-argento, e non giallo come evidente dalle colate. L'alluminio di base e le sostanze organiche aggiunte non si mescolano, e non ne causano, dunque, una variazione di colore dall'argento di partenza: ciò renderebbe inesatte le spiegazioni ufficiali. E' importante notare, però, che l'avvio della reazione termite richiede temperature superiori a quelle ottenute dalla combustione di carburante o di materiali per ufficio: l'innesco sarebbe stato possibile con l'uso di una "miccia" elettrica a base di "*superthermite*", attivata a distanza



via radio. La supertermite esplosiva usa minuscole particelle di alluminio, note come nanoalluminio, al fine di aumentarne la reattività: si crea mescolando nanoalluminio con particelle di ossido di metallo puro, come ad esempio polvere di ossido di ferro con scala dimensionale dell'ordine del micron.

- **Temperature osservate pari a 1000 °C e solforazione dell'acciaio del WTC 7:**

Durante l'analisi dei detriti rinvenuti dal crollo del WTC7, un'inaspettata erosione dell'acciaio di una trave giustificò uno studio dei cambiamenti microstrutturali che si verificarono in tale elemento d'acciaio, la cui posizione esatta è di difficile determinazione. Il rapido deterioramento dell'acciaio fu provato essere la conseguenza del riscaldamento con ossidazione, in combinazione con la fusione intergranulare, causato dalla presenza di zolfo. Il risultato fu la formazione della miscela eutettica di ossido di ferro e solfuro di ferro, cioè un composto con punto di fusione inferiore a quello di ciascuno dei suoi componenti. Ciò suggerisce che le temperature in questa regione della trave in acciaio fossero vicine ai 1000 °C. Considerando che è difficile raggiungere temperature superiori ai 650 °C per il tipo di incendi diffusi evidenti negli edifici del WTC, e sottolineando la presenza di zolfo, Jones giustifica entrambi gli aspetti con l'uso di thermate (o una simile variazione di termite). La thermate combina ossido di ferro o di alluminio (termite) con nitrato di bario (29%) e zolfo (normalmente al 2% anche se potrebbe esser presente in maggiori quantità). La reazione della thermate procede rapidamente ed è molto più veloce rispetto alla termite nel degradare l'acciaio fino a causare un cedimento strutturale. Così, sia le temperature insolitamente elevate che l'osservazione di una straordinaria presenza di zolfo nell'acciaio trovano spiegazione, ammettendo di considerare l'uso di thermate come ipotesi valida.



- **Collasso pressochè simmetrico del WTC 7:**

L'edificio 7 del World Trade Center collassò su se stesso circa sette ore dopo il crollo delle torri, in modo rapido e simmetrico, nonostante gli incendi si fossero propagati in modo casuale e sparso al suo interno. Vi erano ventiquattro colonne di sostegno in acciaio, nonché grandi travature, non disposte simmetricamente, insieme a cinquantasette colonne perimetrali, come indicato nel capitolo 1. Il danno è stato chiaramente non simmetrico, e nessuna delle colonne del core è stata interrotta dalla caduta dei detriti. Inoltre, il WTC 7 non è mai stato colpito da un aereo. Un collasso quasi simmetrico, come quello osservato, richiede evidentemente la simultanea rimozione di molte delle colonne di supporto. La probabilità di avere un collasso completo e quasi simmetrico a causa di incendi casuali è ridotta rispetto alla possibilità che si verifichi un cedimento non simmetrico. Inoltre, con il cedimento di un numero ridotto di colonne, ci si potrebbe aspettare di vedersi sbriciolare una porzione di edificio, lasciando gran parte della struttura in piedi. Per esempio, porzioni importanti del WTC 5 sono rimasti in piedi, nonostante il danno ingente dovuto all'impatto dei detriti e ai gravi incendi propagatisi. Jones riporta l'esempio del crollo dell' Ambiance Plaza, in cui il collasso a pancake di solette in cemento ha portato a detriti di grandi dimensioni, in contrasto le polveri sottilissime derivanti dal crollo delle Torri Gemelle, cosa comune al processo di demolizione controllata con esplosivi. D'altra parte, uno degli obiettivi principali di una demolizione controllata con cariche esplosive è il crollo completamente simmetrico e verticale degli edifici.

- **Nessun precedente collasso di edifici alti dovuto a incendi:**

Gli esperti sostengono che nessun edificio simile al WTC7, un grattacielo moderno, in acciaio rinforzato, è mai crollato a causa di un incendio incontrollato. Quasi tutti gli edifici di grandi dimensioni possono esser luogo per lo sviluppo di un grande incendio durante la loro vita utile,



ma precedentemente non è mai stato registrato nessun crollo causato dal fuoco. Il WTC stesso è stato sede di un incendio nel 1975, tuttavia, l'edificio è sopravvissuto con danni di lieve entità ed è stato riparato e rimesso in servizio. Tuttavia, tali crolli completi e quasi simmetrici di edifici alti in acciaio, tutti verificatisi nel medesimo giorno e seguendo il medesimo percorso di collasso, seppur con diverse storie di carico, sono interpretati da Jones come una prova del pre-posizionamento di esplosivi, in vista di una procedura chiamata "implosione" o demolizione controllata.

- **"Sbuffi" a intervalli regolari durante il crollo del WTC 7:**

Sbuffi orizzontali di fumo e detriti sono stati osservati fuoriuscire dal WTC 7 in corrispondenza dei piani più alti, in sequenza regolare, con l'inizio del crollo dell'edificio, ma prima che i piani superiori cadessero effettivamente l'uno sull'altro. Inoltre, il tempo intercorso tra gli sbuffi è inferiore a 0,2 secondi: si esclude, dunque, che siano dovuti all'espulsione dell'aria dovuta al collasso piani. Il tempo necessario perché un piano in caduta libera possa raggiungere il piano sottostante è significativamente più elevato di 0,2 secondi: l'equazione per la caduta libera, $y = \frac{1}{2}gt^2$, fornisce un risultato poco maggiore di 0,6 secondi. In aggiunta all'incoerenza di tempi, la presenza di tali "mortaretti" con il procedere lungo il lato dell'edificio, comuni nelle demolizioni controllate, fornisce un ulteriore elemento di prova significativo per l'uso di esplosivi.

- **Abbassamento dell'antenna della Torre Nord:**

L'analisi di registrazioni video del crollo prese da angoli diversi, indica che la torre di trasmissione sulla parte superiore della struttura ha cominciato a muoversi verso il basso e lateralmente un po' prima che il movimento fosse evidente sul muro esterno. Ciò suggerisce



che il collasso sia iniziato con uno o più cedimenti nella zona centrale nucleo dell'edificio. Ma come? Che cosa ha portato le 47 enormi colonne centrali in acciaio di questo edificio, che sostenevano l'antenna, a cedere quasi simultaneamente, se non le cariche esplosive?

- **Resoconti di testimoni oculari di flash e forti esplosioni :**

Numerose forti esplosioni in rapida sequenza sono state udite e segnalate da molti osservatori all'interno e nei pressi delle Torri del WTC, fatto coerente con la demolizione esplosiva. Vigili del fuoco e altri addetti ai lavori descrissero lampi ed esplosioni sia ai piani alti adiacenti al punto d'ingresso dell'aereo, sia ai piani inferiori del WTC 2, molto al di sotto della regione in cui l'aereo colpì la torre, poco prima del suo crollo. E' altamente improbabile che il carburante degli aerei presente fosse sufficiente a generare tali esplosioni, in particolare ai piani inferiori, e molto tempo dopo che gli aerei colpirono gli edifici. D'altra parte, un pre-posizionamento di esplosivi fornirebbe una plausibile e semplice spiegazione per le esplosioni osservate, seguite da un crollo totale dell'edificio.

- **Espulsione di detriti lateralmente alle Torri:**

La proiezione orizzontale di membrature strutturali in acciaio per centinaia di metri e la polverizzazione del calcestruzzo, osservato chiaramente nel crollo delle Torri, forniscono, continua Jones, ulteriori prove per l'uso di esplosivi. I pennacchi osservati in uscita dall'edificio, si localizzavano ben al di sotto dell'area d'impatto e pertanto son meritevoli di particolare attenzione. A differenza del WTC7, le Torri Gemelle sembrano essere esplose "top-down", cioè dall'alto verso il basso, piuttosto che procedere dal basso, cosa inusuale per la demolizione controllata, ma chiaramente possibile, a seconda dell'ordine con cui detonano gli esplosivi. Le cariche possono essere state immesse ai piani più alti delle torri ed esplose tramite segnali



radio in modo da avere presto esplosioni vicino alla regione d'ingresso.

- **Collasso in caduta libera e conservazione del momento e dell'energia:**

Il tetto del WTC 7 cadde a terra in circa 6,5+-0,2 secondi, mentre un oggetto in caduta libera dalla medesima altezza, nel vuoto, colpirebbe il terreno in 6,0 secondi. Ciò deriva dall'equazione $t = (2h / g)^{1/2}$. Allo stesso modo, le torri crollarono molto rapidamente a terra, seguendo lo stesso comportamento del WTC 7. Dov'è il ritardo che deve essere previsto a causa della conservazione del momento, una delle leggi fondamentali della fisica? Cioè, come i piani superiori colpiscono quelli inferiori, dotati di colonne di sostegno intatte, la caduta avrebbe dovuto esser ostacolata in modo significativo dalla massa impattata. Come poterono i piani superiori cadere così in fretta, allora, e conservare ancora il momento e l'energia nell'edificio durante il collasso? Il paradosso è facilmente risolto con l'ipotesi di demolizione controllata, in base alla quale gli esplosivi avrebbero rimosso rapidamente il materiale del piano inferiore, comprendendo le colonne di supporto in acciaio, consentendo così una velocità di crollo prossima a quella della caduta libera. L'impiego di esplosivi tiene anche facilmente conto della trasformazione delle Torri in polvere. Piuttosto che un accumulo di cemento frantumato, come si potrebbe attendere dal collasso progressivo senza uso di esplosivi ("teoria ufficiale"), troviamo che la maggior parte del materiale (cemento, moquette, ecc) viene convertito in polvere *mentre* gli edifici sono in caduta.

- **Un'implosione controllata richiede abilità:**

Il verificarsi di un completo collasso, verticale e quasi simmetrico, del WTC 7 e delle Torri è un fatto particolarmente sconcertante: anche con un alto livello di cariche, conseguire i risultati



auspicati richiede una grande quantità di pre-progettazione ed esperienza. La sfida principale per far crollare un edificio è controllare in che modo cade. Idealmente, una squadra di demolizione sarà in grado di far cadere l'edificio su un lato, in un parcheggio o di altre aree aperte. Questo tipo di esplosione è il più facile da eseguire. Far ruotare lateralmente un edificio è qualcosa di simile all'abbattimento di un albero. Per esempio, per rovesciare l'edificio a nord, è necessario detonare esplosivi prima sul lato nord dell'edificio. A volte, però, un edificio è circondato da strutture che devono essere preservate. In questo caso, i demolitori procedono con una vera implosione, demolendo l'edificio in modo tale che collassi verso il basso sulla sua stessa superficie totale di base. Questa impresa prevede diversi tipi di approccio: una buona opzione è quella di far esplodere le colonne al centro dell'edificio prima delle altre colonne in modo che i lati dell'edificio cadano verso l'interno. In generale, si fa cedere prima il sostegno principale

delle colonne ai piani inferiori, passando poi a quelle dei piani superiori, con un conseguente crollo progressivo. L'osservazione attenta del crollo del WTC 7 mostra prima un abbassamento vicino al centro dell'edificio lungo una linea di frattura ideale, suggerendo il cedimento delle colonne di sostegno, poi i lati dell'edificio si inclinarono verso l'interno in modo tale da ottenere un'implosione. La domanda posta da Jones è perché i terroristi si sarebbero impegnati per ottenere un'implosione del WTC7 e delle Torri, quando invece un rovesciamento laterale avrebbe richiesto molto meno lavoro, con danni molto maggiori in centro a Manhattan? E dove avrebbero potuto ottenere le necessarie competenze e l'accesso agli edifici per un'implosione simmetrica? Queste domande suggeriscono la necessità di ulteriori indagini.

4.7 Mothman: preludio al disastro?



Figura 4.30: Foto di Steven Moran, in cui si nota una figura alata, riconducibile al mothman.



Figura 4.31 Immagine dell'Uomo Falena, tratta dai video dell'attacco dell'11 settembre 2001.

Mothman (letteralmente, **Uomo Falena**) è il nome con cui viene chiamata una misteriosa creatura che sarebbe stata ripetutamente avvistata in West Virginia, Charleston, Point Pleasant e nella regione dell'Ohio fra il novembre 1966 e il dicembre 1967. I testimoni hanno descritto Mothman come un essere delle dimensioni di un uomo, con le ali e grandi occhi rossi rifrangenti o luminosi, e dotato inoltre di una velocità innaturale.

Alcuni abitanti di Point Pleasant ipotizzarono che il mothman potesse essere una creatura giunta sul luogo per avvertire dell'imminente catastrofe che avrebbe colpito la città il 15 dicembre 1967, in cui un ponte (il Silver Bridge, nome attribuito a causa della colorazione argentea del ponte) crollò a causa del forte vento uccidendo 46 persone nell'ora di maggior traffico. Il ponte Silver Bridge era stato costruito quarant'anni prima. In seguito alla catastrofe vi furono sempre

meno avvistamenti del mothman, fino alla loro cessazione. Sebbene questo evento non sia direttamente legato alle apparizioni di Mothman, alcuni autori interessati al paranormale hanno letto una relazione fra i due eventi, in alcuni casi sostenendo che Mothman era apparso con lo scopo di avvisare la popolazione locale dell'imminente tragedia. Oppure esso fu la causa della catastrofe? Il Mothman fu avvistato in seguito prima di altre catastrofi in altre zone: ad esempio fu avvistato prima del terremoto di Città del Messico del 1985 e nel 1986 in concomitanza con il disastro nucleare di Chernobil. Nei minuti successivi all'attacco terroristico alle Torri Gemelle dell'11 settembre 2001, molti testimoni hanno affermato di aver visto una figura volante che non era



un apparecchio artificiale. Il fotografo Steven Moran tra i suoi scatti relativi alle Torri Gemelle ardenti dell' 11 settembre, pare abbia immortalato un essere anomalo volante, forse un Mothman, in quanto in una delle sue foto scattate in quel frangente appare proprio una strana figura alata vicino ad una delle due Torri Gemelle. Cosa sia realmente l'Uomo Falena non si sa. Alcuni lo considerano un alieno, altri un essere proveniente da una dimensione parallela, gli scettici invece credono che sia solamente un tipo di uccello (gru delle dune oppure il barbagianni) che qualche persona particolarmente suscettibile abbia scambiato per quell'essere mostruoso che è entrato nell'immaginario popolare, terrorizzando così centinaia di persone. I vari nomi che gli vengono attribuiti non aiutano certo a darci un'idea di cosa possa essere questa creatura: a Londra è chiamato "Spring-Heeled Jack" ovvero "Jack dai tacchi a molla" (probabilmente per sottolineare le sue abilità da saltatore), negli USA è conosciuto come Owlman (Uomo Gufo), o Mothman (Uomo Falena). Universalmente è riconosciuto come Uomo Falena per via dei libri e dei film che si sono basati sui suoi avvistamenti, assegnandoli questo nome. Che fosse anche in questo caso un preludio al disastro?



Capitolo 5

La robustezza strutturale

5.1 Premessa.

I Metodi correnti dell'analisi strutturale abilitano i progettisti a realizzare strutture che lavorano efficientemente sotto i carichi di progetto con un certo indice di affidabilità. Tuttavia i crolli strutturali accadono per molte ragioni diverse che includono l'errore umano, carichi fortuiti, degradazione inosservata di componenti e le altre forme di danno. Le azioni terroriste, come ad esempio quelle che ebbero come obiettivo le Twin Towers l'11 settembre 2001, sono molto difficili da prevedere e nelle letterature di calcolo non si trova riferimento esplicito a queste situazioni di progetto, se si escludono le combinazioni di carico in situazioni accidentali.

Tuttavia, come si è visto, questi eventi eccezionali possono avere risvolti catastrofici in termini di vite umane. Per la maggior parte dei casi a partire da un danno strutturale relativamente piccolo si è assistito a conseguenze sproporzionatamente enormi, come il crollo totale della struttura.

Il crollo delle Twin Towers fa parte di quegli eventi in cui è coinvolto il rilascio di una grande quantità di energia, si hanno numerose crisi di elementi strutturali, sono coinvolte molte persone. Per questi motivi, tale categoria di eventi è denotata in letteratura come eventi *LPHC* da *Low Probability High Consequences* (*Eventi Rari con Alte Conseguenze*) e si presentano con caratteristiche duali rispetto agli eventi *HPLC* da *Low Consequences High Probability* (*Eventi Frequenti con Basse Conseguenze*): sono quindi raccolte azioni od eventi che si manifestano



ripetutamente, tanto da poterne almeno imbastire una caratterizzazione statistica, e che sono, come regola generale, accompagnati da modeste conseguenze. In particolare, alla loro comparsa sono associati bassi rilasci di energia, minimo numero di crisi strutturali, e coinvolgimento di un numero minimo di persone.

In particolare, costruzioni che possono avere comportamenti soddisfacenti di fronte ad eventi *HPLC* possono non manifestare altrettanto successo in presenza di un evento *LPHC*.

Da diverse istituzioni internazionali di ingegneri strutturali provengono le necessità di miglioramento delle prestazioni degli edifici in presenza di situazioni di tipo *LPHC*.

Nel caso degli alti edifici c'è sicuramente il bisogno di individuare quali sono gli elementi strutturali chiave, e valutare il tipo di tolleranza nei confronti di danni diversamente posizionati in questo tipo di strutture.

Per fare ciò è necessario introdurre l'importantissimo concetto di *robustezza strutturale*.

5.2 Definizione e aspetti normativi

La *robustezza strutturale* è la proprietà di una costruzione di mostrare una perdita di qualità proporzionata all'evento negativo originante tale perdita. In tal modo, se la struttura è robusta, esiste una relazione continua e regolare fra la causa innescante il decadimento ed il conseguente effetto.

Questa definizione di robustezza strutturale, può essere formalizzata, con tutte le attenzioni ed i limiti del caso, in questo modo:

- 1) si indica con E l'evento negativo la cui entità è misurata con ΔE ,
- 2) si indica con Q la qualità in esame e ΔQ risulta la misura della variazione della stessa la seguito del evento E di entità ΔE , la costruzione risulta robusta se il rapporto $\Delta Q/\Delta E$ è limitato ad una costante L .

La qualità in esame può essere, ad esempio, la capacità portante rispetto ad una condizione di



carico, rappresentata dal moltiplicatore di carico.

la robustezza risulta essere una proprietà sistemica, in quanto emerge da come le varie parti della costruzione sono connesse e da come si comportano mutuamente alla presenza di un danno localizzato.

Il concetto di robustezza e le relative verifiche era riportato in più punti nel *Testo Unico delle Costruzioni*, ripreso poi nelle *NTC 2008*.

Nel capitolo 2 del *Testo Unico delle Costruzioni* si esprimono in termini generali i requisiti che tutte le costruzioni devono avere:

In particolare, secondo quanto stabilito nelle norme specifiche per le varie tipologie strutturali, strutture ed elementi strutturali devono soddisfare i seguenti requisiti:

- *sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possono compromettere l'incolumità delle persone ovvero comportare la perdita di beni, ovvero provocare gravi danni ambientali e sociali, ovvero mettere fuori servizio l'opera;*
- *sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): tutti i requisiti atti a garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;*
- *robustezza nei confronti di azioni accidentali: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti quali incendio, esplosioni, urti o conseguenze di errori umani.*

Si nota come accanto agli usuali stati limite, sia ultimi sia di esercizio, è data evidenza al requisito di robustezza, che si può intendere come un ulteriore stato limite; in alcuni codici internazionali o per strutture eccezionali, la robustezza è proprio verificata attraverso la definizione di un opportuno stato limite denominato come *Stato Limite di Integrità Strutturale (SLIS)*.

Nel *Testo Unico* va ancora rilevata la possibilità di sopperire, ovviamente in modo commisurato, agli errori umani, di progetto e di realizzazione, con una struttura che è intrinsecamente robusta.

Riguardo alle valutazioni da fare ai fini della robustezza, all'inizio del Capitolo 3, il *Testo*

Unico riporta:

In fase di progetto, la robustezza dell'opera deve essere saggiata imponendo, singolarmente, le



seguenti cause:

a) carichi nominali, arbitrari ma significativi per lo scenario considerato, al fine di saggiare il comportamento complessivo: è necessario considerare comunque disposta secondo una direzione orizzontale, una frazione dei carichi agenti in direzione verticale; tale frazione, se non altrimenti dichiarato dal Progettista, è assunta pari all'1% per costruzioni con altezza inferiore a 100 metri; allo 0.1% per altezza oltre 200 metri; a percentuale interpolata per altezze intermedie;

b) assenza di elementi strutturali, per valutare le conseguenze della loro perdita prescindere dalla causa, al fine di individuare quelli critici.

Queste valutazioni, possono evidenziare anche errori nella concezione dello schema strutturale.

Considerazioni specifiche sono poi introdotte nel Capitolo 6, che riguarda le opere civili.

Infatti, si afferma:

Tra tutte le costruzioni, per gli edifici è particolarmente stringente il requisito della robustezza, essendo tale categoria di strutture soggette ad essere occupate da un alto numero di persone ed essendo sede delle più disparate attività, svolte frequentemente in modo non organizzato e non controllato.

5.3 Valutazione e misura della robustezza

Una struttura è robusta se il rischio di conseguenze sproporzionate a causa di eventi negativi è "adeguatamente" basso. Altrimenti, se alcuni eventi fortuiti possono portare conseguenze negative ed inaccettabili, si dice che la struttura risulta vulnerabile nei confronti di essi.

La robustezza strutturale può essere ottenuta con misure strutturali e non strutturali. Concentrandosi sulle prime, è possibile distinguere tra soluzioni volte a ridurre la probabilità che un evento accidentale possa produrre un danno diretto, e soluzioni volte a ridurre la probabilità che un danno locale si propaghi nel resto della struttura: in questo caso risulta evidente l'analogia alla Meccanica della Frattura dove in un materiale si definisce "tenacità strutturale" la capacità di



evitare la propagazione di difetti o danni di piccola estensione al resto della struttura.

Il più semplice indicatore per misurare la robustezza di una struttura è il rapporto *RSR* (*Reserve Strength Ratio*) che permette appunto di valutare la resistenza residua di una struttura come rapporto tra la resistenza della struttura dopo un danno accidentale S_D e la resistenza della stessa struttura prima del danno S_I :

$$RSR = \frac{S_D}{S_I} \quad . \quad (66)$$

L' *RSR* dipende dalla posizione e natura dell'evento di danno iniziale (ad esempio tramite la rimozione di uno o più elementi strutturali), dalla distribuzione di carico e sulla scelta dello scenario di collasso a cui i valori che di S_D e S_I si riferiscono (ad esempio il limite elastico, la formazione di meccanismi plastici, rottura di una percentuale determinata di elementi). Perciò il *RSR* non è una proprietà della struttura, e dunque è necessario eseguire molte simulazioni di crollo per poter trovare i minimi valori di *RSR* di una struttura complessa.

Ma per stimare anche da un punto di vista numerico la robustezza di una struttura è necessario sviluppare un approccio di valutazione. Tale approccio dovrebbe incorporare molti aspetti di base : ad esempio tale metodo dovrebbe essere applicabile in maniera automatica, dovrebbe avere basi solide nella meccanica strutturale e dovrebbe essere capace di far osservare modalità di collasso riconducibili alla realtà.

Una revisione di pubblicazioni nel campo dei collassi strutturali ha mostrato che c'è un interesse crescente nello sviluppare una metodologia per determinare numericamente la "predisposizione al collasso" di una varietà di tipi di struttura.

Uno di questi approcci si basa su lavoro dell'Università di Bristol sotto la guida del Prof. Blockley, che verrà successivamente riportato nel Paragrafo 5.4, che costituisce la *Teoria della Vulnerabilità* : esso considera inclusi nella struttura gli elementi danneggiati, cercando di identificare il



deterioramento della struttura in meccanismi localizzati. Tali meccanismi possono dare luogo a deformazioni localmente ingenti e successivamente al collasso dell'intera struttura quando un numero sempre maggiore di "danni" vengono inseriti in essa.

È evidente che la robustezza della struttura in presenza di danno è riferita fortemente alla sua ridondanza strutturale: se il grado di ridondanza aumenta, la robustezza della struttura e dunque la sua capacità di assorbire più danno, prima che avvenga il crollo definitivo, aumentano. Questo tipo di approccio ha una base molto semplice, ma il grande merito del lavoro di Blockley è che ha cercato di automatizzare il processo di incorporazione del danno e di valutare successivamente la resistenza rimanente della struttura.

Un'altro approccio è basato sulla valutazione dell'energia plastica rimanente alla struttura al momento del crollo. Il ragionamento dietro a questa misura della robustezza è che se una struttura potesse crollare in una maniera essenzialmente duttile, l'energia plastica sarebbe più grande che se la struttura crollasse in maniera fragile.

Tuttavia questi due approcci proposti hanno alcuni limiti.

Sebbene l'approccio di Blockley è in grado di offrire una linea guida più comprensiva al provvedimento di ridondanza in strutture particolarmente complesse esso non sembra includere l'idea di tenacità strutturale nei confronti di scenari di carico fortuiti o di deterioramento strutturale, ovvero di situazioni che non sono incluse nella progettazione di base. Inoltre non considera la possibilità di redistribuzione interna delle sollecitazioni, un aspetto che può essere molto rilevante nella resistenza ultima.

Anche l'approccio di valutazione l'energia plastica a collasso non riporta il concetto di prendere in considerazione carichi fortuiti casuali e deterioramento strutturale .

Alcune valutazioni sui collassi strutturali hanno mostrato che le cause di questi sono state modi di deformarsi della struttura o tipologie di carico che il progettista ha ignorato o di cui non era a conoscenza.

In considerazione di quanto appena detto, ciascun approccio volto a valutare la robustezza di una



tipologia strutturale dovrebbe includere il concetto che le modalità di collasso, i carichi di progetto o la ridistribuzione interna di sollecitazioni possono essere soggetti a variazioni, maggiori o minori, le quali possono avere effetti sulla risposta strutturale e sulle resistenze molto maggiori se paragonati alla variazione delle condizioni iniziali.

Prima di effettuare analisi di strutture più complesse, nel Paragrafo seguente si faranno valutazioni su elementi strutturali molto semplici, volendo sottolineare l'analogia tra robustezza strutturale e tenacità strutturale, ovvero di come la vulnerabilità di un elemento sia rintracciabile anche su scala locale.

5.3.1 Dalla tenacità alla robustezza

In questo paragrafo si valutano le condizioni che possono modificare la tenacità strutturale di un semplice elemento. L'elemento è una sbarra dritta che o può essere sottoposta a carico di trazione o compressione assiale.

La misura di tenacità strutturale è basata sul comportamento della sbarra quando al carico "primario" assiale si aggiungono carichi "secondari".

I carichi "primari" vengono solitamente utilizzati in fase di progetto per determinare le dimensioni della struttura (carichi permanenti, variabili), mentre la tenacità è una qualità che deve essere presente per resistere a carichi "secondari", i quali potrebbero essere : carichi laterali, impatti, difetti di fabbricazione, perdita locale di resistenza (ad esempio in prossimità delle giunzioni).

A questo punto una misura del grado di tenacità riguarda l'abilità della struttura di sostenere una forma secondaria di carico: se la struttura possiede un livello alto di tenacità sarà capace di sostenere il carico primario e secondario senza riduzione significativa della resistenza calcolata considerando il solo carico primario.

Si fa notare un altro importante aspetto: una struttura che collassa in maniera "duttile" ha una capacità intrinseca di resistere a carichi secondari maggiore rispetto ad una struttura che collassa

in maniera "fragile".

E' da notare poi che la tenacità strutturale come proprietà intrinseca di una struttura non è un valore assoluto.

5.3.1.1 Elementi in trazione

La sbarra di cui si vuole valutare la tenacità è costituita da acciaio strutturale duttile con legge simmetrica a trazione e compressione, come visibile in Figura 5.1.

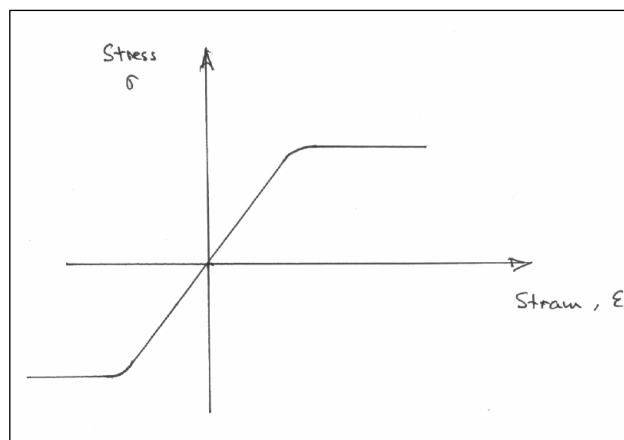


Figura 5.1 : legge sforzo deformazione dell'acciaio utilizzato per la sbarra

Alla sbarra viene quindi applicato un carico assiale di trazione P , che produce un allungamento longitudinale della barra, illustrato in Figura 5.2.

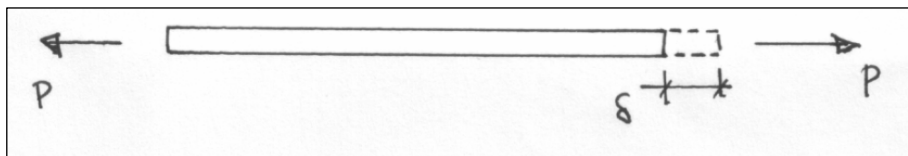


Figura 5.2 : carico assiale di trazione applicato alla sbarra.

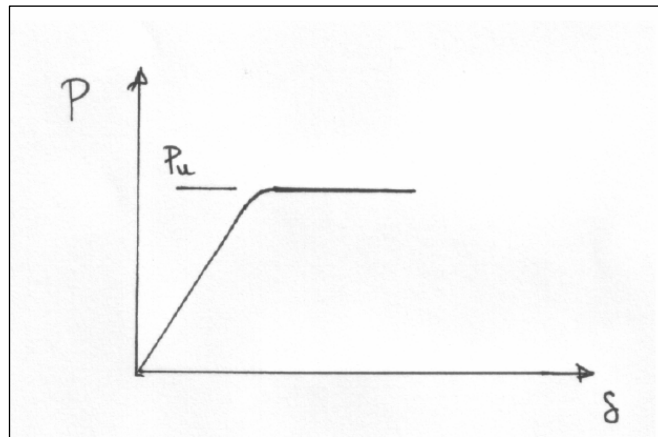


Figura 5.3 : legge carico assiale – allungamento della sbarra soggetta a trazione

Consideriamo ora la presenza di carichi accidentali. Nel caso in cui la sbarra venga soggetta anche ad un carico laterale secondario oltre al carico di trazione primario, la sua risposta avviene in termini di una deformazione laterale η , la cui intensità dipende ovviamente dall'entità dei carichi applicati. Tuttavia, si dimostra che il massimo sforzo che essa è in grado di sopportare prima del collasso non varia anche in presenza di questo carico accidentale.

Nel caso invece di carico laterale applicato istantaneamente, come un impatto, si dimostra che la legge carico assiale - allungamento assiale (inizialmente lineare) subisce una variazione, ma la condizione di linearità viene ripristinata non appena il carico transitorio viene rimosso.

Si considera ora la presenza di errori di fabbricazione o di progetto quali: deformazione impressa iniziale, eccentricità, difetti che riducono la sezione trasversale, connessioni deboli.

La presenza di una deformazione iniziale, come ad esempio una leggera curvatura, determina una modifica solo nella parte iniziale del diagramma carico assiale - allungamento assiale, ma il carico ultimo rimane pressoché invariato.

Può succedere poi che in opera il carico non sia perfettamente centrato sull'asse della sbarra, ma presenti una piccola eccentricità, di cui il progettista potrebbe non aver tenuto conto nel progetto.

Ciò nonostante, anche in questo caso, il comportamento dell'elemento strutturale teso non risulta modificato.



La presenza di uno o più difetti che riducono localmente la sezione trasversale della sbarra induce una concentrazione di sforzo in questi punti, ma per un materiale duttile non variano le modalità di rottura cioè in corrispondenza della sezione con area minore (strizione) ad un carico corrispondente al prodotto dell'area ridotto per la resistenza ultima del materiale.

Per quanto riguarda infine le connessioni, esse giocano un ruolo fondamentale nel garantire la continuità di resistenza dell'intera struttura. Tuttavia, durante il processo di fabbricazione o di realizzazione la continuità strutturale prevista dal progetto può non essere garantita. Per considerare questo errore si possono paragonare due tipi di connessione : la prima a completa trasmissione di tutte le componenti di sollecitazione (incastro), mentre la seconda a non ripristino di momento (cerniera); nella presente situazione di carico assiale la risposta rimane invariata in entrambi i casi poiché non sono presenti sollecitazioni flessionali da trasmettere al resto della struttura.

In tutte le situazioni considerate non si ha una significativa riduzione della resistenza dell'elemento strutturale; questo porta a concludere che una struttura, prevalentemente costituita da elementi che soggetti a carichi sviluppano tensioni di trazione, è classificabile come "tenace".

E' doveroso notare che il risultato ottenuto è valido per elementi strutturali, oltre che dello stesso materiale, anche della stessa forma considerata. Per estenderne l'attendibilità sarebbe necessario avere a disposizione dati sperimentali di altre forme strutturali.

5.3.1.2 Elementi in compressione

Le stesse valutazioni appena svolte vengono ripetute ora considerando la sbarra in acciaio soggetta ad un carico primario di compressione, di cui si vuole valutare la risposta in presenza di carichi accidentali ed errori di fabbricazione.

Il carico di compressione è costituito da una forza assiale P , illustrata in Figura 5.4.

La Figura 5.5 illustra la legge carico assiale- accorciamento assiale, in cui il carico ultimo prima che avvenga la rottura è circa prossimo al carico ultimo a cui si ha la rottura per trazione, considerando lo stesso materiale e la stessa sezione trasversale.

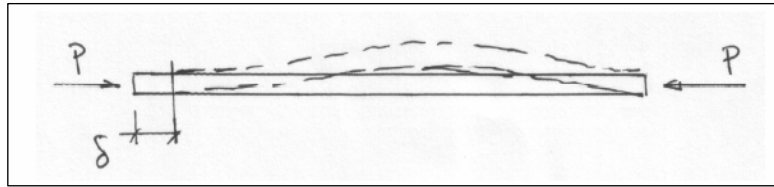


Figura 5.4 : carico assiale di compressione applicato alla sbarra

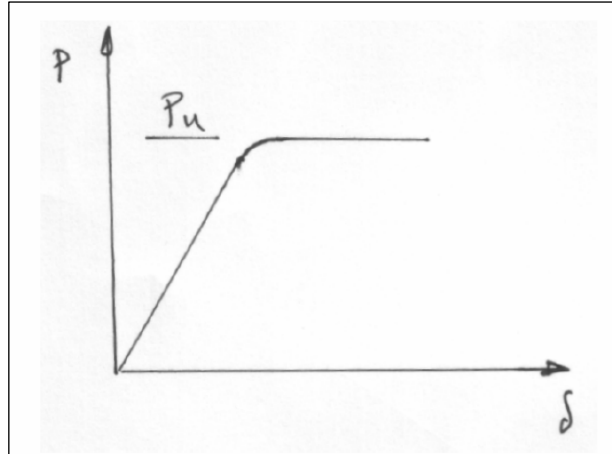


Figura 5.5 : legge carico assiale – allungamento della sbarra soggetta a compressione

Si considera ora l'effetto di un piccolo carico accidentale laterale che può essere applicato in maniera permanente o transitoria.

Nel caso in cui il carico sia permanente, si dimostra che il grafico carico-accorciamento assiale perde completamente la sua linearità nel tratto iniziale, diventando quindi completamente non-lineare a livelli di deformazione che rientrano tranquillamente all'interno della fase elastica. In aggiunta, la resistenza della struttura si riduce molto rispetto all'assenza del carico accidentale.

Anche in presenza di un carico laterale transitorio (ad esempio un impatto) riduce molto la resistenza originaria della struttura.

La presenza di errori nel processo di fabbricazione che portano, ad esempio, ad avere una deformazione iniziale, oppure ad errori nella fase di messa in opera che inducono un disallineamento del carico dall'asse dell'elemento, sono entrambe condizioni che riducono la resistenza ultima P_u dell'elemento.

Si considera quindi la presenza di altri difetti che riducono la sezione trasversale dell'elemento



strutturale. Mentre in precedenza la posizione del difetto non influenzava la risposta ultima al carico di trazione, in presenza di carico di compressione, invece, la risposta risulta condizionata dalla posizione : si dimostra che la resistenza diminuisce progressivamente se il difetto passa da una posizione centrale ad una posizione laterale.

Vediamo infine il caso in cui siano presenti connessioni strutturali inefficaci. Come in precedenza, questo fatto viene schematizzato considerando due tipi di vincoli di estremità : il primo a completo ripristino di tutte le caratteristiche di sollecitazione (incastro), il secondo a non ripristino della componente flessionale (cerniera); nella seconda situazione risulta, ovviamente, diversa la deformata della struttura e la resistenza ultima diminuisce rispetto alla prima situazione di completo ripristino.

In definitiva, è evidente che una struttura composta prevalentemente da elementi compressi, mostra una severa riduzione della sua capacità portante in seguito alla presenza di carichi accidentali inattesi ed errori di fabbricazione. In conseguenza, si può concludere che tale struttura risulta fortemente "non tenace".

Gli esempi illustrati in questo paragrafo possono essere utilizzati per fornire una valutazione della robustezza strutturale su scala locale.

In particolare, le strutture che sopportano carichi primari sviluppando prevalentemente un'energia di deformazione di trazione collassano in maniera duttile, mentre le strutture che resistono a questi carichi sviluppando prevalentemente un'energia di deformazione di compressione collassano in maniera fragile.

Riprendendo la valutazione di robustezza a seconda delle modalità di collasso, si può dunque affermare che : "una struttura possiede un grado variabile di tenacità o robustezza strutturale in relazione alla proporzione tra energia di deformazione a trazione rispetto all'energia di deformazione a compressione, misurate in corrispondenza del massimo carico a cui è soggetta la struttura".



5.3.2 Propagazione del danno

Si è visto che analizzando la risposta di un semplice elemento strutturale sotto carico è possibile fornire molte informazioni riguardo alla sua vulnerabilità e alla sua robustezza o tenacità, "qualità" individuabili sia su scala locale che su scala globale, per il fatto che sovente la propagazione del danno, e i collassi strutturali, hanno inizio a partire da fratture locali.

È possibile stabilire un'analogia tra lo studio del collasso progressivo delle strutture e la Meccanica della Frattura.

Questa analogia è confermata anche dalle soluzioni tecnologiche utilizzate per ridurre la vulnerabilità nei confronti di azioni accidentali : si tratta infatti di fornire robustezza alle strutture (tenacità ai materiali), ad esempio tramite "ridondanza" (rinforzi in fibre e disordine microstrutturale ai materiali) oppure tramite "compartimentazione" (inserimento di giunti o elementi che arrestano la propagazione del danno nei materiali).

Per quanto riguarda lo studio della propagazione del danno nei materiali omogenei sono sempre stati utili i criteri energetici (ad esempio il *Criterio di Griffith* nel 1921), anche se molti materiali presentano disomogeneità e disordine. Tuttavia, L'applicazione dei tradizionali criteri energetici ai materiali disomogenei (come alle strutture complesse, realizzate con elementi costituiti da materiali con disordini) non è realizzabile : in questi casi, infatti, l'inizio della frattura non implica una sua propagazione indefinita, cosicché il contributo dell'energia cinetica deve essere preso in considerazione.

Si considera un sistema in una configurazione iniziale "0" , caratterizzata da valori iniziali di danno a^0 , energia assorbita dal danno esistente $W_f(a^0)$, energia potenziale della forza esterna $W_{ext}(a^0)$, energia di deformazione $\Phi(a^0)$ ed energia cinetica $E_k(a^0)$. Introducendo una propagazione virtuale del danno Δa che porta il sistema dalla configurazione di danno a^0 alla configurazione a , i contributi energetici citati mostrano anch'essi un incremento Δ ; prendendo in conto anche l'energia ΔE_d dissipata attraverso lo smorzamento e la trasmissione del calore, tramite il principio



di conservazione dell'energia si ottiene :

$$\Delta W_{ext}(\Delta a) = \Delta \Phi(\Delta a) + \Delta W_f(\Delta a) + \Delta E_k(\Delta a) + \Delta E_d(\Delta a) . \quad (67)$$

Se si trascura il contributo di ΔE_d , siccome in assenza di impatti o scorrimenti tra elementi strutturali tale energia è piccola rispetto a quella dissipata con la plasticità (considerata in W_f), l'energia cinetica dopo la propagazione virtuale può essere espressa in funzione dell'energia cinetica iniziale e delle variazioni degli altri contributi energetici tramite l'equazione (68).

Siccome E_k non può essere negativa, la propagazione virtuale Δa è reale soltanto se:

$$E_k(a) = E_k(a^0) + \Delta W_{ext}(\Delta a) - \Delta \Phi(\Delta a) - \Delta W_f(\Delta a) \geq 0 . \quad (68)$$

L'equazione (68) è una condizione necessaria ed è valida in generale per ogni cambiamento di configurazione, anche se non implica la propagazione di alcun danno, o implica la propagazione di danni in più parti della struttura contemporaneamente.

E' da notare che l'equazione (68) è stata utilizzata anche per analizzare il crollo progressivo delle Twin Towers (Bazant).

5.4 La teoria della vulnerabilità

La teoria della vulnerabilità strutturale si basa sull'analisi della forma di una struttura e di come i suoi elementi costituenti sono connessi tra loro.

Una struttura è definita vulnerabile, quando un danno di qualsiasi natura, risulta essere causa di una serie di conseguenze sproporzionate rispetto alla stessa causa, per esempio quando un piccolo danno può causare anche il crollo di tutta la struttura.

Il termine "vulnerabilità" è spesso usato per indicare la suscettività di un componente o di un



sistema rispetto ad azioni esterne. Un'azione esterna può essere causata da un evento naturale, come per esempio un terremoto o essere originata dall'uomo stesso, come per esempio un impatto accidentale o corrosione sviluppatasi per mancanza di manutenzione. Queste azioni sono usualmente ignote e possono danneggiare parti strutturali con conseguenze sull'intera struttura, in dipendenza da dove è localizzata la componente danneggiata e come questa è collegata al resto della struttura. Se la forma della struttura è inappropriata allora possono verificarsi conseguenze sproporzionate cosicché un piccolo danno può produrre una serie consequenziale di eventi e il progressivo collasso della struttura.

La "teoria della vulnerabilità strutturale" si basa sulla forma della struttura. Viene valutato il modo con cui la struttura è connessa insieme e viene costruito un modello gerarchico. Attraverso lo "svincolamento" di questo modello gerarchico vengono identificati i diversi scenari di collasso e in tal modo si possono valutare quali scenari possono portare al collasso dell'intera struttura.

I tre processi fondamentali di questa teoria sono : 1) identificazione dei "rings" e "rounds" strutturali e loro successivo raggruppamento (processo di "clustering"); 2) creazione di una descrizione gerarchica della struttura; 3) ricerca, attraverso la gerarchia strutturale, dei differenti scenari di collasso.

Uno "ring" nello spazio bidimensionale, o un "round" nello spazio tridimensionale, è un percorso di carico che, con le sue configurazioni, è capace di resistere ad un arbitrario set di forze applicate. Una valutazione della loro forma denominata "well-formedness" viene usata per raggruppare le componenti in una sotto-struttura di "clusters" che sono essi stessi rings e rounds, ad un livello superiore. Questi sono a loro volta disposti in cluster per formare un altro livello più alto di rings e rounds. Le componenti presenti in un cluster sono meglio connesse tra loro che non con le componenti fuori dal cluster cosicché gli elementi peggio connessi vengono isolati. Il processo di clustering viene continuato fino a quando l'intera struttura è un unico cluster. L'insieme di tutti i clusters e sub-clusters prende il nome di "modello gerarchico della struttura". Il modello gerarchico della struttura è allora utilizzato per identificare gli scenari di collasso e successivamente



all'applicazione di un danneggiamento e del relativo processo di svincolamento. Ci sono diverse serie di eventi che possono degradare la struttura fino a quando il danno non modifica la struttura in modo tale da renderla un meccanismo. I meccanismi di collasso, che possono portare a conseguenze sproporzionatamente alte, sono di particolare interesse in quanto alcuni scenari possono essere presi in considerazione nell'analisi della risposta strutturale. Questa teoria è utile per strutture che presentino ridondanza, poiché possono esistere strutture che divengono un meccanismo in seguito ad un singolo evento di deterioramento, o strutture per le quali un singolo danno può causare il collasso di una sua parte.

L'analisi mediante teoria della vulnerabilità identifica, quindi, le potenziali situazioni di pericolo in una struttura con una semplice ma logica procedura. Dopo aver identificato gli scenari di collasso più importanti i progettisti possono prendere in considerazione le opportune precauzioni per poter realizzare una struttura sufficientemente robusta.

5.4.1 Rings strutturali

Tre elementi collegati insieme formano un "just stiff structural ring" come rappresentato in Figura 5.6 (a). Un altro collegamento può rendere il rings un meccanismo Figura 5.6 (b). Una singola componente in un piano è un ring con un taglio o un open ring (Figura 5.6 (c)). Un collegamento tra queste componenti li renderebbe un meccanismo (Figura 5.6 (d)).

Quando questi rings sono collegati insieme in un modo corretto si ottiene un percorso strutturale 3D capace di mantenere l'equilibrio, chiamato "round".

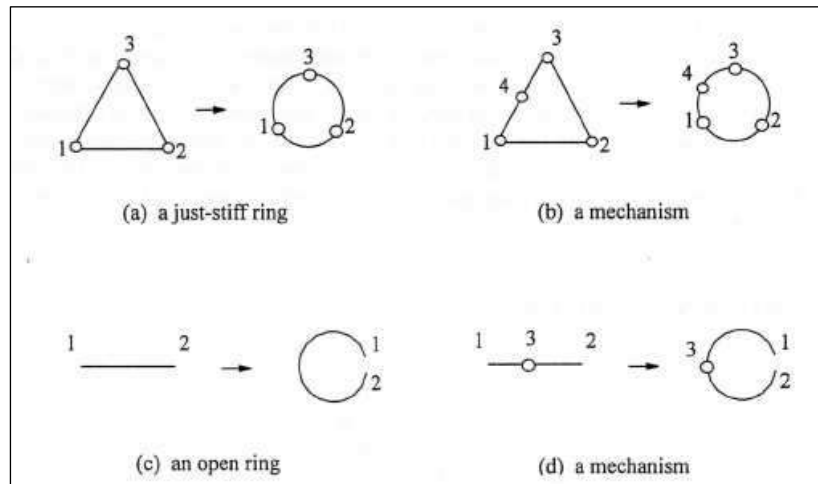


Figura 5.6 : rappresentazione dei rings strutturali

5.4.2 Rounds strutturali

Un round strutturale è un unità base di una struttura tridimensionale che con la sua configurazione può resistere ai carichi applicati in qualsiasi direzione. Esso è composto da rings strutturali in 2D formanti le facce della struttura 3D.

La Fig. 5.7 (a) mostra la più semplice struttura connessa (un tetraedro) con quattro rings sulle quattro facce. Una rappresentazione ideale del round è presentata a destra della stessa figura.

Tre elementi ortogonali connessi attraverso una cerniera rigida produce un well-formed 3D round come mostrato nella Fig. 5.7(b). Il round consiste in tre rings A, B, C con la rappresentazione ideale simile a quella di un "ball-jointed round". Un singolo membro fessurato con un'estremità fissa è ancora un 3D structural round come mostrato in Figura 5.7 (c). Una singola asta è un semplice round strutturale e viene chiamato "leaf round".

La *well-formedness* Q di uno round è una misura della qualità della forma strutturale di questo. È indipendente dalla scelta del sistema di coordinate di riferimento, e tiene in conto della resistenza ai carichi lungo le tre direzioni principali e della rigidezza delle componenti. La *well-formedness* Q di un round è calcolata a partire dalla nodal *well-formedness* q_i di ciascun nodo presente nel round.



q_i è il determinante della sotto-matrice di rigidezza \mathbf{K}_{ii} associata a ciascuna cerniera i -esima presente nel round:

$$q_i = \det(\mathbf{K}_{ii}). \quad (69)$$

La matrice \mathbf{K}_{ii} include i contributi di tutti i membri del round che si intersecano nel giunto i -esimo. In generale per una struttura 3D la matrice \mathbf{K}_{ii} è una matrice 6x6 simmetrica con 6 autovalori λ_j con $j = 1,2,..,6$. Il *ball jointed structure* presenta solo tre autovalori corrispondenti alle 3 traslazioni. Per le strutture con rigid joint tutti e 6 gli autovalori vengono utilizzati. La well-formedness di un giunto è un massimo quando il giunto presenta la massima rigidezza lungo tutti gli assi principali di traslazione. Questo accade quando λ_1 , λ_2 e λ_3 sono uguali e fino a quando la somma degli autovalori è una costante. La well-formedness Q di un round per ciascun nodo è calcolato come:

$$Q = \frac{1}{N} \sum_i^N q_i, \quad (70)$$

dove N è il numero totale di joints nel round e q_i è ottenuto come indicato nell'equazione (70).

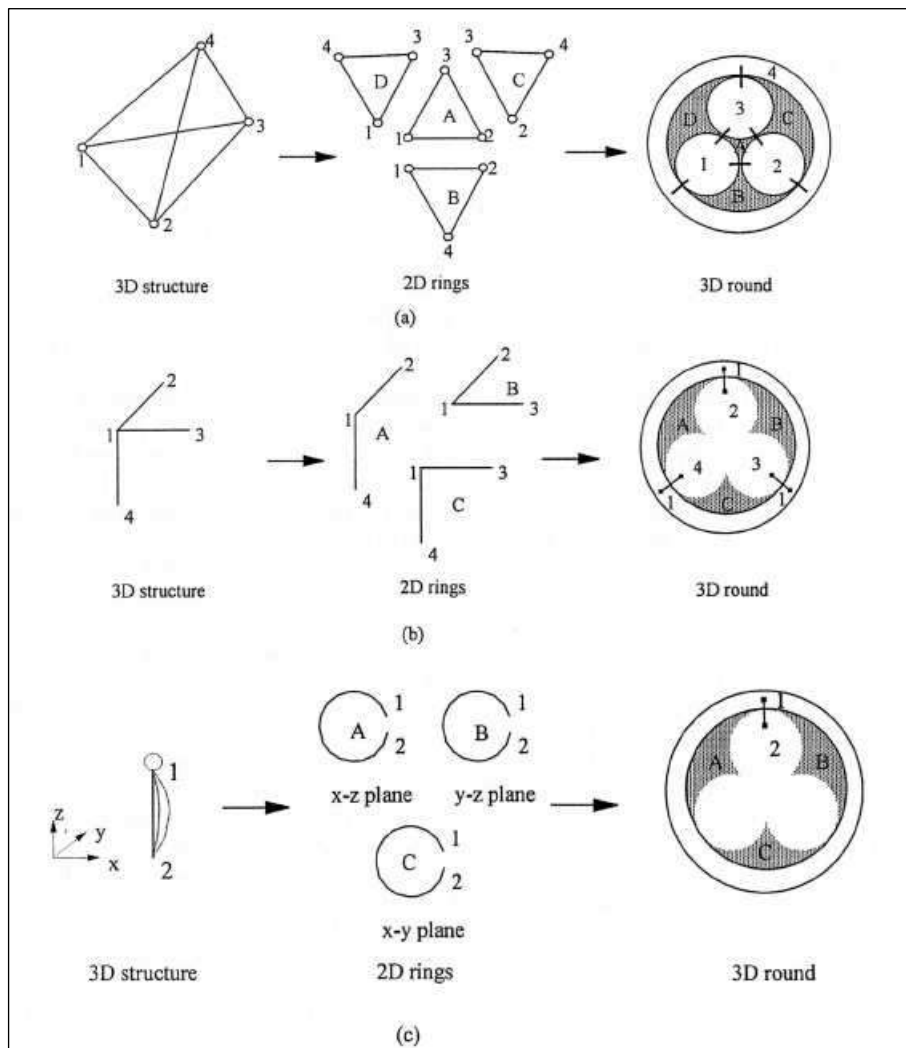


Figura 5.6 : rappresentazione dei rounds strutturali

5.4.3 Clusters strutturali

Ciascuna struttura è rappresentabile con un modello gerarchico. I clusters possono essere sia round ora ring. La well-formedness nell'equazione (70) è usata per raggruppare i differenti membri in un unico cluster e per decidere quale membri incorporare in un cluster già costituito. Se il valore di Q non produce un'unica scelta allora devono essere prese tre differenti misure. Queste includono la minima domanda di danno (funzione della rigidità del singolo membro), la connettività nodale (ovvero il numero totale di elementi collegati al joint in un cluster) e la distanza dal cluster di riferimento.

L'algoritmo per costruire una gerarchia per una struttura tridimensionale è molto complesso



rispetto a quello per una struttura bidimensionale. Un algoritmo per fixed jointed structures è stato sviluppato ed è presentato nella Figura 5.7.

Ci sono tre diversi passaggi nel processo di clustering :

- Fase I : inizio del clustering; - Fase II : clustering secondario; - Fase III : reference clustering.

La Fase I parte con l'identificazione dei seed cluster. Un seed cluster potrebbe essere normalmente un leaf round con una parte terminale fissa. Il round con la più alta well-formedness è scelto come primo seed cluster. Una volta che il seed cluster è scelto altri membri vengono successivamente incorporati mantenendo il cluster come struttura. Il primo membro vicino connesso attraverso un fixed joint è incorporato nel cluster quando questo comporta un aumento della well-formedness (Figura 5.8 (a)). Un cluster può anche crescere includendo un membro non ancora nel cluster ma con cui connette i suoi nodi interni (Figura 5.8(b)) e questo incrementa sempre la well-formedness. Quando un cluster non può crescere con un incremento della sua well-formedness , allora la costituzione di questo cluster termina per iniziarne un'altra. Un free cluster può unirsi ad un altro free cluster oppure contribuire all'accrescimento di un altro cluster.

Nella Fase II i clusters sono essi stessi raggruppati. Il valore della well-formedness di un cluster cresciuto potrebbe normalmente, ma non necessariamente diminuire. Questi clusters che incrementano o causano una riduzione della well-formedness vengono scelti per primi. La Fase II termina quando non possono formarsi altri cluster senza comprendere il reference cluster. Diverse vie di joint cluster dipendono da come questi sono intersecati. Per esempio, due cluster possono avere uno o più rigid joint o ball joint comuni. Alcune di queste possibilità sono illustrate in Figura 5.9. La Figura 5.9(a) presenta il caso dove due clusters sono legati attraverso un fixed joint. Nella Figura 5.9(b) un cluster è connesso ad un altro attraverso tre ball joint. Nella Figura 5.9(c) due exclusive clusters sono legati insieme con l'aiuto di un altro membro. La rappresentazione astratta per questi casi, specialmente per il ball joint, aiuta a identificare i nuovi rings e rounds.

Infine nella Fase III i reference clusters vengono incorporati. Il clustering termina quando l'intera

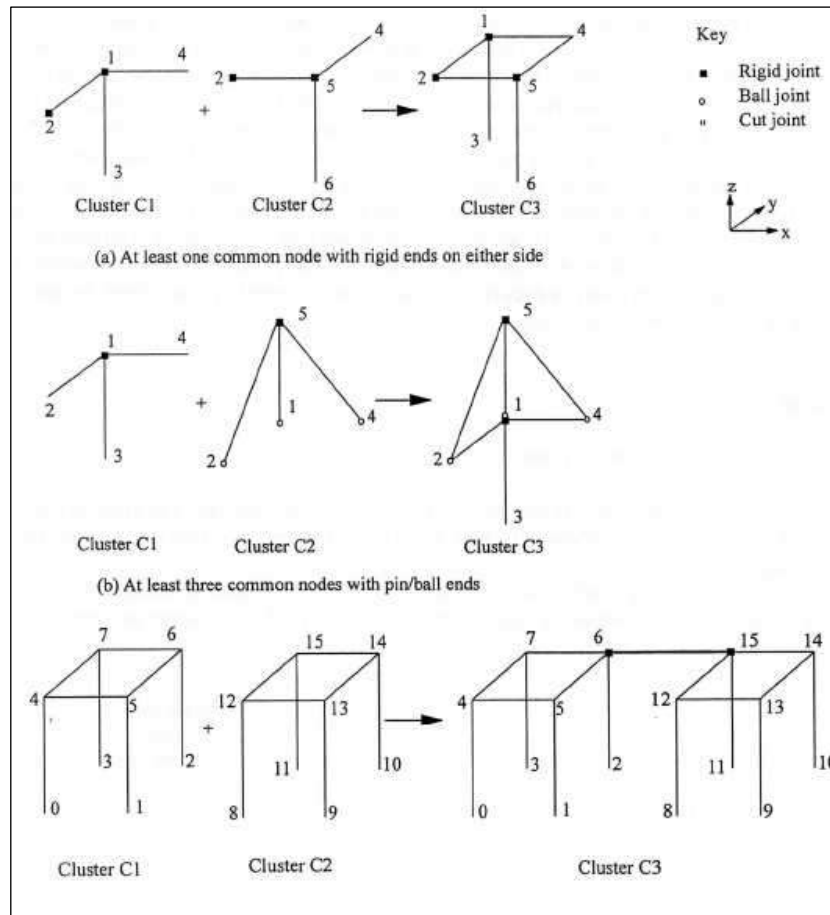


Figura 5.9 : diversi modi di unire due clusters

5.4.4 Processo di svincolamento e scenari di collasso

Uno scenario di collasso è un insieme di eventi che deteriorano una struttura e riducono la sua well-formedness fino al punto in cui uno o più rounds strutturali diventano un meccanismo. L'evento deteriorante, la cui tipologia non viene considerata nella teoria della vulnerabilità, è la perdita di uno o più gradi di libertà come un taglio o un giunto a cerniera. I possibili scenari di collasso vengono identificati tramite una ricerca organizzata della gerarchia strutturale. Un danno può interessare un elemento strutturale in una posizione casuale, ma per semplicità si considera la posizione centrale, quella ad un singolo lato, e quella a entrambi i lato dell'elemento, come visibile in Figura 5.10.

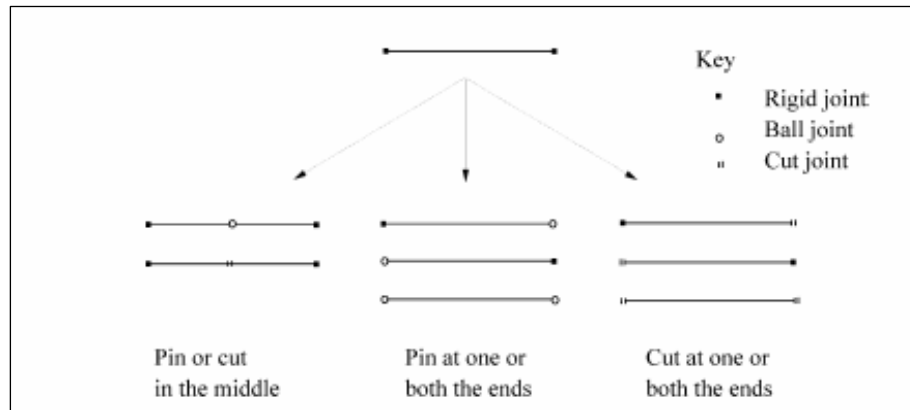


Figura 5.10 : possibili posizioni del danno

Durante ogni singola ricerca della gerarchia strutturale viene considerato un solo tipo di evento di danno. Le altre possibilità di danno vengono poi considerate in successione ed è quindi possibile analizzare differenti combinazioni di questi eventi deterioranti per riprodurre uno specifico scenario di collasso. Il completo collasso di un nodo strutturale viene simulato attraverso un taglio di tutti gli elementi che sono connessi al nodo.

La "domanda di danno" è una misura dello sforzo necessario per produrre un evento deteriorante. Questa viene assunta direttamente proporzionale alla perdita di rigidità causata da tale evento. La domanda di danno di uno scenario di collasso è la somma delle domande di danno di ciascun evento di danno presenti in tale scenario. La "domanda di danno relativa" di uno scenario di collasso è pari al rapporto tra la "domanda di danno propria di tale scenario" e la "domanda di danno massima", che si avrebbe se tutti gli elementi della stessa struttura venissero danneggiati.

La "conseguenza strutturale" di uno scenario di collasso è calcolata come il rapporto tra la perdita di well-formedness della struttura danneggiata e il rapporto tra la perdita di well-formedness della struttura integra.

Si considera poi l'"indice di vulnerabilità" come rapporto tra la "conseguenza strutturale" e la "domanda di danno relativa" ed è un indice di quanto possono essere sproporzionate le conseguenze rispetto alle cause in uno scenario di collasso.



Sebbene siano possibili un gran numero di scenari di collasso, soltanto cinque sono i più importanti: lo scenario di collasso totale è quello in cui si ha il crollo globale della struttura applicando il minimo sforzo; il massimo scenario di collasso è quello che possiede il più alto indice di vulnerabilità; lo scenario che ha la minima domanda si ottiene considerando il modo più semplice di danneggiare la struttura, senza considerare l'entità di esso; il minimo scenario è quello in cui l'ultimo elemento che va a comporre il modello gerarchico viene danneggiato.

5.5 Strategie di progetto per fornire o aumentare la robustezza

Una struttura si può definire "resistente al collasso" se la sua resistenza ultima e la sua funzionalità non vengono compromesse da eventi di natura eccezionale. La resistenza a collasso è una proprietà influenzata da diversi fattori che includono sia il comportamento strutturale proprio che le azioni esterne. Questa qualità è fortemente dipendente anche dalla tipologia strutturale scelta: se si costruissero strutture molto robuste si avrebbe un chiaro vantaggio in termini di resistenza a collasso, ma probabilmente, le possibilità di progettuali risulterebbero limitate.

Allora, invece di limitare il progetto, si tende ad accettare che una struttura possa essere predisposta a sviluppare un collasso progressivo, aumentandone però la resistenza a collasso tramite una serie di misure progettuali, come ad esempio il progetto con margini di sicurezza più ampi degli elementi strutturali "chiave".

Si fa notare che la resistenza a collasso non è richiesta per tutte le strutture.

Nel caso in cui si essa debba essere assicurata sono previsti alcuni criteri di progetto :

- individuazione della necessità di fornire resistenza a collasso ad una struttura;
- obiettivi di progetto;
- strategie di progetto;
- procedure di verifica.



Il primo di questi criteri si basa certamente sull'importanza della struttura, in relazione alle conseguenze che potrebbe generare il collasso in termini di perdite materiali, immateriali ed effetti diretti. La necessità di resistenza a collasso dipende poi anche dal grado di esposizione della struttura a fonti di rischio: azioni umane (attacchi terroristici, guerre, esplosioni,...) e azioni naturali.

Le strategie di progetto per prevenire il collasso progressivo sono piuttosto presenti nella letteratura, anche se spesso non si trova riferimento nelle normative; si individuano le seguenti strategie:

1. Sicurezza nei confronti del collasso locale :
 - resistenza agli elementi "chiave" (progetto diretto);
 - misure protettive non-strutturali (controllo degli eventi).
2. Soluzioni progettuali nei confronti del collasso locale (progetto diretto):
 - configurazioni di carico alternative;
 - compartimentazione.
3. Regole progettuali prescrittive (progetto indiretto).

Per quanto riguarda il punto 1., se il collasso che deriva dalla rimozione di un elemento strutturale è troppo esteso, allora quel particolare elemento viene identificato come elemento "chiave": a questo punto tale strategia di progetto si basa sul fornire resistenza locale a questi tipi di elementi strutturali. La sicurezza nei confronti del collasso degli elementi "chiave" può essere ottenuta anche mediante misure non-strutturali tra cui si possono includere barriere di protezione agli impatti dei veicoli o alle bombe.

Per quanto riguarda il punto 2., l'esistenza di configurazioni di carico alternative viene definito "ridondanza" , che sta ad indicare diverse possibilità di risposta della struttura a sorreggere i carichi.

Le modalità con cui ottenere ridondanza strutturale sono molteplici: è possibile mobilitare, la



resistenza assiale e torsionale, utilizzare le riserve plastiche della struttura (assicurando un sufficiente grado di duttilità), passaggio da comportamento strutturale nel piano a spaziale.

Fornire configurazioni di carico alternative può essere indicato nei casi in cui ci sia il rischio di caduta di macerie che potrebbero colpire alcuni elementi strutturali chiave, come ad esempio nelle strutture a sviluppo prevalentemente verticale, come gli alti edifici. Questa soluzione è meno consueta nelle strutture a sviluppo orizzontale, come i ponti.

E' possibile adottare anche la soluzione della compartimentazione: si tratta di isolare un incipiente collasso dividendo la struttura in diversi compartimenti, il che richiede sia grande resistenza che riduzione della continuità strutturale ai bordi degli stessi compartimenti. Dunque i bordi del comparto dovrebbero riuscire a sostenere grandi forze, ma dovrebbero anche al contempo sopportare grandi deformazioni.

Tuttavia, La compartimentazione riduce la continuità della struttura e una sua applicazione potrebbe modificare significativamente la ridistribuzione dei carichi, pertanto questa strategia strutturale permetterebbe una migliore risposta della struttura nei confronti di un possibile collasso, ma richiederebbe allo stesso tempo una conoscenza dettagliata dei percorsi di carico.

Entrambe le strategie di progetto possono essere combinate.

La differenza sostanziale tra ridondanza e compartimentazione sta nel fatto che la prima è ottenibile sia aumentando la continuità strutturale che la resistenza, mentre la seconda riducendo la continuità e magari aumentando la resistenza dei compartimenti.

Percorsi di carico alternativi determinano variazioni della risposta globale della struttura; inoltre, l'efficienza di questo metodo diminuisce all'aumentare della dimensione del danno iniziale.

Al contrario, la compartimentazione determina variazioni locali della struttura, e la sua efficienza tende a non dipendere dalla dimensione del danno iniziale.



Capitolo 6.

Collasso progressivo e robustezza degli edifici in presenza di danno.

6.1 Insegnamenti dal crollo delle Twin Towers.

Nel capitolo 5 si è descritta la caratteristica di una struttura di mostrarsi più o meno suscettibile nei confronti di azioni accidentali ed eccezionali come "robustezza strutturale". Essa non è direttamente una proprietà nel senso che un sistema strutturale può avere un grado di variabilità della sua robustezza a seconda dell'evento deteriorante a cui viene assoggettato; ne sono un classico esempio gli edifici del WTC : infatti l'attentato terroristico del 26 febbraio 1993, in cui fu fatto esplodere un camioncino carico di esplosivo nei garage pubblici, pur creando una voragine tra i 50 e i 60 metri di diametro e 30 metri di profondità, con notevoli danni alle strutture, non risultò in un collasso progressivo, grazie alla redistribuzione dei carichi tra gli elementi portanti. L'edificio si dimostrò in tal modo essere molto robusto nei confronti di questo evento deteriorante. Ripercorrendo i capitoli precedenti, non si può dire lo stesso per quanto riguarda gli attentati dell'11 settembre 2001 : in questo caso l'evento deteriorante costituito dalla combinazione impatto dell'aereo-incendio ha fatto risultare le Torri assolutamente vulnerabili nei suoi confronti; si ricorda infatti che la porzione inferiore dell'edificio al momento dell'impatto della porzione superiore fu soggetta ad un carico che superava di circa 30 volte la sua capacità portante, pertanto il crollo progressivo non poté essere evitato.



Dunque una variabilità così grande del tipo di risposta (se confrontati i due eventi deterioranti) degli edifici del WTC lascia molte perplessità sulla sicurezza di strutture di questo tipo.

In particolare, sembra che tra i maggiori rischi si annoverino gli incendi, perché il calore porta ad un rapido decremento delle prestazioni delle strutture in acciaio e in calcestruzzo (si veda il Capitolo 3) con, ad esempio, incremento notevole delle non linearità di tipo geometrico.

Inoltre un incendio provoca un indebolimento strutturale che non resta circoscritto ma interessa progressivamente più elementi.

Paragonando un danno che determina l'indebolimento o la perdita di alcune strutture portanti a quello provocato da un incendio, si può mettere in evidenza che : se si misurasse la vulnerabilità con una variabile, nel primo caso tale variabile tenderebbe ad un valore costante, nel secondo caso, invece, l'incendio fa sì che questa variabile abbia un valore sempre crescente per tutta la durata dell'incendio (che si verifichi o no il crollo progressivo).

Dunque, al di là delle diverse teorie che spiegano come si sia generato fisicamente il collasso progressivo delle Twin Towers, bisogna osservare prima di tutto come questo fu conseguente ad un rapido aumento della vulnerabilità o ad un rapido decremento della robustezza, conseguenti al progressivo indebolimento di elementi strutturali per l'incendio.

Sorge la domanda: il crollo totale poteva essere evitato ?

Ci sono principalmente due modi per arrestare la propagazione dei crolli negli edifici: tramite compartimentazione o conferendo alle strutture un' elevata iperstaticità (ridondanza).

Compartimentare una struttura significa:

1) inserire giunti deboli tra parti di struttura connesse tra di loro ; 2) inserire orizzontamenti molto resistenti.

Il primo di questi è utilizzabile nelle strutture a sviluppo prevalentemente orizzontale, in tal senso il crollo si arresta in prossimità del giunto; invece, il secondo metodo di arresto del crollo progressivo riguarda l'inserimento di elementi orizzontali in edifici a sviluppo prevalentemente verticale, come



possono essere solai molto resistenti, in corrispondenza dei quali la caduta di macerie dei piani superiori dovrebbe arrestarsi.

Nelle Twin Towers quest'ultimo tipo di sistema non era presente. Restano comunque dei dubbi sulla sua reale efficacia, perché è dipendente dalla sua posizione e da quanta energia potenziale è presente al di sopra. Ad una posizione troppo elevata, la possibilità che il danno si abbia al di sotto aumenta, mentre ad una posizione troppo bassa l'energia potenziale superiore sarebbe comunque troppo elevata per poter essere dissipata.

Una delle problematiche degli alti edifici è appunto legata alla quota perché con il suo aumentare l'energia potenziale posseduta dal sistema strutturale è notevole.

Inoltre in questa tipologia strutturale il singolo piano riveste una funzione molto importante, legata alla possibilità che un danno in uno di essi si propaghi agli altri piani per effetto domino.

Infatti lo sviluppo prevalente nella direzione verticale fa sì che, facilmente, un crollo progressivo si traduca nel collasso ultimo, poiché la via di propagazione è unica.

In considerazione di questi aspetti, si ritiene che questa tipologia strutturale sia più predisposta di altre ai collassi progressivi.

Nei successivi Paragrafi si tratterà del collasso progressivo di edifici a telaio aventi differenti gerarchie strutturali, misurandone la robustezza.

Per gerarchia strutturale si intende la possibilità di individuare all'interno di un edificio (ad esempio a telaio) una struttura primaria più rigida e resistente, le cui celle principali sostengano una struttura secondaria (in genere meno resistente), ed eventualmente una struttura terziaria.

Da ciò deriva che un edificio in cui si possano identificare una struttura primaria, secondaria e terziaria, con rigidità e resistenze, rispettivamente, decrescenti, si definisce struttura *gerarchica* o ad *elevato livello gerarchico*. Al contrario, un edificio in cui sia individuabile la sola struttura primaria, con travi e pilastri aventi rispettivamente la stessa rigidità e resistenza, si definisce struttura *omogenea* o a *basso livello gerarchico*.

Nel seguito si studieranno strutture con diverso livello gerarchico, per individuare quale tra queste



fornisce migliori prestazioni in termini di robustezza in presenza di danno in posizioni diverse, stabilendo quale tipologia risulta più idonea a resistere in caso di collasso di alcune sue parti.

6.2 Modellazione dei collassi progressivi negli edifici a telaio

Simulare crolli progressivi degli edifici risulta essenziale al fine di individuare i possibili meccanismi di collasso, e valutare se una struttura è più o meno robusta.

I metodi che permettono di modellare strutture e simulare i collassi sono molteplici.

Il metodo più noto di analisi strutturale computazionale è quello agli Elementi Finiti (FEM). Tuttavia, questo metodo nella sua forma originale non è sufficientemente potente da tener in conto i fenomeni che si hanno in presenza di ogni crollo strutturale : infatti essi comportano oltre che deformazioni anche movimenti rigidi, che rendono "singolare" la matrice di rigidità globale del sistema. A ciò si può ovviare ad esempio escludendo man mano dalla struttura gli elementi che raggiungono lo stato limite ultimo: ma in tal modo l'analisi non risulterebbe abbastanza accurata e veritiera, perché darebbe luogo a comportamenti che difficilmente si verificherebbero nella realtà. Un'ulteriore considerazione riguarda l'impossibilità di tener conto degli impatti tra elementi in caduta e tra questi e il terreno, perché ciò richiederebbe tener in conto alcune approssimazioni e ipotesi, ma spesso ciò non accade.

Gli Elementi Finiti potrebbero portare ad analisi molto accurate in questi casi se le mesh utilizzate fossero molto accurate, ma ciò porterebbe a simulazioni molto lunghe e quindi poco vantaggiose dal punto di vista pratico.

Un metodo che risulta più efficiente è quello ad Elementi Discreti (DEM). Tale metodo fu sviluppato da Cundall nel 1971 : la struttura viene suddivisa in nodi aventi massa e volume, chiamati "elementi". Essi possono avere forma diversa (sferica, cubica, tetraedrica) e tra di loro presentano connessioni in grado di trasmettere forze, coppie ed quantità di moto. Gli effetti dinamici vengono presi in conto semplicemente integrando le equazioni del moto di Newton. Inoltre la caduta di



elementi o porzioni strutturali sono considerate poiché non vi sono matrici di rigidezza che diventano "singolari". Gli impatti possono essere inclusi mediante implementazione delle leggi di contatto locali tra elementi. Il limite principale di tale metodo sta nel fatto che l'integrazione delle equazioni di Newton richiede piccoli intervalli di tempo, inversamente proporzionale alla più alta frequenza naturale tra ciascuna delle connessioni tra elementi. Inoltre, anche la rigidezza degli impatti influenza la massima lunghezza applicabile di "time-step".

Più recentemente, è stato proposto il metodo AEM, a metà strada tra il metodo FEM e DEM : infatti le porzioni di struttura che non possono sviluppare moti rigidi hanno una matrice di rigidezza, mentre gli atti di moto rigido vengono presi in conto mediante algoritmi simili al metodo DEM.

6.2.1 Il metodo ad Elementi Discreti (DEM)

Le simulazioni, effettuate nell'ambito di questa Tesi allo scopo di modellare il collasso progressivo di edifici a telaio, sono state realizzate tramite un software ad elementi discreti sferici. [19], [20].

6.2.1.1 Mesh

Si è detto in precedenza che il metodo DEM consiste nella suddivisione della struttura in "elementi" dotati di massa e volume al cui centro è presente un nodo. Essi vengono denominati *SDE* (*Spherical Discrete Element*). Considerando il nodo k-esimo, le quantità ad esso associate sono:

- quantità cinematiche espresse in \mathcal{S} , che comprendono le tre componenti del vettore di posizione r , la velocità v , la velocità angolare ω , l'accelerazione a , e l'accelerazione angolare $\dot{\omega}$;
- il vettore dei tre *angoli di Eulero* che esprimono l'orientamento del sistema di coordinate locali S_k^b , centrato in ciascun nodo e fissato al *SDE*; rispetto a \mathcal{S} , l'orientamento di S_k^b



cambia non appena un SDE ruota.

- la massa e l'inerzia di ciascun SDE ;
- le tre componenti dei vettori delle forze e dei momenti esterni applicati, espressi in S^c .

L'inerzia polare può essere inoltre espressa come il vettore a tre componenti dell'inerzia principale riferita all'asse S_k^b , che deve essere orientato lungo i principali assi di inerzia polare dei SDE .

6.2.1.2 Elementi trave Eulero-Bernoulli

Ciascuna coppia di nodi viene connessa mediante travi di tipo *Eulero-Bernoulli* denominati EBE , privi di massa e volume ed in grado di trasmettere forze e momenti tra i vari SDE . Ciascuno di questi elementi è inizialmente rettilineo nella struttura indeformata e il loro legame costitutivo è di tipo elasto-plastico.

Le quantità associate all' i -esimo EBE sono :

- la numerazione globale del nodo iniziale e finale, a cui corrispondono i numeri 0 e 1 nella numerazione locale;
- 4 parametri geometrici della sezione trasversale, cioè l'area A' , i due principali momenti d'inerzia I_ξ^i e I_η^i e l'inerzia torsionale I_t^i ;
- i vettori unitari ζ_0 e ζ_1 espressi in S_0^b e S_1^b , paralleli all'asse longitudinale di ciascun EBE (visibile in *Figura 6.1*);
- 2 vettori espressi in S_0^b e 2 vettori espressi in S_1^b paralleli agli assi principali d'inerzia ξ , η della sezione trasversale di ciascun EBE ;
- i parametri meccanici, cioè il modulo di Young E e il modulo di taglio G del materiale costituente, la forza assiale di snervamento a trazione N_y , la forza assiale di snervamento a compressione N_{cy} , i momenti flettenti di snervamento intorno ai principali assi di inerzia $B_{\xi y}$ e $B_{\eta y}$, le deformazioni ultime a trazione e compressione ε_{th} ed ε_{cth} , le rotazioni plastiche ultime intorno ai principali assi di inerzia $\varphi_{\xi,th}$ e $\varphi_{\eta,th}$, i coefficienti di

smorzamento in direzione assiale γ_L , rispetto alla flessione γ_B e rispetto alla torsione γ_T .

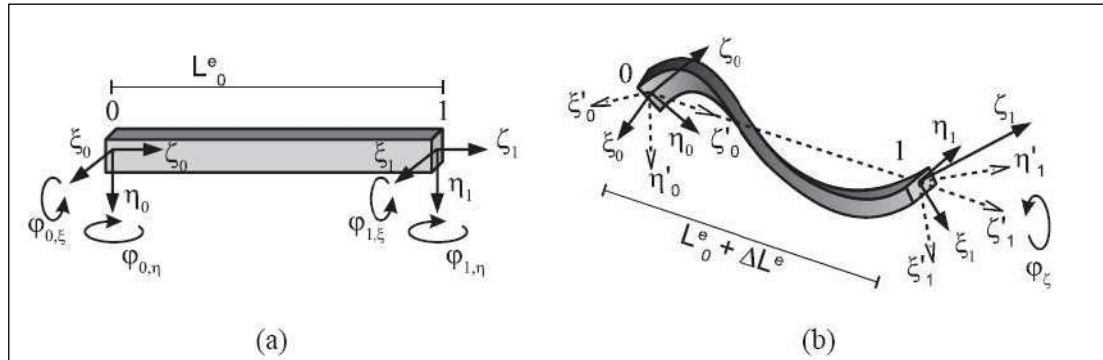


Figura 6.1: elementi trave Eulero-Bernoulli in configurazione indeformata (a) e configurazione deformata (b)

6.2.1.3 Contatti Hertziani

Il collasso progressivo tra elementi *EBE* può determinare la caduta libera di elementi strutturali, e dunque gli elementi sferici discreti possono collidere. Durante le collisioni reali gli elementi strutturali possono frantumarsi, e i vari frammenti non si compenetrano. Gli impatti sono solitamente di tipo anelastico e possono essere modellati con le leggi della meccanica del contatto; tuttavia, tali modelli richiedono l'onerosa risoluzione di sistemi di equazioni ad ogni intervallo di tempo per evitare "overlapping". E' necessario inoltre considerare una dimensione degli elementi che sia rappresentativa della dimensione dei più piccoli frammenti di struttura reale, che comporta l'impiego di una mesh estremamente fitta.

Il modello che utilizza i contatti Hertziani generalmente si adatta bene alle sperimentazioni fatte sui materiali granulari. Secondo tale modello, una forza elastica F_{el}^n proporzionale al volume di sovrapposizione (overlapping volume) determina la repulsione tra elementi che collidono, in cui lo smorzamento viene tenuto in conto introducendo un parametro dipendente dalla velocità. Se gli elementi sono sferici e composti dallo stesso materiale, la forza F_{el}^n è diretta lungo la linea che connette i centri delle sfere che collidono ed è esprimibile come :

$$F^n = \frac{4Y\sqrt{R_{eff}}}{3(1-\nu^2)} \cdot \xi^{\frac{3}{2}} + \gamma_n \dot{\xi} \quad (71)$$

Y e ν sono i moduli di Young e Poisson degli elementi SDE, ξ è la lunghezza di sovrapposizione misurata lungo la linea che connette il centro degli SDE, γ_n è il fattore di smorzamento normale, e il raggio effettivo è:

$$R^{eff} = \frac{R_0 \cdot R_1}{R_0 + R_1} \quad (72)$$

dove R_0 ed R_1 sono i raggi delle due sfere che collidono. $\dot{\xi}$ è la derivata rispetto al tempo della lunghezza di sovrapposizione, cioè la velocità di sovrapposizione, positiva se le sfere stanno collidendo. Affinchè il termine $\gamma_n \dot{\xi}$ non renda la forza F^n negativa, il che può succedere quando le sfere tendono a separarsi ad alte velocità ($\dot{\xi} \ll 0$), esso viene posto pari a zero quando l'equazione (71) comporta $F^n < 0$.

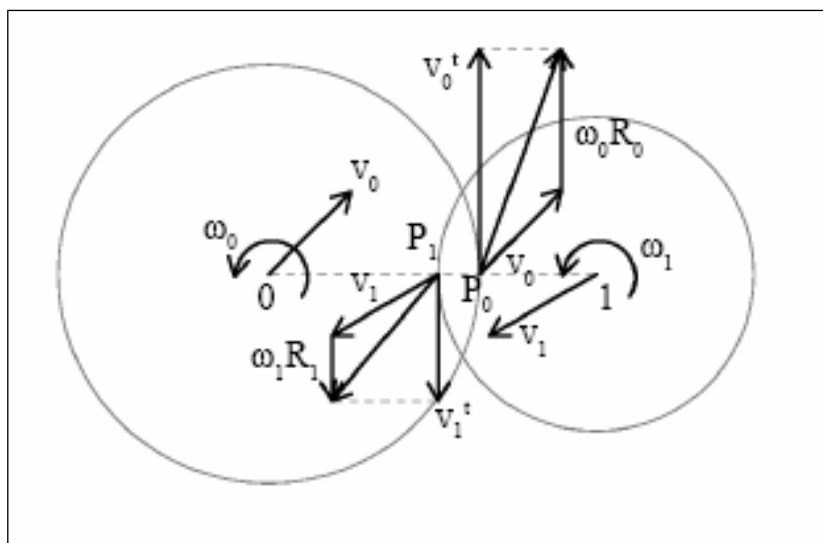


Figura 6.2 : schema bidimensionale delle velocità tangenziali tra le sfere.



La forma sferica degli *SDE* è chiaramente un'approssimazione della forma più complessa delle porzioni di struttura che collidono. In conseguenza, in generale, la risultante delle forze di contatto non dovrebbe essere diretta lungo la linea che connette i centri degli *SDE*. Dunque le forze tangenziali F^t e i momenti M sono introdotte tra gli *SDE* che collidono. Le forze tangenziali vengono introdotte poichè vi è uno strisciamento laterale tra le sfere, cioè poichè la velocità tangenziali relative v_r^t non sono nulle nei punti di contatto tra *SDE*. Poichè un singolo punto di contatto non può essere identificato quando due sfere si sovrappongono, v_r^t viene definita come la differenza tra le velocità tangenziali v_0^t al punto P_0 e v_1^t al punto P_1 , visibile in *Figura 6.2*. P_0 è il punto sulla superficie del primo *SDE* che è più vicino al centro dell'altro *SDE*, viceversa per P_1 . La forza tangenziale parallela a v_r^t è :

$$|F^t| = \min(\gamma_T v_r^t, \mu F^n), \quad (73)$$

dove γ_t è il coefficiente tangenziale di smorzamento dinamico, e μ è il coefficiente di attrito di Coulomb. Dall'equazione (73) si deduce che il coefficiente di attrito di Coulomb è il limite superiore per F^t quando v_r^t è alto, il che aumenta la stabilità. F^t è applicato a P_0 e P_1 con direzione opposta e dunque i centri delle sfere che impattano sono entrambi soggette a F^t e momento $M = F^t \wedge R_i$, dove R_i è il raggio degli *SDE*. L'equazione (73) implica che la forza tangenziale sia nulla quando si verifica solo scorrimento tra due *SDE* che collidono. Allora anche lo smorzamento dovuto allo scorrimento viene considerato applicando un momento addizionale $|M^r| = \gamma_\omega (\omega_1 - \omega_0)$ tra i due elementi, che è proporzionale al fattore di attrito γ_ω , opposto alla velocità angolare relativa tra le sfere in contatto.

In luce al modello di contatto presentato in questa sezione, i parametri associati ad un elemento sferico discreto sono:



- il raggio R della sfera;
- il modulo di Young Y e di Poisson ν del materiale;
- i coefficienti dinamici di smorzamento γ_n , γ_t e γ_ω e il coefficiente di frizione di Coulomb μ .

Un limite importante del modello presentato qui è che il coefficiente di smorzamento non può essere in generale impostato a priori, noto il materiale e le geometrie delle porzioni strutturali rappresentate dai *SDE*. Molti processi dissipativi come la frammentazione locale, il trasferimento di calore sono infatti implicitamente tenuti in conto mediante i coefficienti di smorzamento. Alcuni di questi processi dissipativi possono essere modellati esplicitamente, ma questo aumenta il costo computazionale delle implementazioni numeriche del modello.

Per un maggiore approfondimento relativo alle leggi costitutive utilizzate nel metodo DEM si faccia riferimento alla nota [15] riportata in bibliografia.

6.3 Simulazione tramite DEM dei collassi progressivi in telai 2D in presenza di danno ai piani bassi e intermedi.

6.3.1 Descrizione delle strutture e dei danni

I telai considerati nelle simulazioni sono tre, tutti con le stesse dimensioni globali (Figura 6.3). Pertanto la snellezza delle celle strutturali è costante e pari al rapporto $\lambda = H_{tot} / L_{tot} = 33 \text{ m} / 44 \text{ m} = 0,75$. Tutti sono costituiti dello stesso materiale, il calcestruzzo armato, i cui parametri meccanici sono visibili in Tabella 6.1.

Ciò che li differenzia è il diverso *livello gerarchico*, ovvero il numero di celle in cui viene suddiviso ciascuno di essi: indicando con n^2 la variabile che rappresenta tale livello, si considerano le seguenti gerarchie strutturali: $n^2 = 2 \times 2$, $n^2 = 5 \times 5$, $n^2 = 11 \times 11$. A ciascuna gerarchia corrispondono dimensioni diverse della singola cella, individuate tramite le variabili lunghezza L e

altezza H (Figura 6.3).

Una struttura in cui n è piccolo viene definita *gerarchica*, al contrario di una struttura con n elevato che viene definita *omogenea*.

I telai con $n = 2$ e $n = 5$ rappresentano una riorganizzazione di quelli con $n = 11$, al fine di creare una struttura primaria più massiccia che possa sorreggere il carico di una struttura secondaria più leggera, rappresentata in Figura 6.3, la cui rigidezza e resistenza non viene considerata. Da ciò deriva che nei telai con $n = 5$ ciascuna trave orizzontale e ciascuna colonna corrisponde rispettivamente a due travi e due colonne dei telai con $n = 11$; questo non è valido soltanto per la travata del primo solaio dei telai con $n = 11$, ma questo fatto viene superato considerando che essa faccia parte della struttura secondaria del telaio con $n = 5$ che viene direttamente sostenuta dal suolo.

Pertanto, la geometria dei telai con $n = 5$ può essere ottenuta partendo dai telai con $n = 11$, e allo stesso modo, la geometria di telai con $n = 2$ può essere ottenuta partendo dai telai con $n = 5$.

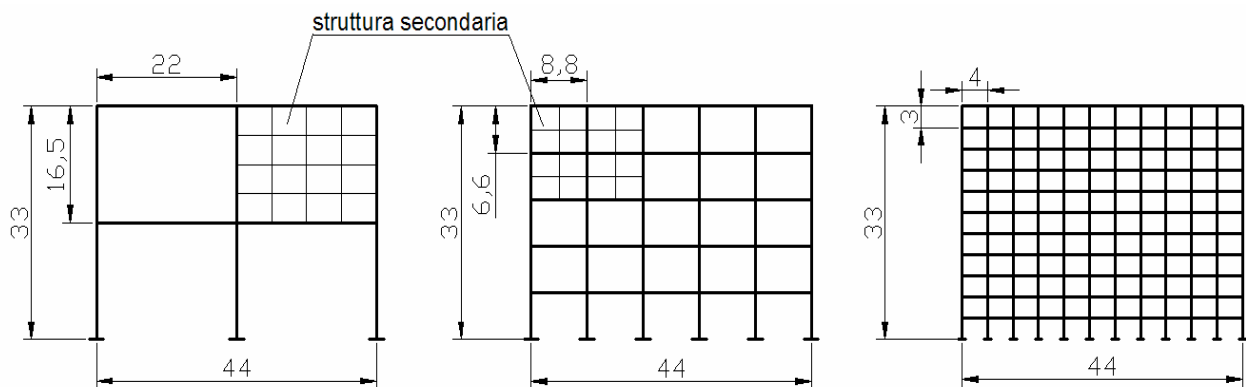


Figura 6.3 : rappresentazione dei telai studiati (misure in metri).

Le aree di danno sono rappresentate in Figura 6.4 , e contengono gli elementi strutturali che vengono inizialmente rimossi al fine di rappresentare un evento di danno. Si considerano in tutto cinque aree di danno in ciascun tipo di telaio: esse mantengono la stessa dimensione al variare della gerarchia strutturale, pari a $A_d = (4H_{11}) \times (4L_{11}) = 16m \times 12m$. Riferendosi nuovamente a Figura 6.4 , si può notare che i rettangoli delle aree danneggiate superiori e inferiori eccedono

rispetto al suolo e all'ultimo piano di una quantità pari a $\Delta = 1,5$ m. in tal modo, quando il danno è in posizione bassa la porzione residua di colonna "appesa", sottostante alla prima trave non danneggiata, ha un'altezza $H_2 = (H + \Delta)/3$, mentre quando il danno è in posizione intermedia tale altezza è pari a $H_1 = (2H - \Delta)/3$.

In definitiva viene rappresentato un evento di danno con una quantità di energia distruttiva fissata, ad esempio in seguito ad un impatto o un'esplosione.

Alle aree di danno si riferiscono cinque posizioni di danno : *laterale basso*, *laterale medio*, *laterale alto*, *centrale medio*, *centrale alto*. A ciascuna di queste posizioni di danno, corrispondono differenti meccanismi di collasso.

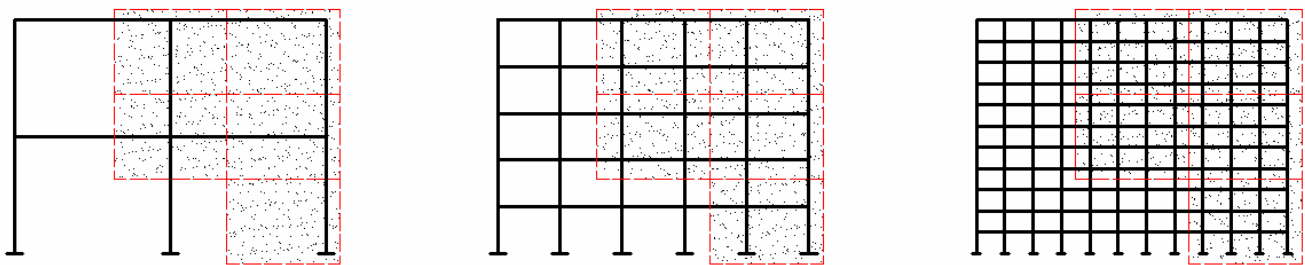


Figura 6.4 : individuazione delle aree di danno nei telai studiati.



| Parametro | Simbolo | Unità | Valore |
|---------------------------|---------------------|-------------------|-----------------------|
| <i>Cemento armato</i> | | | |
| Peso specifico | γ_{RC} | Kg/m ³ | 2500 |
| Modulo di Young | E_c | N/m ² | 30 x 10 ⁹ |
| Resistenza a compressione | f_c | N/m ² | 35 x 10 ⁶ |
| Deformazione ultima | $\varepsilon_{u,c}$ | - | 0,0035 |
| <i>Acciaio</i> | | | |
| Modulo di Young | E_s | | 200 x 10 ⁹ |
| Resistenza a snervamento | f_y | | 440 x 10 ⁶ |
| Deformazione ultima | $\varepsilon_{u,s}$ | | 0,05 |

Tabella 6.1 : prestazioni del calcestruzzo armato utilizzato

La sezione trasversale delle colonne è quadrata, con dimensioni $h_c = b_c$ proporzionale ad H_n mediante il fattore λ_c . Le travi hanno sezione trasversale rettangolare la cui altezza h_b è proporzionale ad L tramite il fattore λ_b , la cui base b_b è proporzionale ad h_b tramite il fattore δ_b . L'area di acciaio A_s è proporzionale all'area della sezione trasversale mediante il fattore ρ_s . Tutti questi parametri sono riportati in Tabella 6.2.

| Parametro | Simbolo | Valore |
|--|--------------|-------------------------------|
| Snellezza delle colonne | λ_c | 1/10 |
| Snellezza delle travi | λ_b | 1/10 |
| Fattore di proporzionalità tra le dimensioni delle travi | δ_b | 2/3 |
| % di armatura (colonne) | $\rho_{s,c}$ | 0,0226 (8 Φ 18 per n=11) |
| % di armatura (travi) | $\rho_{s,b}$ | 0,0229 (4 Φ 14 per n=11) |

Tabella 6.2 : parametri relativi alla geometria della sezione trasversale di travi e colonne.

6.3.2 Parametri delle simulazioni

I telai descritti nel Paragrafo 6.3.1 vengono studiati mediante modellazione ad Elementi Discreti (*DEM*), in cui a ciascun nodo compete tre gradi di libertà, due spostamenti e una rotazione. Affinché sia eseguibile la modellazione è necessario quantificare i principali parametri geometrici e meccanici del modello *DEM*, in riferimento agli elementi strutturali e al materiale.

6.3.2.1 Mesh

I telai sono stati realizzati utilizzando quattro tipi di elementi discreti sferici :

- *SDE* vincolati al suolo;
- *SDE* di connessione, in corrispondenza dei nodi trave-colonna;
- *SDE* "colonna";
- *SDE* "trave".

Ciascuna colonna e ciascuna trave sono composte da 9 *SDE* , rispettivamente con diametri $D_c = 0,8 \cdot b_c$ e $D_b = 0,8 \cdot b_b$. Gli *SDE* vincolati al suolo e quelli di connessione hanno lo stesso diametro degli *SDE* "colonna". Il suolo è modellato come un piano con determinati parametri per tenere in conto dei contatti Hertziani.

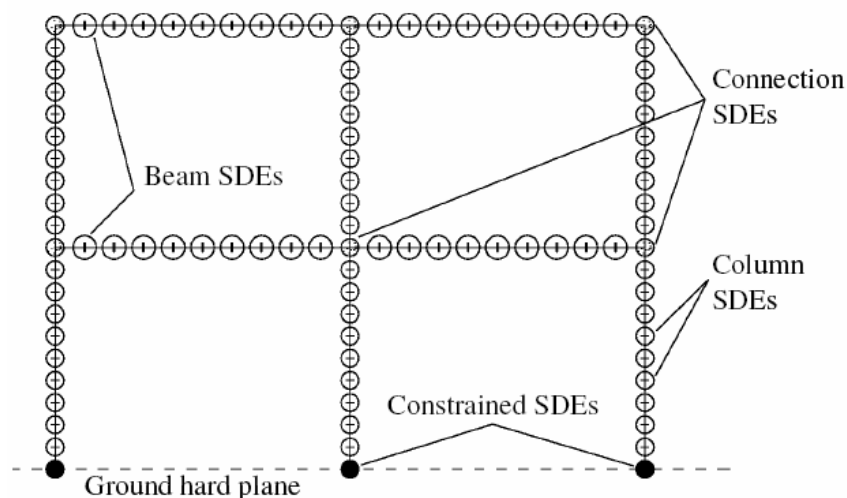


Figura 6.5 : rappresentazione della mesh che discretizza un tipo di telaio, in cui si evidenzia che i centri di ciascuna sfera sono connessi da elementi trave Eulero-Bernoulli



6.3.2.2 Elementi trave Eulero-Bernoulli

Gli elementi trave Eulero-Bernoulli connettono coppie di nodi, posti al centro degli elementi sfera SDE . Il modulo elastico di ciascun EBE è posto pari a quello del calcestruzzo armato E_c , senza tener conto dell'influenza che l'armatura in acciaio ha sul modulo elastico. Le proprietà geometriche della sezione trasversale, come l'area A e il momento d'inerzia I , sono scelte riferendosi alla sezione trasversale di travi e colonne. Se L_0 è la lunghezza del generico EBE indeformato, AL_0 è il suo volume mentre la sua massa è pari a $\gamma_c AL_0$. A ciascun SDE presente nei nodi di estremità di un elemento EBE , corrisponde metà della massa dell' EBE stesso. Dunque gli elementi trave non sono dotati di massa, la quale è concentrata nei nodi. Una massa addizionale viene concentrata sempre in corrispondenza dei nodi, che simula la presenza di forze esterne. L'effetto di queste forze viene rappresentata con una massa extra in corrispondenza degli SDE (ottenuta dividendo il modulo della forza per il modulo dell'accelerazione di gravità) per evitare che le accelerazioni conseguenti a moti di caduta libera siano superiori all'accelerazione gravitazionale. In *Tabella 6.3* vengono riportati i parametri di smorzamento degli EBE .

Per quanto riguarda lo sforzo normale di snervamento a trazione N^y , essa è impostata considerando solo il contributo dell'armatura d'acciaio, mentre viene considerato solo il contributo del calcestruzzo nel determinare la forza di snervamento a compressione N_c^y :

$$N^y = A_s \cdot f_y, \quad (74)$$

$$N_c^y = A \cdot f_c, \quad (75)$$

| Parametro | Simbolo | Valore | | |
|--------------------------------|------------|--------|-----|------|
| | | n=2 | n=5 | n=11 |
| Smorzamento assiale [Ns/m] | γ_L | 100 | 100 | 100 |
| Smorzamento flessionale [Ns/m] | γ_B | 100 | 10 | 10 |

Tabella 6.3 : parametri di smorzamento degli elementi trave Eulero - Bernoulli



a queste corrispondono deformazioni di trazione e compressione a snervamento :

$$\varepsilon^y = \frac{\rho_s \cdot f_y}{E_c} , \quad (74)$$

$$\varepsilon_c^y = \frac{f_c}{E_c} . \quad (75)$$

Il momento di snervamento B^y viene ottenuto trascurando il contributo del calcestruzzo e considerando un braccio tra l'armatura superiore e inferiore pari all'altezza della sezione trasversale :

$$B^y = t_s \rho_s A f_y h + \Delta B^y , \quad (76)$$

dove t_s è la frazione di armatura in tensione, pari a $3/8$ per le colonne e $1/2$ per le travi mentre ΔB^y tiene in conto l'effetto favorevole della compressione all'interno degli EBE. ΔB^y viene impostato sulla base dell'ipotesi che la flessione venga interamente assorbita dalla sola armatura, e assumendo che la deformazione $\varepsilon_s(\Delta B^y)$ nell'armatura posta a trazione da ΔB^y uguagli la deformazione a compressione nella stessa armatura per $N < 0$:

$$\varepsilon_s(N) = \varepsilon_s(\Delta B^y) \rightarrow -\frac{N}{AE_c} = \frac{\Delta B^y}{t_s \rho_s A h E_s} . \quad (77)$$

Al contrario se $N > 0$ all'interno dei EBE, l'equazione (77) comporta un ΔB^y negativo, che riduce il momento flettente di snervamento.

La resistenza ultima degli EBE si ottiene a partire dai parametri meccanici del materiale e considerando un alto livello di plasticità : la rottura a trazione si ha per un deformazione

$\varepsilon = 2\varepsilon_{u,s}$, mentre la rottura a compressione per una deformazione pari a $\varepsilon = 2\varepsilon_{u,c}$. La rotazione ultima plastica è pari a $\varphi = 0,2 \text{ rad}$. In Figura 6.6 sono visibili le approssimazioni indotte dalle leggi costitutive utilizzate nel modello DEM.

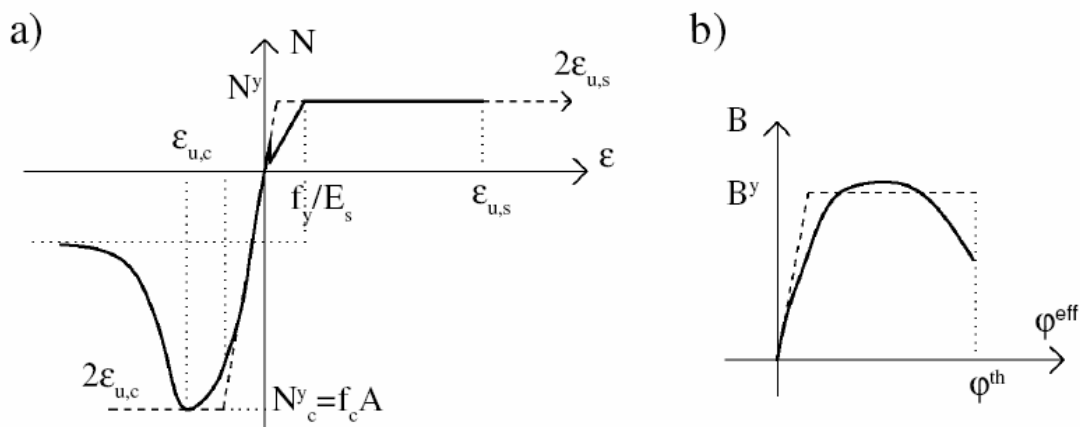


Figura 6.6 : leggi costitutive (linea continua) (a) in direzione assiale e (b) per quanto riguarda la flessione. La linea tratteggiata identifica le approssimazioni di tali leggi utilizzate nel modello DEM.

6.3.2.3 Contatti Hertziiani

Nelle simulazioni, gli *SDE* rappresentano grandi porzioni di elementi strutturali, la cui forma è generalmente poliedrica e non sferica. Dunque, i parametri che rappresentano il contatto Hertziiano devono essere scelti tenendo in conto di queste differenze di forma tra gli elementi che collidono nel modello e nelle situazioni reali, ma anche dei fenomeni dissipativi che si possono avere durante le collisioni tra grandi blocchi di calcestruzzo e tra questi e il terreno. I fenomeni dissipativi locali sono specialmente concentrati vicino alla superficie dei blocchi in calcestruzzo, dove il materiale risulta meno confinato e più esposto a precedenti rotture o ad attacchi da parte dell'ambiente esterno.

Per riportare tutti questi aspetti all'interno del modello è necessario impostare i parametri di



smorzamento degli *SDE* in maniera accurata, affinché i risultati siano realistici cioè non rimbalzino elasticamente, né si trapassino *SDE* che collidono. Inoltre, la scarsa qualità del calcestruzzo vicino alla superficie di ciascun *SDE* viene modellato riducendo il modulo di rigidezza Hertziano Y , pari ad un valore minore del modulo elastico del calcestruzzo. Dunque il modulo di *Young* del calcestruzzo E_c rappresenta il limite superiore per Y , mentre il limite inferiore è il più piccolo valore per cui gli elementi sferici non si trapassano. Siccome il contatto Hertziano permette sempre conservazione di quantità di moto, è possibile una scelta del valore di Y da utilizzare. Nelle simulazioni, tale valore è stato solitamente preso il più possibile prossimo al limite inferiore. Questo perché se si scegliesse un valore elevato, gli elementi in caduta potrebbero determinare un fenomeno poco realistico alla base, chiamato *base cutting*, che si verifica quando le "macerie" si ammassano nei pressi dei pilastri del primo livello e ne determinano la rottura, a cui segue il collasso globale : tuttavia, una simile modalità di collasso sembra essere poco riscontrata nei crolli reali, pertanto viene scartata scegliendo un valore basso del parametro Y .

Bisogna però notare che nel caso di due tipologie di danno il collasso dipende dagli urti tra *SDE* che collidono (*danno laterale alto e centrale alto*).

In questi casi allora il modulo Y , così come il parametro di smorzamento γ_n devono essere scelti sulla base del tipo di urto che si vuole rappresentare, perchè la risposta strutturale potrebbe essere diversa. Considerando un urto completamente plastico Y rappresenta il minimo valore di modulo elastico per cui gli *SDE* non si trapassano. Invece, man mano che cresce la rigidezza dell'impatto anche Y deve crescere e tendere ad un valore abbastanza elevato per cui non si verificano fenomeni di rimbalzo tra elementi sferici in collisione.

Nei danni in cui gli urti risultano essere determinanti, si sono considerate dunque le situazioni di impatto poco rigido e di impatto molto rigido. A questi corrispondono diversi valori dei parametri Y ,

γ_n :



Urto poco rigido :

$$n = 2 \rightarrow Y = 6,25 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3, \gamma_n = 6,25 \cdot 10^5 \text{ Ns/m};$$

$$n = 5 \rightarrow Y = 6,25 \cdot 10^6 \text{ N/m}^3, \gamma_n = 6,25 \cdot 10^5 \text{ Ns/m};$$

Urto rigido :

$$n = 2 \rightarrow Y = 1 \cdot 10^8 \text{ N/m}^3, \gamma_n = 5 \cdot 10^6 \text{ Ns/m};$$

$$n = 5 \rightarrow Y = 6,25 \cdot 10^8 \text{ N/m}^3, \gamma_n = 6,25 \cdot 10^7 \text{ Ns/m};$$

Urto molto rigido :

$$n = 2 \rightarrow Y = 1 \cdot 10^9 \text{ N/m}^3, \gamma_n = 5 \cdot 10^7 \text{ Ns/m};$$

$$n = 5 \rightarrow Y = 1 \cdot 10^9 \text{ N/m}^3, \gamma_n = 1 \cdot 10^8 \text{ Ns/m}.$$

Per quanto riguarda il telaio con $n = 11$, si è considerato soltanto un valore di tali parametri, corrispondenti ad un urto poco rigido: questo è dovuto all'elevata durata delle simulazioni all'aumentare del numero di celle strutturali.

Sono stati utilizzati i valori : $Y = 2 \cdot 10^8 \text{ N/m}^3, \gamma_n = 2 \cdot 10^7 \text{ Ns/m}$, che rappresentano le quantità minime per cui gli *SDE* non si trapassano.

6.3.3 Carichi equivalenti

6.3.3.1 Introduzione

Le simulazioni sulle strutture a telaio sono realizzate in due passaggi. Inizialmente si pone la struttura in equilibrio statico in presenza dei carichi esterni e gravitazionali, q_{ext} e q_g . Successivamente, vengono rimossi gli elementi *EBE* nelle zone in cui si considera il danno e in tal modo viene studiata la risposta dinamica della struttura.

Nella prima fase si quantifica il carico q_u^I , che rappresenta il carico ultimo che la struttura può sopportare, ovvero la sua resistenza ultima in condizioni statiche. Generalmente questo carico è



superiore a q_g , cioè la struttura sostiene almeno il peso proprio.

Nella parte successiva viene invece determinato il *carico critico* q_c , che corrisponde al massimo carico che, mantenuto costante, può essere sostenuto dalla struttura danneggiata, ovvero il minimo carico per il quale la struttura collassa progressivamente in maniera dinamica. Solitamente q_c è minore a q_g , il che significa che il telaio, in presenza di danno, non riesce più ad autosostenersi, e collassa anche in assenza dei carichi esterni.

Si potrebbe anche individuare, in alcuni casi il carico per cui si ha un passaggio da collasso locale, che interessa solo alcune porzioni della struttura, a collasso globale, per cui l'intero sistema crolla : questo perché, al di sopra di un certo valore di carico μq_g ($\mu > 1$), si instaura un "effetto trascinarsi" per cui la parte di struttura che collassa tende a trascinarsi dinamicamente le parti intatte.

Nel corso delle simulazioni con i danni descritti in precedenza questo fenomeno non è stato riscontrato. Infatti al di sopra di un certo valore di carico il collasso si verifica anche nelle parti intatte senza effetti di trascinarsi, mentre al di sotto di esso il collasso resta confinato a porzioni limitate di struttura (limitrofe al danno).

Ottenuti i carichi ultimi della struttura intatta q_u^I , e della struttura danneggiata q_c , il rapporto di robustezza ottenuto R_I è pari a:

$$R_I = \frac{q_c}{q_u^I} . \quad (78)$$

Il time step Δt impiegato nelle simulazioni è compreso tra 10^{-6} e 10^{-5} . Δt è legato al più piccolo periodo di vibrazione degli *EBE*, al rapporto tra la rigidezza assiale e flessionale degli *EBE*, e alla massa o all'inerzia degli *SDE*.

Per quanto riguarda i carichi, il carico esterno q_{ext} viene applicato su ciascuna trave, mentre il carico gravitazionale q_g è applicato ad ogni elemento sferico *SDE*, essendo il peso proprio di ogni

elemento strutturale. q_g può essere scoposto in un carico uniformemente distribuito analogo a q_{ext} e applicato alle travi, $q_{g,b}$, ed in forze verticali F che rappresentano il peso proprio di ogni colonna tra due piani adiacenti (si veda *Figura 6.7*). Si avranno pertanto i seguenti carichi :

$$q_{g,b} = gh_b b_b \gamma_{c.a.} , \quad (79)$$

$$F = gHh_c b_c \gamma_{c.a.} , \quad (80)$$

dove $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ è l'accelerazione di gravità.

Si può tuttavia considerare un unico carico che comprenda i carichi q_{ext}, q_g , ovvero un carico equivalente q_{eq} applicato ad una struttura senza massa. Il carico equivalente q_{eq} può definirsi come il carico che produce lo stesso effetto statico di q_{ext}, q_g sulla struttura priva di massa.

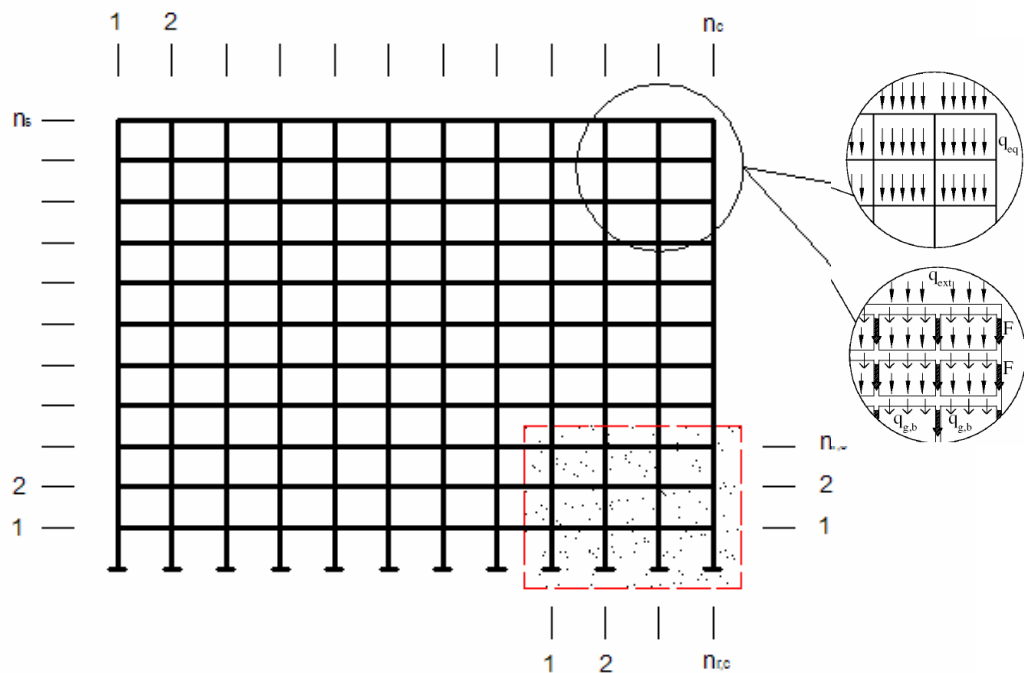


Figura 6.7 : telaio generico in presenza di danno laterale basso; l'ingrandimento superiore rappresenta lo schema senza massa a cui viene applicato il carico equivalente, mentre nell'ingrandimento inferiore si visualizzano i carichi presenti nelle simulazioni DEM.

6.3.3.2 Struttura intatta : equivalenza flessionale

Per quanto riguarda le strutture a telaio intatte, consideriamo la generica trave vincolata tra due colonne adiacenti (*Figura 6.8*), le quali non permettono rotazioni in corrispondenza dei nodi. Da ciò deriva che il massimo momento elastico all'estremità della trave di lunghezza L sia esprimibile in funzione dei carichi uniformemente distribuiti $q_{ext} + q_{g,b}$ (simulazioni DEM) e del carico equivalente q_{eq} :

$$B_{eq}^{max} = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{12} \quad , \quad (81)$$

$$B_{DEM}^{max} = \frac{(q_{ext} + q_{g,b}) \cdot L^2}{12} \quad . \quad (82)$$

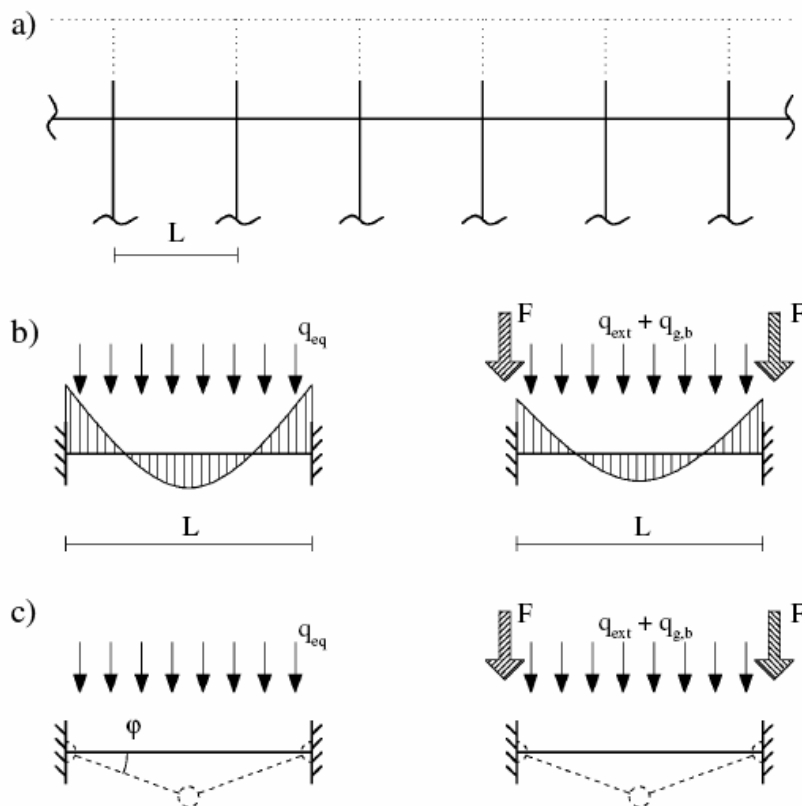


Figura 6.8 : (a) generico telaio privo di massa; (b) carico equivalente e carico considerato nelle simulazioni DEM applicato allo schema semplificato della generica trave (c) collasso plastico della trave nel telaio intatto.



Se invece si considera il collasso plastico della suddetta trave con un meccanismo a tre cerniere, il lavoro compiuto dal carico equivalente q_{eq} sulla struttura priva di massa, per una rotazione φ agli estremi, è pari a W_{eq} ; si ha invece il lavoro W_{DEM} quando si considera il carico agente nelle simulazioni :

$$W_{eq} = q_{eq} \cdot L^2 \cdot \varphi \quad (83)$$

$$W_{DEM} = (q_{ext} + q_{g,b}) \cdot L^2 \cdot \varphi \quad (84)$$

Se si prevede che il collasso della struttura intatta sia prevalentemente fragile, allora il carico equivalente q_{eq} si ottiene eguagliando B_{eq}^{\max} e B_{DEM}^{\max} delle equazioni (81) e (82). Se, invece, si considera un collasso prevalentemente plastico, il carico equivalente q_{eq} si ottiene uguagliando i lavori W_{eq} e W_{DEM} .

Ma per entrambi i tipi di collasso si ottiene l'espressione :

$$q_{eq}^{I,B} = q_{ext} + q_{g,b} \quad (85)$$

L'apice "B" al primo membro della (85) sta ad indicare che il carico equivalente è riferito ad una equivalenza flessionale ("bending").



6.3.3.3 Struttura danneggiata : danno laterale basso, laterale medio, centrale medio

Per quanto riguarda il carico equivalente q_{eq} nella struttura danneggiata, la sua determinazione non è immediata come nel caso della struttura integra, perchè dipende dalla posizione in cui si verifica il danno.

Come descritto nel *Paragrafo 6.3.1* i danni considerati sono in cinque posizioni diverse : laterale basso, laterale medio, centrale medio, laterale alto, centrale alto. In questa sezione si tratteranno soltanto i primi tre tipi di danno, perchè gli ultimi due che dipendono sostanzialmente dagli urti tra elementi discreti, verranno trattati successivamente.

In questo Paragrafo consideriamo le prime tre situazioni di danno applicate ai telai descritti (Par. 6.3.1): ne derivano 4 meccanismi di collasso elastico, se si prevede un comportamento fragile della struttura, e altrettanti meccanismi di collasso plastici, se si prevede un comportamento più duttile della struttura. Tramite le equivalenze flessionali sarà poi possibile determinare il carico equivalente q_{eq} in ogni situazione.

MECCANISMO DI COLLASSO 1

Si verifica nel caso di *danno centrale medio* nei telai con $n = 2$, $n = 5$, $n = 11$.

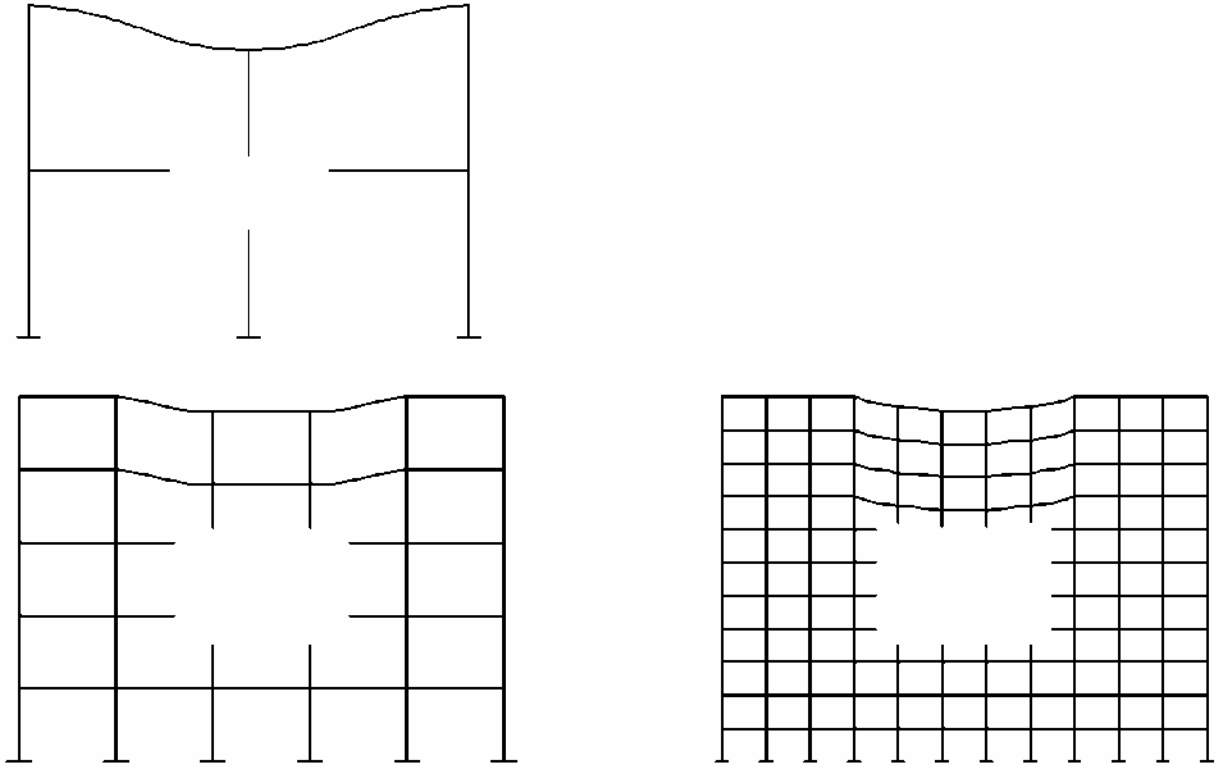


Figura 6.9 : meccanismo di collasso 1 che si verifica in presenza di danno centrale medio per telai con $n=2$, $n=5$, $n=11$.

Considerando la struttura con comportamento elasto-fragile, il momento massimo si ha in corrispondenza dell'attacco della trave generica al di sopra del danno con il primo pilastro intatto.

Il carico equivalente determina un momento pari a B_{eq}^{\max} , mentre B_{DEM}^{\max} è il momento causato dal carico utilizzato nelle simulazioni:

$$B_{eq}^{\max} = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{3} + q_{eq} \cdot L^2 \cdot \frac{n_{r,c} - 1}{4} \quad , \quad (86)$$

$$B_{DEM}^{\max} = \frac{(q_{ext} + q_{g,b}) \cdot L^2}{3} + (q_{ext} + q_{g,b}) \cdot L^2 \cdot \frac{n_{r,c} - 1}{4} + F_i L \cdot \frac{n_{r,c}}{4} \quad , \quad (87)$$



dove $n_{r,c}$ rappresenta il numero di colonne rimosse ed F_i la forza agente sulla travata i -esima che rappresenta il carico della colonna poggiante su di essa (vedere *Figura 6.10*), in cui F_1 è il carico proporzionale a H_1 di ciascuna porzione di colonna "appesa" alla travata al di sopra dell'area danneggiata:

$$F_i = \frac{n_s - 2n_{r,s}}{n_s - 2n_{r,s} + 1} \cdot F + F_1 = \left(\frac{n_s - 2n_{r,s}}{n_s - 2n_{r,s} + 1} + \frac{2 - \Delta/H}{3} \right) \cdot F \quad (88)$$

n_s rappresenta il numero di solai, mentre $n_{r,s}$ il numero di solai rimossi.

Considerando dunque un collasso fragile della struttura rappresentata in *Figura 6.10*, il carico equivalente q_{eq} si ottiene uguagliando le espressioni di B_{eq}^{\max} e B_{DEM}^{\max} , ovvero le equazioni (86) e (87), ed esplicitando F_i tramite l'equazione (88):

$$q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{3n_{r,c}}{3n_{r,c} + 1} \cdot \left(\frac{n_s - 2n_{r,s}}{n_s - 2n_{r,s} + 1} + \frac{2 - \Delta/H}{3} \right) \cdot \frac{F}{L} \quad (89)$$

Gli apici "D" ed "el" indicano che si tratta del carico equivalente agente su una struttura danneggiata a comportamento elastico.

In accordo a questo tipo di danno e alle simulazioni si ha che :

$$n_s = 3n_{r,c} - 1 \quad , \quad (90)$$

$$n_{r,s} = n_{r,c} \quad . \quad (91)$$

La (89) può dunque essere riscritta come :

$$q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{(5 - \Delta/H) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c} + 1} \cdot \frac{F}{L} \quad (92)$$

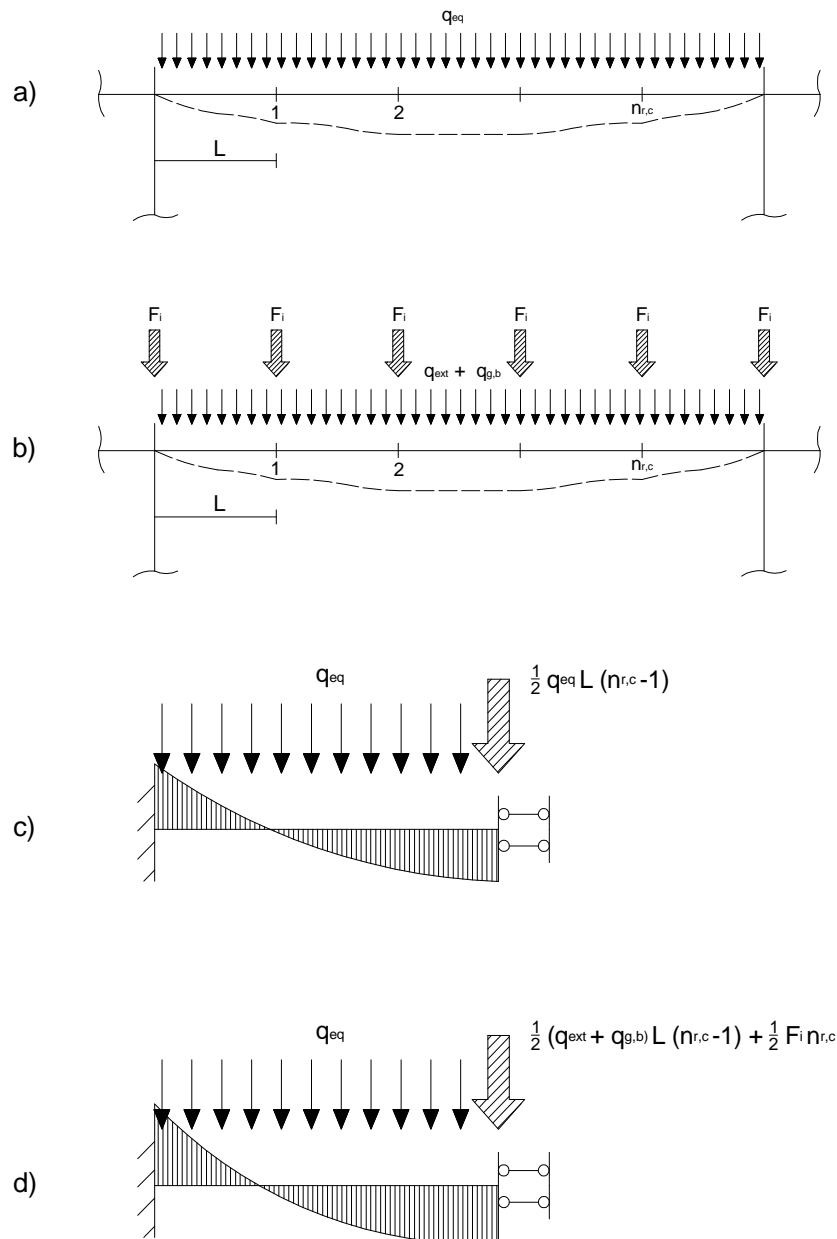


Figura 6.10 : travata generica al di sopra dell'area danneggiata in configurazione indeformata (linea continua) e deformata (linea tratteggiata) soggetta al carico equivalente (a) e al carico considerato nelle simulazioni DEM; schema semplificato per valutare il massimo momento statico agente in prossimità dell'innesto della trave alla colonna integra dovuto al carico equivalente (c) e al carico considerato nelle simulazioni DEM (d), con distribuzioni qualitative dell'andamento dei momenti sulla trave.

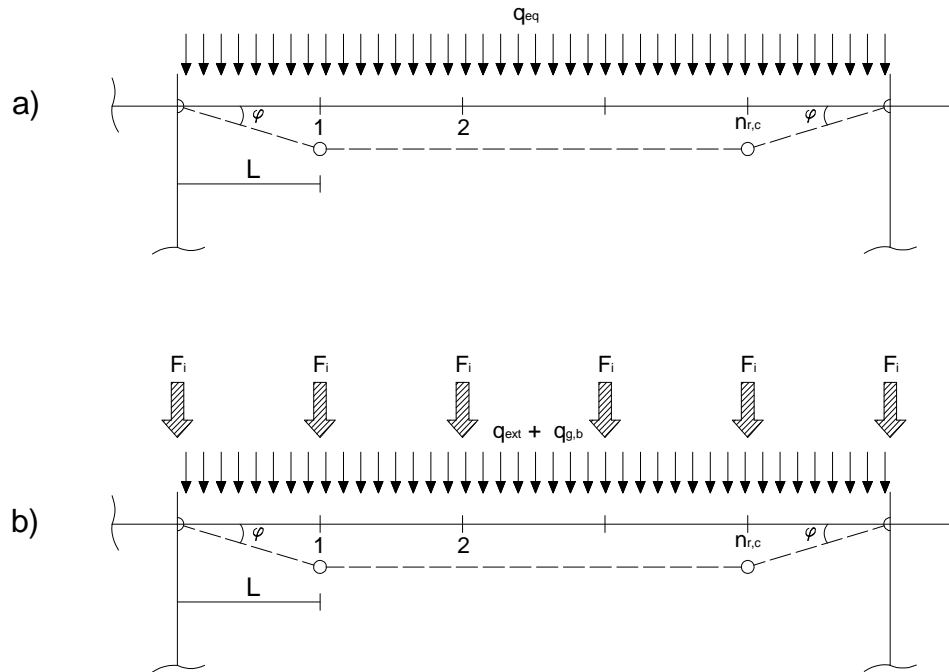


Figura 6.11 : collasso plastico della travata generica al di sopra dell'area danneggiata in configurazione indeformata (linea continua) e deformata (linea tratteggiata) soggetta al carico equivalente (a) e al carico considerato nelle simulazioni DEM;



Nel caso in cui la modalità di collasso sia più duttile il meccanismo elastico 1 si trasforma in un meccanismo plastico a 4 cerniere (*Figura 6.11*), in cui, per una data rotazione φ , il carico equivalente si ottiene uguagliando i seguenti lavori delle forze esterne (il lavoro interno è identico nei due casi):

$$W_{eq} = q_{eq} \cdot L^2 \cdot \varphi + (n_{r,c} - 1) \cdot q_{eq} \cdot L^2 \cdot \varphi \quad , \quad (93)$$

$$W_{DEM} = (q_{ext} + q_{g,b}) \cdot L^2 \cdot \varphi + (n_{r,c} - 1) \cdot (q_{ext} + q_{g,b}) \cdot L^2 \cdot \varphi + n_{r,c} \cdot F_i L \varphi . \quad (94)$$

Uguagliando le equazioni (93) e (94) si ottiene il carico equivalente q_{eq} , ed esplicitando la forza F_i tramite l'equazione (88):

$$q_{eq}^{D,B,pl} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{F_i}{L} = q_{ext} + q_{g,b} + \left(\frac{n_s - 2n_{r,s}}{n_s - 2n_{r,s} + 1} + \frac{2 - \Delta/H}{3} \right) \cdot \frac{F}{L} \quad . \quad (95)$$

Ricordando le equazioni (90) e (91) si ottiene :

$$q_{eq}^{D,B,pl} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{(5 - \Delta/H) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c}} \cdot \frac{F}{L} \quad . \quad (96)$$

MECCANISMO DI COLLASSO 2

Si verifica nel caso di *danno laterale basso* nei telai con $n = 2$, $n = 5$, $n = 11$, rappresentato in *Figura 6.12 (a)*, e in caso di *danno laterale medio* nei telai con $n = 5$, $n = 11$, visibile in *Figura 6.12 (b)*.

La differenza rispetto al meccanismo 1 consiste nel fatto che in questo caso tutto il carico della porzione di edificio collassante si scarica su un lato, mentre precedentemente veniva suddiviso equamente tra le due parti laterali al danno. Un'altra differenza consiste nel carico delle porzioni di colonne "appese" sulla travata integra: nel meccanismo 2, infatti, queste forze, indicate nel seguito con F_2 , sono proporzionali ad H_2 .

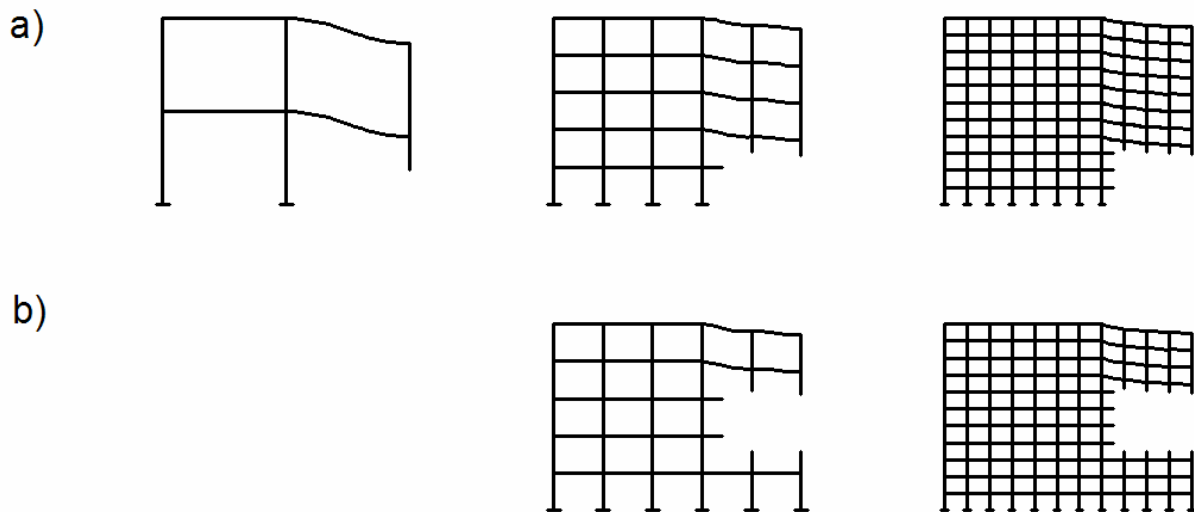


Figura 6.12 : meccanismo di collasso 2

Il momento massimo elastico si ha in corrispondenza dell'attacco della trave generica al di sopra del danno con il primo pilastro intatto. Nel caso in cui sia dovuto al carico equivalente il valore del momento è pari a B_{eq}^{\max} , mentre se è dovuto al carico utilizzato nelle simulazioni DEM il suo valore

è B_{DEM}^{\max} :



$$B_{eq}^{\max} = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{3} + q_{eq} \cdot L^2 \cdot \frac{n_{r,c} - 1}{2} \quad , \quad (97)$$

$$B_{DEM}^{\max} = \frac{(q_{ext} + q_{g,b}) \cdot L^2}{3} + (q_{ext} + q_{g,b}) \cdot L^2 \cdot \frac{n_{r,c} - 1}{2} + F_i L \cdot \frac{n_{r,c}}{2} \quad . \quad (98)$$

Considerando dunque un collasso fragile della struttura rappresentata in *Figura 6.13*, il carico equivalente q_{eq} si ottiene uguagliando le espressioni di B_{eq}^{\max} e B_{DEM}^{\max} , ovvero le equazioni (97) e (98), ricordando la (88) :

$$q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{3n_{r,c}}{3n_{r,c} - 1} \cdot \frac{F_i}{L} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{3n_{r,c}}{3n_{r,c} - 1} \cdot \left(\frac{2n_{r,c} - 1}{2n_{r,c}} + \frac{1 + \Delta/H}{3} \right) \cdot \frac{F}{L} \quad . \quad (99)$$

A questo punto è necessario distinguere i due tipi di danno.

Nel caso di danno laterale basso che interessa i telai con $n = 2$, $n = 5$, $n = 11$ si ha che :

$$n_s = 3n_{r,c} - 1 \quad , \quad (100)$$

$$n_{r,s} = n_{r,c} - 1 \quad . \quad (101)$$

Per cui la (99) può dunque essere riscritta come :



$$q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{(4 + \Delta/H) \cdot n_{r,c} - 3/2}{3n_{r,c} - 1} \cdot \frac{F}{L} \quad (102)$$

Nel caso invece di danno laterale medio che interessa i telai con $n = 5$, $n = 11$ si ha che :

$$n_s = 3n_{r,c} - 1 \quad , \quad (103)$$

$$n_{r,s} = n_{r,c} \quad . \quad (104)$$

In tal caso la (99) può essere riscritta come :

$$q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{(5 - \Delta/H) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c} - 1} \cdot \frac{F}{L} \quad (105)$$

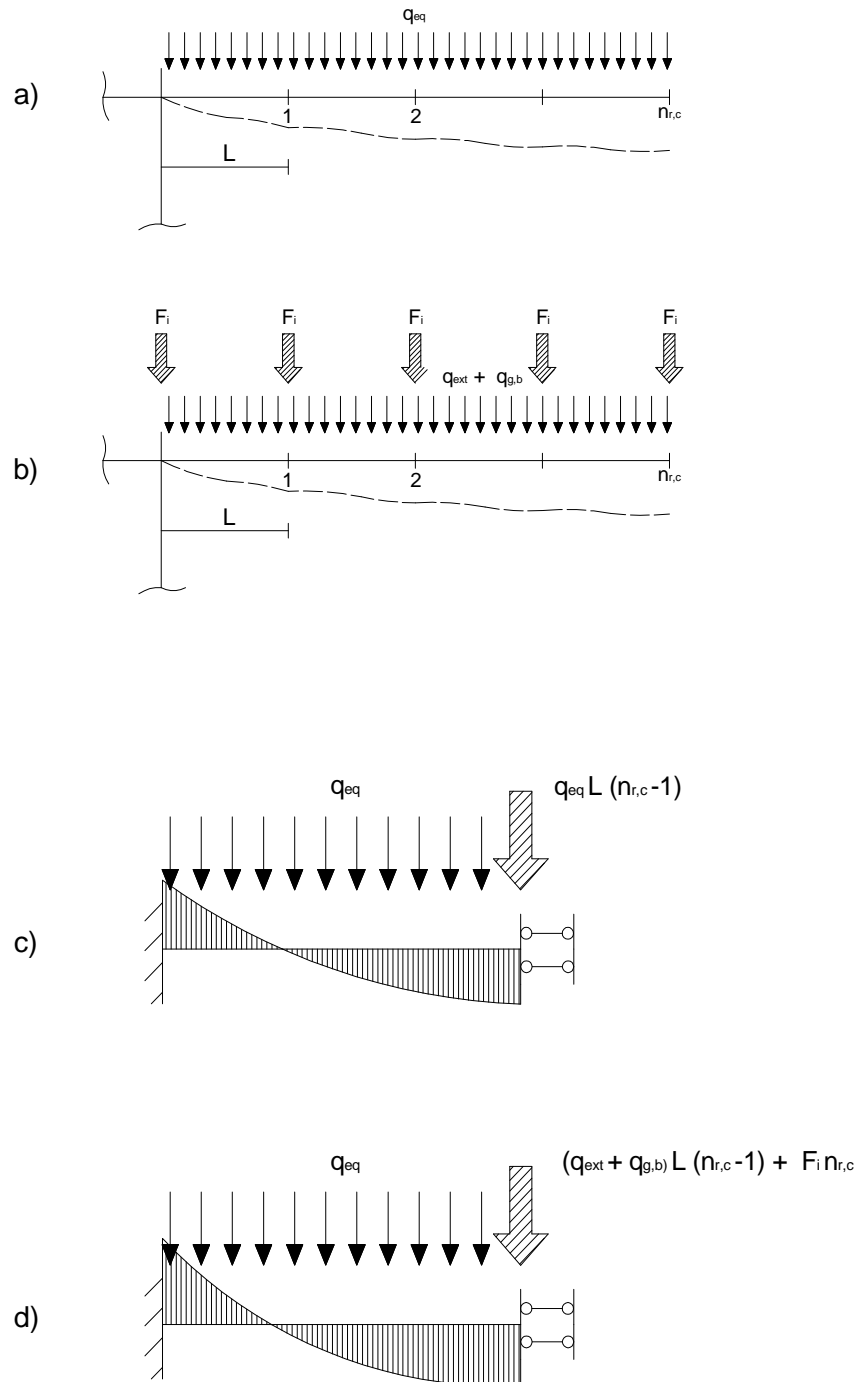


Figura 6.13 : travata generica al di sopra dell'area danneggiata in configurazione indeformata (linea continua) e deformata (linea tratteggiata) soggetta al carico equivalente (a) e al carico considerato nelle simulazioni DEM; schema semplificato per valutare il massimo momento statico agente in prossimità dell'innesto della trave alla colonna integra dovuto al carico equivalente (c) e al carico considerato nelle simulazioni DEM (d), con distribuzioni qualitative dell'andamento dei momenti sulla trave.

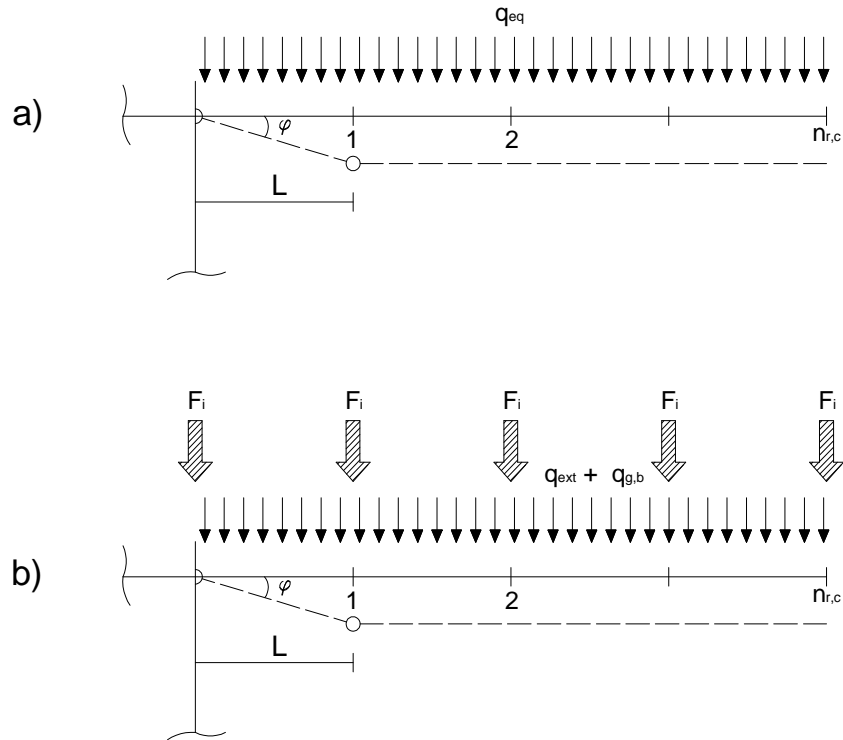


Figura 6.14 : collasso plastico della travata generica al di sopra dell'area danneggiata in configurazione indeformata (linea continua) e deformata (linea tratteggiata) soggetta al carico equivalente (a) e al carico considerato nelle simulazioni DEM;

Nel caso in cui la modalità di collasso sia più duttile il meccanismo elastico si trasforma in un meccanismo plastico a 2 cerniere, in cui, per una data rotazione φ , il carico equivalente si ottiene uguagliando i seguenti lavori delle forze esterne (il lavoro interno è identico nei due casi):

$$W_{eq} = q_{eq} \cdot \frac{L^2}{2} \cdot \varphi + (n_{r,c} - 1) \cdot q_{eq} \cdot L^2 \cdot \varphi, \quad (106)$$

$$W_{DEM} = (q_{ext} + q_{g,b}) \cdot \frac{L^2}{2} \cdot \varphi + (n_{r,c} - 1) \cdot (q_{ext} + q_{g,b}) \cdot L^2 \cdot \varphi + n_{r,c} \cdot F_i L \varphi. \quad (107)$$



Uguagliando le equazioni (106) e (107), ricordando la (88) si ottiene il carico equivalente q_{eq} :

$$q_{eq}^{D,B,pl} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{2n_{r,c}}{2n_{r,c} - 1} \cdot \frac{F_i}{L} \quad . \quad (108)$$

Nel caso di danno laterale basso, ricordando le equazioni (99), (100) e (101), la (108) si trasforma in :

$$q_{eq}^{D,B,pl} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{(4 + \Delta/H) \cdot n_{r,c} - 3/2}{3n_{r,c} - 3/2} \cdot \frac{F}{L} \quad . \quad (109)$$

Invece, nel caso di danno laterale medio, ricordando le equazioni (99), (103) e (104), la (108) si trasforma in :

$$q_{eq}^{D,B,pl} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{(5 - \Delta/H) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c} - 3/2} \cdot \frac{F}{L} \quad . \quad (110)$$

MECCANISMO DI COLLASSO 3

Si verifica nel caso di *danno laterale medio* nel telaio con $n = 2$.

In questa condizione particolare di danno il momento massimo si ottiene agli estremi della travata superiore. Facendo riferimento alla *Figura 6.15*, nel caso in cui sia applicato il carico equivalente il suo valore è pari a B_{eq}^{\max} , mentre nel caso in cui sia presente il carico applicato nelle simulazioni

DEM il suo valore è B_{DEM}^{\max} :



$$B_{eq}^{\max} = \frac{q_{eq} \cdot L^2}{2} \quad , \quad (111)$$

$$B_{DEM}^{\max} = \frac{(q_{ext} + q_{g,b}) \cdot L^2}{2} + F_1 L \quad . \quad (112)$$

Uguagliando le espressioni dei momenti delle equazioni (111) e (112) si ottiene il carico equivalente ricercato, per una struttura il cui collasso si sviluppa in campo elastico :

$$q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + 2 \frac{F_1}{L} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{4H - 2\Delta}{3LH} \cdot F \quad . \quad (113)$$

Se il collasso avviene in campo plastico si ha un meccanismo a 1 cerniera, rappresentato in *Figura 6.16*. Per una data rotazione φ , il carico equivalente si ottiene uguagliando i seguenti lavori delle forze esterne (il lavoro interno è identico nei due casi):

$$W_{eq} = q_{eq} \cdot \frac{L^2}{2} \cdot \varphi \quad , \quad (114)$$

$$W_{DEM} = (q_{ext} + q_{g,b}) \cdot \frac{L^2}{2} \cdot \varphi + F_1 L \varphi \quad . \quad (115)$$

Uguagliando le equazioni (114) e (115), si ottiene il carico equivalente q_{eq} :

$$q_{eq}^{D,B,pl} = q_{ext} + q_{g,b} + 2 \frac{F_1}{L} = q_{ext} + q_{g,b} + \left(\frac{4H - 2\Delta}{3LH} \right) \cdot F \quad . \quad (116)$$

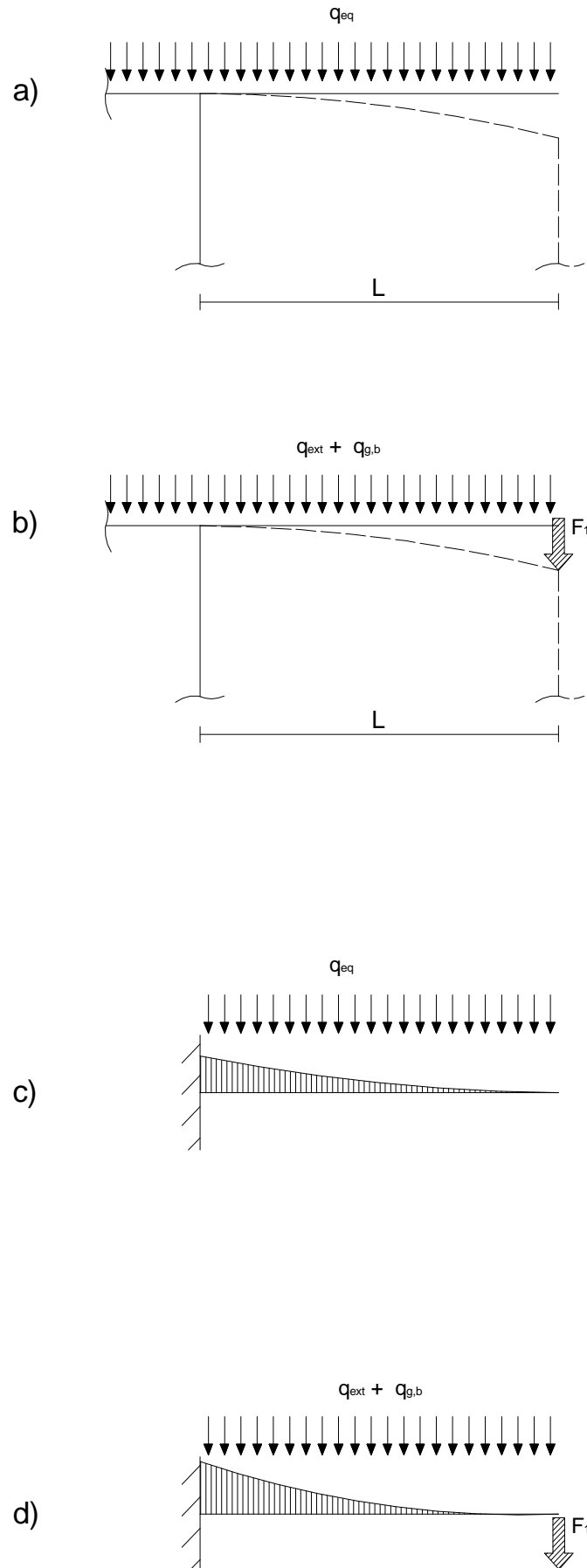


Figura 6.15 : trave al di sopra dell'area danneggiata in configurazione indeformata (linea continua) e deformata (linea tratteggiata) soggetta al carico equivalente (a) e al carico considerato nelle simulazioni DEM; schema semplificato per valutare il massimo momento statico agente in prossimità dell'innesto della trave alle colonne integre dovuto al carico equivalente (c) e al carico considerato nelle simulazioni DEM (d), con distribuzioni qualitative dell'andamento dei momenti sulla trave.

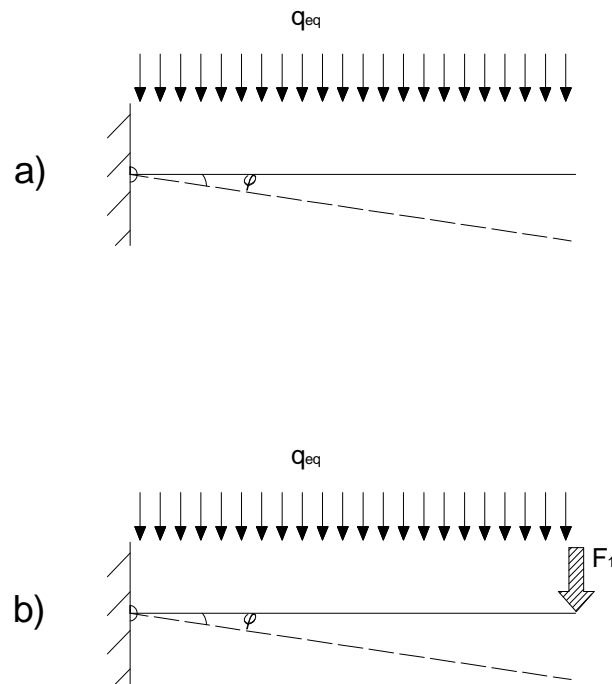


Figura 6.16 : collasso plastico della trave al di sopra dell'area danneggiata in configurazione indeformata (linea continua) e deformata (linea tratteggiata) soggetta al carico equivalente (a) e al carico considerato nelle simulazioni DEM;



6.3.3.4 Struttura danneggiata : riepilogo carichi equivalenti

DANNO LATERALE BASSO

| TELAIO | COLLASSO FRAGILE | COLLASSO DUTTILE |
|---------|--|--|
| 2 x 2 | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(4 + \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - \frac{3}{2}}{3n_{r,c} - 1} \cdot \frac{F}{L}$ | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(4 + \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - \frac{3}{2}}{3n_{r,c} - \frac{3}{2}} \cdot \frac{F}{L}$ |
| 5 x 5 | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(4 + \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - \frac{3}{2}}{3n_{r,c} - 1} \cdot \frac{F}{L}$ | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(4 + \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - \frac{3}{2}}{3n_{r,c} - \frac{3}{2}} \cdot \frac{F}{L}$ |
| 11 x 11 | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(4 + \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - \frac{3}{2}}{3n_{r,c} - 1} \cdot \frac{F}{L}$ | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(4 + \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - \frac{3}{2}}{3n_{r,c} - \frac{3}{2}} \cdot \frac{F}{L}$ |

DANNO LATERALE MEDIO

| TELAIO | COLLASSO ELASTICO | COLLASSO PLASTICO |
|---------|--|--|
| 2 x 2 | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{4H - 2\Delta}{3LH} \cdot \frac{F}{L}$ | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{4H - 2\Delta}{3LH} \cdot \frac{F}{L}$ |
| 5 x 5 | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(5 - \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c} - 1} \cdot \frac{F}{L}$ | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(5 - \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c} - \frac{3}{2}} \cdot \frac{F}{L}$ |
| 11 x 11 | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(5 - \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c} - 1} \cdot \frac{F}{L}$ | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(5 - \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c} - \frac{3}{2}} \cdot \frac{F}{L}$ |



DANNO CENTRALE MEDIO

| TELAIO | COLLASSO ELASTICO | COLLASSO PLASTICO |
|---------|--|--|
| 2 x 2 | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(5 - \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c} + 1} \cdot \frac{F}{L}$ | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(5 - \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c}} \cdot \frac{F}{L}$ |
| 5 x 5 | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(5 - \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c} + 1} \cdot \frac{F}{L}$ | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(5 - \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c}} \cdot \frac{F}{L}$ |
| 11 x 11 | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(5 - \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c} + 1} \cdot \frac{F}{L}$ | $q_{eq}^{D,B,el} = q_{ext} + q_{g,b} + \frac{\left(5 - \frac{\Delta}{H}\right) \cdot n_{r,c} - 3}{3n_{r,c}} \cdot \frac{F}{L}$ |

6.3.3.5 Collasso di tipo "bending" : risultati delle simulazioni

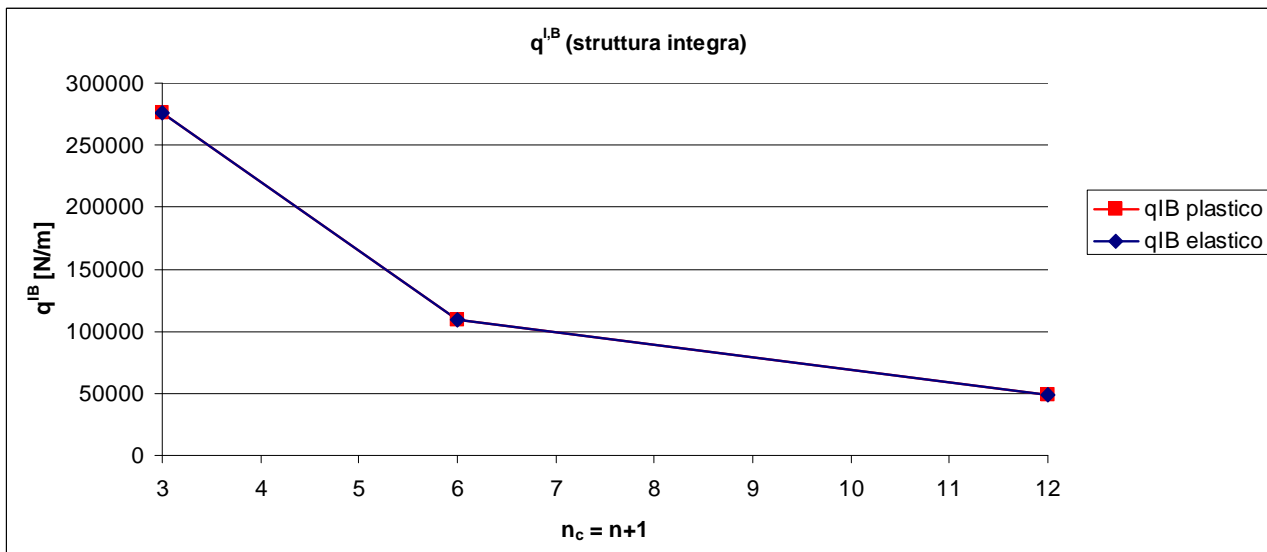
Le strutture che si sono analizzate durante le simulazioni hanno tutte la caratteristica di avere una resistenza a compressione del calcestruzzo pari a $f_c = 35 \text{ MPa}$. Questo fa sì che si abbiano dei telai con colonne molto resistenti a compressione.

Pertanto il collasso sopraggiunge non appena si ha la formazione di cerniere plastiche nelle travi, sia quando si considerano le strutture intatte, sia quando tali strutture sono danneggiate. Infatti, se si osservano i meccanismi presentati nei Paragrafi precedenti si noterà che il collasso avviene per flessione, non appena viene raggiunto il momento massimo nelle sezioni critiche.

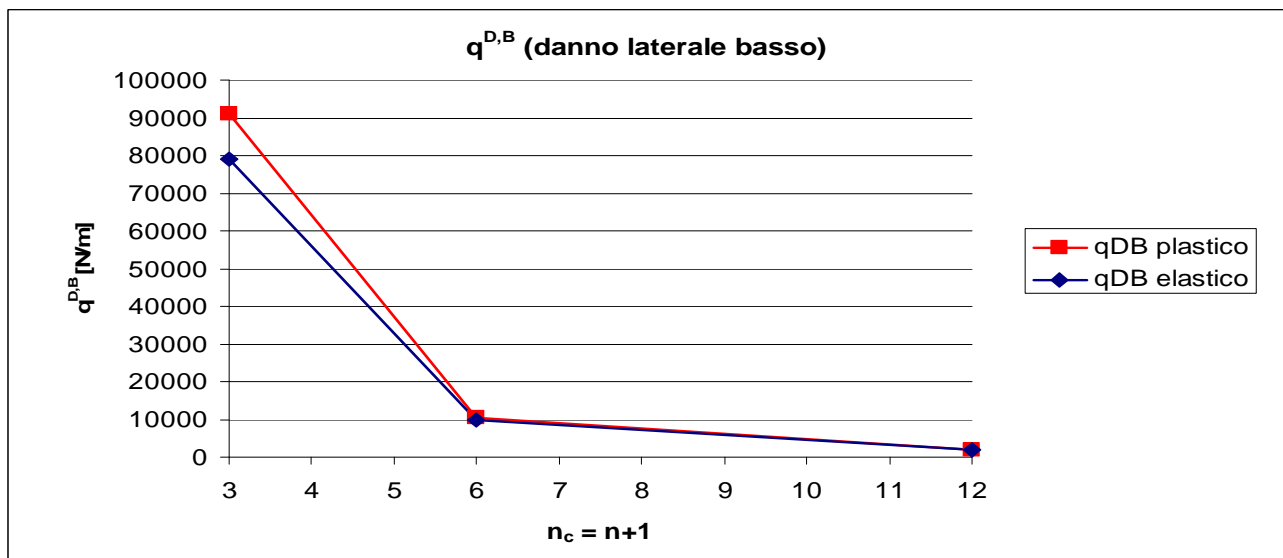
Dai carichi equivalenti ricavati in precedenza sulla base delle equivalenze flessionali possiamo allora valutare come variano i carichi notevoli della struttura integra $q^{I,B}$, e della struttura danneggiata $q_{eq}^{D,B,el}$, $q_{eq}^{D,B,pl}$.

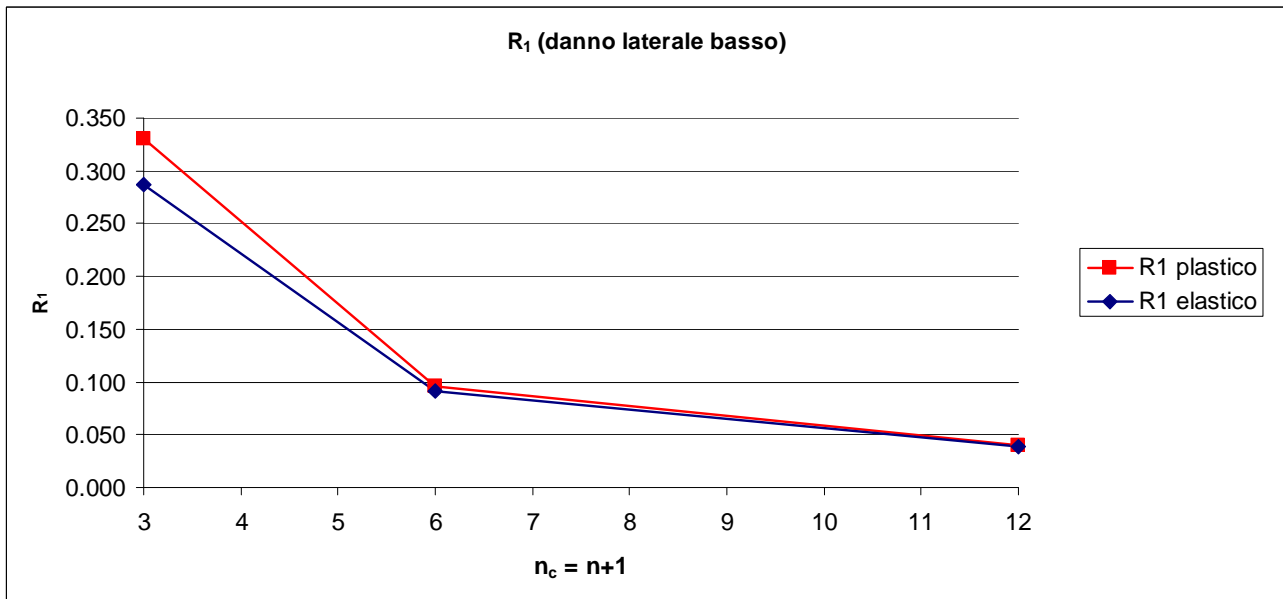


Nelle pagine seguenti si riportano i grafici ottenuti mettendo in relazione tali carichi per unità di superficie (dividendoli per la luce L) con il numero di colonne n_c , e dunque con il livello gerarchico n , poichè $n_c = n + 1$. Si è poi calcolato anche il rapporto di robustezza R_1 in funzione di n , calcolato applicando l'equazione (78) dove q_c corrisponde ai carichi equivalenti citati.

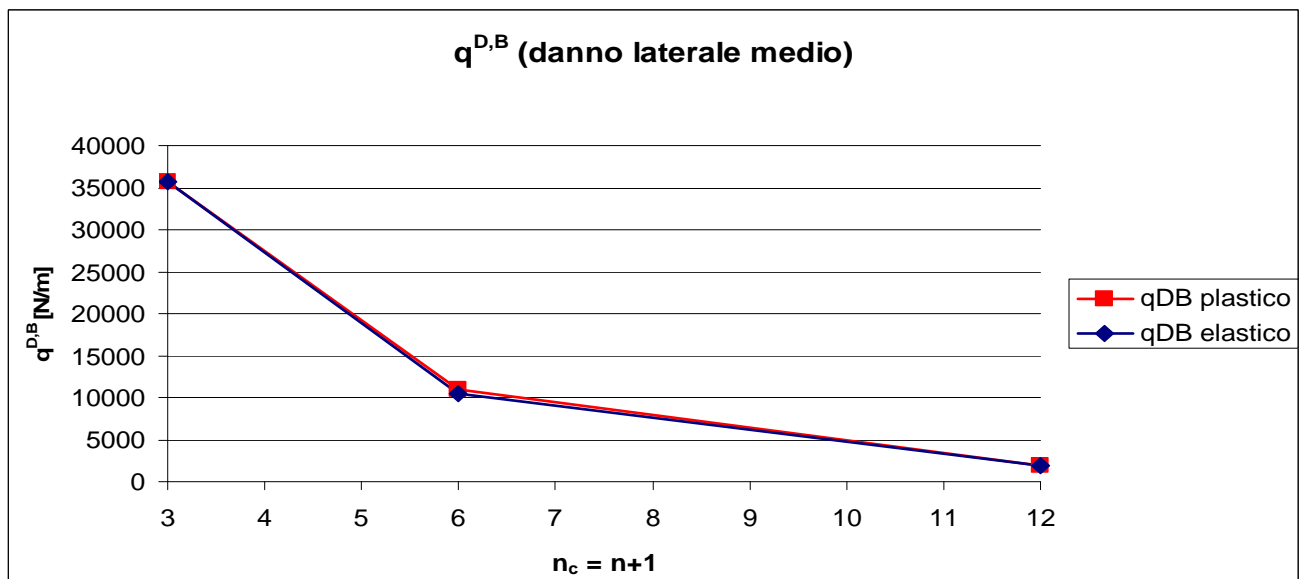


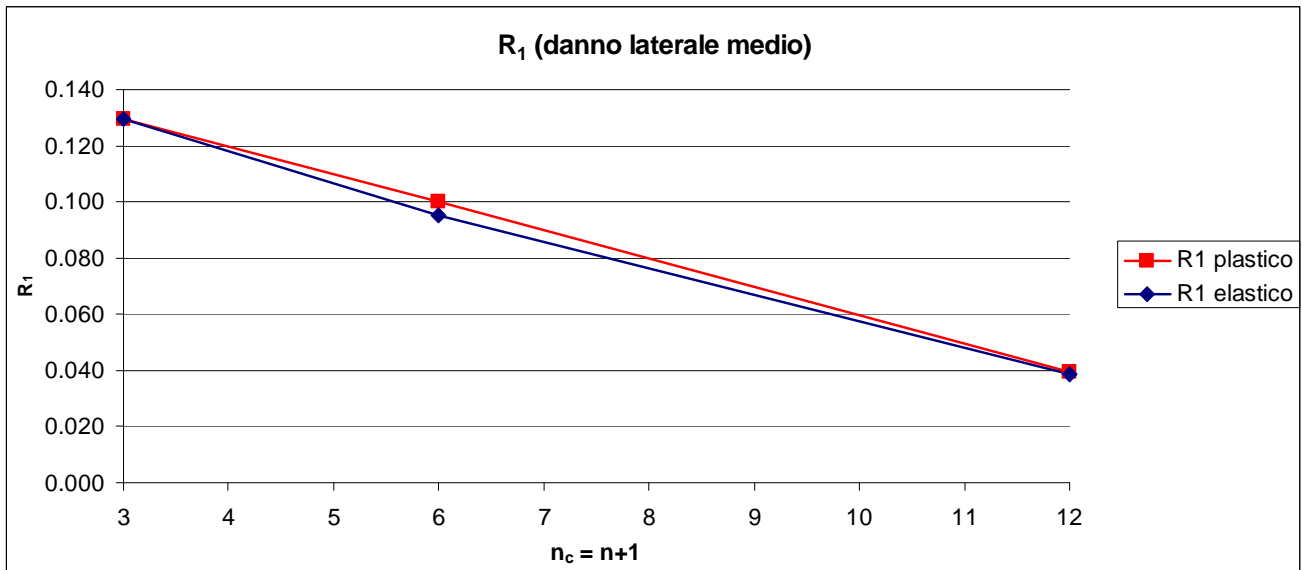
DANNO LATERALE BASSO



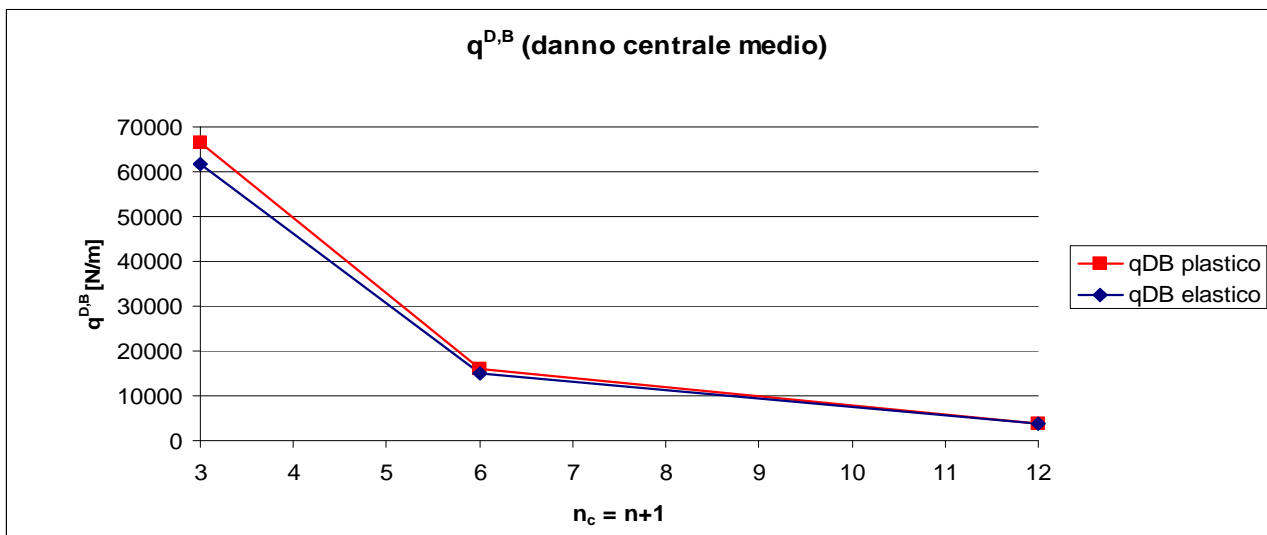


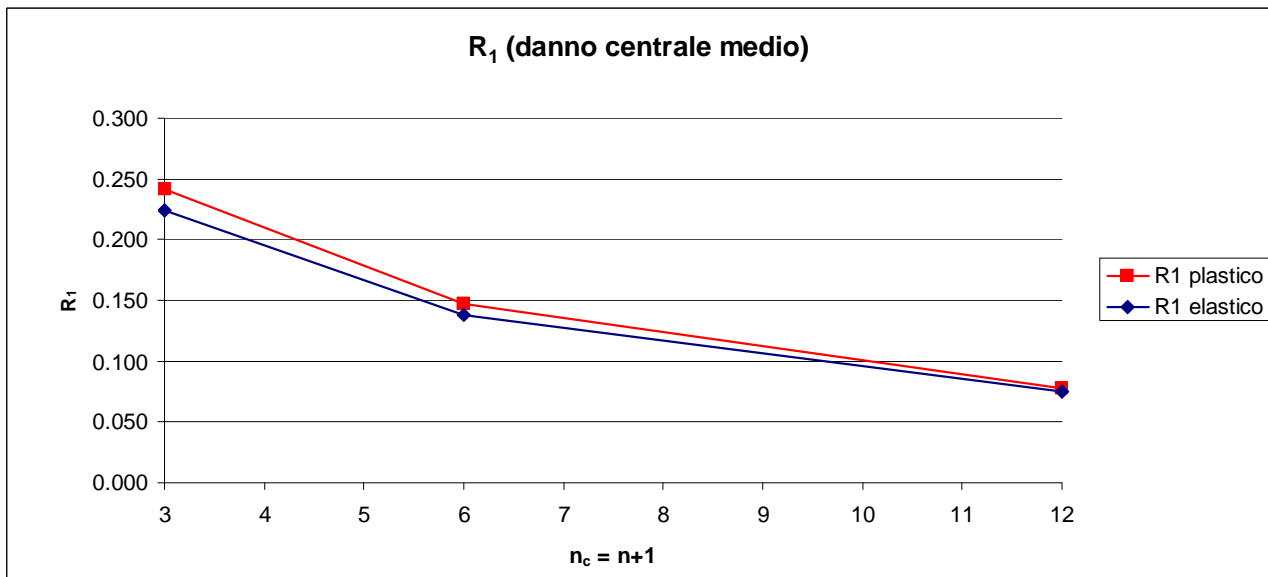
DANNO LATERALE MEDIO





DANNO CENTRALE MEDIO





Dai grafici ottenuti è possibile fare alcune osservazioni :

- il livello gerarchico n non influenza la resistenza ultima dei telai intatti;
- il carico critico è inversamente proporzionale al livello gerarchico n ;
- il rapporto di robustezza R_I decresce quando la struttura diventa meno gerarchica, ovvero quando aumenta n ; da ciò si può concludere che strutture con basso n (strutture gerarchiche) sono *più robuste* delle strutture con n elevato (strutture omogenee);
- il rapporto di robustezza R_I non viene influenzato dalla snellezza dei telai $\lambda = \frac{H}{L}$ si è visto infatti da precedenti simulazioni che con un danno in posizione centrale bassa, e con $\lambda = 0,75$ e $\lambda = 1,33$, i rapporti di robustezza sono sostanzialmente coincidenti).

Le strutture gerarchiche hanno un livello di robustezza maggiore rispetto a quelle omogenee poichè il momento in corrispondenza di una travata collassante (al di sopra di una zona danneggiata) dipende dal numero di colonne rimosse; dunque se n aumenta anche $n_{r,c}$ aumenta; infatti per un'area di danno mantenuta costante il numero di colonne rimosse in una struttura omogenea è maggiore, e dunque la robustezza nei confronti di meccanismi di collasso di tipo flessionale diminuisce.



6.3.3.6 Modello analitico

I risultati ottenuti tramite le simulazioni possono essere correlati a due modelli analitici: nel primo si considera che il collasso evolva soltanto in campo elastico (collasso fragile), nel quale gli effetti dinamici acquisiscono importanza, mentre nel secondo il collasso è perfettamente plastico (collasso duttile) e gli effetti dinamici diventano irrilevanti; il primo caso rappresenta dunque un limite inferiore, mentre il secondo caso è un limite superiore; come si vedrà i valori ottenuti tramite le simulazioni si inseriscono tra questi due casi limite, e per la precisione più prossimi al secondo.

Il modello analitico considererà i parametri inseriti in *Tabella 6.5*.

| Parametro | Simbolo | Livello gerarchico n | | |
|---------------------------------------|-----------|----------------------|-----|----|
| | | 2 | 5 | 11 |
| Numero di colonne | n_c | 3 | 6 | 12 |
| Numero di piani | n_s | 2 | 5 | 11 |
| Colonne rimosse | $n_{r,c}$ | 1 | 2 | 4 |
| Piani rimossi | $n_{r,s}$ | variabile | 2 | 4 |
| Lunghezza travi [m] | L | 22 | 8,8 | 4 |
| Resistenza travi a flessione [kNm] | B_p | 9140 | 580 | 54 |

Tabella 6.5 : parametri dei telai che vengono utilizzati nel modello analitico

Il modello analitico verrà sviluppato prima di tutto per le strutture intatte, e successivamente per ciascuno dei meccanismi di collasso analizzati in precedenza.

STRUTTURA INTEGRA

Il collasso elastico per flessione delle travi avviene quando il massimo momento elastico uguaglia il momento plastico B_p . Per tale condizione si ottiene il carico ultimo:



$$q_u^{I,B,el} = \frac{12B_p}{L^2}. \quad (117)$$

Se invece il collasso è perfettamente plastico, con formazione di meccanismo a tre cerniere nelle travi, si ottiene il seguente carico ultimo:

$$q_u^{I,B,pl} = \frac{16B_p}{L^2}. \quad (118)$$

STRUTTURA DANNEGGIATA

Se nella struttura danneggiata il collasso è di tipo fragile, allora il massimo momento elastico uguaglia B_p . Tenendo conto anche degli effetti dinamici (considerando un fattore di amplificazione 2 del sistema fragile), il massimo momento dinamico dopo il danno può essere espresso partendo dal massimo momento elastico statico della struttura (priva di massa) intatta e danneggiata.

Se invece il collasso è di tipo fragile, come già detto, gli effetti dinamici diventano irrilevanti.

MECCANISMO DI COLLASSO 1

Meccanismo fragile

Il momento massimo elastico è :

$$B_{\max}^{el} = q_c^{B,el} \cdot \frac{L^2}{3} + q_c^{B,el} \cdot (n_{r,c} - 1) \cdot \frac{L^2}{4}, \quad (119)$$



$$q_c^{B,el} \frac{L^2}{12} + 2 \cdot \left[\left(q_c^{B,el} \cdot \frac{L^2}{3} + q_c^{B,el} L^2 \frac{n_{r,c} - 1}{4} \right) - q_c^{B,el} \frac{L^2}{12} \right] = B_p \quad (120)$$

Dalla (120) si ricava:

$$q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{(6 \cdot n_{r,c} + 1) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{6n_{r,c} + 1} \quad (121)$$

Meccanismo duttile

Dall' uguaglianza tra lavoro esterno e lavoro interno si ha che:

$$2q_c^{B,pl} \frac{L^2}{2} \varphi + q_c^{B,pl} (n_{r,c} - 1) \varphi \cdot L^2 = 4B_p \varphi \quad (122)$$

Da cui si ricava:

$$q_c^{B,pl} = \frac{4B_p}{n_{r,c} \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{4n_{r,c}} \quad (123)$$

MECCANISMO DI COLLASSO 2

Meccanismo fragile

Il momento massimo elastico è :



$$B_{\max}^{el} = q_c^{B,el} \cdot \frac{L^2}{3} + q_c^{B,el} \cdot (n_{r,c} - 1) \cdot \frac{L^2}{2} , \quad (124)$$

$$q_c^{B,el} \frac{L^2}{12} + 2 \cdot \left[\left(q_c^{B,el} \cdot \frac{L^2}{3} + q_c^{B,el} L^2 \frac{n_{r,c} - 1}{2} \right) - q_c^{B,el} \frac{L^2}{12} \right] = B_p , \quad (125)$$

dalla (125) si ricava:

$$q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{(12n_{r,c} - 5) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{12n_{r,c} - 5} . \quad (126)$$

Meccanismo duttile

Dall'uguaglianza tra lavoro esterno e lavoro interno si ha che:

$$q_c^{B,pl} \frac{L^2}{2} \varphi + q_c^{B,pl} (n_{r,c} - 1) \varphi \cdot L^2 = 2B_p \varphi \quad (127)$$

da cui si ricava:

$$q_c^{B,pl} = \frac{4B_p}{(2n_{r,c} - 1) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{4 \cdot (2n_{r,c} - 1)} . \quad (128)$$



MECCANISMO DI COLLASSO 3

Meccanismo fragile

Il momento massimo elastico è :

$$B_{\max}^{el} = q_c^{B,el} \cdot \frac{L^2}{2} \quad (129)$$

$$q_c^{B,el} \frac{L^2}{12} + 2 \cdot \left[\left(q_c^{B,el} \cdot \frac{L^2}{2} \right) - q_c^{B,el} \frac{L^2}{12} \right] = B_p \quad (130)$$

Dalla (141) si ricava:

$$q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{11L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{11} \quad (131)$$

Meccanismo duttile

Dall' uguaglianza tra lavoro esterno e lavoro interno si ha che:

$$q_c^{B,pl} \frac{L^2}{2} \varphi^2 = B_p \varphi \quad (132)$$

Da cui si ricava:

$$q_c^{B,pl} = \frac{2B_p}{L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{8} \quad (133)$$



RIEPILOGO DEI CARICHI

DANNO LATERALE BASSO

| TELAIO | COLLASSO ELASTICO | COLLASSO PLASTICO |
|---------|--|--|
| 2 x 2 | $q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{(12n_{r,c} - 5) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{12n_{r,c} - 5}$ | $q_c^{B,pl} = \frac{4B_p}{(2n_{r,c} - 1) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{4 \cdot (2n_{r,c} - 1)}$ |
| 5 x 5 | $q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{(12n_{r,c} - 5) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{12n_{r,c} - 5}$ | $q_c^{B,pl} = \frac{4B_p}{(2n_{r,c} - 1) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{4 \cdot (2n_{r,c} - 1)}$ |
| 11 x 11 | $q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{(12n_{r,c} - 5) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{12n_{r,c} - 5}$ | $q_c^{B,pl} = \frac{4B_p}{(2n_{r,c} - 1) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{4 \cdot (2n_{r,c} - 1)}$ |

DANNO LATERALE MEDIO

| TELAIO | COLLASSO ELASTICO | COLLASSO PLASTICO |
|---------|--|--|
| 2 x 2 | $q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{11L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{11}$ | $q_c^{B,pl} = \frac{2B_p}{L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{8}$ |
| 5 x 5 | $q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{(12n_{r,c} - 5) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{12n_{r,c} - 5}$ | $q_c^{B,pl} = \frac{4B_p}{(2n_{r,c} - 1) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{4 \cdot (2n_{r,c} - 1)}$ |
| 11 x 11 | $q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{(12n_{r,c} - 5) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{12n_{r,c} - 5}$ | $q_c^{B,pl} = \frac{4B_p}{(2n_{r,c} - 1) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{4 \cdot (2n_{r,c} - 1)}$ |

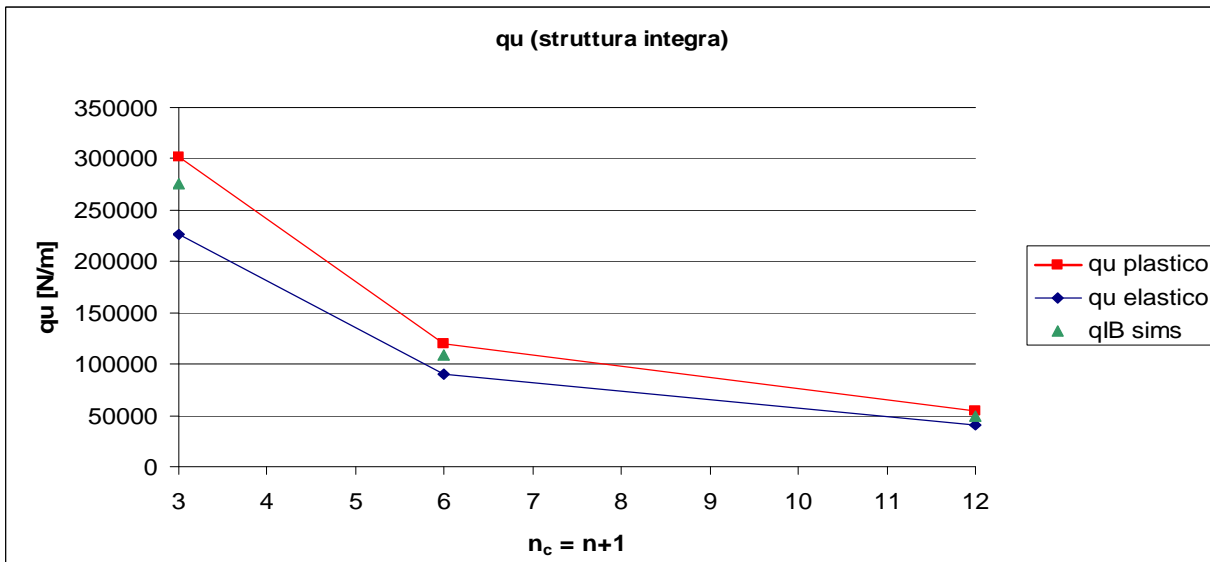


DANNO CENTRALE MEDIO

| TELAIO | COLLASSO ELASTICO | COLLASSO PLASTICO |
|---------|---|---|
| 2 x 2 | $q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{7L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{7}$ | $q_c^{B,pl} = \frac{4B_p}{L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{4}$ |
| 5 x 5 | $q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{(6 \cdot n_{r,c} + 1) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{6n_{r,c} + 1}$ | $q_c^{B,pl} = \frac{4B_p}{n_{r,c} \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{4n_{r,c}}$ |
| 11 x 11 | $q_c^{B,el} = \frac{12 \cdot B_p}{(6 \cdot n_{r,c} + 1) \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,el}}{6n_{r,c} + 1}$ | $q_c^{B,pl} = \frac{4B_p}{n_{r,c} \cdot L^2} = \frac{q_u^{I,B,pl}}{4n_{r,c}}$ |

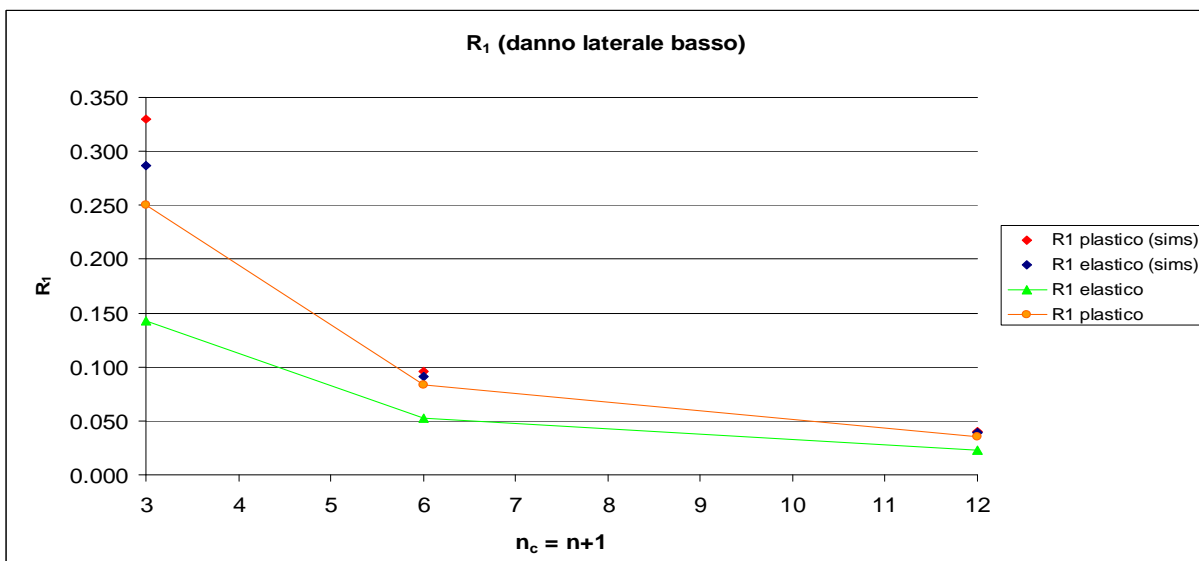
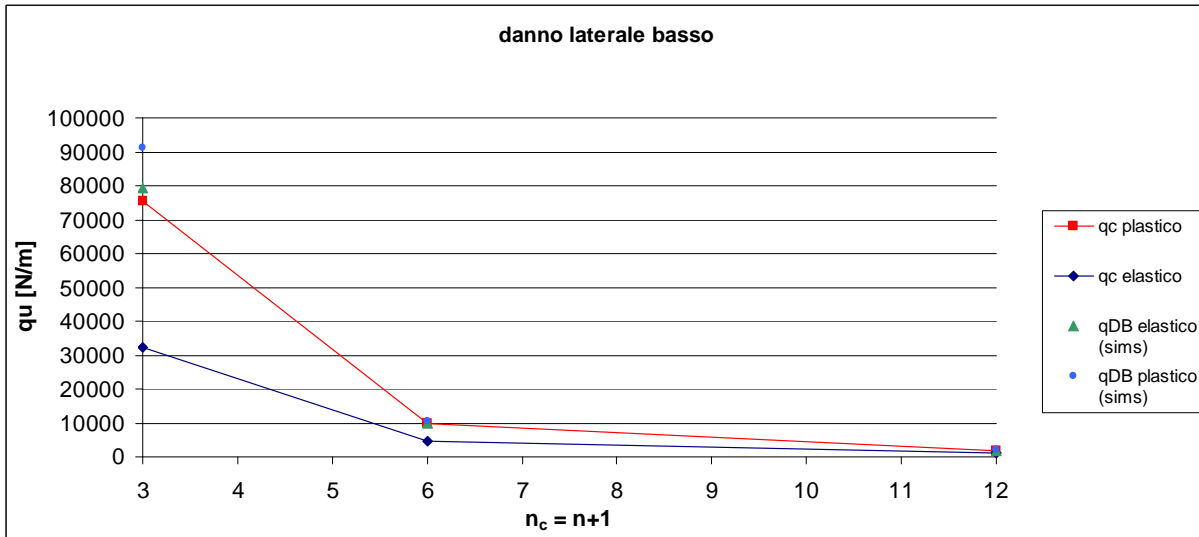
Si riportano ora i grafici che rappresentano il modello analitico.

STRUTTURA INTEGRA



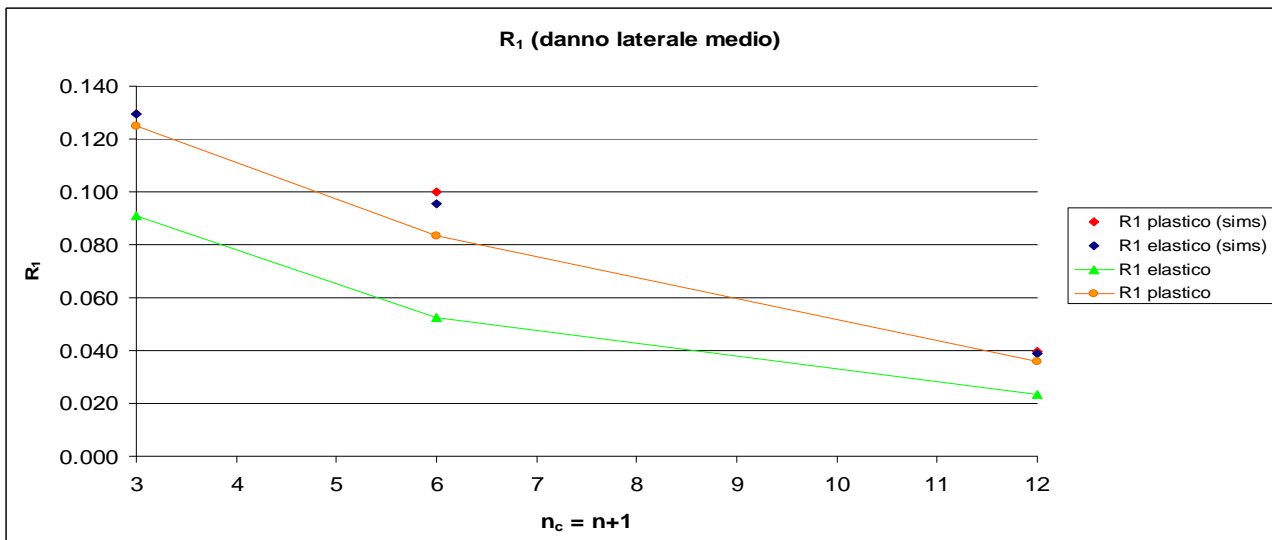
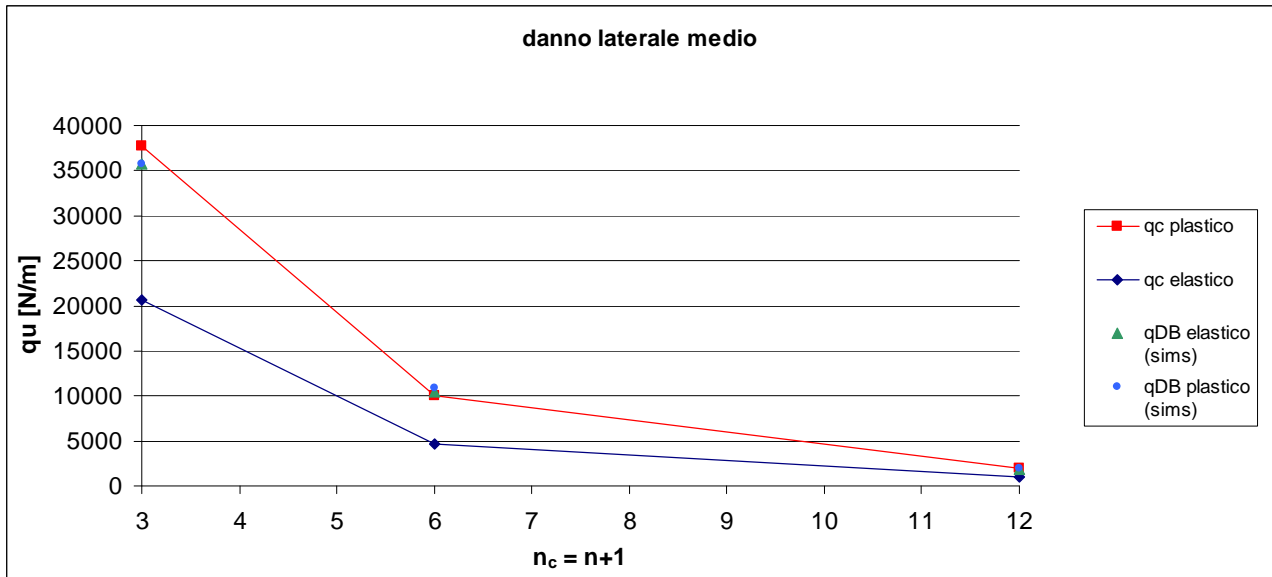


DANNO LATERALE BASSO



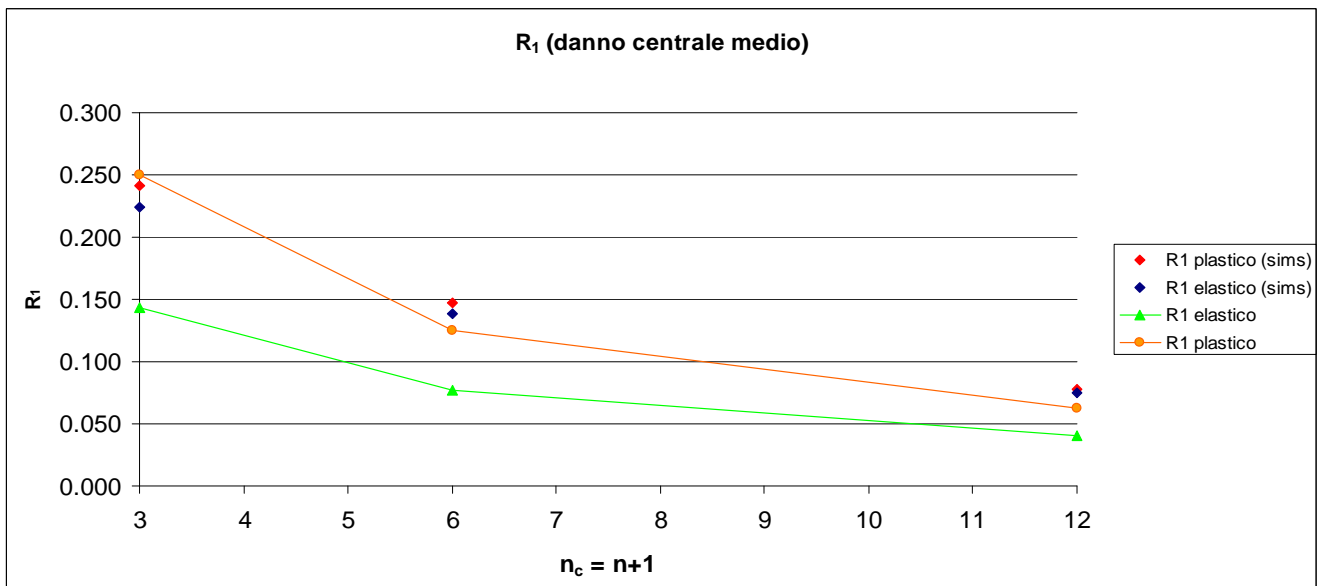
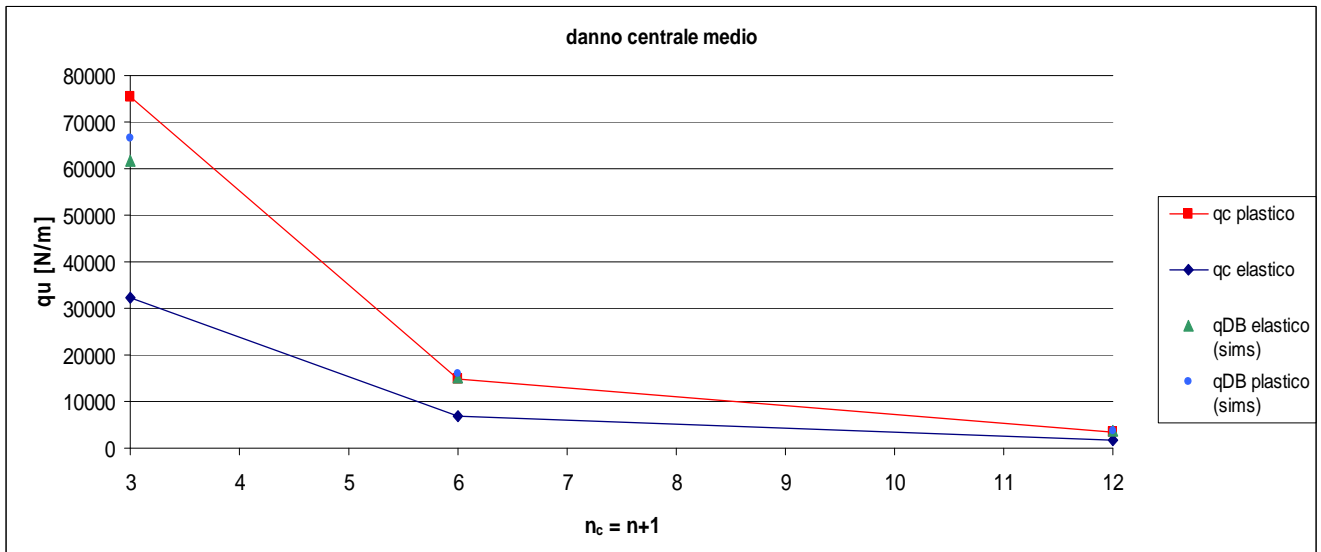


DANNO LATERALE MEDIO





DANNO CENTRALE MEDIO





Capitolo 7.

Collasso progressivo innescato da urti.

7.1 Introduzione

In questo Capitolo si analizzerà il collasso progressivo provocato dal crollo di uno o più orizzontamenti al di sopra di quelli inferiori, per valutare la robustezza strutturale in presenza di tali eventi. Si studierà quindi il comportamento dei telai descritti nel Capitolo 6 in presenza di danno *laterale alto* e *centrale alto*.

In entrambi i casi il collasso progressivo avviene infatti per urto, poiché i danni sono posizionati nelle zone superiori delle strutture.

Quando si verificano danni di questo tipo, i solai in caduta urtano quelli integri inferiori con un'energia cinetica molto elevata : il collasso progressivo potrebbe essere arrestato se la parte inferiore di struttura possedesse una sufficiente capacità portante nei confronti di carichi dinamici. Questa capacità di arrestare il collasso progressivo dipende da: 1) il numero di piani al disopra della zona di innesco del crollo, 2) la percentuale di energia cinetica dissipata tramite deformazione del piano colpito, e la dissipazione intrinseca all'urto.

La modellazione dell'impatto, di un solaio su un altro, è realizzabile tramite sofisticate analisi dinamiche non lineari. Tuttavia, il costo computazionale di queste analisi sembra essere ingente, soprattutto in presenza di complessi sistemi strutturali: i tempi di analisi potrebbero essere di



diversi giorni, specialmente se si considerasse un modello dettagliato della struttura. Inoltre, sarebbero necessari ingegneri strutturali con notevole esperienza in dinamica non lineare. Da quanto detto deriva che modellare in maniera dettagliata gli impatti non è molto conveniente per le applicazioni progettuali.

Servono, pertanto, modelli analitici semplici, ma sufficientemente accurati, in grado di stabilire se la resistenza, la duttilità, e la capacità di assorbire energia del solaio inferiore colpito permettono di sostenere il carico dinamico dei piani in caduta, e quindi di valutare se il collasso progressivo può essere evitato.

Nei Paragrafi successivi si descriveranno i modelli presenti in letteratura, che si distinguono principalmente in metodi che considerano il comportamento elastico dell'elemento soggetto a impatto, e altri metodi che sembrano preferire un comportamento puramente plastico, in quanto l'errore commesso sarebbe comunque trascurabile.

Per quanto riguarda poi le strutture a telaio studiate con gli Elementi Discreti si confronteranno i risultati ottenuti dalle simulazioni con quelli ottenuti tramite un semplice modello analitico.

Infine si studierà più nel dettaglio il tipo di urto, analizzando i casi di urto *perfettamente rigido* e *perfettamente plastico*.

7.2 Modello elastico dell'impatto di un elemento sferico su una trave

In questo paragrafo si tratta dell'impatto di un elemento sferico, come potrebbe essere uno degli elementi *SDE* utilizzati nelle simulazioni.

Il problema dell'impatto di una sfera su una trave semplicemente appoggiata è stato affrontato e risolto per primo da Timoshenko, il quale ottenne un'equazione integrale non lineare per le forze di contatto e la risolse mediante un'integrazione numerica al passo. Un altro metodo per risolvere tale equazione è tramite il metodo di collocazione applicato da Eringen.

Si considera una trave che in un certo istante di tempo viene colpita da una sfera di massa m , con superficie di contatto sferica e velocità al momento dell'impatto pari a v_0 .

Il problema è costituito dal determinare la forza di contatto $P(t)$ e l'abbassamento $w(x, t)$. Per prima cosa è necessario ricavare $P(t)$.

La formulazione di questo problema può essere effettuata solo con certe assunzioni:

- è possibile applicare la teoria tecnica delle travi;
- è valida la legge dei contatti di tipo Hertziano.

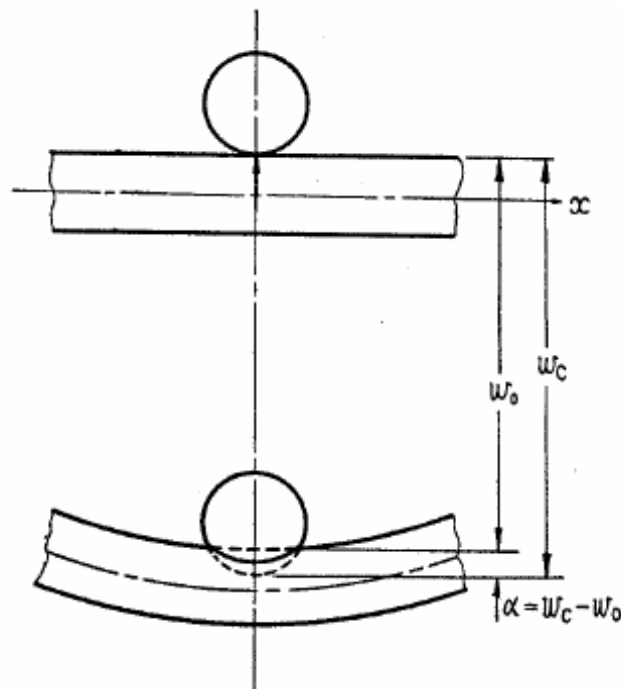


Figura 7.1: elemento sferico che impatta una trave, tratta da [18].

Indicando con α lo spostamento relativo della sfera pari alla differenza tra lo spostamento della trave e lo spostamento della sfera stessa misurata all'istante del contatto iniziale, pone esso pari a:

$$\alpha = \left(\frac{1}{v_1^2} + \frac{1}{v_2^2} \right) \cdot \frac{P}{b} \cdot \Phi_0 \cdot \left(\frac{a}{b} \right) \quad . \quad (134)$$



Esplicitando i parametri espressi nella (134) si ha che :

$$\Phi_0 \cdot \left(\frac{a}{b} \right) = \frac{2}{\pi} \cdot \left[1,8664 + \ln \frac{b}{a} \right] , \quad (135)$$

$$a = \left[\frac{16}{\pi} \cdot \frac{\frac{1}{\vartheta_1} + \frac{1}{\vartheta_2}}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}} \cdot \frac{P}{b} \right]^{\frac{1}{2}} , \quad (136)$$

$$\vartheta_i = \frac{E_i}{1 - \nu_i^2} \quad i = 1,2 \quad . \quad (137)$$

Nelle precedenti equazioni, a è l'ampiezza della superficie di contatto, b la larghezza della trave, E il modulo di Young e ν il rapporto di Poisson ed r la curvatura relativa della superficie di contatto.

Come detto precedentemente α è pari alla differenza :

$$\alpha = w_e - w_0 \quad , \quad (138)$$

Dove w_e è lo spostamento della superficie cilindrica per azione della forza $P(t)$ e w_0 è l'abbassamento della trave nel punto di contatto. w_e è esprimibile come:

$$w_e = \nu_0 t - \frac{1}{m} \int_0^t (t - \tau) P(\tau) d\tau \quad . \quad (139)$$

L'abbassamento della trave w_0 è invece ottenibile risolvendo la seguente equazione differenziale:



$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left[EI \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right] + \frac{\rho F}{g} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = q(x,t) , \quad (140)$$

dove I è il momento d'inerzia della trave, F è l'area della sezione trasversale della trave, ρ è la densità di peso per unità di lunghezza, g è l'accelerazione gravitazionale e $q(x,t)$ è il carico per unità di lunghezza.

La forza $P(t)$ può dunque essere valutata risolvendo l'equazione integrale ottenuta mediante la combinazione delle equazioni (134) e (138).

L'abbassamento della trave viene unicamente determinato quando l'equazione (139) viene risolta con condizioni iniziali e al contorno adeguate. Le condizioni iniziali sono:

$$w(x,0) = 0 , \quad \dot{w}(x,0) = 0 . \quad (141)$$

Le condizioni al contorno sono invece ottenute imponendo il valore di almeno due dei seguenti quattro parametri al contorno:

$$w, \quad \partial w / \partial x, \quad M, \quad V , \quad (142)$$

M rappresenta il momento flettente, e V il taglio.

Si passa dunque ad una soluzione generale dell'equazione (139) tenendo in conto le condizioni iniziali e alcune condizioni arbitrarie al contorno.

Si introduce la funzione *Delta di Dirac* per tenere in conto gli effetti del carico di tipo impulsivo sulla trave. Tale funzione è definita come:



$$\delta(x - x_0) = \begin{cases} \infty & \text{per } x = x_0 \\ 0 & \text{per } x \neq x_0 \end{cases} \quad , \quad (143)$$

$$\int_{-\infty}^{+\infty} f(x, \tau) \delta(t - \tau) d\tau = f(x, t) \quad . \quad (144)$$

Si considera che il carico concentrato $P(t)$ venga applicato al punto con coordinata x_0 . L'equazione differenziale (140) può essere riscritta introducendo le equazioni (143) e (144):

$$EI \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{\rho F}{g} \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = P(t) \cdot \delta(x - x_0) \quad . \quad (145)$$

La soluzione generale della (145) che soddisfa sia le condizioni iniziali che le condizioni al contorno è la seguente:

$$w(x, t) = \frac{g}{\rho F} \cdot \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{b_n} g_n(x_0) g_n(x) \times \int_0^t \frac{1}{\alpha_n} P(\tau) \sin \alpha_n (t - \tau) d\tau \quad . \quad (146)$$

Di conseguenza l'abbassamento in corrispondenza del punto di contatto risulta essere:

$$w_0 = \frac{g}{\rho F} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{c_n}{\alpha_n} \cdot \int_0^t P(\tau) \cdot \sin \alpha_n \cdot (t - \tau) d\tau \quad , \quad (147)$$

con

$$c_n = [g_n \cdot (x_0)]^2 / b_n \quad . \quad (148)$$



Le funzioni $g_n(x)$ sono le autofunzioni e soddisfano tutte le condizioni al contorno e l'equazione differenziale :

$$\frac{d^4 g_n(x)}{dx^4} - \rho_n^4 g_n(x) = 0 \quad , \quad (149)$$

con:

$$\rho_n^4 = \rho F \alpha_n^2 / gEI \quad . \quad (150)$$

Le quantità ρ_n rappresentano gli autovalori che possono essere determinati da un'equazione di frequenza nota quando le condizioni al contorno sono fornite esplicitamente; b_n può essere semplicemente determinato integrando sulla lunghezza totale della trave, in considerazione della seguente condizione di ortogonalità:

$$\int_0^l g_n(x) g_r(x) dx = \begin{cases} b_n & r = n \\ 0 & r \neq n \end{cases} \quad . \quad (151)$$

Note le autofunzioni e gli autovalori per tutte le condizioni al contorno, b_n e c_n possono essere calcolati usando le equazioni (148) e (151) poichè in tutti questi casi le autofunzioni sono ortogonali. Si considera l'origine ad un estremo della trave. Nel caso di trave semplicemente appoggiata si ha che:

$$g_n(x) = \sin \frac{n\pi x}{l} \quad , \quad \alpha_n^2 = \frac{n^4 \pi^4 gEI}{\rho l^4} \quad , \quad b_n = l/2 \quad , \quad c_n = \sin^2 \frac{n\pi x_0}{l} \quad . \quad (152)$$



L'equazione integrale che esprime l'impatto di una massa sferica può essere riscritta nella seguente forma a-dimensionale :

$$p(\eta)[k_1 - \ln p(\eta)] = k_2 \eta - \int_0^\eta K(\eta - \zeta) \cdot p(\zeta) d\zeta \quad , \quad (153)$$

dove $x = l\xi$, $t = T_0\eta$, $g_n(\xi)$, e \bar{b}_n sono determinati tramite le seguenti equazioni:

$$\frac{d^4 g_n(\xi)}{d\xi^4} - p_n^4 g_n(\xi) = 0 \quad , \quad (154)$$

$$p_n^4 = \frac{\rho F}{g T_0^2} \frac{l^4}{EI} \cdot q_n^2 \quad . \quad (155)$$

I coefficienti adimensionali sono :

$$k_1 = 2 \times 1,8864 - \ln 16 \frac{r}{b}, \quad k_2 = v_0 T_0 / b \quad , \quad (156)$$

$$K(\eta) = k_3 \left[\eta + k_M \sum_{n=1}^{\infty} \frac{c_n^*}{q_n} \cdot \sin q_n \eta \right] \quad , \quad k_3 = \pi b v T_0^2 / m \quad , \quad k_M = m / M \quad ,$$

$$c_n^* = [g_n(\xi)]^2 / \bar{b}_n .$$

M rappresenta la massa della trave, T_0 può essere scelto in maniera arbitraria e q_n risolvendo il problema della determinazione dell'abbassamento, riportato in precedenza.



Ponendo T_0 pari a $2l^2 \sqrt{\rho F / gEI} / \pi$ la relazione tra q_n e p_n viene semplificato in:

$$q_n = \frac{2}{\pi} p_n^2 \quad . \quad (157)$$

L'equazione integrale (153) contiene quattro costanti adimensionali k_1, k_2, k_3, k_M , mentre l'effetto delle condizioni al contorno sono presenti in c_n / q_n e q_n . Tale equazione risulta molto difficile da risolvere analiticamente, ma può essere risolta mediante integrazione numerica al passo o tramite il metodo di collocazione.

7.3 Validità dei modelli plastici.

Un gran numero di elementi strutturali soggetti a carichi dinamici sono stati studiati utilizzando metodi di analisi rigidi-plastici che considerano la semplificazione di trascurare l'influenza dell'elasticità del materiale. Tale approssimazione risulta accettabile in presenza di grandi deformazioni plastiche, in presenza di un rapporto energetico:

$$E_r \gg 1 \quad , \quad (158)$$

dove E_r è il rapporto tra l'energia dinamica esterna e la massima energia di deformazione elastica sviluppata dalla struttura, che rappresenta la risposta al carico dinamico agente su di essa; il denominatore di tale rapporto energetico viene ottenuto considerando che l'intera struttura raggiunga simultaneamente il punto di snervamento. Inoltre, quando E_r è molto superiore all'unità significa che la durata del carico impulsivo è più piccola che il periodo principale di vibrazione della struttura.

Symonds e Frye hanno esaminato il comportamento dinamico di un modello massa-molle con queste ultime costituite da materiale elastico perfettamente plastico, oppure rigido perfettamente plastico. Gli autori investigarono la risposta ottenuta applicando 6 tipi di impulsi, aventi forma



diversa, al fine di stabilire l'importanza del tempo di crescita dell'impulso e della durata dell'impulso stesso sull'accuratezza dei modelli rigidi-plastici che trascurano il comportamento elastico della struttura. Essi conclusero che un rapporto energetico E_r elevato è una condizione necessaria ma non sufficiente affinché un modello rigido-plastico fornisca una buona stima di una soluzione elasto-plastica.

Symonds e Frye ricavarono che la differenza tra i due tipi di modelli analitici può essere sufficientemente grande quando si ha a che fare con impulsi aventi un tempo di crescita non nullo e una durata che lunga rispetto al periodo proprio elastico della struttura. Comunque, gli errori tra i due modelli sono minimi per rapporti energetici molto elevati, in cui il massimo nella curva degli errori decresce quando aumenta la durata dell'impulso. Gli errori sono trascurabili per tutti i carichi dinamici in cui si verifica $E_r > 10$, in cui il periodo di durata dell'impulso τ risulta molto inferiore rispetto al periodo naturale del sistema T :

$$\tau/T \ll 1 \quad . \quad (159)$$

7.4 Simulazioni e modelli analitici.

In questa Sezione si studieranno i risultati ottenuti dalle simulazioni, su cui si è valutato il comportamento dei telai con $n = 2, 5, 11$ in presenza di danno *laterale alto* e danno *centrale alto*, confrontandoli con quelli forniti da semplici modelli analitici.

Come nel caso degli danni presenti in porzioni inferiori delle strutture (analizzati nel Capitolo 6) l'area di danno viene mantenuta costante al variare del livello gerarchico. In *Figura 7.2* sono rappresentati i diversi telai con i suddetti danni.

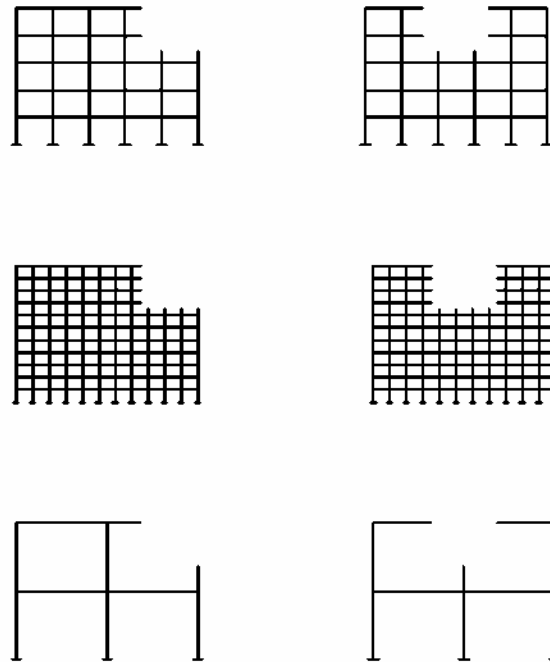


Figura 7.2: a sinistra sono visibili i diversi tipi di telai in presenza di danno laterale alto, a destra gli stessi telai con danno centrale alto.

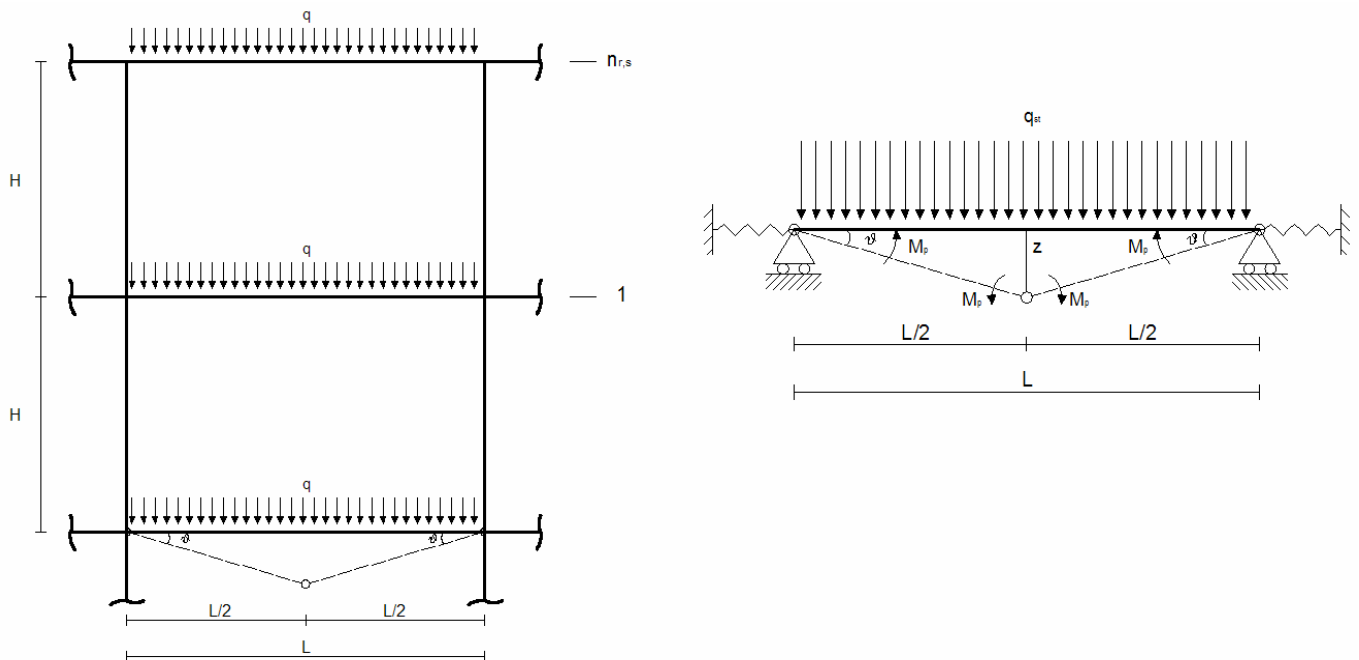


Figura 7.3: schemi utilizzati nel modello analitico rigido-plastico.

Il modello analitico utilizzato per valutare il comportamento di un piano che viene colpito dai piani



superiori in caduta considera un comportamento rigido-perfettamente plastico dell'elemento urtato. In accordo a quanto esposto nel Paragrafo 7.2, l'errore commesso con questa approssimazione è trascurabile quando il rapporto tra l'energia dinamica esterna e l'energia di deformazione elastica dell'elemento colpito è molto grande, e quando il periodo di durata dell'impulso risulta molto inferiore rispetto al periodo naturale del sistema.

Considerando gli schemi di *Figura 7.3*, la trave di lunghezza L viene colpita da $n_{r,s}$ solai in caduta: la flessibilità della trave viene ignorata, cosicché ciascuna delle sue due metà sviluppa atti di moto rigido solamente.

Si assumono le seguenti ipotesi:

- è valido il principio di conservazione dell'energia;
- i piani superiori in caduta si disintegrano completamente al momento dell'impatto con il piano in questione, pertanto non sono più in grado di sviluppare resistenza flessionale;
- i piani in caduta al momento dell'impatto rimangono in contatto con il piano inferiore, cosicché essi si deformano insieme fino al punto in cui viene raggiunto il massimo abbassamento possibile.

Il lavoro esterno del carico q uniformemente distribuito, pari al solo peso proprio degli elementi è esprimibile come:

$$L_e = q \frac{L^2}{2} (n_{r,s} + 1) \cdot \theta + \sum_{j=1}^{n_{r,s}} jqLH \quad . \quad (160)$$

Il lavoro interno è invece pari a:

$$L_i = 4M_p \cdot \theta + k_e \cdot (u_s - r_p)^2 \cdot \theta \quad . \quad (161)$$

Il secondo addendo della (161) rappresenta il lavoro compiuto dalle rigidità assiali proiettate in



direzione verticale, in cui si è considerata una rigidezza equivalente:

$$k_e = \frac{1}{\frac{1}{k_s} + \frac{L}{EA} + \frac{1}{k_s}}, \quad (162)$$

dove EA è la rigidezza assiale, k_s è la rigidezza assiale degli appoggi all'estremità della trave.

Il termine $(u_s - r_p)$ rappresenta invece lo spostamento compiuto dalla forza assiale in cui u_s ed r_p sono pari a [16]:

$$u_s = r_p + \sqrt{\frac{F_p \cdot L}{2k_e}}, \quad r_p = \frac{M_p}{F_p}, \quad (163)$$

dove F_p rappresenta la massima resistenza assiale plastica della trave.

Uguagliando il lavoro esterno L_e al lavoro interno L_i si ottiene l'espressione dell'angolo di rotazione ϑ :

$$\theta = \frac{\sum_{j=1}^{n_{r,s}} jqLh}{4M_p + k_e(u_s - r_p)^2 - q \frac{L^2}{2}(n_{r,s} + 1)}. \quad (164)$$

La massima rotazione plastica consentita nelle simulazioni è pari a:

$$\theta_{\max} = 0,2 \text{ rad}. \quad (165)$$

Ponendo $\theta = \theta_{\max}$, ovvero uguagliando le equazioni (164) e (165) si ottiene il massimo moltiplicatore dei carichi dinamico μ_{dyn} sostenibile dalla trave, per cui si raggiunge la rotazione



ultima θ_{\max} :

$$q_{dyn} \cdot \left[10 \sum_{j=1}^{n_{r,s}} jLH + (n_{r,s} + 1)L^2 \right] = 8M_p + 2k_e (u_s - r_p)^2 , \quad (166)$$

$$\mu_{dyn} = \frac{8M_p + 2k_e (u_s - r_p)^2}{\left[10 \sum_{j=1}^{n_{r,s}} (jLH) + (n_{r,s} + 1)L^2 \right] \cdot q} . \quad (167)$$

Se invece di una serie di carichi dinamici si considerasse un carico pseudo-statico q_{st} agente sulla trave (come illustrato nella parte destra di *Figura 7.3*), dall'uguaglianza tra lavoro esterno e lavoro interno si avrebbe:

$$q_{st} \frac{L^2}{2} \theta = 4M_p \theta + k_e (u_s - r_p)^2 \theta . \quad (168)$$

Da cui:

$$q_{st} L^2 = 8M_p + 2k_e (u_s - r_p)^2 . \quad (169)$$

Uguagliando i primi membri delle equazioni (166) e (169) si ottiene:

$$q_{dyn} \cdot \left[10 \sum_{j=1}^{n_{r,s}} jLH + (n_{r,s} + 1)L^2 \right] = q_{st} L^2 . \quad (170)$$

Pertanto il moltiplicatore ultimo del carico pseudo-statico agente sulla trave può essere espresso in funzione del moltiplicatore ultimo dinamico, ottenendo così il sovraccarico in condizioni pseudo-



statiche secondo la seguente relazione:

$$\frac{\mu_{st}}{\mu_{dyn}} = \frac{10 \sum_{j=1}^{n_{r,s}} jLH + (n_{r,s} + 1)L^2}{L^2} . \quad (171)$$

Introducendo la (167) nella (171) si ottiene:

$$\mu_{st} = \frac{8M_p + 2k_e \cdot (u_s - r_p)^2}{qL^2} . \quad (172)$$

In definitiva, quando la struttura è integra deve reggere soltanto il peso proprio $\mu_0 q$, con $\mu_0 = 1$, mentre al momento dell'impatto è come se sulla trave agisse un carico pseudo-statico ultimo pari a $\mu_{st} q$. μ_{st} è il minimo moltiplicatore per cui al momento dell'impatto dei piani superiori si innesca il collasso progressivo. Per valori al di sopra di esso infatti il collasso progressivo avviene sicuramente, mentre per valori più bassi il collasso progressivo non si innesca. μ_{st} è allora il moltiplicatore critico μ_c :

$$\mu_{st} = \mu_c \quad (173)$$

Le relazioni ricavate sono applicabili per tutti i tipi di telaio considerati cioè con $n_{r,s} = 1$ (telaio 2x2), $n_{r,s} = 2$ (telaio 5x5), $n_{r,s} = 4$ (telaio 11x11).

Tuttavia, nel caso dei telai 2x2 l'area danneggiata è tale per cui l'impatto sulla trave inferiore non risulta uniformemente distribuito su di essa, come visibile nella *Figura 7.2*, per cui occorrerebbe rivedere le formule esposte per questo caso specifico.

In questi casi, soltanto una porzione di trave di lunghezza L' viene interessata dall'urto.

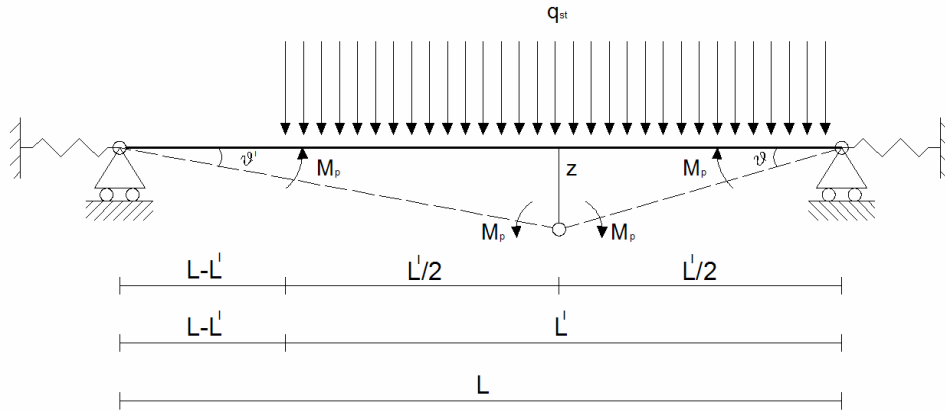


Figura 7.4: schema utilizzato nel modello analitico rigido-plastico per le strutture con $n=2$.

Il lavoro esterno del carico è pari a:

$$L_e = qL' \left(H + \theta \frac{L'}{2} \right) + q \frac{L^2}{8} \theta + \frac{q}{2} \left(L - \frac{L'}{2} \right)^2 \theta' \quad (174)$$

Per quanto riguarda il lavoro interno si ha invece:

$$L_i = 2M_p \theta + 2M_p \theta' + k_e (u_s - r_p)^2 \theta' \quad (175)$$

Si pone θ' in funzione di θ :

$$\theta' = \alpha \theta \quad (176)$$

Dove :

$$\alpha = \frac{L'}{2L - L'} \quad (177)$$



A questo punto, dall'uguaglianza tra lavoro esterno e lavoro interno si ottiene l'angolo θ :

$$\theta = \frac{qL'H}{2M_p + 2\alpha M_p + k_e \alpha (u_s - r_p)^2 - \frac{5}{8} qL^2 - \frac{q}{2} \alpha \left(L - \frac{L'}{2} \right)^2} \quad (178)$$

Ponendo $\theta = \theta_{\max} = 0,2 \text{ rad}$, si ottiene il moltiplicatore dinamico μ_{dyn} del carico q :

$$\mu_{dyn} = \frac{4\beta M_p + 2\alpha k_e (u_s - r_p)^2}{\left[10L'H + \frac{5}{8} L^2 + \frac{\alpha}{2} \left(L - \frac{L'}{2} \right)^2 \right]} \cdot q \quad (179)$$

Avendo posto :

$$\alpha = \frac{2L}{2L - L'} \quad (180)$$

Nel caso di danno laterale alto $L' = 14 \text{ m}$, mentre in caso di danno centrale alto $L' = 8 \text{ m}$.

Dopo aver ricavato i risultati dai modelli analitici presentati in precedenza, essi sono stati confrontati con i risultati ottenuti dalle simulazioni: ciò che ne è derivato è che i moltiplicatori ultimi non coincidono nei due casi. Il motivo di questa discrepanza tra il modello teorico e i risultati sperimentali è presumibilmente dovuto al fatto che si ha un tipo di collasso diverso tra quello osservato nelle simulazioni rispetto a quello studiato analiticamente (si veda *Paragrafo 7.4*).

Infatti, da un'accurata osservazione delle simulazioni, si è notato che, in alcuni casi, la rottura delle travi e il successivo collasso progressivo per urto avviene localmente; da questo si desume che ci potrebbe essere una concentrazione di tensione ed energia d'impatto in determinate sezioni della struttura rispetto ad altre.



In base a questa teoria, sarebbe pertanto necessario approntare un modello analitico che veda l'impiego di leggi di tipo impulsivo (si veda il *Paragrafo 7.2*): si tratterebbe di percorrere uno studio completamente opposto rispetto a quanto esposto in questo Paragrafo, dunque, non effettuabile nell'ambito di questa Tesi di Laurea.

7.5 Rigidezza degli impatti.

Un aspetto che non è stato ancora affrontato è la caratteristica degli urti. Ciascuno di essi è infatti caratterizzato da una certa rigidità. Si distinguono principalmente due casi: *urto perfettamente plastico* e *urto perfettamente rigido*; chiaramente si tratta di due situazioni limite, dato che la maggior parte degli urti reali si colloca all'interno del dominio avente tali estremi.

La principale differenza tra un urto perfettamente plastico e un urto perfettamente rigido sta nel fatto che nel secondo non vi è dissipazione energetica.

La tipologia di urto è stata tenuta in conto nel corso delle simulazioni impostando il modulo di rigidità Y dei contatti Hertziani tra elementi SDE , e il loro parametro di smorzamento γ_n . Si rimanda al Paragrafo 6.3.2.3 in cui sono riportati i valori assegnati a questi parametri al variare della rigidità degli impatti.

Dalle simulazioni si è potuto stabilire che variando la rigidità il moltiplicatore dinamico ultimo dei carichi μ_{dyn} ha una variabilità del 10%. Pertanto sembra che la diversa tipologia di urto non abbia molta influenza sulla resistenza ultima della struttura.

Si analizzano ora nel dettaglio ciascuno delle due tipologie.

URTO PERFETTAMENTE PLASTICO

Per determinare il trasferimento di energia che avviene durante un urto perfettamente plastico, si considera una trave semplicemente appoggiata di lunghezza L che viene impattata da un'altra

trave della stessa lunghezza che cade da un'altezza H con velocità iniziale di impatto v_1 . Le masse uniformemente distribuite delle due travi sono m_1 e m_2 , rispettivamente. Se si considera il meccanismo rigido-plastico riportato in *Figura 7.5* per le due travi combinate dopo l'impatto, entrambe possono essere rappresentate tramite due elementi rigidi che compiono un moto di rotazione rigida.

Poichè si tratta di un urto perfettamente plastico, le due travi rimangono in contatto dopo l'urto, cosicchè il profilo di velocità di *Figura 7.5* è valido per entrambe le travi.

Data la simmetria del problema è necessario considerare solamente la porzione $0 \leq x \leq L/2$ delle due travi.

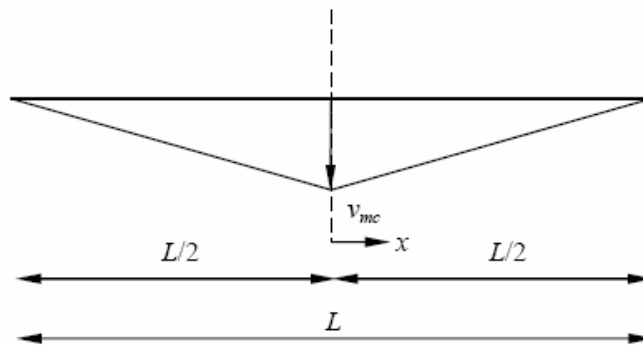


Figura 7.5: profilo di velocità delle due travi combinate dopo un urto perfettamente plastico.

La conservazione del momento angolare di una delle due metà delle travi richiede che:

$$\int_0^{L/2} m_1 v_1 \left(\frac{L}{2} - x \right) dx = \int_0^{L/2} (m_1 + m_2) v_{mc} \left(1 - \frac{2}{L} x \right) \left(\frac{L}{2} - x \right) dx, \quad (181)$$

in cui v_{mc} è la velocità delle due travi in corrispondenza della sezione di mezzeria. Assumendo che le due travi abbiano la stessa dimensione e portino gli stessi carichi gravitazionali, ponendo quindi

$m_1 = m_2 = m$, si ottiene la velocità v_{mc} :



$$v_{mc} = \frac{3}{4} \sqrt{2gh} \quad . \quad (182)$$

L'energia relativa E trasferita al momento dell'impatto, espressa come il rapporto tra l'energia cinetica E_2 delle due travi combinate immediatamente dopo l'impatto e l'energia cinetica E_1 della trave inferiore immediatamente prima dell'impatto, è pari a:

$$E = \frac{E_2}{E_1} = \frac{\int_0^{L/2} \frac{1}{2} (m_1 + m_2) \left[v_{mc} \left(1 - \frac{2}{L} x \right) \right]^2 dx}{\int_0^{L/2} \frac{1}{2} m_1 v_1^2 dx} \quad . \quad (183)$$

Ponendo nuovamente $m_1 = m_2 = m$ e sostituendo la (198) nella (199), l'energia relativa risultante trasferita è $E = 37,5$ %. Allo stesso tempo, l'energia dissipata nell'impatto perfettamente plastico tra le due travi risulta essere pari al 62,5 % dell'energia cinetica iniziale della trave superiore.

URTO PERFETTAMENTE RIGIDO

In presenza di un'urto perfettamente rigido le due travi che collidono non rimangono in contatto dopo l'impatto ma si deformano separatamente. Perciò, devono essere considerati, per ciascuna trave, due campi di velocità indipendenti. Le stesse considerazioni effettuate in precedenza per le due travi sono ancora valide nel caso di un impatto perfettamente rigido. Facendo riferimento alla *Figura 7.6*, si ha che la velocità in mezzeria non è generalmente uguale alle velocità agli estremi. Dunque assumendo che la deformata della trave colpita sia triangolare, il campo di velocità visibile in *Figura 7.6* può essere considerato per entrambe le travi. Si fa notare che, come nel caso precedente, soltanto la porzione $0 \leq x \leq L/2$ delle due travi viene presa in conto per simmetria.

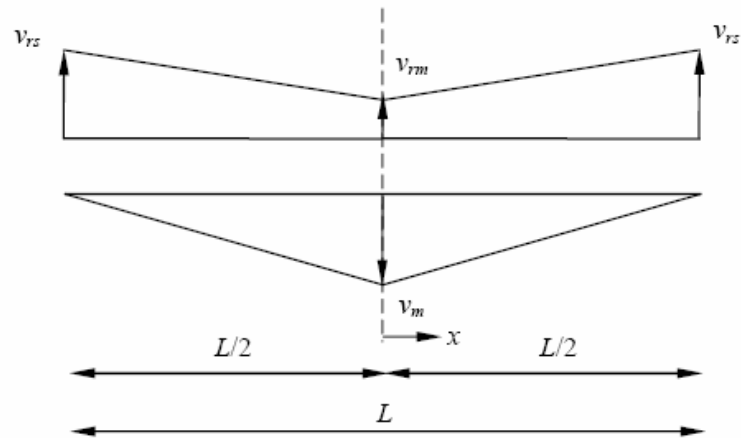


Figura 7.6: profilo di velocità delle due travi indipendenti dopo un urto perfettamente rigido.

Applicando il principio di conservazione del momento angolare alle porzioni di travi considerate si ottiene:

$$\int_0^{L/2} m_1 v_1 \left(\frac{L}{2} - x \right) dx = \int_0^{L/2} m_2 v_m \left(1 - \frac{2}{L} x \right) \left(\frac{L}{2} - x \right) dx + \int_0^{L/2} m_1 \left(-v_{rm} - \frac{2v_{rs} - 2v_{rm}}{L} x \right) \left(\frac{L}{2} - x \right) dx$$

(184)

dove v_{rm} e v_{rs} sono le velocità di rimbalzo della trave superiore in mezzera e agli estremi rispettivamente, v_{rm} è la velocità della trave inferiore in mezzera, v_1 è la velocità uniforme della trave in caduta immediatamente prima dell'impatto. Tenendo conto delle condizioni di vincolo deve risultare che $v_{rm} \geq -v_m$ e $v_{rs} \geq 0$.

Riferendosi a due travi identiche, l'equazione (200) può essere riscritta nella seguente forma:

$$3\sqrt{2gh} = 2v_m - 2v_{rm} - v_{rs} \quad (185)$$



Inoltre, in base al principio di conservazione della quantità di moto, l'energia cinetica immediatamente prima e dopo l'impatto viene conservata in un impatto perfettamente rigido.

Dunque risulta:

$$\int_0^{L/2} \frac{1}{2} m_1 v_1^2 dx = \int_0^{L/2} \frac{1}{2} m_2 \left[v_m \left(1 - \frac{2}{L} x \right) \right]^2 dx + \int_0^{L/2} \frac{1}{2} m_1 \left(-v_{rm} - \frac{2v_{rs} - 2v_{rm}}{L} x \right)^2 dx \quad (186)$$

Assumendo $m_1 = m_2 = m$, si ottiene:

$$6gh = v_m^2 + v_{rm}^2 + v_{rs}^2 - v_{rm} v_{rs} \quad (187)$$

Dalle equazioni (201) e (203), si può concludere che i campi di velocità post-impatto non sono ricavabili solamente utilizzando il principio di conservazione dell'energia e della quantità di moto nel caso di impatto rigido.

Risolvendo il sistema di equazioni (201) e (203), si ottengono le velocità v_m e v_{rm} nella mezzeria delle due travi in funzione dell'altezza di piano H e della velocità di rimbalzo v_{rs} agli estremi della trave superiore:

$$v_{m1,2} = \frac{3}{4} \sqrt{2gh} \pm \frac{\sqrt{30gh - 6v_{rs}^2}}{4} \quad (188)$$

$$v_{rm1,2} = -\frac{v_{rs}}{2} - \frac{3}{4} \sqrt{2gh} \pm \frac{\sqrt{30gh - 6v_{rs}^2}}{4} \quad (189)$$



Bibliografia

- [1] FEMA, *World Trade Center: Building Performance Study*. s.l. : G&O, 2002.
- [2] *Dynamics of structures*, Chopra Anil K., Prentice Hall.
- [3] Z.P. Bazant and Yong Zhou, *Why Did World Trade Center Collapse?—Simple Analysis*, Journal of Engineering Mechanics. 2002, Vol. 128, 1.
- [4] Z.P. Bazant and M. Verdure, *Mechanics of Progressive Collapse: Learning from World Trade Center and Building Demolitions*, Journal of Engineering Mechanics © Asce / March 2007.
- [5] E. Kausel, *Inferno at the World Trade Center*, NY, September 2001.
- [6] S.E. Jones, *Why indeed the WTC buildings completely collapse?*, Journal of 9/11 studies, September 2006/Volume 3.
- [7] www.wikipedia.it. *Mothman l'uomo falena* .
- [8] F. Bontempi, *Robustezza strutturale*, Convegno Nazionale Crolli e affidabilità delle strutture civili, Messina, 20-22 Aprile 2006.
- [9] D.M. 14 gennaio 2008, *Norme tecniche per le costruzioni*.
- [10] D.M. 30 marzo 2005, *Testo Unico per le Costruzioni*.
- [11] FEA Ltd, *Development of the concept of structural toughness*, Health and Safety Executive, 2001.
- [12] B.M. Chiaia, E. Masoero, *Analogies between progressive collapse of structures and fracture of materials*, *International Journal of Fracture*, p.p. 177-193, 2008.
- [13] U. Starossek, M. Wolff, *Design of collapse resistant structures*, JCSS and IABSE Workshop on Robustness of Structures.
- [14] J. Agarwal, D. Blockley, N. Woodman, *Vulnerability of structural systems*, *Structural Safety* 25 (2003) p. 263–286.
- [15] E. Masoero, *Progressive collapse and robustness of framed structures*, PhD Thesis, Politecnico di Torino.
- [16] A. G. Vlassis, *Progressive collapse assessment of tall buildings*, PhD Thesis.
- [17] Izzuddin, B.A., *A Simplified Model for Axially Restrained Beams Subject to Extreme Loading*. *International Journal of Steel Structures*, **5**, 421-429, 2005.



- [18]** N. Jones, *Recent Studies on the Response of Structures Subjected to Large Impact Loads*, Ship Structures Symposium '93.
- [19]** T. Tobe, *Transverse impact on beams*, The Japan Society of Mechanical Engineers.
- [20]** T. Poschel and T. Schwager. *Computational Granular Dynamics*. Springer-Verlag GmbH, Berlin, 2005.
- [21]** H.A. Carmona, F.K. Wittel, F. Kun, and Herrmann H.J. *Fragmentation processes in impact of spheres*. Physical Review E, 77(5): 243-253, 2008.