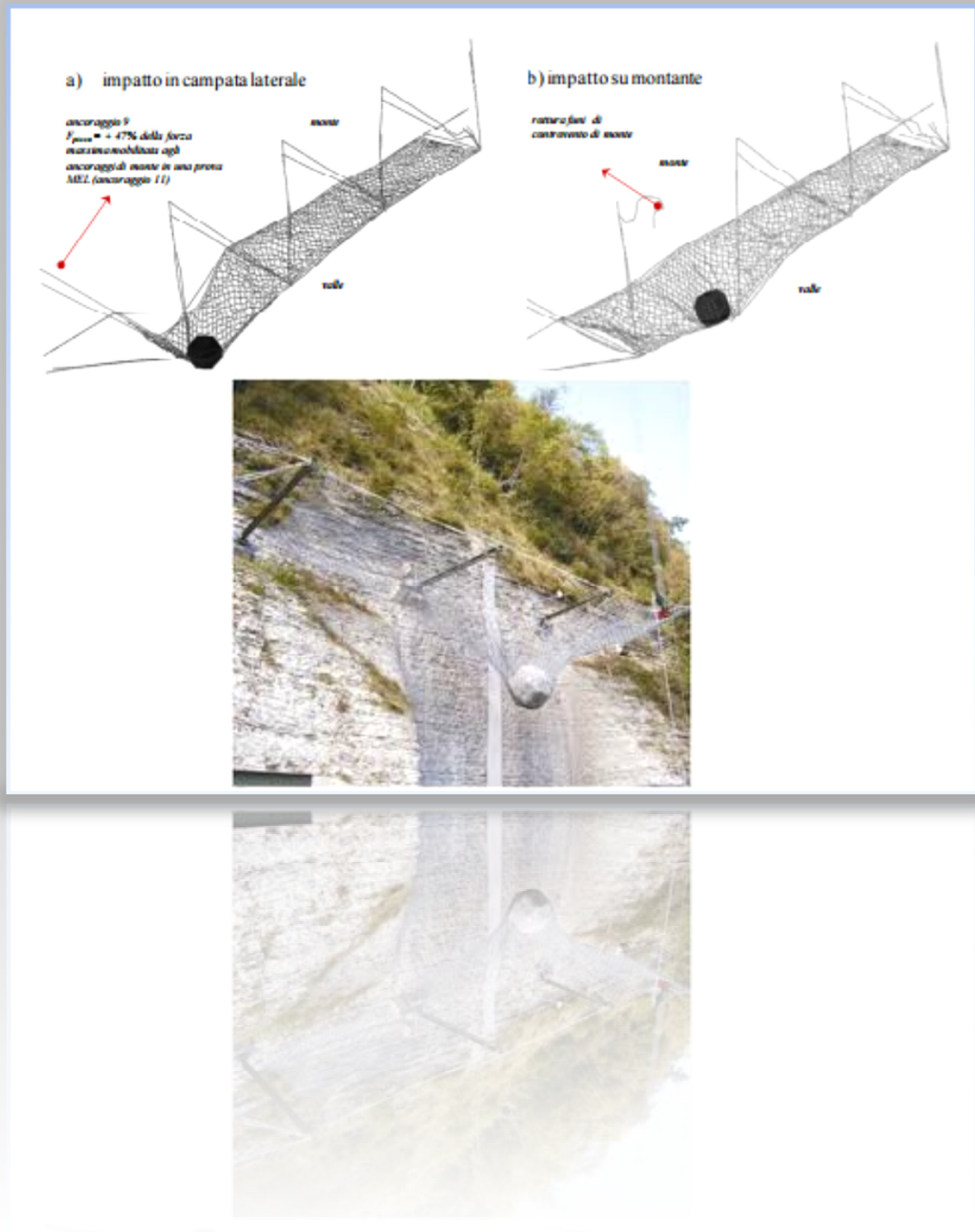


Modellazione FEM di barriere paramassi ad alta deformabilità in ambiente EE di Nolian All-In-One



Francesco Oliveto , Ingegnere – utente Nolian All-In-One – Softing S.r.l

Francesco Canterini, Ingegnere – collaboratore – Softing S.r.l

1. SOMMARIO

Nel presente lavoro viene trattata la modellazione numerica FEM non lineare inerente la verifica di opere di difesa passiva da fenomeni di crolli, quali sono le barriere paramassi. Queste ultime sono installate lungo le pendici a valle di ammassi rocciosi fratturati con elevata probabilità di crollo, allo scopo di intercettare e arrestare il blocco di progetto dotato di massa **M**, velocità **V** ed energia **E** durante il fenomeno di impatto tramite diverse forme di dissipazione energetica.

Lo studio FEM di tale tipologia strutturale, poco ricorrente nella pratica professionale e fuori dai modelli standard, si presenta molto complesso per quattro principali motivi:

1. Il fenomeno di impatto è di tipo dinamico impulsivo, le forze che si generano all'impatto hanno durate brevissime (ordine dei millisecondi) per cui gli algoritmi dell'integrazione diretta delle equazioni del moto devono essere abbastanza robusti al fine di non incorrere in problemi di instabilità numerica.
2. Campo di grandi spostamenti e deformazioni. Il problema è altamente non lineare a livello geometrico, si pensi che le barriere elastoplastiche a rete, presentano una deformazione massima dello stesso ordine di grandezza della struttura (3-4 m). Il codice deve presentare una libreria di elementi finiti in grandi spostamenti e/o deformazioni capace di seguire la deformata corrente istantanea, tramite formulazioni corotazionale o lagrangiane aggiornate.
3. Deformazioni plastiche degli elementi. Durante l'impatto alcuni elementi della barriera quale i montanti, le funi, i dissipatori possono entrare in campo plastico e dissipare energia. Gli stessi elementi finiti di cui al punto 2, devono avere anche una formulazione non lineare meccanica accoppiata e non, per descrivere i fenomeni che avvengono. Quindi necessitano di elementi beam non lineari a fibre o cerniere plastiche, cavi, dissipatori ad attrito assiali etc.
4. L'ultimo problema il più complesso, è la modellazione del contatto blocco-rete tramite dissipazione energetica per attrito trasformata in calore. Non tutti gli ambienti software sono capaci di modellazioni così accurate.

Lo scopo principale è quello di illustrare le potenzialità dell'ambiente EE di Nolian All-in One, in termini di metodi e modelli non lineari di analisi presenti nella libreria software al fine di poter testare l'affidabilità su opere in vera grandezza.

2. INTRODUZIONE

Nella letteratura scientifica, i crolli al pari delle colate sono classificate come **fenomeni da rapidi ad estremamente rapidi (velocità > 3m/s)** con **elevata capacità d'espansione** costituendo dunque una fonte di pericolo per qualsiasi attività umana. La velocità dei movimenti può infatti essere tale da **rendere inefficace la messa in opera di qualsiasi strumentazione d'allarme**, indirizzando gli studi verso le **misure di prevenzione**. Il termine "**frane da crollo**" si riferisce al distacco di una massa di dimensione variabile da una parete rocciosa o da un pendio dotato di elevata acclività, dove l'innesco del movimento di caduta è determinato generalmente (vedi fig.1):

1. *Dalla rottura per taglio o trazione lungo piani di discontinuità preesistenti dall'ammasso stabile con spostamento di distacco nullo o trascurabile nelle fasi iniziali ;*
2. *Il movimento è seguito da un moto vario per caduta libera in aria, impatto, rimbalzo, rotolamento o scivolamento, da rapido a estremamente rapido*

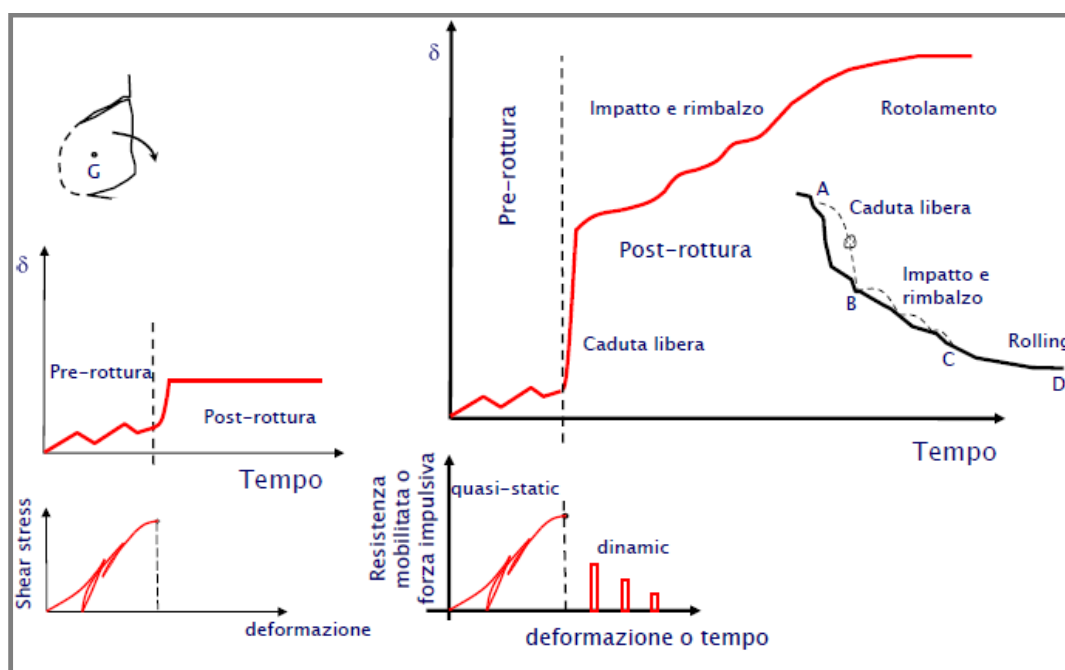


Figura.1 : Evoluzione di una frana per crollo (da Cascini et.al)

In passato tra gli interventi di protezione passiva contro la caduta massi, si distinguevano soprattutto barriere rigide, strutture poco flessibili che intercettavano le rocce e lasciavano il compito di dissipare l'energia di impatto ai materiali di rivestimento, come sabbia o terra riportata quali rilevati paramassi.

Negli ultimi anni invece si sta sempre più diffondendo l'uso di barriere a rete, più flessibili, le quali installate su versanti potenzialmente instabili hanno la funzione di intercettare e bloccare la caduta di blocchi di roccia, tramite una rete metallica, che svolge anche il compito

di trasmettere attraverso funi, e altri elementi di collegamento, le forze di impatto alle strutture di fondazione.

L'assenza di metodi di progettazione consolidati comporta che la verifica di queste strutture viene affidata a prove di impatto in vera grandezza, necessarie a valutare la reale efficacia di ogni tipo di barriera. Tali test sono molto onerosi in termini di tempo e costo. Dall'inizio del 2008 i test sono disciplinati a livello europeo dalle linee guida (ETAG 27)[1].

In questo contesto, la modellazione numerica si pone come strumento utile alla progettazione in supporto alla sperimentazione, particolarmente nella estrapolazione dei suoi risultati ai casi reali, permettendo di studiare le barriere nei loro dettagli fino all'intera struttura.

3. BARRIERE PARAMASSI

Tra i numerosi sistemi di protezione passiva disponibili, le barriere paramassi rappresentano una soluzione efficiente. Sono strutture metalliche progettate per dissipare l'energia cinetica derivante dall'impatto dei blocchi che cadono. Per questo motivo, le prestazioni di una barriera paramassi è generalmente espressa in termini di capacità massima di energia che sono in grado di assorbire. Poiché la dissipazione di energia si realizza attraverso l'accumulo di deformazioni permanenti del sistema, la valutazione della barriera può essere definita anche in termini di deformabilità. Maggiore è la capacità di deformazione plastica maggiore sarà l'energia della stessa, come riportato in figura 2.

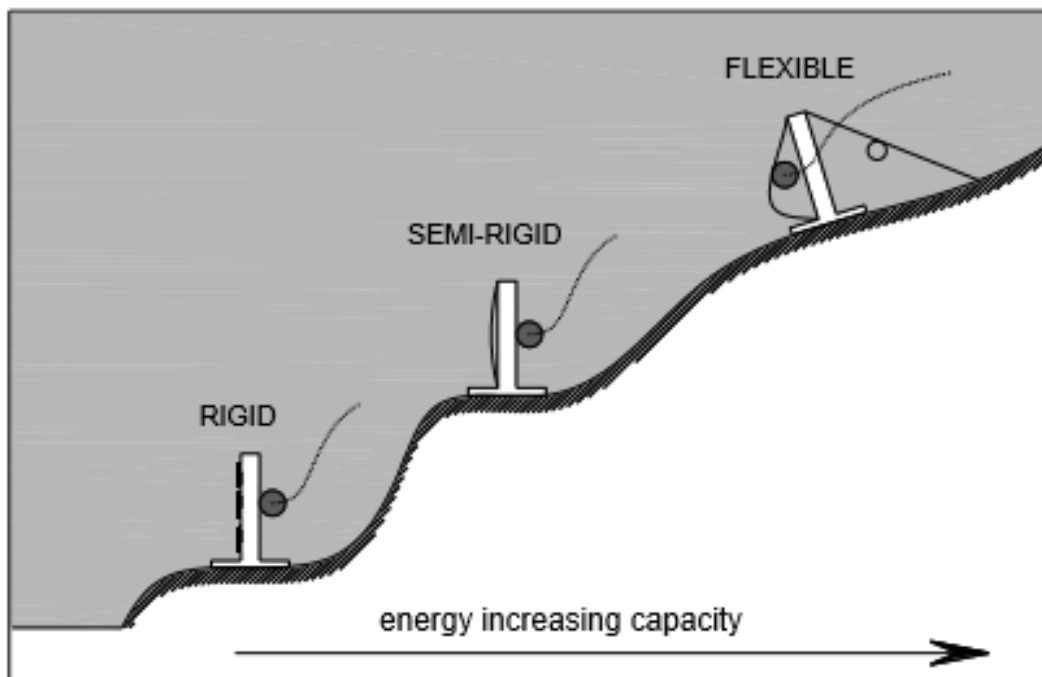


Figura.2 : Scheme of the relevant typologies of Rockfall barrier, absorbing capacity related to the system deformation (Gottardi et al. 2011).

In funzione della massima energia dissipata, le barriere paramassi si distinguono nelle seguenti tipologie:

- A. **Barriere flessibili** : quando il sistema è in grado di dissipare un alto valore energetico impattante (*fino a 8000 kJ*) mediante grandi deformazioni irreversibili ;
- B. **Barriere rigide e semirigide** : quando il sistema è meno deformabile ha una capacità di assorbimento relativamente minore o di bassa energia (*poche centinaia di kJ, esempio max 250 kJ*).

Le barriere paramassi sono state progettate con l'assemblaggio di tanti elementi funzionali per resistere a eventi impulsivi fortemente dinamici derivanti da blocchi che cadono. Essa implica alta non linearità della risposta a tutti i componenti, mentre le interazioni generate tra gli elementi coinvolgono meccanismi complessi che non sono facili da prevedere. Inoltre, la condizione di impatto di un evento di caduta massi su una barriera di protezione ha una forte variabilità. Molti parametri devono essere considerati quando si prevede un progetto di intervento, sia in termini di progettazione della barriera (cioè caratteristiche geometriche e meccaniche) e la previsione della manifestazione paramassi (cioè il volume, la velocità e la traiettoria del blocco impattante). Considerando le strutture esistenti barriere paramassi, il problema dovrebbe essere diviso in due rami principali:

- barriere ad alta energia, generalmente definiti anche come flessibile (Figura.3a), che permettono lo sviluppo di deformazione permanente della struttura per dissipare elevare il livello di energia cinetica (*da poche centinaia a migliaia di kilojoule*).

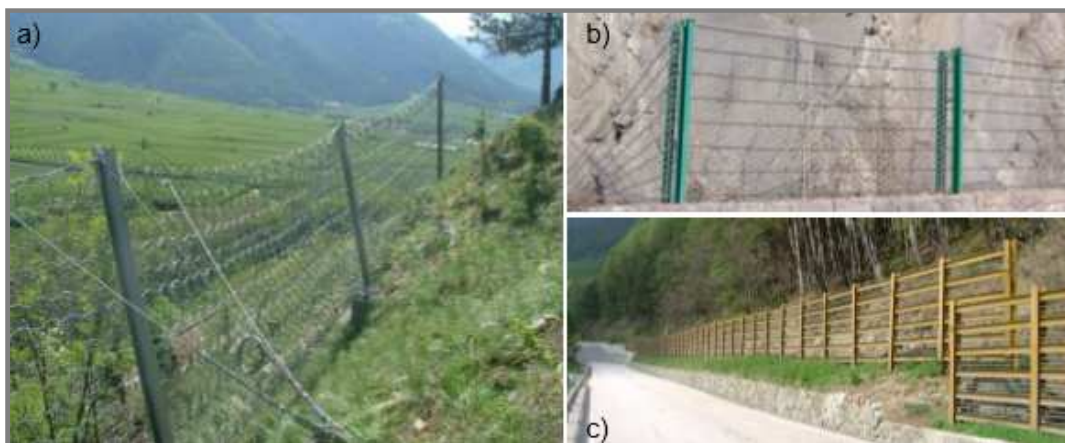


Figura.3 : Rockfall protection barrier types (courtesy of the Autonomous Province of Bolzano):
a) flexible; b) semi-rigid and c) rigid.

- barriere a bassa energia, denominate rigide o semi-rigide per la caratteristica del sistema (Figura 3.b/c). La struttura è simile alla barriera flessibile ma presentano differenze cruciali in alcuni elementi costitutivi e alle loro interconnessioni che portano a un disegno semplificato. A causa di questa modifica della struttura del

sistema è meno deformabile, influenzando così la capacità complessiva di assorbimento di energia che è generalmente *inferiore a poche centinaia kilojoule*.

Per quanto riguarda gli aspetti progettuali, di fondamentale importanza nell'approccio al problema sono le prove in sito, che consentono un'osservazione diretta del fenomeno ed una valutazione immediata dei parametri principali che lo governano (individuazione dei percorsi di caduta, energia cinetica assunta dai massi, etc.). La sperimentazione in sito ha quindi lo scopo di mettere in evidenza gli aspetti fenomenologici della caduta dei massi che, per il loro carattere specifico ed aleatorio, sarebbero altrimenti assai difficili da determinare e quantificare correttamente.

Il posizionamento delle opere deve essere tale da intercettare le traiettorie dei blocchi in caduta e quindi la previsione e la definizione del possibile moto del masso rivestono un ruolo fondamentale nella fase di progettazione e condizionano anche la scelta tipologica ottimale dell'intervento. Il corretto funzionamento di una barriera dipende in maniera preponderante dal dimensionamento dei componenti della struttura.

Generalmente la normativa di riferimento a cui si attingeva durante la fase di progettazione dell'opera era costituita dai seguenti elementi legislativi:

- *D.M. n° 47/88 per le opere di fondazione;*
- *D.M. 9/01/96 per le opere in cemento armato;*
- *Eurocodice EC7 per l'ingegneria geotecnica;*
- *Le raccomandazioni AICAP per gli ancoraggi nei terreni e nelle rocce.*

La complessità del fenomeno 'caduta massi' dovuta ai numerosi fattori di tipo dinamico che la governano e il crescente interesse verso questa tematica ha portato alla necessità di definire in modo univoco i criteri per la progettazione e classificazione delle strutture paramassi.

I più recenti aggiornamenti normativi dono il D.M. 14/09/2005: 'Norme tecniche per le Costruzioni' ed in particolare, nel febbraio 2008, l'Organizzazione Europea per il Benestare Tecnico (EOTA) ha rilasciato le linee guida di Benestare Tecnico Europeo per il kit di protezione contro la caduta massi, ETAG 027 [1].

Quest'ultimo documento non riguarda i principi di progettazione ma armonizza le regole di qualificazione dei materiali e certifica le prestazioni che il kit è in grado di fornire tramite una procedura di sperimentazione che garantisca la conformità alle norme europee.

Tutte le tipologie di kit paramassi sono realizzate mediante la successione di uno o più moduli funzionali. Il contenuto minimo di un kit rientrante nelle linee guida ETAG 027 è di tre moduli funzionali identici (3FM).

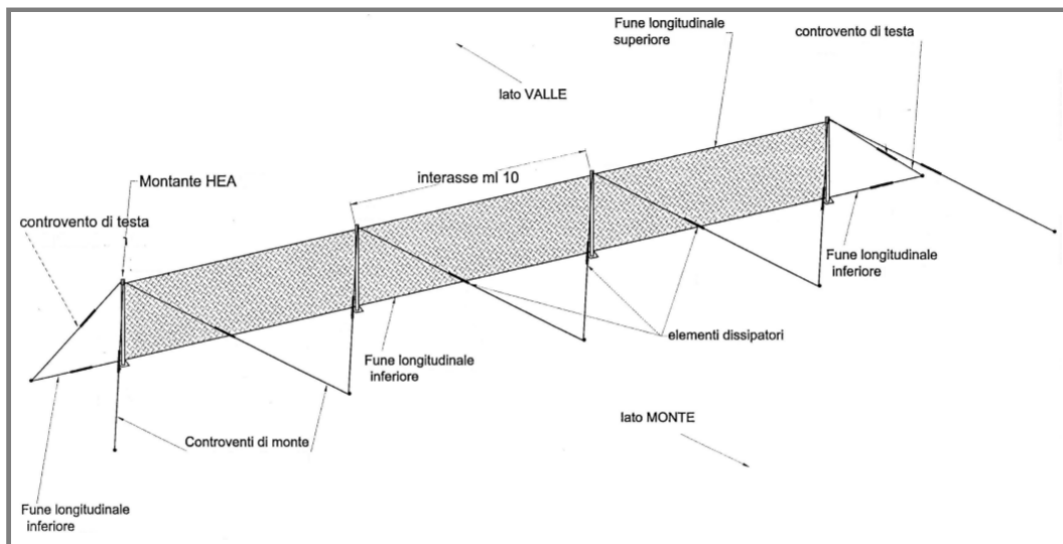


Figura.4 : Schema assonometrico di un kit paramassi tipo

Questa possibilità di assemblaggio del prodotto permette di adeguare la lunghezza della struttura all'estensione delle opere da proteggere e di seguire agevolmente la conformazione planoaltimetrica del terreno. Nella figura 4 è rappresentato uno schema assonometrico che descrive qualitativamente un generico kit paramassi collaudato nelle prove.

La descrizione qualitativa di un generico kit paramassi può partire dalla scomposizione in quattro elementi costituenti fondamentali:

- **struttura di intercettazione:** questa è usualmente costituita da una o più reti metalliche sovrapposte, la rete principale è composta da cavi o fili metallici collegati in vari modi: si possono adottare maglie quadrate di fune connesse da borchie (questa variante prevede che nella denominazione del modello del kit venga contrassegnata la lettera B, vedi fig.5 o anelli di fune reciprocamente interconnessi (in questo caso il kit sarà contrassegnato dalla lettera A, vedi fig.5. È opportuno specificare che il pannello di tipo A, essendo più resistente, viene utilizzato per i kit paramassi ad elevata capacità di assorbimento di energia.

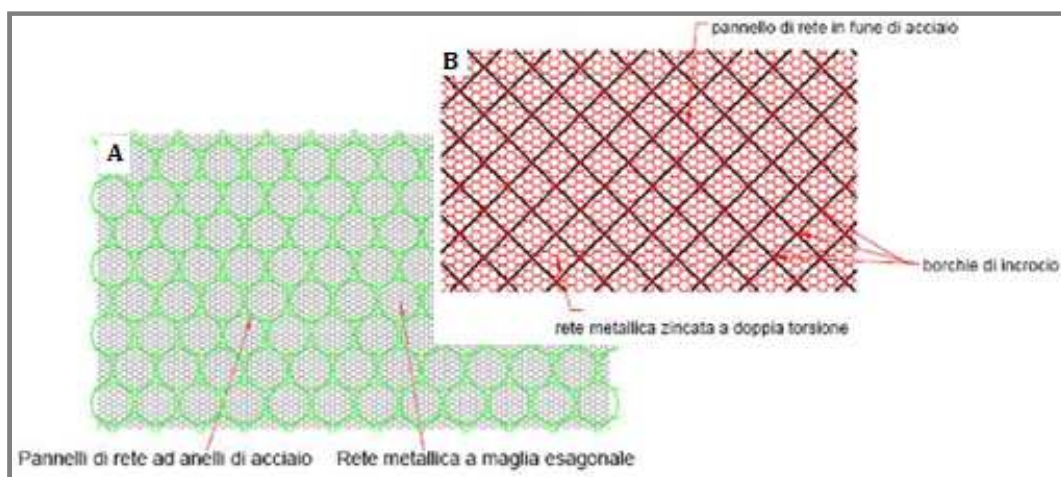


Figura.5 : Esempio di struttura di intercettazione di tipo A e B

La rete secondaria è composta da pannelli in rete metallica più fitta a doppia torsione a maglie esagonali, allo scopo di intercettare gli elementi lapidei di dimensioni ridotte. La funzione della struttura di intercettazione è quella di sostenere direttamente l'urto del blocco e di trasmettere le sollecitazioni generate alle strutture di sostegno, di raccordo e di fondazione;

- **Struttura di sostegno - montanti:** costituita da pali in acciaio (tubolari o profilati metallici) di dimensioni dipendenti dalla classe di assorbimento energetico del relativo kit. I pali (o montanti) sono posti ad interassi costanti di 10 m e collegati alla struttura di fondazione tramite snodi a cerniera mono o bidirezionali che permettono la rotazione rispetto a piani predefiniti (vedi fig.6). La loro funzione è di mantenere dispiegata la struttura di intercettazione;

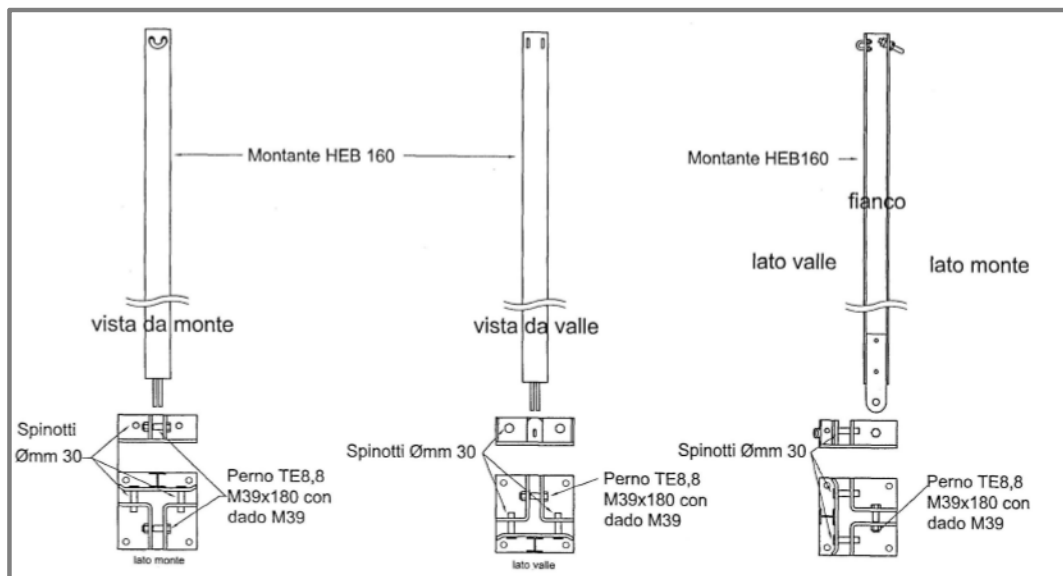


Figura.6 : Esempio di montanti e relative piastre di appoggio costituenti la struttura di sostegno

- **Struttura di Raccordo:** costituita da cavi (o controventi) metallici di monte, valle e laterali, che hanno la funzione di mantenere nella corretta posizione i pali di sostegno e trasmettere le sollecitazioni agli elementi di fondazione; inoltre appartengono a questa categoria le funi longitudinali inferiori e superiori che contribuiscono al sostegno della struttura di intercettazione. Tutti i cavi appena esposti possono essere provvisti di elementi in grado di dissipare energia ('dissipatori di energia' o 'freni') grazie alla possibilità di un allungamento controllato. Nelle seguenti figure 7-9, sono evidenziati i principali elementi che costituiscono la struttura di raccordo:

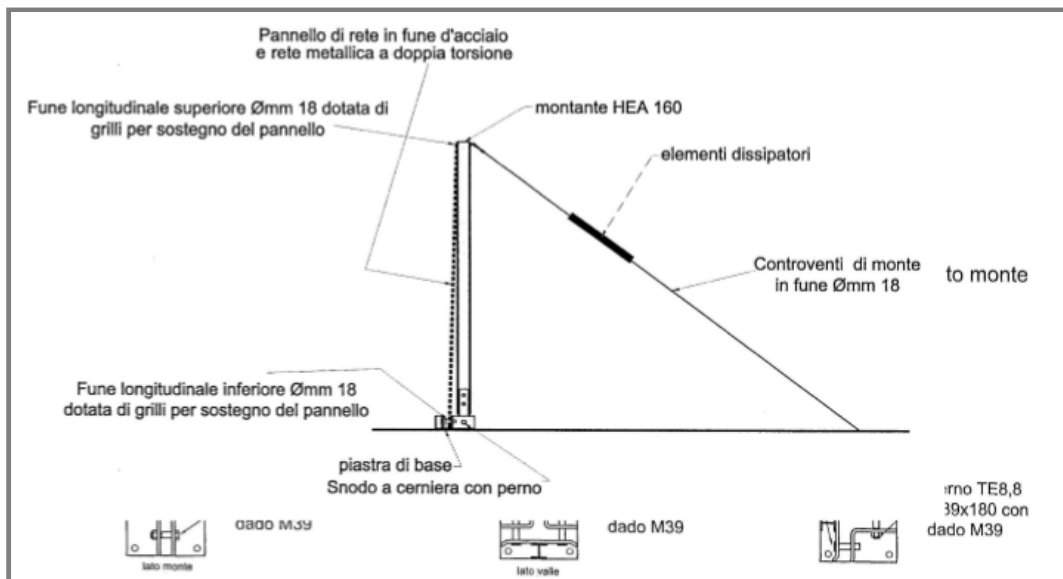


Figura.7 : Esempio di vista laterale di barriera paramassi in cui sono evidenziati i cavi di monte, le funi longitudinali inferiori e superiori e gli elementi dissipatori.

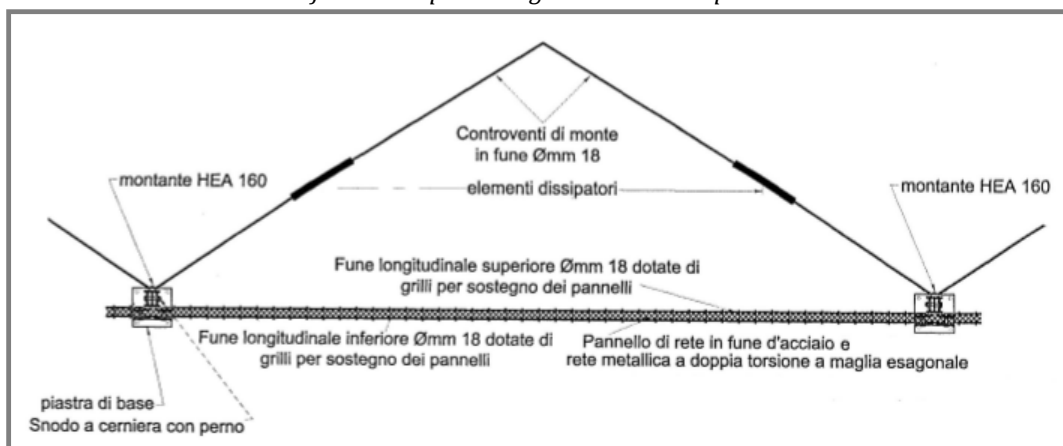


Figura.8 : Sezione in pianta in cui sono evidenziati i cavi di monte, le funi longitudinali inferiori e superiori e gli elementi dissipatori.

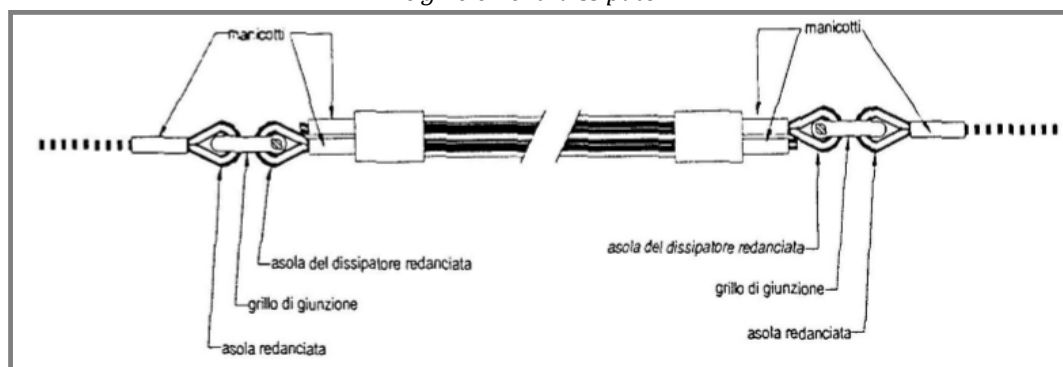


Figura.9: Particolare del collegamento fra il dissipatore d'energia e il cavo della barriera su cui è installato

- **Struttura di fondazione:** costituita da piastre d'appoggio vincolate al terreno da elementi rigidi come barre metalliche o micropali oppure da elementi flessibili come funi metalliche cementate nel relativo foro (fig.10). Grazie a queste il kit paramassi riesce a scaricare al terreno le sollecitazioni derivanti dalle prove d'urto.

TIRANTE DELLA PIASTRA DI APPOGGIO

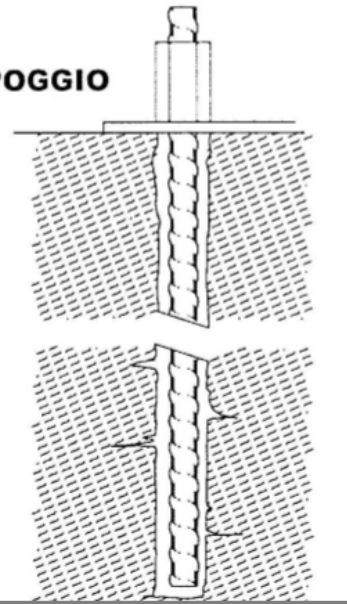
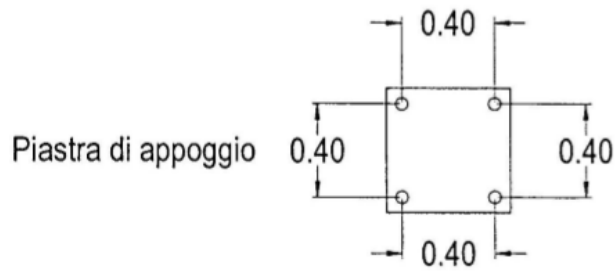


Figura.10: Particolare di piastra d'appoggio e relativo tirante

4. MODELLAZIONE NON LINEARE

GENERALITA:

L'analisi della barriera deve essere effettuata da uno studio di tipo dinamico che contempla una non linearità di tipo geometrico, dovuta a grandi spostamenti e a grandi deformazioni, e una non linearità legata al comportamento del materiale.

Le deformazioni sono intrinsecamente non-lineari. Il concetto di deformazione, in termini puramente cinematici, è legato alla distorsione della rappresentazione di un punto che si ha tra due diverse configurazioni (ad esempio in due istanti diversi, o per diversi livelli di sollecitazione). Esistono diverse definizioni di deformazione (e di sforzo coniugato) che consentono di descrivere in modo opportuno lo stato di deformazione (ovvero l'energia di deformazione) accumulata in un continuo deformato in una data configurazione. Tra queste, le più significative abbiamo:

FORMULAZIONE	SIGLA	SFORZI E DEFORMAZIONI
Lagrangiana totale	TL	Tensore secondo di Piola-Kirchoff tensore di Green-Lagrange
Lagrangiana aggiornata	UL	Tensore di Cauchy - Tensore di Almansi
Lagrangiana aggiornata secondo Jaumann	ULJ	rateo di sforzo di Jaumann - velocità di deformazione

TIPOLOGIE DI ANALISI:

Possono essere condotte le seguenti analisi non lineari:

1. sforzi e deformazioni infinitesime, legame costitutivo lineare o nonlineare (**TL**);
2. grandi spostamenti e rotazioni, ma piccole deformazioni; legame costitutivo lineare o non-lineare (**TL,UL**);
3. grandi spostamenti, rotazioni e deformazioni (**TL,ULJ**).

Si noti come l'approccio TL sia sempre valido, mentre gli altri siano adatti ad analisi specialistiche. Questo significa che l'approccio TL, pur generale, in casi speciali può risultare poco conveniente, mentre approcci specialistici possono consentire maggiore efficienza, accuratezza e semplicità di formulazione. *Tra le formulazioni sopra-riportate, non è stata messa la formulazione corotazionale di più recente età ma allo stesso tempo molto snella e potente soprattutto per formulazioni con elementi beam-truss, in grandi spostamenti e forti non linearità meccaniche tramite modellazioni di travi a fibre secondo l'accurato approccio Force Based Element, implementato in molti solutori mondiali tra cui Opensees, Seismostruct e lo stesso Nolian EE.*

METODI DI INTEGRAZIONE NEL TEMPO

Questo paragrafo è dedicato alla presentazione dei metodi di integrazione diretta della famiglia di Newmark. Tali metodi sono particolarmente usati in dinamica strutturale per la loro accuratezza e possibilità di controllare gli effetti di dissipazione numerica. In particolare richiameremo alcuni risultati fondamentali di stabilità e convergenza sia per il metodo di Newmark sia per il metodo α di Hilber-Hughes e Taylor [7].

Lo schema di Newmark

La risposta in ambito dinamico di una struttura discretizzata mediante elementi finiti è definita dall'equazione seguente (Hughes,1987):

$$M \cdot \ddot{d} + C \cdot \dot{d} + K \cdot d = F$$

dove

- M, C, K sono rispettivamente le matrici delle masse (inerzie), smorzamento viscoso e delle rigidezze;
- F è il vettore delle forze esterne applicate alla struttura;
- d è il vettore che raccoglie spostamenti nodali ;
- \dot{d} e \ddot{d} sono rispettivamente i vettori delle velocità ed accelerazioni nodali.

Un'analisi strutturale dinamica così formulata si risolve come un problema ai valori iniziali dell'equazione di equilibrio dinamico, ossia determinare il vettore spostamenti nodali funzione del tempo t , $d = d(t)$ che soddisfa le condizioni iniziali :

$$\begin{cases} d(0) = d_0 \\ \dot{d}(0) = v_0 \end{cases}$$

In termini di assegnati spostamenti iniziali d_0 e velocità v_0 .

Per risolvere numericamente, mediante tecniche di integrazione diretta delle equazioni del moto (1), si deve a questo punto introdurre qualche forma di discretizzazione nel tempo per il vettore d così definito come funzione spaziale nel tempo ma sempre continua. In particolare l'equazione di equilibrio è un sistema di equazioni differenziali ordinarie a coefficienti costanti per cui risulta applicabile la tecnica di integrazione alle differenze finite. Tra gli schemi di integrazione riconducibili abbiamo il metodo di Newmark con un grado di accuratezza del secondo ordine e presenta un'agevole implementazione e chiaro significato fisico.

La risoluzione dell'equazione del moto viene riscritta in termini discreti di valori temporali, assunti nella trattazione per semplicità equidistanti di uno stesso intervallo Δt , ossia:

- $t_0=t(0), t_1=t_0+ \Delta t, t_2=t_1+2 \cdot \Delta t, \dots, t_n=t_0+n \cdot \Delta t, t_{n+1}=t_n+ \Delta t.$

Per esempio all'istante $t=t_{n+1}$, l'equazione del moto discretizzata diventa:

$$M \cdot a_{n+1} + C \cdot v_{n+1} + K \cdot d_{n+1} = F_{n+1}$$

dove:

$a_{n+1}, v_{n+1}, d_{n+1}$ sono rispettivamente valori approssimanti di $\rightarrow \ddot{d}(t_{n+1}), \dot{d}(t_{n+1}), d(t_{n+1})$ mentre $F_{n+1} = (Ft_{n+1})$.

Il metodo di avanzamento nel tempo secondo uno schema a differenze finite fornisce quindi questi valori aggiornati per d_{n+1}, v_{n+1} a seconda della scelta dei parametri fissati β e γ che controllano la stabilità ed accuratezza dell'algoritmo:

$$\begin{cases} d_{n+1} = d_n + \Delta t \cdot \frac{v_n \Delta t^2}{2} \cdot [(1 - 2 \cdot \beta) \cdot a_n + 2\beta \cdot a_{n+1}] = d_n^* + \beta \cdot \Delta t^2 \cdot a_{n+1} \\ v_{n+1} = v_n + \Delta t \cdot [(1 - \gamma) \cdot a_n + \gamma \cdot a_{n+1}] = v_n^* + \gamma \cdot \Delta t \cdot a_{n+1} \end{cases}$$

Si può notare come le equazioni precedenti, costituiscono un sistema algebrico di equazioni lineari con risoluzione al passo, che noti i valori a_n, v_n, d_n sulla base dei calcoli condotti al passo precedente, possono essere risolte rispetto alle incognite $a_{n+1}, v_{n+1}, d_{n+1}$, permettendo di avanzare nel tempo. Si noti inoltre che i valori d_n^* e v_n^* non dipendono da a_{n+1} e possono quindi essere calcolati non appena noti a_n, v_n, d_n .

La particolare scelta di $\beta=0$ e $\gamma=1/2$, come evidenziato da Hughes (1987), fornisce l'algoritmo meglio noto come metodo delle differenze centrali, che in presenza di matrici M e C diagonali, risulta esplicito come indicato in Bathe (1996), in quanto una volta sostituiti i membri al secondo membro delle due equazioni del sistema soprariportato, permette di scrivere l'equazione del moto in:

$$\left(M + \frac{1}{2} \cdot \Delta t \cdot C \right) \cdot a_{n+1} = F_{n+1} - C \cdot v_n^* - K \cdot d_n^*$$

Tale equazione può essere risolta immediatamente rispetto ad a_{n+1} , senza richiedere nessuna fattorizzazione (inversione) della matrice di rigidità K .

Questa circostanza conduce ad una significativa riduzione del costo in termini computazionali del singolo passo temporale Δt , in parte bilanciato dalla necessità di assumere incrementi di tempo Δt piuttosto piccoli per garantire la stabilità dell'algoritmo ed evitare che il metodo diverga. Per il metodo delle differenze centrali si può infatti dimostrare come dimostrato da Zhong (1993), che l'incremento temporale che garantisce la stabilità è superiormente limitato dalla massima pulsazione della struttura discretizzata ω_{max} e dal relativo fattore di smorzamento modale ξ , in base alla seguente relazione :

$$\Delta t \leq \frac{2}{\omega_{max}} \cdot \left(\sqrt{1 + \xi^2} - \xi \right)$$

In virtù della sua economicità computazionale il metodo delle differenze centrali risulta particolarmente adottato ad applicazioni di dinamica impulsiva o veloce tipo crash, impatti, blasting e quindi di impatti su opere paramassi dove tutte le grandezze cinematiche variano intrinsecamente e rapidamente nel tempo.

Inoltre se all'interno del metodo di integrazione diretta esplicita viene introdotto un metodo lagrangiano o corotazionale si può agevolmente portare in conto effetti non lineari legati a:

- *grandi spostamenti e deformazioni finite;*
- *legame costitutivo non lineare dei materiali ed elementi ;*
- *condizioni di contatto/impatto anche in presenza di corpi rigidi.*

In questo caso le matrici M, C e K che compaiono nell'equazioni del moto devono essere pensati come funzioni del tempo a loro volta funziona della configurazione corrente, calcolabili in linea di principio all'inizio di un nuovo incremento temporale sulla base dei valori assunti al termine del passo precedente e della configurazione corrente completamente determinata dai valori di spostamento , velocità ed accelerazioni. La stabilità algoritmica è ancora limitata superiormente dal metodo di Zhong.

MODELLAZIONI COMPONENTI DELLA BARRIERA

Montanti

Per i montanti si utilizza un materiale acciaio con comportamento elastico-plastico non lineare (fig.11) con i seguenti valori di riferimento:

$$E = 210\text{GPa}, \nu = 0.3, \epsilon^{\text{el}} = 0.001, \rho_s = 7800\text{kg/m}^3$$

Il modello del materiale `e stato convenientemente calibrato per riprodurre l'andamento dei dati sperimentali di barriere testate, il comportamento è quello di un materiale elastico-plastico incrudente

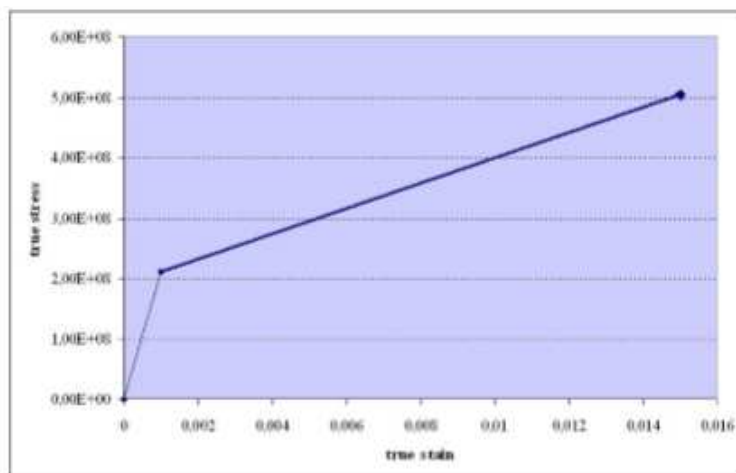


Figura.11: Legame costitutivo del montante

Ai fini del modello F.E.M è stato utilizzato un elemento trave a fibre in grandi spostamenti e deformazioni.

Elementi cavo

Gli elementi cavo sono un particolari in quanto gli stessi non hanno alcuna resistenza a compressione. Il comportamento a trazione è elastico-lineare in grandi deformazioni per poi plasticizzarsi fino a rottura.

Tiranti

Il modello del materiale è stato convenientemente calibrato per riprodurre l'andamento dei dati sperimentali di barriere già provate, anche in questo caso il comportamento è quello di un materiale elastico incoerente (fig.12) ma non resistente a compressione.

$$E = 150\text{GPa}, \nu = 0.3, \epsilon^{el} = 0.01, \rho_s = 7800\text{kg/m}^3$$

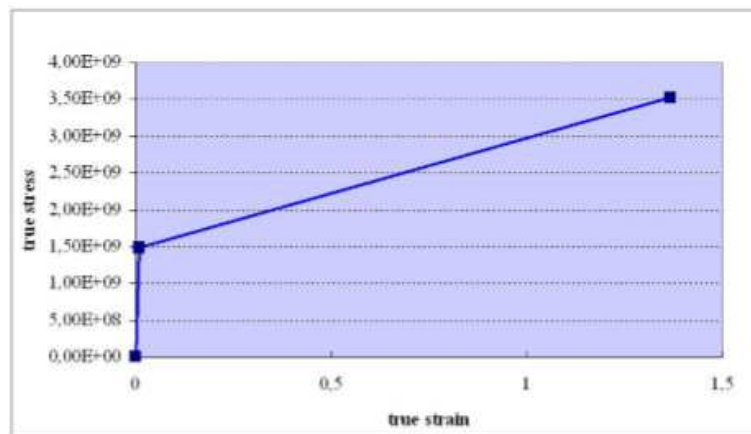


Figura.12: Legame costitutivo del tirante e della rete

Ai fini del modello F.E.M è stato utilizzato un elemento truss-no_compression in grandi spostamenti e deformazioni.

Rete

La rete è stata modellata con cavi equivalenti, con modello elastico-plastico incoerente. I valori utilizzati per calibrare la rete sono gli stessi del tirante.

Ai fini del modello F.E.M è stato utilizzato un elemento truss-no_compression in grandi spostamenti e deformazioni uniti a maglia come la rete di intercettazione.

Dissipatore

Il dissipatore ad attrito è un dispositivo frenante composto da un elemento tubolare al cui interno scorrono 2 tiranti (vedi fig.13), questo elemento viene modellato attribuendo al materiale un comportamento, come si vede in figura 14, elastico-plastico-elastico non lineare. Il dissipatore si deve attivare quando la forza di trazione raggiunge i 40 kN, deve poi scorrere fino ad allungarsi di un metro (ramo plastico) e successivamente deve riattivarsi fino al raggiungimento della tensione di snervamento del cavo.



Figura.13: Esempio tipico di un dissipatore ad attrito inserito nel controvento laterale

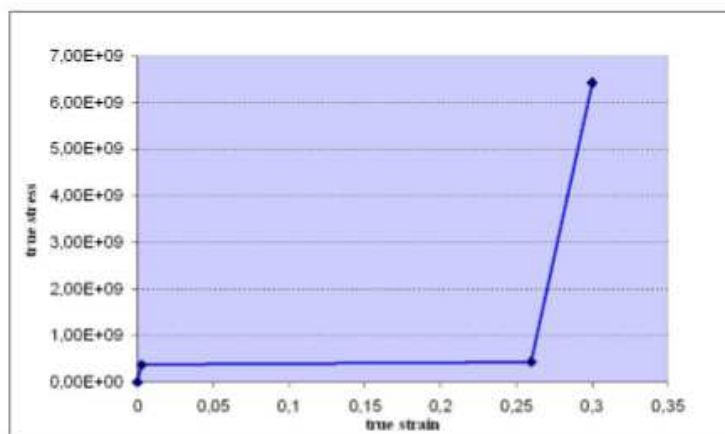


Figura.14: Legge costitutivo del dissipatore

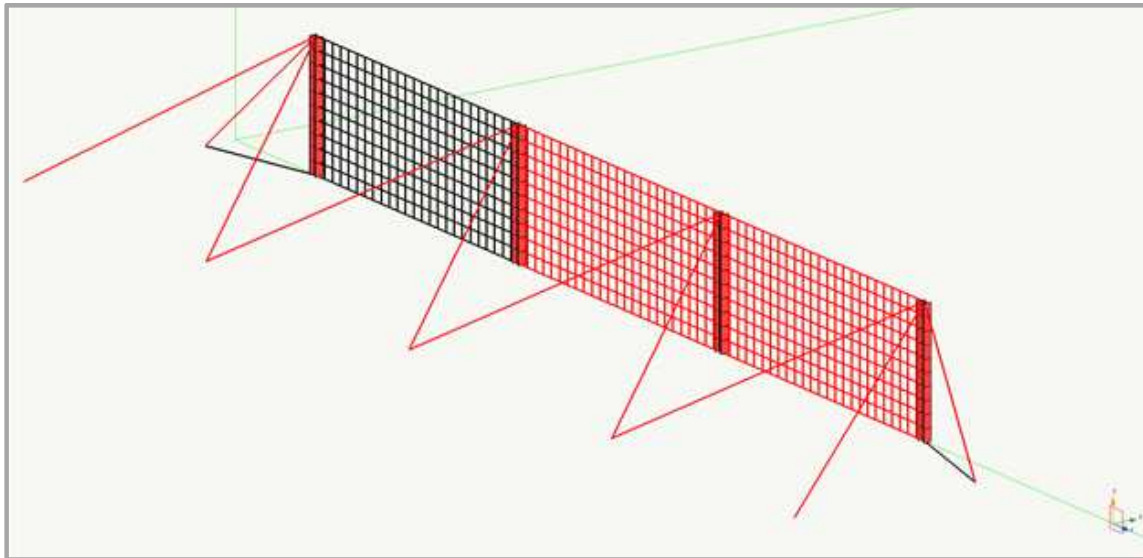
Le pendenze dei due rami elastici sono uguali mentre la parte di scorrimento ha una pendenza bassissima. I valori utilizzati per la modellazione sono i seguenti:

$$E = 150\text{GPa}, \nu = 0.3, \epsilon^{\text{el}} = 0.01, \Delta l^{\text{pl}} = 1\text{m}, \rho_s = 7800\text{kg/m}^3$$

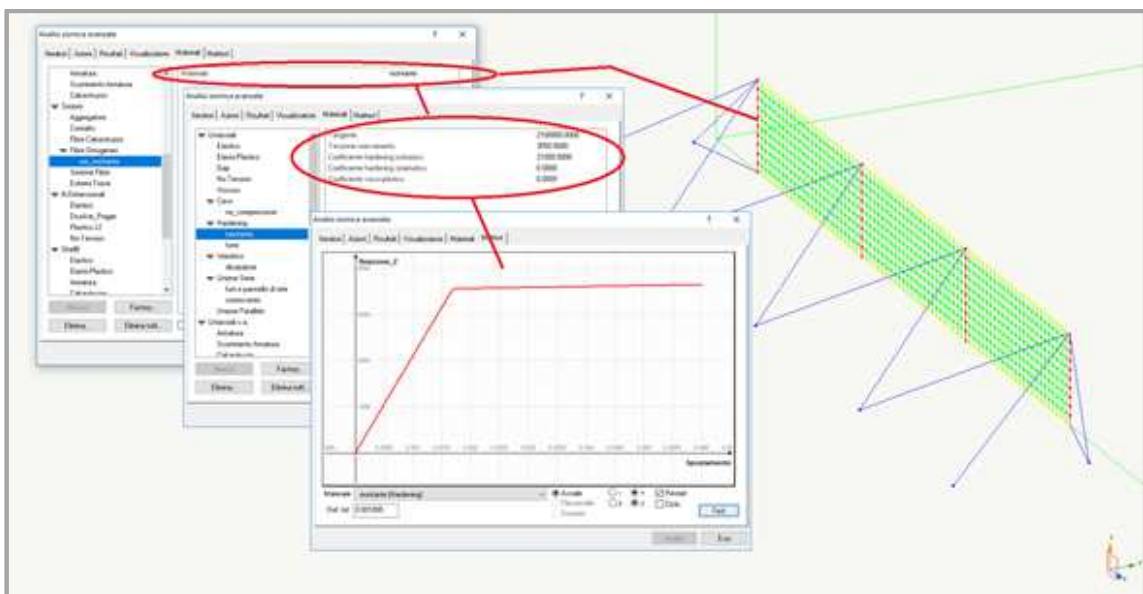
5. APPLICAZIONE IN EARTHQUAKE ENGINEERING

MODELLAZIONE DI UNA BARRIERA PARAMASSI

Procediamo ora ad illustrare un esempio in cui si modellerà la struttura di una barriera paramassi, seguendo le direttive illustrate precedentemente:

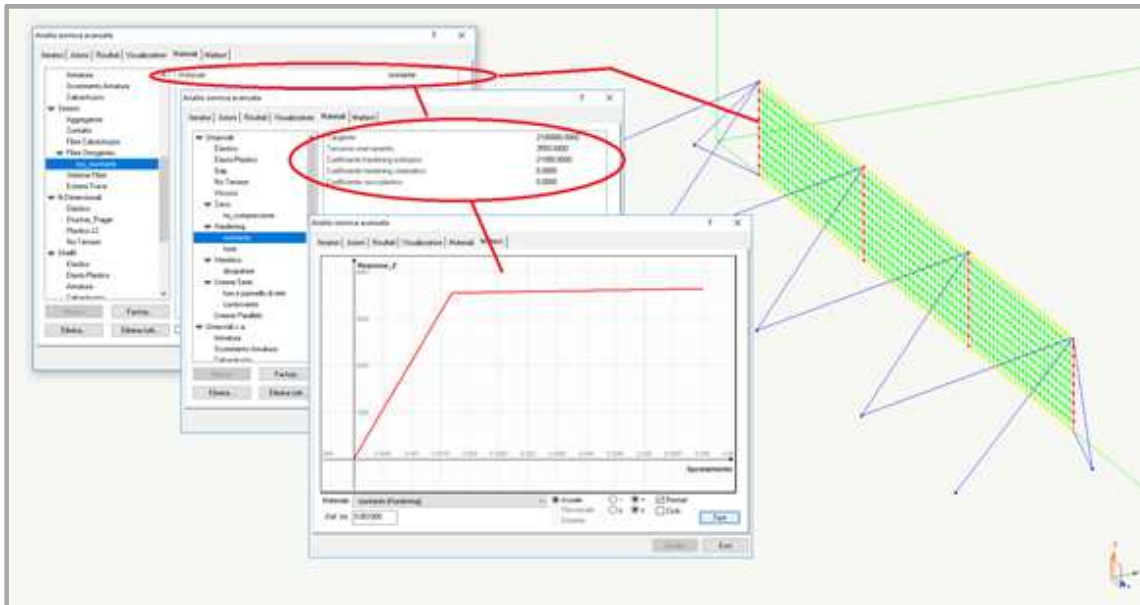


La barriera è costituita da montanti in acciaio incastrati alla base ed aventi una altezza di 4.0 m e sezione HEB 260, tra i montanti è stesa la rete paramassi costituita da elementi asta con sezione di ogni elemento pari a $0,3 \text{ cm}^2$, infine i montanti sono controventati in testa con dei cavi modellati sempre con elementi asta aventi area della sezione trasversale pari ad 1.0 cm^2 . Per quanto riguarda la i materiali assegnati tutti gli elementi sono in acciaio, ma avendo elementi che nella realtà si comportano come cavi, quindi incapaci di reagire a compressione, è stato necessario assegnare caratteristiche non lineari specifiche.



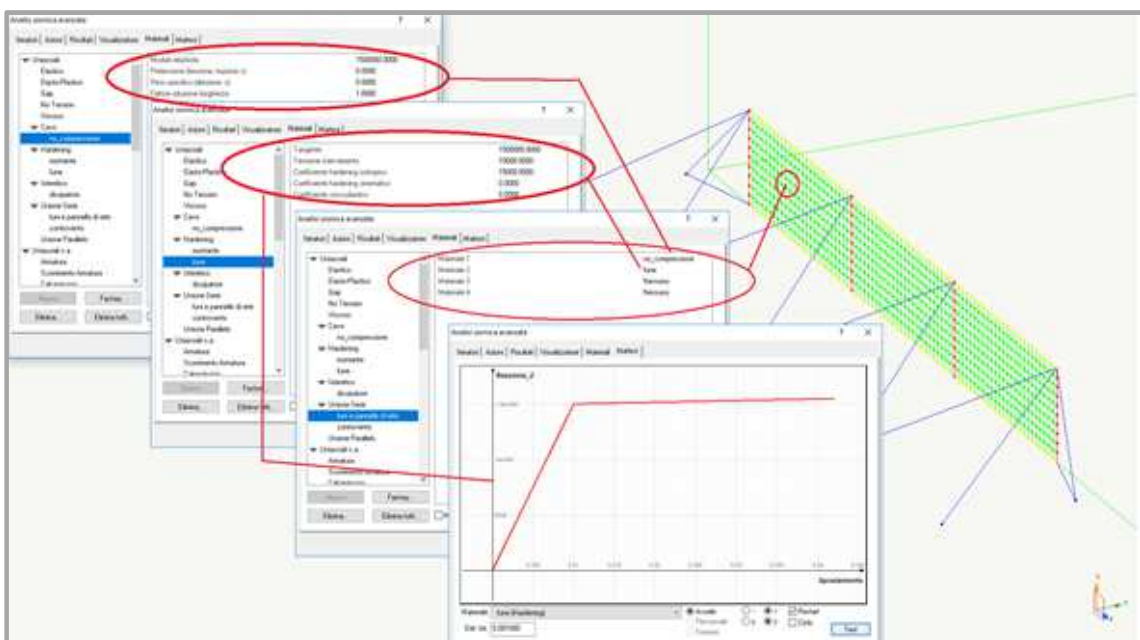
Montanti

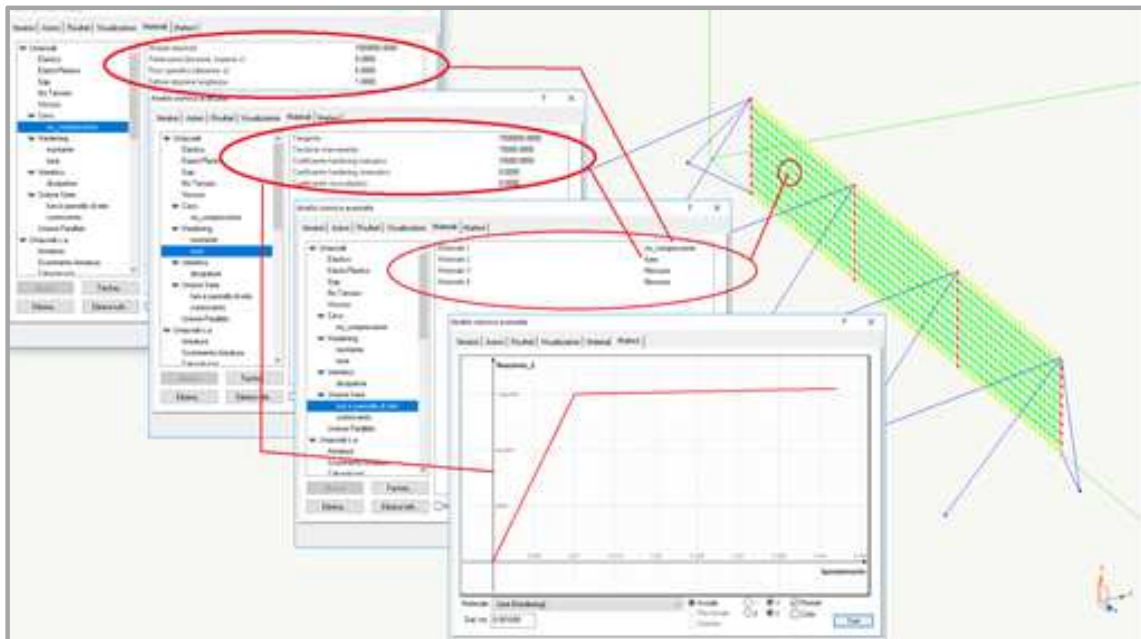
Ai montanti è stato assegnato un materiale “Fibre omogeneo” che incorpora al suo interno un acciaio che ha un comportamento elasto-plastico con hardening. Nell’immagine sopra viene riportata la composizione del materiale, ed il relativo comportamento non lineare riscontrabile con il “Matteest”;



Rete paramassi

Alla rete paramassi è stato assegnato un materiale “Unione serie” che pone in serie due tipi di comportamento, un materiale “Cavo” che consente di escludere qualunque risposta a compressione, ed un materiale “Hardening” che come nel caso dei montanti consente di modellare un comportamento elasto-plastico con hardening:

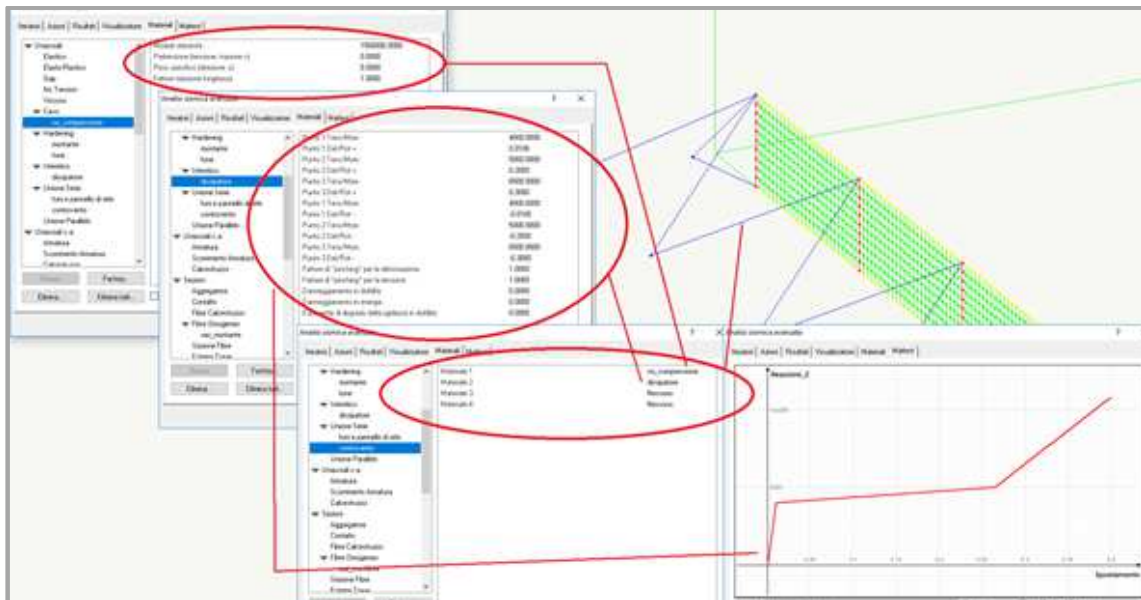




nell'immagine sopra viene riportata la composizione del materiale, ed il relativo comportamento non lineare riscontrabile con il "Mattest" per la fune;

Funi di controventamento

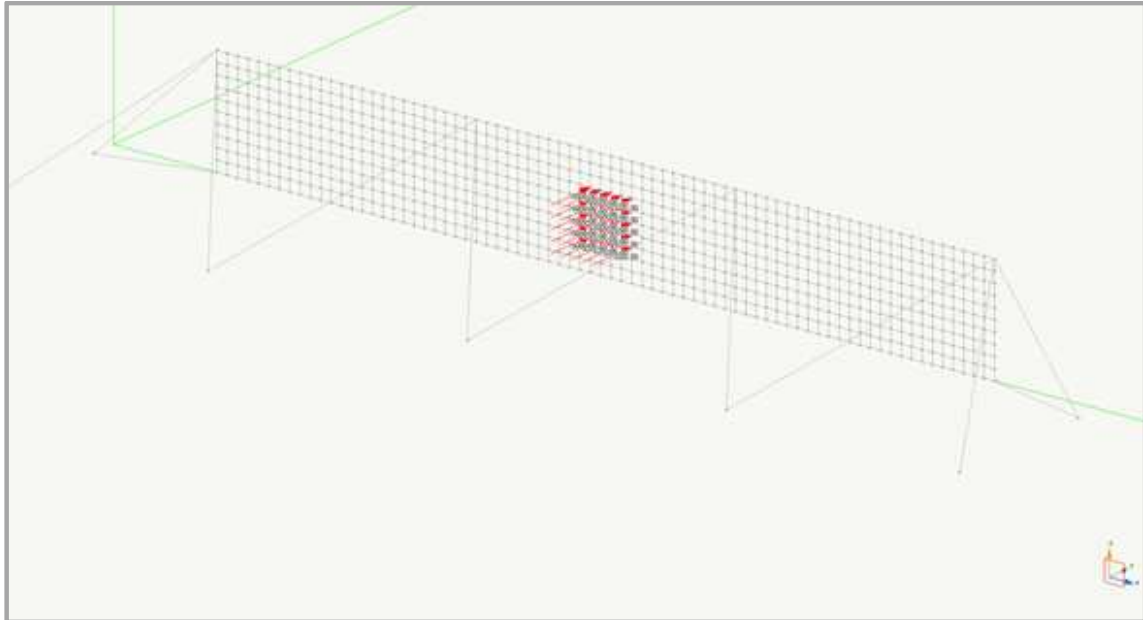
Ai controventi è stato assegnato un materiale "Unione serie" che pone in serie due tipi di comportamento, un materiale "Cavo" che consente di escludere qualunque risposta a compressione, ed un materiale "Isteretico" che consente di tenere conto di un comportamento elasto-plastico con hardening che presenta però due "salti" :



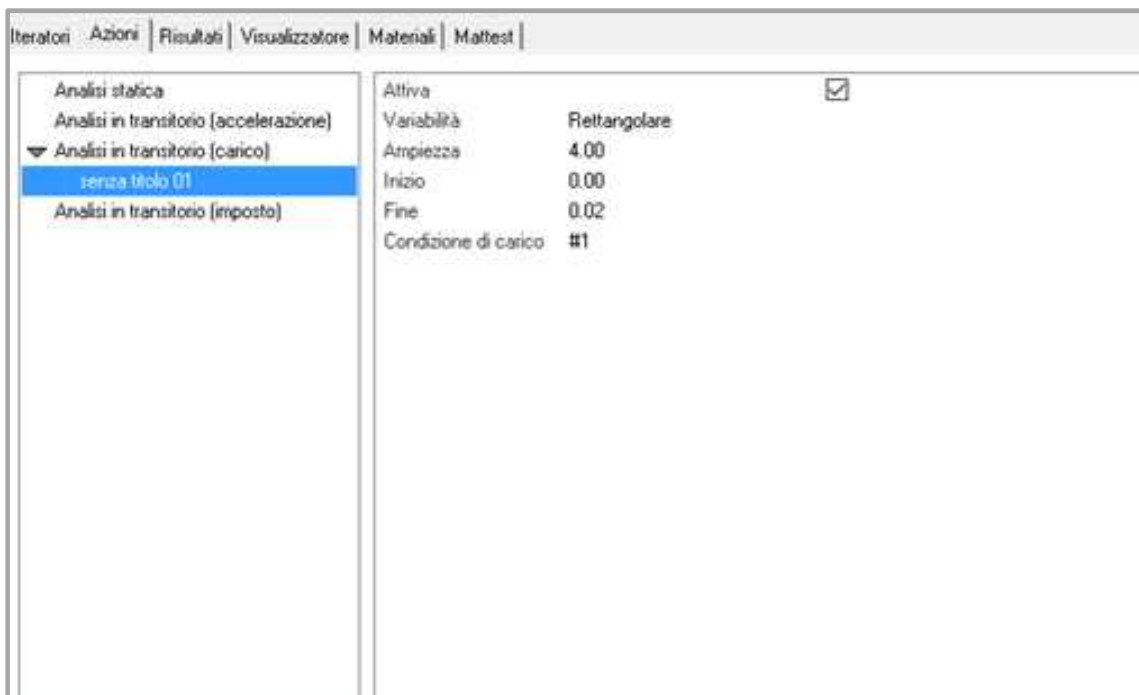
nell'immagine sopra viene riportata la composizione del materiale, ed il relativo comportamento non lineare riscontrabile con il "Mattest";

Azioni

La modellazione che ci si propone di operare è la simulazione di un impatto di un masso contro la rete paramassi, per fare questo è stato assegnato un carico ad una porzione della rete come mostrato in figura:



L'impronta del masso considerato è pari a un quadrato di 160.0 cm di lato. La condizione di carico assegnata è stata poi utilizzata per creare una azione per analisi in transitorio secondo i seguenti parametri:

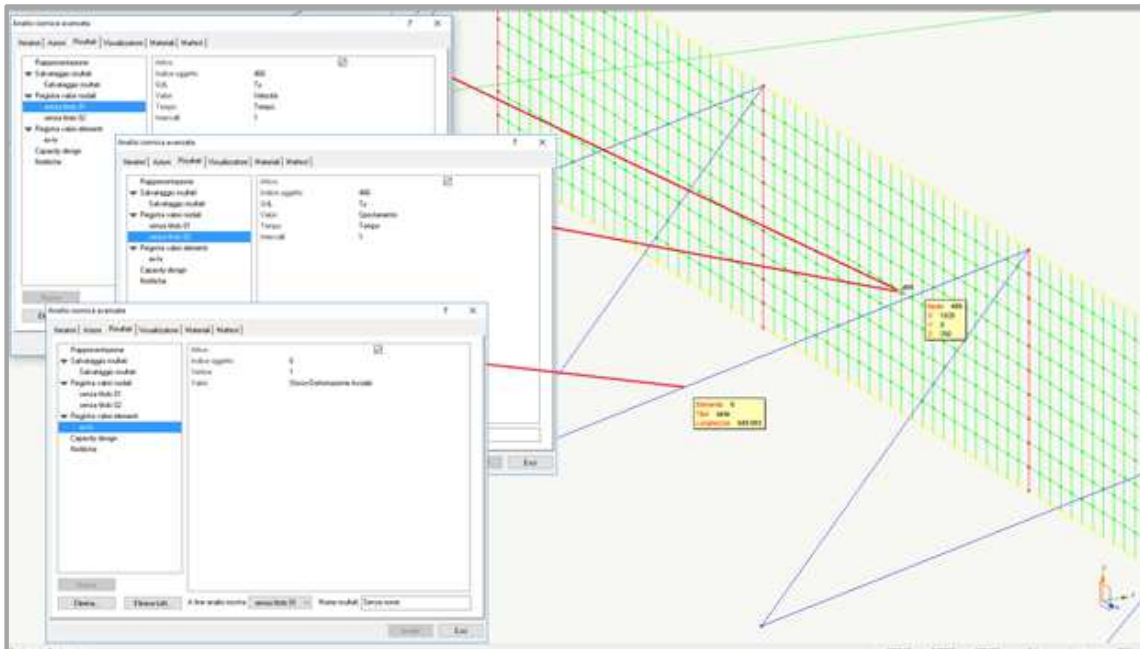


La variabilità assegnata al carico è del tipo rettangolare, l'ampiezza è stata posta pari a 4.0, mentre la durata dell'impatto considerato è pari a 0,02 secondi.

Registratori

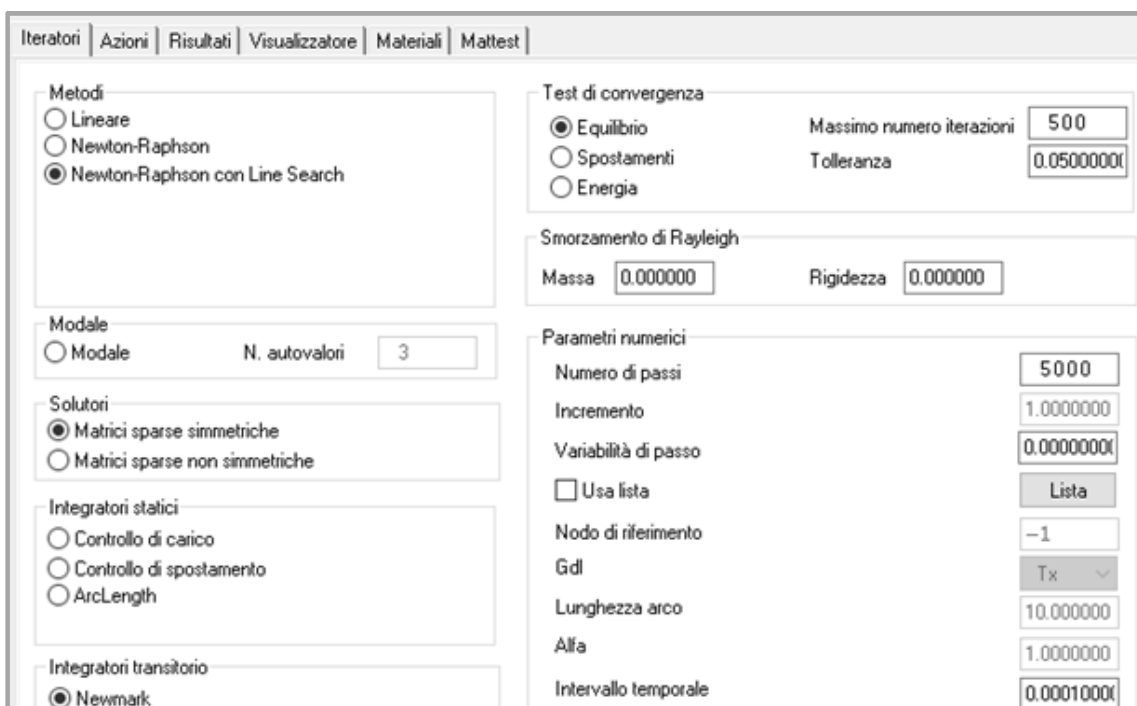
I registratori assegnati per monitorare i risultati di analisi sono i seguenti:

- Registratore di risultati;
- Registratore spostamento nel tempo per un nodo della porzione investita dal masso;
- Registratore velocità nel tempo per un nodo della porzione investita dal masso;
- Registratore ex-fx (deformazione -sforzo assiale) di un controvento con dissipatore;



Parametri di analisi

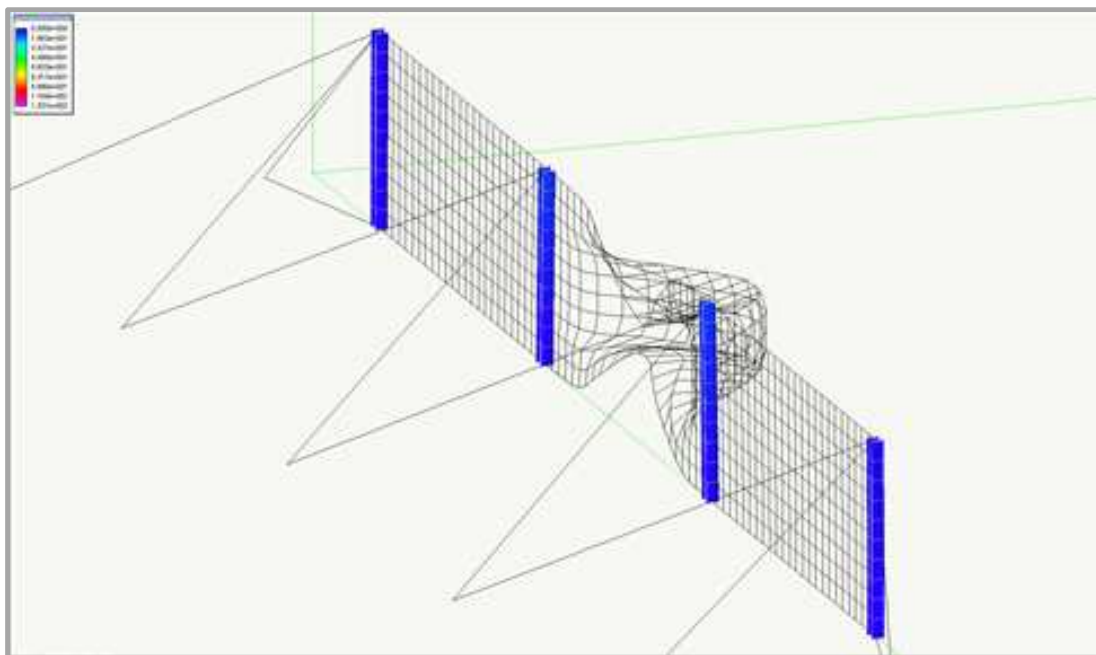
Sotto le condizioni di input sopra descritte, i parametri con i quali è stata eseguita l'analisi sono mostrati nell'immagine seguente:



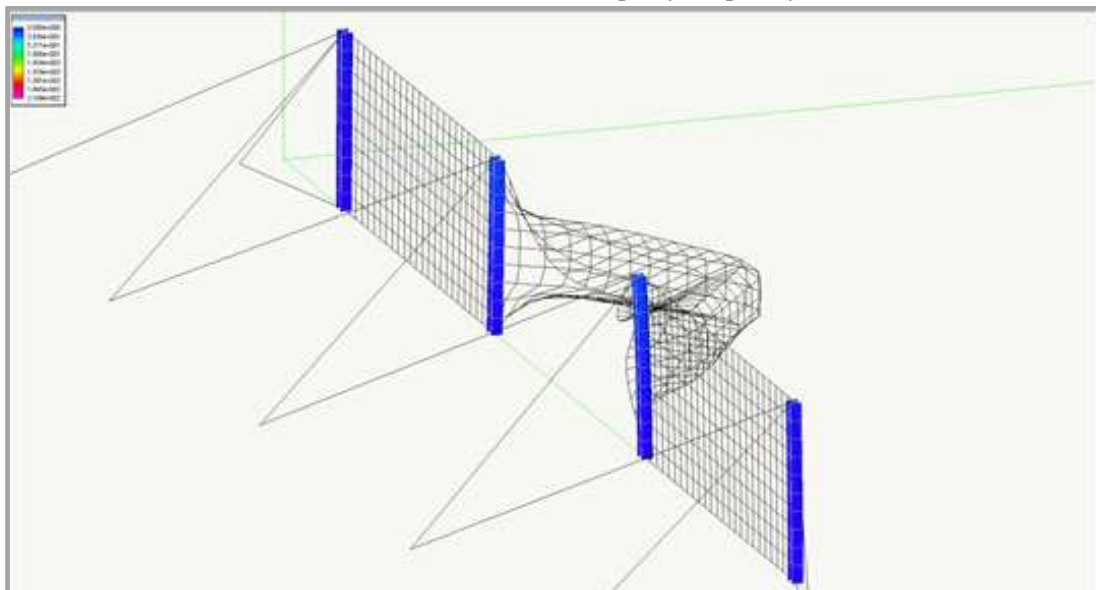
Analizzando solo i parametri più rilevanti, viene sottolineato che dovendo eseguire una analisi in transitorio è stato selezionato il metodo “Newton-Raphson con Line Search” ed integratore in transitorio “Newmark”, inoltre modellando un fenomeno come quello di un impatto che ha una alta rapidità di evoluzione, sono stati assegnati 5000 passi con intervallo temporale di integrazione pari a 0,0001, in tal modo vengono monitorati

Risultati di analisi

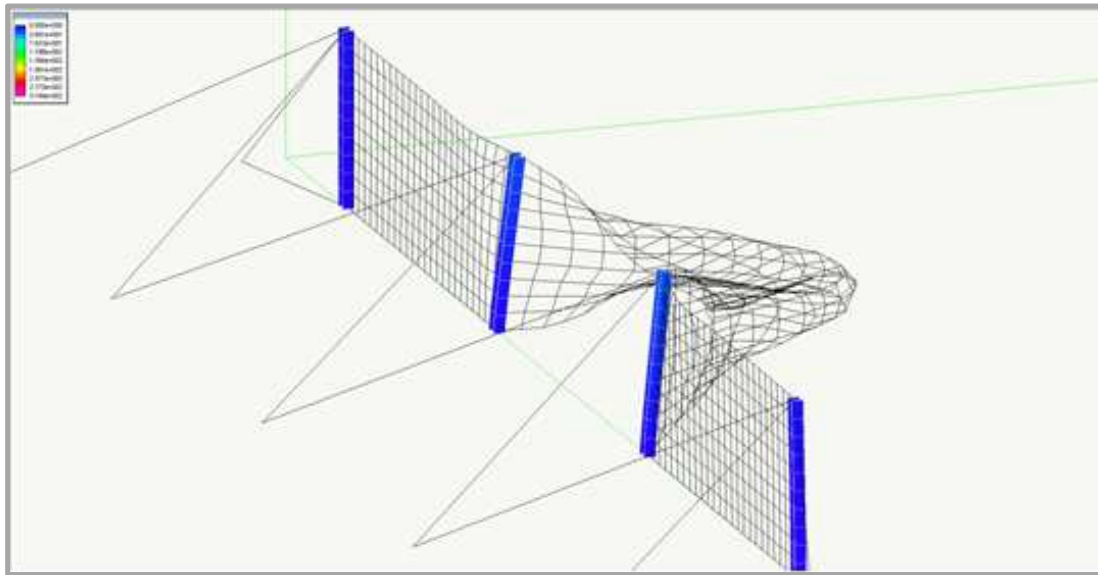
L’esecuzione dell’analisi porta alla risoluzione di 3200 passi, successivamente ai quali il modello non raggiunge più la convergenza (grandi deformazioni elastoplastiche del pannello di rete). Andremo ora a mostrare i risultati ottenuti dall’analisi. Vengono riportate in prima battuta le deformate della struttura relative ai passi maggiormente significativi:



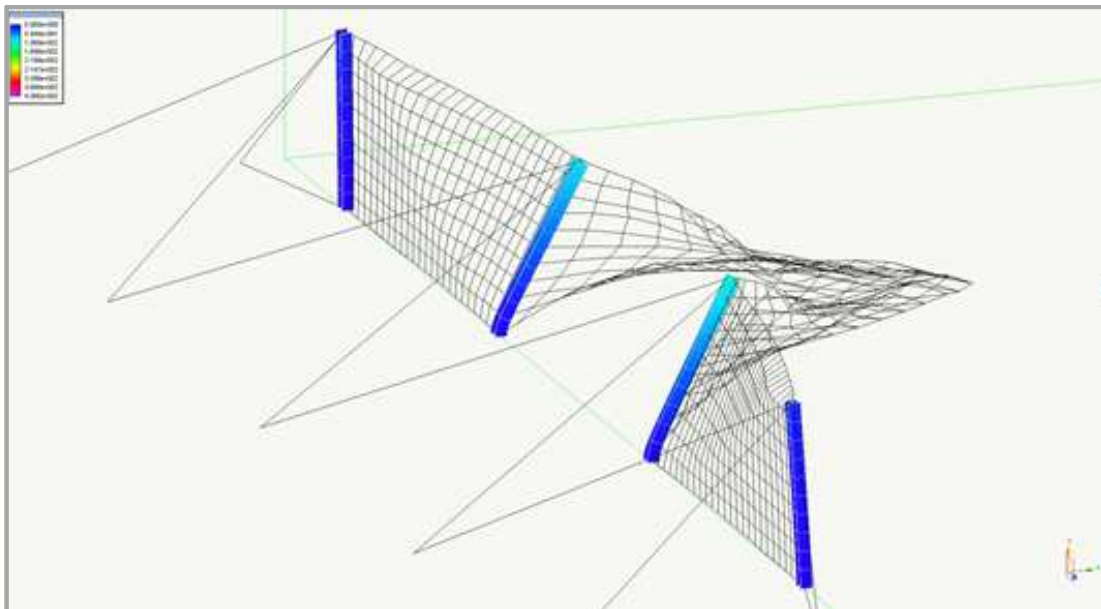
Deformata struttura - step 1 (500 passi)



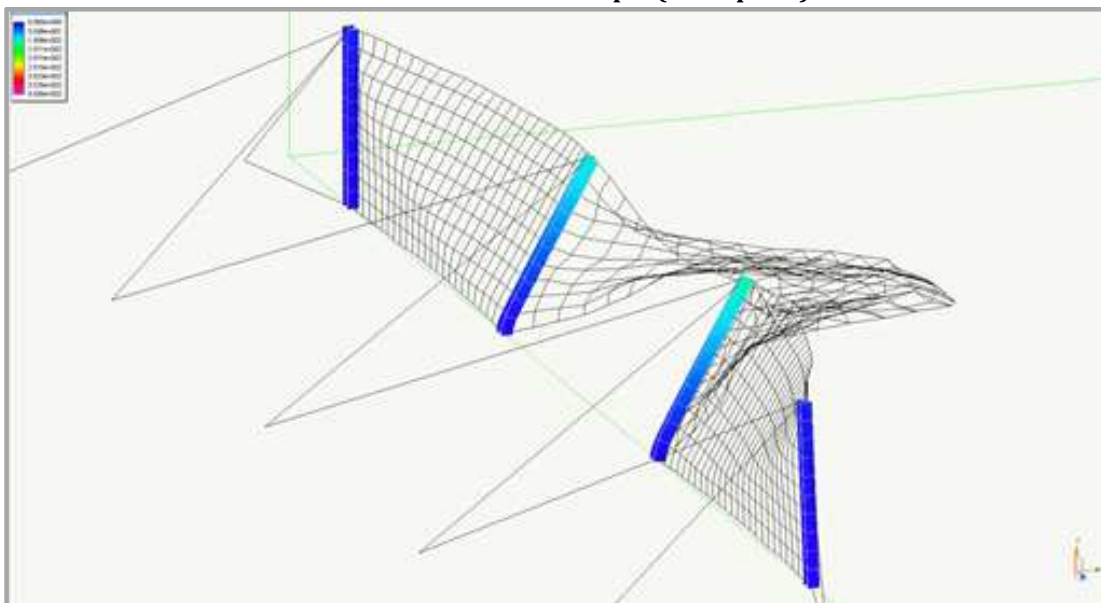
Deformata struttura - step 2 (1300 passi)



Deformata struttura - step 3 (1900 passi)

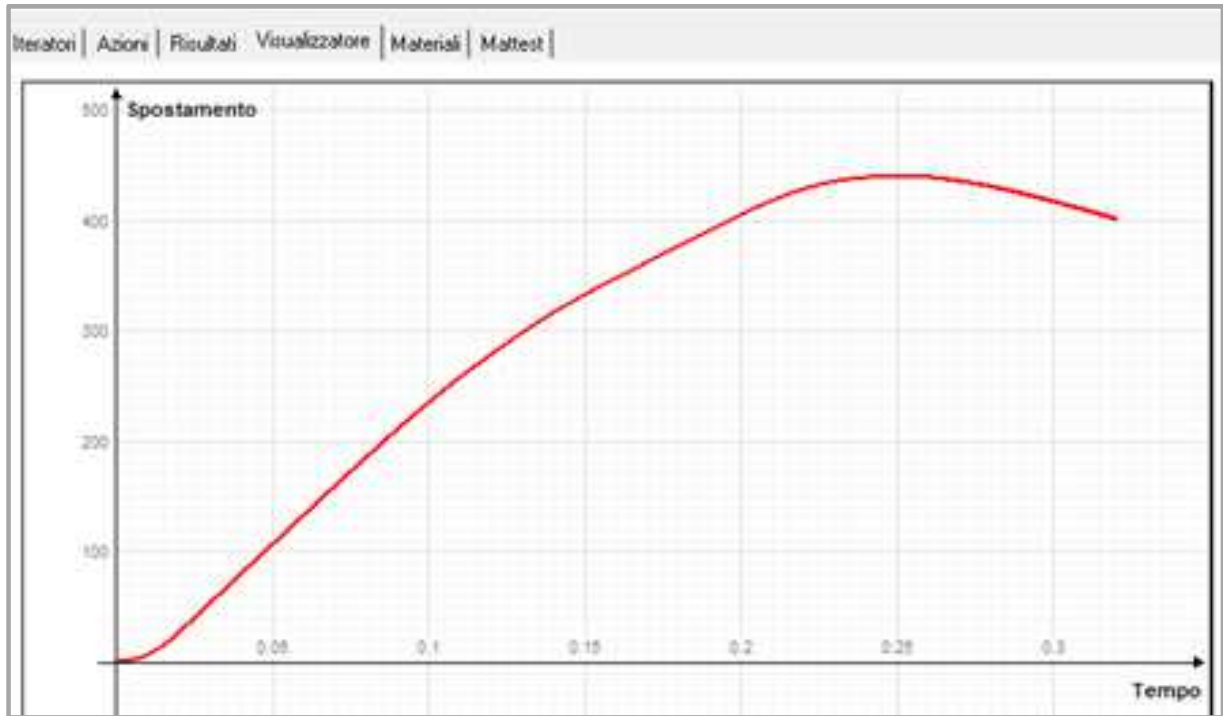


Deformata struttura - step 4 (2500 passi)

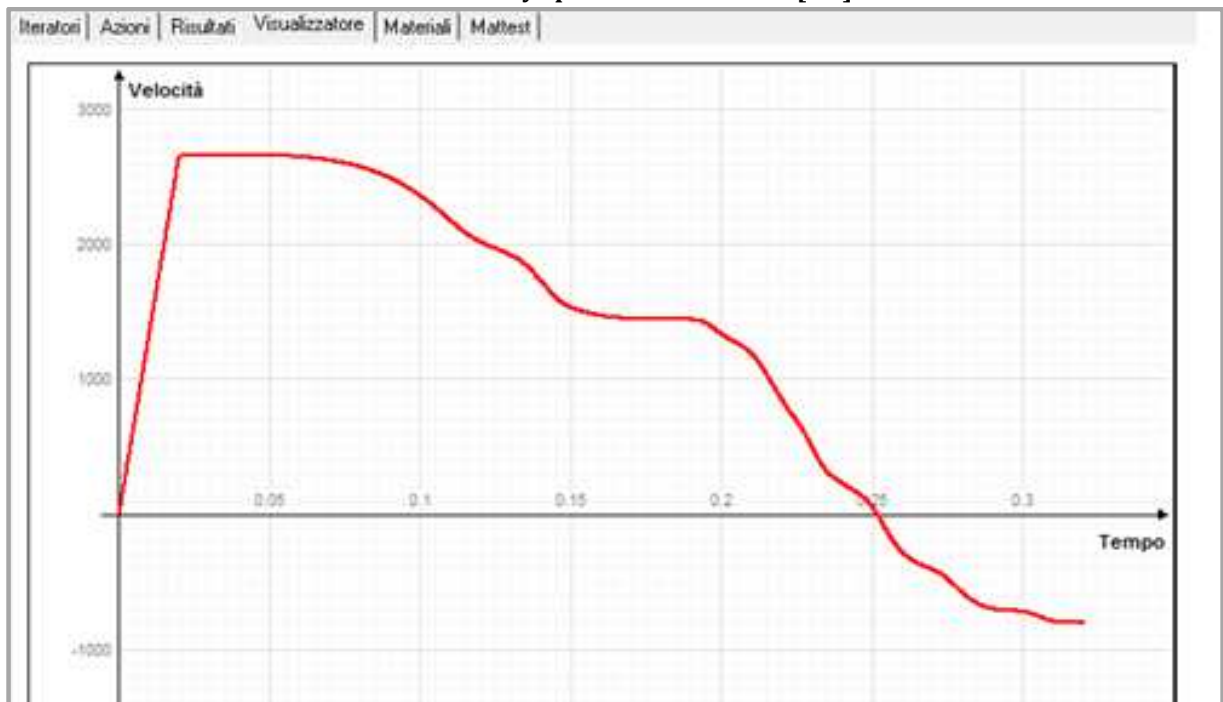


Deformata struttura - step 5 - 3200 passi

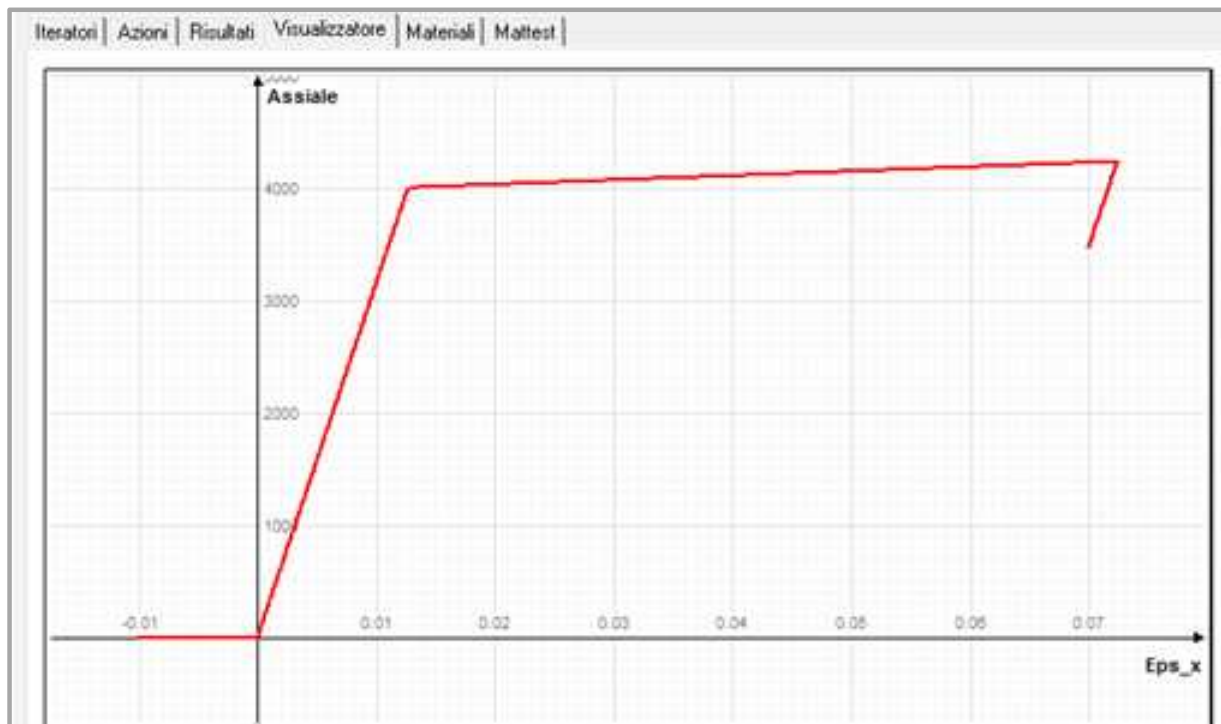
Come si può evincere dalle deformate sopra riportate lo spostamento massimo subito nell'impatto dal punto centrale, è pari a circa 4.4 m, successivamente (come mostrato dall'ultima immagine), si inizia ad apprezzare il recupero della deformazione elastica che porta lo spostamento massimo a scendere a 4,0 m. Visualizzando i risultati dei registratori attivati si ha:



Time History spostamento nodale [cm]



Time History velocità nodale [cm/s]



Risposta sforzo/deformazione - controvento con dissipatore [kg]

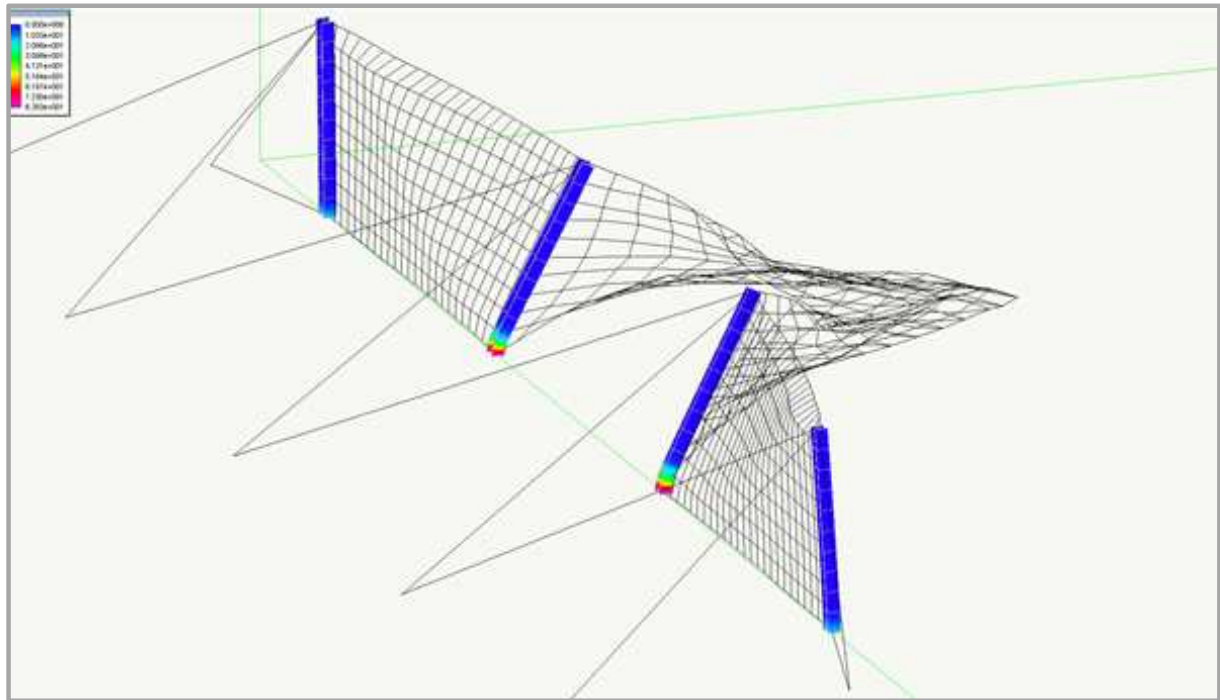
Dai grafici mostrati sopra si riscontra il comportamento atteso a seguito della valutazione delle deformate della struttura.

Dal grafico dello spostamento si apprezza l'aumento della deformazione subita dalla rete paramassi fino alla sua massima escursione e successivamente l'inizio della fase di recupero della parte di deformazione elastica, allo stesso modo l'andamento della velocità mostra un picco iniziale corrispondente alla situazione di impatto, successivamente l'entrata in campo plastico della rete e soprattutto dei cavi di controventamento, porta ad un rallentamento del masso che riduce a poco a poco la velocità fino ad invertirla, condizione corrispondente all'inizio della fase di recupero.

Osservando invece il grafico della deformazione assiale del controvento relazionata allo sforzo assiale, si ha il chiaro comportamento elastoplastico con hardening che ci si aspetterebbe in base alle proprietà non lineari assegnate al materiale, e successivamente al raggiungimento del punto di deformazione massima si vede chiaramente il recupero della deformazione elastica dell'elemento.

Andando a visualizzare lo stato plastico degli elementi nella situazione di massima deformazione si ha che il piede dei montanti, malgrado il contributo dei controventi, risulta plasticizzato:

Dall'immagine sopra riportata, non si apprezza lo stato di plasticizzazione dei cavi, ma dal grafico mostrato prima è appurato che tali elementi risultano completamente plasticizzati da sforzi di trazione.



Risposta elastoplastica dei montanti - formazione di cerniere plastiche alla base

Da quanto mostrato nelle immagini precedenti , si evince come la modellazione di barriere paramassi a rete risulta agevole ma allo stesso tempo molto complessa per la scelta degli elementi finiti rappresentanti la barriera in condizioni di forte non linearità geometrica e di materiale. Le analisi si complicano in quanto il problema è di tipo dinamico impulsivo con integrazioni al passo e valori di Δt ridotti e calibrati per non incorrere in problemi di divergenza dinamica. Il fenomeno d'impatto è molto complesso da studiare in tutte le sue componenti. Nonostante ciò allo stato attuale è uno dei metodi per le verifiche e collaudi di barriere paramassi installati in condizioni diversi previsti dal KIT ETAG027 e comunque per strutture esistenti non normati. La bontà dei risultati dipende dalla calibrazione con prove dinamiche d'impatto in sito.

BIBLIOGRAFIA

- Cazzani A., Mongiovi L. e Frenez T. (2002). Dynamic finite element analysis of interceptive devices for falling rocks. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci.* 39 (3) 303–321.
- De Col R. e Cocco S. (1996). Motivazioni tecniche ed economiche per la standardizzazione di prove sulle opere paramassi nella Provincia Autonoma di Trento. Giornata di studio “La protezione contro la caduta di massi dai versanti rocciosi”, Associazione Georisorse e Ambiente, Torino, 65- 72.
- De Miranda S., Gentilini C., Gottardi G., Govoni L. e Ubertini F. (2010). A simple model to simulate the full-scale behaviour of falling rock protection barriers, *Atti 7th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics (ICPMG 2010)*, Zurigo; Vol. 2, pp. 1247-1252.
- EOTA (2008). Guideline for European technical approval of falling rock protection kits (ETAG 027). February 2008, Brussels.
- Gentilini C., Govoni L., de Miranda S., Gottardi G. e Ubertini F. (2011). Three-dimensional numerical modelling of falling rock protection barriers, *Computer and Geotechnics*, in attesa di pubblicazione.
- Gottardi and Govoni (2010) Full scale modelling of rockfall protection barriers, *Rock Mech. Rock Engng.* 43 (2010), pp. 261-274.
- Gottardi G., Govoni L., Mentani A., Ranalli M. e Strada C. (2011). The effectiveness of protection systems toward rockfall risk mitigation. *Atti 3rd ISGSR (ISGSR2011)*, Monaco di Baviera, 2-3 Giugno 2011, p. 157-164.
- Higgins J. D. (2003). Recommended procedure for the testing of rock-fall barriers. AASHTO Technical Report, Washington.
- Nicot F., Cambou B. e Mazzoleni G. (2001). From a constitutive modelling of metallic rings to the design of rockfall restraining nets. *Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomech.* 34 (2), pp. 98–118.
- Oggeri C., Peila D. e Valfré A. (2006). Calcolo e dimensionamento di barriere paramassi a rete. *Le Strade*, 10, pp. 158–164.
- Peila D., Oggeri C. e Baratono P. (2006). Barriere paramassi a rete, interventi e dimensionamento. *GEAM Quaderni di studio e documentazione* 25, Torino.