

Milano 20-21/05/2022

BENVENUTI

*Nadia Baldassino¹, Giacomo Roverso²,
Riccardo Zandonini¹*

¹ Università di Trento

² Studio di ingegneria Valdemarin s.r.l.

FAILNOMORE

Mitigation of the risk of progressive collapse
in steel and composite building frames
under exceptional events



FAIL **NO**
MORE



1. INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione

2. Panorama normativo

3. Progetto FAILNOMORE

■ **Questa presentazione è organizzata come segue:**

1. Introduzione
2. Panorama normativo
3. Progetto FAILNOMORE

1. INTRODUZIONE

Ronan Point
London (1968)



1. INTRODUZIONE



Alfred P. Murrah Building
Oklahoma City, Oklahoma (1995)



1. INTRODUZIONE



Champlain Towers South
Miami, Florida (2021)



1. INTRODUZIONE

■ La **ROBUSTEZZA STRUTTURALE** può essere definita come :

*la capacità di una struttura di resistere ad eventi quali incendio, esplosione, urti o conseguenze di un errore umano, senza essere danneggiata ad un livello **sproporzionato** rispetto alla causa che lo ha generato*

■ Il **COLLASSO PROGRESSIVO/SPROPORZIONATO** può essere definito come:

Collasso Progressivo/Sproporzionato di una struttura può essere considerato come una situazione nella quale il collasso di un elemento strutturale principale determina il collasso di elementi adiacenti con un danno globale che è sproporzionato rispetto alle cause iniziali.

1. INTRODUZIONE

■ Condizioni di carico estreme

- Esplosioni, urti, incendio, sisma, neve, sovraccarico eccezionale, tsunami, tornado, attacchi terroristici.....
- Minacce identificate vs. Minacce non identificate

■ Inadeguatezza dei metodi di progettazione basati solamente sulla resistenza

- Ampie deformazioni subite dagli elementi strutturali, inclusi i collegamenti
- Necessità di approcci progettuali basati sulla duttilità

■ Strutture di calcestruzzo vs. Strutture di acciaio e composte

1. INTRODUZIONE

■ Robustezza di strutture di acciaio e composte



Prove su telaio 2D (Liegi)

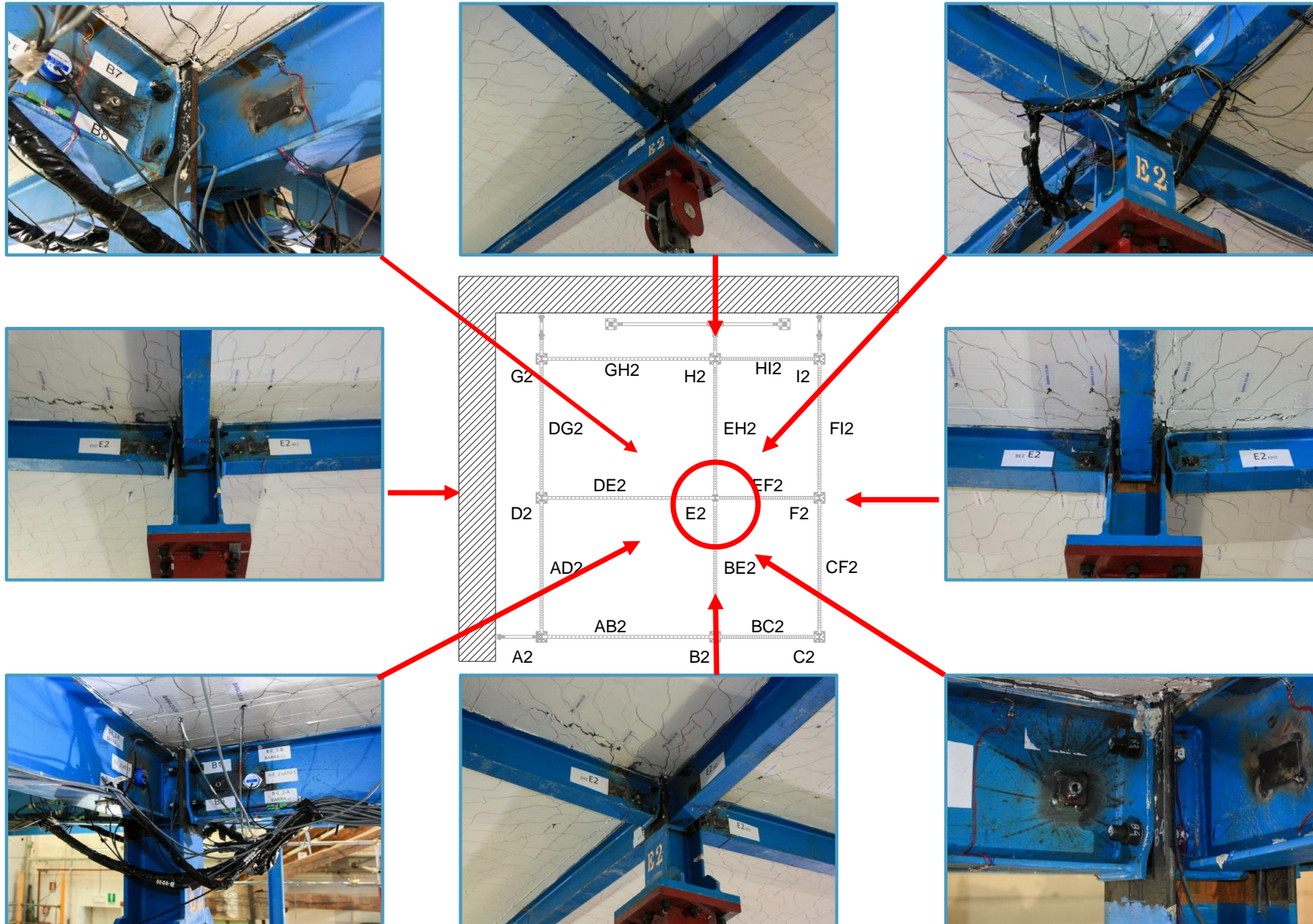
1. INTRODUZIONE

■ Robustezza di una struttura composta acciaio-calcestruzzo in scala reale



Prove su telai 3D (Trento)

1. INTRODUZIONE



2. PANORAMA NORMATIVO

- La mitigazione del collasso progressivo é considerata da diverse norme e linee guida in Italia, in Europa e in molti Paesi
- Sono fornite raccomandazioni generali per raggiungere i requisiti di robustezza
- Queste si basano principalmente su **metodi prescrittivi**, anche se vengono fornite **la basi per approcci più raffinati**.
- In Italia sono disponibili le **“Istruzioni per la robustezza delle costruzioni”**, DT 214/2018 **del CNR**

2. PANORAMA NORMATIVO

GLI EUROCODICI ATTUALI

■ EN 1990

- **EN 1990, 2.1 (4)P** *enuncia il principio base relativo alla robustezza strutturale*, dove si afferma esplicitamente che:

Una struttura deve essere progettata e realizzata in modo tale da non essere danneggiata da eventi quali: esplosione, urto e conseguenze di errori umani, in misura sproporzionata rispetto alla causa originaria

- **EN 1990, 2.1 (5)P** afferma che *Potenziati danni strutturali devono essere evitati o limitati mediante una o più delle seguenti strategie progettuali:*
 - *evitare, eliminare o ridurre l'evento pericoloso;*
 - *selezionare una tipologia strutturale poco sensibile al pericolo derivante da eventi eccezionali;*
 - *sviluppare il progetto della struttura selezionata in modo che questa possa 'tollerare' la rimozione di singoli elementi o di limitate parti della struttura;*
 - *collegare gli elementi tra loro mediante incatenamenti*

2. PANORAMA NORMATIVO

GLI EUROCODICI ATTUALI

■ EN 1991-1-7 – Allegato A

Situazione di progetto per eventi eccezionali

Strategie per azioni eccezionali identificate

(ad es. esplosioni o urti)

Progetto della struttura garantendo sufficienti requisiti minimi di robustezza

Prevenzione o riduzione dell'azione
(ad es., adozione di misure protettive)

Progetto della struttura in modo che resista all'azione

Strategie basate sulla limitazione dell'estensione del danno localizzato

Incrementare l'iperstaticità
(ad es., percorsi alternativi dei carichi)

Progetto di elementi chiave considerando un'azione eccezionale convenzionale A_d

Regole prescrittive
(ad es., continuità e duttilità)

2. PANORAMA NORMATIVO

GLI EUROCODICI ATTUALI

- Il progetto deve tener conto “dell’importanza della struttura”
- Nell’Allegato A della EN 1991-1-7 e nella EN 1990, sono identificate tre classi di conseguenze
- Gli edifici possono essere classificati in **“classi di conseguenze”** che riflettono le conseguenze del collasso strutturale in termini di:
 - Perdita di vite umane
 - Ferimento di persone
 - Perdite economiche
 - Perdite sociali
 - Perdite ambientali
- Questa classificazione è una semplificazione di un sistema complesso basato sul rischio in relazione al tipo di edificio, altezza, occupazione, natura dei materiali, ...

2. PANORAMA NORMATIVO

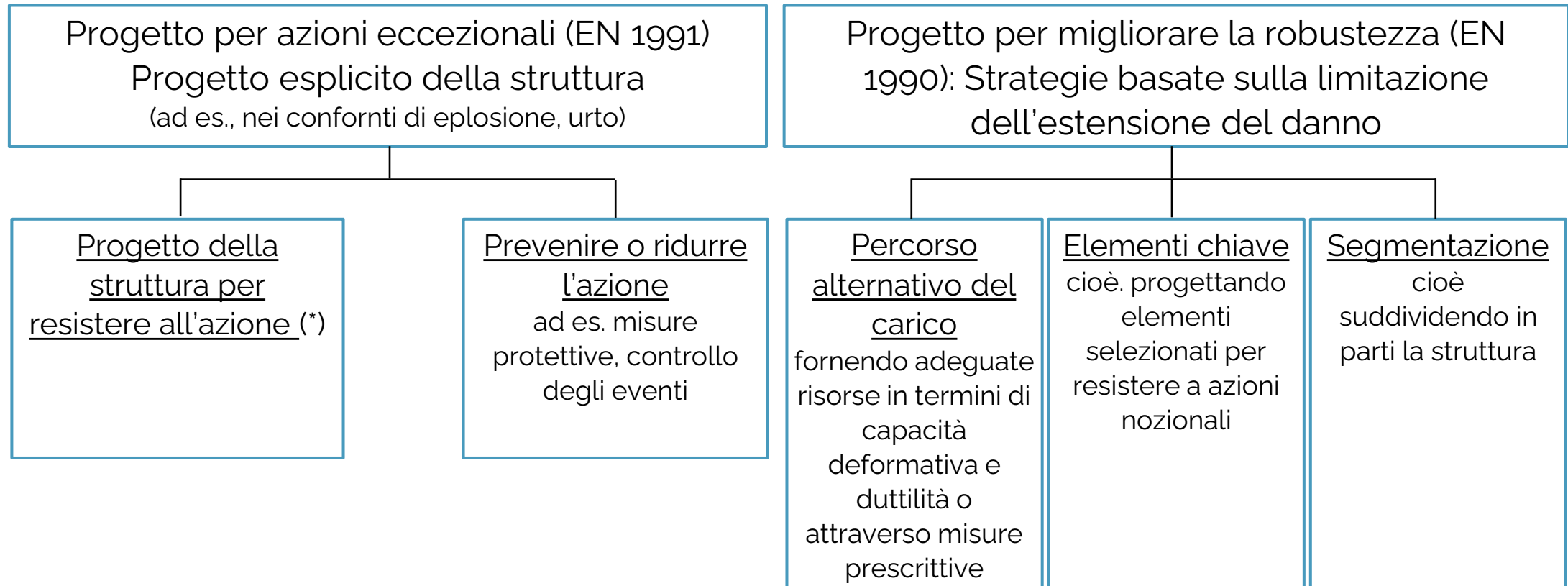
GLI EUROCODICI FUTURI

- Revisione corrente degli Eurocodici
- Gruppo di lavoro CEN/TC 250/WG 6 "Robustezza"
- **EN 1990 - Sezione 4.4 e Allegato Informativo E** comprendono strategie basate sulla limitazione dell'estensione del danno
- Il **progetto esplicito delle strutture per azioni eccezionali identificate** è considerato tra gli scopi della EN 1991
- Introduzione della **strategia della "Segmentazione"**
- Sviluppi all'interno di EN 1993 e EN 1998 che possono avere rilevanza diretta o indiretta per il raggiungimento della robustezza

2. PANORAMA NORMATIVO

GLI EUROCODICI FUTURI

■ EN 1990 – ALLEGATO E



(*) il progetto strutturale nei confronti di azioni eccezionali identificate può incorporare elementi progettati specificatamente, che collasino parzialmente o completamente, provvedendo che il loro collasso porti a collassi strutturali ulteriori limitati, come concordato con le Autorità.

2. PANORAMA NORMATIVO

ALTRI CODICI E LINEE GUIDA INTERNAZIONALI

■ Codici e linee guida internazionali

- The Unified Facilities Criteria (UFC): Design of Buildings to Resist Progressive Collapse (UFC 4-023-03, USA, Department of Defense) - 2016
- The USA General Services Administration: Alternate Path Analysis and design guidelines - 2016
- ASCE 7-16 - 2017
- The International Building Code (IBC) - 2018
- UK Building Regulations 2010 Approved Document A - 2013
- Chinese Code for Anti-Collapse Design of Building Structures (CECS 392) – 2014
- Others

2. PANORAMA NORMATIVO

VALUTAZIONE DEI REQUISITI DI ROBUSTEZZA DEGLI EUROCODICI

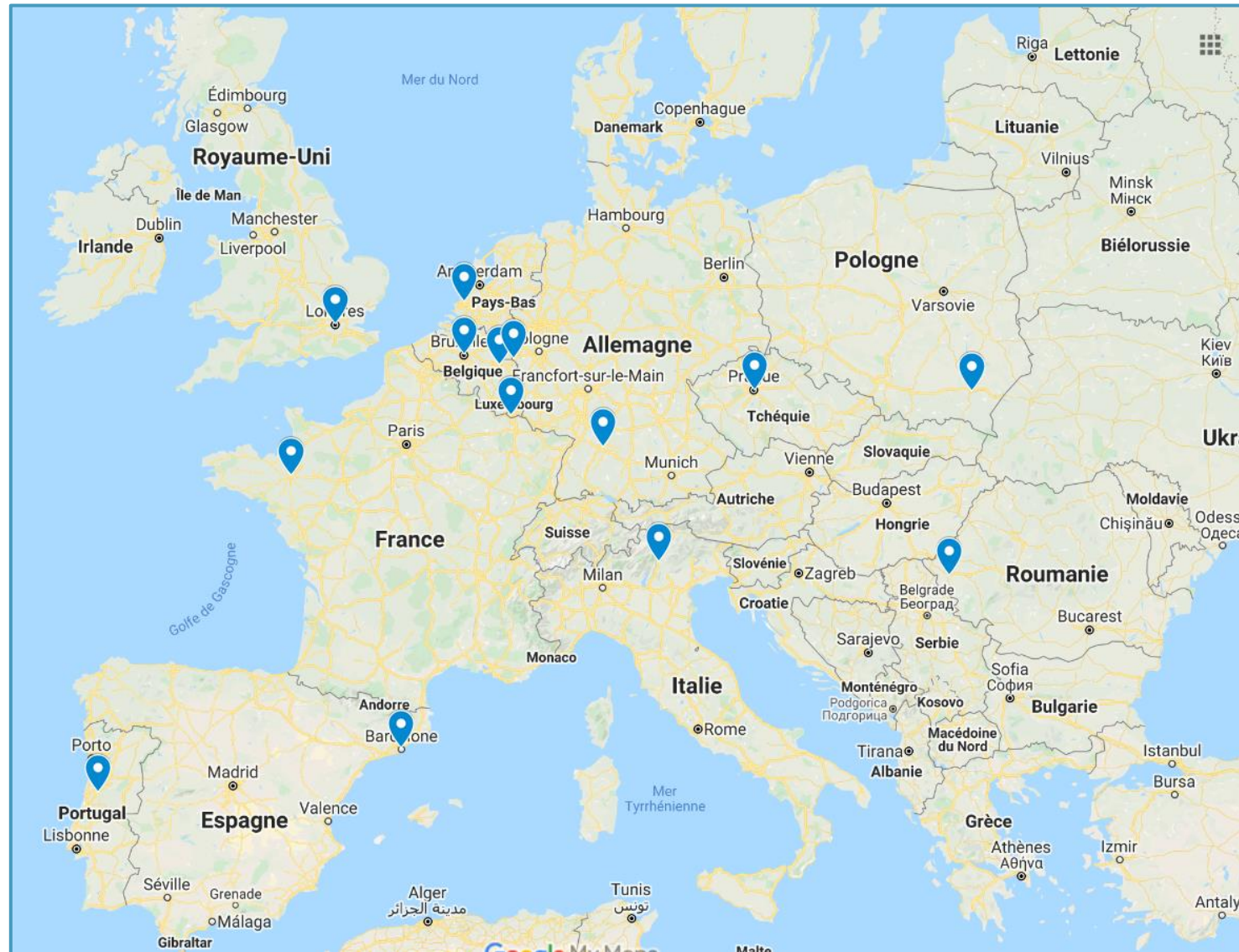
- Requisiti generali che possono essere difficili da interpretare
- Regole disponibili come un insieme non coerente
- Requisiti di duttilità
- Necessità di incorporare gli ultimi risultati della ricerca fino ad oggi ottenuti
- Necessità di diffondere metodi e strumenti progettuali semplificati

3. Progetto FAILNOMORE

- Il Progetto è finanziato dal Research Fund for Coal and Steel (RFCS) della Commissione Europea
- Il principale obiettivo è produrre un insieme di **linee guida progettuali** pratico e di facile utilizzo per la mitigazione del rischio del collasso progressivo delle **strutture di acciaio e composte** soggette ad azioni eccezionali
- Le linee guida proposte si basano su :
 - letteratura disponibile
 - progetti di ricerca recenti

3. Progetto FAILNOMORE

Partners:



3. Progetto FAILNOMORE

- Le linee guida proposte sono raccolte in un ***Manuale di Progetto***
- Il Manuale di progetto è disponibile gratuitamente (attraverso il sito web di ECCS - <https://www.steelconstruct.com/eu-projects/failnomore/>) in 10 differenti lingue (inglese, portoghese, tedesco, italiano, rumeno, ceco, polacco, olandese, spagnolo, e francese)

3. Progetto FAILNOMORE

■ Manuale di progetto – Indice dei contenuti

Parte 1 – Progetto nei confronti della Robustezza

1. Contesto normativo
2. Progetto nei confronti della robustezza
3. Classi di conseguenze
4. Azioni eccezionali identificate
5. Azioni eccezionali non identificate
6. Valutazione del rischio
7. Conclusioni

Part 2 – Esempi applicativi

- Struttura di acciaio progettata in zona non sismica
- Struttura di acciaio progettata in zona sismica
- Struttura composta acciaio-calcestruzzo progettata in zona non sismica
- Struttura composta acciaio-calcestruzzo progettata in zona non sismica

Part 3 – Allegati

Part 4 – Riferimenti bibliografici

3. Progetto FAILNOMORE

Le presentazioni del workshop FAILNOMORE illustreranno le diverse strategie operative ed i metodi proposti nel *“Manuale di Progetto”*

Milano 20-21/05/2022

PROGETTARE PER LA ROBUSTEZZA

*Nadia Baldassino¹, Giacomo Roverso²,
Riccardo Zandonini¹*

¹ Università di Trento

² Studio di ingegneria Valdemarin s.r.l.

FAILNOMORE

Mitigation of the risk of progressive collapse
in steel and composite building frames
under exceptional events

1. Introduzione

2. Filosofia generale di progetto

3. Classi di conseguenze

4. Azioni eccezionali identificate

5. Azioni eccezionali non identificate

6. Giunti strutturali

7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione

2. Filosofia generale di progetto per la Robustezza

3. Definizione delle classi di conseguenze

4. Progetto per azioni eccezionali identificate

5. Progetto per azioni eccezionali non identificate

6. Importanza dei giunti strutturali:

6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti

6.2 Metodo semplificato per giunti con piastre di estremità

7. Conclusioni

1. Introduzione

Strategie progettuali proposte in EN 1991-1-7



■ Punti di debolezza:

- Indicazioni non chiare su come selezionare le strategie di progetto da applicare
- Insieme di regole non coerenti



Guida non chiara su come progettare per la robustezza

→ Il Manuale di progetto FAILNOMORE si propone di superare queste 'debolezze' proponendo una **filosofia progettuale generale** che trova comune consenso a livello europeo (capitolo 2)

→ Questa filosofia generale di progetto è di seguito presentata

1. Introduzione
- 2. Filosofia generale di progetto**
3. Classi di conseguenze
4. Azioni eccezionali identificate
5. Azioni eccezionali non identificate
6. Giunti strutturali
7. Conclusioni

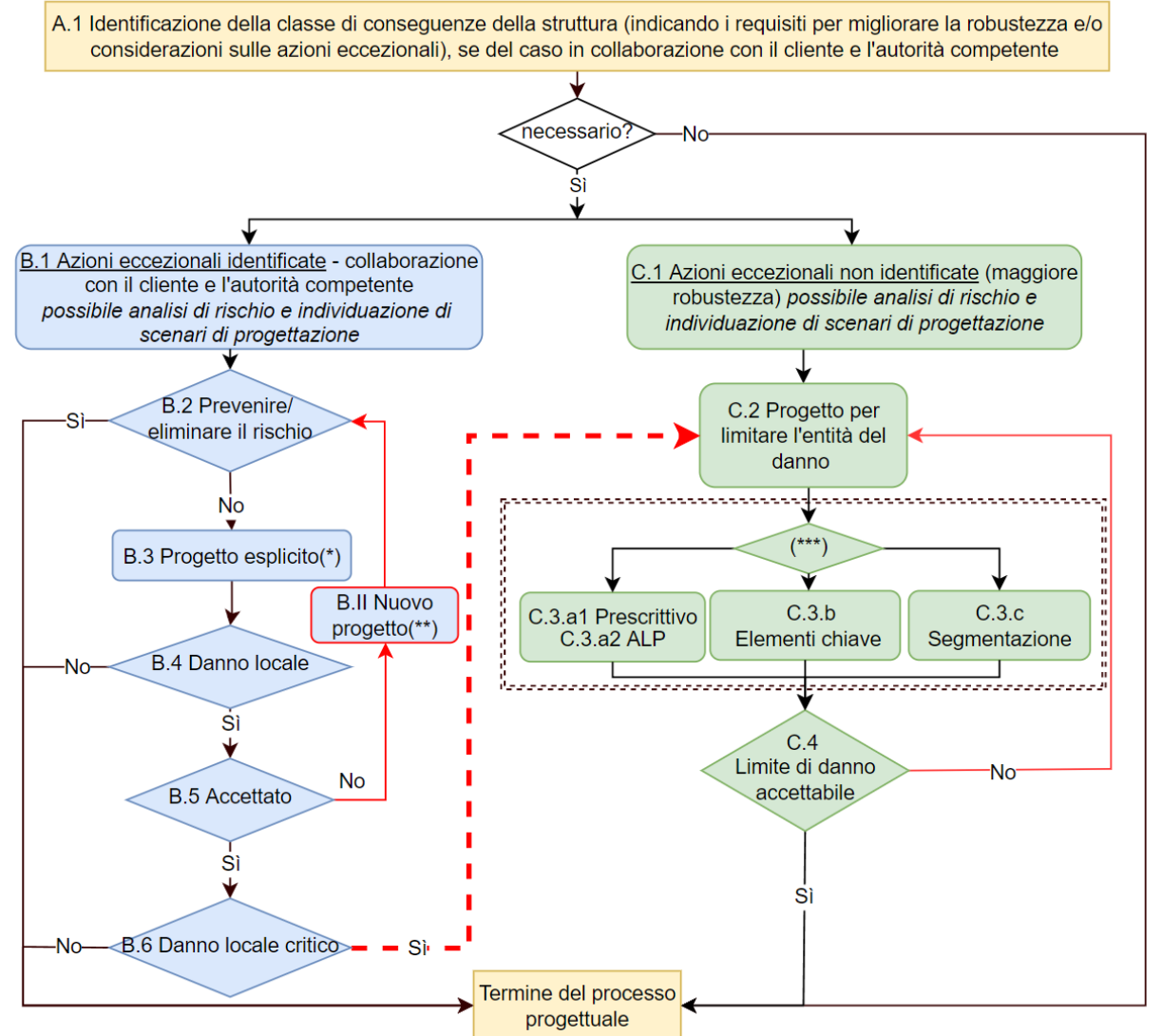
■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Filosofia generale di progetto per la Robustezza
3. Definizione delle classi di conseguenze
4. Progetto per azioni eccezionali identificate
5. Progetto per azioni eccezionali non identificate
6. Importanza dei giunti strutturali:
 - 6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti
 - 6.2 Metodo semplificato per giunti con piastre di estremità
7. Conclusioni

2. Filosofia generale di progetto

Il progetto per la robustezza strutturale è proposto come una **procedura passo-passo** presentata in un diagramma di flusso generale

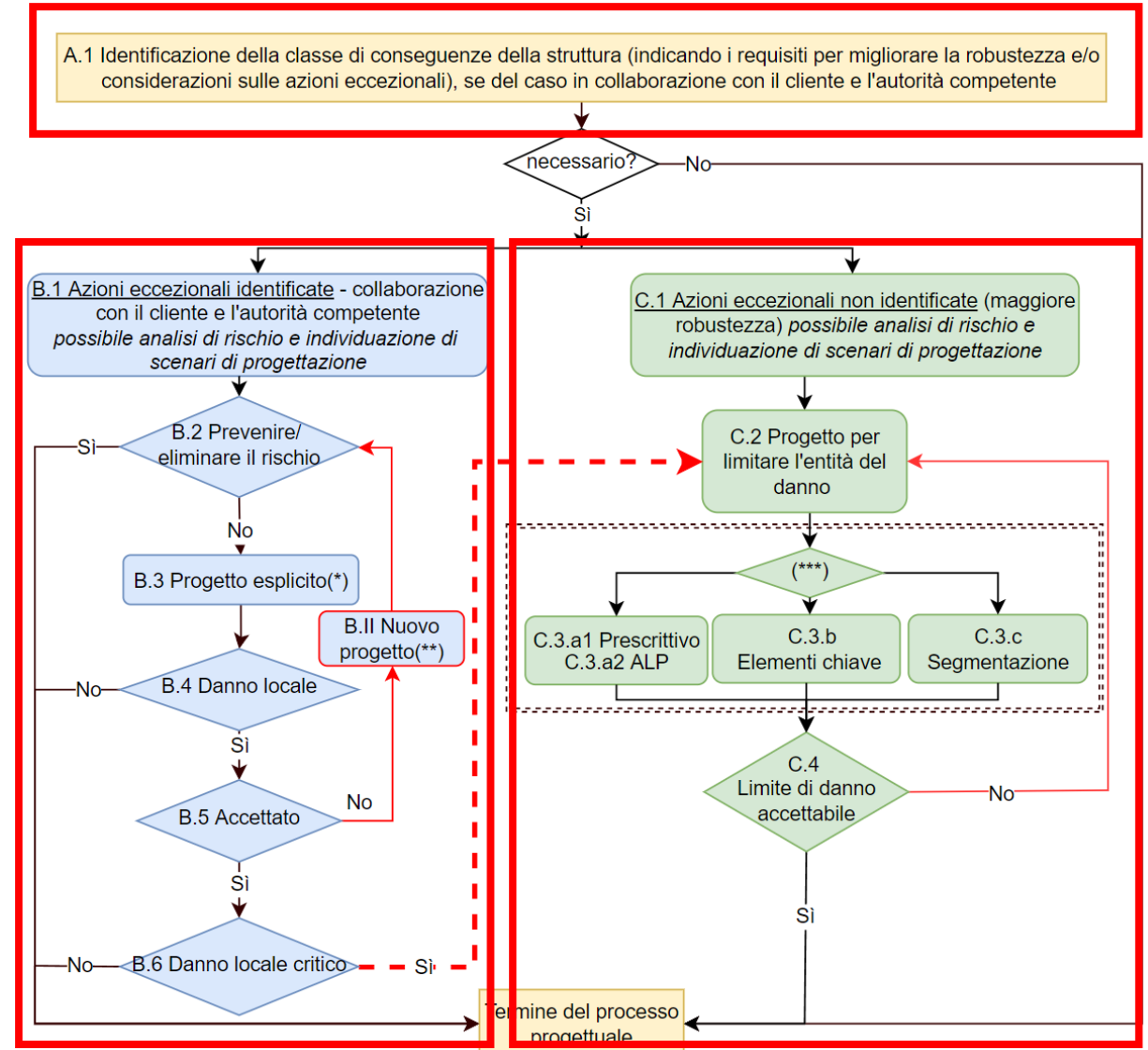
Questo diagramma di flusso è l'**asse portante** del Manuale di progettazione **FAILNOMORE**



2. Filosofia generale di progetto

■ Questo diagramma di flusso può essere diviso in **tre fasi principali**

- A. Definizione della classe di conseguenze della struttura analizzata
- B. Strategie di progetto per azioni eccezionali identificate
- C. Strategie di progetto per azioni eccezionali non identificate



1. Introduzione
2. Filosofia generale di progetto
- 3. Classi di conseguenze**
4. Azioni eccezionali identificate
5. Azioni eccezionali non identificate
6. Giunti strutturali
7. Conclusioni

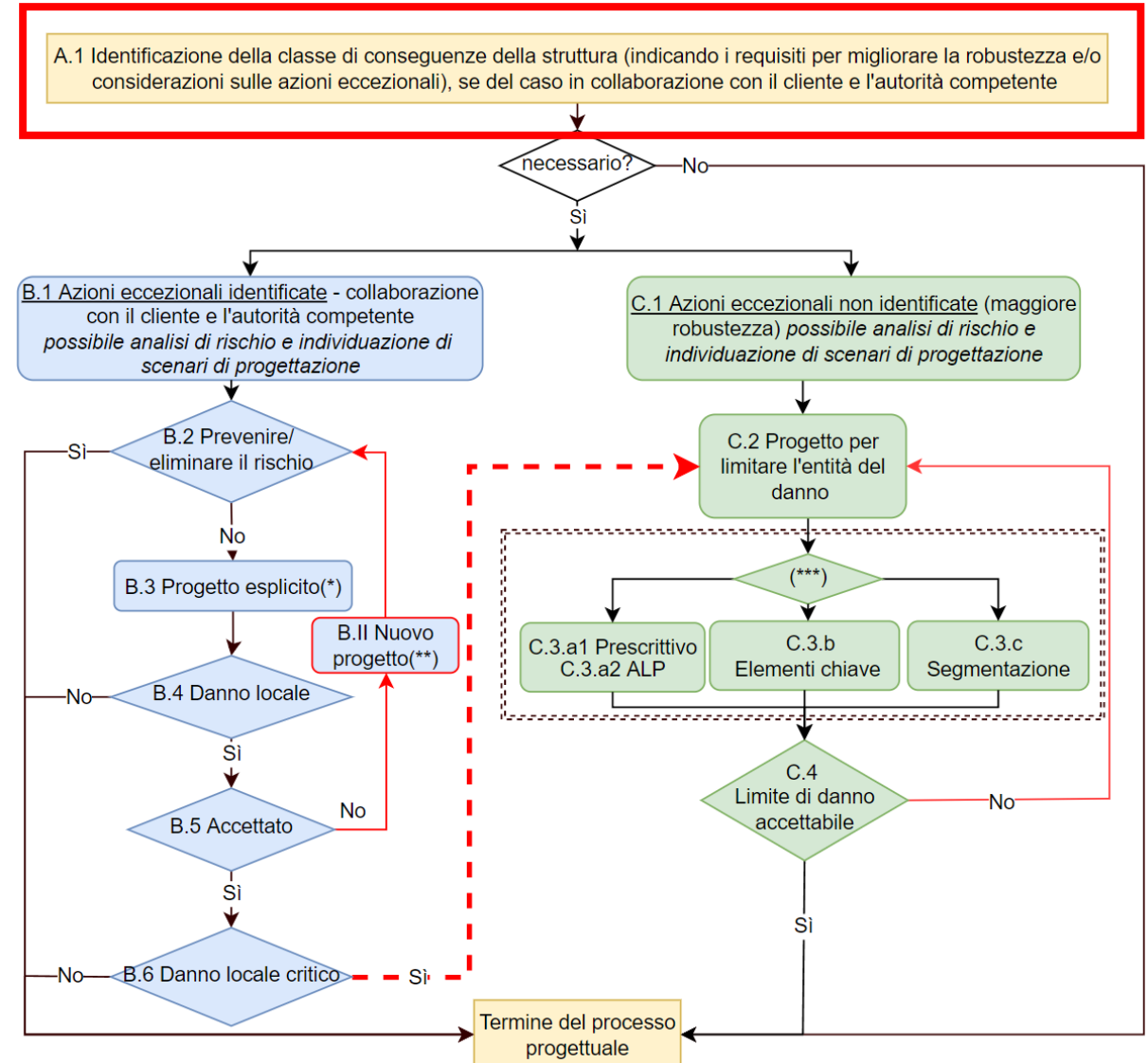
■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Filosofia generale di progetto per la Robustezza
3. Definizione delle classi di conseguenze
4. Progetto per azioni eccezionali identificate
5. Progetto per azioni eccezionali non identificate
6. Importanza dei giunti strutturali:
 - 6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti
 - 6.2 Metodo semplificato per giunti con piastre di estremità
7. Conclusioni

Filosofia generale di progetto

■ Questo diagramma di flusso può essere diviso in **tre fasi principali**

- A. Definizione della classe di conseguenze della struttura analizzata
- B. Strategie di progetto per azioni eccezionali identificate
- C. Strategie di progetto per azioni eccezionali non identificate



3. Classi di conseguenze

■ Gli edifici possono essere classificati in “**classi di conseguenze**” che riflettono le **conseguenze del collasso** strutturale in termini di:

- Perdita di vite umane
- Ferimento di persone
- Perdite economiche
- Perdite sociali
- Perdite ambientali

■ Questa classificazione è una semplificazione di un sistema complesso basato sul **rischio** in relazione al tipo di edificio, altezza, occupazione, natura dei materiali, ...

3. Classi di conseguenze

■ Nell'Allegato A della EN 1991-1-7 e nella EN 1990, sono identificate **tre classi di conseguenze**

Classe di conseguenze (CC)	Tipo di edificio e di occupazione
1	Edifici ad occupazione singola non eccedenti i 4 piani - Edifici ad uso agricolo dove le persone non entrano normalmente (ad es. edifici adibiti ad immagazzinamento) - Edifici scarsamente frequentati, purché distanti più di 1 ½ volta l'altezza dell'edificio rispetto ad altri edifici o aree frequentate
2a (Gruppo di rischio più basso)	Edifici ad occupazione singola di 5 piani - Hotels, edifici residenziali, uffici non eccedenti i 4 piani - Edifici industriali non eccedenti i 3 piani - Centri commerciali non eccedenti i 3 piani aventi area minore di 1000 m ² a piano - Edifici scolastici ad un piano - Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano inferiore a 2000 m ²
2b (Gruppo di rischio più alto)	Hotels, caseggiati, edifici residenziali, uffici con numero di piani compreso tra 5 e 15 - Edifici scolastici con numero di piani compreso tra 2 e 15 - Centri commerciali con numero di piani compreso tra 4 e 15 - Ospedali non eccedenti i tre piani - Uffici con numero di piani compresi tra 5 e 15 - Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano compresa tra 2000 e 5000m ² - Parcheggi non eccedenti i 6 piani
3	Edifici definiti per le classi 2a e 2b che eccedono i limiti di area o di piano - Tutti gli edifici nei quali è ammesso l'accesso ad un significativo numero di persone (ad es., Sale concerto, tribune, ...etc.) - Stadi per più di 5000 spettatori - Edifici che contengono o trasformano sostanze pericolose

CC1: Basse conseguenze in termini di perdite di vite umane, **e, conseguenze** economiche, sociali o ambientali **modeste o trascurabili**

CC2: Medie conseguenze in termini di perdite di vite umane e **conseguenze** economiche, sociali o ambientali **significative**

CC3: Alte conseguenze in termini di perdite di vite umane **o conseguenze** economiche, sociali o ambientali **molto grandi**

3. Classi di conseguenze

■ Nell'Allegato A della EN 1991-1-7 e nel EN 1990, sono identificate **tre classi di conseguenze**

Classe di conseguenze (CC)	Tipo di edificio e di occupazione
1	Edifici ad occupazione singola non eccedenti i 4 piani - Edifici ad uso agricolo dove le persone non entrano normalmente (ad es. edifici adibiti ad immagazzinamento) - Edifici scarsamente frequentati, purché distanti più di 1 ½ volta l'altezza dell'edificio rispetto ad altri edifici o aree frequentate
2a (Gruppo di rischio più basso)	Edifici ad occupazione singola di 5 piani - Hotels, edifici residenziali, uffici non eccedenti i 4 piani - Edifici industriali non eccedenti i 3 piani - Centri commerciali non eccedenti i 3 piani aventi area minore di 1000 m ² a piano - Edifici scolastici ad un piano - Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano inferiore a 2000 m ²
2b (Gruppo di rischio più alto)	Hotels, caseggiati, edifici residenziali, uffici con numero di piani compreso tra 5 e 15 - Edifici scolastici con numero di piani compreso tra 2 e 15 - Centri commerciali con numero di piani compreso tra 4 e 15 - Ospedali non eccedenti i tre piani - Uffici con numero di piani compresi tra 5 e 15 - Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano compresa tra 2000 e 5000m ² - Parcheggi non eccedenti i 6 piani
3	Edifici definiti per le classi 2a e 2b che eccedono i limiti di area o di piano - Tutti gli edifici nei quali è ammesso l'accesso ad un significativo numero di persone (ad es., Sale concerto, tribune, ...etc.) - Stadi per più di 5000 spettatori - Edifici che contengono o trasformano sostanze pericolose



3. Classi di conseguenze

■ Nell'Allegato A della EN 1991-1-7 e nel EN 1990, sono identificate **tre classi di conseguenze**

Classe di conseguenze (CC)	Tipo di edificio o occupazione
1	Edifici ad occupazione singola non eccedenti i 4 piani - Edifici ad uso agricolo dove le persone non entrano normalmente (ad es. edifici adibiti ad immagazzinamento) - Edifici scarsamente frequentati, purché distanti più di 1 ½ volta l'altezza dell'edificio rispetto ad altri edifici o aree frequentate
2a (Gruppo di rischio più basso)	Edifici ad occupazione singola di 5 piani - Hotels, edifici residenziali, uffici non eccedenti i 4 piani - Edifici industriali non eccedenti i 3 piani - Centri commerciali non eccedenti i 3 piani aventi area minore di 1000 m ² a piano - Edifici scolastici ad un piano - Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano inferiore a 2000 m ²
2b (Gruppo di rischio più alto)	Hotels, caseggiati, edifici residenziali, uffici con numero di piani compreso tra 5 e 15 - Edifici scolastici con numero di piani compreso tra 2 e 15 - Centri commerciali con numero di piani compreso tra 4 e 15 - Ospedali non eccedenti i tre piani - Uffici con numero di piani compresi tra 5 e 15 - Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano compresa tra 2000 e 5000m ² - Parcheggi non eccedenti i 6 piani
3	Edifici definiti per le classi 2a e 2b che eccedono i limiti di area o di piano - Tutti gli edifici nei quali è ammesso l'accesso ad un significativo numero di persone (ad es., Sale concerto, tribune, ...etc.) - Stadi per più di 5000 spettatori - Edifici che contengono o trasformano sostanze pericolose



3. Classi di conseguenze

■ Nell'Allegato A della EN 1991-1-7 e nel EN 1990, sono identificate **tre classi di conseguenze**

Classe di conseguenze (CC)	Tipo di edificio o occupazione
1	Edifici ad occupazione singola non eccedenti i 4 piani - Edifici ad uso agricolo dove le persone non entrano normalmente (ad es. edifici adibiti ad immagazzinamento) - Edifici scarsamente frequentati, purché distanti più di 1 ½ volta l'altezza dell'edificio rispetto ad altri edifici o aree frequentate
2a (Gruppo di rischio più basso)	Edifici ad occupazione singola di 5 piani - Hotels, edifici residenziali, uffici non eccedenti i 4 piani - Edifici industriali non eccedenti i 3 piani - Centri commerciali non eccedenti i 3 piani aventi area minore di 1000 m ² a piano - Edifici scolastici ad un piano - Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano inferiore a 2000 m ²
2b (Gruppo di rischio più alto)	Hotels, caseggiati, edifici residenziali, uffici con numero di piani compreso tra 5 e 15 - Edifici scolastici con numero di piani compreso tra 2 e 15 - Centri commerciali con numero di piani compreso tra 4 e 15 - Ospedali non eccedenti i tre piani - Uffici con numero di piani compresi tra 5 e 15 - Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano compresa tra 2000 e 5000m ² - Parcheggi non eccedenti i 6 piani
3	Edifici definiti per le classi 2a e 2b che eccedono i limiti di area o di piano - Tutti gli edifici nei quali è ammesso l'accesso ad un significativo numero di persone (ad es., Sale concerto, tribune, ...etc.) - Stadi per più di 5000 spettatori - Edifici che contengono o trasformano sostanze pericolose



3. Classi di conseguenze

■ Nell'Allegato A della EN 1991-1-7 e nel EN 1990, sono identificate **tre classi di conseguenze**

Classe di conseguenze (CC)	Tipo di edificio o occupazione
1	Edifici ad occupazione singola non eccedenti i 4 piani - Edifici ad uso agricolo dove le persone non entrano normalmente (ad es. edifici adibiti ad immagazzinamento) - Edifici scarsamente frequentati, purché distanti più di 1 ½ volta l'altezza dell'edificio rispetto ad altri edifici o aree frequentate
2a (Gruppo di rischio più basso)	Edifici ad occupazione singola di 5 piani - Hotels, edifici residenziali, uffici non eccedenti i 4 piani - Edifici industriali non eccedenti i 3 piani - Centri commerciali non eccedenti i 3 piani aventi area minore di 1000 m ² a piano - Edifici scolastici ad un piano - Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano inferiore a 2000 m ²
2b (Gruppo di rischio più alto)	Hotels, caseggiati, edifici residenziali, uffici con numero di piani compreso tra 5 e 15 - Edifici scolastici con numero di piani compreso tra 2 e 15 - Centri commerciali con numero di piani compreso tra 4 e 15 - Ospedali non eccedenti i tre piani - Uffici con numero di piani compresi tra 5 e 15 - Edifici pubblici non eccedenti i due piani, con area di ciascun piano compresa tra 2000 e 5000m ² - Parcheggi non eccedenti i 6 piani
3	Edifici definiti per le classi 2a e 2b che eccedono i limiti di area o di piano - Tutti gli edifici nei quali è ammesso l'accesso ad un significativo numero di persone (ad es., Sale concerto, tribune, ...etc.) - Stadi per più di 5000 spettatori - Edifici che contengono o trasformano sostanze pericolose



3. Classi di conseguenze

■ Le **strutture edilizie non rientrano tutte** esattamente nei casi considerati in questa tabella. In questi casi:

→ È richiesto un **giudizio tecnico ingegneristico**

■ Alcune **linee guida aggiuntive** sono fornite nel **Capitolo 3** del **Manuale di progetto FAILNOMORE**

(soppalchi , edifici con diversi numeri di piani, piani interrati, piano terra,)

Way, A.G.J., 2011. Structural Robustness of Steel Framed Buildings. Steel Construction Institute

3. Classi di conseguenze

■ La **classe di conseguenze** dell'edificio consente al professionista di valutare l'**approccio progettuale** da adottare con l'obiettivo di raggiungere un adeguato livello di robustezza

■ Classe di Conseguenze 1 (CC1):

Il progetto per la robustezza non implica alcuna considerazione specifica purché la progettazione sia eseguita nel pieno rispetto delle regole riportate negli Eurocodici

■ Classi di Conseguenze 2 e 3 (CC2a, CC2b e CC3):

La progettazione per la robustezza implica approcci specifici che possono variare da semplici regole prescrittive ad analisi di rischio avanzate e metodi analitici o numerici complessi

3. Classi di conseguenze

- Una volta stabilita la **classe di conseguenze**, il progettista, in stretta collaborazione con il committente e le autorità competenti, individua le **potenziali minacce** e i relativi **scenari di carico eccezionale**
- L'identificazione delle **minacce** e dei relativi **scenari** consentirà al progettista di **adottare** sia:
 - un progetto esplicito per una specifica azione eccezionale identificabile a e/o
 - una strategia progettuale che limiti l'entità del danno iniziale come conseguenza di qualsiasi evento eccezionale non identificabile
- In aggiunta, per la **CC3**, è generalmente richiesta una **valutazione sistematica del rischio**

1. Introduzione
2. Filosofia generale di progetto
3. Classi di conseguenze
- 4. Azioni eccezionali identificate**
5. Azioni eccezionali non identificate
6. Giunti strutturali
7. Conclusioni

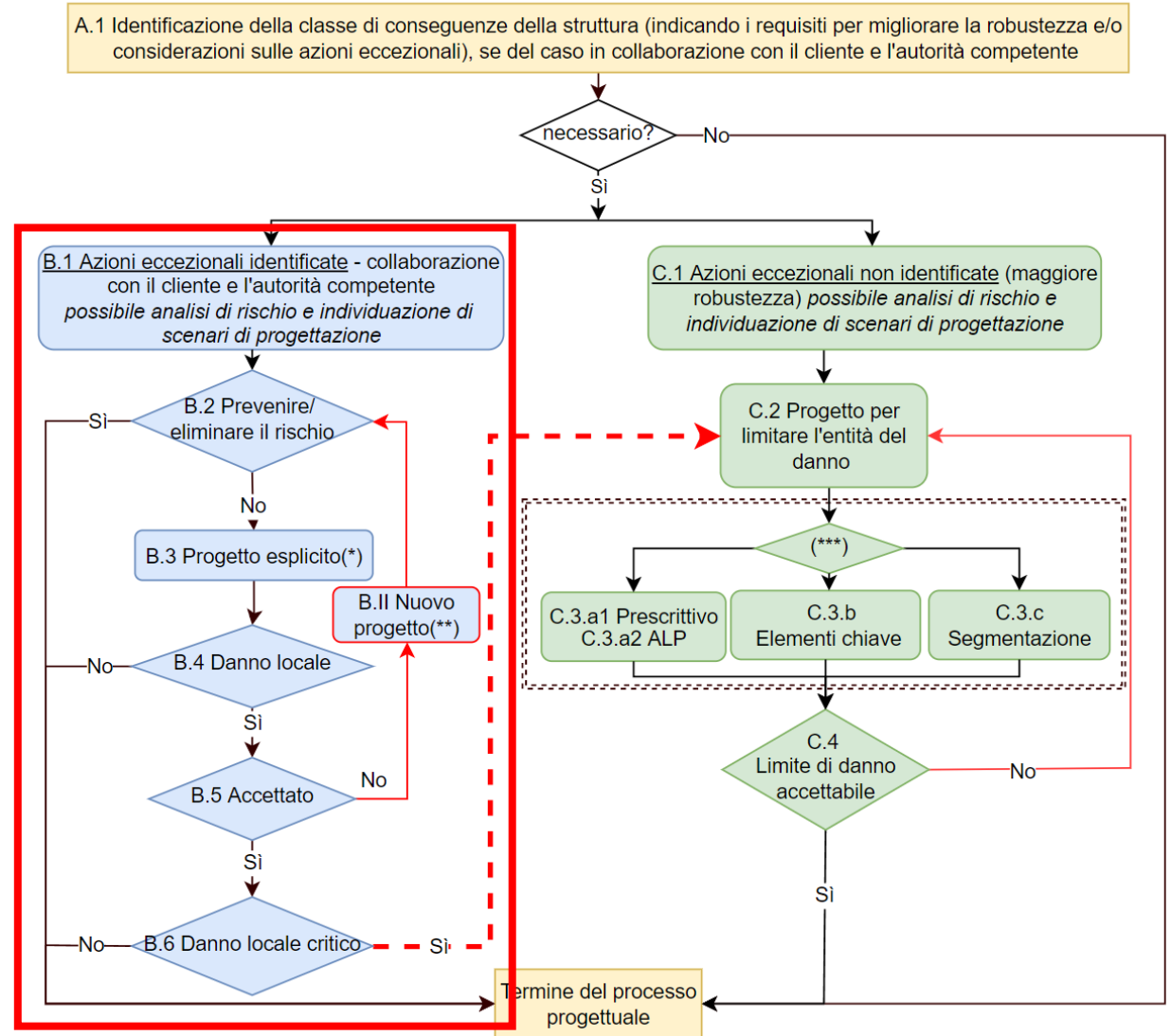
■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Filosofia generale di progetto per la Robustezza
3. Definizione delle classi di conseguenze
4. Progetto per azioni eccezionali identificate
5. Progetto per azioni eccezionali non identificate
6. Importanza dei giunti strutturali:
 - 6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti
 - 6.2 Metodo semplificato per giunti con piastre di estremità
7. Conclusioni

Filosofia generale di progetto

■ Questo diagramma di flusso può essere diviso in **tre fasi principali**

- A. Definizione della classe di conseguenze della struttura analizzata
- B. Strategie di progetto per azioni eccezionali identificate
- C. Strategie di progetto per azioni eccezionali non identificate

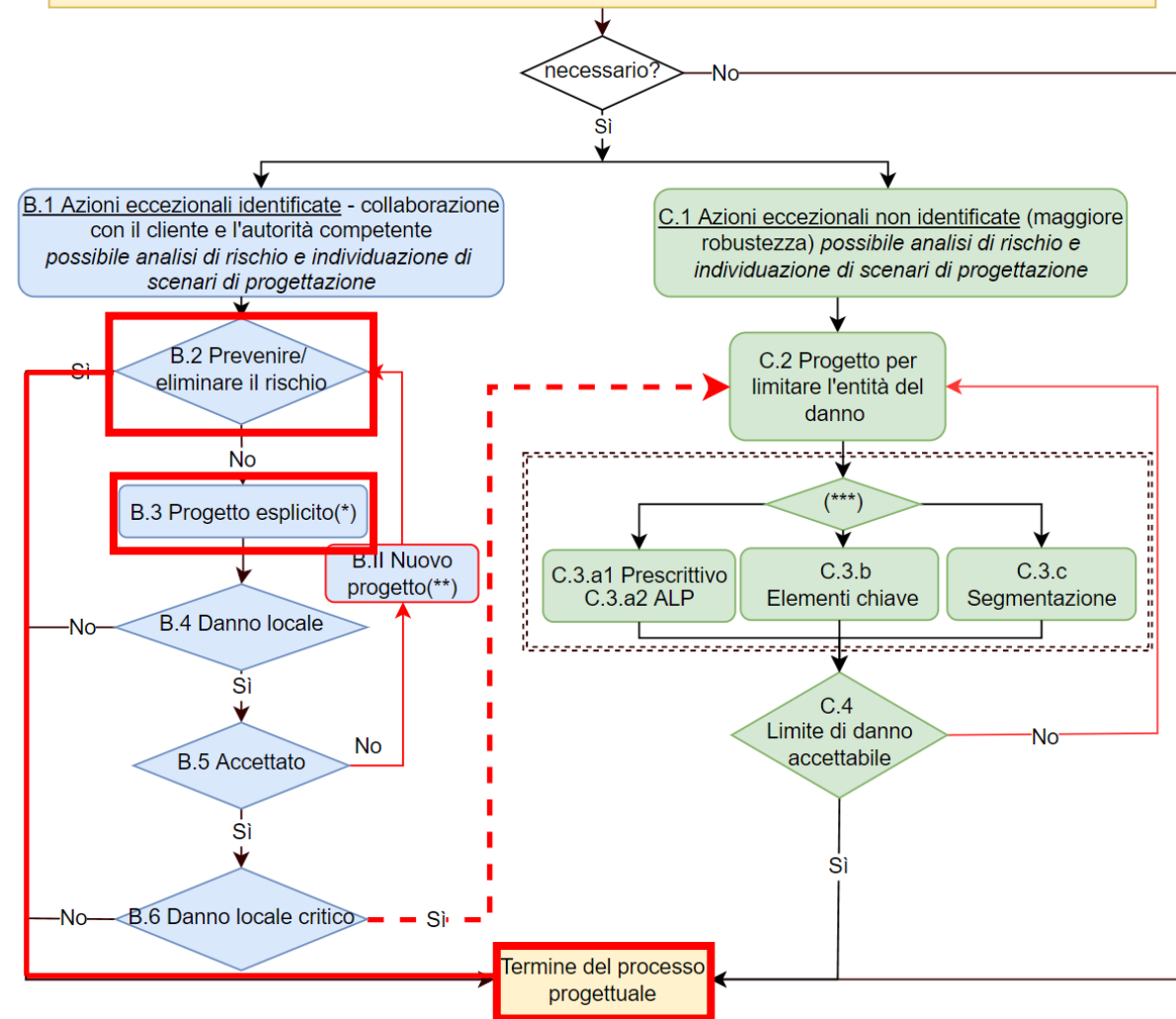


4. Progetto per azioni eccez. identificate

■ **Verificare la possibilità di utilizzare misure preventive e/o protettive per ridurre o mitigare le azioni eccezionali**

- Se l'azione viene completamente impedita, il processo di progettazione per questa specifica minaccia termina
- Se l'azione viene solamente ridotta, è richiesta la valutazione dei possibili danni attraverso un progetto esplicito

A.1 Identificazione della classe di conseguenze della struttura (indicando i requisiti per migliorare la robustezza e/o considerazioni sulle azioni eccezionali), se del caso in collaborazione con il cliente e l'autorità competente

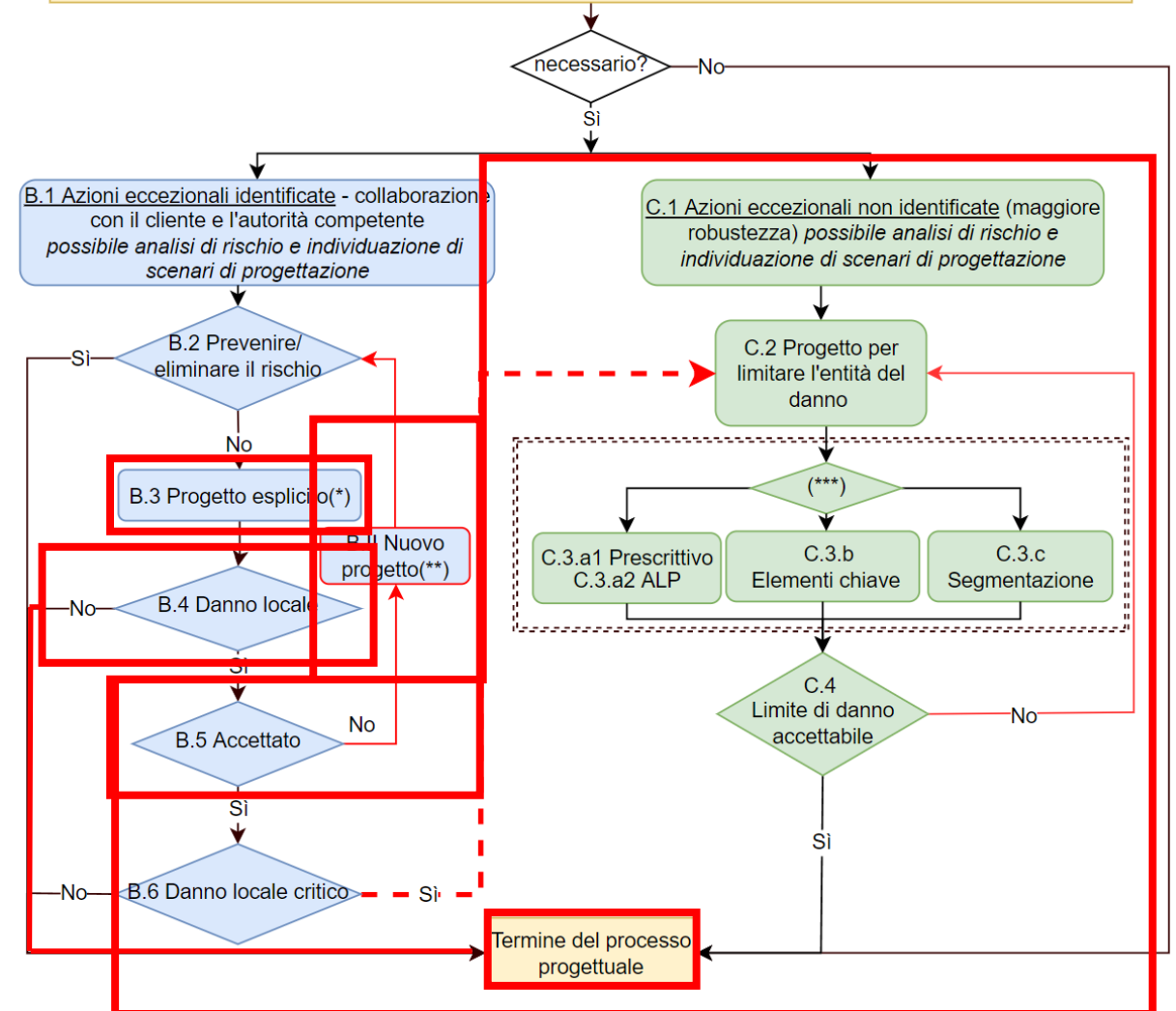


4. Progetto per azioni eccez. identificate

Progetto esplicito per le azioni eccezionali considerate

- Se non c'è danno, il processo progettuale si chiude
- Se c'è un danno che non è accettabile → è richiesto un nuovo progetto della struttura
- Se c'è un danno accettabile, la sua estensione deve essere prevenuta utilizzando strategie di progettazione appropriate come proposto per le azioni accidentali non identificabili

A.1 Identificazione della classe di conseguenze della struttura (indicando i requisiti per migliorare la robustezza e/o considerazioni sulle azioni eccezionali), se del caso in collaborazione con il cliente e l'autorità competente



4. Progetto per azioni eccez. identificate

- La progettazione per le azioni eccezionali identificate può basarsi su **metodi analitici e/o numerici**
- Il **livello di sofisticazione** dei metodi è strettamente legato alle **classe di conseguenze**:
 - Per CC2, è possibile l'uso di metodi prescrittivi o di analisi semplificate considerando modelli di azioni statiche equivalenti
 - Per CC3, può essere necessario l'uso di metodi raffinati (analisi dinamica, modelli non-lineari...)

4. Progetto per azioni eccez. identificate

■ All'interno del **Capitolo 4** del **manuale** di progetto **FAILNOMORE**, sono considerate quattro azioni eccezionali:

- Urti
- Esplosioni interne ed esterne
- Incendio come azione eccezionale
- Terremoto come azione eccezionale

■ Sono proposti **approcci differenti** caratterizzati da diversi livelli di sofisticazione

■ Questi ultimi saranno presentati in una presentazione specifica

INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione
2. Filosofia generale di progetto
3. Classi di conseguenze
4. Azioni eccezionali identificate
- 5. Azioni eccezionali non identificate**
6. Giunti strutturali
7. Conclusioni

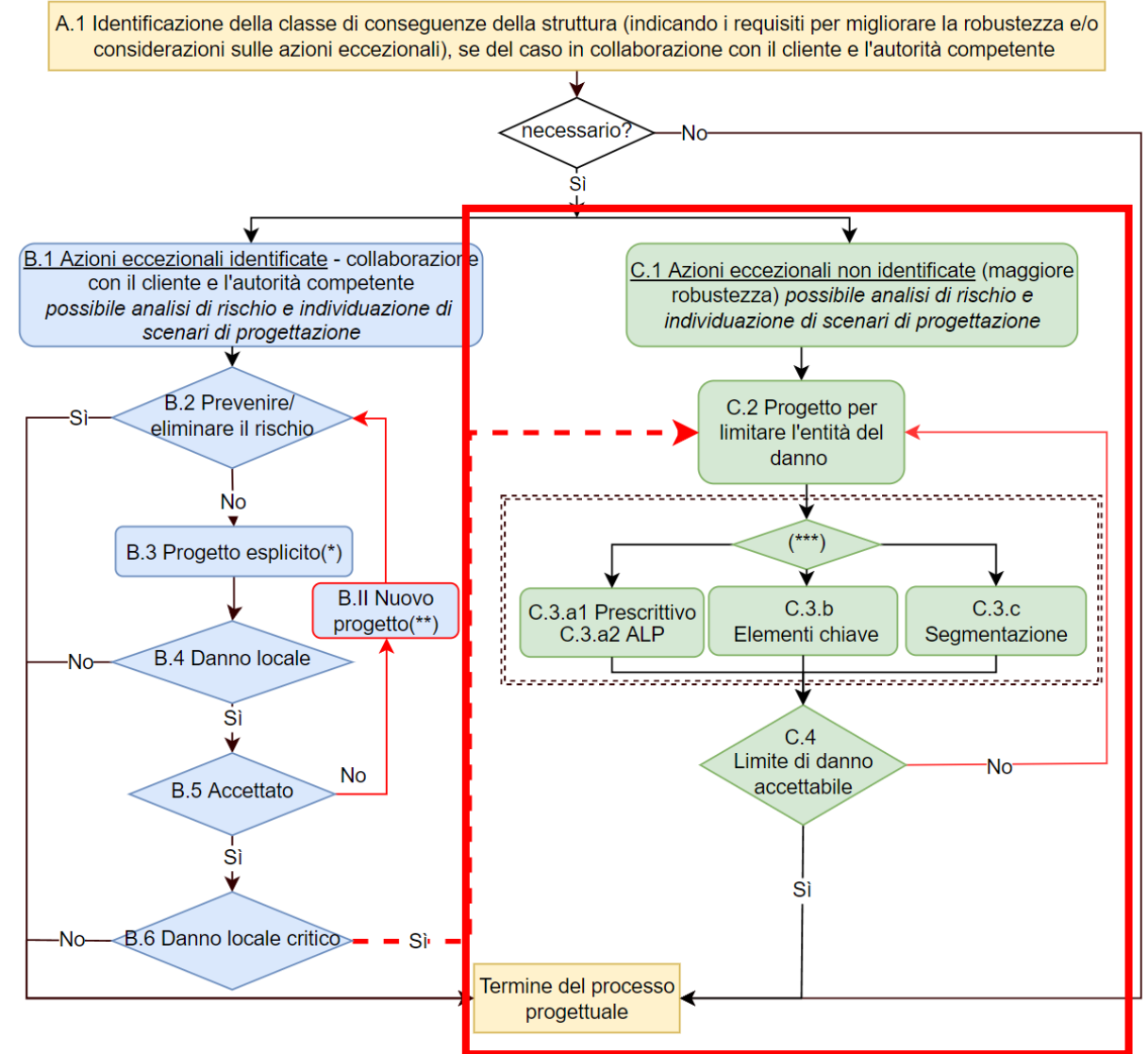
■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Filosofia generale di progetto per la Robustezza
3. Definizione delle classi di conseguenze
4. Progetto per azioni eccezionali identificate
5. Progetto per azioni eccezionali non identificate
6. Importanza dei giunti strutturali:
 - 6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti
 - 6.2 Metodo semplificato per giunti con piastre di estremità
7. Conclusioni

Filosofia generale di progetto

Questo diagramma di flusso può essere diviso in tre fasi principali

- A. Definizione della classe di conseguenze della struttura analizzata
- B. Strategie di progetto per azioni eccezionali identificate
- C. Strategie di progetto per azioni eccezionali non identificate

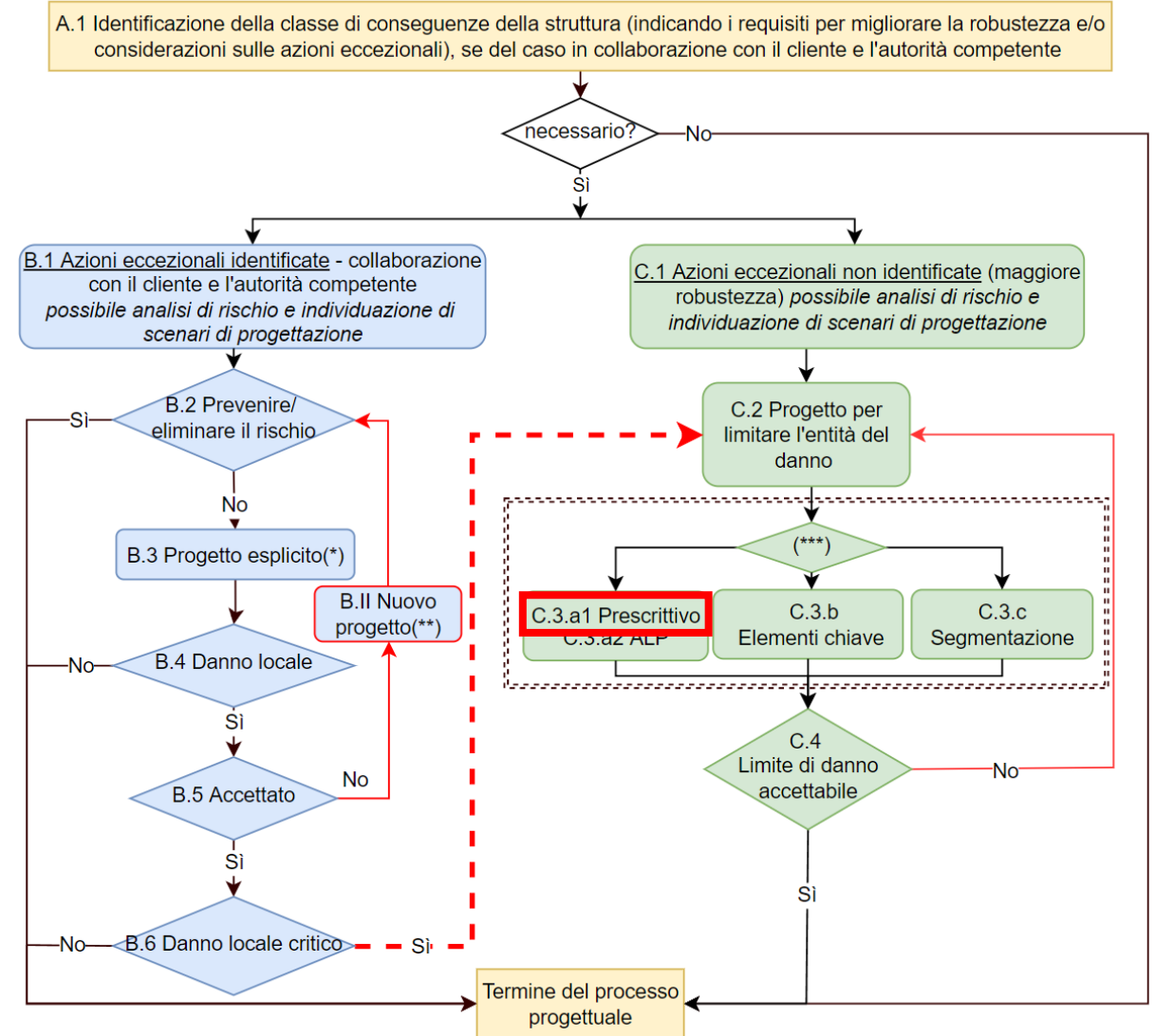


5. Progetto per azioni eccez. non identificate

- Il progetto per le azioni eccezionali non identificate si fonda su strategie volte a **limitare l'entità di un danno localizzato**, qualunque ne sia la causa scatenante:
 - Il metodo del percorso alternativo del carico (metodo ALP)
 - Il metodo degli elementi chiave
 - Il metodo della segmentazione
- Il livello di sofisticazione dei metodi proposti spazierà dai **metodi prescrittivi** a **sofisticati analisi** complete non lineari
- La scelta del **metodo** da utilizzare è strettamente dipendente dalla **classe di conseguenze**

5. Progetto per azioni eccez. non identificate

■ Per la **CC2a**, la EN 1991-1-7 suggerisce di dotare la struttura di un efficiente sistema di **incatenamenti orizzontali** sulla base di un metodo prescrittivo



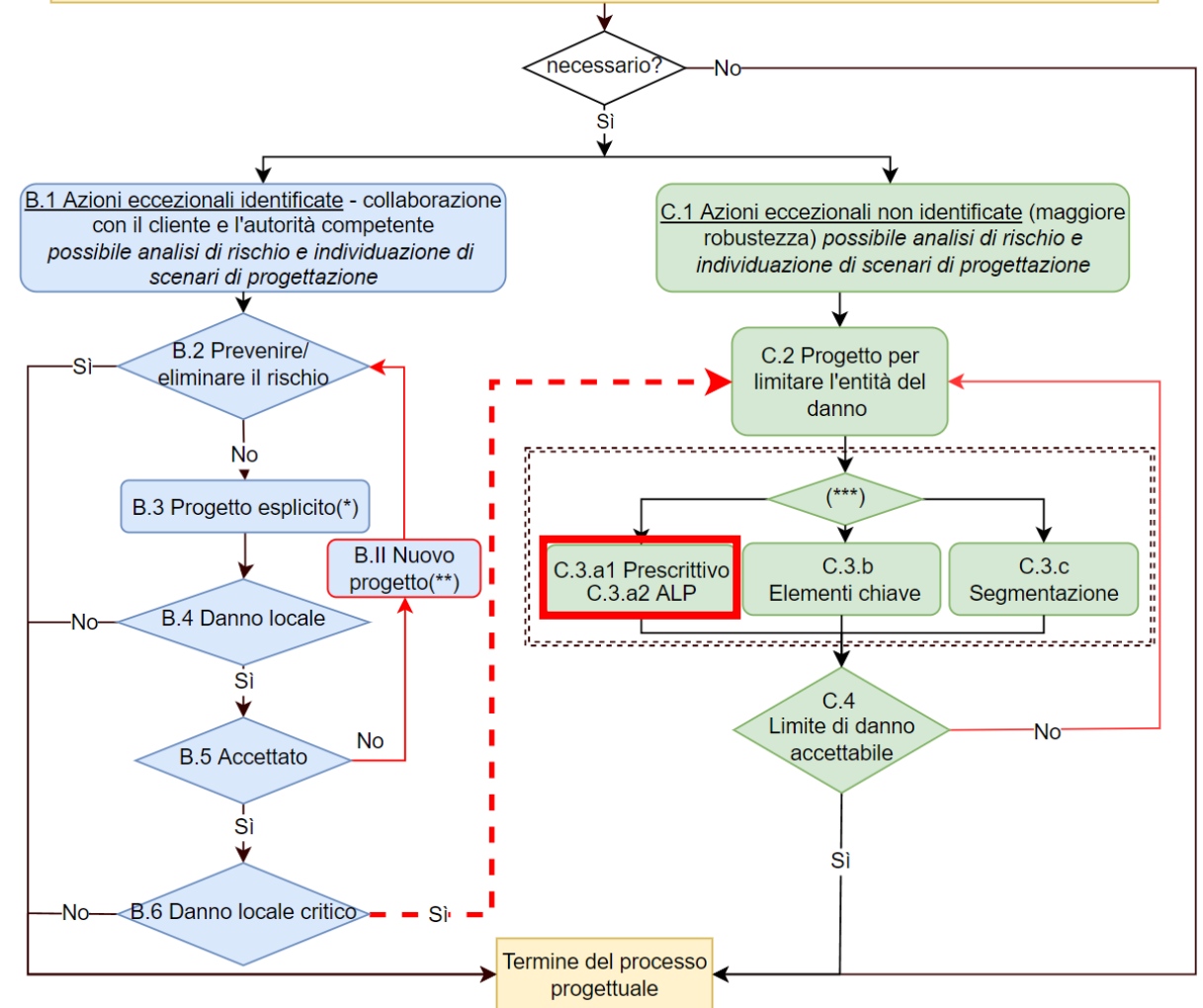
5. Progetto per azioni eccez. non identificate

■ Per la **CC2b**, la EN 1991-1-7 suggerisce di dotare la struttura di un efficiente sistema di **incatenamenti orizzontali e verticali** utilizzando un metodo prescrittivo

○

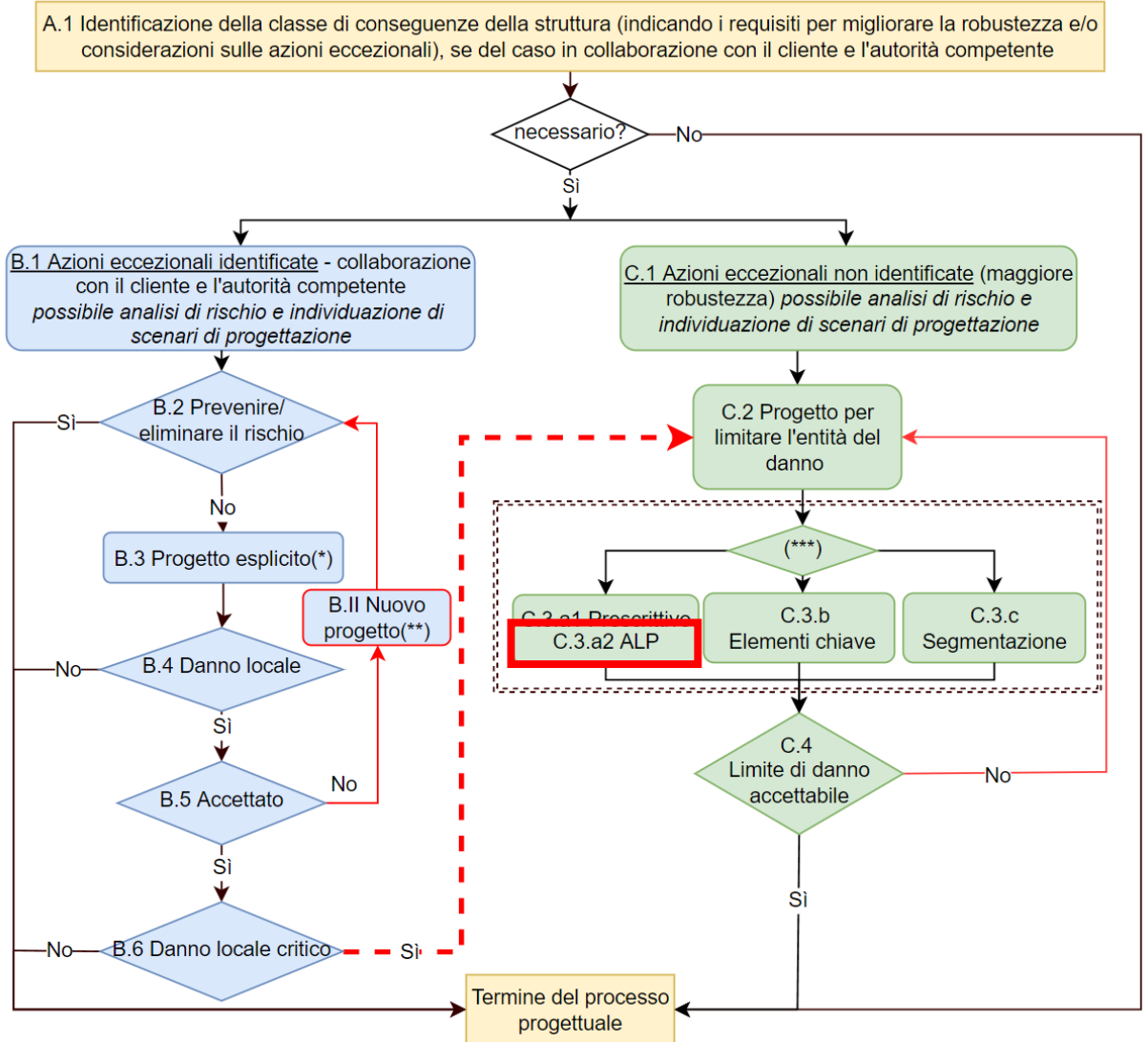
di considerare la rimozione completa di elementi di appoggio → **metodo ALP**

A.1 Identificazione della classe di conseguenze della struttura (indicando i requisiti per migliorare la robustezza e/o considerazioni sulle azioni eccezionali), se del caso in collaborazione con il cliente e l'autorità competente



5. Progetto per azioni eccez. non identificate

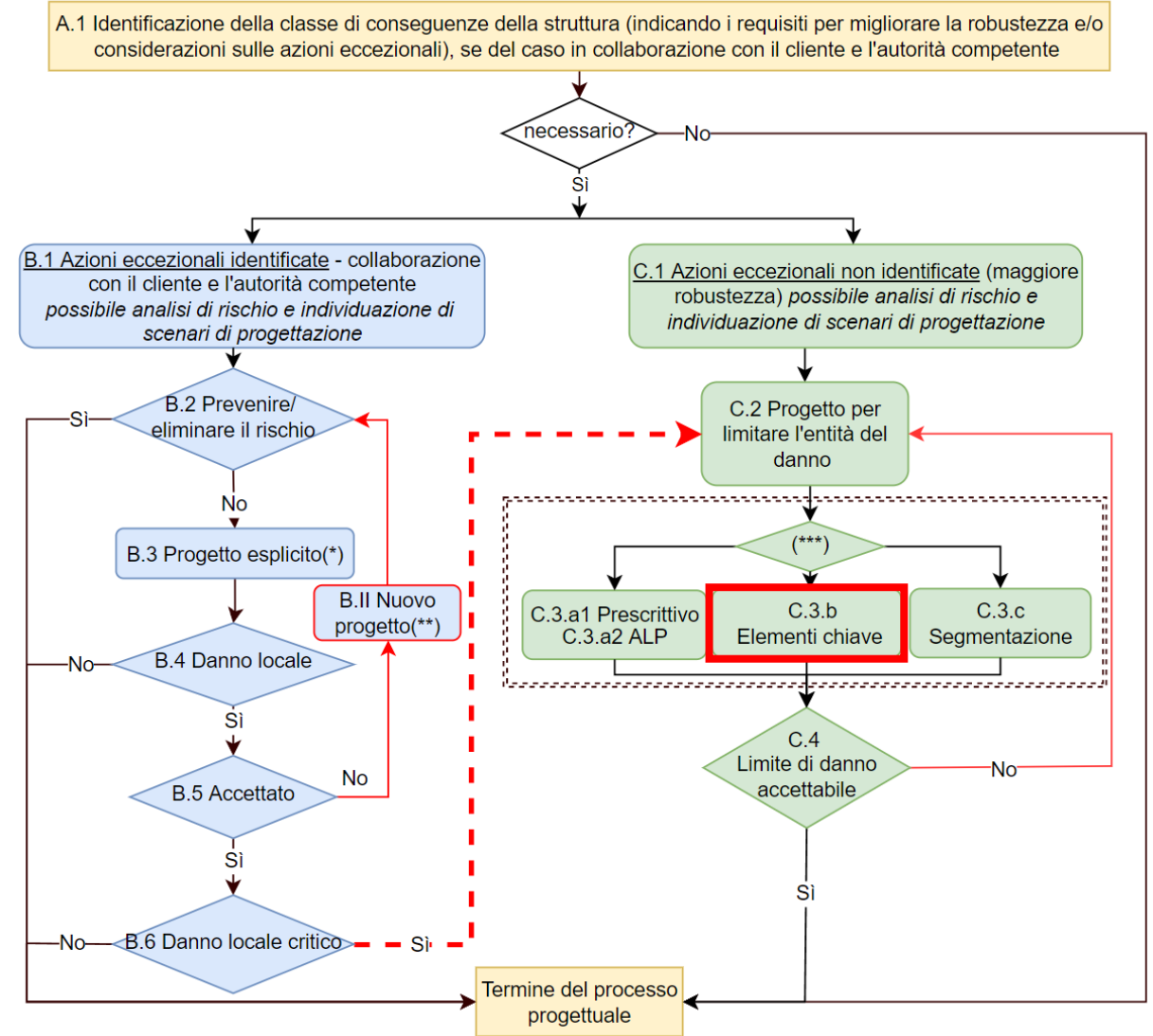
■ Per la **CC3**, è raccomandato l'uso del **metodo ALP** attraverso approcci raffinati come le analisi dinamiche



5. Progetto per azioni eccez. non identificate

■ Quando la perdita di un **elemento** di appoggio determina un **collasso sproporzionato**, l'elemento rimosso deve essere identificato come "**elemento chiave**"

■ La progettazione dovrebbe orientarsi verso metodi di **potenziamento locale della resistenza** dell'elemento chiave considerando un'azione eccezionale convenzionale

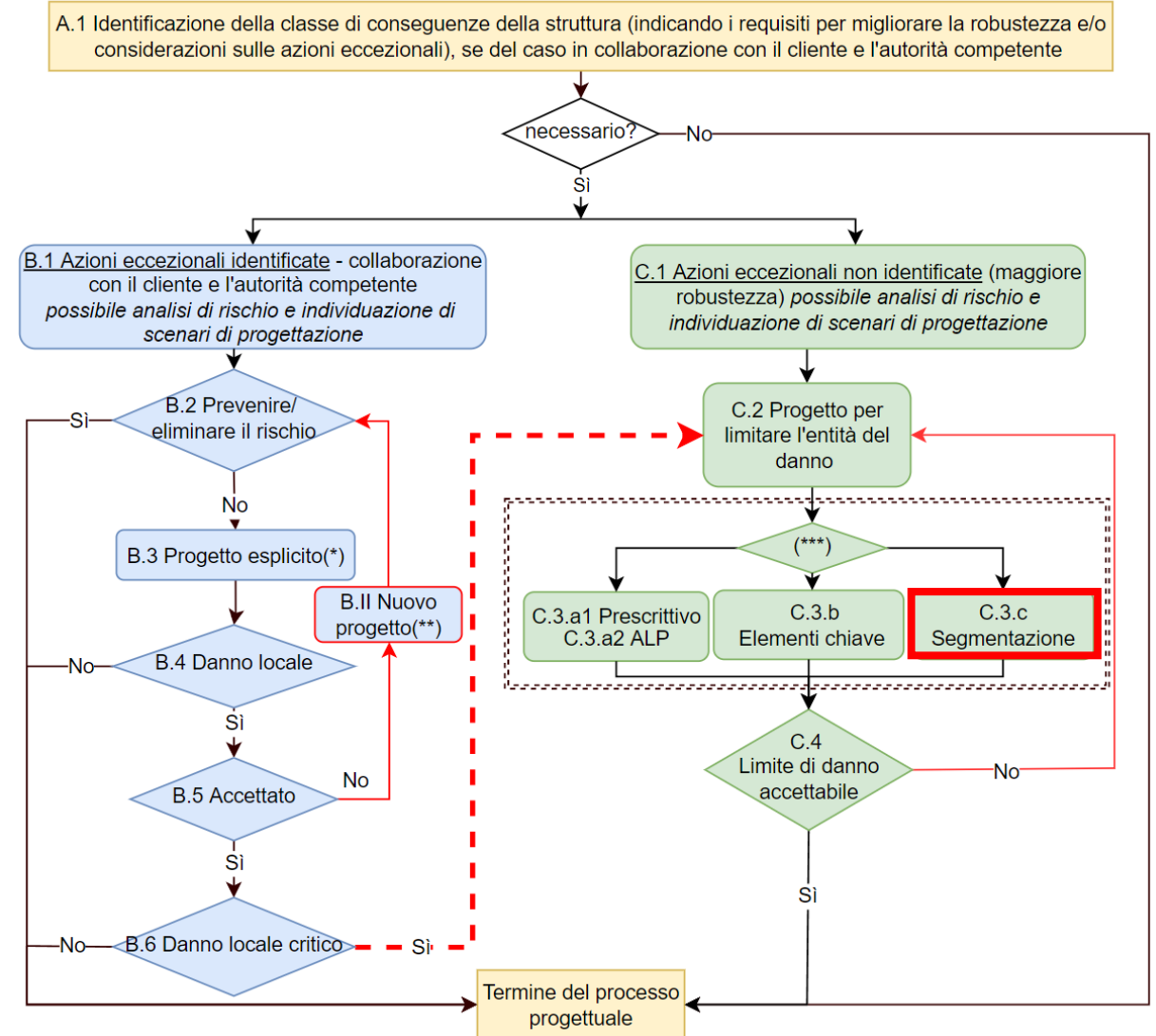


5. Progetto per azioni eccez. non identificate

■ Un'alternativa a questi metodi è l'uso della **segmentazione**

■ La segmentazione è una strategia di progettazione per prevenire o limitare un danno iniziale **isolando la parte che collassa** dalla struttura rimanente

■ Le strategie di segmentazione possono essere basate su due approcci: **bordi del segmento deboli** o **bordi del segmento forti**



5. Progetto per azioni eccez. non identificate

- I diversi **metodi** alla base di queste strategie di progettazione sono presentati nel **capitolo 5** del Manuale di progettazione FAILNOMORE
- Questi saranno descritti in dettaglio in una presentazione specifica

INDICE DEI CONTENUTI

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione

2. Filosofia generale di progetto

3. Classi di conseguenze

4. Azioni eccezionali identificate

5. Azioni eccezionali non identificate

6. Giunti strutturali

7. Conclusioni

1. Introduzione

2. Filosofia generale di progetto per la Robustezza

3. Definizione delle classi di conseguenze

4. Progetto per azioni eccezionali identificate

5. Progetto per azioni eccezionali non identificate

6. Importanza dei giunti strutturali:

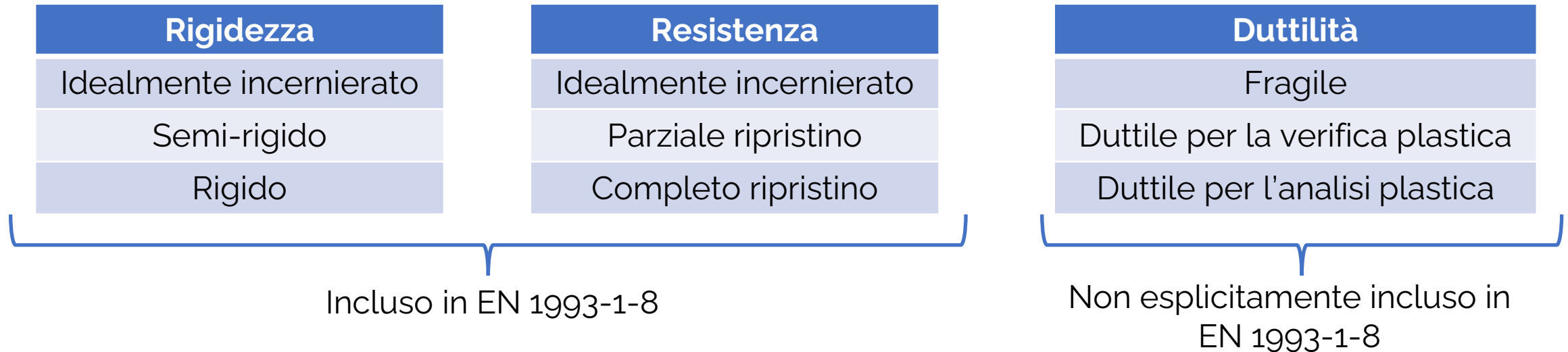
6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti

6.2 Metodo semplificato per giunti con piastre di estremità

7. Conclusioni

6. Importanza dei giunti strutturali

- I **giunti strutturali** sono elementi strutturali importanti che influenzano la **risposta globale** di un edificio di acciaio o composto
- Un giunto può essere classificato in termini di **rigidezza**, **resistenza** e **duttilità**:



6. Importanza dei giunti strutturali

- Il **metodo dei componenti** è il metodo analitico raccomandato nella EN 1993-1-8 e nella EN 1994-1-1 per la caratterizzazione di giunti in acciaio e composti in termini di rigidità, resistenza e duttilità
- Il calcolo di queste proprietà del giunto è in linea di principio possibile, qualunque sia il carico applicato ma:
 - i codici forniscono solamente regole applicative specifiche per i giunti soggetti a momenti flettenti mentre, in caso di eventi eccezionali, a livello di giunti possono svilupparsi interazioni tra momenti flettenti e forze assiali
 - in caso di eventi eccezionali, la sequenza di carico dei giunti solitamente differisce in modo significativo da quelle considerate agli SLU
- Nell'**Allegato 1** del Manuale di progetto FAILNOMORE, sono illustrati dei **metodi** che permettono una predizione accurata delle proprietà dei giunti considerando l'interazione M-N.
In questa presentazione questi metodi non sono descritti

6. Importanza dei giunti strutturali

ALLEGATI

A.1 Resistenza di progetto dei giunti in presenza di azioni flettenti ed azioni assiali combinate

- A.1.1 Criteri di resistenza considerando l'effetto di gruppo
- A.1.2 Definizione del criterio di collasso dell'intera connessione

A.2 Requisiti di dettaglio per garantire sufficiente capacità rotazionale ai giunti semplici

- A.2.1 Giunti con piastra di testa di altezza inferiore all'altezza della trave (header plate)
- A.2.2 Giunti con piastra d'anima (fin plate)

A.3 Raccomandazione specifiche di duttilità per giunti a parziale ripristino di resistenza e giunti bullonati composti con piastra di estremità

- A.3.1 Applicazione del metodo semplificato (Rölle, 2013)

A.4 Valutazione della capacità rotazionale plastica dei giunti agli SLU

- A.4.1 Principi generali e metodo
- A.4.2 Metodo semplificato di Keller per la capacità deformativa dei giunti composti

A.5 Resistenza dei giunti in trazione

- A.5.1 Giunti a cerniera in trazione
 - A.5.1.1 Dati generali per collegamenti con piastra d'estremità tipo header plate, piastra d'anima o squadrette d'anima
 - A.5.1.2 Notazioni particolari per giunti con piastra d'estremità tipo header plate
 - A.5.1.3 Notazioni particolari per connessioni a piastra d'anima
 - A.5.1.4 Notazioni particolari i giunti con squadrette d'anima
 - A.5.1.5 Resistenza a trazione per giunti a piastra d'estremità tipo header plate
 - A.5.1.6 Resistenza a trazione del giunto a piastra d'anima
 - A.5.1.7 Resistenza a trazione di giunti con squadrette d'anima
- A.5.2 Giunti a parziale ripristino di resistenza e giunzioni della colonna in trazione
- A.5.3 Metodo semplificato per la caratterizzazione dei giunti di acciaio e composti con piastra di estremità in presenza di azione assiale

6. Importanza dei giunti strutturali

- L'utilizzo di **giunti rigidi a completo ripristino di resistenza** permette di trascurare l'effetto dei giunti sulla distribuzione delle azioni interne e sulla resistenza di progetto del sistema, ma di solito non rappresenta l'opzione più economica!
- Tuttavia, se viene svolta un'**analisi plastica**, dovrebbe essere evitato il rischio di sviluppare una cerniera plastica nel giunto a causa della sovrarresistenza del materiale nell'elemento (a meno che non sia possibile garantire la duttilità del giunto) → introduzione di una nuova classe di resistenza : **giunti SOVRA-RESISTENTI**

Resistenza
Idealmente incernierato
Parziale ripristino
Completo ripristino
Sovra-resistenti

$$\text{con } f_{ov} = 1,1 \times \gamma_{ov} \times f_y$$

Se un giunto non è "sovra-resistente", il comportamento del giunto dovrà essere tenuto in conto nel progetto per la robustezza!

6. Importanza dei giunti strutturali

- In eventi eccezionali si richiede generalmente di trarre vantaggio dallo sviluppo di **grandi deformazioni** e dalla **resistenza ultima del materiale** con l'obiettivo di ritrovare un nuovo stato di equilibrio nella configurazione deformata successivamente ad un evento
- Quindi, la **duttilità** e la capacità di subire **grandi deformazione** sono viste come proprietà importanti da attribuire ai giunti strutturali
- Indipendentemente dalla natura dell'evento o della strategia progettuale adottata, il progetto preliminare di tutti i giunti strutturali per la **duttilità** appare come un **prerequisito** (ad eccezione del caso di giunti sovra-resistenti)

Duttilità
Fragile
Duttile per la verifica plastica
Duttile per l'analisi plastica

Per realizzare ciò, nel Manuale di progettazione FAILNOMORE sono forniti i **requisiti minimi di duttilità** che dovrebbero essere sempre rispettati dai giunti

6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti

■ L'obiettivo è **evitare** l'attivazione di **componenti fragili** del giunto al collasso

■ Per i **giunti incernierati**, i requisiti sono espressi per le saldature ed il diametro del bullone

■ Per le saldature, è raccomandato l'uso di saldature a completa penetrazione o a doppio cordone d'angolo a completo ripristino di resistenza

→ I criteri di progetto per garantire alla saldatura il completo ripristino di resistenza sono forniti nel Manuale di progetto FAILNOMORE

Tipo di acciaio	S235	S275	S355	S420M	S420N	S460M	S460N
$f_y (N/mm^2)$	235	275	355	420	420	460	460
$f_t (N/mm^2)$	360	430	510	520	550	550	580
β_w	0.80	0.85	0.90	1.00	1.00	1.00	1.00
$f_{w,u,red} (N/mm^2)$	255	286	321	294	311	311	328
Saldature a completo ripristino a doppio cordone	$a \geq 0.46t$	$a \geq 0.48t$	$a \geq 0.55t$	$a \geq 0.71t$	$a \geq 0.68t$	$a \geq 0.74t$	$a \geq 0.70t$

Valori raccomandati dello spessore "a" per ottenere saldature a doppio cordone d'angolo a completo ripristino per piatti di spessore "t" minori di 40 mm (Jaspart et al., 2009)

6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti

- ▲ L'obiettivo è **evitare** l'attivazione di **componenti fragili** del giunto al collasso
- ▲ Per i **giunti incernierati**, i requisiti sono espressi per le saldature ed il diametro del bullone
 - ▲ Per le saldature, è raccomandato l'uso di saldature a completa penetrazione o a doppio cordone d'angolo a completo ripristino di resistenza
 - I criteri di progetto per garantire alla saldatura il completo ripristino di resistenza sono forniti nel Manuale di progetto FAILNOMORE
 - ▲ Per bulloni in trazione, si raccomanda di rispettare il criterio di progetto previsto dal documento EN 1993-1-8 che mette in relazione il diametro "d" del bullone allo spessore "t" della componente in flessione

$$t \leq 0,36d\sqrt{f_{ub}/f_y}$$

Questo criterio garantisce l'**attivazione di una modalità di collasso duttile a livello della componente in flessione**

- ▲ Inoltre, per consentire una rotazione sufficiente, nel Manuale di progetto FAILNOMORE sono forniti anche i requisiti di dettaglio specifici per i giunti incernierati

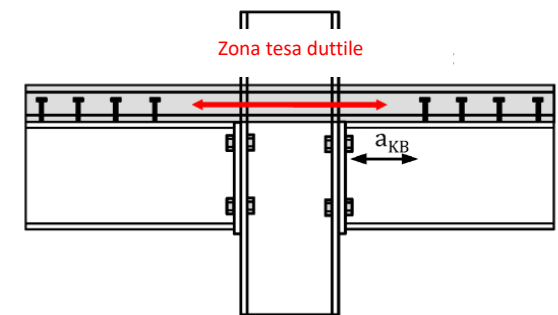
6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti

■ Per **giunti a parziale ripristino di resistenza**:

- si raccomanda l'uso di saldature a completa penetrazione o a doppio cordone d'angolo a completo ripristino di resistenza
- se a collasso si attiva un componente in flessione, si raccomanda inoltre di rispettare il criterio progettuale previsto dalla EN 1993-1-8 che lega il diametro "d" del bullone allo spessore "t" del componente in flessione
- Modalità di collasso "anima di colonna in compressione trasversale" e "flangia della trave e anima in compressione" dovrebbero essere evitate in quanto comportano fenomeni di instabilità locale

■ Sono inoltre fornite alcune raccomandazioni specifiche per **giunti composti a parziale ripristino** riguardo a :

- Le proprietà delle barre di armature da usare in prossimità dei giunti
- La posizione del primo connettore a taglio da tenere a una certa distanza dalla colonna



6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti

■ Per **giunti a completo ripristino di resistenza**:

- Si applicano le stesse raccomandazioni dei giunti a parziale ripristino poiché gli elementi collegati potrebbero presentare una sovra-resistenza che potrebbe portare all'attivazione a collasso dei giunti

■ Per **giunti sovra-resistenti**:

- Non ci sono requisiti specifici

■ Come indicato nel titolo, queste proposte devono essere viste come **requisiti minimi di duttilità**

Possono essere rispettati **requisiti aggiuntivi**, più specifici per la strategia di progettazione adottata

6.2 Metodo semplificato per giunti con piastra di estremità



■ In alternativa ai criteri presentati, può essere utilizzato il metodo proposto da Rölle :

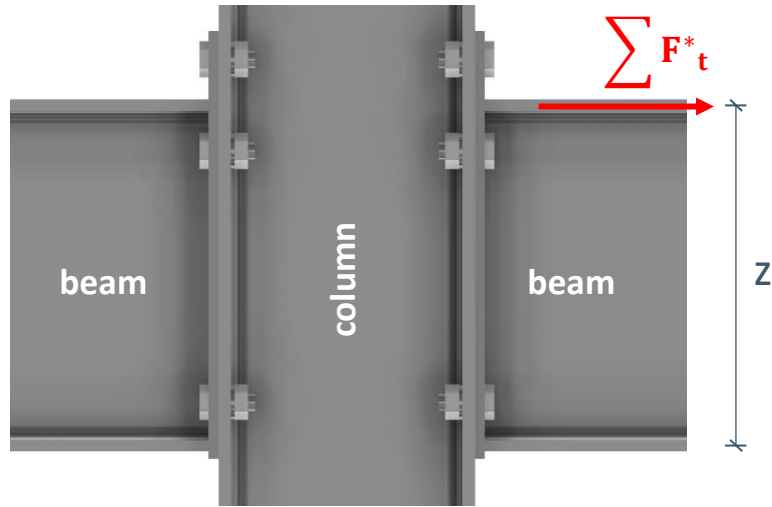
- Di facile utilizzo
- Semplice caratterizzazione del giunto
- Garanzia di duttilità attraverso semplici criteri costruttivi
- Rotazioni totali del giunto >80 mrad
- Mira a ottenere una modalità ottimale di collasso: Modo 2
- Validato dalla sperimentazione

■ Applicabile a:

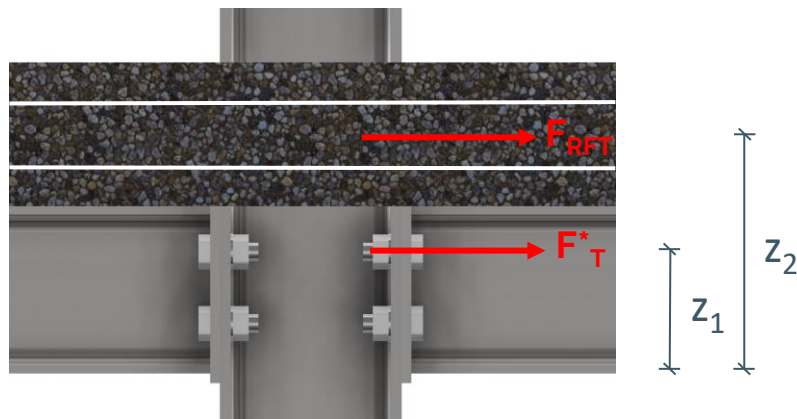
- Giunti di acciaio con piastra di estremità a filo e estesa (Flush and extended endplate)
- Giunti composti acciaio-calcestruzzo con 2 righe di bulloni
- Per calcolo momento resistente plastico & ultimo del giunto
- Giunti a parziale ripristino di resistenza: $M_{j,pl,Rd} < 0,7 \cdot M_{b,pl,Rd}$

6.2 Metodo semplificato per giunti con piastra di estremità

Giunto di acciaio



Giunto composto



$$M_j = F_{t,Rd}^* \cdot z_1 + F_{RFT,Rd} \cdot z_2$$

Metodo semplificato di Rölle – come funziona

- Si assume che il prodotto della resistenza a trazione dei bulloni ed il pertinente braccio di leva ($F_{t,Rd} \cdot z$) influenzi in modo predominante la determinazione di M_j
- Parametri aggiuntivi che influenzano M_j sono considerati attraverso un fattore correttivo

$$k_{j(EEP)}^* = 0,75 \cdot 1,95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{uB}} \right)^{0,25}$$

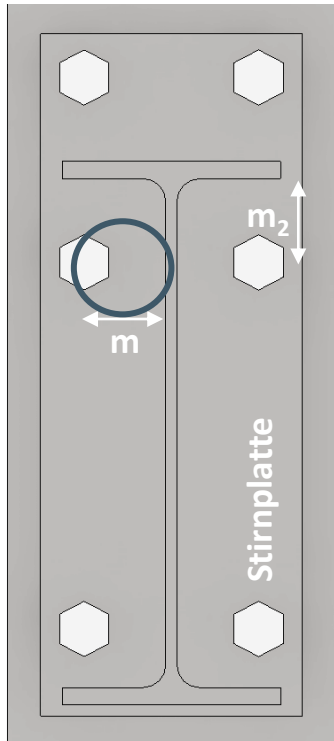
- In conclusione, la capacità flessionale è ottenuta mediante una semplice formula :

$$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j^* \cdot z \quad (1)$$

(1) Caso di giunto di acciaio con piastra di estremità estesa

6.2 Metodo semplificato per giunti con piastra di estremità

Metodo semplificato di Rölle – criteri di duttilità



- Resistenza della colonna garantita attraverso semplici criteri geometrici
- Giunti ad alta duttilità ottenuti attraverso semplici criteri costruttivi per le componenti dei giunti
- Considerazioni sulla distanza orizzontale **m** per i criteri di duttilità del T-stub irrigidito

$$t_{EP} \leq 0,33 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{f_y}} \cdot \sqrt{\left(\frac{m}{2,5d_B}\right)} \cdot \sqrt{\frac{m_2}{2,0d_B}}$$

	parametro	criterio
Criteri per giunti duttili	t_{EP}/d_B	< 0,65
	f_y	$\leq S355$
	f_{uB}	≥ 8.8
	m	$\geq 3.0d_B$
	m_2	$\geq 2.5d_B$
	h_{beam}	≤ 500

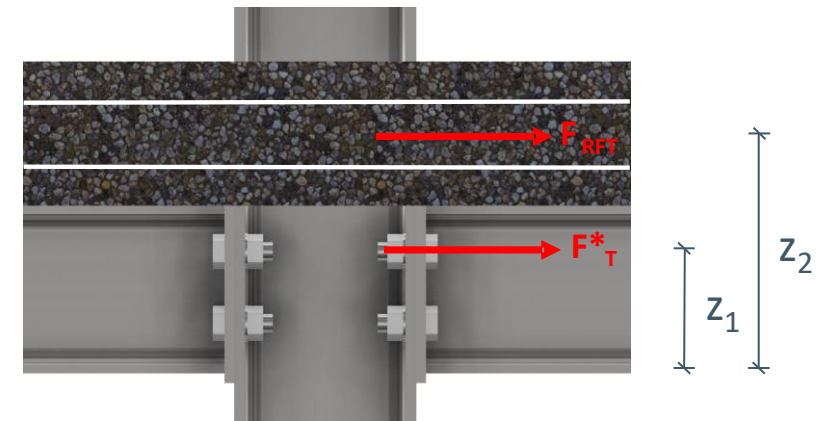
*I criteri sui limiti si riferiscono agli acciai per i quali sono disponibili prove; questo non deve portare a concludere che acciai di grado più elevato non permettano alte duttilità.

6.2 Metodo semplificato per giunti con piastra di estremità

Metodo semplificato di Rölle – Applicazione in **tre fasi**

- **Fase 1** – Selezione del profilo della colonna sulla base di semplici criteri geometrici
- **Fase 2** – Selezione dei componenti del giunto con l'aiuto di semplici criteri di duttilità per il T-stub
- **Fase 3** – Determinazione del momento resistente:

$$M_j = F_{t,Rd}^* \cdot z_1 + F_{RFT,Rd} \cdot z_2^{(1)}$$



(1) Caso di giunto composto

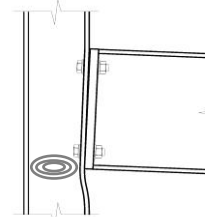
6.2 Metodo semplificato per giunti con piastra di estremità

Metodo semplificato di Rölle – Applicazione della **fase 1**

Profilo della colonna – campo di validità

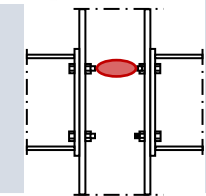
Anima della colonna in compressione

$$\frac{\sqrt{h_c \cdot d_B}}{t_{wc}^2} \cdot \sqrt[3]{\frac{355}{f_{y,c}}} \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{1.000}} < 7,0$$



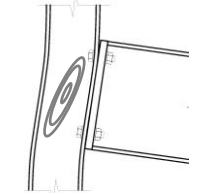
Anima della colonna in trazione

$$t_{wc} > 0,092 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{y,c}}$$



Anima della colonna a taglio

$$t_{wc} > 1,12 \cdot \frac{d_B^2 \cdot f_{uB}}{h_c \cdot f_{y,c}}$$



*Vedere Allegato A.3.1 del Manuale di progetto FAILNOMORE

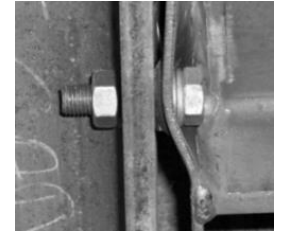
6.2 Metodo semplificato per giunti con piastra di estremità

Metodo semplificato di Rölle – Applicazione della **fase 2**

Criteri di duttilità per T-stub

Punzonamento per taglio – limite inferiore t_{ep}

$$t_{EP} \geq 0,186 \cdot d_B \cdot \frac{f_{uB}}{f_{u,EP}}$$



Duttilità– limite superiore t_{ep}
(caso di T-stub irrigidito)

$$t_{EP} \leq 0,33 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB}}{f_y}} \cdot \sqrt{\left(\frac{m}{2,5d_B}\right)} \cdot \sqrt{\frac{m_2}{2,0d_B}}$$



Limite superiore t_{fc}
per $0,9 \cdot t_{EP} \leq t_{fc} \leq t_{EP}$
(caso di T-stub non irrigidito)

$$t_{fc} \leq 0,4 \cdot d_B \cdot \sqrt{\frac{f_{uB} \cdot m}{f_y \cdot 2,5d_B}}$$

*Vedere Allegato A.3.1 del Manuale di progetto FAILNOMORE

6.2 Metodo semplificato per giunti con piastra di estremità

Metodo semplificato di Rölle – Applicazione della **fase 3**

Determinazione del momento resistente

Resistenza plastica del giunto

$$M_{j,pl,Rd} = 0,9 \cdot F_{t,Rd} \cdot k_j \cdot z_1 + F_{T,RFT,Rd} \cdot z_2$$

Fattore di correzione per il giunto

$$k_{j(EEP)}^* = 0,75 \cdot 1,95 \cdot \left(\frac{t_{EP} \cdot t_{cf} \cdot f_y}{m \cdot m_x \cdot f_{ub}} \right)^{0,25} \leq 1,0$$

Capacità del bullone in trazione

$$F_{t,Rd} = \frac{0,9 \cdot f_{uB} \cdot A_s}{\gamma_{M2}}$$

Resistenza a trazione delle barre di armatura

$$F_{t,RFT,Rd} = \frac{f_{sk} \cdot A_s}{\gamma_s}$$

*Vedere Allegato A.3.1 del Manuale di progetto FAILNOMORE

1. Introduzione
2. Filosofia generale di progetto
3. Classi di conseguenze
4. Azioni eccezionali identificate
5. Azioni eccezionali non identificate
6. Giunti strutturali
- 7. Conclusioni**

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Filosofia generale di progetto per la Robustezza
3. Definizione delle classi di conseguenze
4. Progetto per azioni eccezionali identificate
5. Progetto per azioni eccezionali non identificate
6. Importanza dei giunti strutturali:
 - 6.1 Requisiti minimi di duttilità per i giunti
 - 6.2 Metodo semplificato per giunti con piastre di estremità
7. Conclusioni

7. Conclusioni

- In questa presentazione è stata presentata la **filosofia generale per progettare** nei confronti della robustezza così come proposto nel Manuale di progettazione FAILNOMORE
- Particolare **attenzione** è stata posta ai **giunti** individuati come elementi cruciali nella progettazione per la robustezza. In particolare sono stati individuati i requisiti minimi di duttilità da rispettare
- Nelle **prossime presentazioni**, i **diversi metodi di progettazione**, che possono essere applicati nel quadro della filosofia progettuale generale adottata, saranno dettagliati e applicati a **esempi di calcolo**

PROGETTARE PER LA ROBUSTEZZA

Milano 20-21/05/2022

Děkuji! Dank je! Thank you! Merci!
Dankeschön! Grazie! Dziękuję Ci!
Obrigado! Mulțumesc! Gracias!



Nadia Baldassino, Giacomo Roverso, Riccardo Zandonini

nadia.baldassino@unitn.it, giacomoroverso@gmail.com, riccardo.zandonini@unitn.it

steelconstruct.com/eu-projects/failnomore



Research Fund for Coal & Steel

FAIL NO
MORE



UNIVERSITÀ
DI TRENTO

Milano 20-21/05/2022

AZIONI ECCEZIONALI IDENTIFICATE

*Nadia Baldassino¹, Giacomo Roverso²,
Riccardo Zandonini¹*

¹ Università di Trento

² Studio di ingegneria Valdemarin s.r.l.

FAILNOMORE

Mitigation of the risk of progressive collapse
in steel and composite building frames
under exceptional events

INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione
2. Urti
3. Esplosioni
4. Incendio come evento eccezionale
5. Terremoto come evento eccezionale
6. Conclusioni

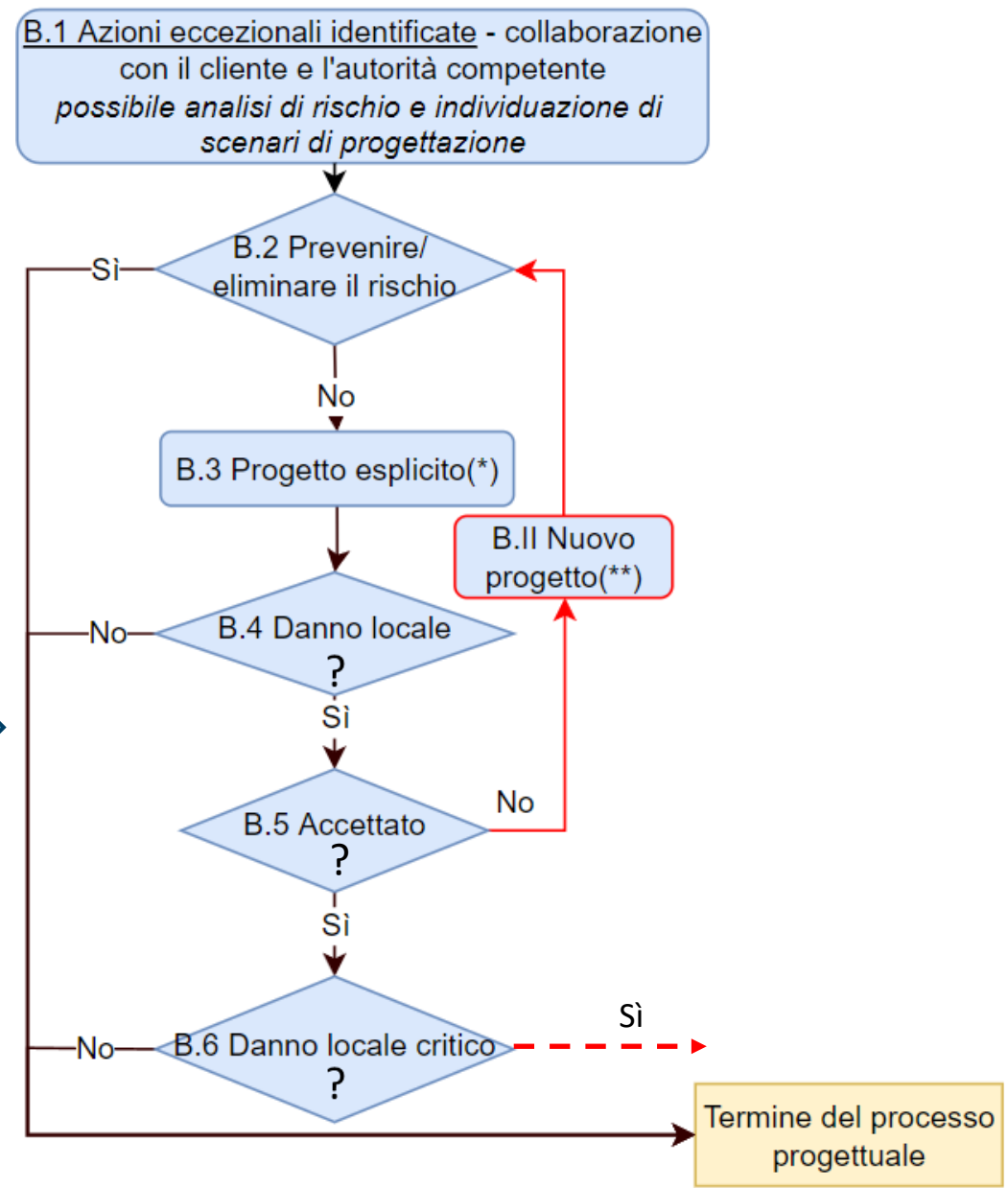
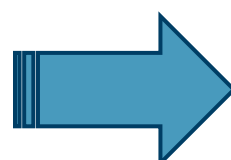
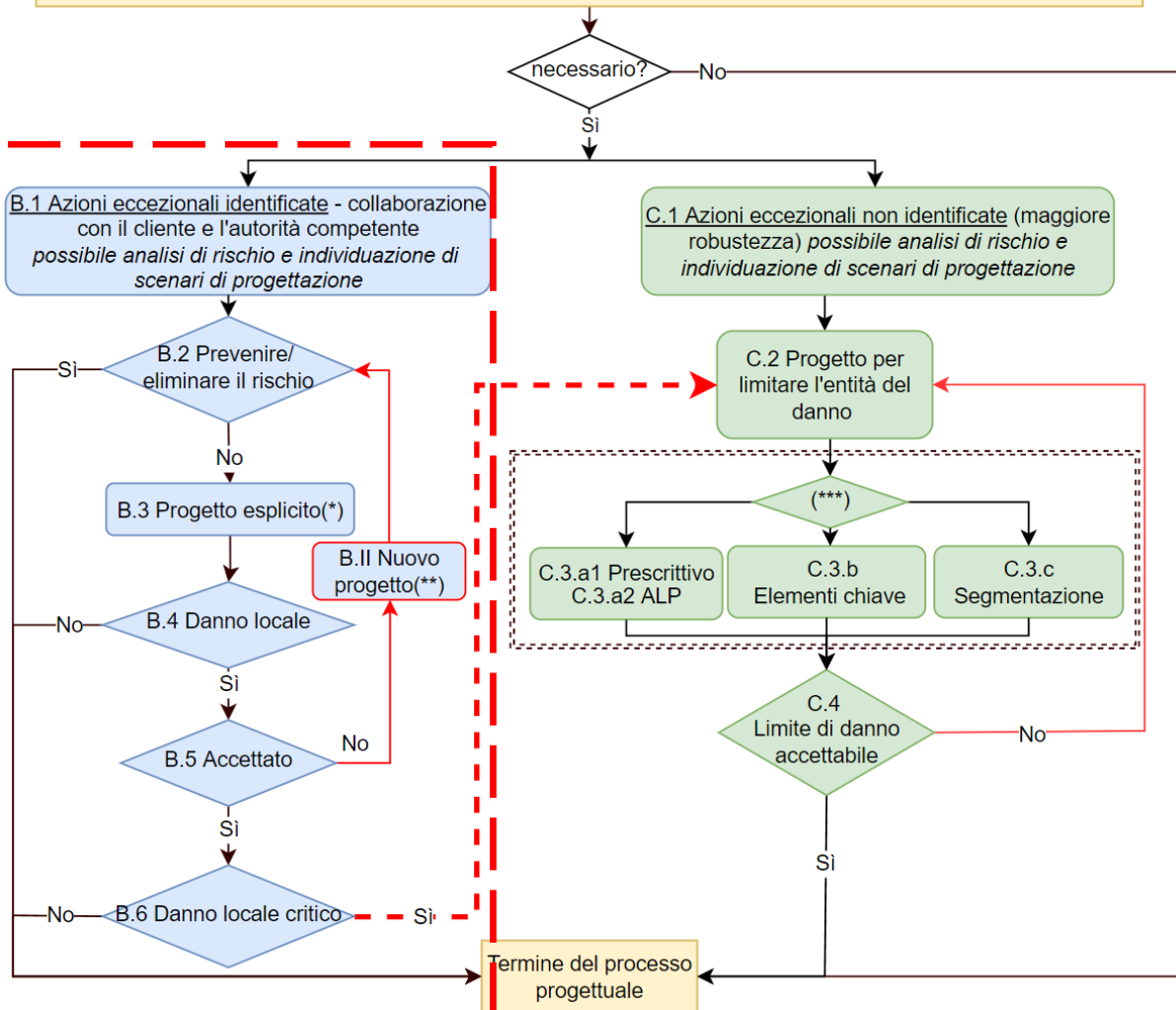
■ ***Questa presentazione descrive le strategie di mitigazione e gli approcci progettuali per cinque tipi di azioni eccezionali identificate***

■ **La presentazione è organizzata come segue:**

1. Introduzione
2. Urti
 - 2.1 Approccio statico equivalente
 - 2.2 Approccio dinamico semplificato
 - 2.3 Approccio completamente dinamico
3. Esplosioni
 - 3.1 Esplosione esterna
 - 3.2 Esplosione interna di gas
4. Incendio come evento eccezionale
5. Terremoto come evento eccezionale
6. Conclusioni

1. INTRODUZIONE

A.1 Identificazione della classe di conseguenze della struttura (indicando i requisiti per migliorare la robustezza e/o considerazioni sulle azioni eccezionali), se del caso in collaborazione con il cliente e l'autorità competente



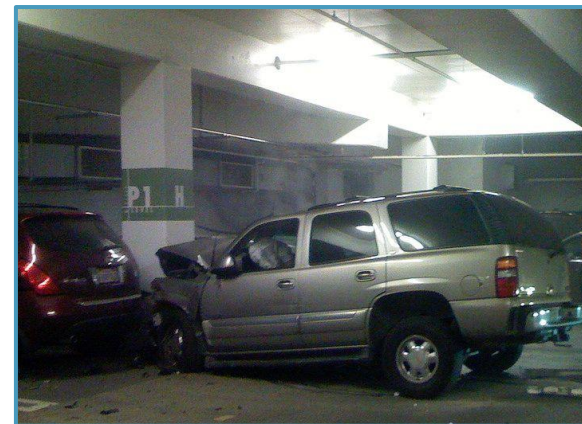
1. INTRODUZIONE

- Il progetto per la robustezza può essere fatto considerando gli effetti diretti dell'azione estrema **(azioni identificate)**
- Quando il risultato del progetto non è accettabile, la struttura deve essere riprogettata (riduzione del rischio o metodi più avanzati)
- La progettazione deve essere eseguita considerando metodi di analisi appropriati, che dipendono dalla categoria di sicurezza o classe di conseguenze

Classe di conseguenze 1	nessuna considerazione specifica
Classe di conseguenze 2	analisi semplificata e/o progetto prescrittivo/regole di dettaglio
Classe di conseguenze 3	analisi dinamica/ analisi non-lineare

2. URTI

- Azioni eccezionali che si verificano in un breve lasso di tempo (di solito frazioni di secondo)
- Azione con bassa probabilità di accadimento ma alte conseguenze
- Il caso più comune per gli edifici è **l'urto di un veicolo**
 - Edifici vicino alla strada
 - Edifici adibiti a parcheggio e edifici nelle vicinanze di un parcheggio
 - Edifici nei quali è consentito l'accesso di auto e camion



2. URTI

RIDURRE/PREVENIRE L'AZIONE

■ Le misure di prevenzione più comuni si concentrano sulla riduzione della velocità dell'oggetto d'impatto (ad es. veicolo) e/o sulla riduzione della sua accessibilità all'edificio

■ Tipicamente si opera con:

- Adeguata pianificazione delle strade di accesso
- Uso di barriere (permanenti o automatiche)



Concrete Temporary Barriers (J-J Hooks):

Steel or Water Temporary Barriers:

Barriere permanenti



Barriere automatiche

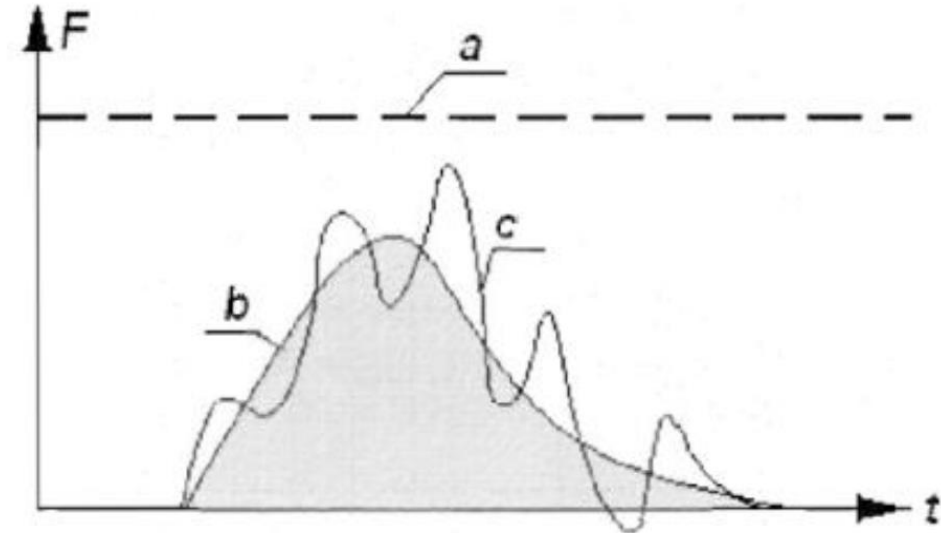
2. URTI

STRATEGIE PROGETTUALI

- Le azioni dovute agli urti sono trattate nel **capitolo 4 della EN 1991-1-7** (EN 1991-1-7, 2006), che considera diverse situazioni nelle quali può avvenire un urto. Indipendentemente dalla situazione, l'urto determina sempre una interazione tra un oggetto collidente (la sorgente dell'urto) e un oggetto impattato (ad esempio, una colonna di un edificio).
- Durante questa interazione l'energia cinetica dell'oggetto si trasforma in modo subitaneo in energia di deformazione" (EN 1991-1-7)
- Si può distinguere tra:
 - **Urto duro** (o rigido) – La struttura si considera rigida, e l'oggetto in collisione dissipa tutta l'energia introdotta durante la collisione (**ipotesi a favore di sicurezza**)
 - **Urto morbido** – La struttura si deforma dissipando tutta l'energia introdotta durante la collisione

2. URTI

STRATEGIE PROGETTUALI



Key :
a : equivalent static force
b : dynamic force
c : structural response

Forza d'urto vs. tempo (EN 1991-1-7:2006)

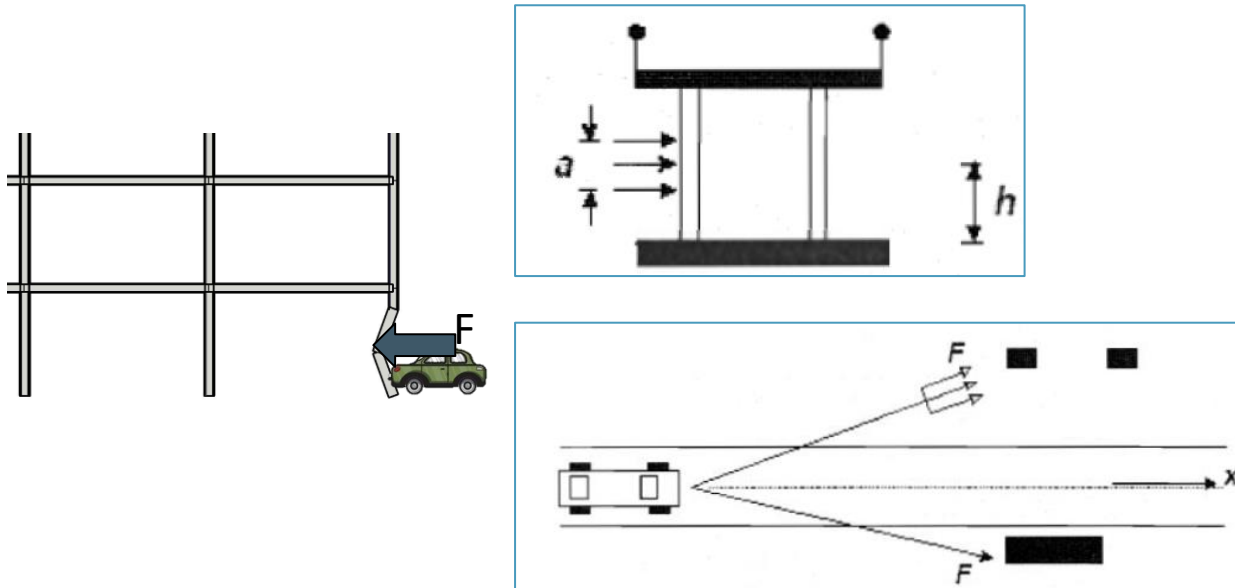
In funzione della classe di conseguenze si possono scegliere diversi approcci.

Tipi di analisi

- Approccio statico equivalente (Urto duro)
- Approccio dinamico semplificato (Urto duro o morbido)
- Approccio completamente dinamico (Urto duro o morbido)

2.1 APPROCCIO STATICO EQUIVALENTE

- Secondo questa procedura, l'azione è rappresentata da una forza statica equivalente
- L'approccio può essere applicato nel caso di urto duro e strutture appartenenti alle classi di conseguenze CC1 and CC2
- Consente la **verifica di equilibrio statico, resistenza e deformazioni della struttura**



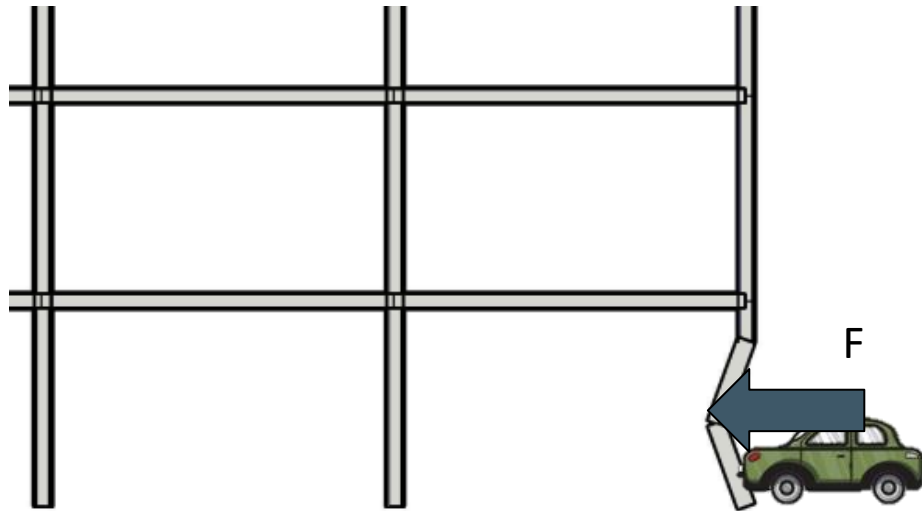
Valori raccomandati dalla EN1991-1-7:

- a – altezza dell'area di applicazione della forza – varia fra 0,25 m (veicolo) a 0,50 m (camion)*
- h – posizione della risultante F delle forze di collisione, ovvero, l'altezza sopra il livello della careggiata – varia fra 0,50 m (veicolo) a 1,50 m (camion)*
- x – centro della corsia*

Forza F dovuta all'urto su una sottostruttura di sostegno vicino a corsie di traffico per ponti e strutture di supporto di edifici (EN 1991-1-7, 2006)

2.1 APPROCCIO STATICO EQUIVALENTE

- L'elemento impattato (e la struttura circostante) deve essere verificato nei confronti della forza statica equivalente F e degli altri carichi permanenti e variabili, considerando la combinazione dei carichi eccezionali.
- La tabella (EN 1991-1-7) riporta i valori di F per la verifica nella direzione del traffico e in quella perpendicolare.



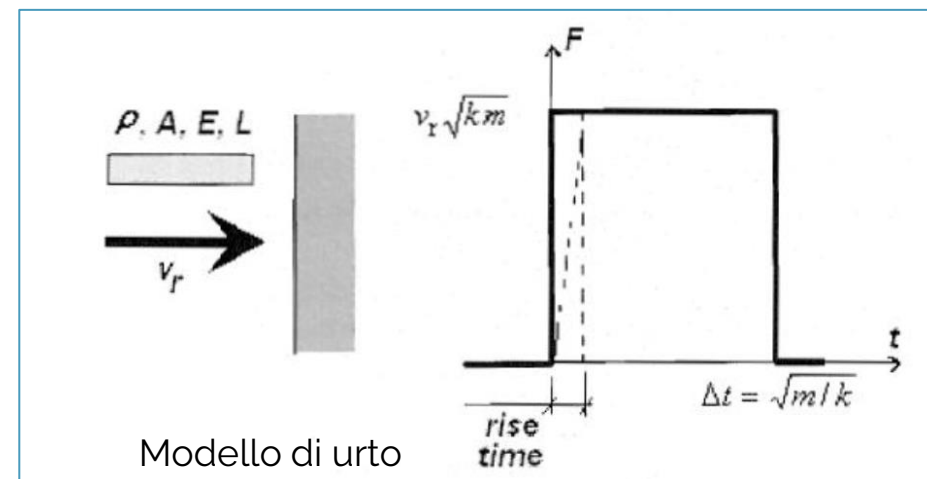
Category of traffic	Force F_{dx} ^a [kN]	Force F_{dy} ^a [kN]
Motorways and country national and main roads	1000	500
Country roads in rural area	750	375
Roads in urban area	500	250
Courtyards and parking garages with access to: - Cars - Lorries ^b	50 150	25 75

^a x = direction of normal travel, y = perpendicular to the direction of normal travel.
^b The term "lorry" refers to vehicles with maximum gross weight greater than 3,5 tonnes.

2.2 APPROCCIO DINAMICO SEMPLIFICATO

■ Questa procedura consente due diverse definizioni dell'azione (Allegato C della EN 1991-1-7):

- **Urto duro** → per strutture fino alla classe CC2b
- **Urto soffice** → per strutture fino alla classe CC3



■ Urto duro

Forza massima sulla faccia esterna della struttura (impulso rettangolare):

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m}$$

v_r – velocità di collisione

k, m – rigidezza e massa dell'oggetto in collisione: $m = \rho A L$ e $k = EA/L$

- Può essere utilizzato un **fattore di amplificazione dinamica (DLF)** per amplificare la forza simulando gli effetti dinamici:
 - Funzione gradino (tempo di salita = 0 sec): **DLF = 2.0**
 - Carico impulsivo: **DLF** da quantificare (**DLF = da 1.0** fino a **1.8**)

2.2 APPROCCIO DINAMICO SEMPLIFICATO

■ Urto soffice

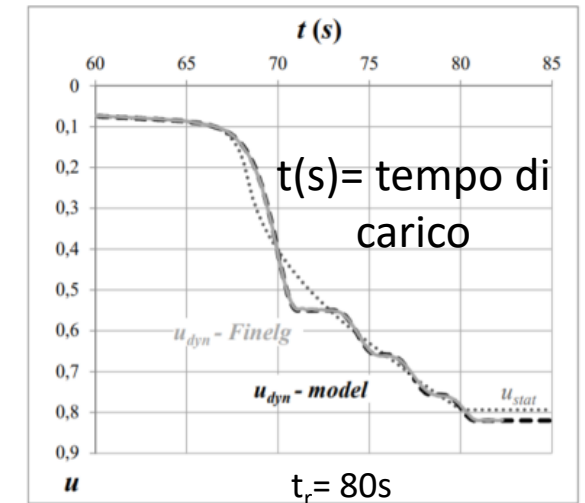
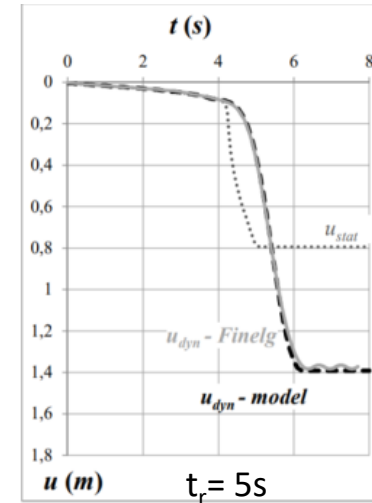
1. La struttura resiste attraverso deformazioni elastiche

- Vedere l'urto duro, ma con k che identifica la rigidità della struttura

2. La struttura resiste attraverso deformazioni plastiche

- La struttura deve essere sufficientemente duttile per assorbire l'energia cinetica totale dell'oggetto che collide:

$$E = \frac{1}{2} \cdot m \cdot v_r^2$$



Dinamico vs. Statico
 t_r = tempo di collasso della colonna

■ Risposta rigido-plastica

$$\frac{1}{2} \cdot m \cdot v_r^2 \leq F_o y_o$$

F_o – Resistenza plastica della struttura

y_o – Capacità di deformazione

2.3 APPROCCIO COMPLETAMENTE DINAMICO

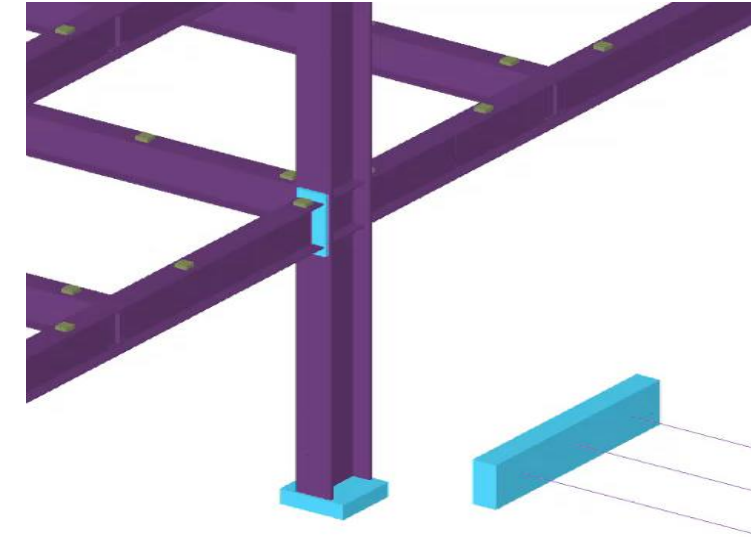
Possono essere impiegati due metodi

1. Il carico d'urto è modellato realisticamente:

- Approccio più realistico
- Il modello numerico include la modellazione del corpo che collide (massa, rigidità), del carico dovuto all'urto (velocità, direzione, durata), della risposta strutturale (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti) e delle interazioni struttura – oggetto
- L'effetto della velocità di deformazione sul materiale attraverso fattori di incremento dinamico (DIF)

2. Analisi basata sui percorsi alternativi dei carichi

- Si rimuove 'istantaneamente' una colonna a causa dell'urto (vedere la parte sulle minacce non identificate)
- Più pratico rispetto all'approccio precedente, consente comunque una buona stima della robustezza della struttura



Carico d'urto esplicitamente modellato
(analisi fatto usando ELS)

3. ESPLOSIONI

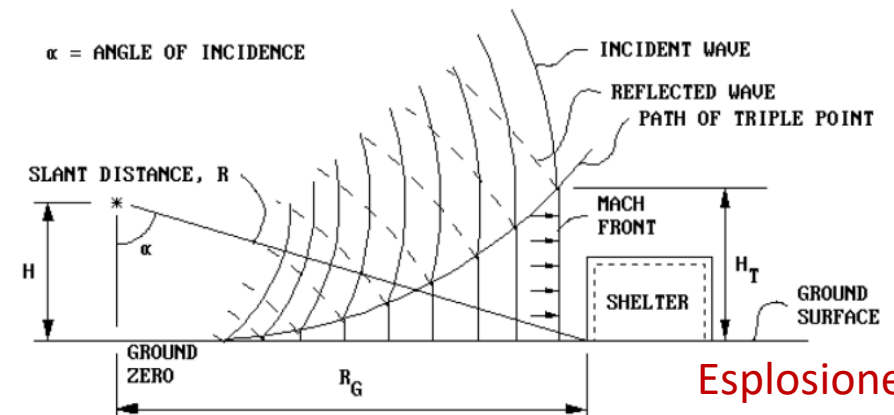
- Esplosione – rilascio estremamente rapido di energia sotto forma di onda di pressione, calore, suono e luce
- I materiali esplosivi possono essere solidi, gassosi, vapori, o polvere



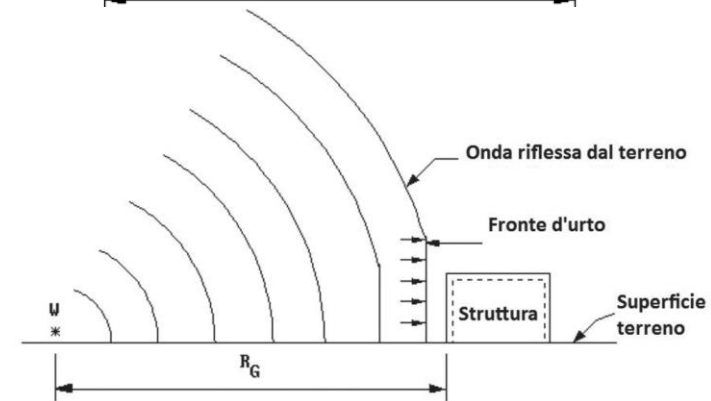
Effetto **primario** dell'esplosione:
La colonna tranciata



Effetto **secondario**
dell'esplosione: Trave
danneggiata dai 'detriti' della
colonna



Explosione in aria

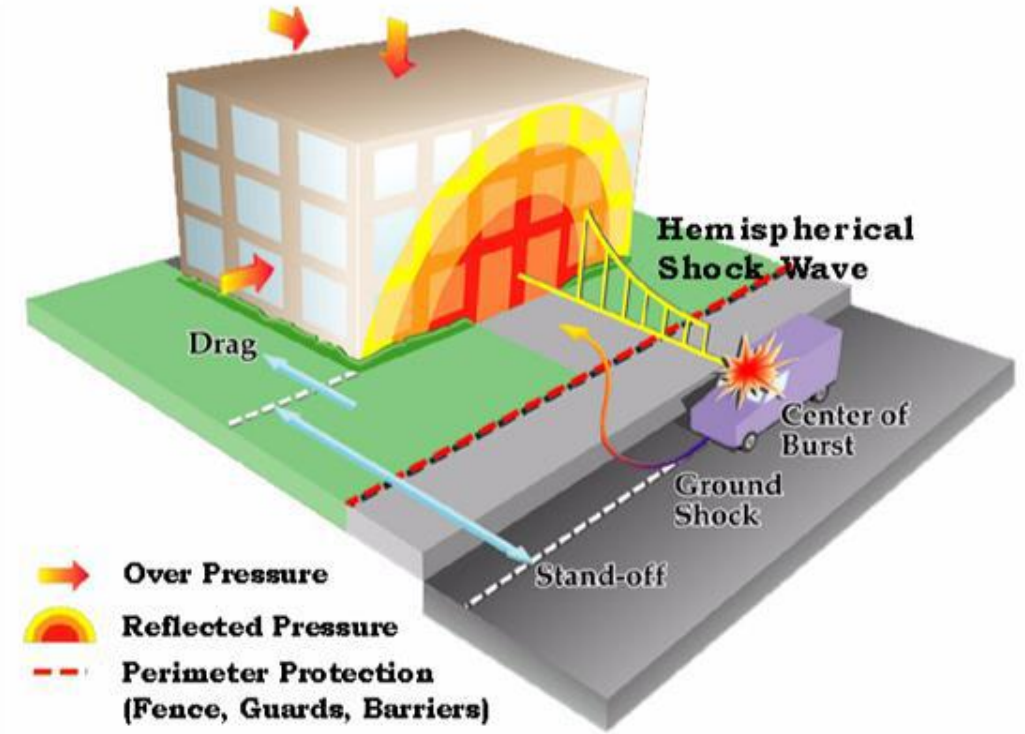


Explosione a terra

3. ESPLOSIONI

■ Deflagrazione vs detonazione:

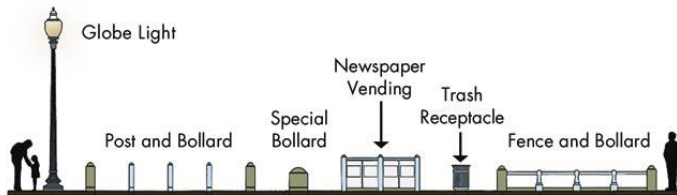
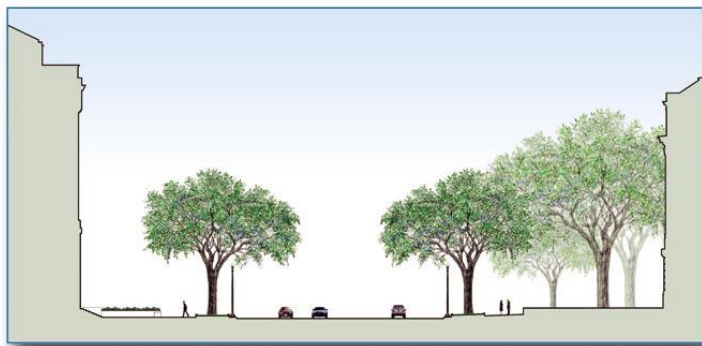
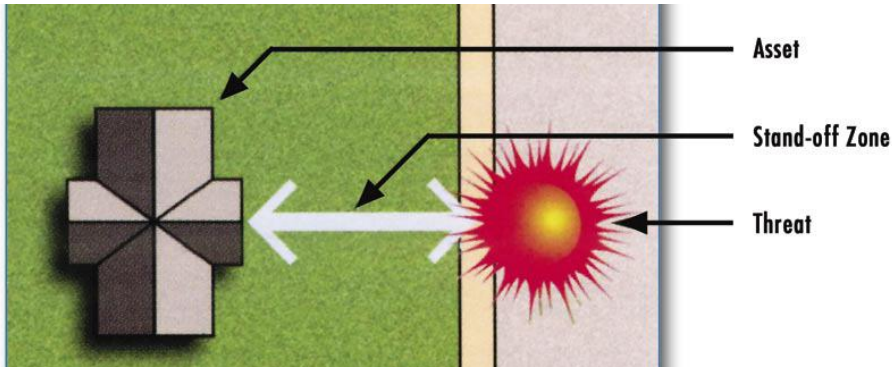
- A seconda della natura del materiale esplosivo e delle condizioni locali, l'esplosione può svilupparsi come una *deflagrazione* o espandersi rapidamente e generare onde d'urto – *detonazione*
- **Deflagrazione** - propagazione di una zona di combustione a una velocità inferiore alla velocità del suono nel mezzo inerte (ad es. esplosione di gas interna negli edifici)
- **Detonazione** – propagazione di una zona di combustione a una velocità maggiore rispetto alla velocità del suono in un mezzo inerte (ad es., esplosivi industriali)



Detonazione di un'alta carica esplosiva vicino a un edificio (progetto SAFE-WALL, 2021)

3. ESPLOSIONI

PREVENIRE/ELIMINARE IL PERICOLO



■ Esplosione esterna

- La pressione dell'esplosione si riduce significativamente con l'aumento della distanza → la massimizzazione della **distanza di sicurezza (distanza di stand-off)** ridurrà gli effetti dell'esplosione
- Spazi pubblici: dissuasori, alberi, arredo urbano possono essere utilizzati come ostacoli
- In caso di rischio più elevato: si può disporre una parete resistente alle esplosioni (ostacolo a protezione della struttura - impedisce all'energia di raggiungere la struttura)
- Evitare elementi non strutturali attaccati esternamente → limita i detriti volanti, le uscite di emergenza rimangono operative
- Le finestre possono causare gravi lesioni: tipo di vetro appropriato, superficie ridotta delle finestre
- Forme e dimensioni strutturali: **forma della facciata** → forme rettangolari allungate inducono una minore pressione di picco riflessa rispetto alle forme quadrate; le facciate a **forma parabolica** o **cubica** si comportano meglio di una facciata con facciata verticale

3. ESPLOSIONI

PREVENIRE/ELIMINARE IL PERICOLO

■ Esplosione interna di gas

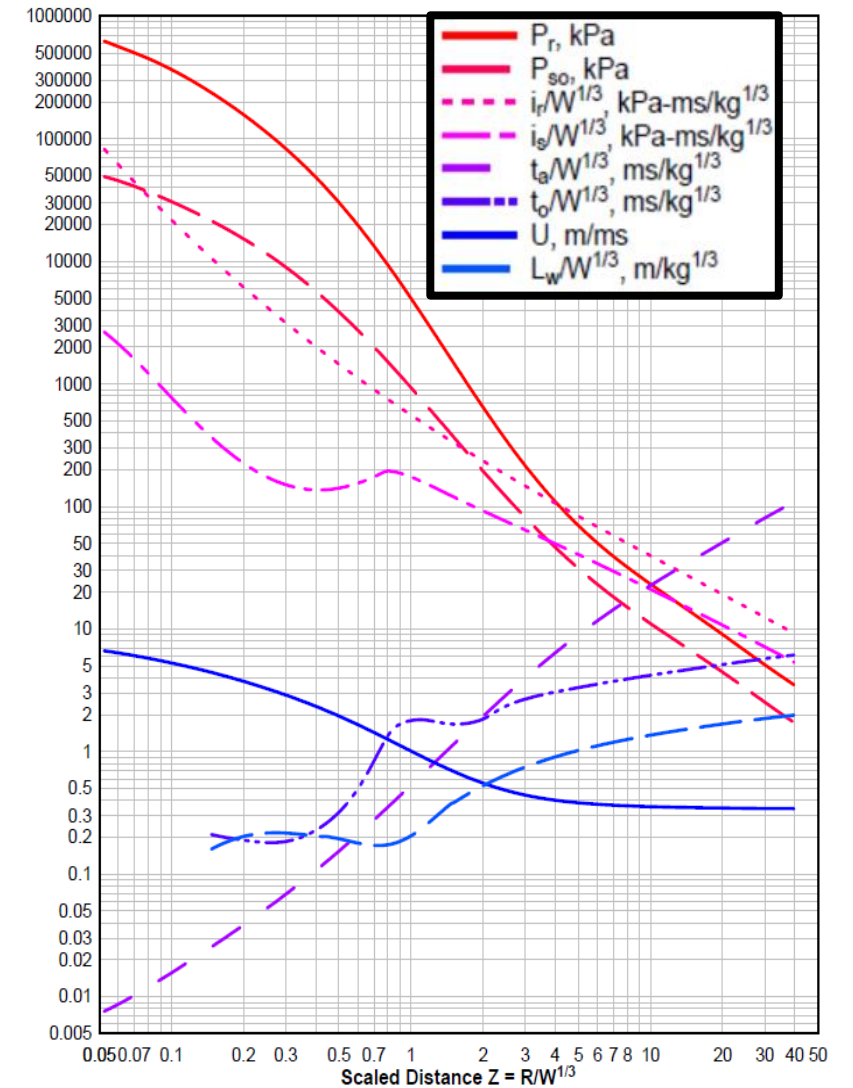
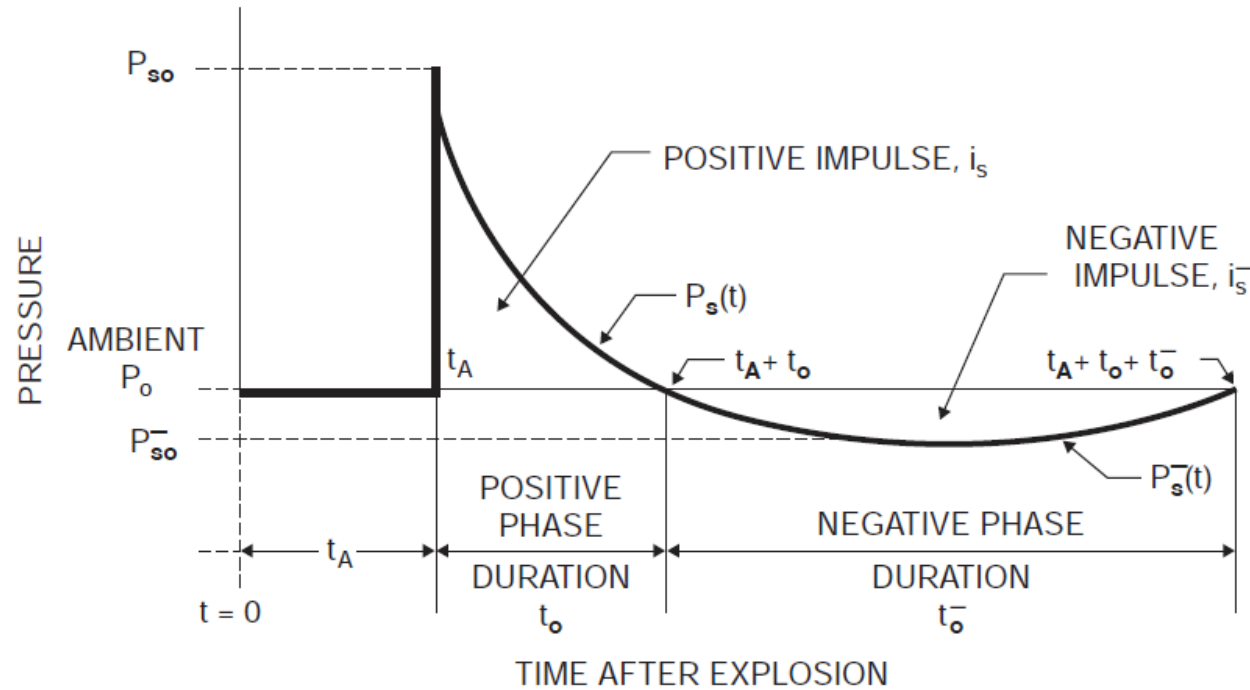
- Considerare il pericolo dovuto all'esplosione del gas fin dall'inizio del progetto:
 - Suddivisione della costruzione in aree
 - Layout generale
- Strutture a telaio robuste che supportano il tetto e i solai intermedi:
- Se necessaria una parete piena, utilizzare pannelli di parete leggeri per facilitare lo sfogo anticipato dell'esplosione
- Aree di ventilazione:
 - dimensione e posizione → quando vicino al punto di ignizione è presente una ventilazione sufficiente, la velocità della fiamma sarà bassa, e la turbolenza generata dietro gli ostacoli sarà limitata
 - generalmente, lo sfiato dell'esplosione di gas deve essere diretto verso aree aperte con il minimo di ostruzioni: l'ostruzione parziale di un'apertura di sfiato può provocare forti aumenti di pressione

3.1 ESPLOSIONE ESTERNA

PROGETTO ESPLICITO

Definizione dello scenario

La pressione incidente



W – peso della carica esplosiva (in kg di TNT)

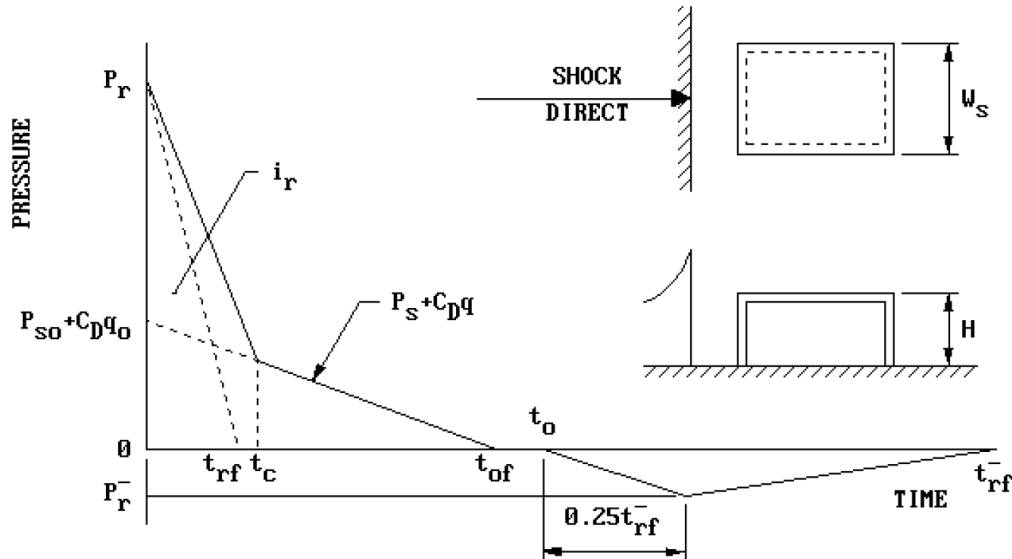
R – distanza dall'edificio (metri)

Parametri dell'azione da esplosione in aria libera

3.1 ESPLOSIONE ESTERNA

PROGETTO ESPLICITO

Definizione dello scenario



$$t_c = \frac{4S}{(1+R)C_r}$$

$$t_{of} = \frac{2i_s}{P_{s0}}$$

$$t_{rf} = \frac{2i_r}{P_r}$$

- S è il valore minore tra l'altezza H della superficie o metà della larghezza $W/2$;
- R è il rapporto S/G , dove G è il valore maggiore tra l'altezza H della superficie e metà della larghezza $W/2$;
- C_r è la velocità del suono nel mezzo nel quale si riflette
- C_D è il coefficiente di resistenza per la facciata frontale della struttura =1 per gli edifici
- t_c e' il "clearing time";
- t_{of} è il tempo fittizio ($t_{of} < t_o$, dove t_o è l'effettiva durata della fase positiva dell'onda incidente);
- t_{rf} è la durata fittizia dell'onda riflessa;
- i_s è il valore dell'impulso della fase positiva dell'onda dell'esplosione;
- i_r è l'impulso totale riflesso;
- P_{s0} è la pressione di picco incidente;
- P_r è la pressione di picco riflessa.

3.1 ESPLOSIONE ESTERNA

APPROCCIO AD UN SINGOLO-GRADO DI LIBERTA' EQUIVALENTE

- L'elemento caricato dall'esplosione è prima trasformato in un sistema equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF)
- Sono modellate la distribuzione di massa, le condizioni al contorno, la funzione di resistenza e la cronologia dei carichi:

$$T_n = 2\pi\sqrt{m_E/k_E}$$

$$K_L = \frac{F_E}{F(t)} \quad K_m = \frac{m_E}{m}$$

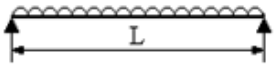
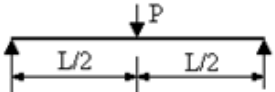
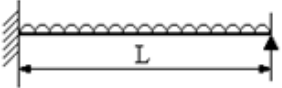
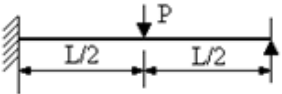
T_n periodo del sistema SDOF
 m_E massa del sistema equivalente
 k_E costante della molla equivalente

K_L fattore di carico
 F_E carico equivalente
 F carico totale reale sulla struttura
 K_M fattore di massa
 m massa totale dell'elemento reale

3.1 ESPLOSIONE ESTERNA

APPROCCIO AD UN SINGOLO-GRADO DI LIBERTA' EQUIVALENTE

■ L' Allegato A.6.2 fornisce una serie di tabelle e grafici per implementare il metodo

Edge Conditions and Loading Diagrams	Range of Behavior	Load Factor K_L	Mass Factor K_M	Load-Mass Factor K_{LM}
	Elastic Plastic	0.64 0.50	0.50 0.33	0.78 0.66
	Elastic Plastic	1.0 1.0	0.49 0.33	0.49 0.33
	Elastic Elasto-Plastic Plastic	0.58 0.64 0.50	0.45 0.50 0.33	0.78 0.78 0.66
	Elastic Elasto-Plastic Plastic	1.0 1.0 1.0	0.43 0.49 0.33	0.43 0.49 0.33

Fattori di trasformazione per travi e solette monodirezionali

3.1 ESPLOSIONE ESTERNA

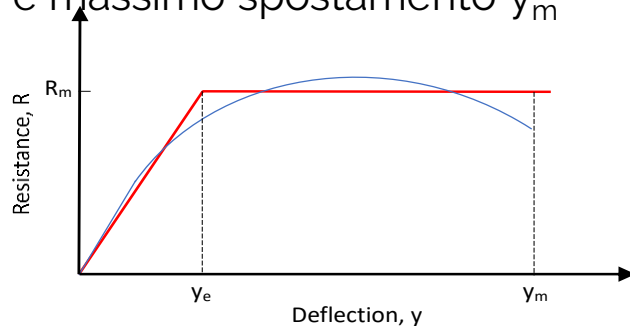
APPROCCIO AD UN SINGOLO-GRADO DI LIBERTA' EQUIVALENTE

■ Sistemi elastici SDOF

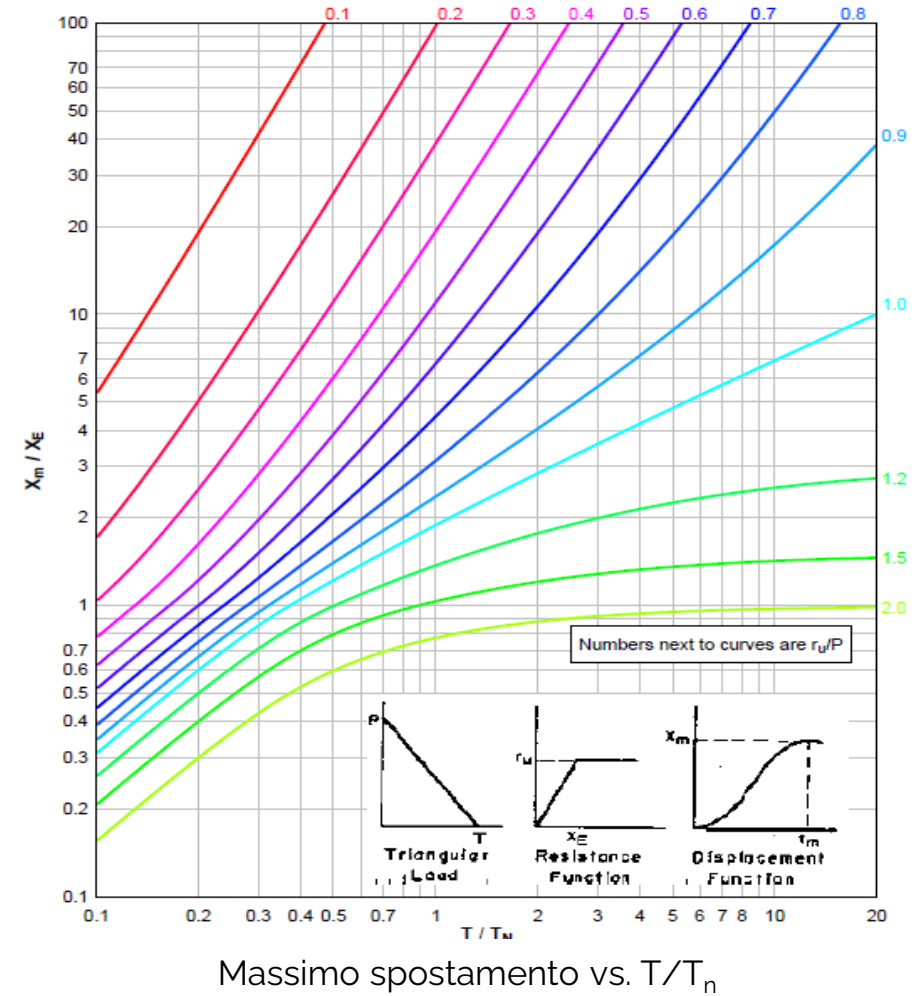
- I risultati possono essere ottenuti utilizzando diagrammi (vedi Allegato A.6.2)
- Si definisce un DLF come y_{max}/y_{st} con y_{max} massimo spostamento dinamico e y_{st} spostamento risultante dall'applicazione statica del carico di picco F_m

■ Sistemi elasto-plastici SDOF

- La risposta del sistema SDOF con comportamento elasto-plastico è modellata in termini di resistenza ultima R_m , e massimo spostamento y_m



Curva resistenza-spostamento



3.1 ESPLOSIONE ESTERNA

METODO DEL DIAGRAMMA PRESSIONE-IMPULSO

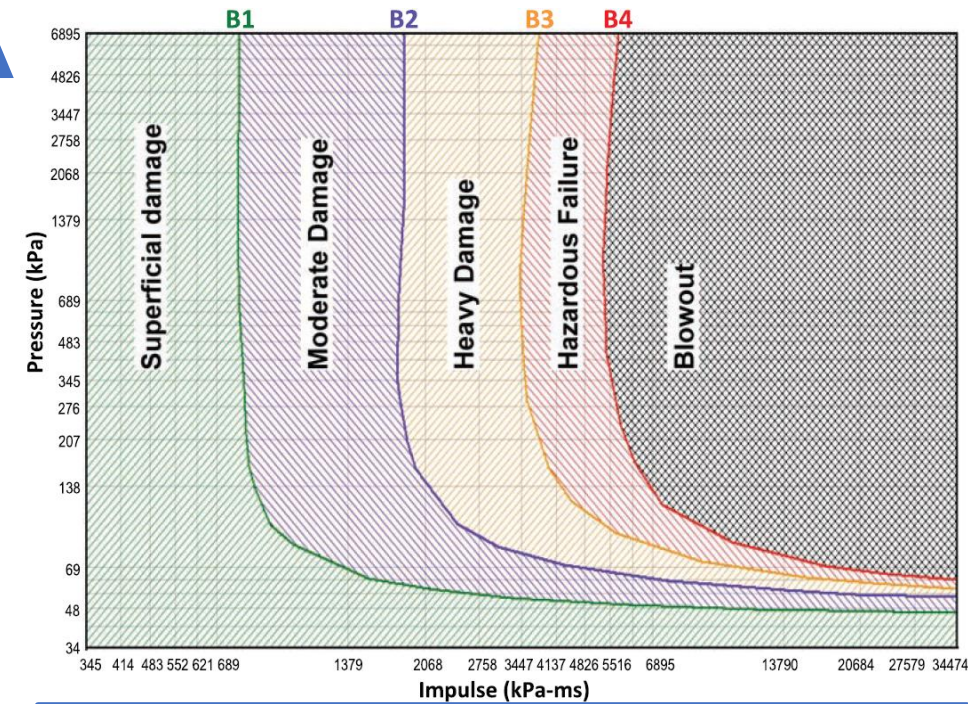
■ **Passo 1:** è definita la forma del carico in modo coerente con la minaccia di esplosione

■ **Passo 2:** si utilizzano analisi SDOF (o altro approccio) per determinare la risposta del componente sotto forma di rotazione finale, θ , e fattore di duttilità, μ

μ è definito come rapporto tra il massimo spostamento sotto il carico dovuto all'esplosione e lo spostamento elastico, cioè, lo spostamento quando una cerniera plastica si forma nel sistema considerato

■ **Passo 3:** la risposta è confrontata con i limiti del sistema (disponibili per interi edifici, singoli elementi strutturali, finestre)

■ **Passo 4:** in base al livello di danno determinato nel passaggio precedente, è fornito il livello di protezione confrontando i risultati con i limiti accettabili



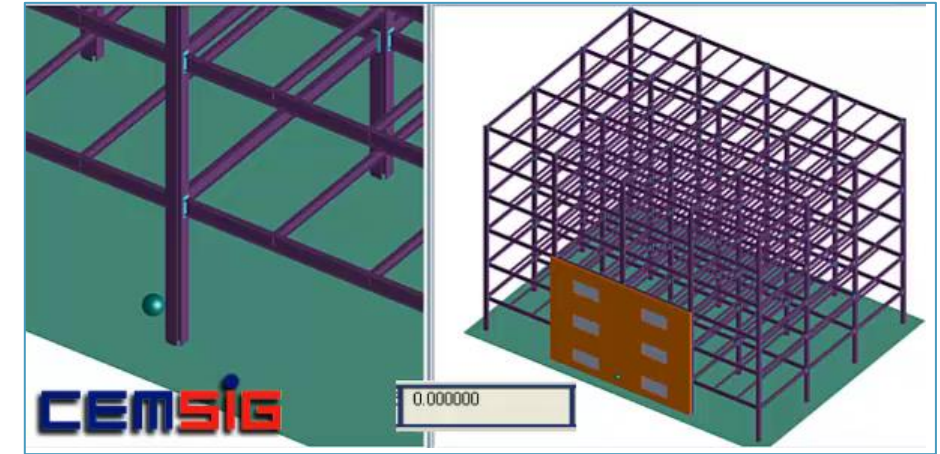
Relazioni "Pressione-impulso" per deformazioni corrispondenti a limiti di danno

Tipo di elemento		B1		B2		B3		B4	
		μ_{max}	ϑ_{max}	μ_{max}	ϑ_{max}	μ_{max}	ϑ_{max}	μ_{max}	ϑ_{max}
Flessione	Trave con sezione trasversale duttile	1	-	3	3°	12	10°	25	20°
	Trave con sezione trasversale di limitata duttilità	0.7	-	0.85	3°	1	-	1.2	-
	Piatto inflesso sull'asse debole	4	1°	8	2°	20	6°	40	12°
Compres.	Trave-Colonna con sezione trasversale duttile	1	-	3	3°	3	3°	3	3°
	Trave-colonna con sezione trasversale di limitata duttilità	0.7	-	0.85	3°	0.85	3°	0.85	3°
	Colonna (collasso per azione assiale)	0.9	-	1.3	-	2	-	3	-

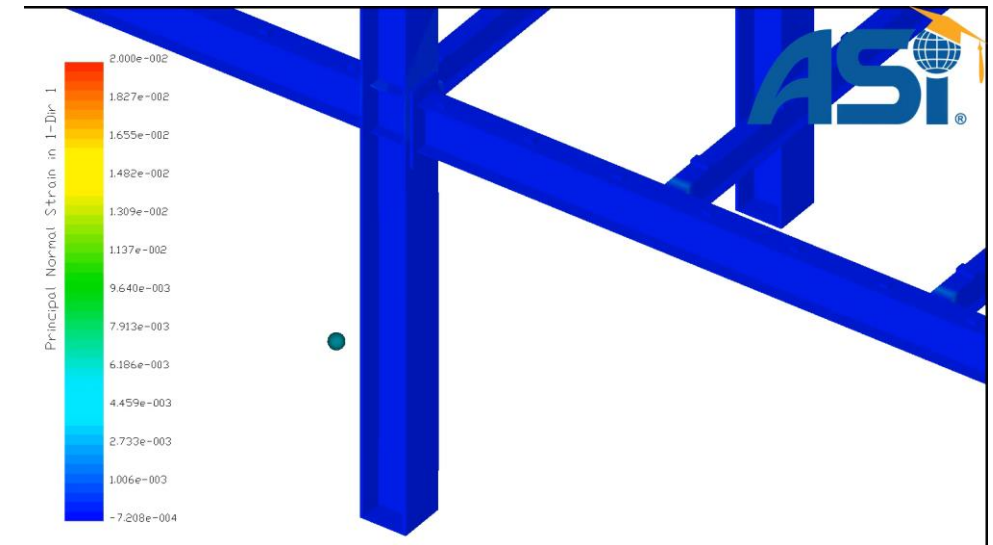
3.1 ESPLOSIONE ESTERNA

APPROCCIO TOTALMENTE DINAMICO

- **Carico d'esplosione e comportamento strutturale** (azioni interne, sollecitazioni, deformazioni, spostamenti) sono funzioni del tempo; richiedono quindi un'adeguata definizione e modellazione anche delle masse.
- **Modelli per i materiali:**
 - Per le strutture di acciaio e miste acciaio-calcestruzzo, i modelli dei materiali possono essere lineari, multi-lineari, o modelli definiti dall'utente
 - Per acciaio e calcestruzzo, i modelli possono essere già integrati nella libreria del programma
- **Criteri di rottura**
 - I materiali elastici si comportano linearmente senza alcuna deformazione plastica. E' inoltre possibile impostare un punto di rottura predefinito
 - Possono essere impiegati differenti criteri di rottura:
 - Deformazioni principali di trazione
 - Resistenza a trazione (acciaio)
 - Resistenza a compressione;
 - Resistenza a taglio
 - Criterio di rottura di Mohr-Coulomb (calcestruzzo)
 - Altri criteri di accettazione basati su risultati di prove, valori tabulati, altri valori basati sull'esperienza progettuale



Effetti del carico dovuto all'esplosione contro un edificio con struttura in acciaio (nella figura a destra sono rappresentati anche il muro esterno e le finestre di vetro)



Effetti del carico da esplosione contro una colonna in acciaio (vista ravvicinata)

APPROCCIO TOTALMENTE DINAMICO (continua)

■ Calcolo del passo temporale

- Si assume un passo di analisi piccolo in modo da seguire il comportamento strutturale
- Passi temporali troppo brevi → tempi di analisi molto lunghi // Passi temporali ampi → analisi meno accurate
- Analisi relative ad esplosioni usualmente richiedono ΔT di 0.00001 sec.
- Assunto un passo temporale pari a ΔT , il più breve periodo che può essere considerato nell'analisi è $2\Delta T$ (frequenza più elevata $\pi/\Delta T$).

■ Scenari da esplosione:

- Gli effetti dell'esplosione sono modellati usando modelli di onde d'urto in campo libero e in superficie
- La pressione risultante dall'onda d'urto è una funzione del peso dell'esplosivo, della distanza dell'esplosivo e del tempo
- In alternativa, può essere adottata una pressione da esplosione definita dall'utente. Se necessario, è possibile utilizzare tecniche avanzate di previsione del carico come il **CFD** (Computational Fluid Dynamics).

■ **Condizioni al contorno e stato iniziale:** gli spostamenti o le rotazioni agli appoggi possono essere impediti o liberi di svilupparsi (possono essere impiegati anche vincoli intermedi). Sono richieste le condizioni iniziali (valori di velocità e accelerazione all'inizio del movimento, $t = 0,0$)

■ Equazioni di equilibrio

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = \{F\}$$

M – massa (inerzia)

F - forza applicata

C – smorzamento (dissipazione di energia)

x – spostamento

\dot{x} - velocità

K – rigidità

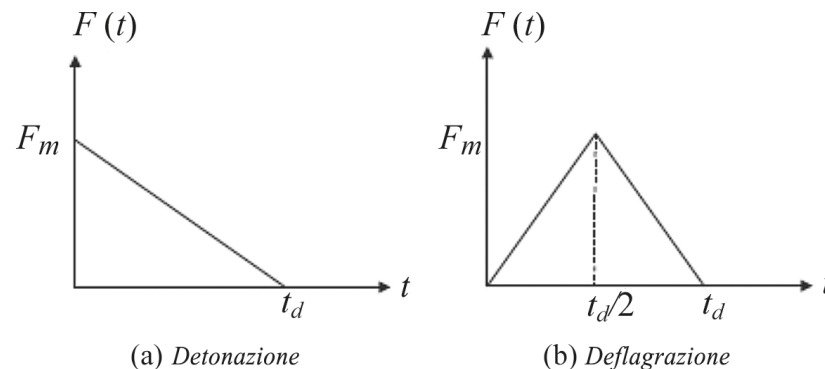
\ddot{x} - accelerazione

3.2 ESPLOSIONE INTERNA DI GAS

PROGETTO ESPPLICITO

Classe di conseguenze 1	Nessuna specifica considerazione
Classe di conseguenze 2	Gli elementi chiave della struttura possono essere progettati utilizzando un modello di carico statico equivalente
Classe di conseguenze 3	Analisi dinamiche

- Nel calcolo della risposta strutturale può essere adottata una **funzione tempo-carico triangolare** con una durata di 0,2 s. Dovrebbe essere eseguito uno studio di sensibilità sulla funzione carico-tempo per identificare il tempo di carico di picco entro la durata di 0,2 s



3.2 ESPLOSIONE INTERNA DI GAS

APPROCCIO CON PRESSIONE STATICA EQUIVALENTE

In accordo a EN 1991-1-7, Appendice D, si assume il valore più elevato tra:

$$p_d = 3 + p_{stat}$$

p_d pressione nominale statica equivalente per progettare la struttura in [kN/m²];

$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2}$$

p_{stat} pressione uniformemente distribuita statica alla quale i componenti di sfiato collassero in [kN/m²];

A_v area dei componenti di sfiato in [m²];

V il volume rettangolare dello spazio chiuso in [m³].

Il rapporto tra l'area dei componenti di sfiato e il volume deve essere conforme alla seguente formula:

$$0.05m^{-1} \leq A_v/V \leq 0.15m^{-1}$$

3.2 ESPLOSIONE INTERNA DI GAS

APPROCCIO DINAMICO (metodo della carica di TNT equivalente)

- La massa del gas (o nuvola di vapore) è convertita in carico di TNT equivalente
- La carica equivalente di TNT è stimata dal contenuto di energia nella nuvola di gas che esplose

$$W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}}$$

$$W_{TNT} \cong 0.16V [kg]$$

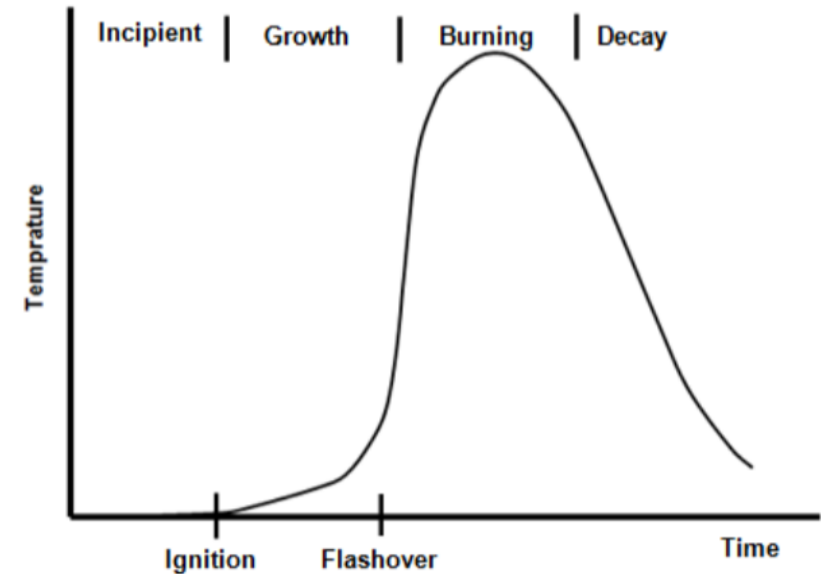
η	fattore di resa dell'esplosivo (o di efficienza)
W_g	massa di vapore in nube di gas (uguale alla massa dell'aria e della miscela di gas infiammabile)
E_c	calore di combustione del materiale infiammabile
E_{TNT}	energia di detonazione della TNT
$V [m^3]$	minore tra il <i>volume totale della regione congestionata</i> o del <i>volume della nube di gas</i>

■ Limitazione del metodo della carica di TNT equivalente

- Adeguato per forti esplosioni. Per pressioni da esplosione inferiori a 1 bar, il metodo della carica di TNT equivalente sovrastima la pressione
- Lo scostamento è piccolo per descrivere gli effetti su elementi lontani, mentre è grande per descrivere gli effetti su elementi vicini
- Può essere utile come approssimazione grezza se si utilizza un fattore di resa del 20% e un valore appropriato per V (o la massa corrispondente di idrocarburo).

4. INCENDIO COME EVENTO ECCEZIONALE

- Le strutture devono essere progettate per soddisfare una *resistenza al fuoco minima richiesta*, che di solito si basa sul concetto di **tempo minimo richiesto di resistenza al fuoco**. Questo concetto limita, a un livello accettabile, la probabilità di perdite di vite umane e/o danni estesi alle strutture
- **La parte 1-2 dell'EC3 e dell'EC4** presenta le regole di progettazione nei confronti dell'incendio per strutture in acciaio e composte
- **Un evento di incendio eccezionale è un evento al di fuori dei casi considerati dalle norme, per intensità o localizzazione o concomitanza con altre azioni eccezionali**

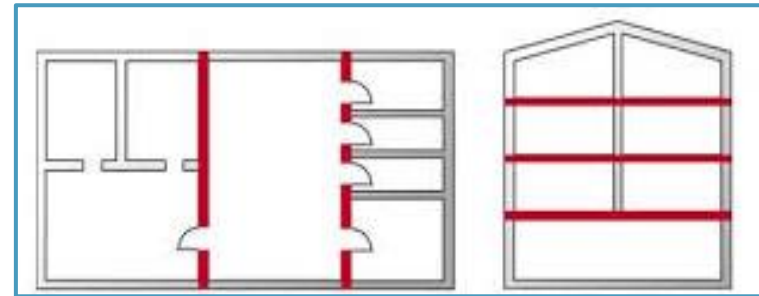
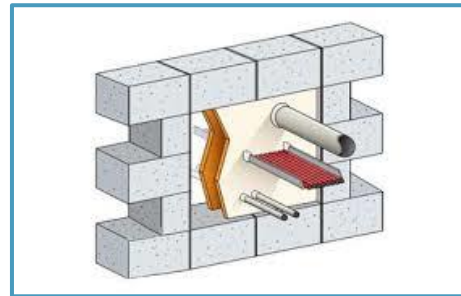


4. INCENDIO COME EVENTO ECCEZIONALE

RIDURRE/PREVENIRE L'AZIONE

■ Sistemi per prevenire la diffusione dell'incendio:

- Pareti antincendio – isolamento verticale che impedisce la propagazione del fuoco
- Compartimentazione – separazione dell'edificio in zone, tra le quali l'incendio non può propagarsi
- Isolatori di sfiato – isolamento di eventuali aperture tra i compartimenti



■ Sistemi per la rapida rilevazione dell'incendio e di allarme rapido

- Rivelatori di fumo
- Rivelatori termici
- Sistemi di allarme
- Segnaletica di uscita



4. INCENDIO COME EVENTO ECCEZIONALE

RIDURRE/PREVENIRE L'AZIONE

■ Misure per prevenire e/o ridurre l'azione di incendio e/o evitare la diffusione dell'incendio

■ Aspetti regolati dalla legge:

- Stoccaggio vicino alle colonne non consentito
- Controllo dei materiali delle facciate
- Distanza tra gli edifici per ridurre il rischio di diffusione

■ Sistemi per prevenire la diffusione dell'incendio:

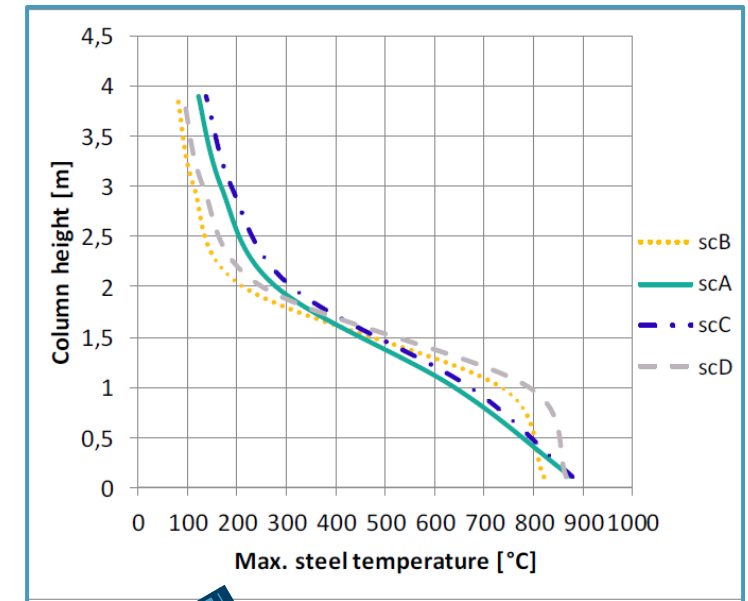
- Estintori – attivati manualmente, quando compare il fuoco
- Sprinklers – sistemi automatici attivati in caso di fumo o temperatura elevata



4. INCENDIO COME EVENTO ECCEZIONALE

■ Un esempio di incendio come evento eccezionale è un **incendio localizzato attorno ad una colonna** quando, in condizioni di incendio normale, non dovrebbe avere luogo

Scenario	Diametro dell'incendio alla base	Tasso di densità di rilascio di calore	Densità di carico d'incendio	Tasso di crescita dell'incendio
A	2 m	250 kW/m ² (edificio per uffici)	511 MJ/m ² (edificio per uffici)	300 sec (edificio per uffici)
B	1 m	500 kW/m ² (edificio per uffici)	511 MJ/m ² (edificio per uffici)	300 sec (edificio per uffici)
C	2 m	250 kW/m ² (area commerciale)	730 MJ/m ² (area commerciale)	150 sec (area commerciale)
D	1 m	500 kW/m ²	730 MJ/m ² (area commerciale)	150 sec (area commerciale)



■ Recenti ricerche hanno dimostrato che quando la struttura è progettata per l'incendio secondo le regole dell'Eurocodice, è improbabile che l'incendio provochi il collasso degli elementi portanti e determini la perdita di stabilità.

4. INCENDIO COME EVENTO ECCEZIONALE

■ L'analisi per l'**incendio localizzato** può essere condotta utilizzando l'allegato C della EN 1991-1-2

- Si considera improbabile che si verifichi il flashover
- In funzione della dimensione del compartimento e dell'incendio, può o non può essere interessato il soffitto del compartimento

■ **Lunghezza della fiamma**

$$L_f = 0.0148Q^{0.4} - 1.02D$$

Dove $L_f \geq H \rightarrow$ l'incendio interessa il soffitto

H – altezza del compartimento

Q – tasso di rilascio del calore

D – diametro dell'incendio

■ **Temperatura della fiamma**

In [°C] (quando $L_f < H$)

$$\theta_{(z)} = 20 + 0.25Q_c^{2/3} (z - z_0)^{-5/3} \leq 900$$

Q_c parte convettiva del tasso di rilascio del calore (=0.8Q)

z altezza della fiamma lungo il suo asse;

z_0 origine virtuale dell'incendio

$$Z_0 = -1.02D + 0.00524Q^{2/5}$$

■ **Flusso netto di calore al soffitto**

(quando $L_f \geq H$)

$$\dot{h}_{net} = \dot{h} - \alpha_c(\theta_m - 20) - \Phi \varepsilon_m \varepsilon_f \sigma [(\theta_m + 273)^4 - (20 + 273)^4]$$

\dot{h} flusso di calore per unità di superficie dell'area esposta al fuoco a livello del soffitto

α_c coefficiente di trasferimento di calore per convezione

θ_m temperatura sulla superficie dell'elemento

Φ fattore di configurazione

ε_m l'emissività superficiale dell'elemento

ε_f emissività del fuoco

σ costante di Stephan Boltzmann

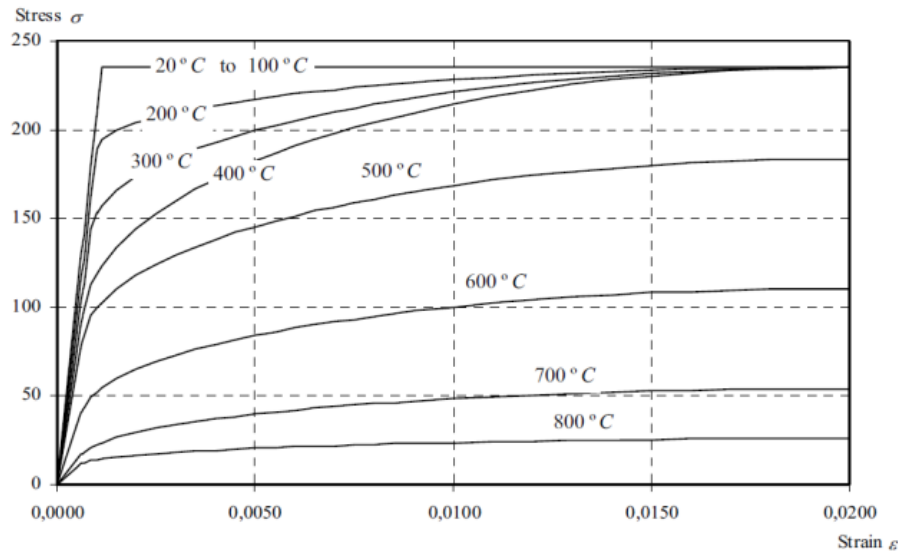
($5.67 \times 10^{-8} \text{ W/m}^2\text{K}^4$)

4. INCENDIO COME EVENTO ECCEZIONALE

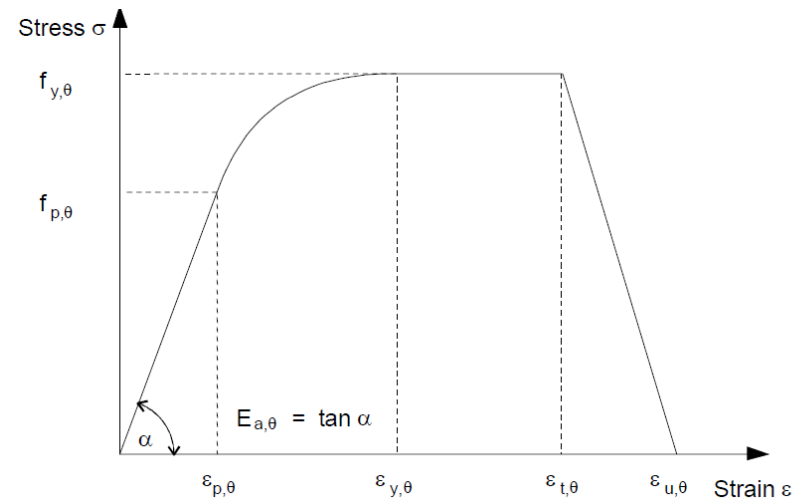
■ In alternativa, possono essere utilizzati **modelli di incendio avanzati**:

■ **Modelli a zona** - l'allegato D della EN 1991-1-2 fornisce equazioni di base della conservazione della massa e dell'energia. Esempi di software che possono essere usati sono il CFAST del NIST o l'OZONE sviluppato all'Università di Liegi.

■ **Modello CFD (Computational fluid dynamic model)** - l'allegato D della EN 1991-1-2 fornisce indicazioni. Un esempio di software che può essere usato per l'analisi CFD è il FDS del NIST.



La curva $\sigma - \varepsilon$ per l'acciaio S355



La curva $\sigma - \varepsilon$ in funzione di ϑ dell'EC3

4. INCENDIO COME EVENTO ECCEZIONALE

SEQUENZA DI EVENTI ECCEZIONALI

■ Un'altra situazione dove l'incendio è considerato come carico eccezionale è nei casi dove l'incendio si verifica dopo un primo evento eccezionale, come:

- *Incendio dopo un terremoto*
- *Incendio dopo urto/esplosione*



Kobe, 1995 – Incendio dopo un terremoto



In queste situazioni, la struttura è già danneggiata dal primo evento, quindi il progetto tradizionale nei confronti dell'incendio non è più valido.

Si controlla la capacità di svilupparsi di ALP

Twin Towers, 2001
Incendio dopo un urto/esplosione

5. TERREMOTO COME EVENTO ECCEZIONALE

Un **terremoto** è un improvviso rilascio di energia di deformazione accumulata nella crosta terrestre, causata principalmente dalla rottura di faglie geologiche. Per sua natura, non è praticamente possibile prevenire o eliminare il pericolo sismico

→ la riduzione e la prevenzione delle conseguenze sono strettamente legate alla struttura dell'edificio e ai sistemi integrati, che aiutano l'edificio a rispondere adeguatamente all'azione sismica

■ Il terremoto può essere considerato come un evento eccezionale quando:

- **La struttura non è stata progettata per un'azione sismica**, oppure è progettata per esigenze sismiche inferiori: la pericolosità è quindi eccezionale
- **La struttura è sismicamente vulnerabile** (danni preesistenti, sistema non progettato secondo i requisiti di progettazione dei codici moderni)

5. TERREMOTO COME EVENTO ECCEZIONALE

APPROCCIO PRESCRITTIVO

- **Questo approccio è particolarmente vantaggioso per le aree non sismiche in cui possono verificarsi azioni sismiche ma con una probabilità molto bassa**

La configurazione dell'edificio (dimensioni e forma dell'edificio ed elementi strutturali e non strutturali) determina il modo in cui le forze sismiche sono distribuite all'interno della struttura, la loro grandezza relativa e altri problemi in fase di progetto

- **Gli effetti torsionali si sviluppano a causa della distribuzione asimmetrica delle masse inerziali e/o delle rigidità**
- **Le disposizioni simmetriche si tradurranno in una rigidità equilibrata e in effetti torsionali ridotti**
- **Si raccomanda la regolarità in pianta e in elevazione**

5. TERREMOTO COME EVENTO ECCEZIONALE

APPROCCIO PRESCRITTIVO (continua)

- Gli edifici con **configurazione regolare** hanno generalmente:
 - Bassi valori del rapporto altezza/base
 - Altezza eguale dei piani
 - Piani simmetrici
 - Sezioni e prospetti uniformi
 - Massima resistenza alla torsione
 - Campate di luce limitata e iperstaticità significativa
 - Percorsi di carico diretti
 - Progettazione adeguata di elementi secondari/non strutturali per evitare detriti

5. TERREMOTO COME EVENTO ECCEZIONALE

APPROCCIO PRESCRITTIVO (continua)

- **Controllo delle vibrazioni:** gli edifici dissipano le vibrazioni assorbendole. Controllare le vibrazioni significa limitare l'energia assorbita.
- **Per migliorare la risposta:**
 - L'**isolamento alla base** può essere utilizzato per 'staccare' l'edificio dal suolo in modo tale da ridurre notevolmente l'energia sismica trasferita alla struttura. *Gli edifici alti o gli edifici costruiti su terreni soffici non sono adatti per l'isolamento alla base.*
 - **Sistemi di smorzamento passivi.** L'applicazione più comune è un dispositivo TMD (Tuned Mass Damper), che consiste in una massa, una molla e uno smorzatore fissato a una struttura. L'energia sismica viene dissipata dalla forza di inerzia dello smorzatore che agisce sulla struttura.
 - **Sistemi di smorzamento attivi.** Gli Active Tuned Mass Dampers annullano le vibrazioni dipendenti dalla velocità contrastando le forze di eccitazione di un sistema principale perturbato. Ciascun TMD è costituito da un attuatore, un sistema di controllo e un'unità elettronica di potenza. Tutti i componenti del TMD sono reciprocamente bilanciati in modo che la forza TMD agisca esattamente nella direzione opposta alla forza di eccitazione.
 - **Sistemi di controllo semi-attivi**, che sfruttano le migliori caratteristiche dei sistemi di controllo sia passivi che attivi. Il termine "semi-attivo" viene utilizzato per indicare che il funzionamento di questi sistemi richiede una quantità molto piccola di alimentazione esterna. Le forze di controllo sono sviluppate attraverso un'adeguata regolazione delle caratteristiche di smorzamento o rigidità.

5. TERREMOTO COME EVENTO ECCEZIONALE

APPROCCIO PRESCRITTIVO (continua)

■ Per migliorare la risposta dell'edificio al terremoto i progettisti possono agire su:

- Proprietà di resistenza e rigidezza che dovrebbero essere scelte considerando il bilancio tra deformabilità e resistenza.
- Duttilità permettendo la dissipazione di parte dell'energia mediante deformazioni plastiche.
 - **Elementi duttili** collassano solo dopo lo sviluppo di considerevoli deformazioni plastiche
 - **Elementi non-duttili**, come ad esempio elementi in calcestruzzo debolmente armati, collassano in modo fragile, senza alcuna deformazione plastica

■ Le richieste di duttilità possono riferirsi agli elementi e ai loro giunti

- **Per elementi**, i requisiti principali mirano alla snellezza e alla prevenzione dell'instabilità (ad esempio, instabilità latero-torsionale delle travi soggette a flessione) prima di raggiungere la loro resistenza plastica. A livello di sezione sono privilegiate le sezioni duttili o compatte (classe 1, classe 2)
- Per i **giunti**, si consigliano configurazioni simmetriche, in quanto possono fornire una risposta isteretica più stabile durante i cicli successivi. Inoltre, i componenti che collassano in modo fragile (ad es. saldature, bulloni) devono essere dotati di una sovra-resistenza

5. TERREMOTO COME EVENTO ECCEZIONALE

STRATEGIE PROGETTUALI

- All'indomani di un terremoto, la preoccupazione principale riguarda la condizione strutturale: che la struttura danneggiata sia 'robusta': al sicuro da crolli sotto carichi gravitazionali, scosse sismiche e altri pericoli (FEMA P-2090, 2021)
 - Se la struttura manca della robustezza, c'è il rischio di ulteriori danni o crollo progressivo sotto una scossa di assestamento o altri eventi.
 - La **capacità residua** dopo un terremoto può essere definita come:
 - **sistema resistente alla forza laterale** - l'accelerazione spettrale minima che corrisponde al collasso locale o globale durante una scossa di assestamento.
 - **capacità di carico gravitazionale** - il livello minimo dei carichi gravitazionali che corrisponde al collasso locale o globale dopo un terremoto che ha provocato danni.



Izmir, Turchia, 2020

5. TERREMOTO COME EVENTO ECCEZIONALE

PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA ROBUSTEZZA POST-SISMA

■ Passo 1: Progetto/valutazione per situazioni di progetto persistenti/sismiche

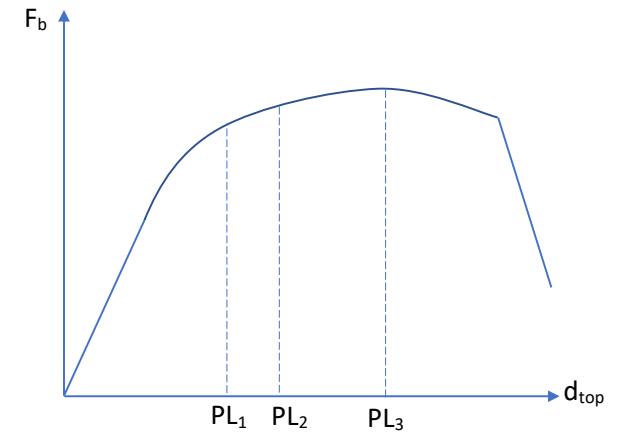
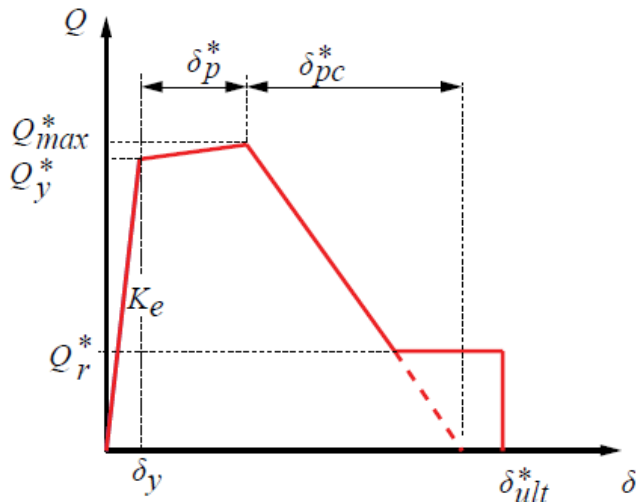
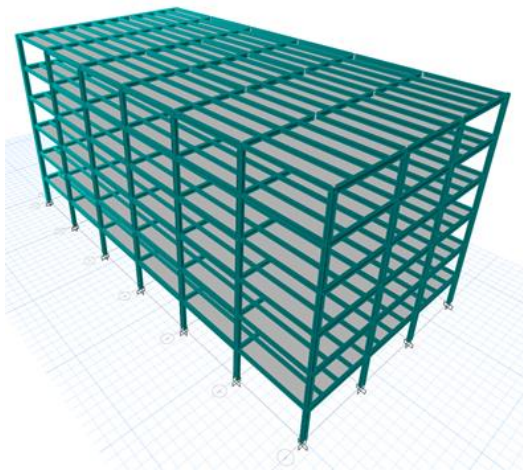
- La struttura è prima **progettata per soddisfare i requisiti normativi** (solo per le nuove strutture). La risposta sismica può essere calcolata utilizzando un'analisi statica non lineare (metodo N2, EN 1998) seguendo le raccomandazioni della EN 1993-1-14 (2020) riguardo le leggi di comportamento da utilizzare per i materiali e la modellazione degli elementi strutturali
- La **relazione generale carico-deformazione di un componente strutturale** può essere caratterizzata utilizzando il documento prEN 1998-1-2:2019.3. Pertanto, il modello del componente deve essere definito da:
 - **una rigidità elastica efficace**, K_e che considera sia le deformazioni a flessione che a taglio.
 - il **punto di snervamento**, che è definito dalla resistenza effettiva allo snervamento, Q_y^* , e dalla corrispondente deformazione di snervamento, δ_y^* .
 - l'intervallo post-snervamento, in cui il componente strutturale sviluppa **incrudimento** prima di raggiungere la sua **resistenza massima**, Q_{max}^* (cioè, la risposta di picco).
 - la **deformazione plastica pre-picco**, δ_p^* definisce la deformazione plastica fino alla risposta di picco del componente strutturale.
 - la risposta post-picco è rappresentata dalla **deformazione plastica post-picco**, δ_{pc}^* del componente.

5. TERREMOTO COME EVENTO ECCEZIONALE

PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA ROBUSTEZZA POST-SISMA

Passo 2: Progetto/valutazione per situazioni di progetto persistenti/sismiche

- La prestazione sismica globale può essere presentata sotto forma di una curva forza di taglio alla base – spostamento superiore $F_b - d_{top}$.
- I livelli di prestazione (PL) sono definiti dal corrispondente spostamento superiore massimo, per esempio, P_{L1} (danno limitato), P_{L2} (danno moderato) e D_3 (danno grande). A seconda del livello di pericolo, è atteso uno specifico livello di danno.

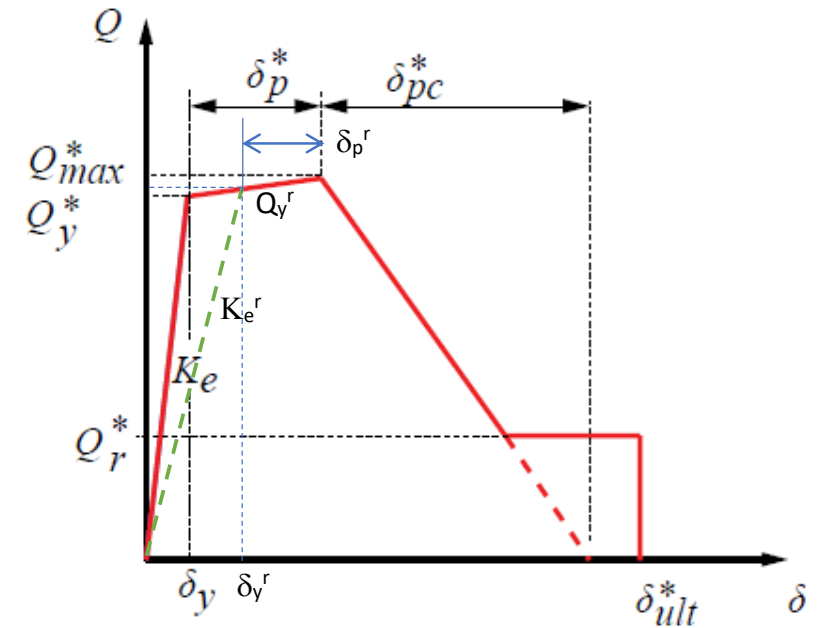


5. TERREMOTO COME EVENTO ECCEZIONALE

PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA ROBUSTEZZA POST-SISMA

Passo 3: Valutazione della capacità residua dopo un terremoto

- Dopo la valutazione delle richieste di duttilità locale e globale (Passo 1), si introducono modifiche alle cerniere flessionali per gli elementi danneggiati (cioè, elementi con deformazioni plastiche), ottenendo un **modello non lineare modificato**. A favore di sicurezza la resistenza residua di una colonna deve essere assunta nulla se la risposta di picco viene raggiunta durante il moto sismico.
- Gli **effetti P- Δ** devono essere presi in considerazione (specialmente quando le deformazioni laterali residue dopo il terremoto sono significative).
- La resistenza della struttura intelaiata a seguito di una scossa sismica di assestamento può essere valutata usando un'analisi non lineare (per esempio, analisi pushover). **L'analisi viene fatta sul modello danneggiato.**
- La resistenza della struttura intelaiata nei confronti del collasso progressivo sotto carichi gravitazionali può essere valutata usando **un'analisi statica pushdown** (verticale).

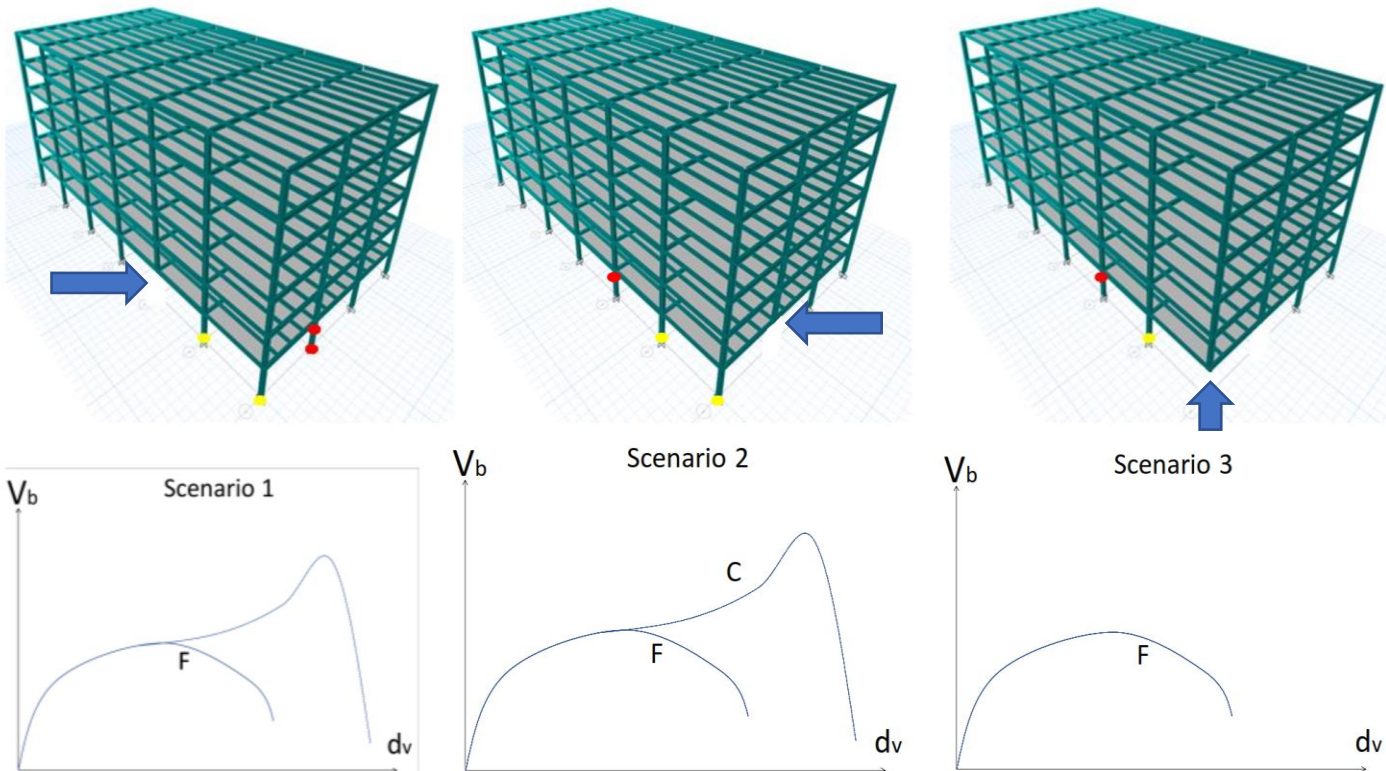


	Stiffness	Strength	Ductility
Initial (intact)	K_e	Q_y	δ_p
Damaged	K_e^r	Q_y^r	δ_p^r

5. TERREMOTO COME EVENTO ECCEZIONALE

PROCEDURE PER LA VALUTAZIONE DELLA ROBUSTEZZA POST-SISMA

Passo 4: Valutazione della robustezza post-sisma mediante il metodo dei percorsi di carico alternativi



○ Necessario eseguire la verifica per più colonne.

○ V_b = forza verticale
 d_v = spostamento in verticale

6. CONCLUSIONI

- In questa presentazione sono stati presentati approcci progettuali per la robustezza in caso di **azioni eccezionali identificate**
- Gli approcci progettuali richiedono l'**identificazione** delle **minacce** e la **definizione** delle **azioni** associate
- Sono stati considerati i casi di **urto, esplosione, incendio** come evento eccezionale, **terremoto** come evento eccezionale
- Per alcune azioni il livello di minaccia può essere ridotto o addirittura eliminato con **misure preventive o protettive**
- Per la progettazione esplicita sotto azioni eccezionali identificate vengono utilizzati metodi analitici e/o numerici
- Il livello di **sofisticazione dei metodi** è fortemente **legato** alla **classe di conseguenze** della struttura considerata

AZIONI ECCEZIONALI IDENTIFICATE

Milano 20-21/05/2022

Děkuji! Dank je! Thank you! Merci!
Dankeschön! Grazie! Dziękuję Ci!
Obrigado! Mulțumesc! Gracias!

Nadia Baldassino, Giacomo Roverso, Riccardo Zandonini

nadia.baldassino@unitn.it, giacomoroverso@gmail.com, riccardo.zandonini@unitn.it



steelconstruct.com/eu-projects/failnomore



Research Fund for Coal & Steel

FAIL **NO
MORE**



UNIVERSITÀ
DI TRENTO

Milano 20-21/05/2022

AZIONI ECCEZIONALI NON IDENTIFICATE

*Nadia Baldassino¹, Giacomo Roverso²,
Riccardo Zandonini¹*

¹ Università di Trento

² Studio di ingegneria Valdemarin s.r.l.

FAILNOMORE

Mitigation of the risk of progressive collapse
in steel and composite building frames
under exceptional events

1. Introduzione

2. Scelta delle strategie di progetto

3. Identificazione dei danni locali

4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)

5. Metodo degli elementi chiave

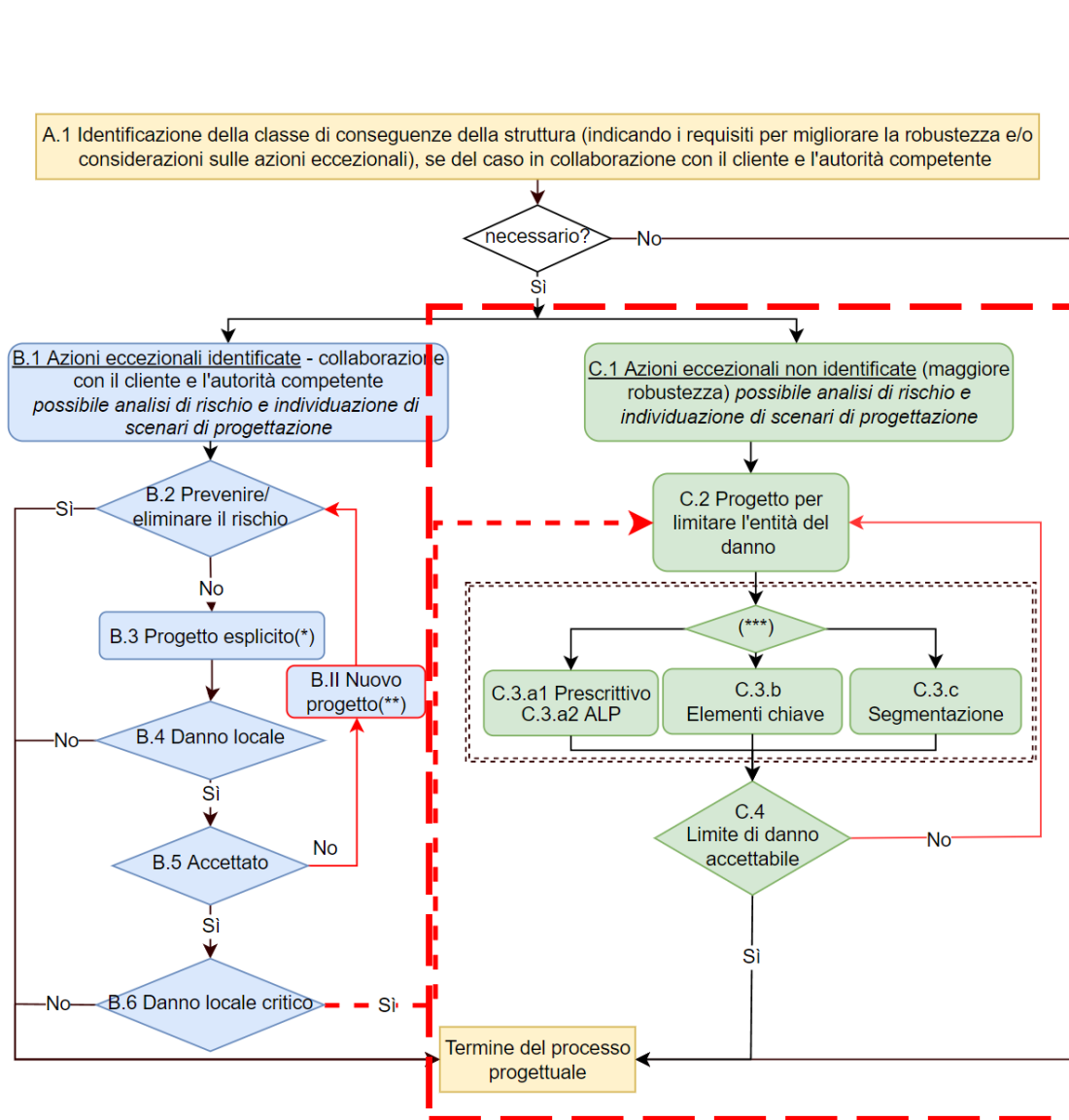
6. Metodo della segmentazione

7. Conclusioni

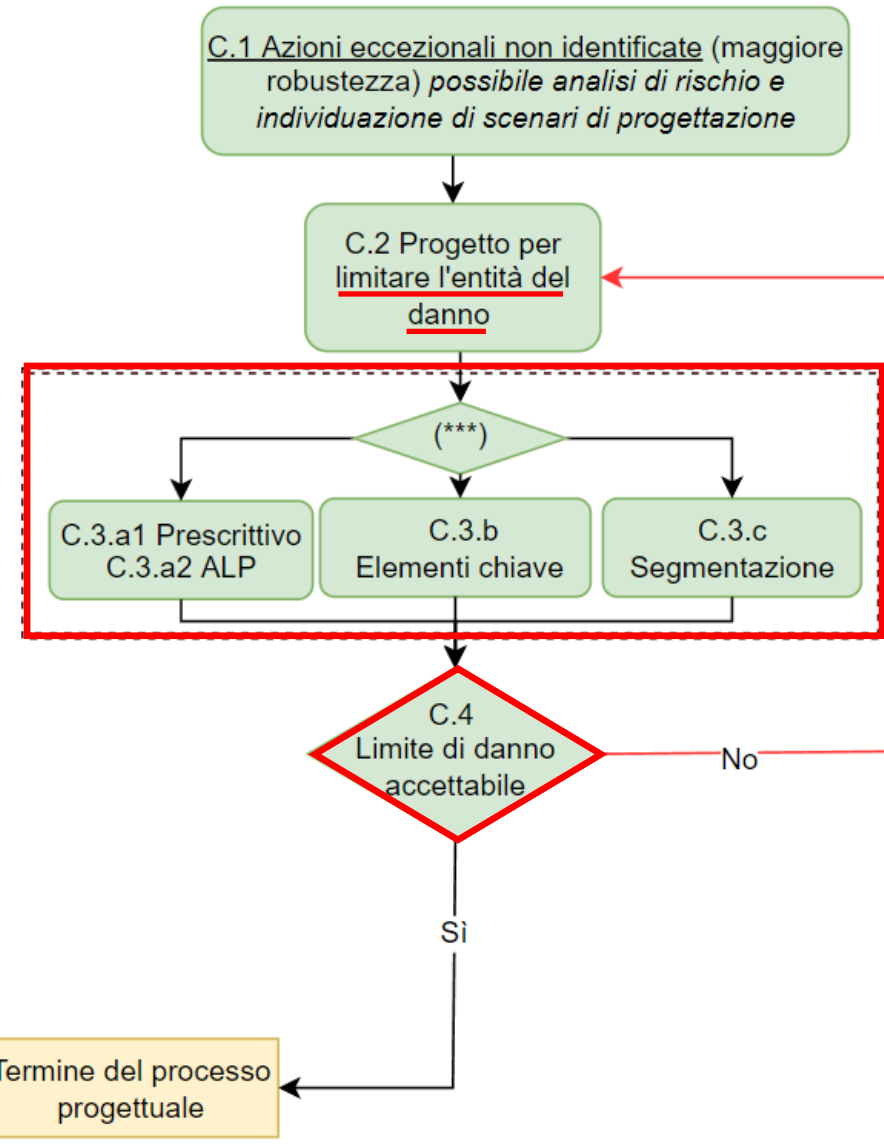
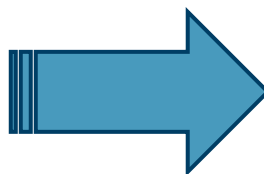
■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segmento forti
7. Conclusioni

1. INTRODUZIONE



Procedure per azioni eccezionali non identificate



INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione

2. Scelta delle strategie di progetto

3. Identificazione dei danni locali

4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)

5. Metodo degli elementi chiave

6. Metodo della segmentazione

7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segment forti
7. Conclusioni

2. STRATEGIE DI PROGETTO

- Con **azioni eccezionali non identificate** ci si riferisce ad **azioni eccezionali non specificatamente "identificate" dal cliente o da altre parti interessate**
- Per definizione, le azioni eccezionali non identificate non possono essere caratterizzate e **non sono quindi specificabili**
- Di conseguenza, le **strategie progettuali** adottate mirano a **limitare l'entità di un danno localizzato**, qualunque ne sia la causa scatenante
- La scelta della **strategia progettuale** da adottare dipende dalla **classe di conseguenze (CC)** a cui appartiene la struttura considerata

2. STRATEGIE DI PROGETTO

■ Per strutture di classe **CC1**:

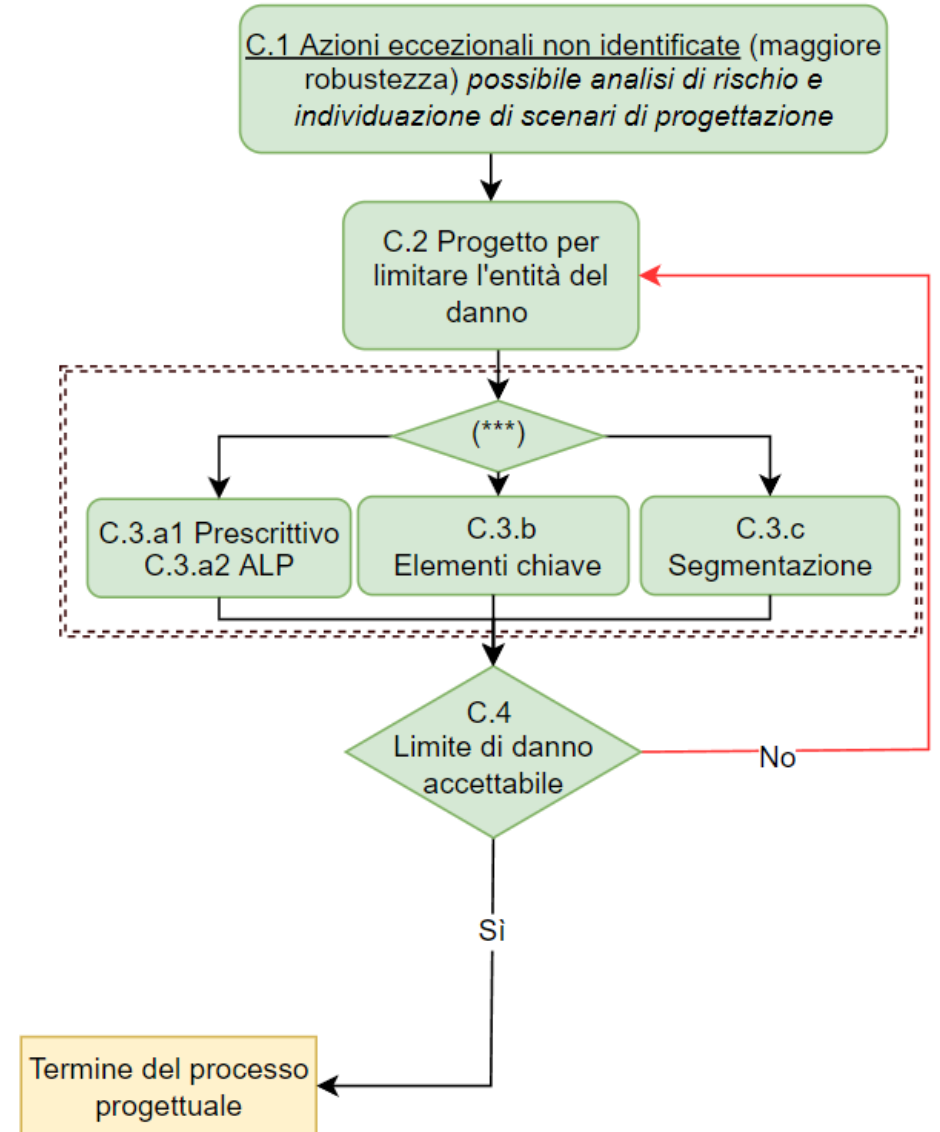
- Nessuna specifica richiesta

■ Per strutture di classe **CC2- gruppo di rischio più basso (CC2a)**:

- Approccio prescrittivo garantendo efficaci incatenamenti orizzontali

■ Per strutture di classe **CC2- gruppo di rischio più alto (CC2b)**:

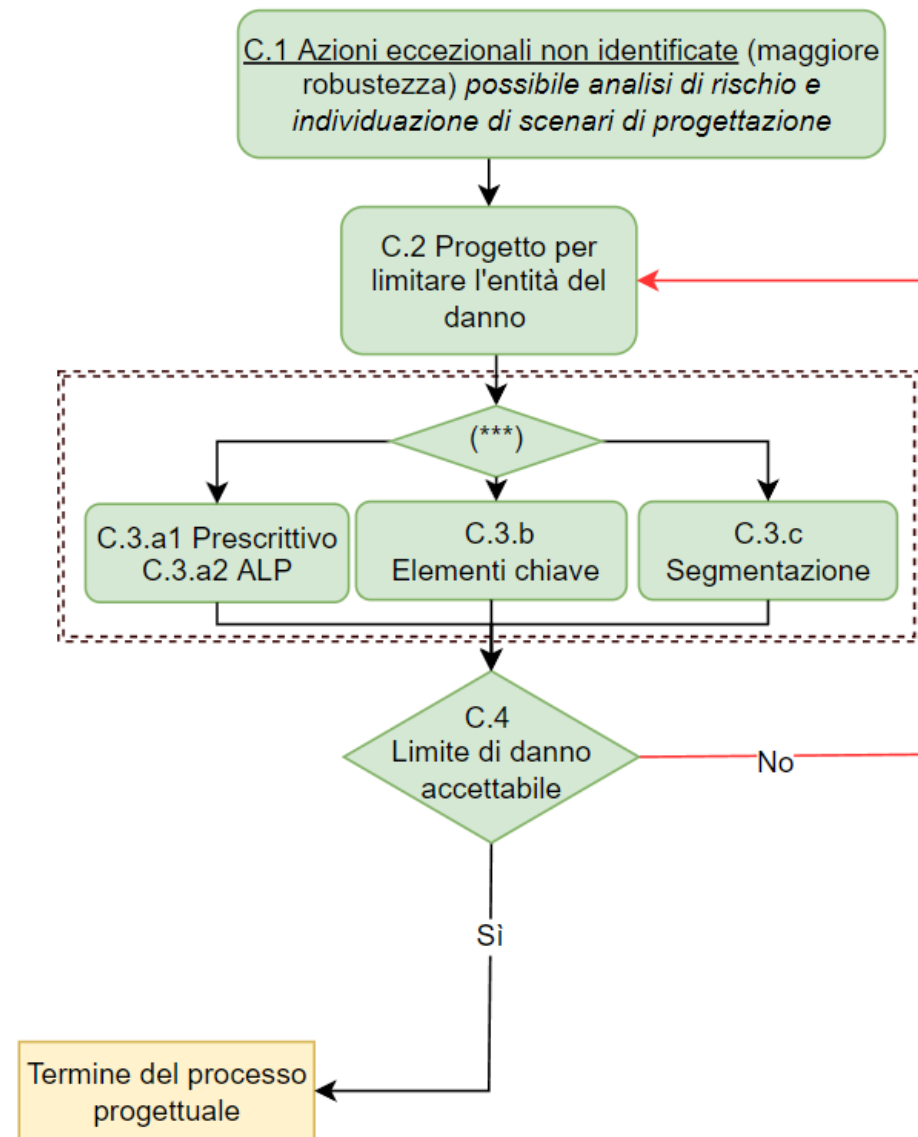
- Approccio prescrittivo garantendo efficaci incatenamenti orizzontali e verticali o ...
- Metodo del percorso alternativo dei carichi (ALPM) o ...
- Metodo degli elementi chiave o ...
- Segmentazione



2. STRATEGIE DI PROGETTO

■ Per strutture di classe **CC3**:

- Gli approcci progettuali proposti per CC2, gruppo di rischio superiore (CC2b), rimangono validi ma...
- Possono essere richieste analisi di rischio e l'uso di metodi raffinati, ad esempio analisi dinamiche complete, modelli non lineari...



INDICE DEI CONTENUTI

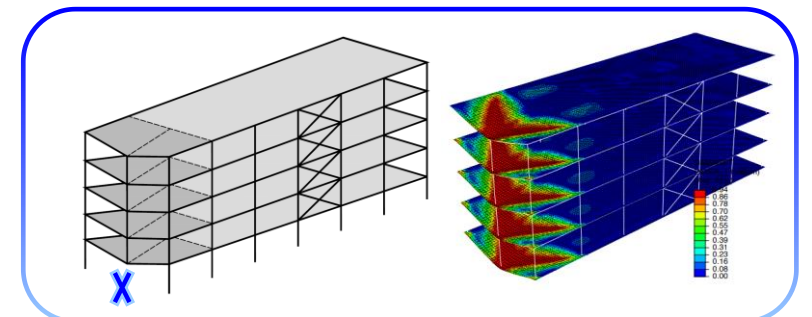
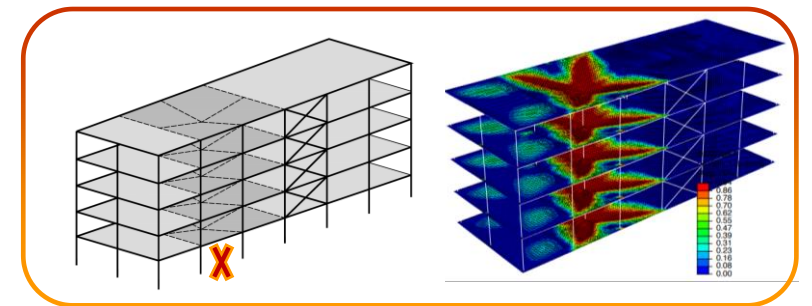
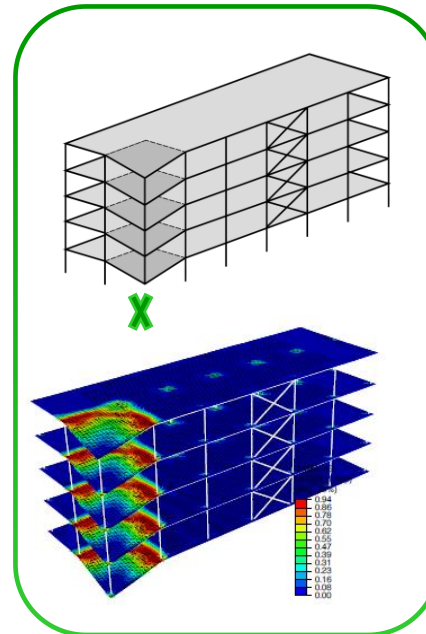
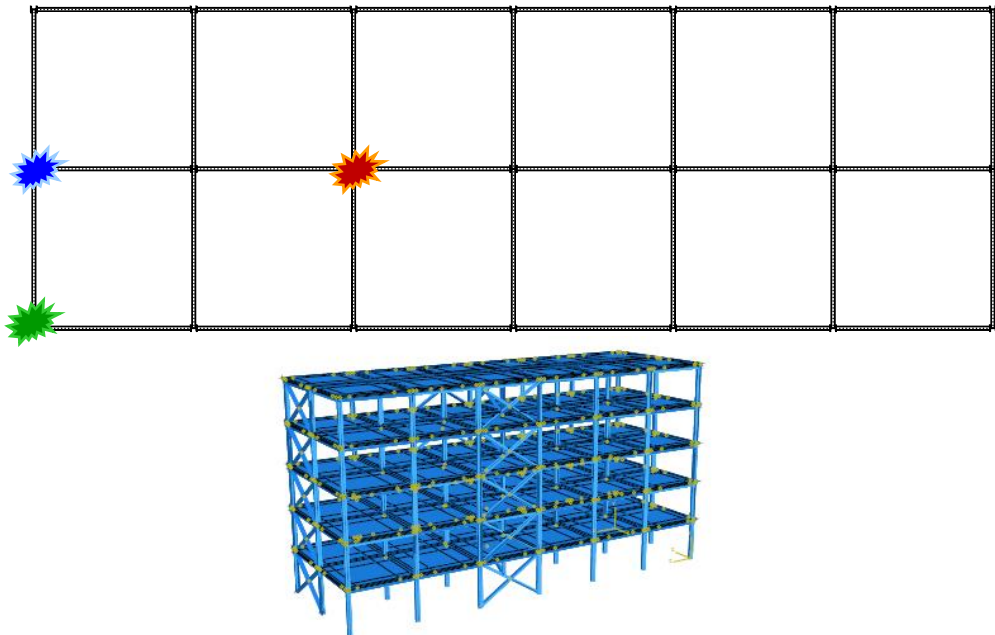
1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
- 3. Identificazione dei danni locali**
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segment forti
7. Conclusioni

3. DANNI LOCALI

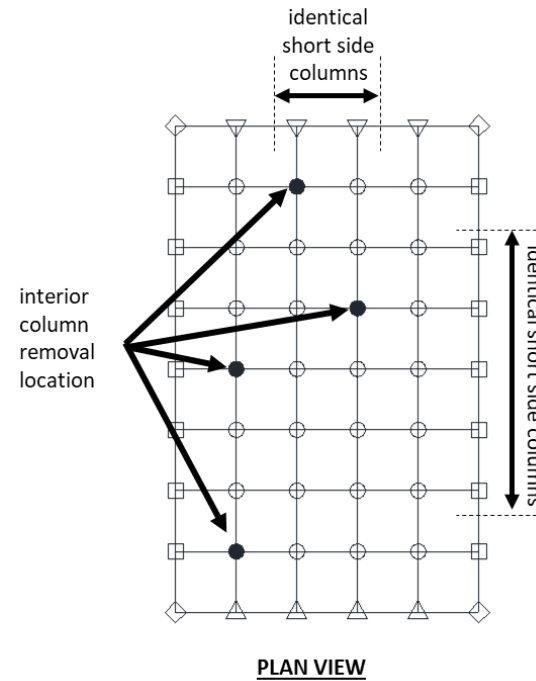
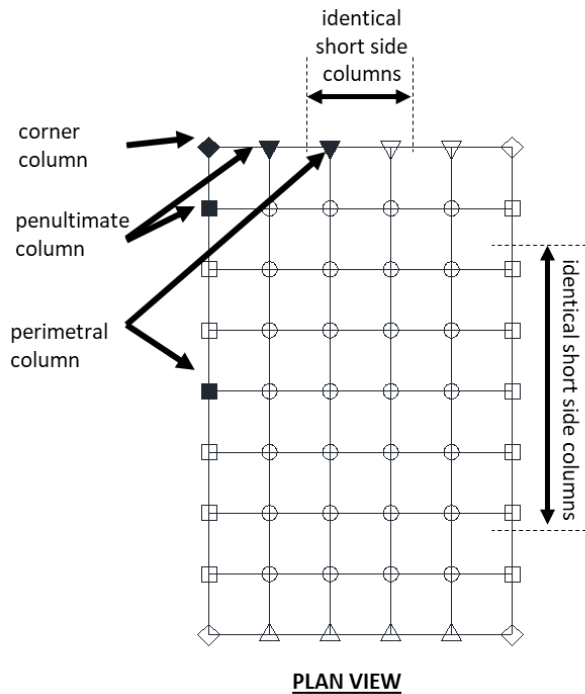
- Secondo la EN1991-1-7, il danno locale da considerare per le strutture edilizie appartenenti alla classe di conseguenze **CC2b** è la **rimozione fittizia di ogni pilastro portante, o di ogni trave che sostiene un pilastro**
- Questo potrebbe determinare una notevole quantità di lavoro!



3. DANNI LOCALI

- Secondo la EN1991-1-7, il danno locale da considerare per le strutture edilizie appartenenti alla classe di conseguenze **CC2b** è la **rimozione fittizia di ogni pilastro portante, o di ogni trave che sostiene un pilastro**
- Questo potrebbe determinare una notevole quantità di lavoro!
- Esiste la **possibilità di ridurre il numero di scenari** associati alla perdita di una colonna da considerare, in particolare per edifici regolari

3. IDENTIFICAZIONE DEI DANNI LOCALI



■ Per le posizioni in termini di piano :

- Primo piano fuori terra;
- Piano direttamente sotto il tetto;
- Piano a metà altezza;
- Piano sopra la posizione di una giunzione di colonna o modifica delle dimensioni della colonna

(DoD 2016)

DoD, 2016. UFC 04-023-03: Unified facilities criteria: Design of buildings to resist progressive collapse, with change 3 (No. UFC 04-023-03). United States Department of Defense, Washington (DC), US.

3. IDENTIFICAZIONE DEI DANNI LOCALI

- Nella EN1991-1-7 non è specificato se la **rimozione della colonna** deve essere assunta come **istantanea** o come «**quasi-statica**»
- L'assunzione della **perdita quasi statica** di una colonna consente:
 - L'uso di semplici strumenti di analisi poiché non è necessario tenere conto degli effetti dinamici
 - Di avere una buona indicazione sulla capacità di una struttura di attivare percorsi di carico alternativi sotto effetti dinamici
- L'assunzione di una **perdita istantanea** della colonna offre un **'limite superiore'** alla risposta della struttura

INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
- 4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)**
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segment forti
7. Conclusioni

4.1 ALPM-IL METODO

- Gli approcci progettuali mirano a fornire alla struttura **percorsi di carico alternativi** che consentano la **ridistribuzione dei carichi** in caso di crisi locale di un elemento portante
- Questo obiettivo può essere raggiunto dotando la struttura di adeguate risorse di **duttilità, capacità deformativa e iperstaticità**, e/o applicando regole progettuali prescrittive, come gli incatenamenti
- I **metodi ALP** sono approcci di progettazione **basati sulle prestazioni** e sono applicabili a strutture di forma regolare
- **EN 1991-1-7** → la strategia di progettazione ALP si basa sulla limitazione dell'entità del danno localizzato migliorando la **iperstaticità** e considerando la **rimozione teorica delle colonne**

4.1 ALPM-IL METODO

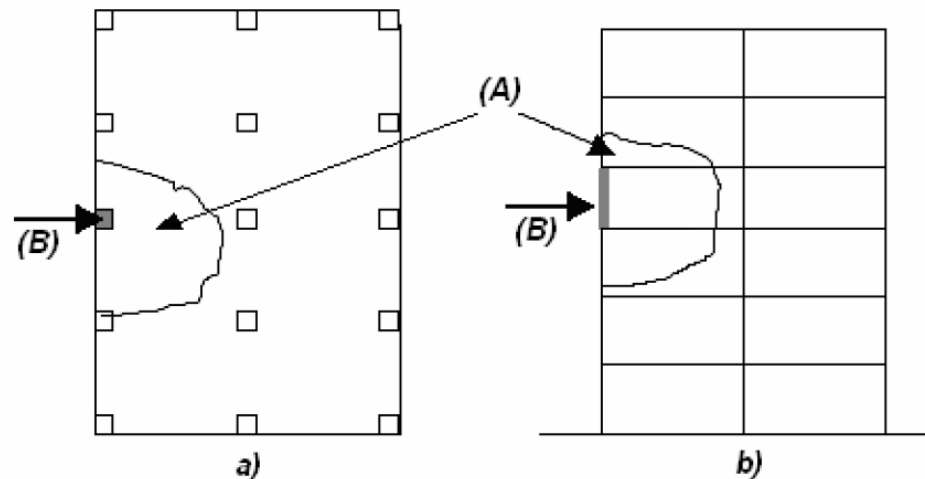
■ Quando si applica il metodo del percorso del carico alternativo, secondo la EN 1991-1-7, deve essere dimostrato che il **danno locale non si diffonde in misura sproporzionata**

■ **Limiti ammissibili di danno locale:**

■ 15% del solaio o ...

■ 100 m²

il minore dei due valori, in ciascuno dei due piani adiacenti



(A) Danno locale

(B) Colonna rimossa

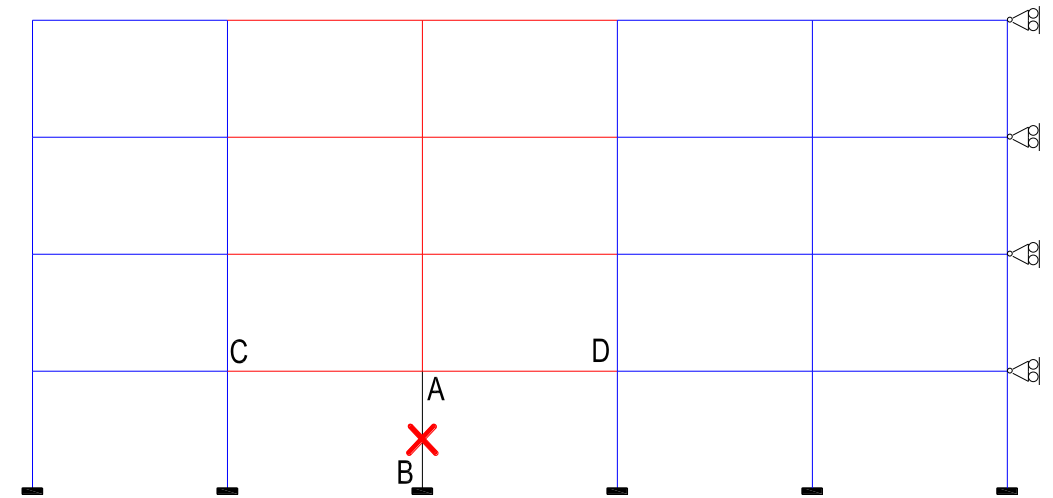
4.1 ALPM-IL METODO

■ Scenario considerato: **perdita di una colonna**

■ Un **struttura** che perde una colonna può essere **divisa in due parti principali**:

- La parte **interessata direttamente** (DAP), che rappresenta la parte della struttura direttamente interessata dalla perdita della colonna, cioè, le travi, le colonne, e i giunti trave-colonna, che sono appena sopra la colonna collassata...
- La parte **interessata indirettamente** (IAP), che comprende il resto della struttura

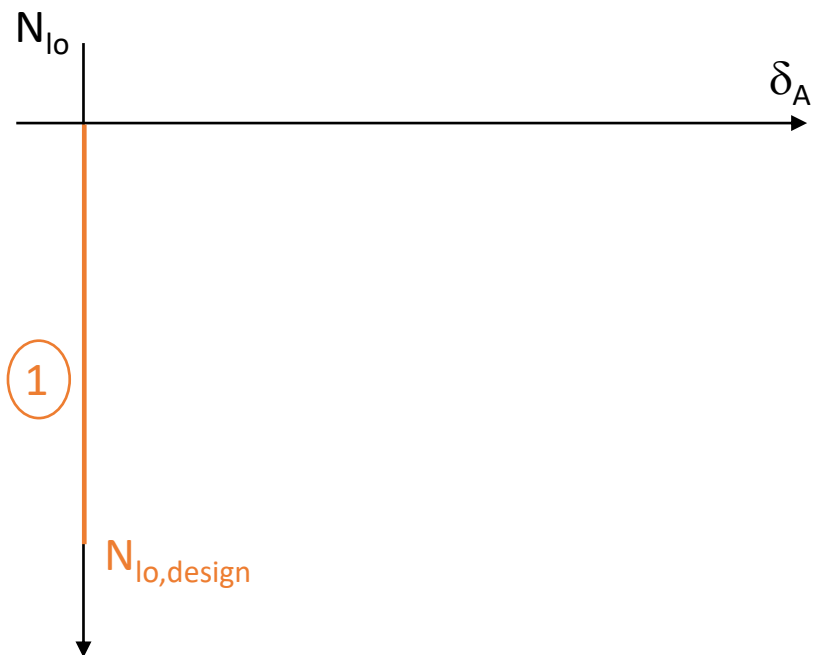
In rosso: parte interessata direttamente
In blu: parte interessata indirettamente



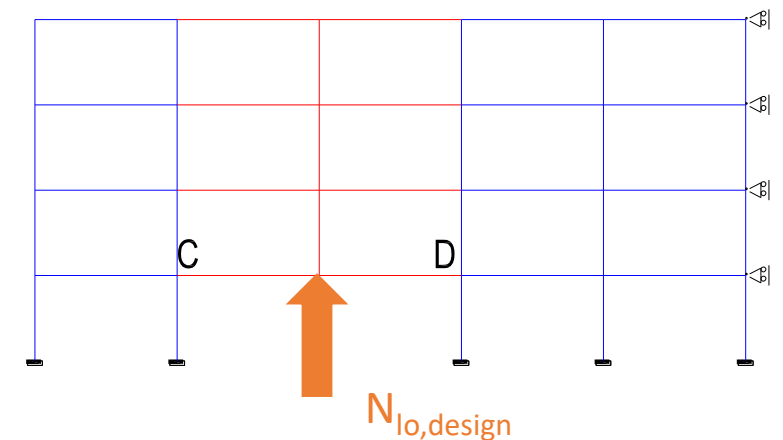
Colonna che
si ipotizza
essere
rimossa

4.1 ALPM- IL METODO

- La **risposta di un telaio** a seguito di una perdita di colonna può essere **suddivisa in diverse fasi successive**, che, a seconda dei casi, possono o meno svilupparsi

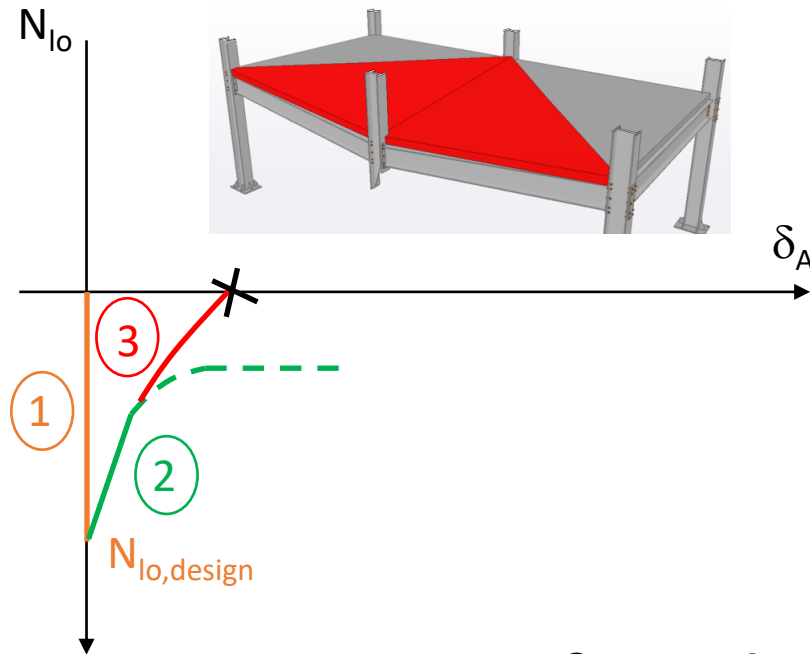


Fase 1 → Edificio soggetto alla condizione di carico eccezionale
↓
Colonna "persa" soggetta a carico assiale $N_{lo,design}$



4.1 ALPM- IL METODO

■ La **robustezza** può essere assicurata anche dalle sole **solette**, se presenti (piastre collegate o meno alle travi di acciaio)



Fase 2 → Inizio della perdita della colonna



Si osserva inizialmente una risposta elastica
Successivamente, nella soletta si formano
meccanismi plastici di piastra

Fase 3 → Compaiono spostamenti importanti

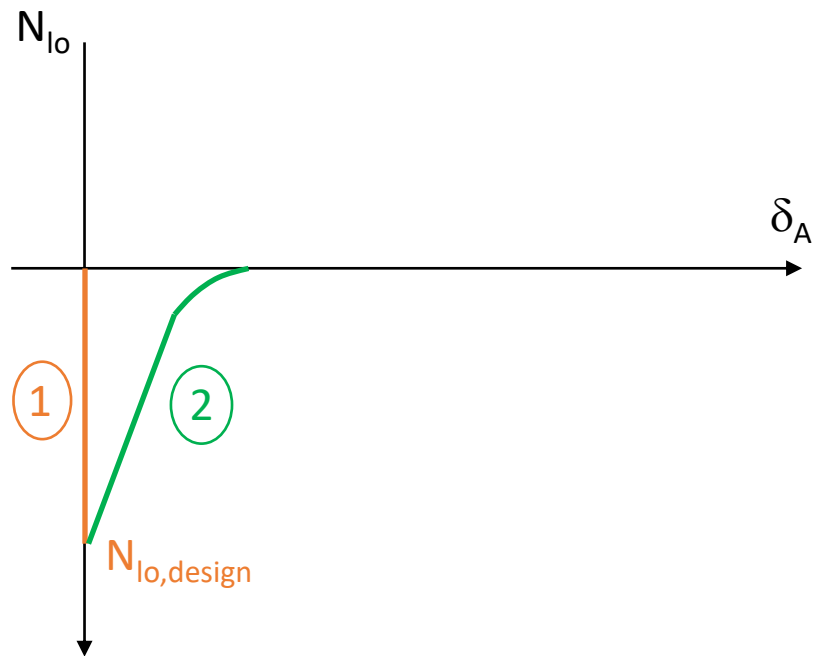


Si sviluppa un'azione membranale fino a quando non
si verifica il cedimento fragile dovuto ad esempio alla
mancanza di duttilità delle barre di armatura

Commento: se la robustezza non è sufficiente, allora dovranno essere attivati altri contributi strutturali, che necessitano di spostamenti significativi che la soletta non può offrire. In questo caso, la « Fase 3 » nella piastra dovrà essere ignorata

4.1 ALPM- IL METODO

■ Se la robustezza non è assicurata dalle sole solette, si possono attivare **meccanismi plastici delle solette e delle travi della DAP**



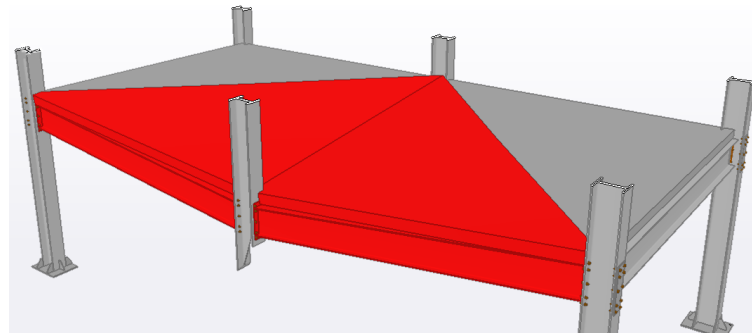
Fase 2:



Inizio della perdita della colonna

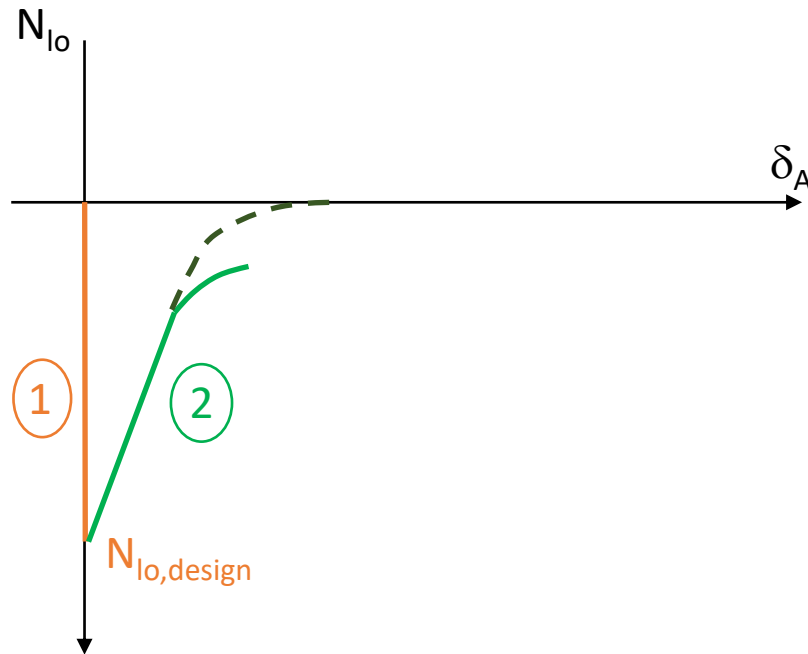


- Meccanismi plastici a piastra nelle solette
- Meccanismi plastici nelle travi della DAP (acciaio o composte se le solette sono collegate alle travi di acciaio)



4.1 ALPM- IL METODO

- Se la robustezza non è assicurata dalle sole solette, si possono attivare **meccanismi plastici delle solette e delle travi della DAP + effetto arco nelle travi**



Fase 2:

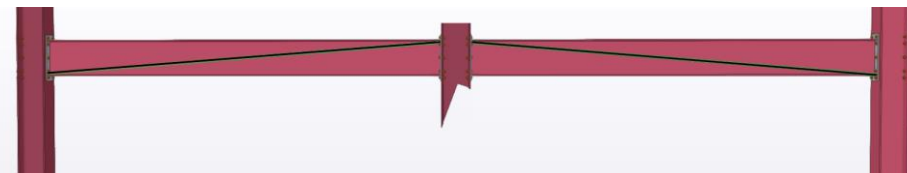


Inizio della perdita della colonna



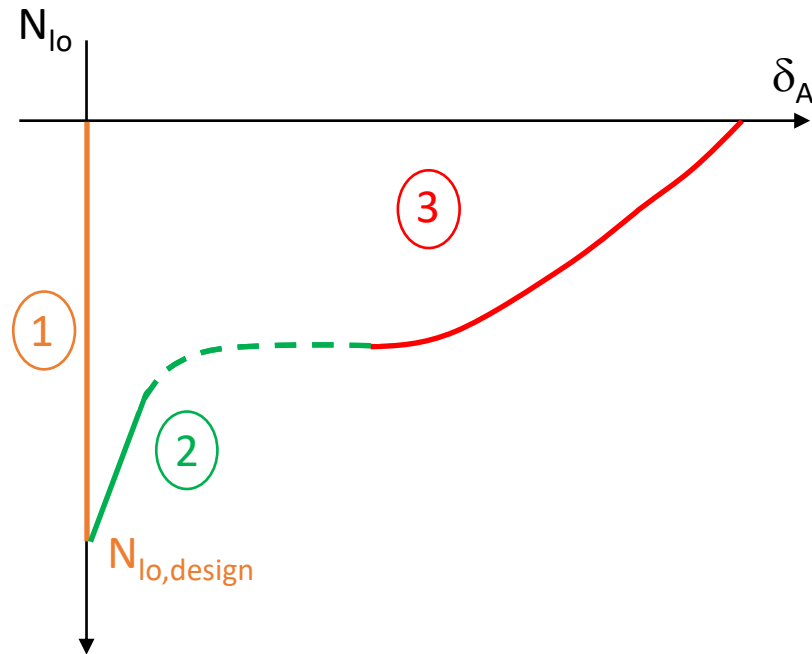
- Meccanismi plastici a piastra nelle solette
- Meccanismi plastici nelle travi della DAP (acciaio o composte se le solette sono collegate alle travi di acciaio)

In aggiunta, in alcuni casi specifici (di seguito definiti), **un effetto arco** può svilupparsi nelle travi della DAP in aggiunta allo sviluppo di meccanismi plastici



4.1 ALPM- IL METODO

■ Se la robustezza non è ancora sufficiente, può essere attivato un contributo di **azioni catenaria nelle travi**



Fase 2: ➡ Inizio della perdita della colonna



- Meccanismi plastici a piastra nelle solette
- Meccanismi plastici nelle travi della DAP (acciaio o composte se le solette sono collegate alle travi di acciaio)
- Effetto arco nelle travi

Si prevede una diminuzione della resistenza per effetto di uno “**snap-through**” nelle travi; successivamente si verifica un calo dovuto alla fragilità delle armature delle piastre, se presenti

Fase 3: ➡ Compaiono spostamenti significativi

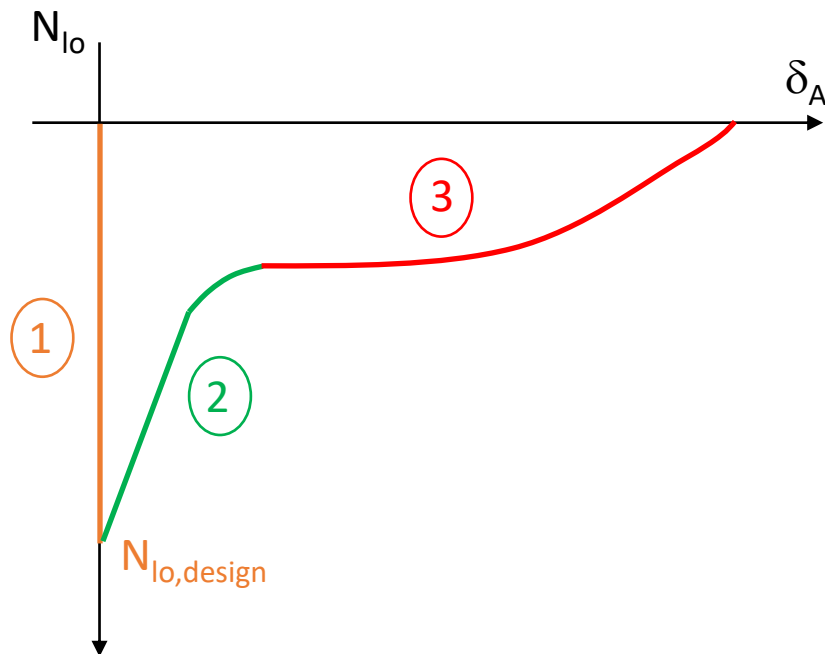


L'azione catenaria si sviluppa nelle travi di acciaio o composte della DAP

Commento: Infine, devono essere considerati due contributi alla robustezza: **meccanismi di trave** e **azioni catenaria** nelle travi della DAP

4.1 ALPM- IL METODO

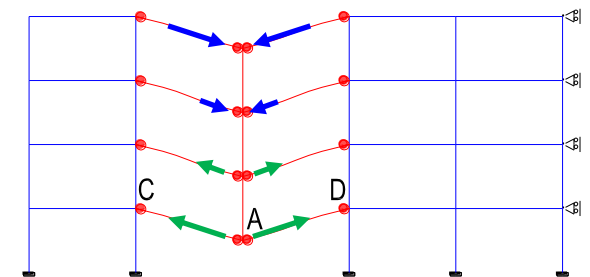
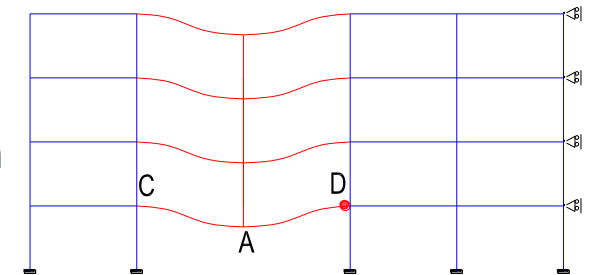
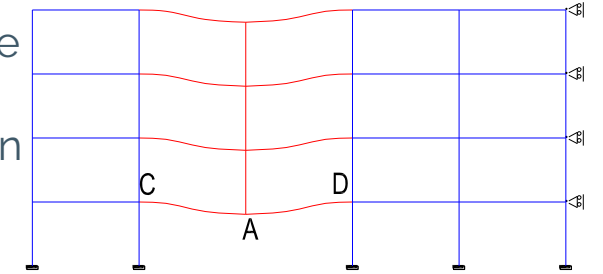
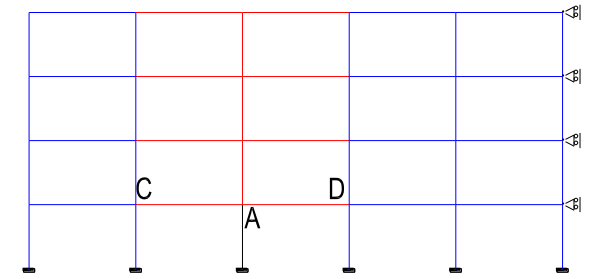
Visualizzazione della risposta globale strutturale



Fase 1: ➔ Edificio soggetto alla condizione di carico eccezionale
➔ Colonna che si ipotizza persa soggetta a un carico assiale $N_{lo,design}$

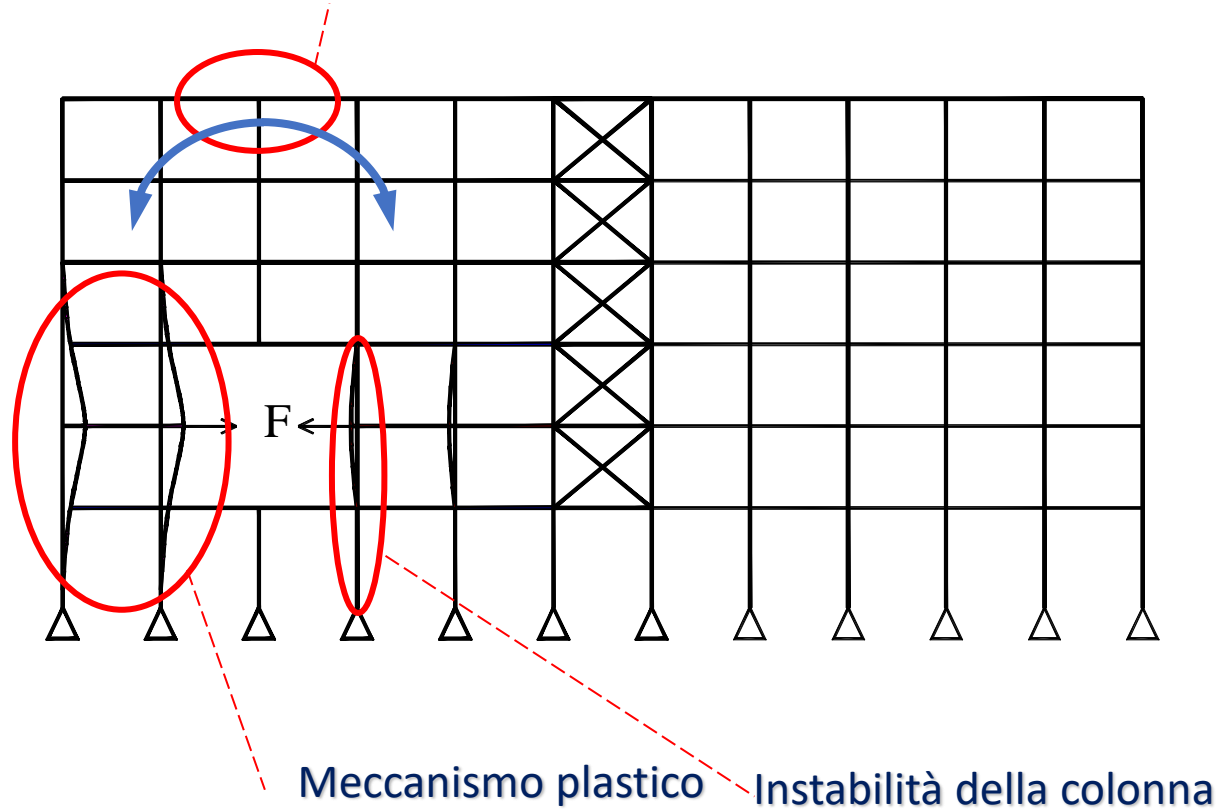
Fase 2: ➔ Inizio della perdita della colonna
➔ Inizialmente si osserva una risposta elastica
➔ Poi, si attiva una prima cerniera plastica
➔ Infine, nella DAP si sviluppa un meccanismo plastico completo

Fase 3: ➔ Comparsa di spostamenti significativi
➔ Sviluppo di effetti del 2° ordine
➔ Comparsa di azioni assiali nelle travi (forze membranali/di catenaria)



4.1 ALPM- IL METODO

Instabilità della trave, come conseguenza di un effetto arco strutturale globale



Altre possibili modalità di collasso devono essere verificate:

- **Instabilità delle colonne della IAP** adiacenti alla colonna persa
- **Meccanismo plastico globale nella IAP** sotto l'azione delle forze membranali trasferite dalla DAP alla IAP della struttura
- **Instabilità in compressione delle travi superiori della DAP** in conseguenza dello sviluppo di effetti arco

4.1 ALPM- IL METODO

- **Diversi metodi di progetto**, caratterizzati da diversi livelli di complessità, possono essere adottati per implementare l'approccio del percorso alternativo del carico
- Saranno considerati i seguenti metodi:
 - 4.2 ALPM - Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM - Metodi analitici
 - 4.4 ALPM - Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM - Approccio completamente numerico

INDICE DEI CONTENUTI

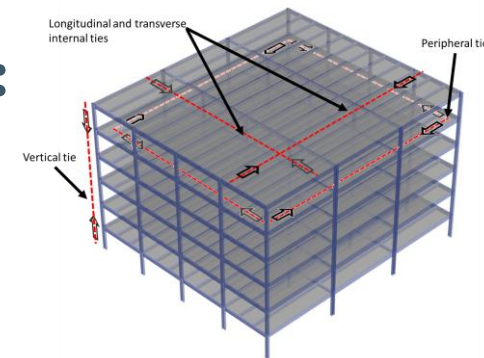
1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
- 4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)**
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segment forti
7. Conclusioni

4.2 ALPM-METODI PRESCRITTIVI

- L'obiettivo di questi metodi è quello di fornire alla struttura un **livello minimo di robustezza e resistenza** nei confronti del collasso progressivo
- Si tratta di **metodi di progetto indiretti**
- Il **metodo degli incatenamenti (tying force method)** è un **metodo di progetto prescrittivo** che:
 - fornisce un livello minimo di continuità e resistenza tra gli elementi strutturali;
 - utilizza elementi di collegamento orizzontali e verticali (incatenamenti);
 - seleziona gli incatenamenti sulla base del livello di rischio e delle classi di conseguenze;
 - è consigliato per strutture a rischio medio/basso.
- **Questo approccio è considerato da EN 1991-1-7 e prescrive:**
 - **Incatenamenti orizzontali** per edifici di **classe CC2a**;
 - **Incatenamenti orizzontali e verticali** per edifici di **classe CC2b**.



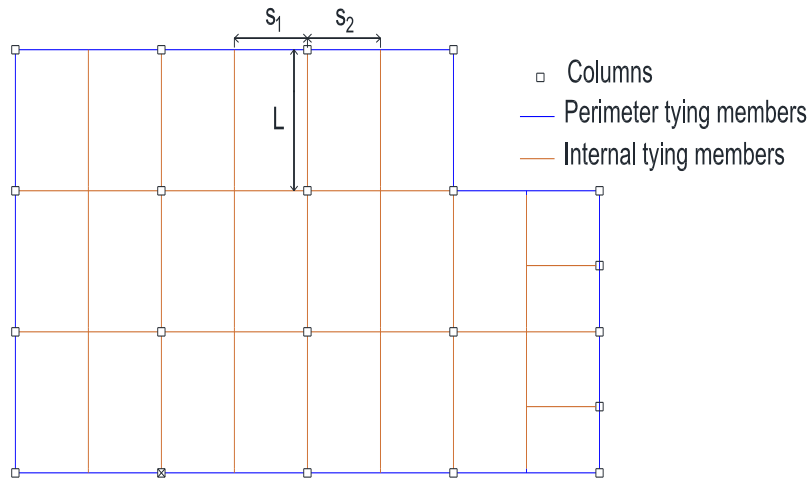
4.2 ALPM- METODI PRESCRITTIVI

■ **Incatenamenti orizzontali** devono essere disposti al livello di ogni solaio e copertura

- Intorno al perimetro del piano
- Incatenamenti interni a due angoli retti per legare gli elementi colonna e parete
- Possono essere utilizzate travi di acciaio, barre di armatura e rete elettrosaldata in solette di calcestruzzo, lamiere grecate in solai composti

■ **Elementi e connessioni** devono essere **progettati** per resistere ad un livello minimo di forze di trazione

REQUISITI PER STRUTTURE INTELAIATE (EN 1991-1-7)



Incatenamenti interni

$$\Rightarrow T_i = 0.8(g_k + \psi q_k) s L \geq 75 \text{ kN}$$

Incatenamenti perimetrali

$$\Rightarrow T_p = 0.4(g_k + \psi q_k) s L \geq 75 \text{ kN}$$

- g_k carichi permanenti distribuiti agenti sul solaio considerato
- q_k carichi variabili distribuiti agenti sul solaio considerato
- s spaziatura media tra incatenamenti adiacenti ($s = (s_1 + s_2)/2$)
- L luce della legatura
- ψ pertinente fattore di combinazione delle azioni per situazioni di progetto eccezionale (EN 1990)

4.2 ALPM-METODI PRESCRITTIVI

- Per consentire l'eventuale attivazione degli elementi di incatenamento è **richiesto un livello minimo di duttilità**
- Nella EN1991-1-7 non vengono fornite indicazioni chiare
- Il Manuale di progetto FAILNOMORE si propone di colmare questa lacuna:
 - Se si utilizzano giunti sovra-resistenti alle estremità della trave, si raccomanda l'uso di sezioni di Classe 1 per sollecitazioni flettenti positive e negative;
 - Se si utilizzano giunti a completo ripristino di resistenza, è richiesta duttilità a livello di giunto e di trave;
 - Se si utilizzano giunti a parziale ripristino di resistenza o giunti semplici, è richiesta duttilità/capacità deformativa a livello dei giunti.
- Quando è richiesta la **duttilità/capacità di deformazione a livello dei giunti**, si raccomanda di applicare i **criteri per garantire una capacità di deformazione minima** in accordo a quanto discusso nella presentazione "Progetto per la Robustezza".

4.2 ALPM-METODI PRESCRITTIVI

- **Le forze di trazione di progetto minime** calcolate con il metodo prescrittivo sono definite per garantire un **livello minimo di continuità/iperstaticità nel solaio**
- **Queste forze non riflettono** in alcun modo **il livello effettivo delle forze di trazione** che potrebbero verificarsi in caso di perdita completa della colonna (come sarà evidenziato negli esempi applicativi)
- **Infine, non è possibile stabilire un legame chiaro tra la capacità degli incatenamenti e l'effettiva resistenza al collasso progressivo**



L'efficienza di questo metodo è discutibile

4.2 ALPM-METODI PRESCRITTIVI

- Un **metodo più raffinato** è stato recentemente sviluppato da B. Izzuddin dell'Imperial College London
- Questo metodo permette di **predire forze di trazione più prossime a quelle che si verificherebbero in caso di scenario di perdita di una colonna**
- Questo **metodo può essere adattato ad ogni sistema strutturale attraverso una appropriata calibrazione di alcuni coefficienti**

$$T \geq \eta \cdot \rho \cdot \left(\frac{i_f}{\bar{\alpha}} \right) \cdot P$$

- T forza di trazione che deve essere sostenuta dall'incatenamento considerato
- η fattore di amplificazione per tener conto di possibili effetti dinamici
- ρ fattore riduttivo che tiene conto di effetti come l'incrudimento o l'interazione tra azione di trazione e momento flettente
- i_f fattore di intensità della forza dell'incatenamento dipendente dal sistema analizzato

- $\bar{\alpha} = \frac{\alpha}{0.2}$ coefficiente che tiene conto della capacità rotazionale α (in rad) della corda del meccanismo per differenti tipologie strutturali
- P carico equivalente che tiene conto dei carichi applicati sul solaio considerato

Ref: CEN/TC250/WG6, 2020. Report of Project Team WG6.T2 Robustness Rules in Material Related Eurocode Parts

4.2 ALPM-METODI PRESCRITTIVI

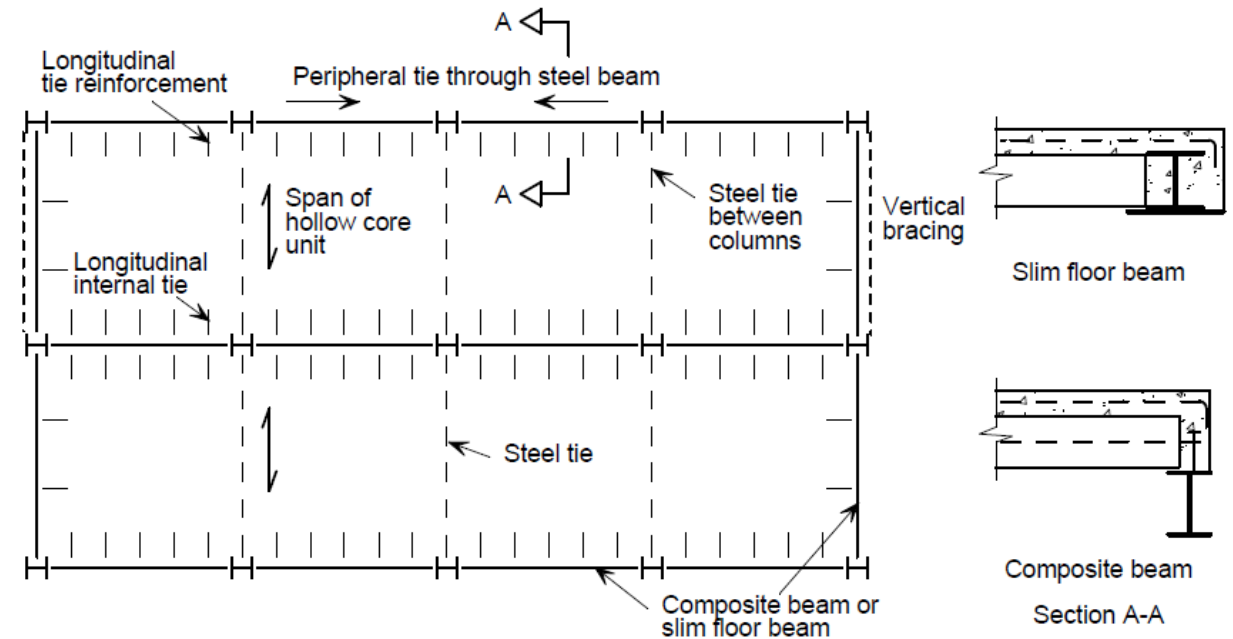
- I **solai composti** sono una soluzione strutturale efficiente per attivare **percorsi di carico alternativi** nel caso di uno scenario di perdita di colonna
- Questi consentono l'**attivazione di forze membranali** all'interno della soletta collegata mentre richiedono una capacità di deformazione molto inferiore a livello delle estremità della trave
- Si consiglia l'utilizzo di **griglie di travi in acciaio** con l'ala superiore delle **travi collegate alla soletta nelle due direzioni principali**
- Per garantire la collaborazione della soletta, si suggerisce di seguire le **raccomandazioni** della **EN1992-1-1** (Sezione 9.10.2), dove sono forniti i requisiti minimi per dotare la soletta di un sistema di incatenamenti
- **Dettagli costruttivi** specifici per **solai realizzati con elementi prefabbricati in calcestruzzo** sono forniti anche nel Manuale di progetto

4.2 ALPM-METODI PRESCRITTIVI

Requisiti dell'Eurocodice 2 per solette

- **Appropriato sistema di legatura**
 - Incatenamenti perimetrali
 - Incatenamenti interni
 - Incatenamenti orizzontali con colonne o pareti
 - Incatenamenti verticali, se richiesti (edifici a pannelli con un numero di piani superiore a 5)
- **Criteri per disporre gli incatenamenti**
- **Forze di progetto per gli incatenamenti**
- **Continuità e ancoraggi richiesti per gli incatenamenti**

Esempio di incatenamenti per solaio prefabbricato

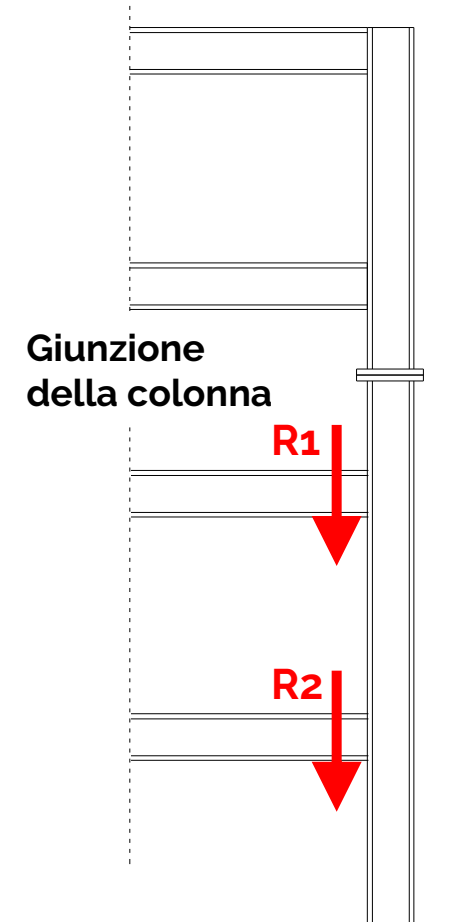


Ref.: CEN/TC250/SC4 2020

"N 2040 Other Flooring Types Using Precast Concrete Elements"

4.2 ALPM-METODI PRESCRITTIVI

- Per le strutture di classe **CC2b** devono essere previste **incatenamenti verticali**
- Negli edifici intelaiati, le **colonne** devono essere in grado di **resistere** a una **forza di trazione di progetto eccezionale** pari alla massima reazione verticale dovuta ai carichi permanenti e variabili di progetto applicata alla colonna da ogni piano
- In pratica gli elementi strutturali da **verificare** sono le **giunzioni di continuità delle colonne**
- Le **giunzioni di continuità delle colonne** devono essere **progettate** per sostenere le più grandi **reazioni totali di estremità della trave** applicate a un singolo piano
- Le reazioni di estremità devono essere calcolate considerando il **carico di progetto** e non il caso di carico eccezionale
- La **verifica delle giunzioni delle colonne** soggette a **carico di trazione** non è esplicitamente **contemplata negli Eurocodici**



INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
- 4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)**
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segment forti
7. Conclusioni

4.3 ALPM-METODI ANALITICI

■ I **metodi analitici** di valutazione della Robustezza proposti nel Manuale di progetto sono:

- Metodi semplificati per strutture con giunti a cerniera
- Metodi semplificati per strutture con giunti a parziale ripristino di resistenza
- Metodi semplificati per strutture con giunti sovra-resistenti
- Metodi avanzati

■ I **metodi semplificati** sono brevemente descritti in quanto segue

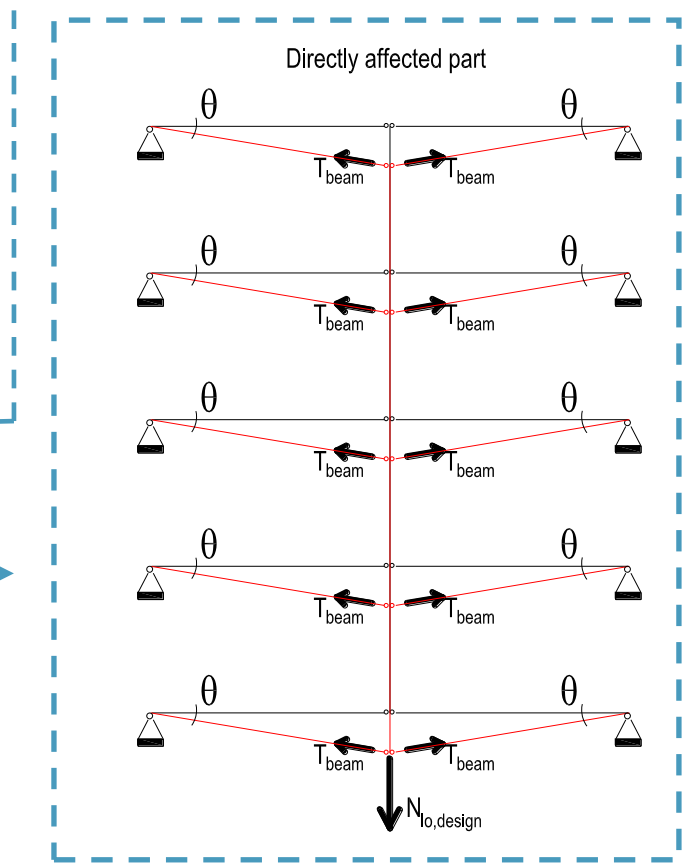
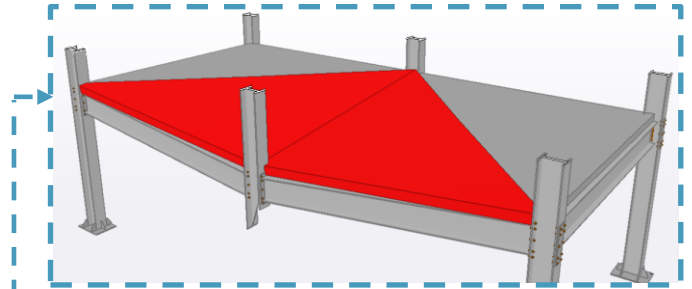
■ Il **metodo avanzato** è dettagliato nel Manuale di progetto (Allegato A.8)

■ **Tutte le pertinenti regole applicative** sono fornite nel Manuale di progetto

4.3 ALPM-METODI ANALITICI

METODO SEMPLIFICATO PER STRUTTURE CON GIUNTI A CERNIERA

- Le solette sono considerate ad ogni piano (lavorano come diaframmi)
- Possono essere contemplate due possibilità:
 - La robustezza è assicurata dalle solette (meccanismo plastico + azione membranale nella soletta)
 - La robustezza è assicurata dalla DAP (azioni catenaria nelle travi)
- Verifiche IAP : Colonne adiacenti a quella persa



4.3 ALPM-METODI ANALITICI


METODO SEMPLIFICATO PER STRUTTURE CON GIUNTI A PARZIALE RIPRISTINO DI RESISTENZA

- Solette considerate ad ogni piano (lavorano come diaframmi)
- Possono essere contemplate tre possibilità:
 - La robustezza è assicurata soletta
(meccanismi plastici nelle travi + meccanismi plastici della soletta)
 - La robustezza è assicurata dalla soletta+ travi della DAP
(meccanismi plastici nella soletta e nelle travi + effetti arco)
 - ~~■ La robustezza è assicurata dalle travi della DAP
(meccanismi plastici nelle travi + azioni catenaria nelle travi)~~
- Verifiche IAP: colonne adiacenti a quella persa

↑
Necessità di
modelli avanzati

4.3 ALPM-METODI ANALITICI

METODO SEMPLIFICATO PER STRUTTURE CON GIUNTI SOVRA-RESISTENTI

- Solette considerate ad ogni piano (lavorano come diaframmi)
 - Possono essere contemplate tre possibilità:
 - La robustezza è assicurata soletta
(meccanismi plastici nelle travi + meccanismi plastici della soletta)
 - La robustezza è assicurata dalla soletta e dalla DAP
(meccanismi plastici nelle travi + meccanismi plastici della soletta) + arco?
 - ~~La robustezza è assicurata dalla DAP
(meccanismi plastici nelle travi + azione catenaria nelle travi)~~
 - Verifiche IAP: colonne adiacenti a quella persa
- Necessità di modelli avanzati 

INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
- 4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)**
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segment forti
7. Conclusioni

4.4 ALPM- APPROCCIO NUMERICO SEMPLIFICATO

■ **Stato limite di robustezza**

- Scenario di improvvisa perdita di una colonna
- Prevenire il crollo dei piani superiori
- Ammesse grandi deformazioni
- Limite di duttilità

■ **Quadro di valutazione multi-livello incentrato sulla duttilità**

- Risposta non lineare statica
- Valutazione dinamica semplificata
- Valutazione della duttilità

■ **Tiene conto di duttilità, iperstaticità, assorbimento di energia ed effetti dinamici**

■ **Approccio orientato alla pratica**

■ **Non è necessaria un'analisi dinamica non lineare**

4.4 ALPM- APPROCCIO NUMERICO SEMPLIFICATO

■ Idealizzazione strutturale

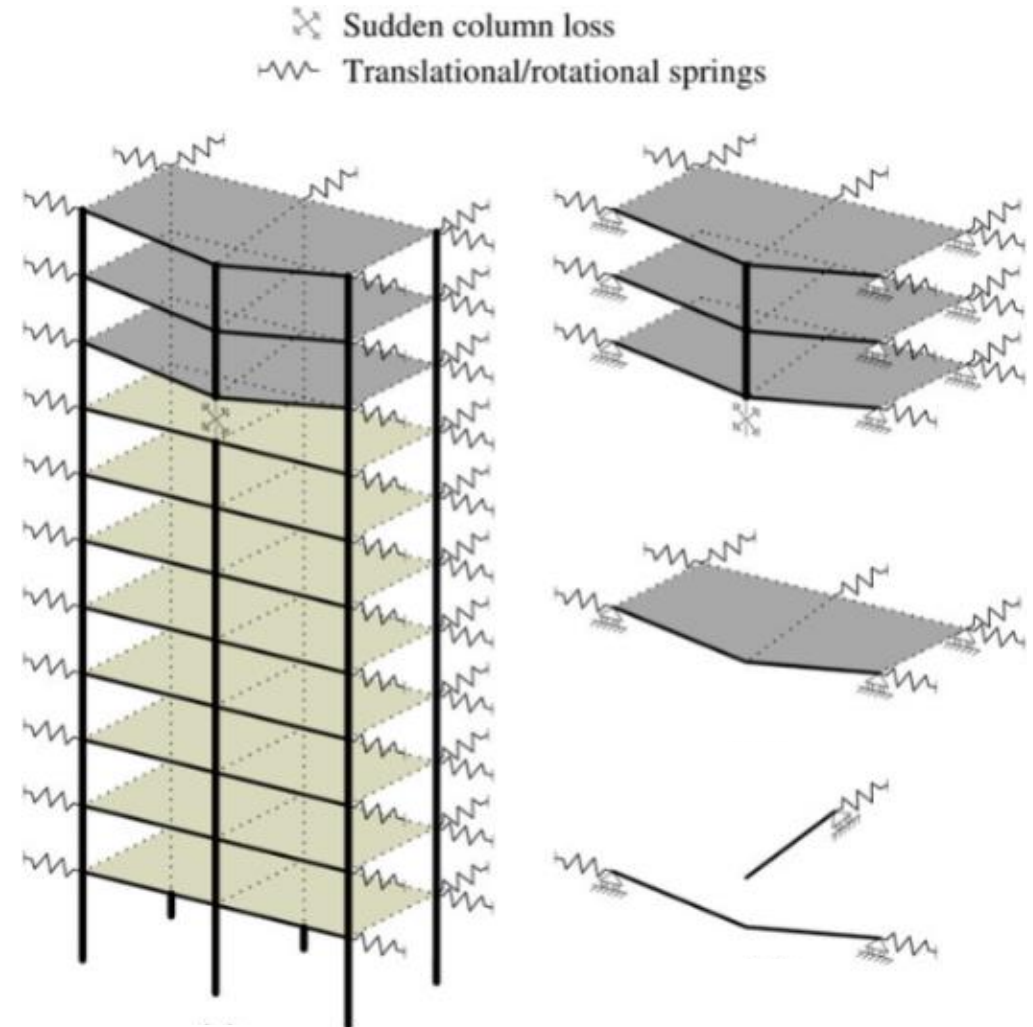
- Campata interessata
- Piano(i) sopra la colonna persa
- Singolo piano sopra colonna perduta
- Trave singola in acciaio/composta sopra la colonna persa

■ La risposta dei **modelli più raffinati** può essere ottenuta **assemblando** le risposte di **modelli semplificati**

■ La risposta della **soletta** idealizzata come un grigliato può essere ottenuta assemblando le risposte di **modelli di travi singole**

■ La **risposta** SDOF di **più piani** può essere ottenuta assemblando le risposte del **modello della soletta**, quando si assumono colonne rigide

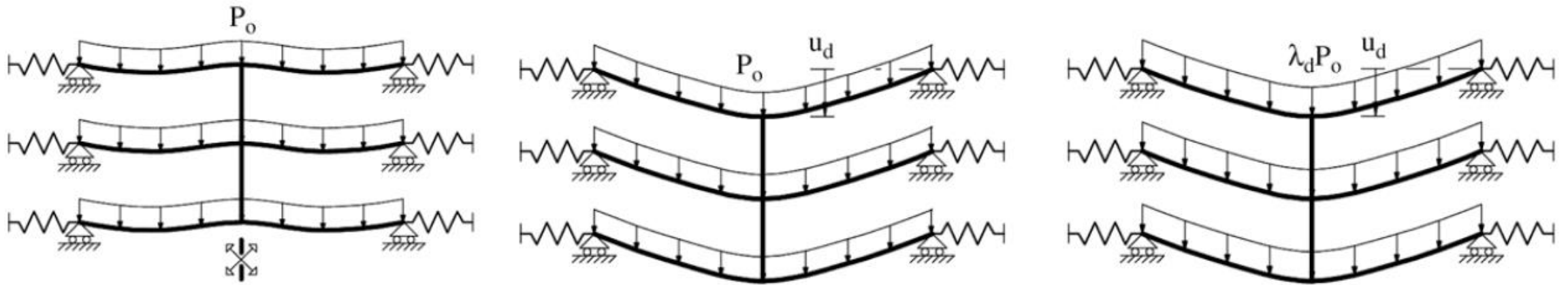
- SDOF= singolo grado di libertà



4.4 ALPM- APPROCCIO NUMERICO SEMPLIFICATO

■ Risposta statica non-lineare

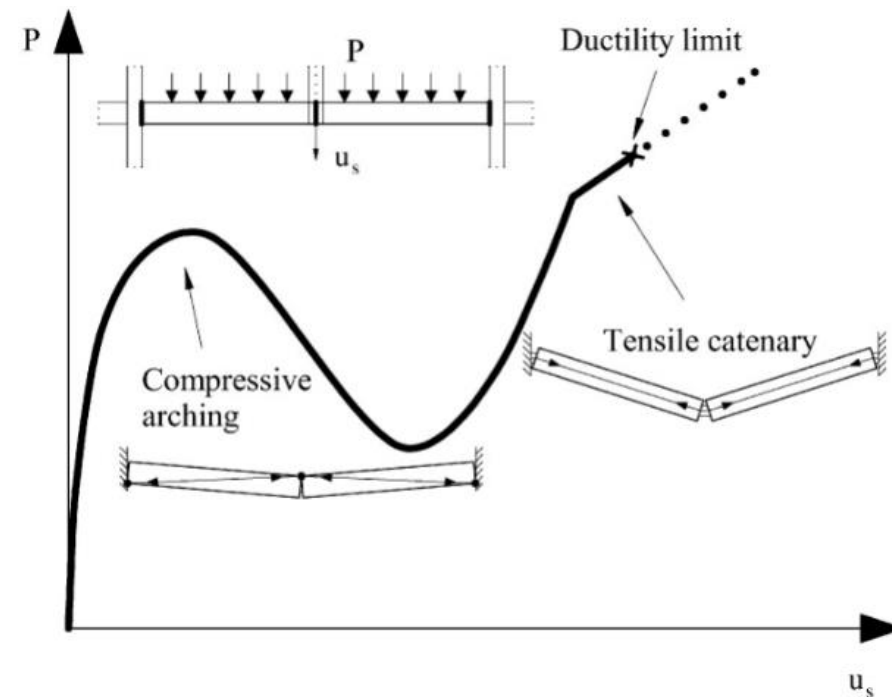
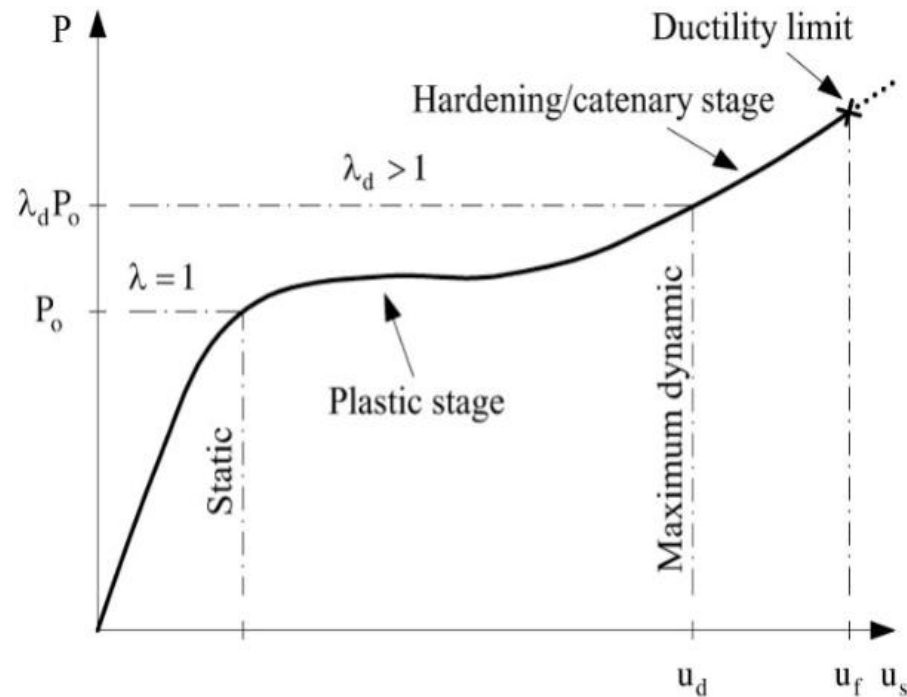
- Per una assegnata struttura l'effetto della rimozione improvvisa di una colonna può essere considerato simile all'applicazione improvvisa del carico gravitazionale (P_o)
- La risposta dinamica massima si può stimare dalla risposta statica non lineare sotto il carico di gravità amplificato ($\lambda_d P_o$)



4.4 ALPM- APPROCCIO NUMERICO SEMPLIFICATO

■ Risposta statica non-lineare

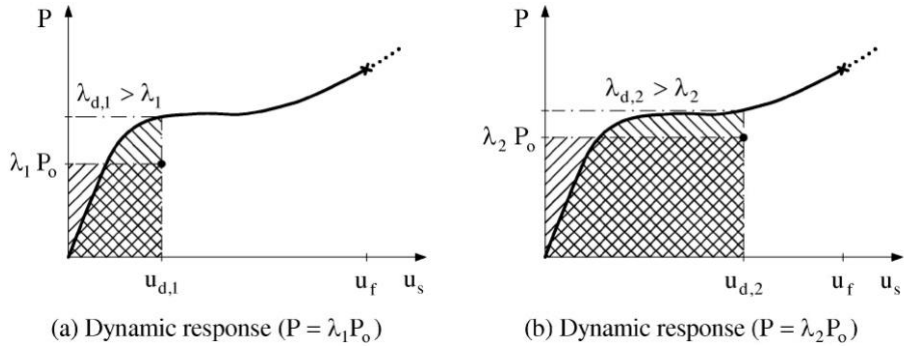
- Considera: incrudimento, le azioni di trazione per il comportamento a catenaria e di compressione per l'effetto arco
- Modelli dettagliati e semplificati possono essere utilizzati al livello desiderato di idealizzazione strutturale



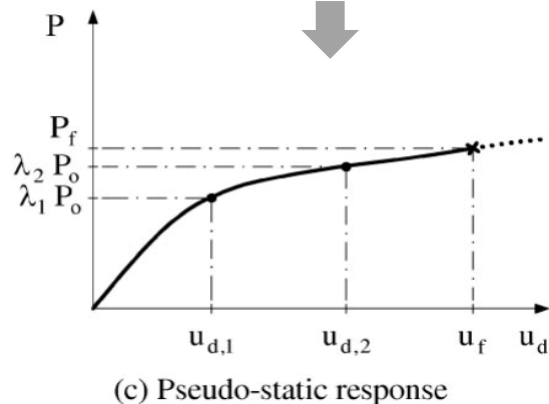
4.4 ALPM- APPROCCIO NUMERICO SEMPLIFICATO

- **Valutazione della risposta dinamica a partire da quella statica**
- **Punto di partenza: la perdita improvvisa della colonna è simile all'applicazione improvvisa del carico gravitazionale sulla DAP.**
 - Dopo la perdita della colonna, laddove il carico gravitazionale supera la resistenza strutturale statica e dove la differenza tra il lavoro svolto dal carico e l'energia di deformazione immagazzinata si trasforma in energia cinetica, la struttura accelera partendo dalla condizione di riposo
 - All'aumentare delle deformazioni, la resistenza statica supera il carico applicato e l'energia di deformazione immagazzinata diventa maggiore del lavoro svolto dal carico gravitazionale; questo determina una continua riduzione dell'energia cinetica fino a riportare la struttura in quiete al massimo spostamento dinamico
 - Considerando che la risposta è dominata da un unico modo di deformazione, la massima risposta dinamica viene raggiunta quando l'energia cinetica viene ridotta a zero, cioè quando il lavoro svolto dai carichi gravitazionali diventa pari all'energia assorbita dalla struttura
 - Da qui nasce il concetto di risposta "pseudo-statica"

4.4 ALPM- APPROCCIO NUMERICO SEMPLIFICATO



La **risposta «pseudo-statica»** si ottiene tracciando la **curva carico gravitazionale applicato (P_n)** rispetto al **massimo spostamento dinamico ($u_{d,n}$)** per differenti livelli di carico (λ_n)



Lo **spostamento dinamico massimo** associato all'applicazione improvvisa di un **carico gravitazionale λP_0** può essere determinato dal **bilancio energetico** tra il lavoro svolto dal carico e l'energia interna immagazzinata.

Per un modo ad un grado di libertà l'eguaglianza tra il lavoro esterno (W_n) e l'energia interna (U_n) si ottiene eguagliando le aree tratteggiate della figura.

$$W_n = \alpha \lambda_n P_0 u_{d,n} \quad U_n = \int_0^{u_{d,n}} \alpha P du_s \quad W_n = U_n$$

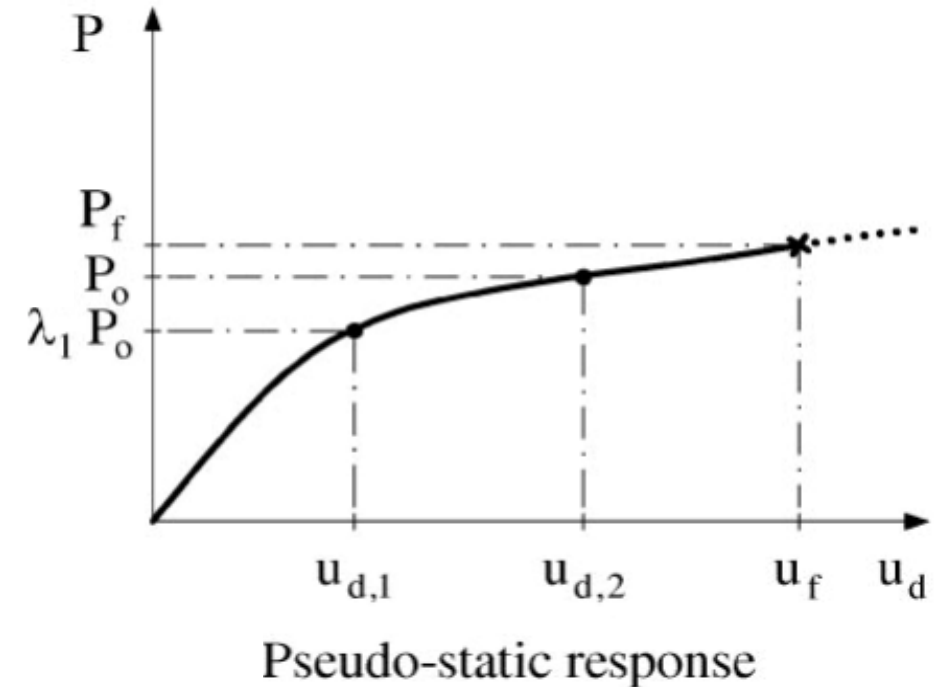
$$P_n = \lambda_n P_0 = \frac{1}{u_{d,n}} \int_0^{u_{d,n}} P du_s$$

area sottesa dalla curva non lineare statica (P, u_s) fino a $u_{d,n}$

4.4 ALPM- APPROCCIO NUMERICO SEMPLIFICATO

■ Valutazione della duttilità

- Il massimo spostamento dinamico (u_d) ottenuto dalla risposta pseudo-statica a ($P=P_o$) viene confrontato con il limite di duttilità (u_f)
- Il limite di duttilità (u_f) è determinato come il valore minimo di (u_d) per il quale la richiesta di deformazione supera l'offerta di duttilità in uno qualsiasi dei giunti
- Le deformazioni subite dai giunti possono essere determinate con riferimento agli spostamenti al livello più basso del sottosistema considerato
- Le richieste di duttilità nei diversi componenti del giunto possono quindi essere ottenute dalle deformazioni totali del giunto e confrontate con l'offerta di duttilità dei diversi componenti



INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
- 4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)**
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segment forti
7. Conclusioni

4.5 ALPM-APPROCCIO COMPLETAMENTE NUMERICO

- Soluzioni progettuali basate sull'utilizzo di **programmi numerici avanzati** (FEM, AEM, DEM) in grado di gestire la risposta dell'edificio in condizioni di carico eccezionale
- L'efficienza dipende fortemente dalla **capacità del progettista di identificare e gestire** i fattori chiave che influenzano la risposta strutturale
- Occorre prestare attenzione ai fenomeni associati ai **grandi spostamenti**, alla **dissipazione di energia** (cerniere plastiche e linee di snervamento) e ai cedimenti associati, al **legame costitutivo** adottato **per i materiali**.
- L'**approccio FE** è il più **comunemente adottato** per la progettazione pratica quotidiana
- La **complessità dei modelli FE** dipende principalmente dalla "**dimensione**" del problema indagato e dal **livello di approssimazione** e affinamento adottato

4.5 ALPM-APPROCCIO COMPLETAMENTE NUMERICO

Nella fase di modellazione FE deve essere prestata attenzione a:

■ **Modelli dei materiali**

- I modelli non lineari per i materiali sono i più appropriati per investigare scenari associati a grandi spostamenti indotti dal collasso progressivo
- Modelli di danno cumulato dei materiali più complessi consentirebbero di rilevare crolli locali nonché il potenziale distacco di componenti
- A seconda del problema indagato, dovrebbero essere prese in considerazione l'influenza della temperatura e della sensibilità alla velocità di deformazione sulle proprietà del materiale

■ **Tipi di elementi finiti (linea, superficie, volume o elementi speciali come masse, molle ...)**

- ordine e tipo degli elementi finiti scelti sono legati al comportamento strutturale, al metodo di analisi prescelto e alla rappresentazione materiale

■ **Modelli per i giunti**

- le connessioni possono essere modellate sia in modo "sofisticato" (cioè utilizzando elementi solidi o shell) sia attraverso un approccio semplificato (cioè utilizzando elementi trave, vincoli, molle)
- possono essere adottati modelli semplificati, come il metodo per componenti, con il vincolo che rigidità, resistenza e capacità di deformazione siano rilevate con accuratezza

4.5 ALPM-APPROCCIO COMPLETAMENTE NUMERICO

■ Condizioni al contorno

- devono rappresentare in modo realistico le effettive condizioni di vincolo fornendo un sistema statico cinematicamente stabile
- devono essere congruenti con i gradi di libertà (DOFs) del tipo di elemento finito usato

■ Interazione tra le parti

- L'interazione tra parti o componenti di un modello richiede usualmente la definizione dei contatti
- I programmi FE consentono al progettista di selezionare diversi modelli di contatto
- La calibrazione dei contatti richiede una serie di parametri necessari ad una accurata identificazione
- L'inserimento di contatti tra le parti consente una simulazione numerica più realistica della risposta strutturale, ma al costo di tempi di progettazione e calcolo più elevati

■ Tipo di analisi

- L'analisi lineare è certamente la più semplice da sviluppare ed eseguire tramite software commerciali. Nonostante ciò, questo tipo di analisi non può attivare le principali fonti di non linearità tipiche dello scenario di collasso progressivo
- L'analisi non lineare, che richiede l'uso di strumenti di progettazione avanzati, è da preferirsi

INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
- 5. Metodo degli elementi chiave**
6. Metodo della segmentazione
7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
 - 4.6 ALPM- Risposta dinamica dalla risposta statica
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segment forti
7. Conclusioni

5. METODO DEGLI ELEMENTI CHIAVE

- Questa **strategia** di progetto è **alternativa** al metodo **ALP**
- Si basa sulla progettazione di elementi strutturali chiave, ovvero **componenti strutturali** (o parte di una struttura) il cui **collasso potrebbe comportare un collasso sproporzionato**
- La progettazione degli elementi chiave viene eseguita per un **livello di carico specifico**
- Gli **elementi chiave**, le **connessioni** e i **componenti collegati** devono essere progettati per sviluppare la loro **piena resistenza senza collassare**
- **Non** è consentita alcuna **capacità di redistribuzione**
- Questo **approccio** è l'**unico razionale nella ristrutturazione di edifici esistenti**

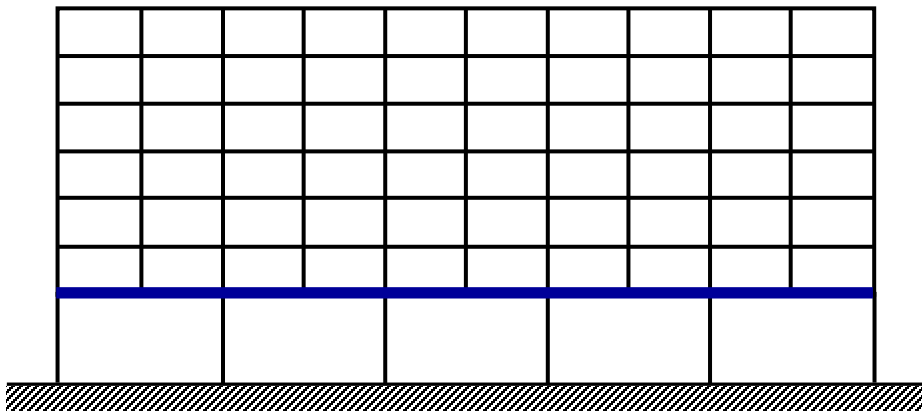
5. METODO DEGLI ELEMENTI CHIAVE

FASI DEL PROGETTO

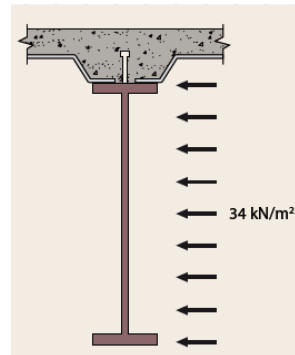
- **Identificazione** degli elementi chiave
- **Progetto** degli elementi chiave per resistere a specificati valori delle azioni eccezionali
 - Combinazione di carichi eccezionale prevista da EN 1990
 - EN1991-1-7 raccomanda 34 kN/m^2 applicati in ogni direzione
- **L'azione eccezionale è applicata agli elementi chiave e ad ogni altro elemento a questi collegato**

ESEMPIO

Elemento chiave → Trave di trasferimento

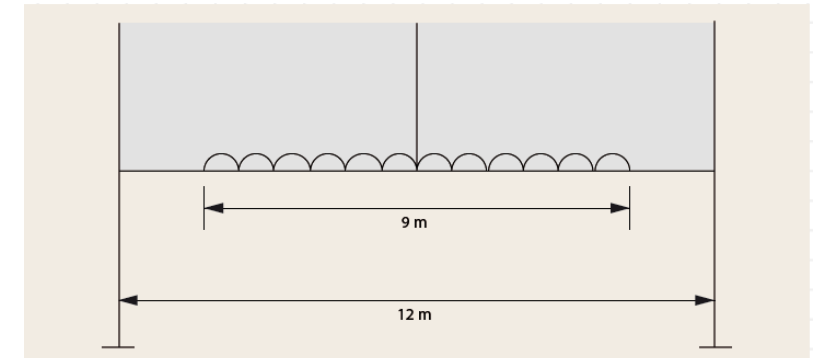


Carico eccezionale codificato (34 kN/m^2)



Direzione orizzontale:

- Lato della trave di trasferimento



Direzione verticale

- Verso il basso sulla parte superiore del solaio
- Verso l'alto sul lato inferiore della trave e del solaio

INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
5. Metodo degli elementi chiave
- 6. Metodo della segmentazione**
7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
 - 4.6 ALPM- Risposta dinamica dalla risposta statica
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segment forti
7. Conclusioni

6. METODO DELLA SEGMENTAZIONE

- La **diffusione del collasso** può essere **prevenuta/limitata isolando** la parte danneggiata di una struttura dalla rimanente parte mediante bordi del segmento/compartimento
- Questo approccio garantisce che **ogni parte** (compartimento o segmento) sia in grado di **collassare indipendentemente** senza compromettere la sicurezza delle altre parti
- Le strategie di segmentazione possono essere basate su **bordi di segmento deboli** o su **bordi di segmento forti**
- Questo **metodo** è **preferibile** rispetto ad altri quando si presume che l'**entità del danno iniziale** sia di **grande**
- La **segmentazione** può anche essere **combinata con i metodi ALP**, dove i metodi ALP possono essere utilizzati all'interno dei singoli segmenti

6. METODO DELLA SEGMENTAZIONE

■ BORDI DI SEGMENTO DEBOLI

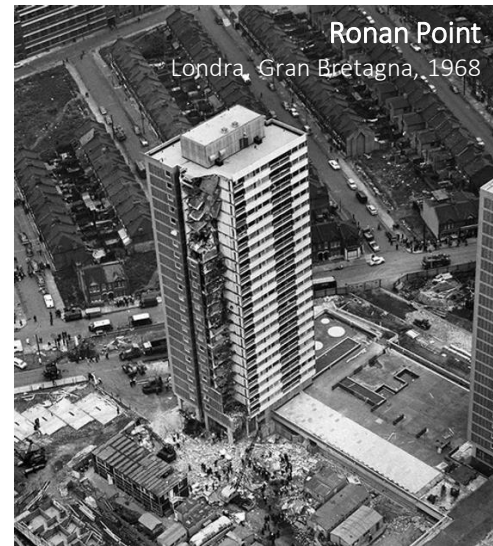
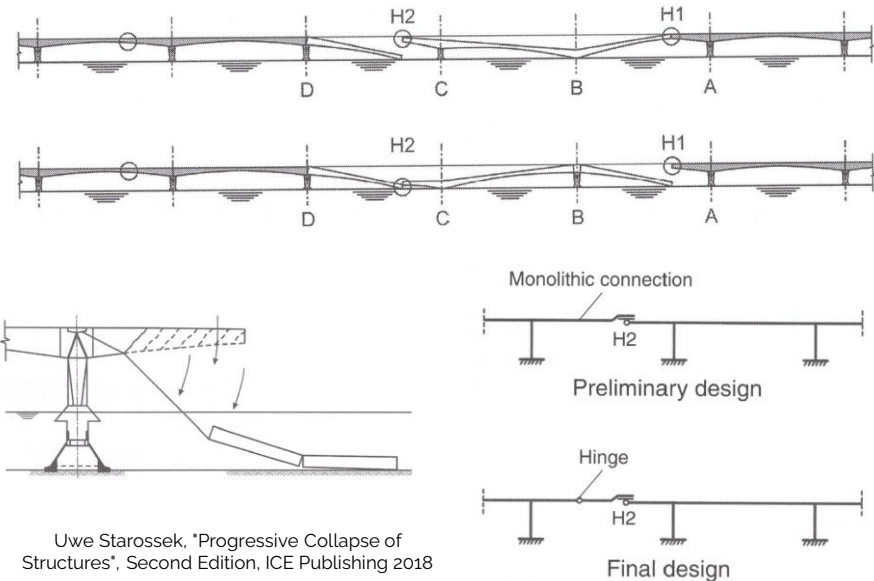
- Questo metodo consente il verificarsi del cedimento di un segmento specifico senza la progressione del danno ai segmenti adiacenti
- Questo metodo può essere ottenuto eliminando la continuità tra i segmenti adiacenti o riducendo la rigidità in modo da permettere grandi deformazioni e spostamenti ai bordi del segmento limitando quindi le forze trasmesse alla struttura circostante
- Nel caso l'utilizzo della strategia dei percorsi di carico alternativi porti a soluzioni impraticabili o troppo costose, può essere possibile operare vantaggiosamente mediante la segmentazione eliminando selettivamente la continuità

■ BORDI DI SEGMENTO FORTI

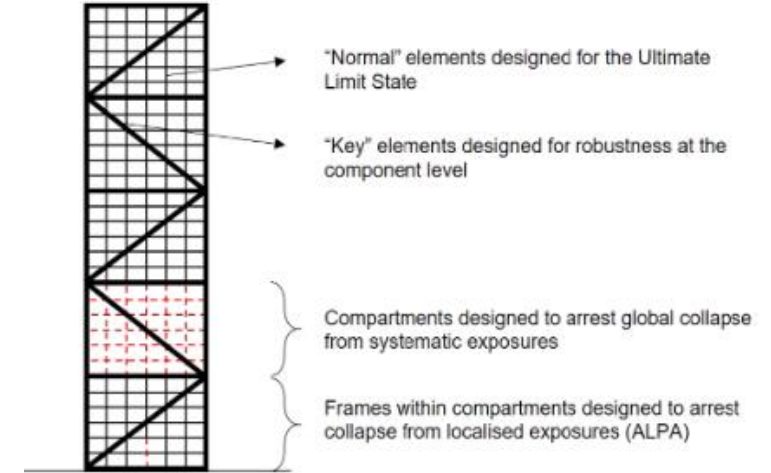
- La segmentazione basata su bordi di segmento forti è progettata per prevenire un collasso incipiente fornendo un'elevata resistenza locale in grado di far fronte a forze relativamente grandi
- In questo modo, la segmentazione può offrire un percorso di carico alternativo, in modo tale che la resistenza al danno locale sia ottenuta al costo di deformazioni relativamente piccole, oppure arrestando il collasso di parte della struttura
- Questo tipo di segmentazione può essere preso in considerazione per le strutture verticali, come nel caso di edifici multipiano con strutture orizzontali rigide (usualmente travi reticolari) poste ad intervalli verticali regolari, che possono agire insieme ai tiranti verticali consentendo la redistribuzione dei carichi a seguito dell'arresto del danno locale bloccando i detriti che cadono e aggiungendo stabilità alla struttura circostante

6. METODO DELLA SEGMENTAZIONE

BORDI DI SEGMENTO DEBOLI



BORDI DI SEGMENTO FORTI



Konstantinos Voulpiotis, Jochen Köhler, Robert Jockwer, Andrea Frangi, "A holistic framework for designing for structural robustness in tall timber buildings", Engineering Structures, 227(2021), 111432



INDICE DEI CONTENUTI

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
7. Conclusioni

■ Questa presentazione è organizzata come segue:

1. Introduzione
2. Scelta delle strategie di progetto
3. Identificazione dei danni locali
4. Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)
 - 4.1 ALPM-Generalità
 - 4.2 ALPM- Metodi prescrittivi
 - 4.3 ALPM- Metodi analitici
 - 4.4 ALPM- Approccio numerico semplificato
 - 4.5 ALPM- Approccio completamente numerico
5. Metodo degli elementi chiave
6. Metodo della segmentazione
 - 5.1 Bordi del segmento deboli
 - 5.2 Bordi del segment forti
7. Conclusioni

7. CONCLUSIONI

- In questa presentazione è stata illustrata la **filosofia di progetto** per la robustezza nel caso di **azioni eccezionali non identificate**
- Le azioni eccezionali non identificate si riferiscono ad **azioni eccezionali non specificamente considerate dalle normative o indicate dal cliente** o da altre parti interessate o a **qualsiasi altra azione derivante da cause non specificabili**
- A causa delle incertezze riguardanti la natura, l'entità e il punto di applicazione (regione) di un'azione eccezionale non identificabile, **la prestazione strutturale** richiesta è solitamente **impossibile da stimare**
- Attualmente, le **strategie progettuali finalizzate** al raggiungimento di un adeguato livello di robustezza strutturale mirano principalmente **a limitare l'entità di un danno localizzato**, qualunque ne sia la causa scatenante

AZIONI ECCEZIONALI NON IDENTIFICATE

Milano 20-21/05/2022

Děkuji! Dank je! Thank you! Merci!
Dankeschön! Grazie! Dziękuję Ci!
Obrigado! Mulțumesc! Gracias!

Nadia Baldassino, Giacomo Roverso, Riccardo Zandonini

nadia.baldassino@unitn.it, giacomoroverso@gmail.com, riccardo.zandonini@unitn.it



steelconstruct.com/eu-projects/failnomore



Research Fund for Coal & Steel

FAIL **NO
MORE**



UNIVERSITÀ
DI TRENTO

ESEMPI APPLICATIVI

*Nadia Baldassino¹, Giacomo Roverso²,
Riccardo Zandonini¹*

¹ Università di Trento

² Studio di ingegneria Valdemarin s.r.l.

FAILNOMORE

Mitigation of the risk of progressive collapse
in steel and composite building frames
under exceptional events

1. INTRODUZIONE

1. Introduzione

2. Struttura di acciaio in zona non-sismica
3. Struttura composta zona non-sismica
4. Struttura di acciaio in zona sismica
5. Struttura composta on zona sismica

- **Scopo:** dimostrare come applicare le linee guida proposte per il progetto/valutazione della robustezza di strutture intelaiate di acciaio e composte acciaio-calcestruzzo
- **Le strutture considerate per questi esempi applicativi sono inizialmente progettate per soddisfare i requisiti degli stati limiti ultimi (SLU) e degli stati limite di servizio (SLS) per:**
 - **Situazioni di progetto persistenti – strutture non resistenti al sisma**
 - **Situazioni di progetto persistenti e sismiche - strutture resistenti al sisma** (con prescrizioni aggiuntive per lo stato limite di danno DL)
- **Il progetto per la robustezza è fatto utilizzando due approcci principali:**
 - **Azioni eccezionali identificate**
 - **Azioni eccezionali non identificate**

TIPI DI STRUTTURE

Nome di riferimento	Tipo di struttura
SS/NS	Struttura di acciaio in zona non-sismica
CS/NS*	Struttura composta in zona non-sismica
SS/S	Struttura di acciaio in zona sismica
CS/S	Struttura composta in zona sismica

* La struttura è stata analizzata in due configurazioni – una con colonne di acciaio e una con colonne composte. In entrambi i casi, le travi e le solette sono progettate come composte

- **Il progetto per la robustezza richiede inizialmente la classificazione della struttura in termini di classe di conseguenze per azioni eccezionali**
- **Tutte le strutture considerate per gli Esempi applicativi appartengono alla classe di conseguenze 2b (Gruppo di rischio alto)**

AZIONI IDENTIFICATE

■ Tipi di approcci per azioni identificate e loro applicazione

Structure	Urto			Esplosioni esterne		Esplosioni interne		Incendio localizzato	Sisma	
	Approccio statico equivalente	Approccio dinamico semplificato	Approccio totalmente dinamico	Approccio SDOF equivalente	Approccio totalmente dinamico	Approccio statico equivalente	Approccio dinamico (metodo TNT equivalente)	Modelli di incendio localizzato	Metodo prescrittivo	Analisi numeriche avanzate (multi-rischio)
SS/NS										
CS/NS										
SS/S										
CS/S										


Strategie raccomandate per la classe di conseguenze 2b (requisiti minimi)

Ulteriori strategie

AZIONI NON IDENTIFICATE

■ Tipi di approcci per azioni non identificate e loro applicazione

Strutture	Metodo del percorso alternativo dei carichi (ALPM)				Elementi chiave	Segmentazione
	Approccio prescrittivo (Metodo degli incatenamenti)	Approccio analitico	Predizione semplificata della risposta dinamica	Approccio totalmente numerico		
SS/NS	■	■		■	Approccio normativo	Bordi di segmento deboli/ Bordi di segmento forti
CS/NS						
SS/S						
CS/S						

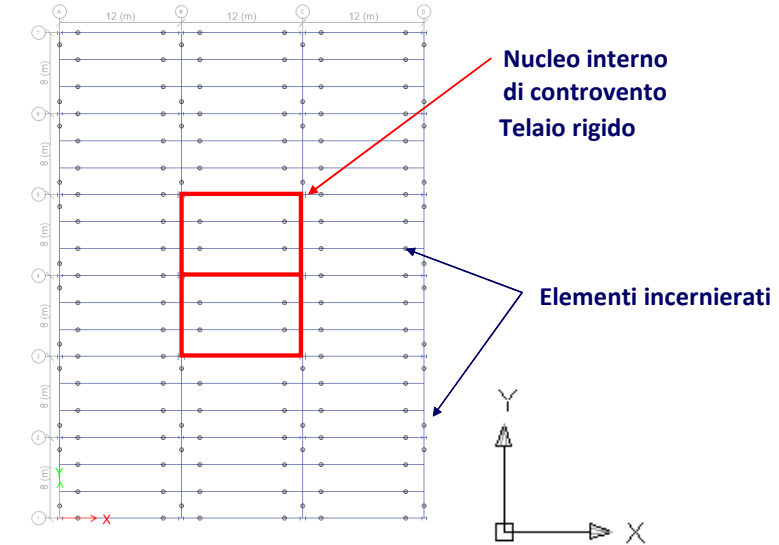
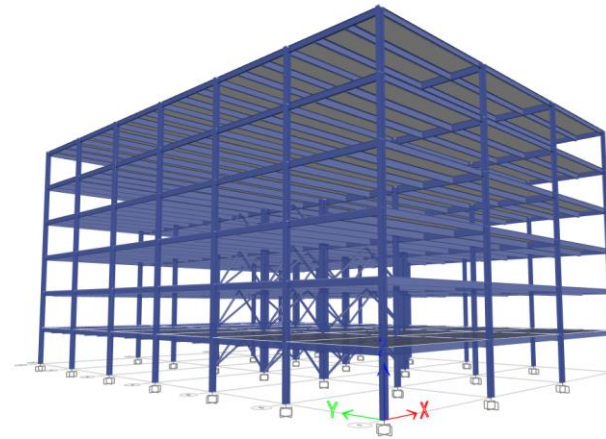
 Strategie raccomandate per la classe di conseguenze 2b (requisiti minimi)

 Ulteriori strategie

GEOMETRIA E SISTEMI STRUTTURALI

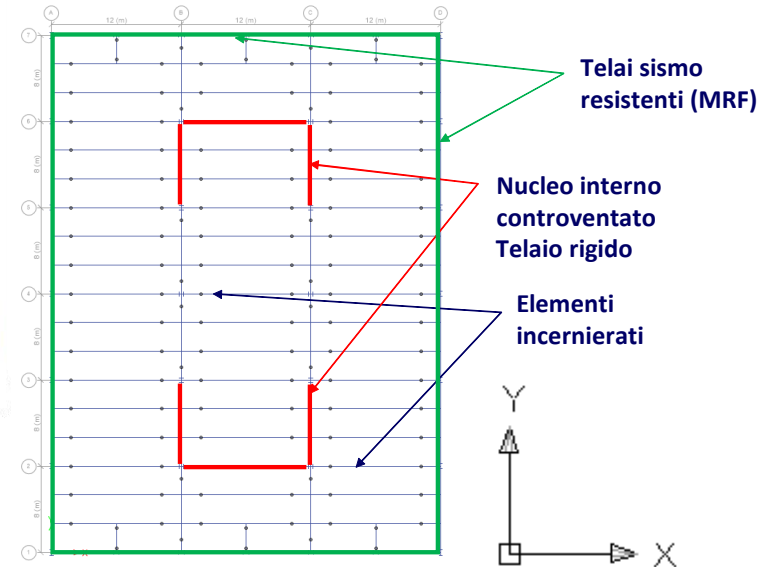
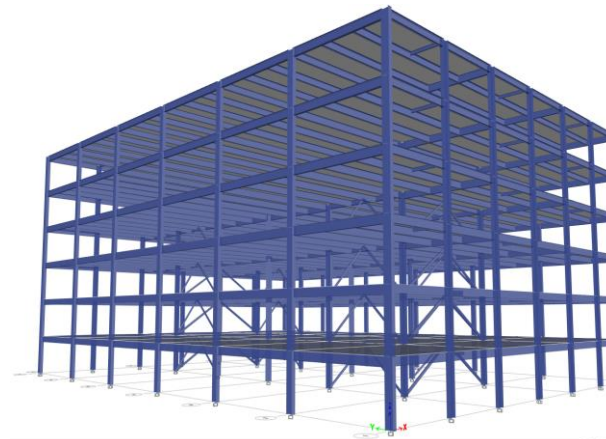
■ Zona non sismica:

- 6 piani ciascuno di 4.0 m di altezza
- 6 campate di 8.0 m in direzione Y
- 3 campate di 12.0 m in direzione X



■ Zona sismica

- 6 piani ciascuno di 4.0 m di altezza
- 6 campate di 8.0 m in direzione Y
- 3 campate di 12.0 m in direzione X-
telai interni
- 6 campate di 6.0 m in direzione X-
telai perimetrali



AZIONI CONSIDERATE PER IL PROGETTO

■ Situazione di progetto persistente – per tutte le strutture

Carichi	Tipo di strutture		
	SS/S & CS/S	CS/NS	SS/NS
	Ubicazione		
	Timisoara (RO)	Lussemburgo	Aquisgrana (D)
Peso proprio	- Solai: $g_k = 5 \text{ kN/m}^2$ - Facciata (sostenuta dalle travi perimetrali): $g_k = 4 \text{ kN/m}$		
Carichi variabili	- Carico variabile per uffici: $q_k = 3 \text{ kN/m}^2$ - Carico di costruzione $q_k = 1 \text{ kN/m}^2$ (generale per solai e copertura).		
VENTO			
Velocità del vento	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 24 \text{ m/s}$	$v_{b,0} = 25 \text{ m/s}$
Pressione statica equivalente	$q_b = 0.4 \text{ kN/m}^2$	$q_b = 0.36 \text{ kN/m}^2$	$q_p = 0.9 \text{ kN/m}^2$ *
Categoria di terreno	III	III	"Binnenland"*
Carico da neve	$s_k = 1.5 \text{ kN/m}^2$	$s_k = 0.5 \text{ kN/m}^2$	$s_k = 0.85 \text{ kN/m}^2$ **

* Pressione del vento semplificata in accordo a DIN EN 1991-1-4/NA Tab. NA.B.3, utilizzata normalmente in Germania. Questo sostituisce il concetto di categoria di terreno. "Binnenland" può essere tradotto come "regione dell'entroterra" o "regione interna" ed è usato per distinguere dalle isole e dalle regioni costiere.

** Neve: zona 2 secondo DIN EN 1991-1-3/NA

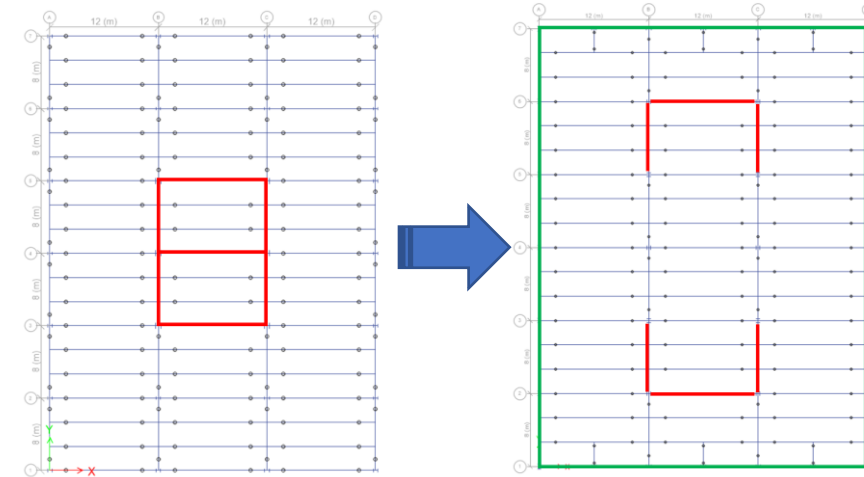
AZIONI CONSIDERATE PER IL PROGETTO

■ SITUAZIONE DI PROGETTO SISMICA- PER STRUTTURE SS/S & CS/S (EUROCODICE 8)

- Spettro di risposta elastico: Tipo 1
- Tipo di suolo: B
- Accelerazione di progetto, $a_g = 0,25 \text{ g}$
- Fattore di struttura $q = 4.8$ (sistema duale CBF+MRF)

■ MISURE AGGIUNTIVE PRESE PER LE STRUTTURE SISMO-RESISTENTI:

- I telai controventati sono stati spostati verso l'esterno (vedere figure)
- I telai sismo-resistenti (MRFs) sono stati aggiunti sul perimetro su tutti i lati (vedere figure)
- Un sistema sismo-resistente duale richiede che i telai sismo-resistenti (MRFs) contribuiscano almeno per il 25% alla capacità resistente totale. Questa condizione ha determinato:
 - Incremento delle sezioni trasversali delle travi e delle colonne dei telai MRFs per soddisfare le condizioni per sistemi duali
 - Introduzione di colonne intermedie sui lati corti (X) del perimetro. Le luci sono rimaste invariate all'interno.



1. Introduzione
- 2. Struttura di acciaio in zona non-sismica**
3. Struttura composta zona non-sismica
4. Struttura di acciaio in zona sismica
5. Struttura composta on zona sismica

2. STRUTTURA DI ACCIAIO IN ZONA NON SISMICA

■ Azioni identificate

■ Sisma

- Metodo prescrittivo

■ Azioni non identificate

■ Approccio prescrittivo (Metodo degli incatenamenti)

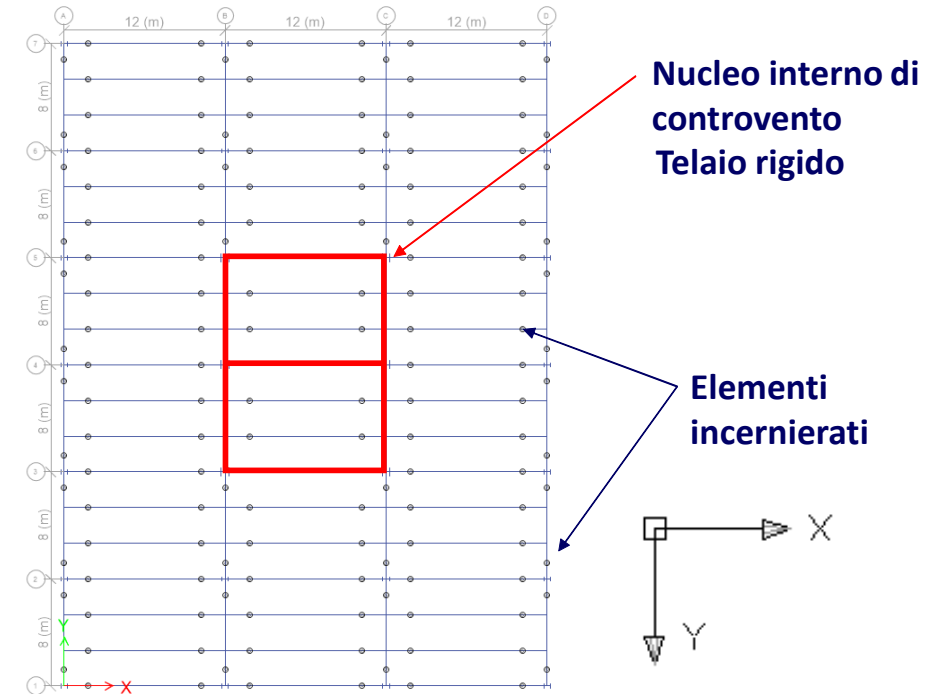
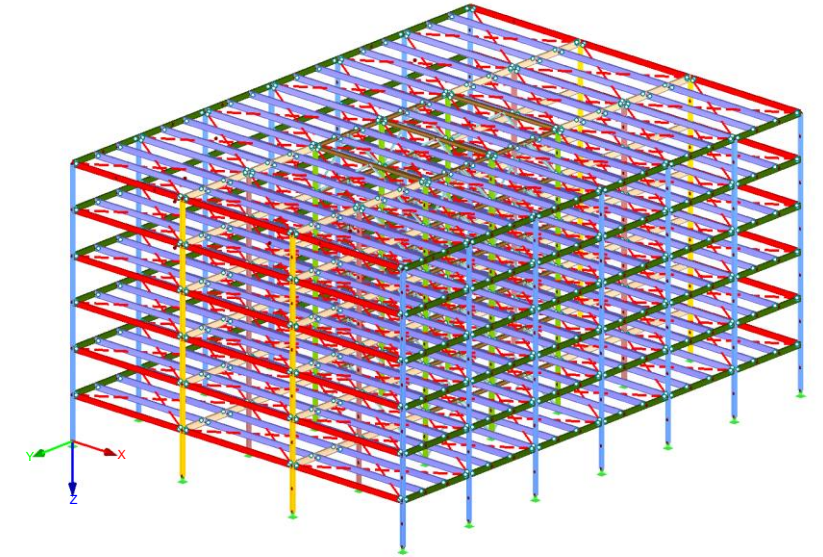
■ Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)

- Approccio analitico
- Approccio totalmente numerico

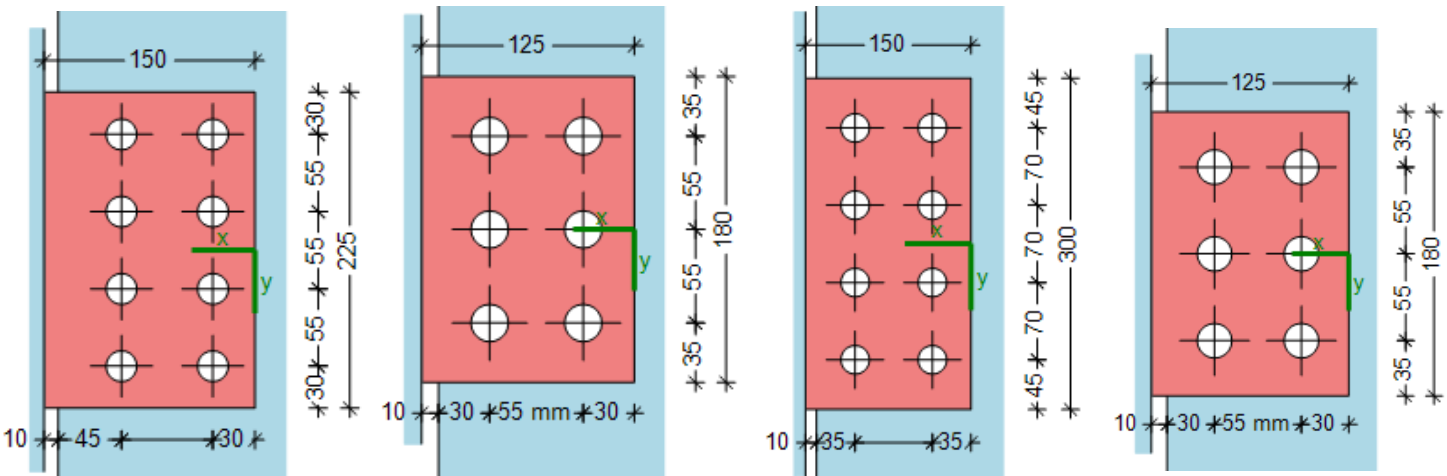
■ Segmentazione

SEZIONE DEGLI ELEMENTI

Elemento	Sezioni	Tipo di acciaio	ID	Fattore di utilizzo agli SLU	Freccia SLE (combinazione rara)
Colonne facciata-Y	HEB 340	S355	1	0.95	-
Colonne facciata-X	HEB 360	S355	2	0.98	-
Colonne interne	HEM 300	S355	3	0.95	-
Travi facciata-X	IPE500	S355	A	0.52	43.8 mm
Travi facciata-Y	IPE500	S355	A	0.77	29.8 mm
Travi interne-X	IPE550	S355	B	0.61	45.9 mm
Travi interne-Y	IPE600	S355	C	0.89	29.1 mm
Travi nucleo interno	HEA300	S355	D	0.90	6.5 mm
Controventi nucleo interno	CHS 219.1x6.3	S355	-	0.90	-



COLLEGAMENTI

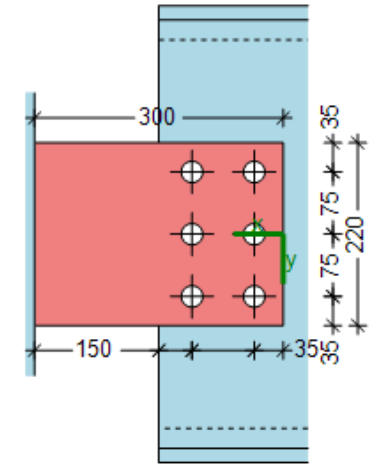


A-1w

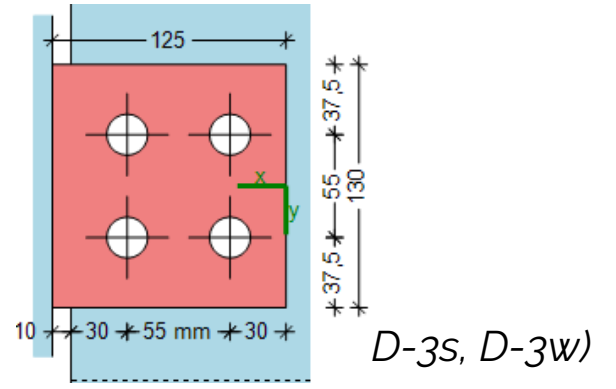
A1s, A2, B1, B3

C-2w, C-3w

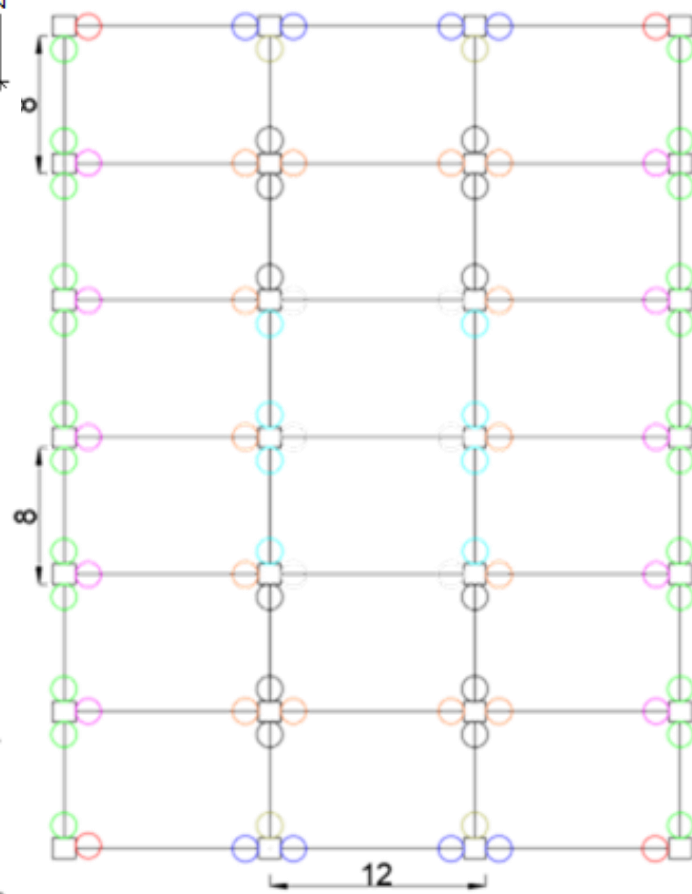
B-A, B-C



B-A, B-C, b) B-D



D-3s, D-3w



- A1w : IPE500-HEB340 weak axis
- A1s : IPE500-HEB340 strong axis
- A2 : IPE500-HEB360 strong axis
- B1 : IPE550-HEB340 strong axis
- B3 : IPE550-HEM300 strong axis
- C2 : IPE600-HEB360 weak axis
- C3 : IPE600-HEM300 weak axis
- D3w : HEA300-HEM300 weak axis
- D3s : HEA300-HEM300 strong axis

Posizione s = asse forte w = asse debole	Carico SLU (kN)	Resistenza (kN)	Modalità di collasso	UF
A1s / A2	130	196	Rif. piastra d'anima	0.66
A1w	240	255	Rif. piastra d'anima	0.94
B1 / B3	180	196	Rif. piastra d'anima	0.92
C2w / C3w	430	443	Rif. piastra d'anima	0.97
D3s	60	102	Rif. anima trave	0.59
D3w	90	102	Rif. Anima trave	0.88
BA / BC	180	196	Rif. piastra d'anima	0.92
BD	180	185	Rif. piastra d'anima	0.97

AZIONI NON IDENTIFICATE

Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)

Metodo prescrittivo

Questo esempio mostra l'applicazione del metodo degli incatenamenti per le travi e le loro connessioni (incatenamenti orizzontali).

AZIONI CONSIDERATE PER LE SITUAZIONI DI PROGETTO ECCEZIONALE

- Carichi permanenti DL
- Carichi variabili LL
- Nessuna specifica azione eccezionale è stata presa in considerazione

Le forze negli incatenamenti sono determinate in accordo alla EN 1991-1-7

$$T_i = 0.8(g_k + \psi q_k)sL \quad \text{or} \quad 75 \text{ kN, whichever is greater}$$

$$T_p = 0.4(g_k + \psi q_k)sL \quad \text{or} \quad 75 \text{ kN, whichever is greater}$$

FORZE NEGLI INCATENAMENTI ORIZZONTALI

VERIFICHE DEGLI ELEMENTI per le azioni di incatenamento orizzontale in accordo al metodo prescrittivo effettuata sulla base della EN 1993-1-1
→ per tutti gli elementi la verifica è **OK**

External tie		Internal tie	
s	8 m	s	8 m
L	12 m	L	12 m
ψ	0,5	ψ	0,5
g_k	5 kN/m ²	g_k	5 kN/m ²
q_k	3 kN/m ²	q_k	3 kN/m ²
g_k facade	4 kN/m		
g_k facade equ.	0,5 kN/m ²		
T_e	268,8 kN	T_i	499,2 kN

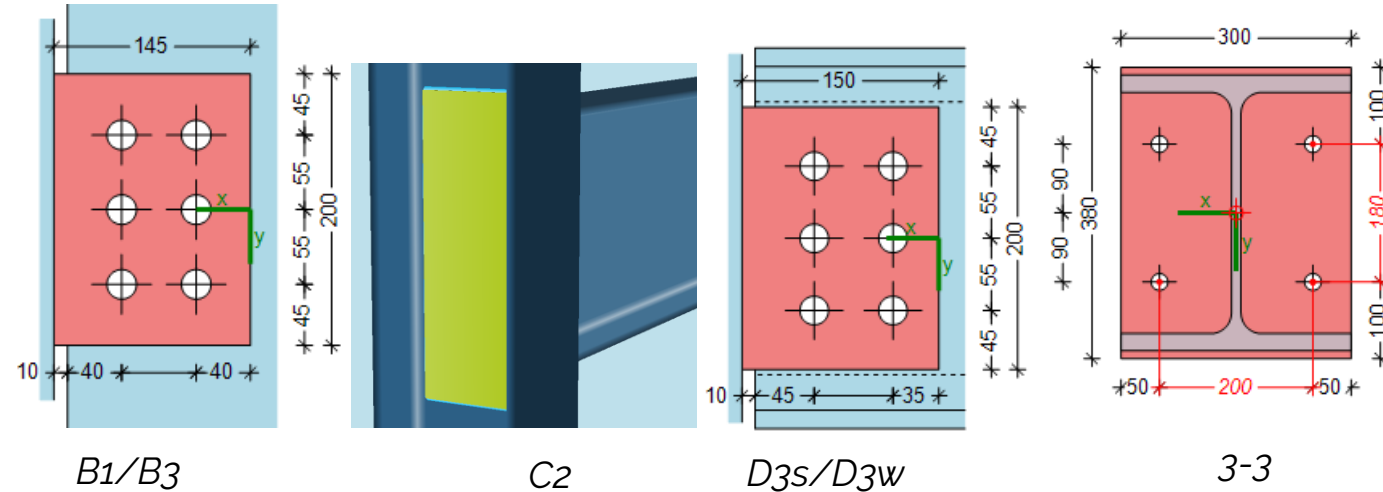
FORZE NEGLI INCATENAMENTI VERTICALI

External tie (HEB360)		Internal tie (HEM300)	
s	8 m	s	8 m
L	12 m	L	12 m
ψ	0,5	ψ	0,5
g_k	5 kN/m ²	g_k	5 kN/m ²
q_k	3 kN/m ²	q_k	3 kN/m ²
g_{IPE600}	1,22 kN/m	g_{IPE600}	1,22 kN/m
g_{IPE500}	0,907 kN/m	g_{IPE550}	1,06 kN/m
g_{IPE550}	1,06 kN/m	g_{HEM300}	2,38 kN/m
g_{HEB360}	1,42 kN/m	h	4 m
h	4 m	n IPE550	4
n IPE550	1,5		
g_k facade	4 kN/m		
T_e	400,5 kN	T_i	694,2 kN

VERIFICHE DEI GIUNTI PER LE AZIONI DI INCATENAMENTO

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forza incatenamento (kN)	Modalità di collasso	UF
A1s / A2	268.8	Rif. piastra d'anima	0.63
A1w	268.8	Anima colonna in flessione	0.73
B1 / B3	499.2	Rif. piastra d'anima	1.16
C2w	499.2	Anima colonna in flessione	1.15
C3w	499.2	Rif. piastra d'anima	0.67
D3s/D3w	499.2	Rif. Anima trave	2.02
D3w	90	Rif. Anima trave	0.88
1-1 / 2-2	400.5	Flessione piastra d'estremità	0.88
3-3	694.2	Flessione piastra d'estremità	1.31

NUOVO PROGETTO DELLE CONNESSIONI



VERIFICA DEI NUOVI GIUNTI PER LE AZIONI DI INCATENAMENTO

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forza incatenamento (kN)	Failure mode	UF
B1 / B3	499.2	Fin plate in trazione (netta)	0.93
C2w	499.2	Anima colonna in flessione	0.88
D3s/D3w	499.2	Anima trave in trazione (netta)	1.03
3-3	694.2	Piastra di estremità in flessione	0.83

La verifica dei giunti D3s/D3w non è soddisfatta del 3%



Si accetta questo superamento limitato

AZIONI NON IDENTIFICATE

Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)

Metodo analitico

Questo esempio fornisce informazioni sul progetto nei confronti di minacce non identificate utilizzando un approccio analitico al metodo ALP

AZIONI CONSIDERATE PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

- Carichi permanenti DL
- Carichi variabili LL

COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER LA SITUAZIONI DI PROGETTO ECCEZIONALE

$$DL + 0.5 \times LL$$

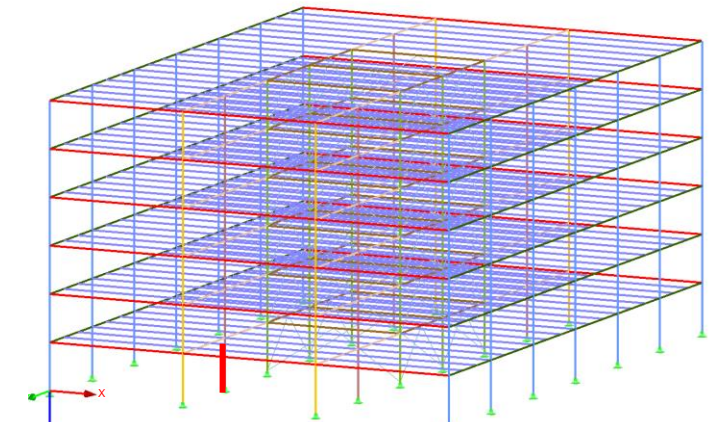
■ **SCENARIO CONSIDERATO:** rimozione della colonna B2, al piano terra

ELEMENTI OGGETTO DI ANALISI

- Trave B1/B3 – IPE550
- Trave C2w/C3w – IPE600

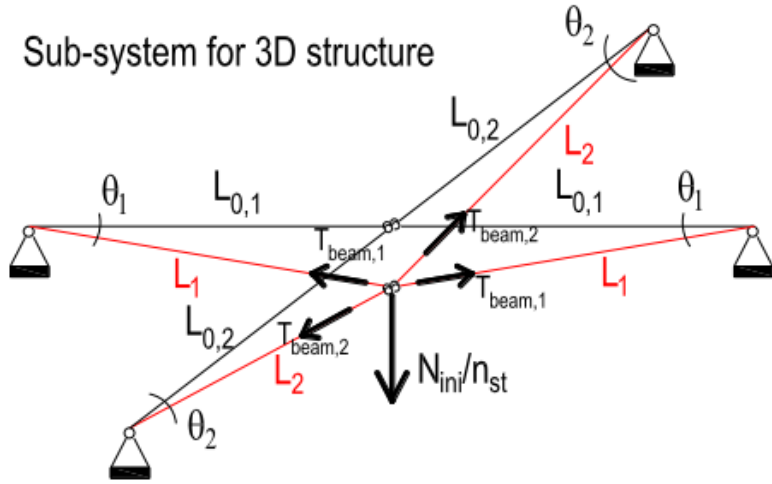
IPOTESI PER I GIUNTI

- Soluzione 1: giunti a cerniera
- Soluzione 2: giunti a parziale ripristino



Soluzione 1 – Forze d'incatenamento per il caso di giunti a cerniera

La procedura consiste nella soluzione di un sistema di 4 equazioni:



	3D Structures with simple joints
Eq. 1	$\frac{N_{ini}}{n_{st}} = 2 \cdot T_{beam,1} \cdot \sin \theta_1 + 2 \cdot T_{beam,2} \cdot \sin \theta_2$
Eq. 2	$T_{beam,1} = \frac{1 - \cos \theta_1}{\cos \theta_1} \cdot E \cdot A_1$
Eq. 3	$T_{beam,2} = \frac{1 - \cos \theta_2}{\cos \theta_2} \cdot E \cdot A_2$
Eq. 4	$L_{0,1} \cdot \tan \theta_1 = L_{0,2} \cdot \tan \theta_2$

trave,1 - IPE550

trave ,2 - IPE600

N_{ini} è ottenuta mediante analisi strutturale svolta considerando la combinazione di azioni eccezionale.

N_{ini}	n_{st}	E	A_1	$L_{0,1}$	A_2	$L_{0,2}$
4078.51 kN	6	210000 MPa	134 cm ²	12 m	156 cm ²	8 m

$$17866.67 \tan(x) (1 - \cos(\tan^{-1}(0.67 \tan(x)))) + 31200 \tan(x) (1 - \cos(x)) - 3.24 = 0$$

Soluzione

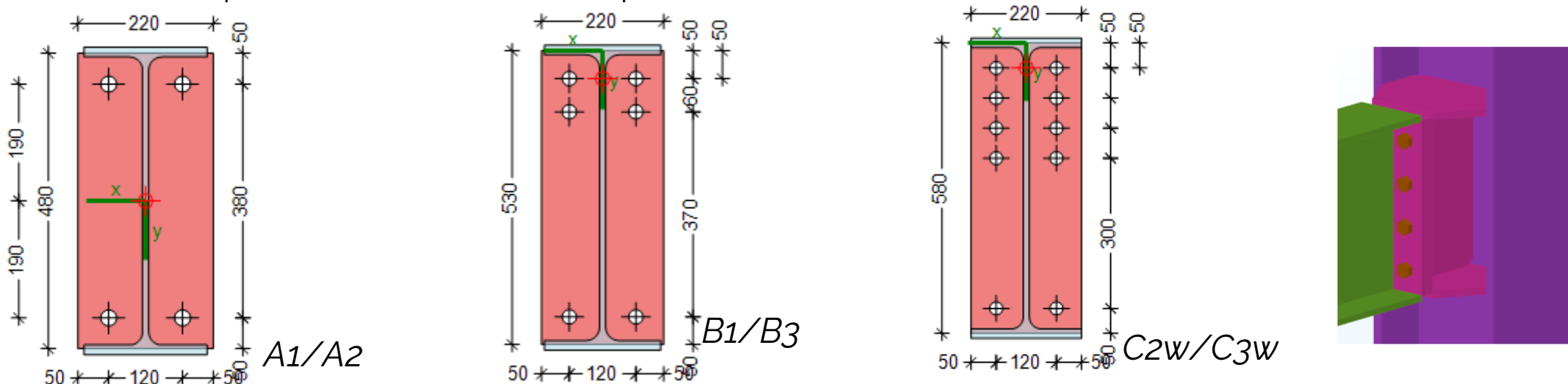
θ_1	θ_2	$T_{beam,1}$ - IPE550	$T_{beam,2}$ - IPE600
0.03659 rad	0.05485 rad	1884 kN	4934 kN

Soluzione 1 – Forze d'incatenamento per il caso di giunti a cerniera

- OSSERVAZIONI** ■ Confrontando con l'approccio numerico (prossimo esempio), i risultati ottenuti sono superiori del 8% circa (1741 kN per IPE550 e 4565 kN per IPE600). Comunque, l'approccio analitico sovrastima le forze di trazione, ma l'ordine di grandezza è coerente e quindi valida le forze di trazione ottenute con l'approccio numerico.
- I risultati indicano che è necessario effettuare un nuovo progetto della struttura nei confronti della robustezza, visto che i giunti non sono in grado di sostenere i carichi significativi che li interessano (vedere il metodo degli incatenamenti).

Soluzione 2 – Approccio alternativo con giunti a parziale ripristino

I giunti a parziale ripristino possono essere una buona alternativa ai giunti a cerniera per incrementare la robustezza della struttura. Per investigare questa opzione, i principali giunti trave-colonna sono stati sostituiti con giunti con piastra di estremità in spessore di trave (flush end-plate).



Parte saldata per giunti con piastra di estremità flush end-plate sull'asse debole

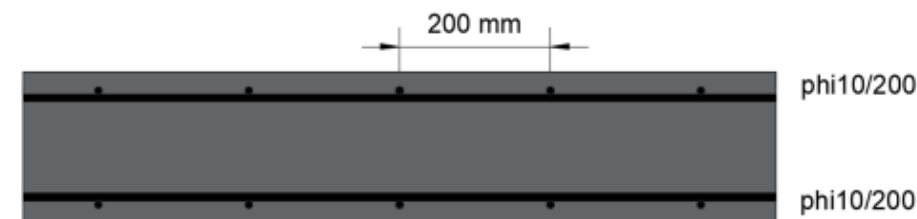
Il metodo analitico semplificato con giunti a parziale ripristino considera i seguenti effetti

- Contributo del meccanismo plastico di travi
- Contributo della soletta
- Contributo degli effetti arco

Se la somma di questi contributi non è sufficiente, si sviluppano deformazioni più grandi che attivano gli effetti membranali nelle travi in modo analogo a quanto visto per il caso dei giunti a cerniera. Poiché questo richiede maggiore capacità rotazionale nei giunti, in questa sede il progetto per la robustezza sarà sviluppato ottimizzando i tre contributi visti in modo che gli effetti membrana non si attivino.

■ CONTRIBUTO DELLA SOLETTA

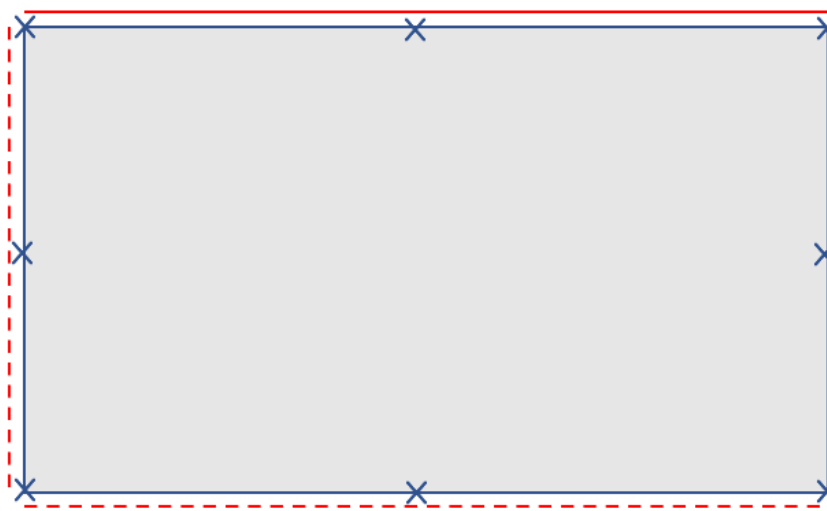
Classe	t	c	Acciaio	A_{sx} (superiore e inferiore)	A_{sy} (superiore e inferiore)	M_{Rd} (positivo/ negativo)	Modalità di collasso
C30/37	20 cm	20 mm	B500S	3.93 cm ² /m	3.93 cm ² /m	26.9 kNm	Snervamento dell'armatura



La soletta è progettata per soddisfare i requisiti per SLU/SLS. L'armatura è definita come l'armatura minima in accordo a EN 1992-1 Cap. 9.

CONTRIBUTO DELLA SOLETTA

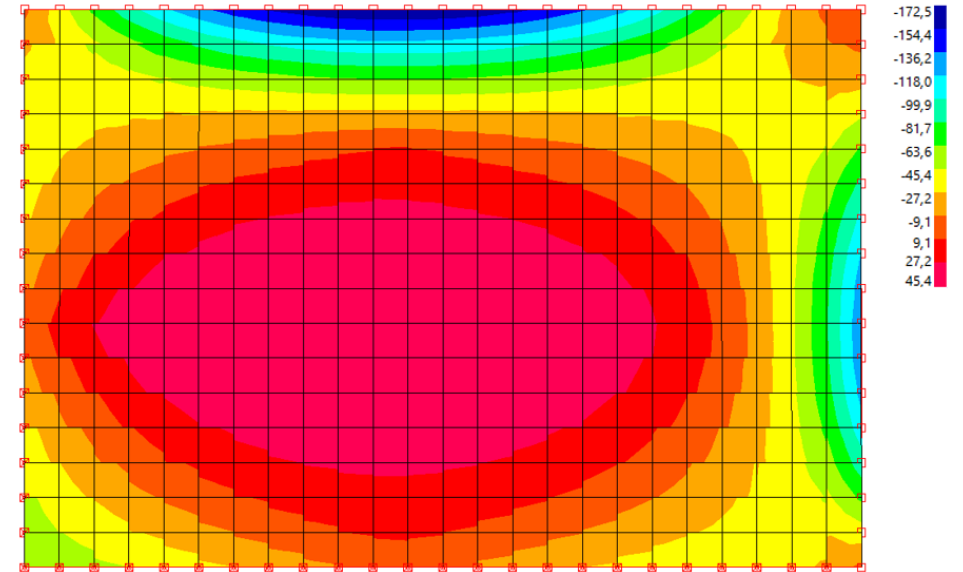
24 m



16 m

- - - Peripheral beams (free rotation)
- Slab continuity (restrained rotation)
- X Columns

Applicando il caso di carico eccezionale
(1 x G + 0.5 x Q) of 6.5 kN/m²

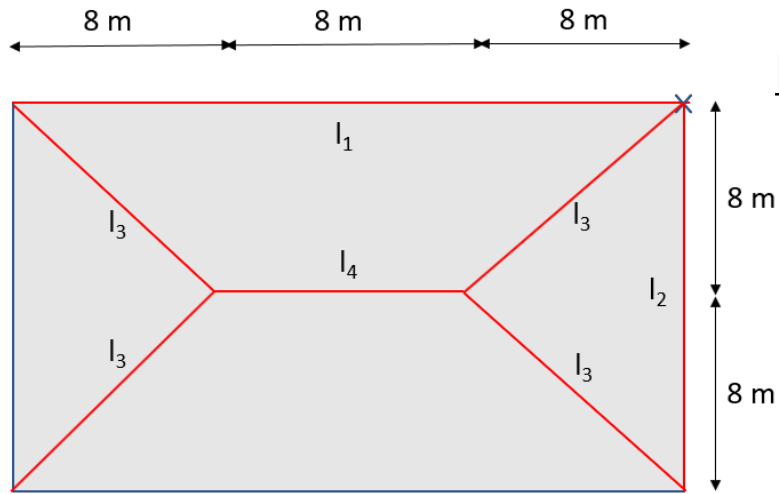


Momento flettente nella soletta in calcestruzzo dopo la rimozione della colonna ($M_{Ed} = -172.5 \text{ kNm}$)

Schema statico della soletta in calcestruzzo dopo la perdita della colonna

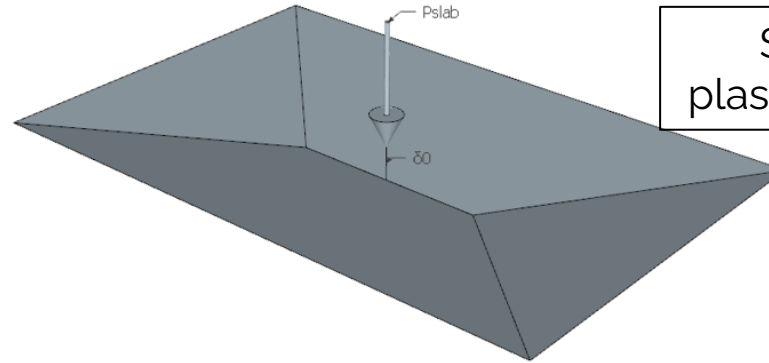
Il contributo della soletta in calcestruzzo è espresso attraverso il carico concentrato verticale P_{slab} (applicato dove la colonna è rimossa) necessario a sviluppare un meccanismo plastico.

CONTRIBUTO DELLA SOLETTA (2)



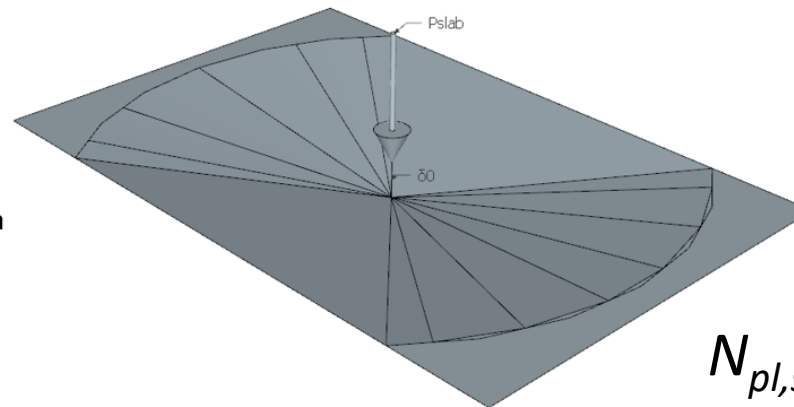
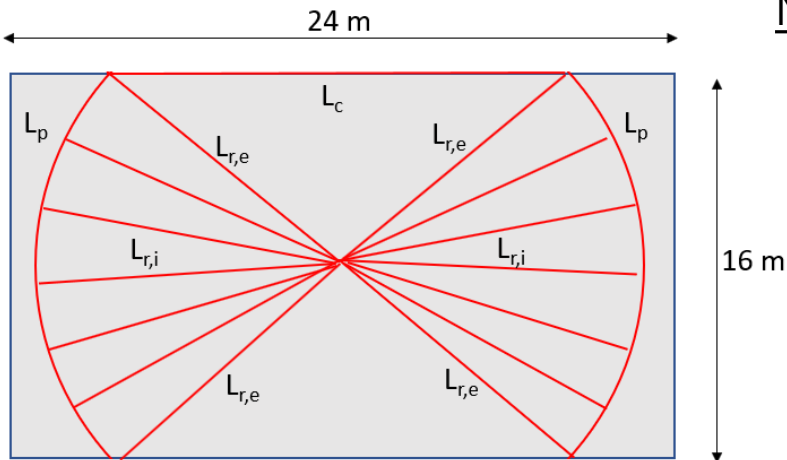
— Yielding lines

Meccanismo plastico non-circolare



Sviluppo del meccanismo plastico per una forza di **313.6 kN**

Meccanismo plastico circolare



principio dei lavori virtuali

Sviluppo del meccanismo plastico per una forza di **330.4 kN**

$$N_{pl,slab} = \min(313.6 \text{ kN}; 330.4 \text{ kN}) = 313.6 \text{ kN}$$

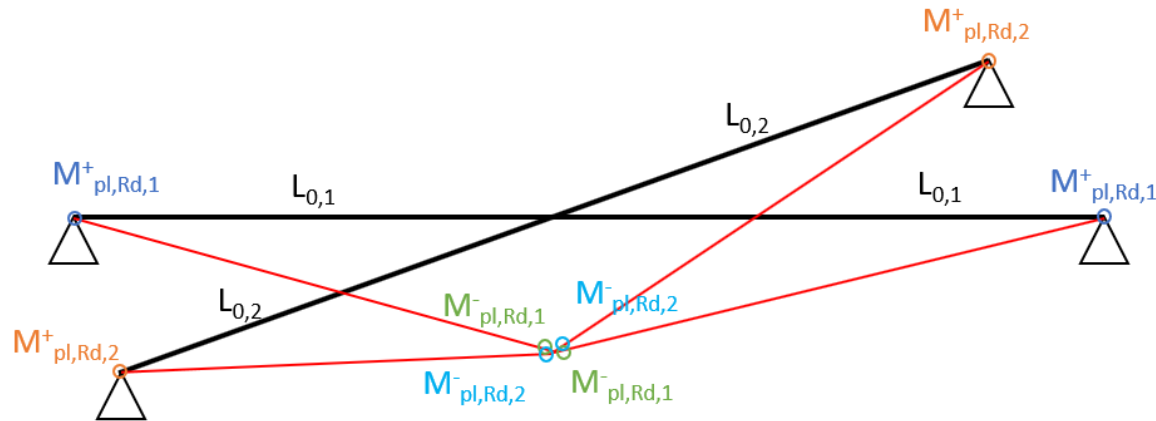
CONTRIBUTO DEL MECCANISMO DELLE TRAVI DI ACCIAIO

Giunti a parziale ripristino → la forza verticale associata allo sviluppo del meccanismo trave causato dalla formazione delle cerniere plastiche nei giunti può essere calcolato per entrambe le direzioni.

$$N_{pl} = \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,1}^- + 2 \cdot M_{pl,Rd,1}^+}{L_{0,1}} + \frac{2 \cdot M_{pl,Rd,2}^- + 2 \cdot M_{pl,Rd,2}^+}{L_{0,2}}$$

Momento resistente dei giunti

Giunto B1/B3		Giunto C2/C3	
$M_{pl,Rd,1}^+$ (negativo)	$M_{pl,Rd,1}^-$ (positivo)	$M_{pl,Rd,2}^+$ (negativo)	$M_{pl,Rd,2}^-$ (positivo)
306.1 kNm	224.7 kNm	416.6 kNm	305.6 kNm



➔ $N_{pl} = 269 \text{ kN}$

CONTRIBUTO DELL'EFFETTO ARCO

- N_{arch} è il carico verticale concentrato necessario per attivare l'effetto arco.
- L'effetto arco è attivato se la modalità di collasso del sistema non è associata a un componente in compressione (i.e., un giunto o una trave). In queste condizioni, un effetto arco può essere attivato all'interno delle travi della parte direttamente influenzata, non appena il meccanismo plastico si è formato.

Joint	Positivo/negativo	Modalità di collasso
B1/B3	negativo (+)	Anima della colonna in compressione
B1/B3	positivo(-)	Anima della colonna in compressione
C2/C3	negativo (+)	Anima della colonna in compressione
C2/C3	positivo(-)	Anima della colonna in compressione

- Poichè tutti i giunti collassano in compressione, non può attivarsi l'effetto arco, quindi **$N_{arch} = 0 \text{ kN}$**
- I contributi della soletta, del meccansimo trave e dell'effetto arco possono essere cumulati poichè la loro attivazione richiede una limitata capacità deformativa, non appena il meccanismo plastico si è formato.

LA RESISTENZA TOTALE E' QUINDI:

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313.6 + 269.0 + 0.0 = 582.6 \text{ kN}$$

■ VERIFICA DELLA STRUTTURA

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313.6 + 269.0 + 0.0 = 582.6 \text{ kN} < 694.2 \text{ kN} \text{ (Forza nella colonna rimossa)}$$

→ Si svilupperanno spostamenti verticali significativi nella parte direttamente interessata con la comparsa di forze membranali nelle travi $N_{membrane}$. Queste forze non possono essere cumulate con il contributo della soletta e l'effetto arco, contributi che scompaiono non appena si sviluppano grandi deformazioni.

- Il contributo $N_{membrane}$ necessita di ampie capacità deformative a livello dei giunti a parziale ripristino.
- La modalità di collasso dei giunti è in questo caso 'anima della colonna in compressione' in presenza di momenti flettenti (non duttile) → I giunti devono essere progettati nuovamente.

■ NUOVO PROGETTO DELLA STRUTTURA CON GIUNTI A PARZIALE RIPRISTINO

In questo esempio, la struttura di acciaio è stata lasciata inalterata (progettata con le azioni interne calcolate nel caso di giunti semplici). La modellazione di giunti semi-rigidi come cerniere è ancora valida ed a favore di sicurezza se questi giunti hanno sufficiente duttilità e capacità rotazionale.

Ci sono diversi modi per soddisfare i requisiti di robustezza, come:

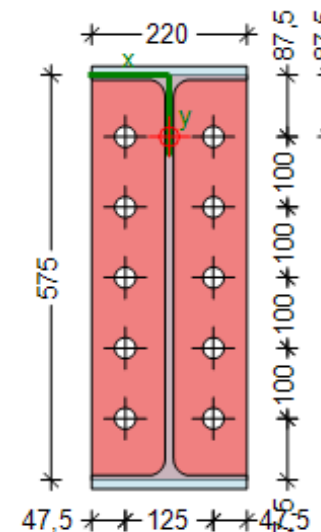
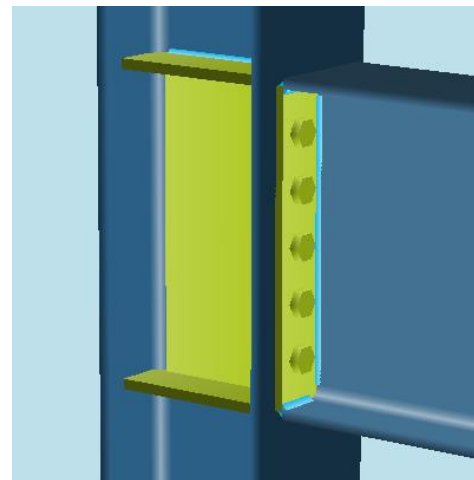
- Modificare il progetto della soletta per incrementare il contributo associato al meccanismo di soletta;
- Rinforzare i giunti in una o entrambe le direzioni per incrementare il contributo del meccanismo trave;
- Rinforzare i componenti in compressione per attivare l'effetto arco.

■ NUOVO PROGETTO DELLA STRUTTURA CON GIUNTI A PARZIALE RIPRISTINO (2)

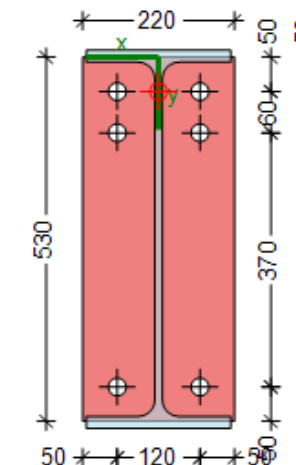
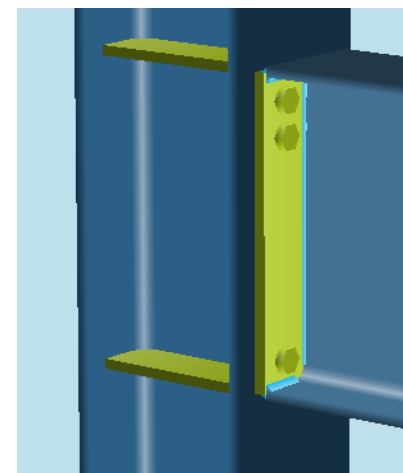
MODIFICHE PER I GIUNTI C2/C3 E B1/B3

- Irrigidimenti della colonna (stesso spessore delle flange della trave);
- Irrigidimenti dell'anima (solo per C2/C3);
- Distribuzione dei bulloni modificata;
- Saldature dell'anima modificate da 6 a 7 mm;
- Bulloni M24 incrementati a M27 (solo per C2/C3).

Le modifiche in questi giunti permettono di incrementare la resistenza flessionale e quindi il meccanismo trave associato.



*Giunti
C2/C3*



*Giunti
B1/B3*

NUOVO PROGETTO DELLA STRUTTURA CON GIUNTI A PARZIALE RIPRISTINO (3)

CONTRIBUTO DELLA SOLETTA

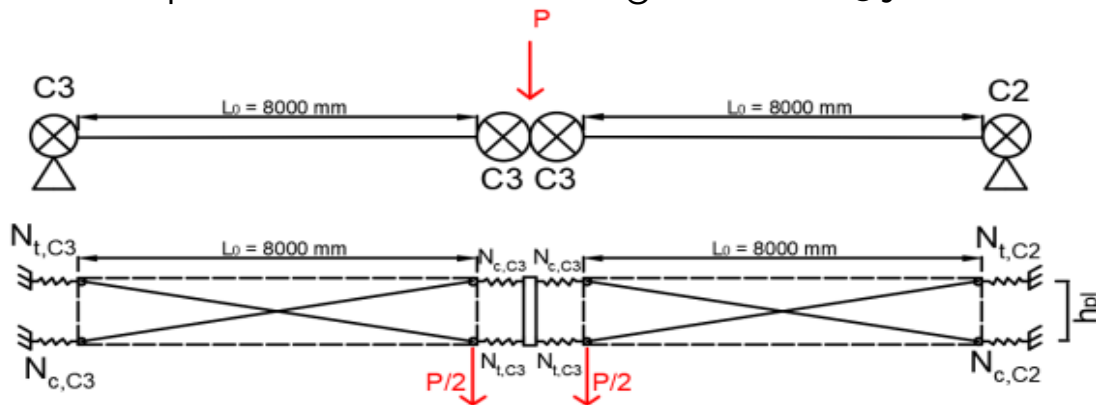
- Non ci sono state modifiche alla soletta: il contributo di questa componente rimane invariato ($N_{slab} = 313.6$ kN)

CONTRIBUTO DEL MECCANISMO TRAVE

- N_{pl} è uguale a 334.7 kN

CONTRIBUTO DEGLI EFFETTI ARCO

- Si considera solamente il contributo associato alla campata corta (IPE600 con giunti C2/C3 joints)



Cumulando i tre contributi, **la resistenza totale** è ora:

$$N = N_{slab} + N_{pl} + N_{arch} = 313.6 + 334.7 + 51.0 = 699.3 \text{ kN}$$

CONCLUSIONI

- La resistenza è adesso maggiore della forza assiale verticale pari a 694.2 kN: la struttura così progettata può essere ora assunta come robusta.

Giunto B1/B3		Giunto C2/C3	
$M_{pl,Rd,1}^+$ (negativo)	$M_{pl,Rd,1}^-$ (positivo)	$M_{pl,Rd,2}^+$ (negativo)	$M_{pl,Rd,2}^-$ (positivo)
368.9 kNm	285.4 kNm	451.3 kNm	451.3 kNm
CWS	CWS	EPB	EPB

Spostamento verticale della trave	Δ_{beam}	36.9 mm
Spostamento verticale associato alla rotazione dei giunti	Δ_{joints}	63.3 mm
Spostamento verticale totale associato al meccanismo trave	Δ_{pl}	1369.4 kN
Somma delle forze di trazione nel giunto quando si forma il meccanismo	F_t	1369.4 kN
Rigidezza a compressione efficace del giunto	$k_{eff,c}$	9.461 mm
Accorciamento elastico a compressione del giunto	$\delta_{c,el}$	0.689 mm
Lunghezza della corda dell'arco quando il meccanismo si forma	L_D	8017.0 mm
Resistenza a compressione del giunto	F_c	1783 kN
Accorciamento plastico a compressione del giunto a collasso	$\delta_{c,pl}$	0.897 mm
Inclinazione della corda dell'arco a collasso	θ	0.062 rad
Resistenza per instabilità della corda dell'arco (approccio a favore di sicurezza)	$N_{b,Rd}$	231.7 kN

$$N_{arch} = 51.0 \text{ kN}$$

AZIONI NON IDENTIFICATE

Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)

Approccio totalmente numerico

Questo esempio fornisce informazioni riguardo al progetto nei confronti di minacce non identificate utilizzando il metodo ALP mediante un approccio totalmente numerico

AZIONI CONSIDERATE PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

- Carichi permanenti DL
- Carichi variabili LL

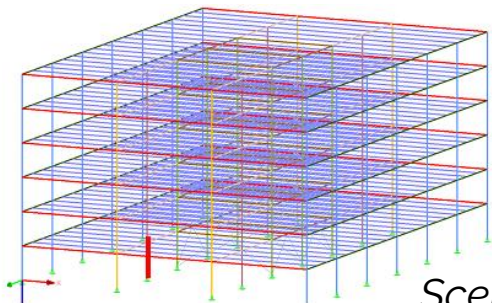
COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER LA SITUAZIONI DI PROGETTO ECCEZIONALE

$$DL + 0.5 \times LL$$

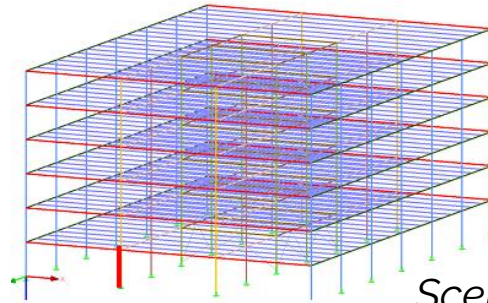
SCENARI CONSIDERATI

- Scenario 1: Perdita di una colonna interna al piano 0;
- Scenario 2: Perdita di una colonna di facciata al piano 0;
- Scenario 3: Perdita di una colonna interna sopra una giunzione della colonna

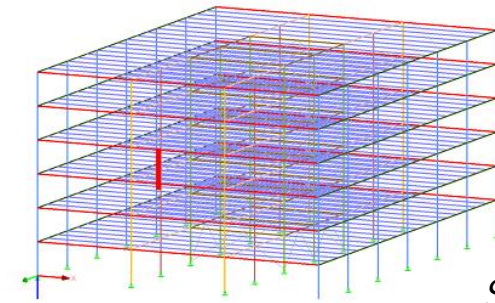
Questo esempio illustra tre scenari di perdita della colonna. Tuttavia, nell'applicazione pratica, potrebbe essere necessario considerare altri scenari di perdita di colonna. Spetta all'ingegnere definire quali scenari potrebbero essere possibili e quali di essi siano i più rilevanti per la progettazione nei confronti della robustezza.



Scenario 1



Scenario 2

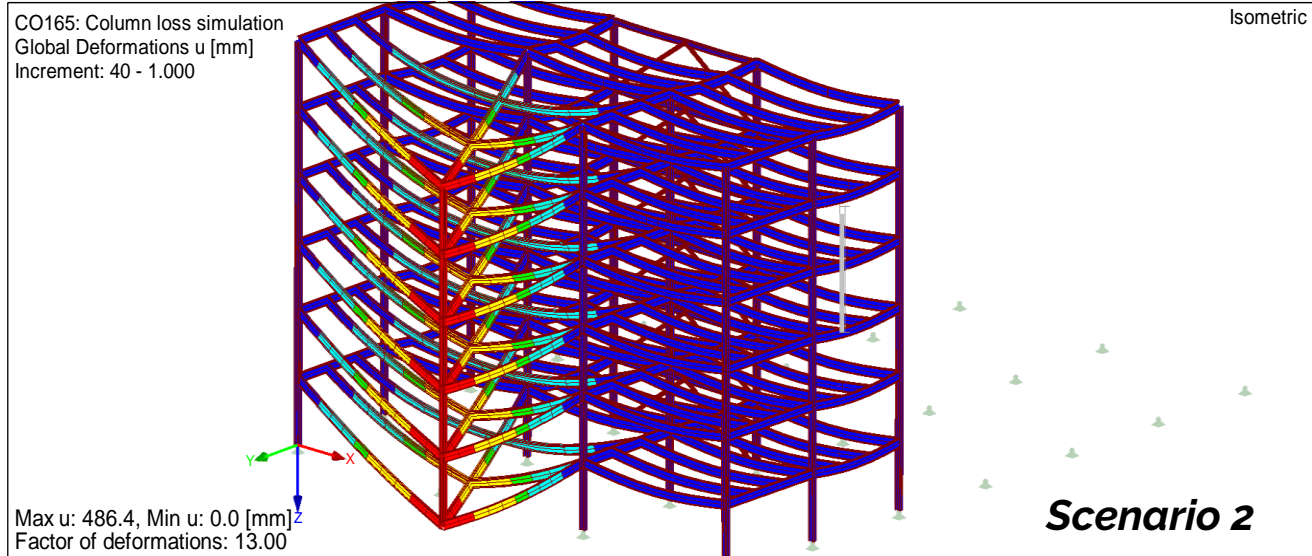
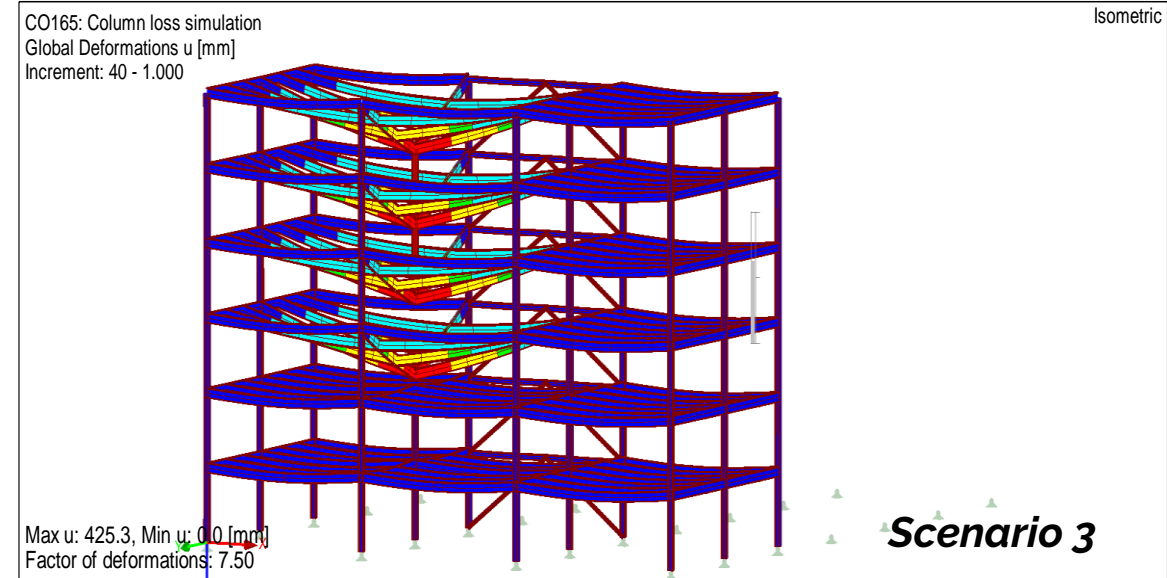
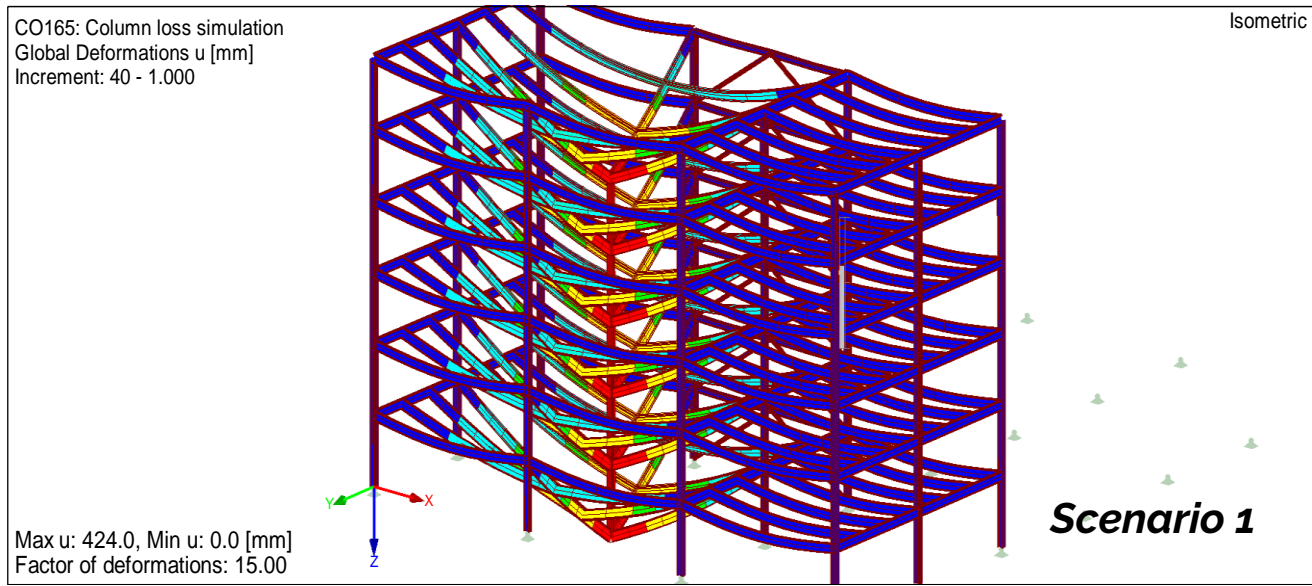


Scenario 3

ANALISI STRUTTURALE

- L'approccio numerico completo sarà affrontato utilizzando il modello agli elementi finiti sviluppato per la progettazione agli SLU/SLS della struttura. Lo scopo è rimuovere una colonna e lasciare che gli effetti membranali si sviluppino nelle legature nella prima fase e quindi verificare se le legature (membrature e giunti) possono resistere a queste forze di trazione.
- Metodologia e ipotesi:
 - L'analisi FE viene eseguita utilizzando un algoritmo di Newton-Raphson che consente l'integrazione in grandi deformazioni;
 - L'instabilità latero-torsionale delle travi, che nella realtà è impedita dai solai, si evita aumentando fittiziamente l'inerzia torsionale degli elementi trave.
- Modellazione dello scenario di perdita della colonna:
 - 1° passo – la struttura è analizzata per la combinazione di carico eccezionale senza considerare la perdita della colonna → si determina la forza di compressione nella colonna che sarà persa;
 - 2° passo – la forza è applicata nel nodo superiore della colonna da rimuovere, si rimuove la colonna e si simula la sua presenza mediante la forza ;
 - 3° passo - una forza della stessa intensità in direzione opposta viene applicata gradualmente allo stesso nodo. Per assicurare convergenza si utilizza uno step di carico di 0.025. Al termine dell'analisi, il sistema è nella condizione di completa perdita della colonna.

RISULTATI



Scenario	Elemento	Giunto	Forza di trazione (kN)	Momento (kNm)
1	IPE550	B1/B3	1741	274
	IPE600	C2/C3	4565	536
2	IPE500	A1s/A2	1620	195
3	IPE550	B1/B3	1715	275
	IPE600	C2/C3	4493	537

SCENARIO 1: VERIFICHE

- A causa della perdita della colonna, le forze di compressione sulle colonne vicine aumentano. Nonostante ciò, queste forze risultano inferiori rispetto alle forze compressioni di progetto agli SLU → non è necessario riprogettare le colonne.
- Gli elementi IPE550 sono stati progettati per soddisfare i requisiti agli SLS (limitazione della freccia). In questo caso, la resistenza di questi elementi è ancora sufficiente nel caso di collasso di una colonna.
- I profili IPE600 non sono sufficienti a causa delle alte forze di trazione (15% di superamento).

Elemento	Sezione	Forza di trazione/ compressione (kN)	Momento (kNm)	UF
Colonne facciata-Y	HEB 340	-2910	0	0.66
Colonne facciata-X	HEB 360	-3763	0	0.72
Colonne interne	HEM 300	-4887	0	0.60
Travi interne-X	IPE550	1736	274	0.58
Travi interne-Y	IPE600	4562	536	1.15

SCENARIO 2: VERIFICHE

- Tutti gli elementi verificano le prescrizioni.
- Verifiche non soddisfatte per i giunti A1s/A2s → **nuovo progetto**

Elemento	Sezione	Forza di trazione/ compressione (kN)	Momento (kNm)	UF
Colonne facciata-Y	HEB 340	-2473	15	0.58
Colonne facciata-X	HEB 360	-3521	14	0.77
Colonne interne	HEM 300	-5383	3	0.69
Travi interne-X	IPE500	1615	195	0.59

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forza di trazione (kN)	Modalità di collasso connessione	UF
A1s / A2s	1620	Rif. piastra d'anima	3.71

SCENARIO 3: VERIFICHE

- Non si verificano forze di trazione nelle legature verticali, ma forze di trazione nelle legature orizzontali. Queste forze sono dello stesso ordine di grandezza rispetto a quanto trovato per lo scenario 1 → lo scenario 3 non sarà più preso in considerazione.

NUOVO PROGETTO DELLA STRUTTURA

SCENARIO 1: VERIFICHE

■ La modifica dei profili IPE600 a IPE750x137, determina una modifica della distribuzione delle forze interne.

Elementi	Sezioni	Forza di trazione/compres. (kN)	Momento (kNm)	UF
Elemento	HEB 340	-2862	0	0.66
Colonne facciata-Y	HEB 360	-3827	0	0.82
Colonne facciata-X	HEM 300	-4941	0	0.61
Colonne interne	IPE550	1658	276	0.56
Travi interne-X	IPE750x137	4850	565	1.03

Il fattore di utilizzo dei profili IPE750x137 è superato del 3%. Questo superamento può essere considerato accettabile.

VERIFICHE DEI GIUNTI

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forza di trazione (kN)	Modalità di collasso connessione	UF
B1 / B3	1662	Rif. piastra d'anima	3.80
C2w	4852	Anima della colonna in flessione	11.20
C3w	4852	Piastra d'anima in trazione (netta)	6.17

Nuovo progetto del giunto B1/B3 → 2 bulloni aggiunti, M27 invece di M24, piatto addizionale saldato all'anima della trave, geometria e spessore (25mm) della piastra d'anima modificata così come lo spessore della saldatura per requisiti di duttilità (15 mm).

Posizione s = asse forte w = asse debole	Forza di trazione (kN)	Modalità di collasso connessione	UF
B1 / B3	1662	Bulloni a taglio	1.00
C2w / C3w	4852	Non fattibile	

Per i giunti C2w and C3w, non è possibile trovare una nuova ragionevole configurazione

→ giunti incernierati sostituiti con giunti semi-rigidi (a parziale ripristino di resistenza)

5. STRUTTURA COMPOSTA IN ZONA SISMICA

1. Introduzione
2. Struttura di acciaio in zona non-sismica
3. Struttura composta zona non-sismica
4. Struttura di acciaio in zona sismica
- 5. Struttura composta on zona sismica**

■ Approcci progettuali:

■ Azioni identificate

■ Urto

- Approccio statico equivalente
- Approccio dinamico semplificato
- Approccio totalmente dinamico

■ Azioni non identificate

■ Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM)

- Approccio prescrittivo (metodo degli incatenamenti)
- Approccio totalmente numerico

SEZIONI TRASVERSALI – RAPPORTI DI UTILIZZO

Colonne	Sezione	Tipo di acciaio	UF
Colonne d'angolo	HE550B	S355	0.48
Colonne perimetrali	HE500B	S355	0.71
Colonne del nucleo interno	HD400X463	S355	0.95

Travi di acciaio totalmente collegate a una soletta di 12 cm con **pioli Nelson** $\varnothing=19\text{mm}$, $h=100\text{ mm}$ / $a=160\text{ mm}$

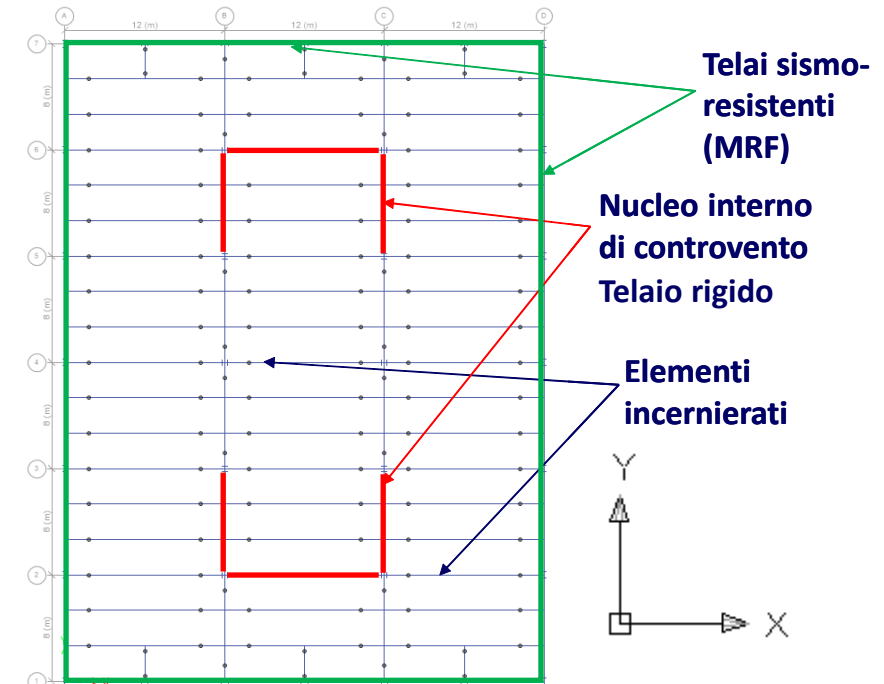
Travi	Direzione ¹	Piano	Sezione	Tipo di acciaio	UF	
					Resistenza	Spostamento ²
Travi perimetrali	X	1-6	IPE550	S355	0.278	0.178
	Y	1-6	IPE600	S355	0.302	0.157
Travi interne	X	1-6	IPE550	S355	0.627	0.971
	Y	1-6	IPE550	S355	0.874	0.94
Travi del nucleo interno	X	1-3	³ H800*	S420	0.936	-
		4-5	HEM800	S420	0.953	-
		6	HEM700	S420	0.789	-
	Y	1-3	HEM500	S420	0.859	-
		4-6	HEB500	S420	0.878	-

¹ Vedere la figura per l'orientazione degli assi

² Criterio di verifica degli spostamenti: $L/250$ per travi secondarie, $L/350$ per travi principali

³ H800 è una sezione costruita 'ad hoc', $h=814\text{ mm}$, $b=380\text{ mm}$, $t_f=50\text{ mm}$, e $t_w=30\text{ mm}$.

Controventi	Piano	Sezione	Tipo di acciaio	UF
Direzione Y	1-3	HEA320	S355	0.41
	4	HEA260	S355	0.43
	5	HEA220	S355	0.46
	6	HEA200	S355	0.40
Direzione X	1-3	HEB340	S355	0.41
	4-5	HEA320	S355	0.39
	6	HEA260	S355	0.26



AZIONI IDENTIFICATE

URTO

Approccio statico equivalente

Questo esempio fornisce informazioni sul progetto nei confronti dell'urto accidentale di un veicolo, utilizzando l'approccio statico equivalente

AZIONI CONSIDERATE PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

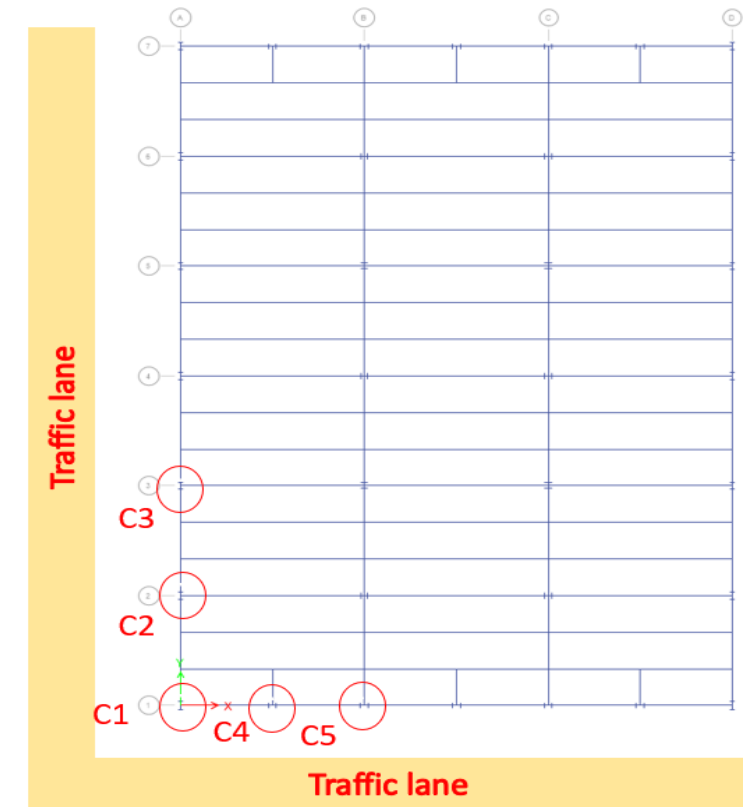
- Carichi permanenti DL
- Carichi variabili LL
- Azione dovuta all'urto A_{Ed}

COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

$$DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$$

SCENARIO DA URTO

- Include colonne perimetrali lungo le vie di traffico;
- Nell'esempio, sia le facciate lunghe (lungo la via di traffico verticale) sono esposte sia le facciate corte (lungo la via di traffico orizzontale).



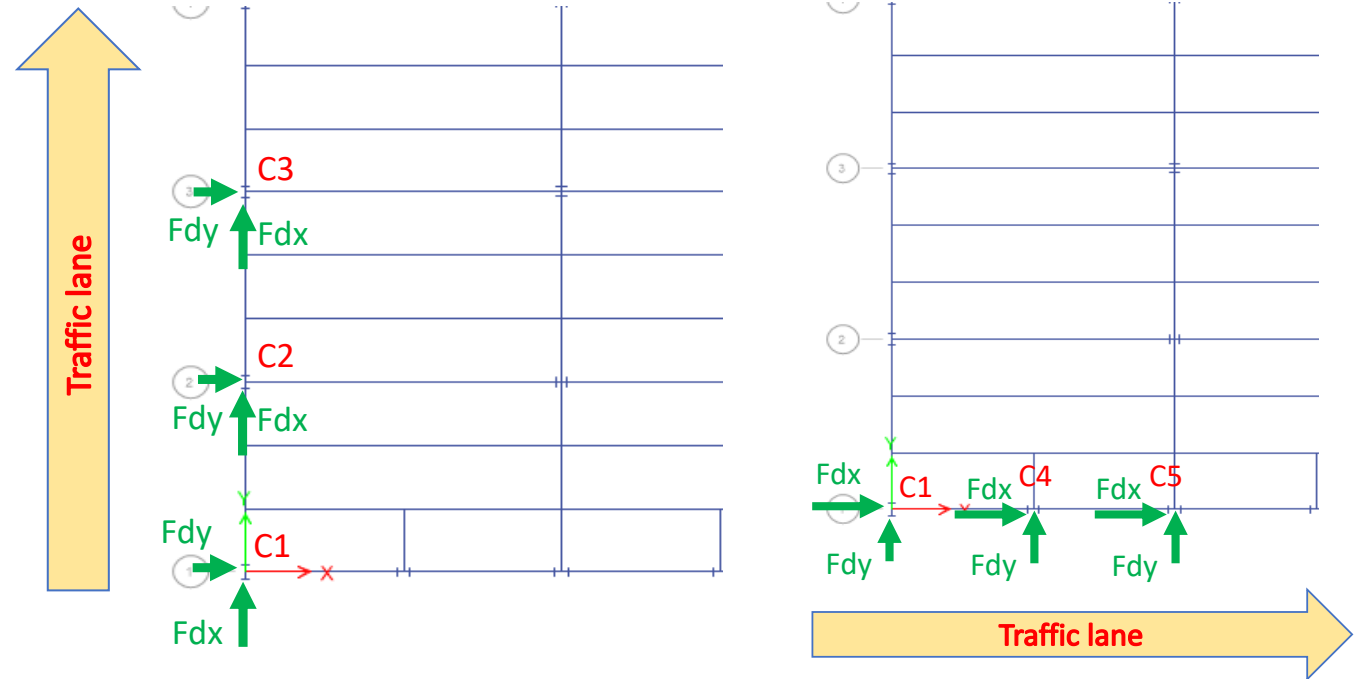
CARICHI DOVUTI ALL'URTO

- Sono calcolati usando i dati di Tabella 4.1 della (EN 1991-1-7 2006), considerando il caso di *Autostrade e strade statali nazionali*.

ASSUNZIONE SULL'URTO

- Colonne esposte: piano primo (C1-C5);
- Altezza del punto di impatto: 1.5m;
- Forze dovute all'urto (vedere la tabella):

Case	F_{dx} (kN)	F_{dy} (kN)
C1	1000	500
	500	100
C2	1000	500
C3	1000	500
C4	1000	500
C5	1000	500



ANALISI STRUTTURALE

- E' stata fatta una **analisi lineare elastica** su un modello 3D completo usando il software SAP2000. Le sezioni degli elementi sono quelle risultanti dal progetto iniziale (situazioni persistenti e sismiche).

RISULTATI

Caso	Sezione	Forza urto [kN]	Asse	Appoggio inferiore	N [kNm]	M [kNm]	U.F. [-]	Forza di impatto critica** [kN]	
C1	HEB550	1000	Major	Fixed	1048	670	0.478	2700	
		500	Minor	Fixed	1053	230	0.656	800	
		500	Major	Fixed	*				
		1000	Minor	Fixed	1074	625	1.313	-	
C2	HEB500	1000	Major	Fixed	2218	677	0.899	1250	
		500	Minor	Fixed	2216	342	1.044	-	
C3	HEB500	1000	Major	Fixed	2229	681	0.9	1250	
		500	Minor	Fixed	2238	342	1.048	-	
C4	HEB500	1000	Major	Fixed	591	755	0.63	1300	
		500	Minor	Fixed	647	339	0.74	700	
C5	HEB500	1000	Major	Fixed	1687	787	0.864	1800	
		500	Minor	Fixed	1696	340	0.954	550	

* Lo scenario è meno impegnativo in quanto la colonna è stata già verificata per lo stesso carico d'urto applicato secondo l'asse debole della sezione.

** Forza d'urto che causa il collasso della colonna (UF=1)

- Sei dei nove scenari associati all'urto soddisfano il criterio sul fattore di utilizzo: la verifica di robustezza è quindi soddisfatta.
- Tre dei nove scenari di urto comportano un superamento della capacità. Tuttavia, invece di rinforzare le colonne (incrementando la sezione trasversale), possono essere prese le seguenti misure:
 - Mitigazione dell'urto, il rischio può essere prevenuto o eliminato
 - Utilizzo di acciai di grado superiore per le colonne
 - Orientare le colonne per massimizzare la resistenza all'urto
 - Utilizzo di approcci più avanzati

AZIONI IDENTIFICATE

URTO

Approccio dinamico semplificato

Questo esempio fornisce informazioni sul progetto nei confronti dell'urto accidentale di un veicolo, utilizzando l'approccio dinamico semplificato.

■ AZIONI CONSIDERATE PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

- Carichi permanenti DL
- Carichi variabili LL
- Azione dovuta all'urto A_{Ed}

■ COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

$$DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$$

■ SCENARIO DOVUTO ALL'URTO

È dettagliato un singolo scenario, cioè, colonna C1 (UF = 1.313), urto lungo l'asse debole, condizione alla quale è associato il più alto valore di U.F. secondo il progetto in accordo all'approccio statico equivalente.

■ IPOTESI SULL'URTO

- Direzione dell'urto: lungo l'asse debole: **m=3.5 t** (massa del veicolo); **v_r= 90 km/h** (velocità del veicolo)
- La colonna è realizzata con un profilo HEB500, acciaio S355, e con un'altezza di 4.0 m con le seguenti condizioni al contorno:
 - La base della colonna è incastrata
 - L'estremo superiore della colonna ha tutti i gradi di libertà vincolati eccetto lo spostamento verticale lasciato libero.

ANALISI STRUTTURALE

- E' stata svolta analisi dinamica non lineare su una singola colonna (isolata rispetto alla struttura) usando il software SAP2000.
- L'analisi è fatta in due fasi:
 - 1° fase: carico verticale nodale corrispondente alla testa della colonna ottenuto dall'analisi statica per la combinazione accidentale (DL + 0.5×LL) applicato staticamente come forza assiale di compressione.
 - 2° fase: la forza dovuta all'urto è applicata trasversalmente lungo la direzione dell'asse debole utilizzando un'analisi dinamica non-lineare e un approccio di urto forte:

$$F = v_r \sqrt{k \cdot m}$$

$$\Delta t = \sqrt{m/k}$$

- v_r – velocità dell'urto
- m – massa dell'oggetto che urta
- k – rigidità dell'oggetto che urta

- $v_r = 90 \text{ km/h} = 25 \text{ [m/s]}$
- $m = 3500 \text{ kg}$
- $K = 300 \text{ [kN/m]} = 300000 \text{ [N/m]}$

$$\rightarrow F = v_r \sqrt{k \cdot m} = 25 \sqrt{300000 \cdot 3500} = 810 \text{ kN}$$

- Nell'analisi dinamica, la forza è stata applicata utilizzando una funzione rampa con salita istantanea e durata di $\Delta t = 0.07 \text{ s}$
- La durata totale dell'analisi dinamica è di un secondo (maggiore della durata della funzione rampa di durata Δt), per verificare se la colonna rimane stabile dopo il termine della funzione rampa.
- Il comportamento non-lineare è modellato usando cerniere plastiche a ciascun estremo della colonna e nel punto di impatto, utilizzando interazione P-M2-M3. Le cerniere plastiche sono modellate usando un approccio a fibre.

- Gli effetti del carico di urto rapido sono considerati usando un fattore di incremento dinamico (DIF) (effetto della velocità di deformazione) applicato alla resistenza del materiale.
- La formulazione del DIF per acciai laminati a caldo con carico di snervamento fino a 420 N/mm² può essere espressa utilizzando il metodo (CEB 1988):

$$\text{DIF} = \frac{f_{dy}}{f_y} = 1 + \frac{6.0}{f_y} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

$$\text{DIF} = \frac{f_{du}}{f_u} = 1 + \frac{7.0}{f_u} \ln \frac{\dot{\epsilon}}{5 \times 10^{-5}}$$

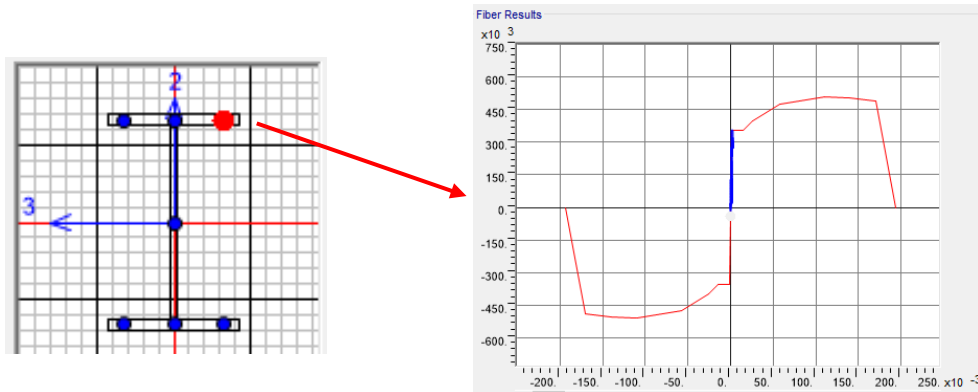
- La velocità di deformazione ($\dot{\epsilon}$) è ottenuta con un processo iterativo.
 - 1° iterazione, è calcolato il rapporto tra la deformazione specifica e il tempo fino al punto di snervamento in base ai risultati dell'analisi.
 - Successivamente, l'analisi viene eseguita nuovamente con le proprietà del materiale modificate utilizzando un DIF, e viene quindi calcolato un nuovo valore del DIF.
 - Se il nuovo DIF \approx precedente DIF \rightarrow non sono necessarie altre iterazioni.

DIF (per f_y) = 1.118

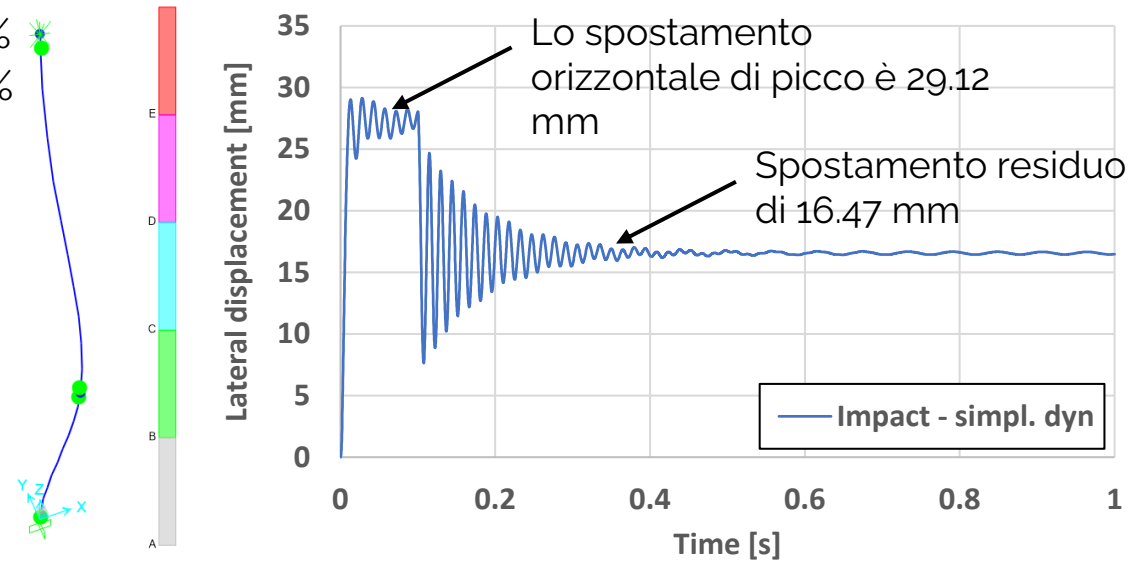
RISULTATI

La colonna può sostenere i carichi dovuti all'urto, ma con deformazioni plastiche:

- Nel punto di impatto = deformazione assiale 0.054%
- All'estremo inferiore = deformazione assiale 0.073%
- All'estremo superiore 0.036%.



Definizione delle fibre (sinistra) e massimo sviluppo di deformazione sulla sezione trasversale (destra)



Deformata della colonna (sinistra) e grafico spostamento laterale vs. tempo (destra)

CONCLUSIONI

In accordo al diagramma di flusso del progetto per la robustezza, dal box B.6, considerato che i risultati mostrano che tutti i requisiti sono soddisfatti (cioè, il danno non è critico), si passa al box del TERMINE del progetto,

AZIONI IDENTIFICATE

URTO

Approccio totalmente dinamico

Questo esempio fornisce informazioni sul progetto nei confronti dell'urto accidentale di un veicolo, utilizzando un approccio totalmente dinamico.

■ AZIONI CONSIDERATE PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

- Carichi permanenti DL
- Carichi variabili LL
- Azione dovuta all'urto A_{Ed}

■ COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

$$DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$$

■ SCENARIO DOVUTO ALL'URTO

E' dettagliato un singolo scenario, cioè, colonna C1 (UF = 1.313), urto lungo l'asse debole, condizione alla quale è associato il più alto valore di U.F. secondo il progetto in accordo all'approccio statico equivalente.

■ IPOTESI SULL'URTO

- Direzione dell'urto: lungo l'asse debole: **m=3.5 t** (massa del veicolo); **v_r= 90 km/h** (velocità del veicolo)

■ ANALISI STRUTTURALE

Per analizzare il complesso comportamento strutturale (collisione di un oggetto seguito dalla separazione di elementi e possibile collasso) viene esplicitamente modellato l'urto con un veicolo. E' stata condotta una analisi dinamica non lineare su un modello 3D completo utilizzando il **software ELS**.

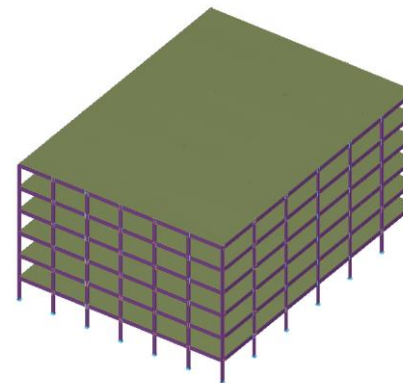
MODELLO STRUTTURALE E ANALISI

ELS utilizza un solutore non lineare basato sulla tecnica AEM (Applied Element Method) e permette il rilevamento automatico e di tenere in conto di snervamento, incrudimento, crisi dei materiali, separazione di elementi, contatto all'impatto, instabilità/post-instabilità, propagazione di fessure, azione membranale e effetto $P-\Delta$.

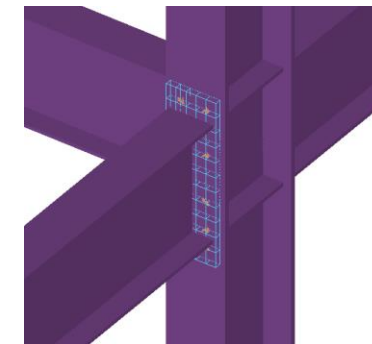
Per gli effetti inerziali, carichi permanenti e variabili sono stati assegnati ai piani utilizzando **masse concentrate**.

L'analisi è effettuata in due passi.

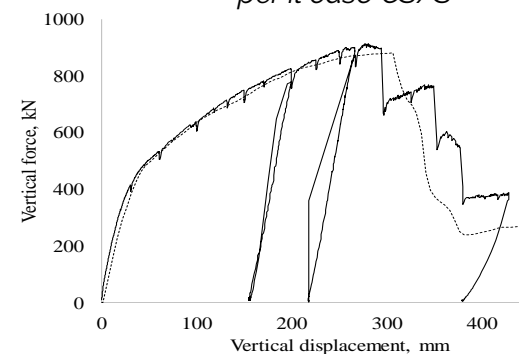
- **Passo 1:** I carichi permanenti e variabili sono applicati alla struttura mediante una analisi statica non lineare
- **Passo 2:** l'oggetto impattante collide con la colonna C2 mediante una analisi dinamica non-lineare.



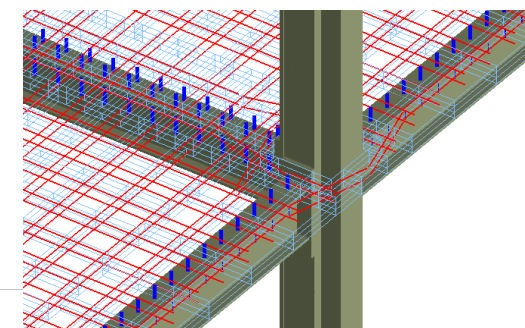
Vista globale del modello strutturale per il caso CS/S



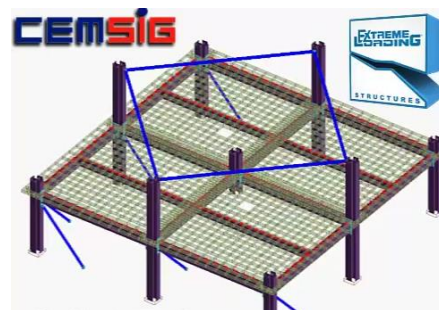
Dettaglio della connessione



Curve di calibrazione



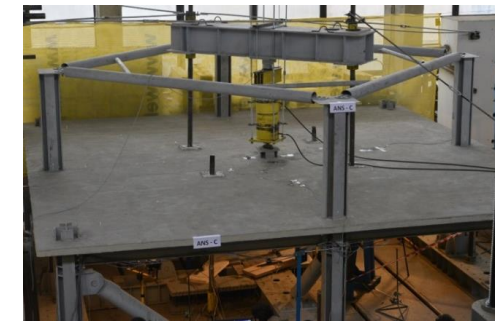
Modello della soletta



Modello calibrato



Campione sperimentale prima e dopo il getto della soletta in calcestruzzo

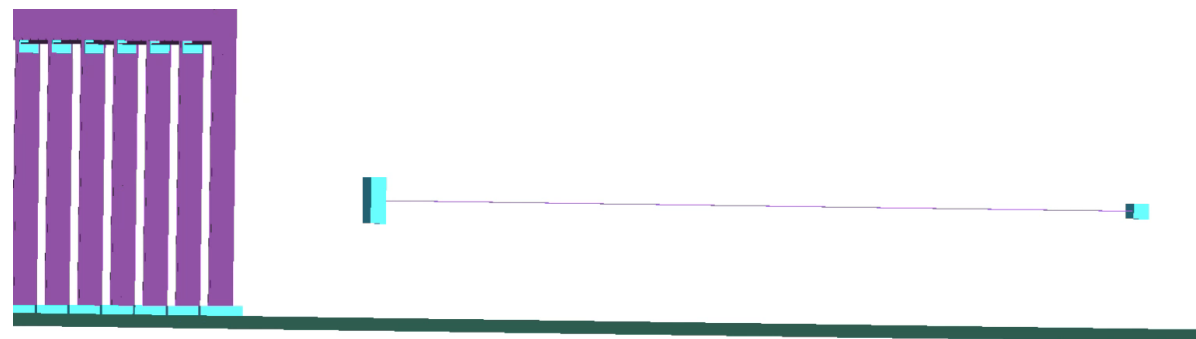


IPOTESI DI MODELLO PER L'URTO

Il corpo impattante (cioè il veicolo) scorre solo sul piano orizzontale, ad un'altezza di 1,5 m, e ha una massa di 3,5 t. La velocità iniziale dell'oggetto è di 25 m/s.

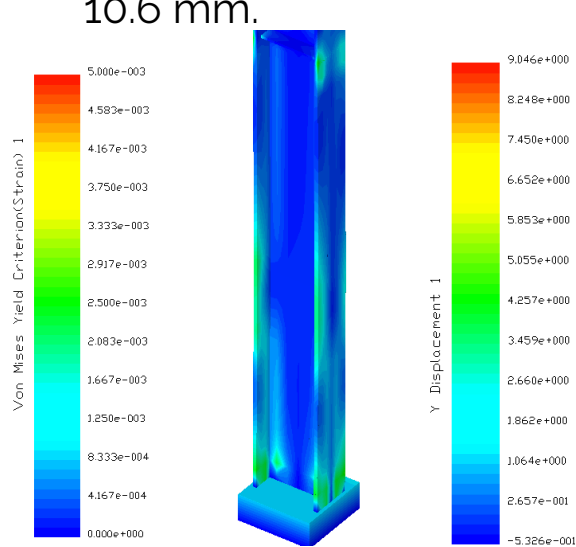
IPOTESI DI MODELLO PER L'URTO

Il corpo che urta (veicolo) è composto da una piastra di contatto e una piastra con massa assegnata collegate tra loro da molle assiali. L'altezza della zona di contatto tra autocarro e colonna è considerata pari a 0,6 m. La rigidezza del corpo che urta (veicolo) è di 300 kN/m ed è modellata tramite molle elastiche.

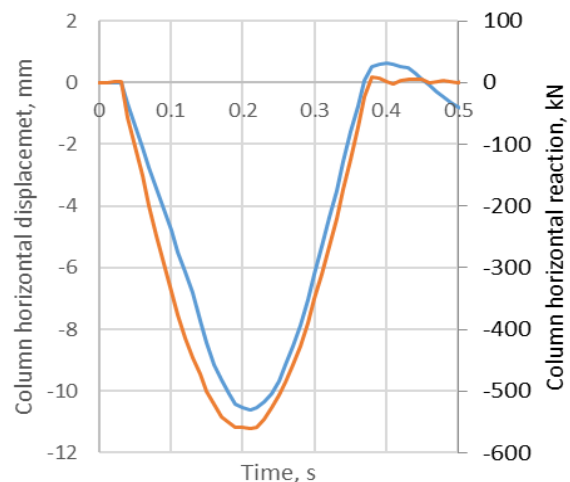


RISULTATI

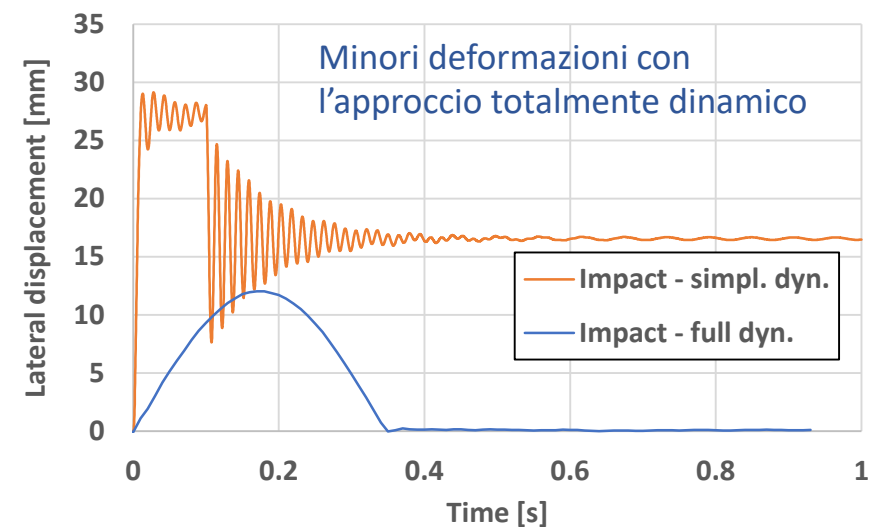
I risultati mostrano limitate deformazioni plastiche nella colonna urtata, con un massimo spostamento laterale di 10.6 mm.



Deformazioni e tensioni



Forza di reazione orizzontale alla base (curva arancio) e spostamento orizzontale nel punto di impatto (curva blu)



Confronto dei risultati degli approcci dinamici

4. STRUTTURA DI ACCIAIO IN ZONA SISMICA

1. Introduzione
2. Struttura di acciaio in zona non-sismica
3. Struttura composta zona non-sismica
- 4. Struttura di acciaio in zona sismica**
5. Struttura composta on zona sismica

■ Approcci progettuali

■ Azioni identificate

■ Esplosioni esterne:

- Approccio SDOF equivalente
- Approccio totalmente dinamico

■ Esplosioni interne:

- Approccio statico equivalente
- Approccio dinamico (metodo TNT equivalente)

■ Sisma:

- Analisi numeriche avanzate (multi-rischio)

■ Azioni non identificate

■ Metodo del percorso alternativo del carico (ALPM):

- Approccio prescrittivo (Metodo degli incatenamenti)
- Predizione semplificata della risposta dinamica
- Approccio totalmente numerico

SEZIONI TRASVERSALI – RAPPORTI DI UTILIZZO

Colonne	Sezioni	Tipo di acciaio	UF
Colonne d'angolo	HE550B	S355	0.49
Colonne perimetrali	HE500B	S355	0.71
Colonne del nucleo interno	HD400X463	S355	0.95

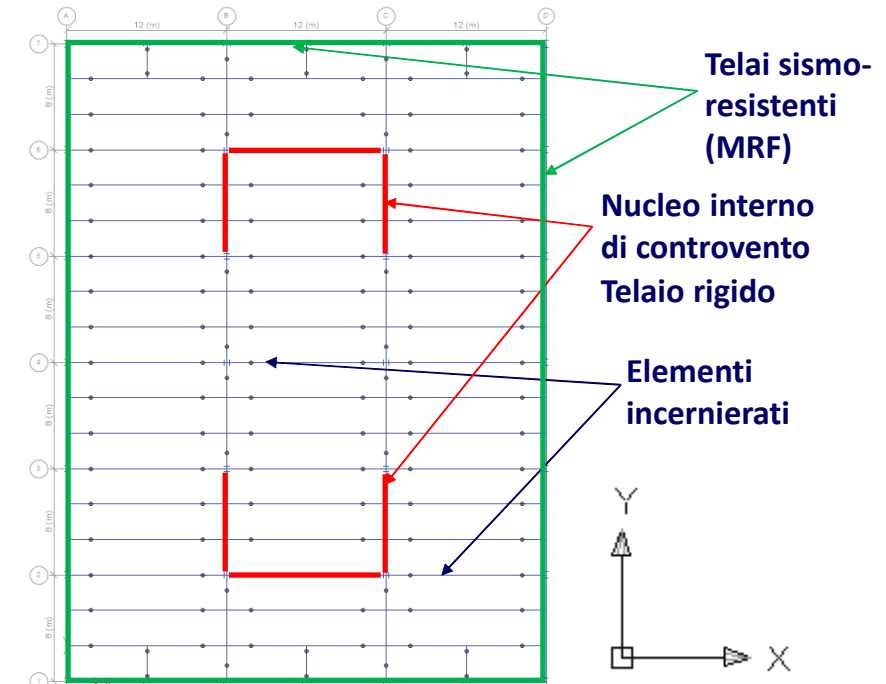
Travi	Direzione ¹	Piano	Sezione	Tipo di acciaio	UF	
					Strength	Spostamento ²
Travi perimetrali	X	1-6	IPE550	S355	0.278	0.023
	Y	1-6	IPE600	S355	0.302	0.153
Travi interne	X	1-6	IPE550	S355	0.546	0.85
	Y	1-6	IPE550	S355	0.909	0.928
4Travi del nucleo interno	X	1-3	³ H800	S460	0.936	-
		4-5	HEM800	S460	0.953	-
		6	HEM700	S460	0.789	-
	Y	1-3	HEM500	S460	0.859	-
		4-6	HEB500	S460	0.878	-

¹Vedere la figura per l'orientazione degli assi

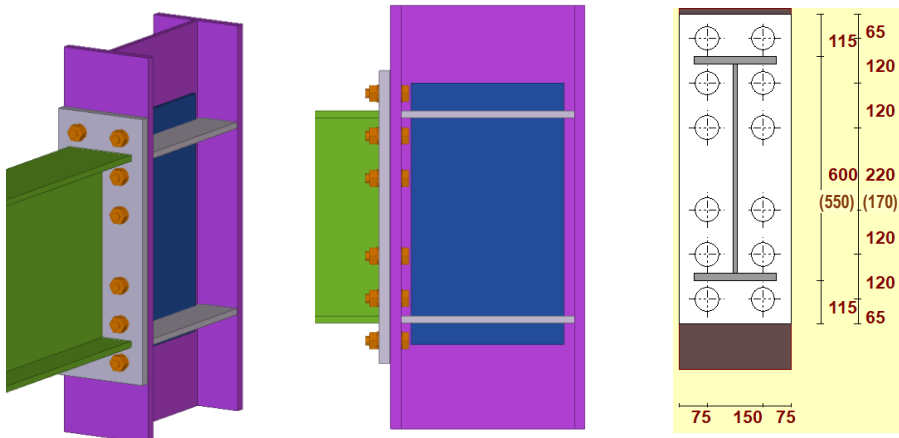
²Criterio di verifica degli spostamenti: L/250 per travi secondarie, L/350 per travi principali

³H800 è una sezione costruita 'ad hoc'/built-up section, h=814 mm, b=380 mm, t_f=50 mm, e t_w=30 mm.

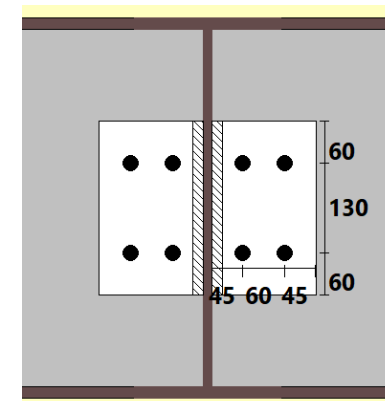
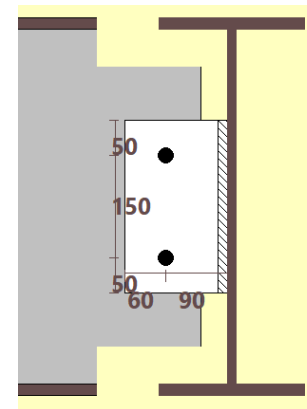
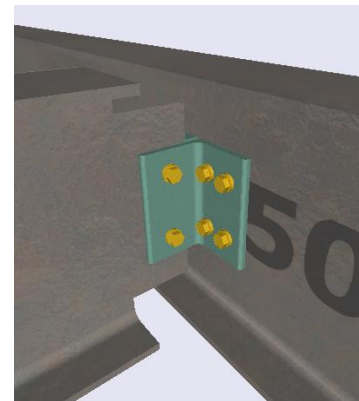
Controventi	Piano	Sezione	Tipo di acciaio	UF
Direzione Y	1-3	HEA320	S355	0.41
	4	HEA260	S355	0.43
	5	HEA220	S355	0.46
	6	HEA200	S355	0.39
Direzione X	1-3	HEB340	S355	0.41
	4-5	HEA320	S355	0.27
	6	HEA260	S355	0.26



CONNESSIONI



Nota: I valori tra parentesi si riferiscono alle travi IPE550



Connessioni momento-resistenti

Posizione Trave/ colonna	Tipo di connessione	Momento resistente $M_{j,Rd}$ (kNm)	Resistenza a taglio (kN)	Modalità di collasso a flessione	UF*	$\frac{M_{j,Rd}}{M_{pl,b}^{**}}$
A/1, A/7 IPE600-HEB550	Piastra di estremità estesa	1173	1516	Piastra di estremità in flessione	0.29	0.94
A/1, A/7, A/2-6 IPE600-HEB500	Piastra di estremità estesa	1169	1387	Piastra di estremità in flessione	0.26	0.94
1/A - 1/D IPE550-HEB500	Piastra di estremità estesa	957	1409	Piastra di estremità in flessione	0.15	0.97

Nota:
 • I fattori di utilizzo sono definiti per gli SLU, situazione di progetto persistente
 • ** $M_{pl,b}$ è il momento resistente plastico della trave

Connessioni incernierate

Posizione	Piano	Tipo di connessione	Resistenza a taglio (kN)	Modalità di collasso	UF*
A/1-7, D/1-7 IPE550-IPE600	1-6	Squadretta d'angolo bullonata	196	Bulloni trave sec. a taglio	0.72
B/1-7, C/1-7 IPE550-IPE550	1-6	Squadretta d'angolo bullonata	196	Bulloni trave sec. a taglio	0.72
B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEM500	1-3	Squadretta d'angolo bullonata	196	Taglio trave sec. zona mortesata	0.67
B/2, B/5, C/2, C/5 IPE550-HEB500	4-6	Squadretta d'angolo bullonata	196	Bulloni trave sec. a taglio	0.65

Nota:
 * I fattori di utilizzo sono definiti per gli SLU, situazione di progetto persistente

AZIONI NON IDENTIFICATE

Metodo del percorso alternativo del carico

Approccio prescrittivo – Metodo degli incatenamenti

Questo esempio mostra l'applicazione del metodo degli incatenamenti per le travi e le loro connessioni (incatenamenti orizzontali)

AZIONI PER SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

- Carichi permanenti DL
- Carichi variabili LL

COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

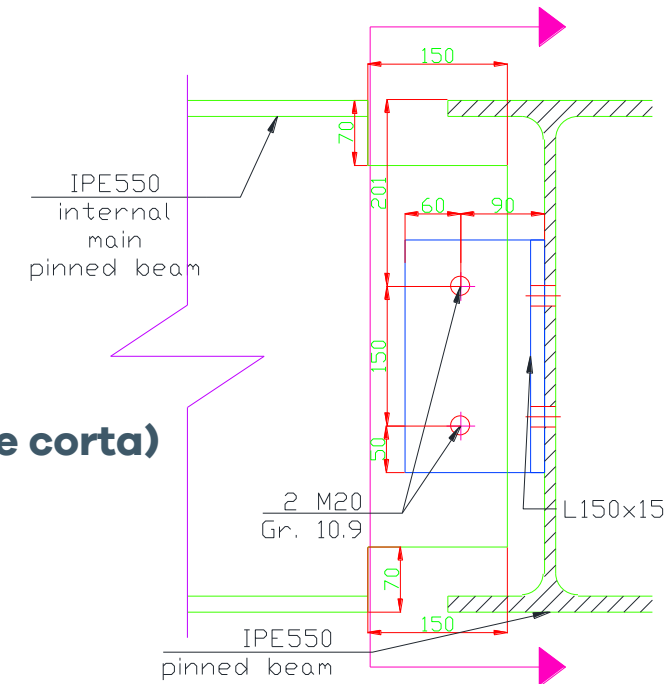
$$DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$$

TRAVI SECONDARIE INTERNE INCERNIERATE (IPE550, tutte nella direzione corta)

Spaziatura tra gli incatenamenti (travi secondarie)	$s = 12 \text{ m}$
Luce degli incatenamenti	$L = 8 \text{ m}$

Azione di trazione di progetto per gli incatenamenti interni, T_i :

$$T_i = \max[0.8 \times (g_k + \Psi \times q_k) \times s \times L; 75\text{kN}] = \max[0.8 \times (5 + 0.5 \times 3) \times 2.66 \times 12; 75\text{kN}] = 166 \text{ kN}$$

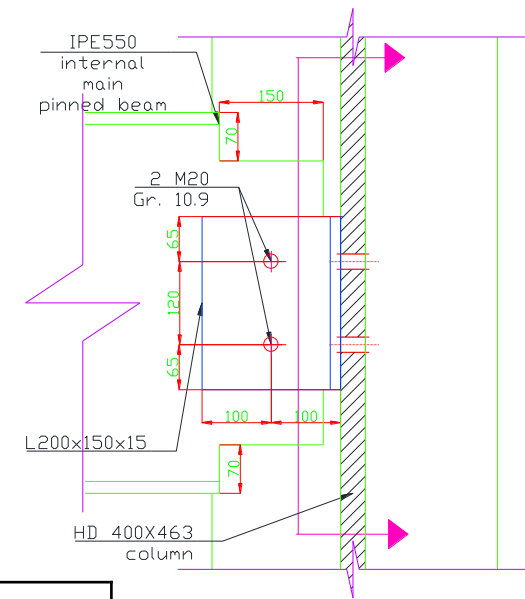


TRAVI PRINCIPALI INTERNE INCERNIERATE (IPE550, tutte nella direzione lunga)

Spaziatura tra gli incatenamenti (travi secondarie)	$s = 2.66 \text{ m}$
Luce degli incatenamenti	$L = 8 \text{ m}$

Azione di trazione di progetto per gli incatenamenti interni, T_i :

$$T_i = \max[0.8(g_k + \Psi \cdot q_k)s \cdot L; 75 \text{ kN}] = \max[0.8(5 + 0.5 \times 3)12 \times 8; 75 \text{ kN}] = 499.2 \text{ kN}$$



RESISTENZA A TAGLIO E FATTORI DI UTILIZZO UF PER LE CONNESSIONI DEI TIRANTI INTERNI

Elemento	Forza di trazione (kN)	Resistenza a taglio (kN)	Modalità di collasso	UF (-)
Travi secondarie interne incernierate	166	392	Sec. beam in bearing	0.42
Travi principali interne incernierate	499.2	392	Bolts in shear	1.27

- Per le connessioni delle travi interne secondarie, il fattore di utilizzo (UF) di 0.42 si traduce in un progetto appropriato.
- Per le connessioni delle travi principali interne incernierate, il fattore di utilizzo di 1.27 indica la necessità di un nuovo progetto. Conseguentemente, viene introdotta un'altra fila di bulloni (3 righe in totale), incrementando la resistenza a taglio a **588 kN** a cui corrisponde un fattore di utilizzo UF di **0.85** per la nuova configurazione progettata.

CONCLUSIONI: Il progetto iniziale delle connessioni per i carichi gravitazionali agli SLU per la condizione di progetto persistente può essere insufficiente per soddisfare i requisiti previsti per gli incatenamenti nel caso di elementi con grandi aree di pertinenza.

AZIONI NON IDENTIFICATE

Metodo del percorso alternativo del carico ALPM

Predizione semplificata della risposta dinamica

AZIONI PER LA SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

- Carichi permanenti DL
- Carichi variabili LL
- Nessuna specifica azione eccezionale è considerata

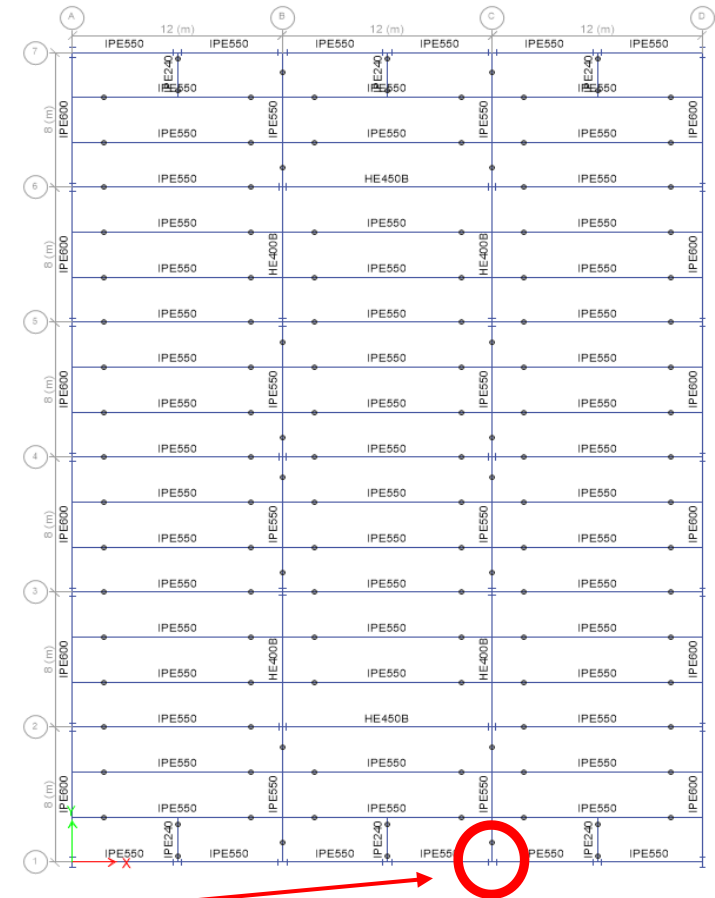
COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

$$DL + 0.5 \times LL$$

IPOTESI DI CALCOLO

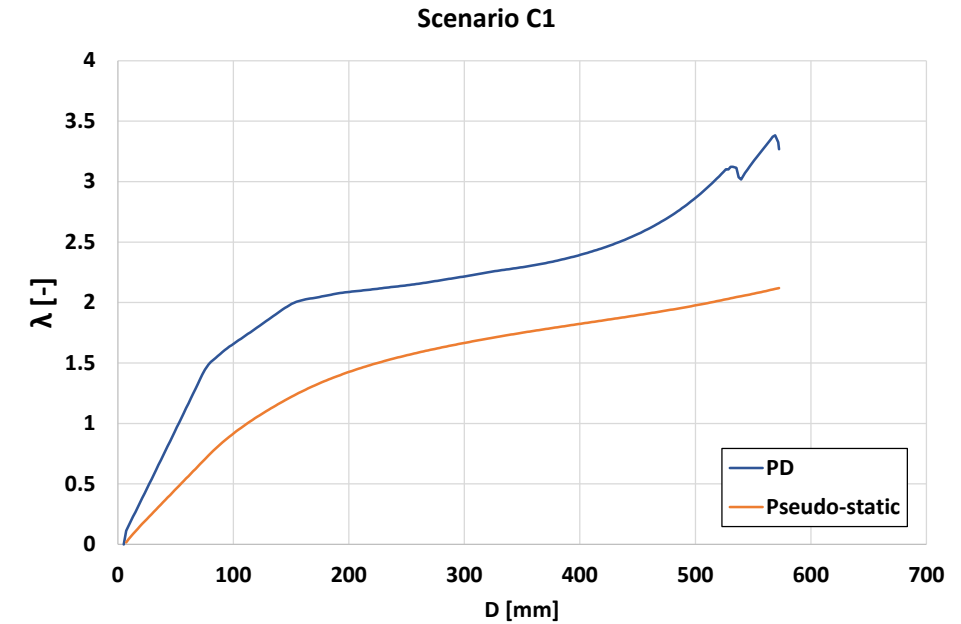
Il metodo numerico semplificato adottato consente di stabilire la massima duttilità richiesta e di verificare il rapporto domanda/capacità. Per determinare la risposta della struttura per uno scenario di rimozione di una colonna è stata eseguita un'analisi statica non lineare.

La colonna che si considera rimossa è al piano terra - C1.



ANALISI STRUTTURALE

- Per questo metodo, è stata eseguita un'analisi numerica statica non lineare su un modello 3D con il software SAP2000.
- Il carico gravitazionale è stato assegnato in accordo alla combinazione precedentemente menzionata. Il carico è stato applicato solo sulla zona collegata alla colonna: i primi due telai in direzione Y e il primo telaio in direzione X.
- E' stato imposto uno spostamento verso il basso della colonna fino al raggiungimento del collasso.
- Nell'analisi sono state considerate non linearità geometriche e del materiale (cerniere plastiche).



RISULTATI

- La curva di pushdown per lo scenario C1 è rappresentata dalla curva **PD (blu)**. Sull'asse verticale, la forza è stata normalizzata con il moltiplicatore del carico di gravitazionale λ ($\lambda=1$ per un carico applicato di 1,0 DL + 0,5 LL).
- Dopo aver eseguito il bilancio energetico (Izzuddin et al., 2008), è stata determinata e tracciata la curva pseudo-statica in modo comparativo con la curva pushdown - **curva pseudo-statica (arancione)**.

AZIONI NON IDENTIFICATE

Metodo del percorso alternativo dei carichi

Approccio totalmente numerico

Questo esempio fornisce informazioni sul progetto per minacce non identificate utilizzando il metodo ALPM mediante una analisi dinamica non lineare.

AZIONI PER SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

- Carichi permanenti DL
- Carichi variabili LL
- Nessuna specifica azione eccezionale è considerata

COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

$$DL + 0.5 \times LL$$

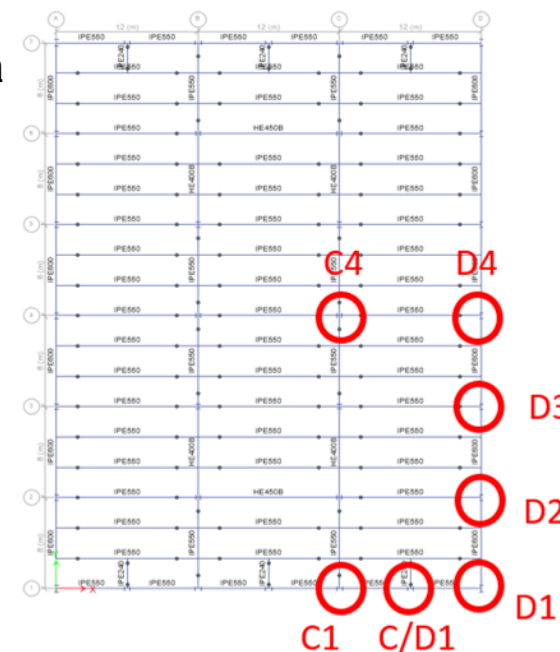
SCENARIO DI PERDITA DI UNA COLONNA

- E' stata considerata la rimozione di 7 colonne (vedi figura)
- Tutte le colonne sono posizionate al piano terra

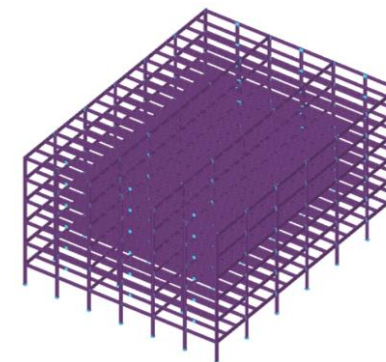
ANALISI STRUTTURALE

- Modello 3D
- Software Extreme loading for structure ELS

Scenari di perdita di una colonna



Vista del modello 3D



Gli effetti dinamici sono considerati implicitamente per mezzo di un parametro di durata della rimozione.

CALIBRAZIONE DEL MODELLO NUMERICO

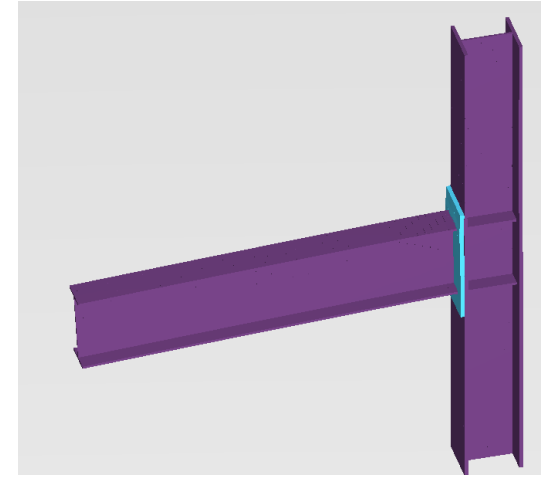
■ Due prove sperimentali sono state usate per calibrare il modello numerico:

■ Progetto CODEC :

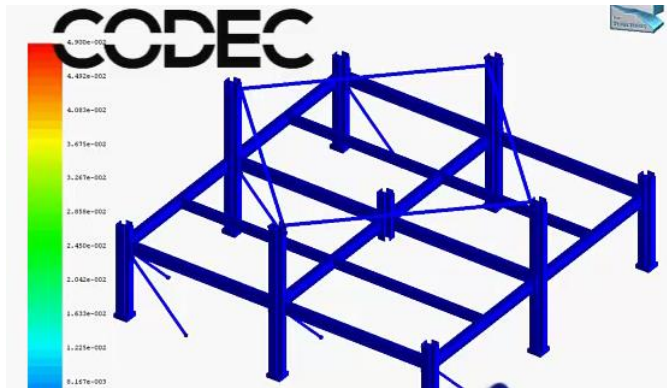
- Prova sperimentale su un telaio 3D di acciaio simulando la perdita di una colonna
- Rilevante per la risposta locale delle connessioni e il comportamento globale (transizione da risposta flessionale a risposta catenaria, capacità ultima)

■ Progetto Equaljoints :

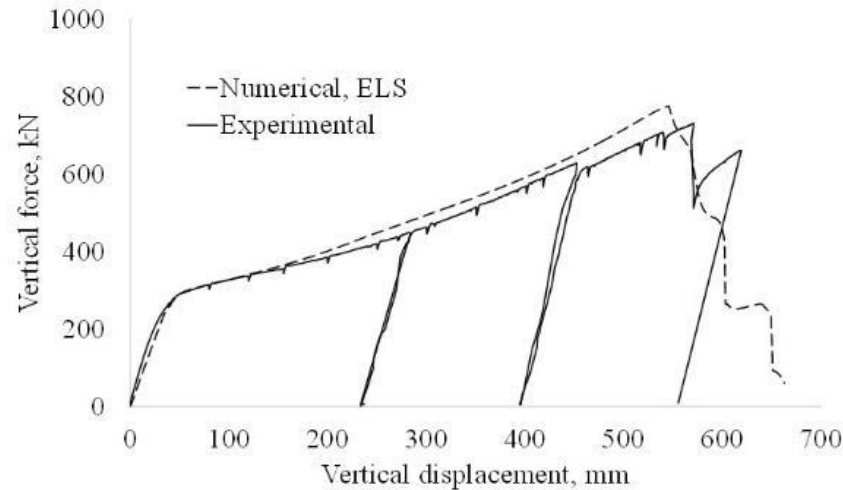
- Prove monotone e cicliche sulla risposta sismica di giunti trave-colonna
- Rilevante per la risposta di giunti trave-colonna di grandi dimensioni aventi configurazioni simili
- I giunti sono stati provati solo in condizioni di flessione



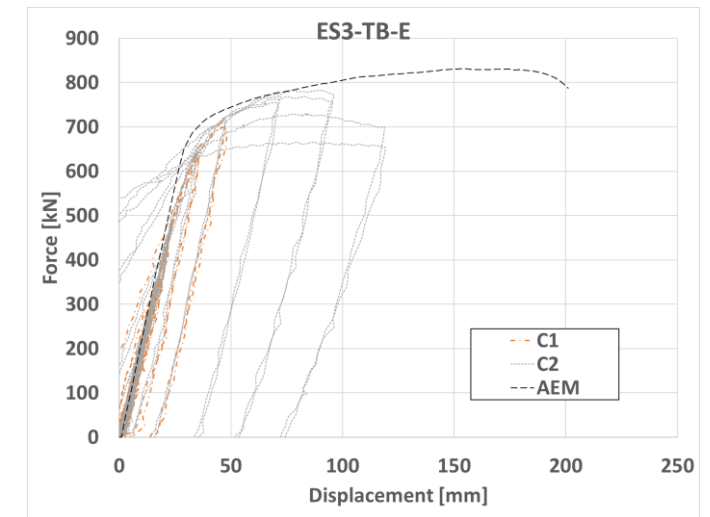
Configurazione di giunto testata in Equaljoints



Modello 3D provato in CODEC (mappa di colore delle tensioni)



Curve forza-spostamento, sperimentale vs. numerico (CODEC)

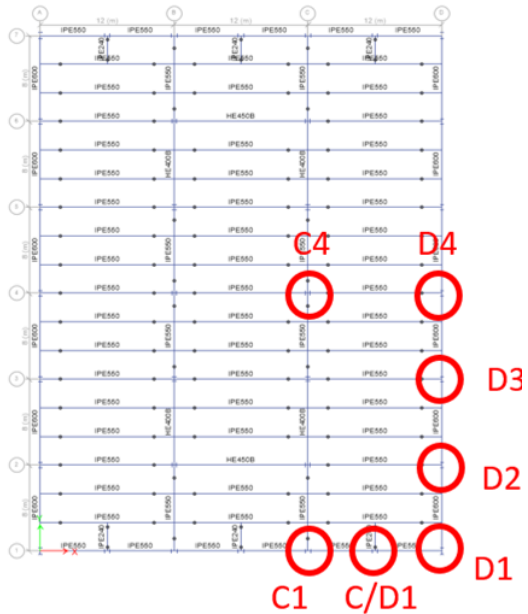


Curve forza-spostamento, sperimentale vs. numerico (Equaljoints)

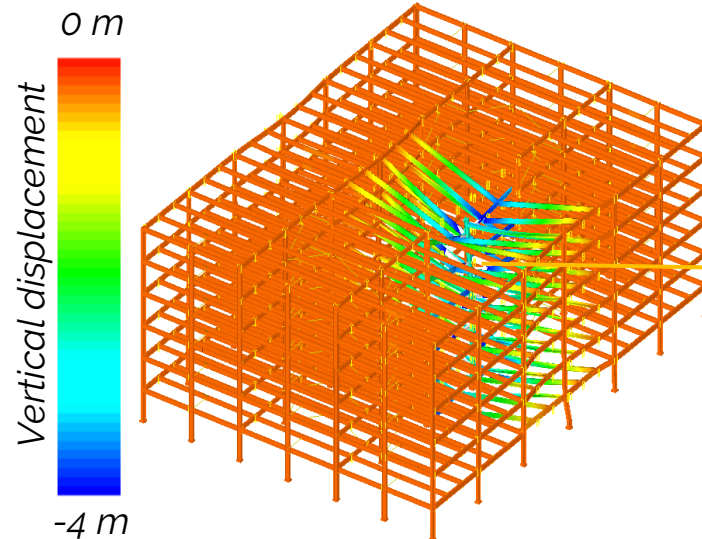
ANALISI

- Passo 1:** I carichi gravitazionali sono stati applicati ai solai mediante una analisi statica
- Passo 2:** Rimozione della colonna in 0.001 seconds

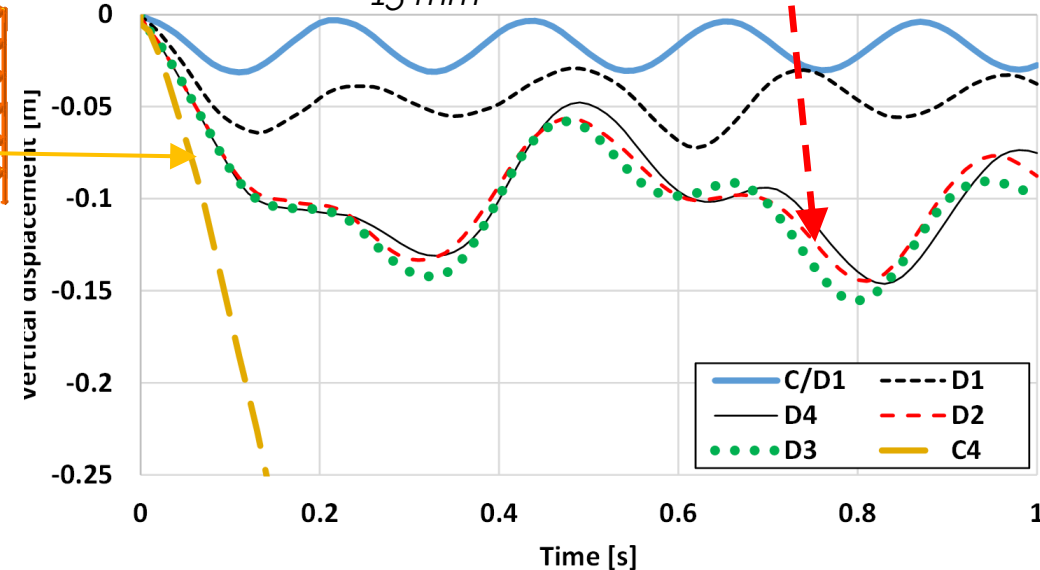
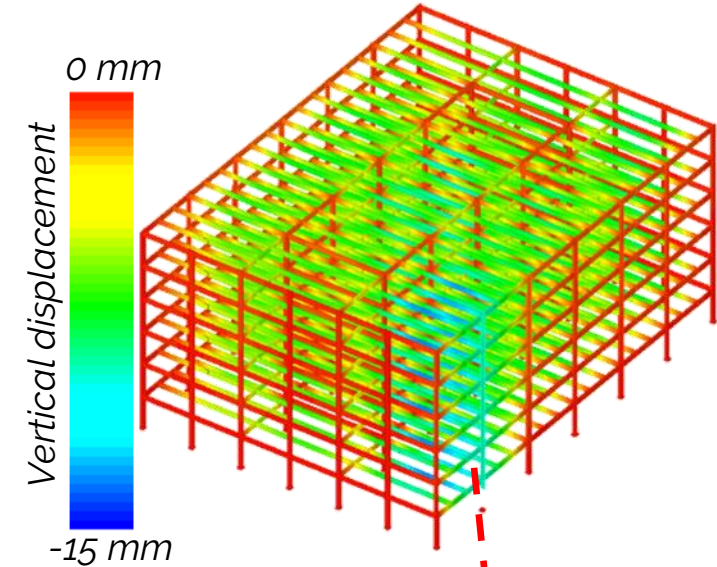
RESULTS



Rimozione della colonna C4 → collasso progressivo dell'intera zona influenzata



Per i casi C/D1, D1, D2, D3, D4, la struttura ha la capacità di resistere al collasso progressivo (la deformata mostrata si riferisce allo scenario D2)



I risultati qui presentati sono stati ottenuti usando il valore di progetto dei carichi gravitazionali: $DL + 0.5 \times LL$ ($\lambda = 1$).

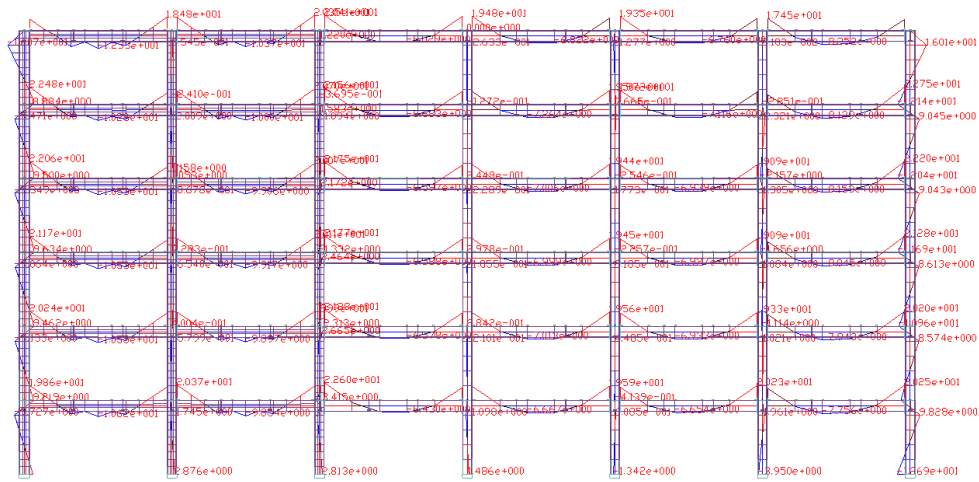


Diagramma dei momenti flettenti **prima** dello scenario di rimozione della colonna D2 [tf, m]



Diagramma dei momenti flettenti massimi **dopo** lo scenario di rimozione della colonna D2 [tf, m]

I risultati qui presentati sono stati ottenuti usando il valore di progetto dei carichi gravitazionali: $DL + 0.5 \times LL$ ($\lambda = 1$).

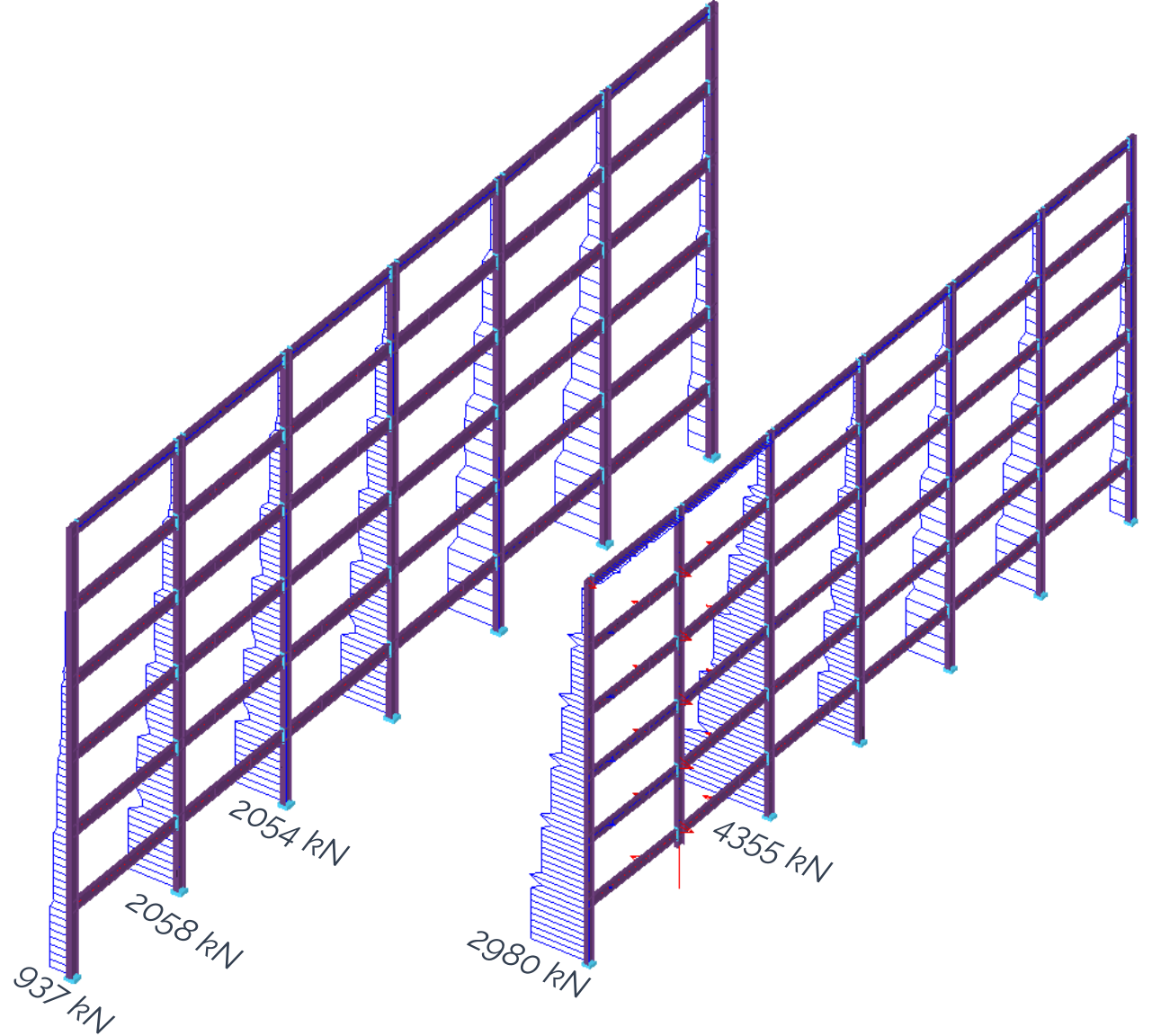


Diagramma delle azioni assiali **prima e dopo** lo scenario di rimozione della colonna D2 [tf]

■ I risultati presentati sono stati ottenuti utilizzando il valore di progetto dei carichi gravitazionali :

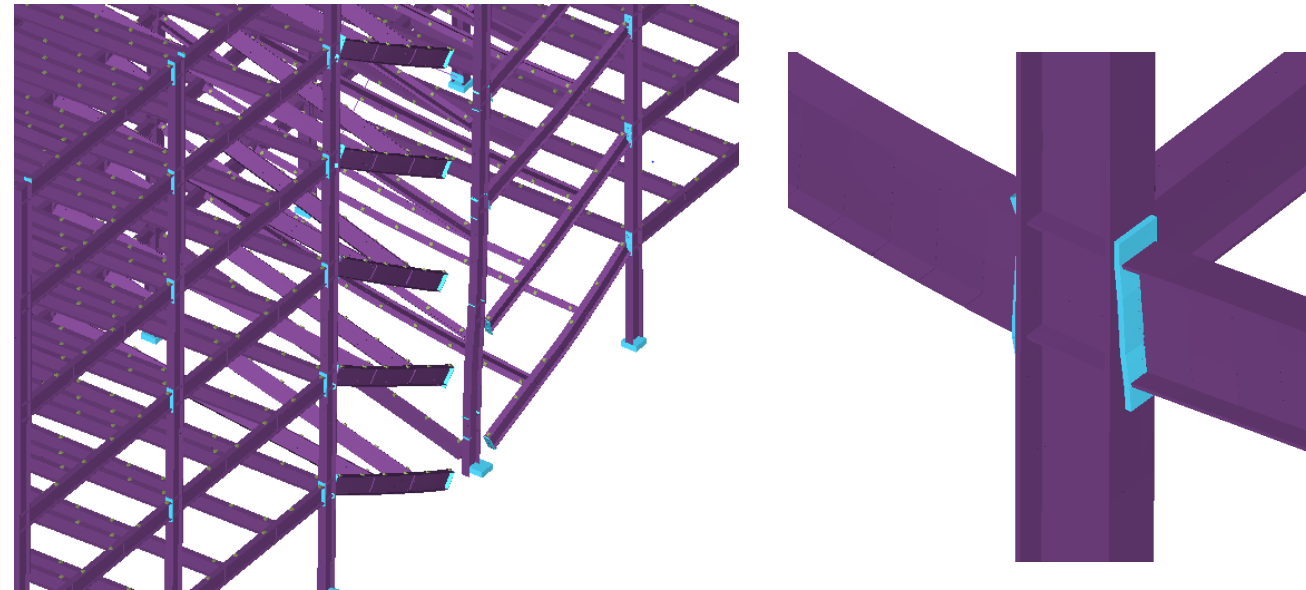
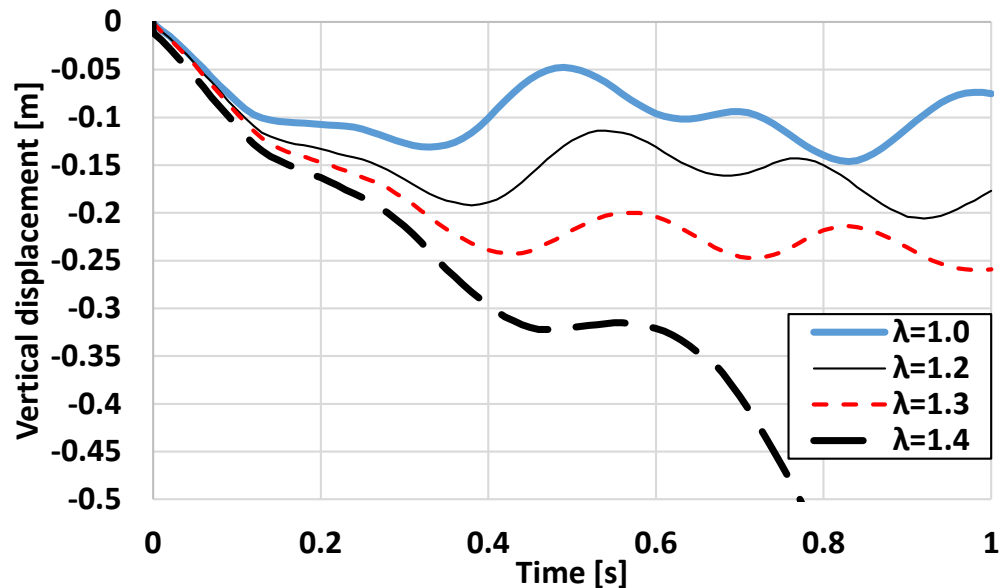
$$DL + 0.5 \times LL$$

(moltiplicatore del carico gravitazionale $\lambda = 1$)

■ Per valutare la riserva di resistenza nei confronti del collasso progressivo, i carichi gravitazionali sono stati incrementati proporzionalmente per mezzo del fattore λ fino al collasso della struttura

■ Le analisi dinamiche sono state ripetute per ciascun valore di λ

■ I risultati sono riportati per lo scenario D4



Il collasso del giunto trave.colonna innesca il collasso progressivo (scenario D4, $\lambda = 1.4$)

Per lo scenario D4, il collasso progressivo ha inizio per $\lambda = 1.4$ a causa del collasso del giunto trave-colonna di travi IPE600

■ OSSERVAZIONI

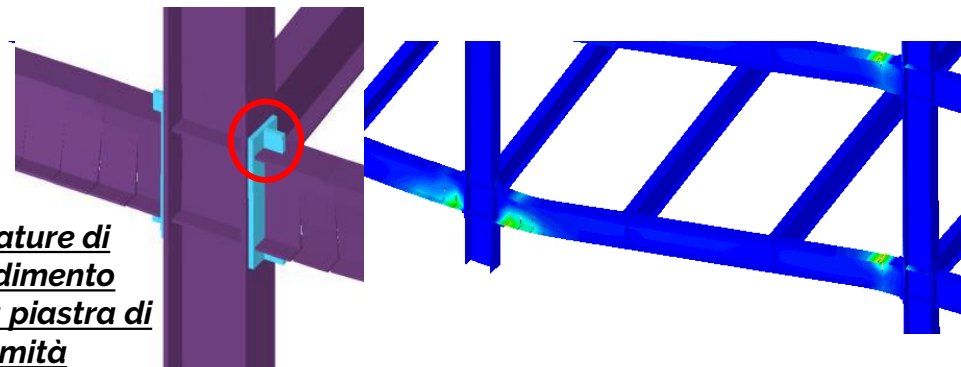
- Nel caso di rimozione della colonna C4, dove tutte le travi adiacenti sono incernierate, la struttura non è più in grado di trasferire i carichi, determinando il collasso progressivo → **La struttura deve essere nuovamente progettata.**
- Tutti gli altri scenari determinano una **risposta in sicurezza della struttura** (con deformazioni plastiche, ma senza determinare un collasso progressivo);
- Se i carichi gravitazionali agissero sulla struttura, il collasso progressivo potrebbe essere attivato –vedi caso D4, $\lambda = 1.4$.

IL NUOVO PROGETTO può essere fatto utilizzando diverse strategie. La strategia più efficace è basata sulla attivazione degli effetti catenaria.

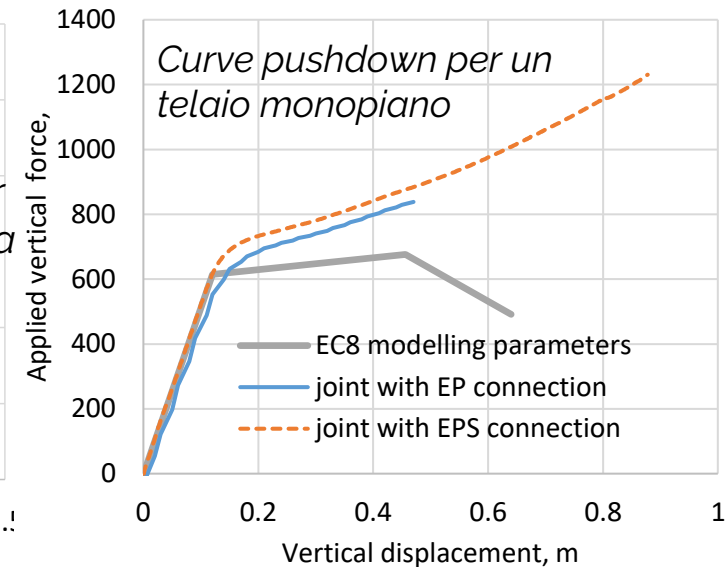
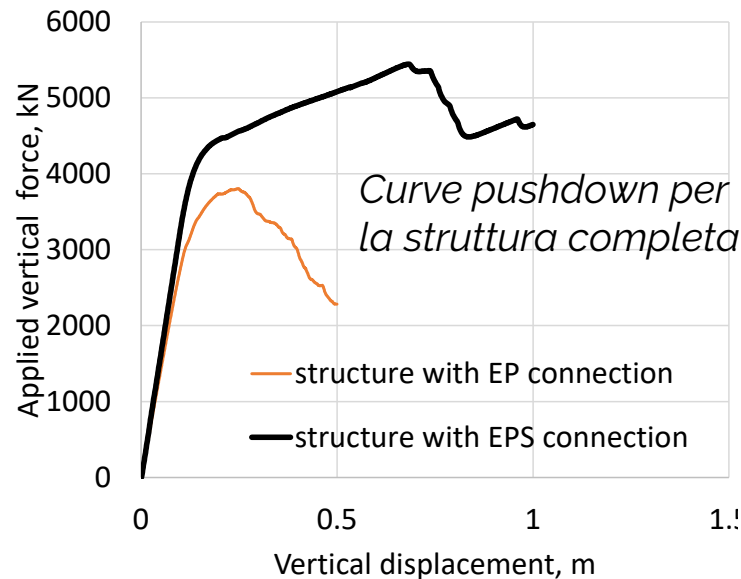
Poichè il punto debole è la capacità della connessione trave-colonna → strategia di rinforzo: potenziamento della connessione

nervature di irrigidimento superiori e inferiori agli estremi della trave

Per verificare l'efficienza della tecnica di rinforzo, sono state fatte analisi push-down della struttura con connessioni EP e analisi della struttura con connessioni rinforzate (EPS)



Nervature di irrigidimento della piastra di estremità



■ CONCLUSIONI

- La colonna persa è parte di un telaio resistente al sisma:
 - Quando la perdita di una colonna interessa un telaio sismo resistente (ad es., telaio perimetrale), il danno è limitato all'area direttamente interessata.
 - La struttura ha la capacità di 'superare' la colonna mancante e ridistribuire i carichi (è disponibile un percorso alternativo dei carichi).
- La colonna persa non è parte di un telaio resistente al sisma (ad es., struttura interna con estremi delle travi incernierati, B4 e C4):
 - Quando la perdita di una colonna interessa la struttura interna con travi con estremi incernierati (B4 e C4), il danno si propaga, e il collasso progressivo si sviluppa nell'intera area interessata.
 - Le connessioni incernierate non possono resistere alle grandi richieste di forza assiale risultanti dalla perdita della colonna.
 - Per limitare il danno e prevenire il collasso progressivo, le alternative al rinforzo delle connessioni incernierate (che può essere difficile da realizzare) sono:
 - Utilizzare connessioni momento-resistenti invece di connessioni incernierate (nuovo progetto);
 - Utilizzare l'azione composta tra la trave e la soletta in calcestruzzo;
 - Progettare le colonne come elementi chiave (per prevenire la perdita);
 - Ridurre o prevenire i rischi che portano alla perdita della colonna.

AZIONI IDENTIFICATE

■ Esplosioni interne

Approccio totalmente dinamico

■ AZIONE ECCEZIONALI

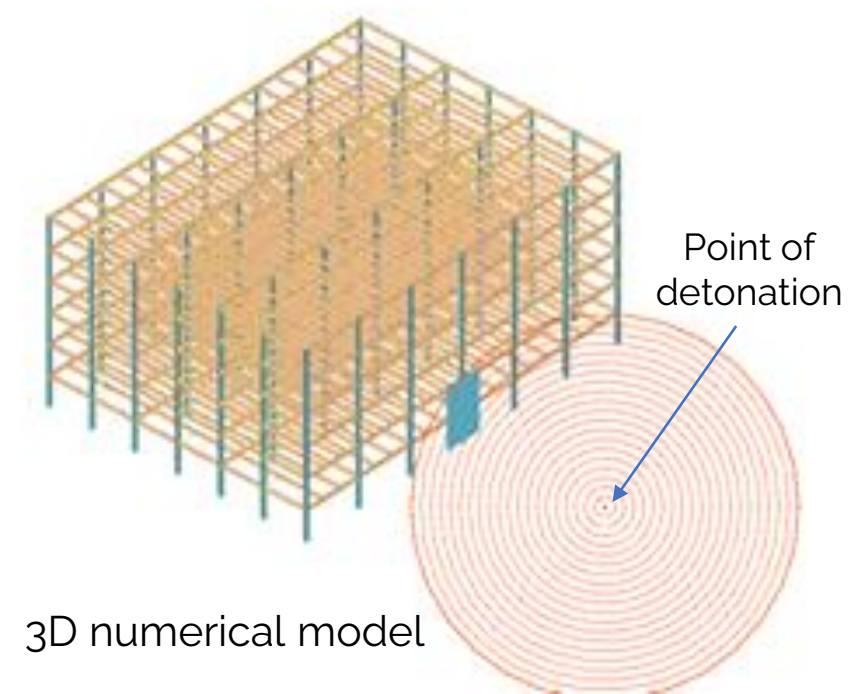
Azione dovuta all'esplosione A_{Ed}

■ DEFINIZIONE DELLO SCENARIO DI ESPLOSIONE

- Per permettere un confronto, lo scenario da esplosione è lo stesso considerato per l'approccio SDOF equivalente.
- Parametri di carico:
 - distanza di sicurezza $R = 20$ m;
 - carica esplosiva $W = 100$ kg of TNT;
 - Larghezza della parete di competenza della colonna = 5 m (2,5 m su ciascun lato);
 - la pressione dell'esplosione è considerata agire sulle colonne del 1° and 2* piano.

ANALISI STRUTTURALE

- E' stata fatta una analisi dinamica non lineare utilizzando l' Applied Element Method" (**AEM**) su un modello completo 3D con il software Extreme Loading for Structure (**ELS**).



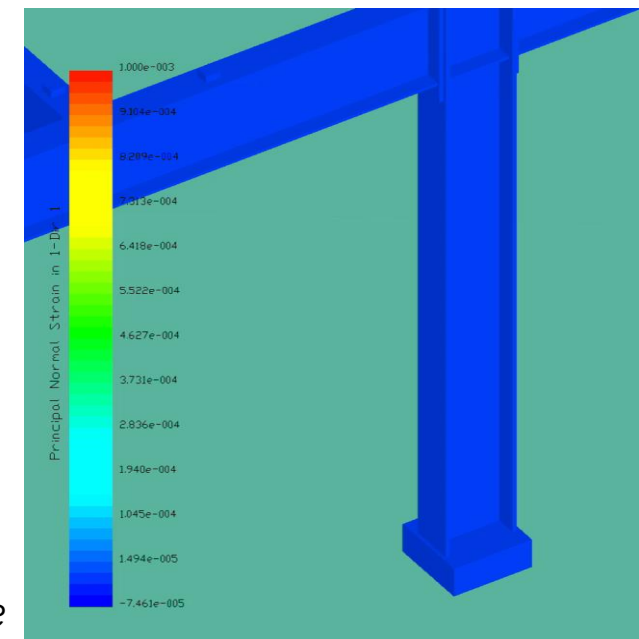
CALCOLI

L'analisi è effettuata in due passi:

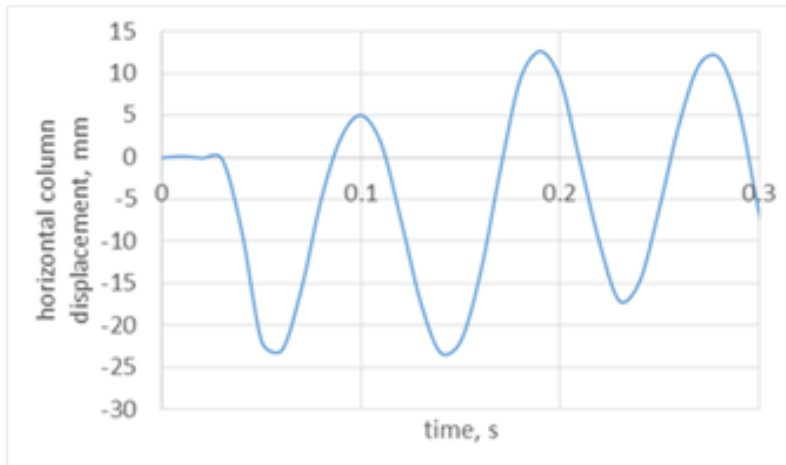
- Passo 1: con una analisi non lineare statica sono applicati alla struttura i carichi permanenti e i carichi variabili.
- Passo 2: la carica è fatta esplodere, e il carico dell'esplosione è applicato con una analisi dinamica non lineare:
 - Il passo temporale dell'analisi è $1E^{-6}$ s
 - È considerata la sola fase positiva dell'esplosione
 - Non è considerata la riflessione del terreno

RISULTATI

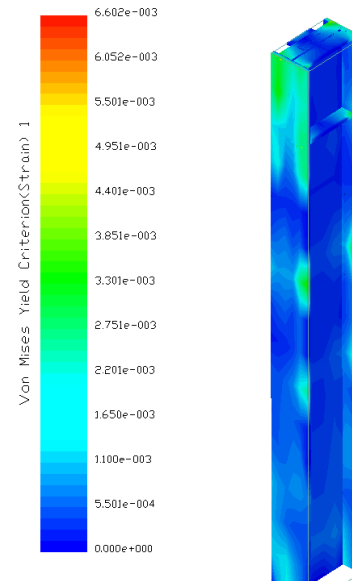
- Il massimo spostamento orizzontale a metà altezza della colonna è pari a 24 mm.
- La massima deformazione plastica è pari a 1%.



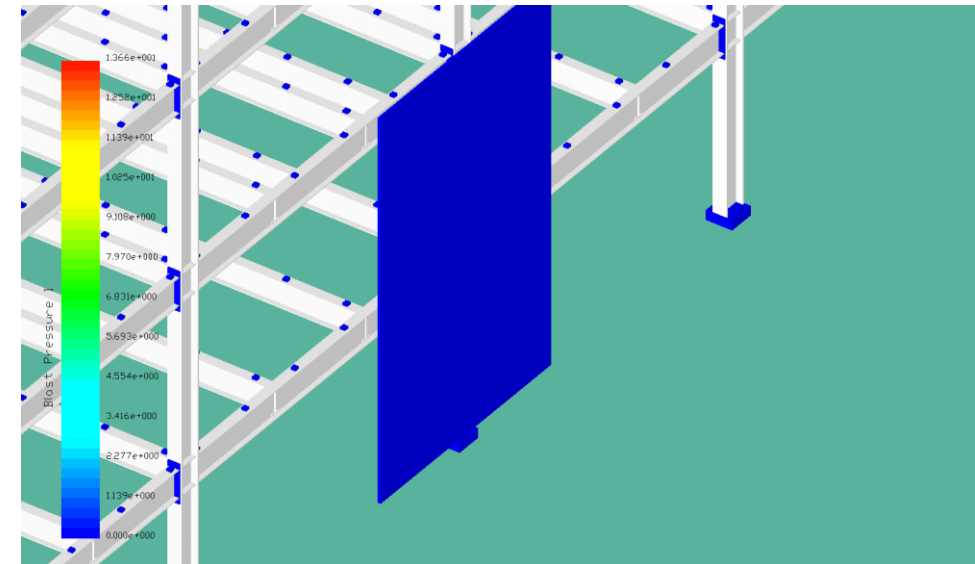
Storia di deformazione



Spostamento orizzontale a metà altezza della colonna



Massima deformazione plastica



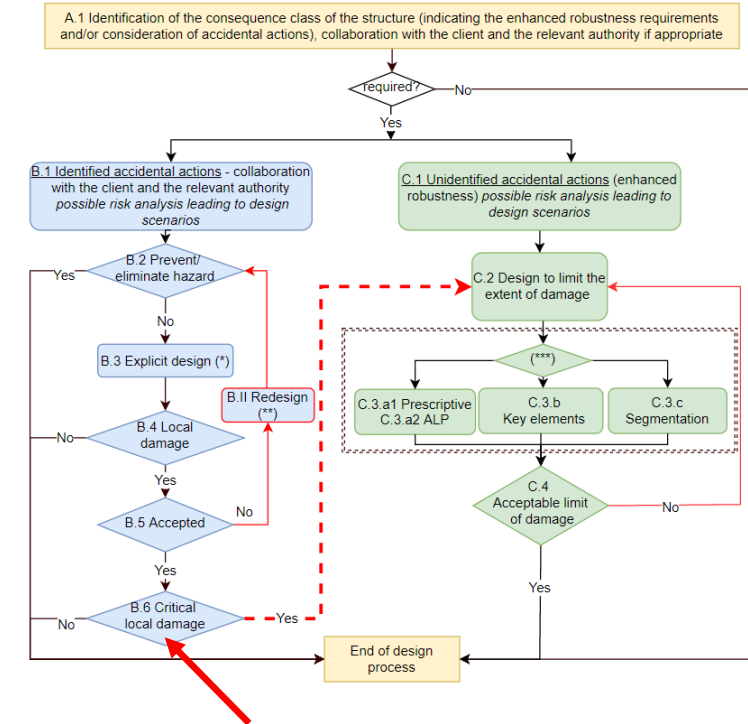
Distribuzione della pressione dell'esplosione nel tempo

CONCLUSIONI

Approccio totalmente dinamico vs. approccio SDOF equivalente

- Lo spostamento ottenuto con l'analisi dinamica non lineare è minore del valore ottenuto utilizzando il metodo tabulare (**24 mm** vs. **87 mm**) – **Box B.6** del diagramma di flusso per la robustezza;
- L'analisi non lineare può considerare la distribuzione della plasticità nell'elemento;
- Un modello 3D completo può considerare le reali condizioni al contorno e l'interazione tra gli elementi;
- Un approccio totalmente dinamico e una modellazione 3D può considerare una applicazione sequenziale della pressione dovuta all'esplosione sulla superficie (differenti tempi di arrivo lungo l'altezza della colonna).

- Si noti che, in caso di esplosioni in campo ravvicinato, gli effetti possono essere amplificati dalla pressione di sollevamento contro i piani adiacenti, situazione che può comportare effetti dinamici più elevati e persino il rischio di crollo progressivo (Dinu et al. 2018)



AZIONI IDENTIFICATE

■ Esplosione interna

Approccio statico equivalente

■ AZIONI PER SITUAZIONE ECCEZIONALE DI PROGETTO

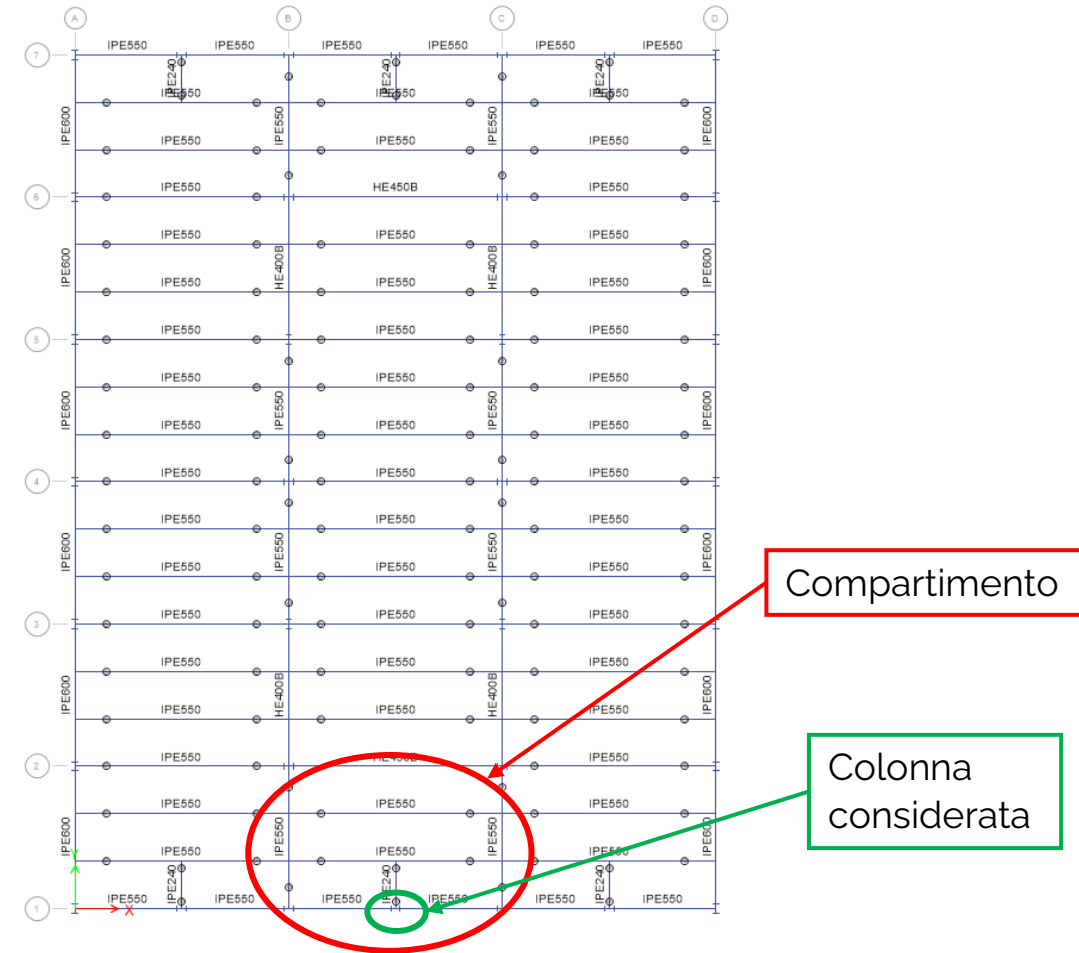
- Carichi permanenti DL
- Carichi variabili LL
- Pressione dovuta all'esplosione del gas A_{Ed}

■ COMBINAZIONE DELLE AZIONI PER SITUAZIONE DI PROGETTO ECCEZIONALE

$$DL + 0.5 \times LL + A_{Ed}$$

■ SCENARIO DELL'ESPLOSIONE DI GAS

- Il compartimento è posizionato al piano terra.
- La superficie di sfiato è considerata sulla parete esterna ed è costituita da vetrate, mentre le altre 3 pareti interne sono realizzate con materiali più resistenti (no ventilazione).



■ CALCOLI

- La superficie di sfiato e il volume del compartimento sono calcolati considerando che la parete perimetrale è una facciata continua in vetro che copre l'intera altezza del piano.

L	12	m	lunghezza
B	8	m	larghezza
H	4	m	altezza
A_v	48	m^2	area di sfiato
V	384	m^3	volume del compartimento

- La pressione statica equivalente per l'esplosione di gas interna è stata ottenuta utilizzando il massimo valore determinato come segue:

$$p_d = 3 + p_{stat}$$
$$p_d = 3 + \frac{p_{stat}}{2} + \frac{0.04}{(A_v/V)^2}$$

- La pressione alla quale le componenti di sfiato collassano, p_{stat} , è stata assunta pari a 3 kN/m^2 .
- Conseguentemente, la pressione di progetto associata alla situazione eccezionale è:

$$p_d = 7.06 \text{ kN/m}^2$$

ANALISI STRUTTURALE

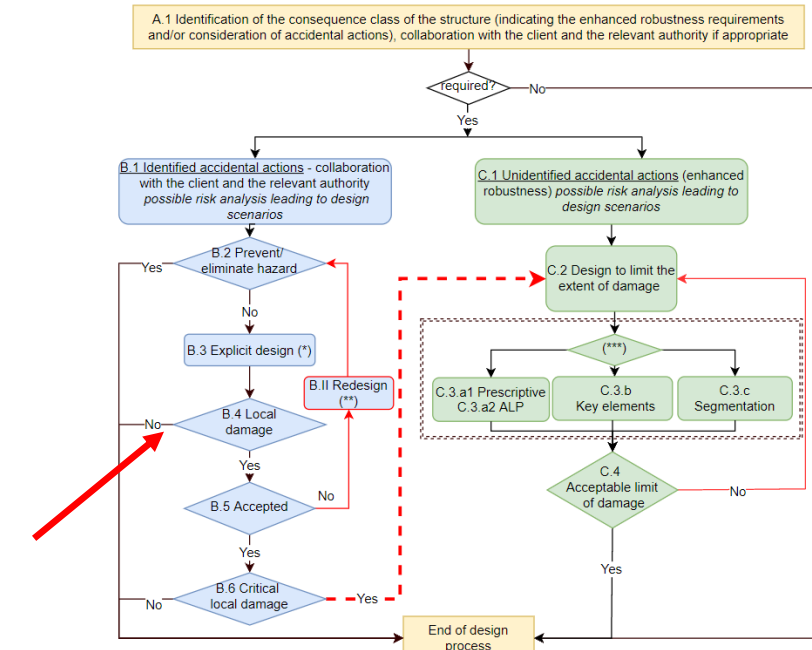
- E' stata condotta una analisi elastica lineare su un modello completo 3D utilizzando il software SAP2000. Le sezioni degli elementi sono quelle determinate con il progetto iniziale (situazione di progetto persistente e sismica).

RISULTATI

Sezione	Asse	Vincolo alla base	N (kN)	M (kNm)	UF	Spostamento laterale (mm)
HEB500	Minore	Incastro	612	72	0.279	0.57

CONCLUSIONI

- La colonna analizzata con questo approccio non eccede la sua capacità e non necessita di essere nuovamente progettata (**Box B.4 → Termine del progetto– Diagramma di flusso per la robustezza**).
- Tuttavia, poiché non si verifica alcun danno locale, è possibile utilizzare approcci più sofisticati per quantificare il danno che potrebbe verificarsi.



AZIONI IDENTIFICATE

■ Esplosione interna

Approccio dinamico (metodo TNT equivalente)

Nota:

- *La procedura proposta è una semplificazione della procedura dinamica (gli effetti della frangibilità delle pareti, delle perdite di pressione dal compartimento, ecc. sono trascurati).*
- *Il volume del gas viene sostituito nei calcoli con una carica equivalente di TNT. Anche per questo esempio è stata utilizzata la procedura applicata in caso di esplosione esterna.*

■ AZIONI ECCEZIONALI

- Pressione dovuta all'esplosione di gas A_{Ed}

■ SCENARIO DELL'ESPLOSIONE DI GAS

- Per lo scenario di esplosione del gas è stato considerato un compartimento di volume pari a 48 m³, con una concentrazione di metano del 6%.
- La massa del metano può essere calcolata come $W_g = V_{enclosure} \cdot Y_{methane} \cdot 6/100$

■ CALCOLI

■ La massa di TNT equivalente è determinata mediante la seguente relazione :

$$W_{TNT} = \eta \frac{W_g \times E_c}{E_{TNT}}$$

dove:

η	0.2 [-]	fattore di resa dell'esplosione
E_c	55 MJ/kg	calore di combustione del metano
W_g	1.91 kg	perdita totale di carburante
E_{TNT}	4.2 MJ/kg	calore di detonazione del TNT

■ ANALISI STRUTTURALE

- E' effettuata una analisi lineare elastica utilizzando un approccio SDOF seguendo la procedura utilizzata per l'esplosione esterna.
- Si suppone che la carica sia posizionata al centro del compartimento assumendo una 'distanza di standoff' di 4 m dalla colonna.

PARAMETRI DI CARICO

- Così come per l'esplosione esterna, i parametri di carico sono funzione della 'distanza di stand-off'.
- Successivamente, sono determinati la velocità del suono C_r e la pressione dinamica di picco, seguiti dagli intervalli fittizi di tempo ridotti, dal 'clearing time' e dalla pressione di picco agente sulla parete.

APPROCCIO SDOF

- È stata assunta una larghezza di competenza pari a 4m per la parete davanti alla colonna.
- E' stato utilizzato un fattore **DLF di 1.4** per il carico ed è stato applicato un **DIF di 1.2** alla tensione di snervamento.

Pressione incidente	$P_{so} = 198.87 \text{ kPa}$
Impulso incidente	$I_s = 198.46 \text{ kPa.ms}$
Pressione riflessa	$P_r = 663.44 \text{ kPa}$
Impulso riflesso	$I_r = 514.65 \text{ kPa.ms}$
Tempo di arrivo	$t_a = 3.87 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6.62 \text{ ms}$
Durata della fase positiva	$t_0 = 3.7 \text{ ms} \cdot W^{\frac{1}{3}} = 6.33 \text{ ms}$
Lunghezza d'onda dell'esplosione	$L_w = 0.85 \frac{m}{kg^{\frac{1}{3}}}$
Velocità frontale dell'onda di pressione	$U = 557.06 \frac{m}{s}$

Velocità del suono	$C_r = 0.47 \frac{m}{ms}$
Pressione dinamica di picco	$q = 100 \text{ kPa}$

Durata fittizia della fase positiva	$t_{of} = 2 \frac{I_s}{P_{so}} = \frac{396.96 \text{ kPa.ms}}{198.87 \text{ kPa}} = 1.996 \text{ ms}$
Durata fittizia dell'onda riflessa	$t_{rf} = 2 \frac{I_r}{P_r} = \frac{1029.3 \text{ kPa.ms}}{663.44 \text{ kPa}} = 1.551 \text{ ms}$

Clearing time	$t_c = \frac{4s_d}{(1 + r_{s,l})C_r} = \frac{4 \times 2}{(1 + 0.5)0.47} = 11.348 \text{ ms}$
Pressione di picco agente sulla parete	$P = P_{so} + q \cdot C_D = 198.87 + 100 \times 1 = 298.87 \text{ kPa}$

APPROCCIO SDOF

- Dopo alcune iterazioni, si sono ottenuti i seguenti rapporti:

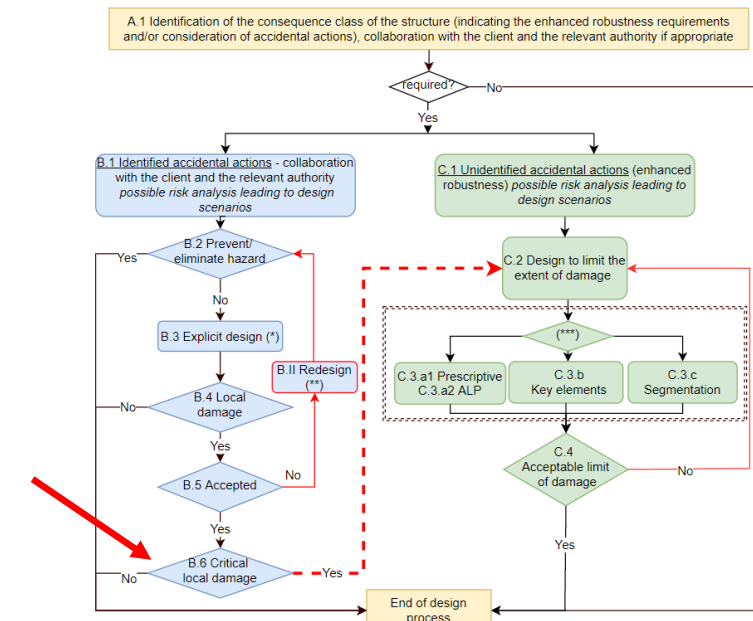
Rapporto	$\frac{t_{rf}}{T_c} = 0.08$
Rapporto	$\frac{R_m}{F_P} = 0.27$

RISULTATI

- Si è ottenuta una richiesta del rapporto di duttilità $\mu_1 = 0.9$ per lo spostamento fuori piano.
- E' stato selezionato un obiettivo di progetto B1 (danno pesante) a cui corrisponde una capacità $\mu_{max} = 1$.

CONCLUSIONI

- Utilizzando il metodo TNT equivalente, si verifica un danno locale non critico per la stabilità della struttura; la colonna ha un rapporto di domanda di duttilità **di 0.9**, minore di 1.
- In accordo al diagramma di flusso per la robustezza, **box B.6**, poichè tutti gli obiettivi sono soddisfatti, il **processo progettuale è concluso**.



ESEMPI APPLICATIVI

Milano 20-21/05/2022

Děkuji! Dank je! Thank you! Merci!
Dankeschön! Grazie! Dziękuję Ci!
Obrigado! Mulțumesc! Gracias!



Nadia Baldassino, Giacomo Roverso, Riccardo Zandonini

nadia.baldassino@unitn.it, giacomoroverso@gmail.com, riccardo.zandonini@unitn.it

steelconstruct.com/eu-projects/failnomore



Research Fund for Coal & Steel

FAIL **NO**
MORE



UNIVERSITÀ
DI TRENTO