



**Politecnico  
di Torino**

**POLITECNICO DI TORINO**

**Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile**

A.a. 2021/2022

Sessione di Laurea luglio 2022

**Tesi di Laurea Magistrale**

**Valutazione idoneità di un sistema SHM ad  
inclinometri nell'identificazione di potenziali  
danneggiamenti nei ponti a graticcio precompressi**

Relatore

Prof. Gabriele Bertagnoli

Candidato

Antonio D'Amico



*A chi non si arrende.*



## SOMMARIO

Introduzione .....	V
Capitolo 1 .....	1
1.1 Inquadramento normativo .....	1
1.1.1 L'approccio multilivello delle linee guida.....	3
1.2 Sistemi di sorveglianza e monitoraggio. ....	6
1.2.1 Il monitoraggio strutturale.....	6
1.3 Il concetto di danno. ....	8
1.4 Il processo di monitoraggio.....	9
1.4.1 Le fasi del processo di monitoraggio .....	9
1.5 I sistemi di monitoraggio.....	10
1.6 Alcune tipologie di sensori.....	11
1.6.1 GNSS.....	12
1.6.2 Interferometria radar terrestre .....	13
1.6.3 Accelerometri .....	14
1.6.4 Sensori a fibra ottica.....	16
1.6.5 Estensimetri.....	18
1.6.6 Inclinometri .....	20
1.6.7 Reti di sensori.....	22
1.6.8 Laboratori mobili.....	23
1.6.9 Materiali sensibili.....	23
Capitolo 2.....	25
2.1 I ponti a travata.....	25
2.2 Durabilità dei ponti a travata .....	28
2.2.1 Il degrado del calcestruzzo.....	29
2.2.2 La corrosione delle armature .....	30
2.2.3 Aspetti della concezione strutturale. ....	31
2.3 Danneggiamenti e fenomeni di degrado nei ponti a graticcio .....	32
2.4 Il viadotto in esame .....	35
2.5 Campagna di monitoraggio .....	37
2.6 Le prove di carico.....	38

2.6.1	Descrizione delle prove .....	38
2.7	Il modello agli elementi finiti.....	41
Capitolo 3	.....	43
3.1	Proprietà dei materiali nei modelli .....	44
3.2	Analisi non lineare a fasi.....	45
3.3	Valutazione della sicurezza .....	49
3.4	Scenari di danno .....	52
3.4.1	Studio del comportamento a taglio dell'impalcato .....	53
3.4.2	Danno 10.....	69
3.4.3	Danno 11.....	105
3.4.4	Danno 12.....	115
3.4.5	Danno 13.....	124
3.4.6	Danno 14.....	133
3.4.7	Danno 15.....	142
3.5	Risultati .....	152
3.5.1	Analisi a collasso.....	153
3.5.2	valutazione della sicurezza strutturale.....	155
3.5.3	Prova di carico con mezzi pesanti .....	156
Conclusioni	.....	159
Indice delle figure	.....	161
Indice delle tabelle	.....	165
Bibliografia	.....	167
Ringraziamenti	.....	171





## **Introduzione**

Ponti e viadotti, sono strutture di fondamentale importanza all'interno della rete infrastrutturale di un Paese.

In Italia, la rete stradale è stata realizzata nel periodo successivo al secondo conflitto mondiale e un particolare impulso alla sua realizzazione si è verificato negli anni 60 con lo sviluppo economico [1].

La complessità orografica del territorio nazionale ha comportato la necessità di costruire numerosissime strutture, la cui presenza sulla vasta rete stradale consente di collegare le diverse aree della penisola. La questione principale riguarda la loro vetustà. Secondo i dati di ANAS, infatti, il 52% dei ponti presenti sul nostro territorio sono stati realizzati prima del 1980, mentre circa un terzo degli stessi tra gli anni '80 e il 2000 [2].

Tali opere, progettate in c.a. e c.a.p., risentono delle problematiche legate alla durabilità, atteso che in quegli anni era convinzione comune che “il calcestruzzo fosse eterno”. Per questo motivo, non solo in Italia, ma anche in tutta Europa, la progettazione di questo tipo di strutture ha conosciuto una elevata diffusione. A causa di questa erronea convinzione, le stesse opere non sono state oggetto di una adeguata manutenzione negli anni successivi [1].

Attualmente, molte di queste strutture presentano un rilevante stato di degrado, testimoniato, di recente, dal crollo del Viadotto Polcevera di Genova (14 Agosto 2018). Tale evento ha focalizzato l'attenzione sul tema della messa in sicurezza di tutte le opere ingegneristiche strategiche presenti nel nostro Paese.

Tale obiettivo risulta essere perseguibile principalmente attraverso processi di monitoraggio e manutenzione, i quali consentirebbero di evitare il verificarsi di eventi dannosi, con conseguenti potenziali pregiudizi per gli utenti.

Il presente elaborato si compone di tre capitoli.

Nel primo capitolo, dopo un breve riferimento alla normativa di settore, è descritto l'approccio multilivello per la gestione della sicurezza di "ponti", previsto dalle linee guida del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Seguono le metodologie del monitoraggio strutturale, che, negli ultimi decenni, hanno conosciuto una maggiore applicazione nel settore dell'ingegneria delle infrastrutture.

Nel secondo capitolo si presentano le generalità sui ponti a travata in calcestruzzo precompresso, gli aspetti principali legati alla durabilità di tali strutture, i principali fenomeni di degrado e un approfondimento su tali aspetti dettagliati sui ponti a graticcio precompresso. Viene poi presentato il viadotto oggetto di studio, il sistema di monitoraggio su di esso installato, le prove di carico effettuate sull'impalcato e il modello agli elementi finiti.

Nel terzo capitolo, sono riportate le proprietà dei materiali, le fasi di costruzione dell'opera e il metodo di valutazione della sicurezza strutturale. Sono poi presentati i diversi scenari di danneggiamento simulati sul viadotto, per mezzo del modello dell'impalcato realizzato mediante il software DIANA. In particolare, sono stati simulati danni rispetto all'armatura ordinaria a taglio della trave e all'armatura di precompressione trasversale presente nei traversi e nella soletta. Per ognuno di tali modelli, sono stati valutati due aspetti: il primo riguarda la definizione della sicurezza rispetto alla risposta strutturale del viadotto; il secondo, valuta l'effettiva capacità dei sistemi SHM ad inclinometri di identificare le tipologie di danno applicate, confrontando i valori di simulazione con quelli misurati sulla struttura.

# Capitolo 1

## Il monitoraggio strutturale

### 1.1 Inquadramento normativo

La normativa tecnica di riferimento per la progettazione e la gestione, l'ispezione e la manutenzione dei ponti si è evoluta nel tempo. Si parla infatti di un'evoluzione del settore della letteratura normativa tecnico-scientifica, che per l'Italia si può far risalire storicamente al 1945 e, per tappe successive, poi arrivare ai nostri giorni.

I principali codici italiani emanati in ordine temporale sono ricordati di seguito:

- Normale LL.PP., n.6018 del 9 giugno 1945, relativa ai carichi tipo da applicare per il calcolo delle opere d'arte;
- Circolare ANAS, n.820 del 15 marzo 1952;
- Circolare LL.PP., n.384 del 14 febbraio 1962, "*Norme relative ai carichi per il calcolo dei ponti stradali*";
- Circolare LL.PP., n.6736/61°1 del 19 luglio 1967, "*Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali*";
- Circolare LL.PP., n.7091 del 4 novembre 1970, "*Norme per la progettazione dei ponti stradali in acciaio*";
- D.M.LL.PP. 2 agosto 1980, "*Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali*";
- Circolare LL.PP., n.220977 dell'11 novembre 1980, relativa all'applicazione del D.M. 2.8.1980;
- D.M.LL.PP. 4 aprile 1990, aggiornamento del D.M. 2.8.1980;

- Circolare LL.PP.,34233 del 25 febbraio 1991, relativa all'applicazione del D.M.4.4.1990;
- Norma C.N.R. (B.U. n.165 del 1993), "*Istruzioni sulla pianificazione della manutenzione stradale. Ponti e viadotti*";
- D.M. 14 gennaio 2008, "*Norme tecniche per le costruzioni*"
- Circolare CSLP n.617 del 2 febbraio 2009, relativa all'applicazione del D.M.14.1.2008;
- UNI TR 11634-2016, "*Linee Guida per il monitoraggio strutturale*";
- Relazioni di Sintesi ANAS sulle attività di vigilanza di ponti e viadotti, 2018;
- Linee Guida MIT e CSLP del 17 aprile 2020, "*Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti*";

Oggi, in Italia la normativa cogente e i principali riferimenti tecnico-scientifici per il monitoraggio dei ponti sono:

- D.M. del 17 gennaio 2018, "*aggiornamento delle norme tecniche per le costruzioni*" (NTC 2018);
- Circolare CSLP n.7, del 21 Gennaio 2019, "*Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Nuove norme tecniche per le costruzioni», di cui al D.M. 17 gennaio 2018*".
- Linee Guida MIT e CSLP del 3 dicembre 2021, aggiornamento "*Aggiornamento Linee Guida 17.04.2020*";: *estensione a 36 mesi del periodo di sperimentazione e omogeneità della classificazione e gestione del rischio su ponti o opere similari esistenti lungo strade statali o autostrade gestite da Anas S.p.A. o da concessionari autostradali.*

Dalle norme tecniche surrichiamate discendono le Linee Guida per i ponti esistenti del 2021, elaborate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici presso il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Esse costituiscono uno strumento univoco e omogeneo, e possono ritenersi tra i documenti di comprovata validità di cui al cap.12 dell'NTC 2018.

Dall'ambito internazionale sono disponibili ulteriori documenti di comprovata validità. In particolare, si fa riferimento ai manuali pubblicati dall'associazione degli enti di gestione delle reti autostradali americane AASHTO, come "The Manual for Bridge Evaluation, 2018" e "Manual for Bridge Element Inspection, 2019", nonché ai manuali prodotti dai singoli Dipartimenti dei Trasporti degli U.S.A.. Analogamente, utili informazioni possono essere ricavate nei manuali relativi al progetto BRIME – Bridge Management in Europe.

### 1.1.1 L'approccio multilivello delle linee guida

Le Linee Guida prevedono un susseguirsi di operazioni e valutazioni, alcune consequenziali, altre trasversali, così giungendo, per livelli diversi e successive approssimazioni, alla gestione della sicurezza dei ponti esistenti al fine di prevenire livelli inadeguati di danno, rendendo accettabile il rischio.

Esse si compongono delle seguenti tre parti:

- censimento e classificazione del rischio;
- verifica della sicurezza;
- sorveglianza e monitoraggio.

L'aspetto innovativo introdotto consiste nell'applicazione di un approccio generale multilivello, che si sviluppa partendo dal semplice censimento delle opere d'arte da analizzare, giungendo alla determinazione di una classe di attenzione (CdA), sulla base della quale si perverrà alla verifica di sicurezza. I risultati ottenuti rappresentano delle informazioni utili per effettuare per le opere di maggiore interesse l'esame dell'impatto trasportistico, consentendo di procedere all'analisi della resilienza della rete.

La definizione della classe di attenzione è eseguita successivamente agli step di conoscenza a livello territoriale, in funzione dei possibili rischi (strutturale, sismico, idrogeologico). Tali rischi sono dapprima analizzati separatamente in funzione di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione, ma poi concorrono nel definire una classificazione generale della classe di attenzione. Attraverso la classe di attenzione è possibile definire le priorità per l'esecuzione delle eventuali operazioni di sorveglianza e monitoraggio, di verifica e di intervento.

Il grado di complessità e la tipologia dei successivi approfondimenti crescono in funzione del livello di analisi. L'approccio multilivello, in particolare, si articola secondo sei livelli.

- **Livello 0:** prevede il censimento di tutte le opere e delle loro caratteristiche principali, attraverso la raccolta delle informazioni e della documentazione disponibile;
- **Livello 1:** ha ad oggetto le opere censite a livello 0 e prevede l'esecuzione di ispezioni visive dirette e il rilievo speditivo della struttura e delle caratteristiche geomorfologiche ed idrauliche delle aree al fine di individuare lo stato di degrado e le principali caratteristiche strutturali e geometriche di tutte le opere.

- **Livello 2:** definisce la classe di attenzione per ogni ponte in base ai parametri di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione ricavati dai livelli precedenti. In base alla classe ottenuta, si procede ad uno dei successivi livelli.
- **Livello 3:** consiste nell'esecuzione di valutazioni preliminari per comprendere se sia necessario procedere ad ulteriori approfondimenti mediante verifiche accurate di Livello 4.
- **Livello 4:** prevede l'esecuzione di valutazione accurate in base alle indicazioni contenute nelle norme tecniche per le costruzioni vigenti.
- **Livello 5:** riguarda i ponti di significativa importanza all'interno della rete stradale e comporta l'esecuzione di analisi più sofisticate, valutando le conseguenze di una possibile interruzione dell'esercizio del ponte sul contesto socio-economico in cui esso è inserito [3].

È possibile desumere che ogni livello prevede un grado di complessità e di dettaglio delle indagini e delle analisi sempre maggiore, ma, al contempo, diminuisce il numero delle infrastrutture che ne sono oggetto.

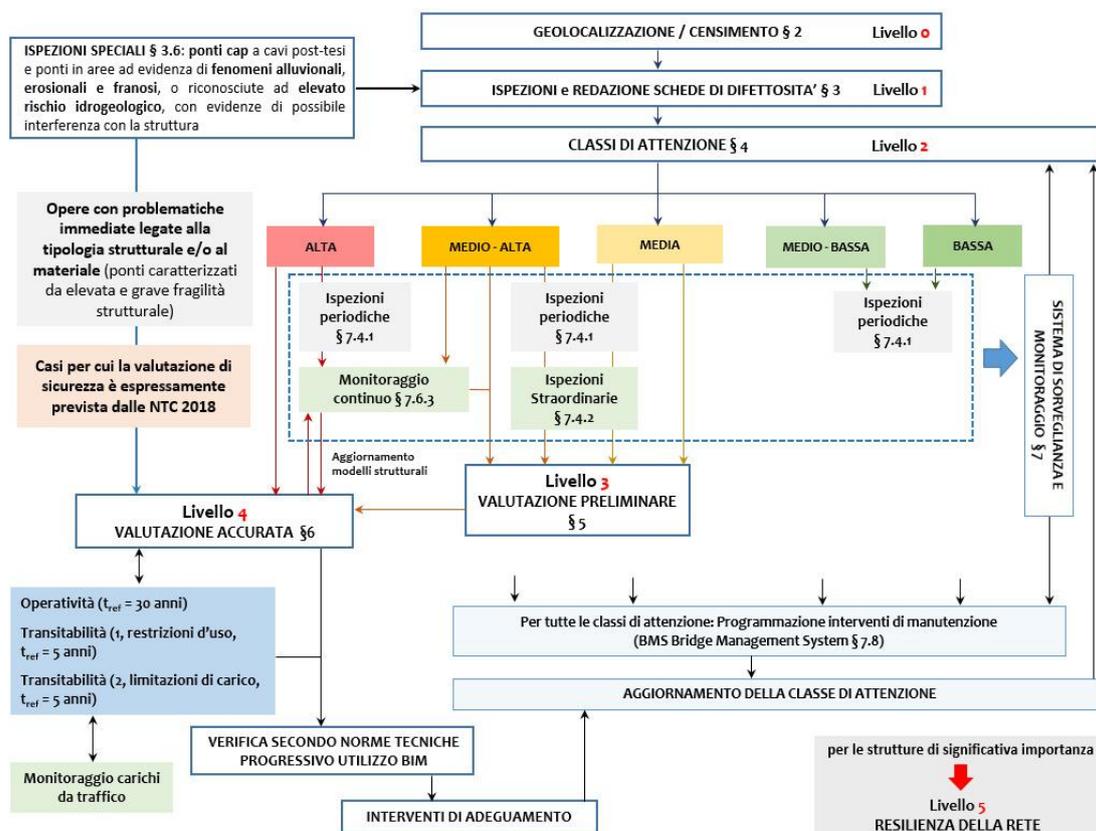


Figura 1 - Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi [3]

Nella Figura 1 vi è una rappresentazione del flusso delle operazioni logiche che definisce le relazioni tra i diversi livelli di analisi.

Il fulcro centrale dell'approccio è il livello 2, che consiste nella determinazione, per ogni ponte, della classe di attenzione in funzione dei fattori di rischio.

Ad ogni classe di attenzione corrispondono le relative azioni in termini di indagini, monitoraggio e verifiche. In particolare:

- *Classe di attenzione Alta:* sono previste valutazioni più accurate della sicurezza e delle caratteristiche geometriche e/o strutturali da cui discende un modello della struttura, la cui affidabilità e accuratezza dipende dal grado di conoscenza raggiunto. Per tale CdA è prevista l'esecuzione delle ispezioni periodiche ordinarie e, se necessario, delle ispezioni periodiche straordinarie e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo.
- *Classe di attenzione Medio-Alta:* sono previste valutazioni di livello 3, ispezioni periodiche ordinarie e/o straordinarie e l'installazione di sistemi di monitoraggio periodico o continuo.
- *Classe di attenzione Media:* prevede la esecuzione di valutazioni preliminari di livello 3, ispezioni periodiche ordinarie o straordinarie sulla base di fenomeni di degrado in rapida evoluzione. L'ente gestore può valutare caso per caso la necessità di installare un sistema di monitoraggio periodico o continuo ed eseguire verifiche di livello 4.
- *Classe di attenzione Medio-Bassa:* sono previste ispezioni periodiche frequenti.
- *Classe di attenzione Bassa:* sono previste ispezioni periodiche.

A seguito di eventuali interventi di manutenzione sarà necessario rivalutare la classe di attenzione dell'opera, la quale deve, in ogni caso, essere rivalutata almeno ogni due anni per le opere rientranti nelle classi di attenzione media e medio-alta.

## **1.2 Sistemi di sorveglianza e monitoraggio.**

Le linee guida svolgono una compiuta descrizione dei criteri generali e dei requisiti minimi dell'attività di gestione della sicurezza strutturale dei ponti esistenti. Tali criteri sono stati elaborati a partire dai dati raccolti nel tempo grazie ai sistemi di sorveglianza già in uso presso alcuni gestori. Tali dati hanno consentito di studiare i fenomeni di degrado che hanno interessato gli asset infrastrutturali italiani.

Nel modello di sistema di sorveglianza, alle attività di ispezione periodica si affiancano le moderne tecnologie di monitoraggio strumentale, raccomandato soprattutto per classi di attenzione di opere ritenute a maggior rischio e di particolare interesse.

Entrambe le attività consentono di effettuare la diagnosi dello "stato di condizione" dell'opera con riferimento alla sua idoneità all'uso previsto, prendendo in considerazione aspetti di sicurezza, pericolosità ed efficienza e di stimare le tendenze evolutive dei suddetti aspetti (prognosi) attraverso la costruzione di curve lifetime.

Le informazioni di base raccolte al livello 0 (anamnesi) sono necessarie a ridurre le incertezze di natura epistemica, ad aggiornare la classe di attenzione corrente e a pianificare in modo efficace gli interventi.

### **1.2.1 Il monitoraggio strutturale**

Il monitoraggio strutturale, anche noto come Structural Health Monitoring (SHM) nella comunità internazionale, consiste nell'insieme delle tecnologie volte a rilevare la presenza di malfunzionamenti nelle strutture e, conseguentemente, a identificare i danni causati dall'invecchiamento o dal degrado dei materiali, da azioni eccedenti le previsioni di progetto, nonché da eventi di carattere eccezionale naturali o dovuti all'opera dell'uomo.

La finalità perseguita, in generale, è quella di ottenere una tempestiva segnalazione dei difetti o di situazioni pericolose, ancor prima che questi producano manifestazioni evidenti. Esso riveste, pertanto, una importanza rilevante in quanto è direttamente funzionale alla sicurezza degli utenti.

In particolare, gli obiettivi principali che questa tipologia di monitoraggio persegue possono essere così sintetizzati:

- controllo delle condizioni di carico di una struttura;
- verifica del comportamento strutturale in diverse condizioni di carico;
- definizione di un modello dell'opera;
- asseverazione e revisione dei criteri usati in fase di progetto;
- localizzare i danneggiamenti;
- indirizzare le ispezioni e la manutenzione.

Gli strumenti operativi del sistema di sorveglianza e monitoraggio sono i seguenti:

- Ispezioni ordinarie e straordinarie;
- Indagini non distruttive e semidistruttive;
- Prove di carico statiche e rilievi della risposta dinamica;
- Monitoraggio strumentale;
- Algoritmi di analisi e interpretazione dati;
- Modelli rappresentativi del comportamento reale;
- Indici dello stato di condizione e modelli di degrado;
- Basi dati informatiche.

Le linee guida prevedono espressamente che *“le metodologie di monitoraggio strumentale (Structural Health Monitoring) si basano sull'installazione per periodi di tempo abbastanza lunghi (diversi mesi o anni) o per l'intera vita operativa di una struttura, di reti di sensori gestiti da sistemi hardware/software che consentono di acquisire i dati provenienti dai sensori e di elaborarli in modo automatico o semiautomatico, identificando, attraverso opportuni algoritmi la presenza dei malfunzionamenti. In tal modo, il sistema composto dalla struttura e dall'impianto SHM si può pensare comportarsi come un sistema “intelligente”, cioè capace di funzioni di autodiagnosi e di trasmissione di “messaggi” nei confronti di un operatore umano”*[3].

L'utilizzo di tale metodologia presuppone una conoscenza approfondita del ponte e del suo comportamento. In tal modo sarà possibile, infatti, non solo limitarsi a una mera acquisizione

dati relativi ad un fenomeno in corso, ma anche anticipare situazioni di danno e/o pericolo o fornire informazioni utili per la pianificazione della manutenzione ordinaria e straordinaria [2].

Tali potenzialità di diagnosi precoce non sono ad oggi sfruttate a pieno, dato che queste tecnologie SHM sono state sviluppate in tempi recenti e sono state applicate principalmente su ponti ed edifici di nuova costruzione, che ancora non hanno manifestato fenomeni di degrado evidenti

Occorre, altresì, considerare che, in ogni caso, ogni struttura civile costituisce un *unicum* e, pertanto, è necessario che l'applicazione dei sistemi SHM sia personalizzata in relazione allo specifico caso affinché l'attività di sorveglianza e monitoraggio possa avvenire con successo.

### **1.3 Il concetto di danno.**

Nella sua accezione generale, il danno identifica uno scostamento rispetto alla condizione ottimale di originaria integrità dell'opera.

Il riconoscimento di uno stato di degrado o di danneggiamento, da parte di un sistema di monitoraggio strumentale, necessita di un periodo di "training" in cui la struttura si può ritenere essere in uno stato stabile di riferimento. Il suddetto periodo consente la definizione di algoritmi e modelli predittivi funzionali all'individuazione di anomalie comportamentali di parametri caratteristici della struttura.

Nell'attuale quadro normativo italiano, il concetto di danno strutturale è ricompreso tra i parametri principali della vulnerabilità dell'opera per la individuazione della classe di attenzione della stessa.

Il danneggiamento dell'opera, in altri termini, non è di per sé un elemento sufficiente a stimarne il grado di vulnerabilità, in quanto vi è un altro fattore rilevante, rappresentato dalla rapidità di evoluzione del degrado, vale a dire la rapidità con cui tale livello di difettosità è stato raggiunto (potendo risultare fisiologico oppure richiedere maggiore attenzione).

In particolare, in un ponte in c.a. e c.a.p., il danno può essere determinato da una o più delle seguenti cause:

- Degrado delle proprietà meccaniche dei materiali (dovuto a fattori ambientali e/o reologici);
- Modifica delle condizioni di vincolo e dello schema statico (errato funzionamento/posizionamento degli apparecchi, regolazioni non corrette, invecchiamento degli apparecchi, movimento di fondazione);
- Variazione della geometria degli elementi costituenti il sistema strutturale (dovuta a fattori chimici o a carenze di progettazione ed errori costruzione)

## 1.4 Il processo di monitoraggio

Il monitoraggio strutturale è una tecnica che consente di valutare lo stato di salute della struttura e di monitorarla nel tempo. In relazione al differente fattore di rischio preso in considerazione e, quindi, a seconda dell'obiettivo perseguito e dei parametri che si vogliono misurare, si utilizzano strumentazioni differenti.

In generale, un tipico sistema di monitoraggio SHM è costituito dai seguenti sistemi:

- **Sensoristica**;
- Sistema di **acquisizione** dei dati provenienti dai sensori;
- Sistema di **trasmissione** dei dati;
- **Unità di processo** locali o remote;
- Algoritmi di **trattamento** dati,
- Algoritmo di **analisi e interpretazione** dei dati (identificazione del danno);
- **Sistema decisionale e di allerta** (per la gestione delle emergenze).

### 1.4.1 Le fasi del processo di monitoraggio

È possibile distinguere quattro fasi del processo di monitoraggio [4]:

- 1) *Valutazione operativa*: consiste nella definizione della tipologia di danno oggetto del monitoraggio, delle condizioni operative e ambientali di funzionamento della struttura (fattibilità), delle limitazioni all'acquisizioni dei dati derivanti dall'ambiente operativo (tipo di monitoraggio).

2) *Acquisizione e pulizia dei dati*: comporta la scelta del tipo e del numero di sensori da utilizzare e del loro posizionamento, nonché dell'hardware di acquisizione/archiviazione/trasmissione dei dati. Tale scelta è condizionata dalla tipologia del monitoraggio che si intende eseguire e dalle risorse economiche disponibili. I dati acquisiti sono sottoposti ad un processo di scelta selettiva definita “*data cleaning*”, così da distinguere le misurazioni che permettono di identificare il danno, dai dati dovuti alla rumorosità ambientale.

3) *Estrazione delle caratteristiche*: consiste nello studio delle caratteristiche dai dati acquisiti, per distinguere le strutture danneggiate da quelle non danneggiate. Le caratteristiche estratte dovranno contenere il massimo delle informazioni incluse nei dati raccolti, rimuovendo i dati ridondanti, in modo tale da ottenere caratteristiche robuste e stabili.

Una metodologia di estrazione è quella di applicazione dei danni ben definiti, simili a quelli che ci si aspetterebbe sulla struttura durante il suo esercizio, a sistemi fittizi e sviluppare un'iniziale comprensione dei parametri sensibili al danno previsto.

Il modello fittizio danneggiato può essere utilizzato nella verifica della sensibilità delle misurazioni diagnostiche nella distinzione tra un sistema danneggiato e uno integro.

L'interpretazione dei dati può svolgersi sia con riferimento ad esperienze passate sia tramite strumenti analitici sperimentalmente convalidati come modelli agli elementi finiti.

4) *Sviluppo di modelli statistici*: tali modelli servono per migliorare il rilevamento dei danni attraverso l'implementazione di algoritmi che operano sulle caratteristiche estratte per quantificare lo stato di danno. In particolare, consentono di stabilire la gravità del danno (estensione) e la vita residua della struttura (previsione).

## **1.5 I sistemi di monitoraggio**

Recentemente sono stati sviluppati nuovi sensori più sofisticati e affidabili al fine di monitorare con maggior precisione le strutture esistenti.

Tra le grandezze oggetto di monitoraggio che influenzano il comportamento della struttura si hanno:

- *grandezze fisiche* legate direttamente alla struttura (gli spostamenti, le inclinazioni, le tensioni e le accelerazioni),
- *grandezze non strutturali* (le vibrazioni, il vento, la temperatura e l'umidità) [5].

Nel dettaglio si possono monitorare le seguenti grandezze:

- *spostamenti e inclinazioni*: La strumentazione utilizzata possiede una sensibilità nell'ordine del centesimo di mm e del centesimo di grado. Tra gli spostamenti monitorati si menzionano quelli a cavallo di lesioni, il cui andamento ne determina la natura stabile delle medesime;
- *accelerazioni*: La misura e l'elaborazione di tali dati consente di caratterizzare dinamicamente il manufatto. Si consideri che un cambiamento dei parametri dinamici fondamentali è sintomo di un cambiamento di comportamento e quindi di movimenti della struttura;
- *tensioni*: valutazioni delle possibili variazioni dello stato di sollecitazione negli elementi strutturali;
- *vento e vibrazioni*: sono tra le grandezze di maggior studio nel monitoraggio dei 'ponti', sia in merito alle sollecitazioni che possono indurre, sia per l'innescare di fenomeni di risonanza. Inoltre, il loro rilevamento rende possibile la caratterizzazione e l'identificazione dinamica del ponte in esame tramite un'analisi di tipo OMA (Operational Modal Analysis);
- *temperatura e umidità*: la misura dei gradienti di tali grandezze, che possono rappresentare azioni anche non trascurabili, consente la valutazione e il discernimento delle deformazioni indotte da queste [5].

## **1.6 Alcune tipologie di sensori.**

I sensori sono gli strumenti utilizzati per effettuare le misurazioni e acquisire i dati rilevanti per il monitoraggio. L'evoluzione della tecnologia dei sensori è stata molto rapida negli ultimi vent'anni, ma è solo in questi ultimi anni che sono state messe in campo delle tecnologie innovative per la definizione delle proprietà dinamiche di strutture e infrastrutture e per il

monitoraggio periodico delle stesse. Di seguito, sono descritti alcuni dei sensori maggiormente utilizzati nell'ambito dell'ingegneria civile.

### **1.6.1 GNSS**

Una soluzione per il monitoraggio strutturale attraverso grandezze fisiche come lo spostamento è rappresentata dall'utilizzo del sistema satellitare di posizionamento globale (GNSS). Tale metodologia consente la valutazione della posizione di punti di controllo attraverso i segnali che i diversi ricevitori acquisiscono dai satelliti in orbita. A differenza del sistema GPS, il sistema GNSS sfrutta un numero maggiore di costellazioni di satelliti (GPS, GALILEO, GLONASS), consentendo un numero maggiore di satelliti visibili contemporaneamente e conseguentemente una maggiore accuratezza e precisione nella valutazione della posizione.

Il posizionamento satellitare ha consentito di determinare la posizione spaziale di punti di controllo in modalità sia statica sia dinamica, grazie ai quali è possibile determinare gli spostamenti assoluti di una struttura. Tra le diverse tecniche topografiche implementate per il sistema GNSS, la tecnica del posizionamento relativo è quella che consente di ottenere le precisioni necessarie all'attività di monitoraggio.

Tale tecnica, necessita di una stazione master collocata in una posizione di riferimento nota vicino alla struttura monitorata e di un'antenna rover, su ciascuno dei punti di riferimento da monitorare. Il posizionamento relativo permette di determinare il vettore "baseline" che collega la stazione master, di coordinate note, con la generica stazione rover. Le posizioni delle due antenne sono definite in un determinato sistema di riferimento in coordinate geodetiche. Date le coordinate della stazione master e determinato il vettore "baseline" si ricavano le coordinate del punto monitorato. In alternativa alla stazione master (laddove non fosse possibile collocarne una nelle immediate vicinanze della struttura da monitorare o per ridurre il costo del sistema di monitoraggio), si possono utilizzare algoritmi di processazione dei dati forniti da più antenne rover collocate sulla struttura oppure sfruttare un "sistema di riferimento virtuale" che fornisce, in funzione della località, le correzioni da applicare ai dati di posizione.

Nel caso in cui non vi siano effetti dinamici importanti (monitoraggio strutturale in campo statico) e adottando opportuni tempi di misura e frequenze di acquisizione, si riescono ad ottenere misurazioni sufficientemente accurate con precisione millimetrica [6].

## 1.6.2 Interferometria radar terrestre

L'Interferometria radar terrestre è una tecnica di monitoraggio relativamente nuova derivata dall'interferometria radar satellitare. Tale tecnica, sfrutta la differenza di fase tra il segnale radio (microonde) inviato e quello riflesso dagli oggetti illuminati dalle antenne e consente di ottenere gli spostamenti dello scenario nel tempo con precisione sub-millimetrica. La misurazione avviene completamente da remoto, non essendo necessaria l'installazione di alcuna mira, caposaldo o bersaglio aggiuntivo, sfruttando la naturale riflettività alle microonde delle superfici irradiate. Questa tecnologia è applicabile indipendentemente dalle condizioni di illuminazione del sito, in qualsiasi condizione meteorologica, sia durante il giorno, sia durante la notte.

L'elevata frequenza di acquisizione del segnale consente di monitorare in continuo ed in tempo reale l'evoluzione degli spostamenti di scenari complessi ed estesi. In particolare, tale tecnica può essere applicata per la misura degli spostamenti e delle deformazioni di strutture ed infrastrutture (come ponti, viadotti ed edifici), fornendo risultati del tutto paragonabili a quelli ottenuti attraverso altre tecniche convenzionali di monitoraggio "da contatto" come, ad esempio, reti di sensori velocimetrici e/o accelerometrici installati sulle strutture.

Il sensore TInRAR è costituito da un radar interferometrico ad apertura reale "coerente" (in grado quindi di emettere impulsi radar a lunghezza d'onda nota), dotato di una o più antenne emittenti e riceventi (Figura 2).



Figura 2 - Radar interferometrico terrestre

La tecnica interferometrica consente il calcolo degli spostamenti lungo la linea di vista strumento-scenario (LOS), come indicato in Figura 3, attraverso il confronto delle informazioni di fase dell'onda elettromagnetica emessa e riflessa a differenti intervalli temporali.

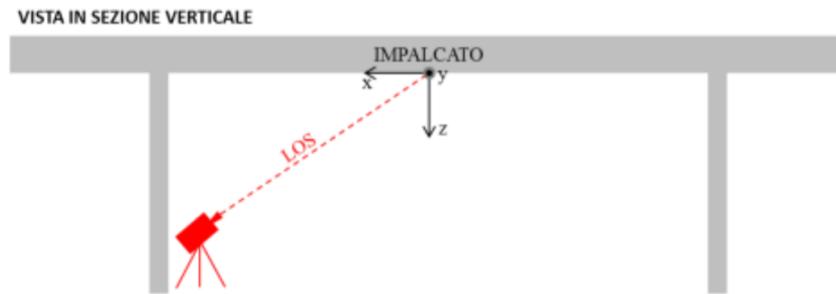


Figura 3 - Schema di misura degli spostamenti lungo la "linea di vista strumentale" (LOS)

Lo spostamento è quindi calcolato simultaneamente su un elevato numero di punti della struttura, attraverso la relazione fondamentale riportata in Figura 4.

Lo spostamento misurato 'd' è proporzionale al prodotto della lunghezza d'onda 'λ' per la differenza di fase 'φ' dell'onda riflessa in due distinti istanti di tempo.

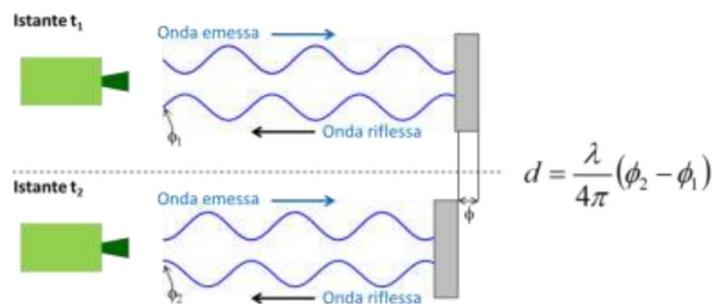


Figura 4 - Relazione fondamentale della interferometria radar

Le portate strumentali tipiche dei sensori attualmente in commercio variano da alcune centinaia di metri fino ad alcuni km [7].

### 1.6.3 Accelerometri

Nell'ambito del monitoraggio strutturale i sensori che maggiormente sono utilizzati per misurare la risposta delle strutture civili sono gli accelerometri. Tale dispositivo consente di misurare l'accelerazione meccanica di un corpo. Il principio del suo funzionamento si basa sulla rilevazione dell'inerzia di una massa quando viene sottoposta ad una accelerazione e trasforma lo spostamento indotto in un segnale elettrico acquisibile dai sistemi di misura.

I diversi tipi di accelerometri si differenziano per il modo in cui viene generato il segnale elettrico proporzionale all'accelerazione, distinguendosi in due macrocategorie, a seconda che la misura di accelerazione sia statica o dinamica.

Inoltre, gli accelerometri possono essere classificati in base alla loro sensibilità, al range di misura ed all'applicazione per cui sono destinati.

- **Accelerometri piezoelettrici:** tra i più comuni accelerometri, quelli piezoelettrici, sfruttano il principio di rilevazione del segnale elettrico generato da un cristallo piezoelettrico quando è sottoposto ad una compressione. Se la sollecitazione perdura nel tempo, il segnale generato si dissipa, non creandone uno nuovo.

Affinché sia possibile convertire la carica prodotta in una differenza di potenziale misurabile e registrabile, il cristallo piezoelettrico è inserito all'interno di un apposito circuito, che prevede un amplificatore di carica e una centralina di acquisizione collegati in serie.

Gli accelerometri piezoelettrici possono essere distinti, altresì, in monoassiali, biassiali o triassiali in funzione del numero di assi di misura rilevati (Figura 5) [8].

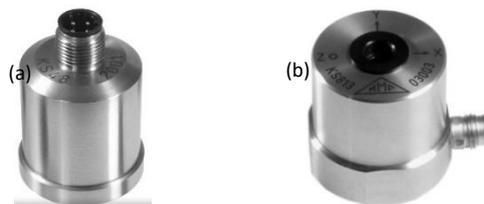


Figura 5 - Accelerometri piezoelettrici monoassiali (a) e triassiali (b)

- **Accelerometri capacitivi:** sfruttano come principio di riferimento dello spostamento della massa di prova, la variazione della capacità elettrica di un condensatore associata alla variazione della distanza tra le armature dello stesso. Un apposito circuito infine genera un segnale elettrico proporzionale alla capacità del condensatore e quindi all'accelerazione. Questi sensori sono adatti alla misura di accelerazioni statiche, sono inoltre poco sensibili alla variazione di temperatura, hanno un'elevata sensibilità, alte prestazioni, bassa dissipazione di potenza ed un costo molto contenuto, ma devono essere schermati dalle interferenze elettromagnetiche a cui sono suscettibili.

Gli accelerometri di tipo capacitivo si prestano bene ad essere integrati assieme al relativo sistema di trasduzione e condizionamento del segnale, in un unico chip di silicio. Questo è stato permesso dall'evoluzione della miniaturizzazione dell'elettronica negli ultimi anni. Si parla infatti in questo caso di dispositivi MEMS (Micro Electro Mechanical System) (Figura 6), le cui dimensioni sono dell'ordine dei micron e sono realizzati direttamente sul substrato di silicio [8].

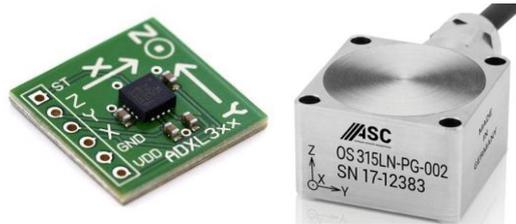


Figura 6 - Accelerometri MEMS

#### 1.6.4 Sensori a fibra ottica

Tra i sistemi innovativi per il monitoraggio delle strutture, in particolare dei ponti e viadotti, rientra la tecnologia dei sensori distribuiti in fibra ottica, che consente di individuare eventuali anomalie strutturali lungo tutto l'asse di installazione della fibra. L'applicazione di tali sensori permette di realizzare una sorta di "sistema nervoso" della struttura (*Smart Structure*), ottenuta cablando in serie i diversi elementi in una catena di sensori a fibre ottiche (FBG), che consente di definire in tempo reale spostamenti, stato tenso-deformativo e di identificare e localizzare cedimenti strutturali o crepe senza soluzione di continuità. Quindi tale sensoristica permette di individuare la precisa ubicazione di anomalie strutturali poiché i punti di controllo (dell'ordine del *mm*) all'interno della fibra possono distare pochi centimetri gli uni dagli altri. I sensori distribuiti in fibra danno la possibilità di diagnosticare, immediatamente, l'insorgere di fenomeni di degrado, con evidenti vantaggi in termini sicurezza ed economicità nella gestione e pianificazione degli interventi manutentivi [9].

Il monitoraggio strutturale con sensori in fibra ottica può essere impiegato sia per nuove strutture (sensori all'interno delle membrature) che per quelle esistenti (sensori "a pelle"). Per quanto attiene alle prime, il monitoraggio è implementato in tutte le fasi dell'elemento strutturale prima e della struttura poi, fino alla fine della sua vita utile. Questo porta ad una

ampia conoscenza della struttura e alla riduzione delle incertezze di natura epistemica. La fibra ottica “residente” all’interno degli elementi strutturali è collegata alle barre di armatura nei punti in cui è previsto un maggiore cemento statico (Figura 7).



*Figura 7 - Sensori in fibra ottica collegata alle barre di armature all'interno di una trave*

Per le strutture esistenti, i sensori in fibra ottica sono applicati sulla pelle delle membrature portanti, nei punti in cui l’analisi strutturale ha individuato gli stati di maggiore sollecitazione [10].

La fibra ottica utilizzata nel monitoraggio strutturale è una fibra ottica standard utilizzata nelle telecomunicazioni, che è sottoposta al processo di Bragg. I raggi laser UV generano un modello ad interferenza e modificano il nucleo di silice della fibra. Si ha quindi una modulazione spaziale periodica dell’indice di rifrazione del nucleo della fibra, creando una struttura risonante. Questa struttura risonante funziona da filtro a banda stretta, ovvero quando una sorgente a banda larga (luce) attraversa la fibra ottica, una parte di questa, che ha larghezza spettrale centrata sulla lunghezza d’onda di Bragg, viene riflessa dalla griglia fotoincisa, mentre la luce restante continua il suo percorso senza subire ulteriori perdite.

Quando la fibra di Bragg si dilata o si contrae, modifica il periodo della microstruttura, ossia, modifica la sua lunghezza d’onda e la corrispondente porzione di segnale luminoso riflessa. Tale caratteristica la rende idonea al suo uso come sensore nella misura di deformazioni. Inoltre, manifesta una sensibilità alla temperatura: in questo caso la variazione del periodo della microstruttura è dovuto alla variazione dell’indice di rifrazione della silice per effetto termo-ottico. Uno dei principali vantaggi della fibra di Bragg è la sua capacità di poter misurare diverse grandezze su una singola fibra ottica, a seguito di un adeguato impacchettamento delle microstrutture ognuna sensibile ad una particolare grandezza (temperatura, deformazione, pressione, accelerazione, spostamento, etc.).

### 1.6.5 Estensimetri

In un'attività di monitoraggio strutturale, gli estensimetri rivestono un ruolo importante. Esistono diversi tipi di estensimetri, che sfruttano diverse tecnologie, ma tutti misurano la medesima grandezza l'allungamento, da cui poi ricavare altre grandezze derivate. L'utilizzo di questo sensore è consolidato nell'ambito della ricerca sia di laboratorio sia in campo. Questi sensori sono applicati sulla "pelle" della membratura da monitorare, anche se esistono tipologie che possono essere inserite nell'elemento durante la realizzazione del getto di calcestruzzo. Ai fini del monitoraggio strutturale, i valori di deformazione possono essere acquisiti mediante estensimetri elettrici (resistivi o capacitivi), estensimetri ottici o mediante estensimetri a corda vibrante. I primi misurano le deformazioni meccaniche attraverso la misura del cambiamento relativo della resistenza elettrica o alla capacità del condensatore (Strain Gauge) (Figura 8). Sono presenti diverse configurazioni in grado di fornire indicazioni oltre a condizioni monoassiali, anche piane e tridimensionali. Consentono inoltre la valutazione di stati di sforzo assiale, flessione, taglio e di torsione attraverso un'opportuna combinazione. Tali dispositivi sono robusti, estremamente flessibili e possono essere installati su diversi materiali per un'ampia gamma di applicazioni, grazie a proprietà quali geometria, resistenza nominale e lunghezza della griglia di misura, che possono essere combinate secondo le esigenze.

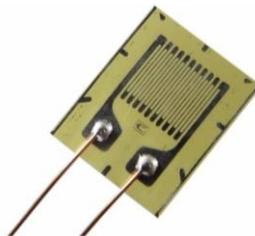


Figura 8 - Estensimetro elettrico a resistenza

Gli estensimetri realizzati con fibra ottica (Figura 9 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.**) sfruttano le proprietà della luce per la valutazione della deformazione. Queste fibre ottiche sono caratterizzate dal reticolo in fibra di Bragg, che riflette una piccola parte del segnale luminoso caratteristica della microstruttura fotoincisa. La variazione dei segnali ottici viene utilizzata per la determinazione della deformazione meccanica dell'elemento da monitorare. I sensori FBG sono esenti da corrosione, immuni ai disturbi elettromagnetici

dell'ambiente circostante e sono in grado di trasmettere il segnale a distanze estremamente elevate senza distorsioni o interferenze. Una loro importante applicazione, unitamente ad altri sensori, è stata eseguita sul nuovo ponte di Genova San Giorgio, che ha sostituito il viadotto Polcevera.



Figura 9 - a) Estensimetro Patch FBG, b) Fibra ottica in cui è fotoinciso il reticolo di Bragg

Gli estensimetri a corda vibrante (Figura 10) sono particolarmente indicati per il monitoraggio a lungo termine di opere in C.A. e in acciaio. L'estensimetro viene installato alla struttura tramite appositi blocchetti saldati sulla struttura stessa, oppure può essere direttamente annegato nel getto di calcestruzzo. Il segnale in uscita degli estensimetri a corda vibrante è un segnale in frequenza ed è quindi insensibile al cambio di resistenza provocato nei cavi strumentali da resistenza di contatto o dispersioni a terra. Il segnale può quindi essere trasmesso fino ad una distanza di 1000 metri, arrivando invariato.

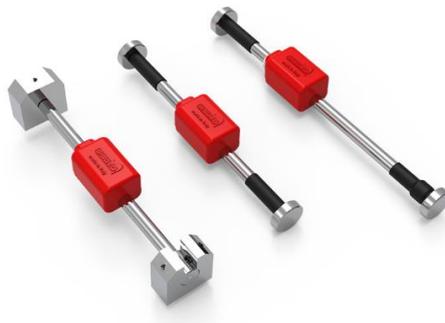


Figura 10 - Barrette estensimetriche a corda vibrante

L'estensimetro a corda vibrante è costituito da un filo di acciaio tensionato tra 2 estremità fisse poste sul supporto da monitorare, le cui deformazioni modificano la tensione del filo d'acciaio. La frequenza di risonanza del filo è funzione della tensione dello stesso. Eccitando il filo dall'esterno con un input elettrico, una bobina elettromagnetica interna misura la frequenza di risonanza e, di conseguenza, la sua tensione, ottenendo la misura di deformazione del supporto.

## 1.6.6 Inclinometri

Nell'ambito del monitoraggio strutturale, gli inclinometri (tiltimetri o clinometri) sono sensori di tipo deformativo, cioè consentono, attraverso la misura della rotazione locale di punti o di aree ristrette, di pervenire alla valutazione della deformazione degli elementi. Tali strumenti, consentendo di ricostruire la deformazione strutturale, permettono di determinare la posizione e l'entità del danno negli elementi strutturali locali. La valutazione della sicurezza dei singoli elementi e dell'intera struttura può essere quindi condotta utilizzando misure dell'angolo di inclinazione, anche se questo richiede l'installazione di un elevato numero di sensori.

Gli inclinometri possono essere realizzati sulla base di diverse tecnologie. Oggigiorno, per applicazioni di SHM, gli inclinometri utilizzano spesso accelerometri basati sulla tecnologia MEMS. Il principio di misura dell'angolo di inclinazione si basa sulla misura dell'angolo compreso tra il vettore dell'accelerazione di gravità e la proiezione dello stesso rispetto all'asse dello strumento, il quale, essendo solidale alla struttura ne misurerà la corrispondente rotazione. A seconda del tipo o del numero di accelerometri installati si possono eseguire misure di inclinazione rispetto ad uno, a due o a tre assi del sistema di riferimento locale [11]. Gli inclinometri MEMS riflettono le caratteristiche dei loro componenti fondamentali, presentano una buona sensibilità, affidabilità, robustezza nel tempo, basso costo, dimensioni ridotte oltre alla semplicità di installazione e integrazione in un sistema di sensoristica più ampio.

Gli inclinometri devono essere installati sulla struttura in modo efficiente per poter cogliere le rotazioni e i possibili movimenti differenziali, sulla base di un'analisi strutturale. Questi, dopo essere stati posizionati sulla struttura, vengono collegati via cavo o wireless ad un sistema di acquisizione dati, che trasmetterà i dati ad unità specializzate per la loro elaborazione. Tale sistema di monitoraggio statico consente l'osservazione della struttura per lunghi periodi in modo continuo con la possibilità di eseguire misure ad intervalli programmati.

Tra i differenti inclinometri presenti sul mercato, quelli che si basano sulla tecnologia MEMS (più utilizzati in ambito civile) sono inclinometri puntuali di superficie e inclinometri a barra.

*Inclinometri di superficie:* indicati per applicazioni sia orizzontali che verticali, sono dotati di sensori uniassiali o biassiali, e forniscono un output disponibile in formato analogico o digitale (Figura 11). Tali dispositivi sono caratterizzati da una elevata precisione e ripetibilità della

misura, facili da installare e di basso costo, sono protetti da una custodia resistente alle azioni ambientali.



Figura 11 - Inclinometri di superficie, digitale e analogico

*Inclinometri a barra*: detti anche “tilt beam” (Figura 12), misurano i movimenti differenziali dei punti di ancoraggio alla struttura. Sono in particolare utilizzati nel monitoraggio della flessione di ponti e travi sotto carico. Di semplice costruzione e robusti, sono facili da installare, in modalità singola o multipla, per fornire dati di movimento dettagliati anche su lunghe distanze.



Figura 12 - Inclinometri a barra, analogico e digitale

Tali dispositivi sono costituiti da un inclinometro montato su una barra di alluminio o in fibra di vetro, avente lunghezza  $L$  (Figura 13) detta “gauge length” di dimensione di 1,2 o 3 metri, sulla quale viene valutata l’inclinazione.

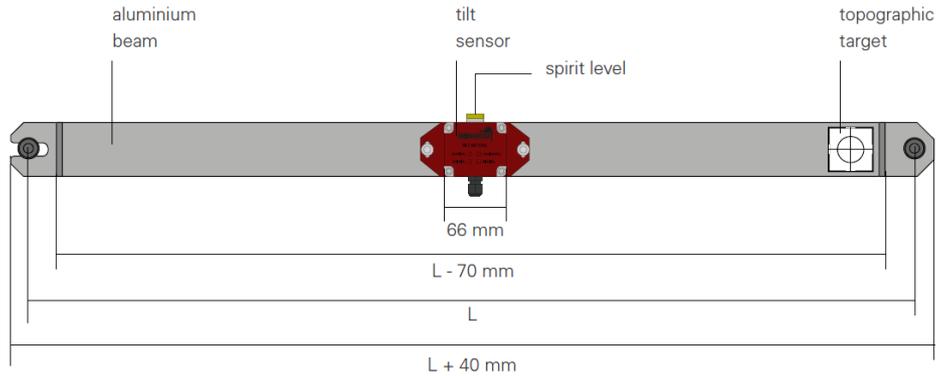


Figura 13 - Elementi e geometria di un inclinometro a barra

### 1.6.7 Reti di sensori

In uno schema di monitoraggio strutturale, i sensori che vengono scelti e applicati sulla struttura sono messi a sistema, cioè si realizza una rete di sensori che sono in grado di mappare le grandezze di interesse per il monitoraggio della struttura. Tale schema può essere un sistema cablato o un sistema wireless. Nel primo caso, i sensori sono collegati alla centralina di acquisizione dati tramite cavi. Questa forma classica di rete è ancora oggi utilizzata in alcune attività per ragioni legate alla sincronizzazione dei dati acquisiti. Questo tipo di sistema risulta poco flessibile, ingombrante e richiede un maggiore tempo di installazione. Invece, la seconda tecnologia nota come “*wireless sensor network*” (WSN), ha avuto negli ultimi anni un particolare sviluppo poiché in grado di risolvere quei problemi specifici dei sistemi cablati. Una rete WSN è caratterizzata da un'architettura distribuita su un'area, costituita da un insieme di dispositivi di rilevamento elettronici autonomi, definiti “*sensor node*”, che raccolgono dati periodicamente inviati ad un coordinatore (“*base station*”), che gestisce i dati e ne invia l'insieme di questi ad un altro sistema remoto per una successiva ed effettiva elaborazione. A valle delle analisi, se risulta una condizione di incipiente pericolo, l'unità centrale genera un messaggio di allarme [8].

I vantaggi di adottare uno schema con sensori wireless risiedono in una maggiore flessibilità, ottimizzazione e una riduzione generale dei costi di monitoraggio; di converso questo deve essere robusto e durevole nelle sue componenti per poter resistere ad ambienti difficili e avere una stabilità elevata nel trasferimento dei dati wireless. Sono ancora oggi presenti problematiche relative al rapporto tra consumo energetico e capacità di archiviazione, tra potenza di calcolo e larghezza di banda del sistema [12].

## 1.6.8 Laboratori mobili

La valutazione e la diagnosi dei ponti e viadotti stradali, nell'ambito di un'attività di monitoraggio, può essere implementata attraverso l'utilizzo di laboratori mobili. Questi, consentono di eseguire misure periodiche delle proprietà meccaniche degli elementi strutturali, sono dotati di un vibrometro dinamico, un martello a percussione, un generatore di segnale con relativa amplificazione e di accelerometri. Il laboratorio mobile permette di perseguire il concetto di monitoraggio attivo in tempo reale, potendo così costruire un sistema “early awareness”, basato sul monitoraggio attivo della struttura e dell'ambiente in cui è immersa durante tutta la sua vita. Per ottenere un'alta capacità di sensibilità della struttura, la sensoristica installata deve controllare il livello:

- di caratteristiche fisiche della struttura (umidità, temperatura, pH, corrosione),
- delle condizioni ambientali,
- di sicurezza strutturale (crepe, grandi deformazioni, accelerazioni di picco).

Lo stato del ponte può essere così valutato sulla base di modelli nel rispetto delle condizioni richieste per la sicurezza e la funzionalità dell'opera d'arte. A valle di tale valutazione è possibile disporre un eventuale interruzione del traffico [12].

## 1.6.9 Materiali sensibili

Un ulteriore contributo al monitoraggio strutturale è fornito dai cosiddetti materiali “sensibili”, che sono in grado di ricavare informazioni sui processi che avvengono al loro interno, potendo prevenire il deterioramento prima che si manifesti o che venga individuato a seguito di ispezioni esterne. Un materiale “sensibile” è un materiale con caratteristiche misurabili in modo non invasivo che esprimono le condizioni in cui questo viene a trovarsi. Un esempio di tale tipologia di materiali possono essere alcune resine che, contenendo al loro interno nanoparticelle di carbonio, sotto l'applicazione di una sollecitazione cambiano la loro resistenza elettrica. Questi marcatori hanno dimensioni millimetriche e costi accessibili [12].



## Capitolo 2

### Il viadotto oggetto di studio

#### 2.1 I ponti a travata

Oggigiorno, la tipologia di ponti e viadotti più diffusa al mondo è rappresentata dai ponti a travata. Questi sono caratterizzati da una struttura costituita da una o più travi longitudinali, appoggiate tra due spalle e sorrette da eventuali pile. Gli elementi strutturali principali sono quindi elementi in cui risultano prevalenti sollecitazioni dovute ad azioni taglianti e momenti flettenti. Tali elementi, possono essere a parete piena (aperta o chiusa) o di tipo reticolare. I ponti a travata possono essere realizzati in cemento armato ordinario (c.a.), in cemento armato precompresso (c.a.p.) o in acciaio-calcestruzzo, a seconda della luce della campata che devono coprire e in relazione alla economicità della soluzione scelta e alla sua modalità di realizzazione [1][13].

I ponti a travata possono essere realizzati con soluzioni statiche longitudinali diverse, tra queste: schemi isostatici come travate in semplice appoggio o del tipo Gerber (ora non più applicata), oppure iperstatici come travate continue.

- I primi schemi sono realizzati con delle travi incernierate-appoggiate, dove le campate in successione tra i diversi appoggi (spalle e pile) sono indipendenti da quelle adiacenti. Tali schemi risultano vantaggiosi nel caso di possibili cedimenti fondazionali e nei confronti delle dilatazioni termiche, in quanto l'isostaticità dello schema consente alla struttura di deformarsi senza la nascita di sollecitazioni aggiuntive. L'ampiezza delle luci coperte dipende dal tipo di materiale. Per travate in c.a.p. o miste, il loro impiego è limitato a luci comprese tra 40 e 60 metri, mentre nel caso di strutture in acciaio con

soletta in calcestruzzo collaborante questo intervallo sale a 60-80 metri di ampiezza [14].

- Lo schema iperstatico di travata continua consente di realizzare campate di luce maggiore. Le deformazioni imposte, i possibili cedimenti fondazionali e le variazioni termiche introducono nella struttura uno stato di coazione, che impegna maggiormente i materiali degli elementi strutturali. La continuità dallo schema strutturale non è sempre facile da realizzare. L'assemblaggio dei diversi elementi risulta agevole nel caso di strutture composite acciaio-calcestruzzo, di getti in opera di campate successive o di costruzioni per conci in c.a.p.. Mentre, nel caso di travi prefabbricate in c.a.p. la continuità è garantita da cavi di precompressione disposti nella soletta gettata in opera [1].

Lo schema iperstatico, inoltre, presenta una maggiore onerosità computazionale legata alla nascita di coazioni dovute alle deformazioni imposte, ai possibili cedimenti e alle variazioni di temperatura.



a)



b)

Figura 14 – a) Viadotto a travata con schema isostatico, b) Viadotto a travata con schema iperstatico

La travata a parete piena può essere a sezione aperta o a sezione chiusa, la differenza tra le due consiste nel modo di fronteggiare i carichi torcenti. Nella sezione aperta l'effetto dei carichi torcenti si traduce in un aggravio di flessione nelle nervature di bordo, mentre nella sezione chiusa viene fronteggiato dalla trave con la sua rigidità torsionale primaria.

Un ponte a travata a parete piena può essere realizzato in tre modi differenti in funzione del suo impalcato:

- ponti con impalcati a graticcio;
- ponti a cassone;
- ponti a graticcio cassonato.

I **ponti con impalcati a graticcio** sono costituiti da più travi longitudinali, tra loro affiancate e collegate dalla soletta e puntualmente da travi trasversali detti traversi. Le travi principali, poste ad interasse  $i$ , ed i traversi posti ad interasse  $j$ , formano un grigliato a maglie rettangolari. Il campo di impiego, su uno schema di semplice appoggio per travi prefabbricate in c.a.p., è fino a 40-50m. Nel caso di travata realizzata con travi prefabbricate in c.a.p., la precompressione può essere introdotta sia con una pretensione, sia con una post-tensione, oppure con entrambe le tecniche, adattando il livello tensionale indotto nella trave all'applicazione progressiva dei carichi. Nella soluzione a "graticcio", le maggiori difficoltà si presentano nella realizzazione dei traversi o nel collegamento di questi con le travi longitudinali, che avviene per mezzo di cavi di precompressione, che rendono solidali le travi al singolo traverso [13].



*Figura 15 - Viadotto con impalcati a graticcio*

I **ponti a cassone** sono costituiti da pareti piane, collegate in modo da formare una sezione scatolare chiusa. Generalmente, le pareti inferiori e laterali verticali di tale sezione sono realizzate in acciaio, mentre la chiusura superiore è garantita dalla soletta in calcestruzzo, la quale costituisce da piattaforma stradale [13]. Questa tipologia presenta i seguenti vantaggi:

- grande rigidità torsionale;
- effetto estetico gradevole;
- possibilità di sfruttare l'interno del cassone per il passaggio di impianti;

- utilizzo di pile più snelle;
- facilità di manutenzione, pareti esterne e cunicolo interno ispezionabile.



Figura 16 - Viadotto con impalcato a cassone

I **ponti a graticcio cassonato** sono dei ponti a graticcio in cui le piattebande inferiori delle travi longitudinali sono collegate da una controventatura orizzontale, formando, così, a coppie di travi, delle sezioni di tipo scatolare aumentandone così la rigidità dello schema di partenza. Il numero di tali sezioni che si possono realizzare è diverso e dipende dal numero di travi longitudinali [13].

## 2.2 Durabilità dei ponti a travata

Un viadotto o un ponte, come ogni struttura, è destinato ad un progressivo degrado in funzione della sua durabilità. Questa è definita dalla normativa tecnica D.M. 17/01/2018 come la *“capacità della costruzione di mantenere, nell’arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione”* [15]. Tale requisito definisce un livello prestazionale e di sicurezza minimo di progetto che la struttura non deve oltrepassare, questo deve essere garantito sia dalla progettazione che dal piano di manutenzione. Quindi, una struttura durevole si ottiene considerando una varietà di aspetti come: le condizioni ambientali e di esercizio, la scelta dei materiali, le dimensioni e la tipologia strutturale, la modalità costruttiva, la scelta dei particolari costruttivi, la pianificazione della manutenzione e di sistemi di controllo.

Come in ogni struttura, anche nel caso dei ponti a graticcio in c.a.p., la durabilità è legata anche al degrado dei materiali costituenti: calcestruzzo e acciaio.

### 2.2.1 Il degrado del calcestruzzo

Il deterioramento del calcestruzzo [1][16] può essere prodotto dall'ambiente e causato da fenomeni di natura fisica, chimica e meccanica.

Le cause di tipo fisico sono dovute alla possibile natura geliva del calcestruzzo relativamente agli aggregati perché essi stessi sono gelivi oppure alla pasta di cemento, i cui vuoti se riempiti d'acqua portano al suo progressivo sgretolamento. Nei due casi si ha una progressiva riduzione di sezione e una eventuale esposizione delle barre d'armatura con la loro conseguente corrosione. La gelività è limitata dalla selezione degli aggregati, che è imposta dalla relativa norma (UNI EN 16236) e dalle prescrizioni sul confezionamento del c.l.s. (rapporto a/c, additivi areanti).

Il deterioramento del calcestruzzo per motivi meccanici è dovuto all'abrasione meccanica, che per un ponte o viadotto può limitarsi alle opere fondazionali in alveo.

Tra le cause chimiche di deterioramento del c.l.s. ricordiamo:

- *La reazione alcali-aggregati*, la quale ha luogo in presenza di aggregati a base di silice, che reagiscono con la pasta di cemento, portando alla formazione di fessure a ragnatela e al successivo progressivo sgretolamento della pasta di cemento.
- *L'attacco solfatico*, da parte di ioni solfato, genera delle fessure che comportano una progressiva disgregazione del calcestruzzo. Questi ioni disciolti in acqua o in terreni, a contatto con l'opera in calcestruzzo, penetrano nella matrice cementizia formando prodotti espansivi altamente pericolosi. A seguito della penetrazione degli ioni solfato nella pasta di cemento, si ha una prima reazione con idrossidi di calcio con formazione di gesso. Tale prodotto a contatto con i composti alluminati reagisce ulteriormente per dare ettringite, composto maggiormente espansivo, sia per accrescimento del cristallo di ettringite che per l'assorbimento di acqua.
- Un'ulteriore forma di aggressione al calcestruzzo è rappresentata dall'*attacco di sostanze acide* (liquidi con pH basso). Tali sostanze attaccano i costituenti alcalini del c.l.s., generando sali solubili e un conseguente indebolimento progressivo della matrice cementizia.

## 2.2.2 La corrosione delle armature

La corrosione è un processo di natura elettrochimica durante il quale si sviluppano reazioni di ossido-riduzione. In particolare, per le barre d'acciaio di strutture in c.a. o c.a.p., la corrosione non è immediata: questa avviene solo se si verificano le necessarie condizioni e sono presenti acqua e ossigeno all'interfaccia tra i due materiali.

Normalmente l'acciaio all'interno del calcestruzzo non si corrode perché la soluzione alcalina presente nei pori della pasta di cemento è fortemente basica con pH superiore a 12-13. In tali condizioni si genera un film di ossido coerente, che assicura la condizione di passività delle armature. L'innesco della corrosione si verifica quando questo film protettivo non è in grado di proteggere l'acciaio sottostante. Le principali cause che inducono la corrosione sono:

- la reazione chimica di carbonatazione del calcestruzzo, che distrugge completamente il film protettivo;
- la penetrazione di cloruri in soluzione, che in elevati tenori alla superficie delle armature provocano una rottura localizzata.

Rispetto a tutti gli effetti materiali che la corrosione provoca a seconda delle diverse cause, un effetto importante di carattere generale è la progressiva riduzione dei margini di sicurezza su cui si fonda la progettazione strutturale [17].

**Corrosione da carbonatazione.** L'anidride carbonica ( $\text{CO}_2$ ), penetrando nell'elemento di c.a., reagisce con gli idrossidi in soluzione e della matrice cementizia, abbassando il pH della soluzione elettrolita presente nei pori a valori di 7-8. A partire dalla superficie del calcestruzzo, la carbonatazione penetra nel copriferro, aumentando la durezza superficiale del calcestruzzo. Quando il fronte carbonatato raggiunge la superficie dell'armatura, questa diventa suscettibile alla corrosione in presenza di acqua e ossigeno. I prodotti della corrosione determinano un'azione espansiva causa di fessure e del distacco del copriferro, in quanto occupano un volume da 2 a 6 volte maggiore rispetto a quello del ferro da cui provengono (conseguente riduzione delle sezioni). L'entità del degrado, dovuto a tale causa, può raggiungere condizioni tali da compromettere la stabilità della struttura [16].

**Corrosione da cloruri.** Questa corrosione è tipica di strutture in ambienti marini o di infrastrutture sulle quali sono utilizzati sali antigelo. Tali condizioni determinano la presenza di ioni cloruro in soluzione nei pori del calcestruzzo, che possono indurre un attacco corrosivo localizzato (*pitting*) sulle armature. La distruzione localizzata del film passivante ha luogo quando la concentrazione di ioni cloruro alla superficie dell'acciaio (alla profondità del copriferro) raggiunge un tenore di soglia critica. Il periodo di innesco della corrosione dipende dalla velocità di penetrazione dei cloruri, dal contenuto critico, dallo spessore di copriferro e dalla microstruttura del calcestruzzo. La corrosione per *pitting*, che non lascia segni visibili all'esterno, una volta innescata può raggiungere valori di velocità molto elevati e portare in breve tempo ad una riduzione inaccettabile e pericolosa della sezione resistente dell'armatura [16].

**Corrosione delle armature di precompressione.** Per le opere in c.a.p. la corrosione delle armature pretese è dovuta alla penetrazione della carbonatazione o dei cloruri nel copriferro, mentre per le armature post-tese la corrosione deriva, in generale, da una inefficace iniezione delle guaine. Gli elevati carichi applicati alle armature da precompressione e la loro bassa tenacità alla frattura rendono più pericolose le conseguenze degli attacchi corrosivi; infatti, tali armature possono essere soggette ad infragilimento da idrogeno. Questo tipo di rottura fragile è innescata dalla presenza di difetti o micro-cricche sulla superficie dell'acciaio anche causati dal *pitting*, poi l'elevato stato di sollecitazione ne consente la loro propagazione fino alla rottura per schianto. La suscettibilità di un acciaio varia con la sua resistenza meccanica e con la sua microstruttura [16].

### 2.2.3 Aspetti della concezione strutturale.

Oltre al degrado dei materiali, la durabilità di un'opera risente notevolmente delle scelte progettuali sia d'insieme (concezione della struttura) sia locali (dettagli costruttivi). Occorre quindi considerare gli effetti a lungo termine di queste scelte iniziali, poiché una scelta idonea dei diversi dettagli consentirà una caduta di prestazioni lenta, nonché il ripristino dei livelli prestazionali e di sicurezza. In particolare, per i ponti la "longevità" non dipende solo dalla durabilità dei materiali, ma anche dalle caratteristiche degli appoggi, dalla possibile inefficienza dell'impermeabilizzazione dell'impalcato e da un sistema di raccolta e allontanamento delle acque inadeguato [17].

## 2.3 Danneggiamenti e fenomeni di degrado nei ponti a graticcio

I ponti a graticcio, come ogni opera realizzata in c.a. o c.a.p., sono interessati da fenomeni di degrado e di danneggiamento riconducibili ai materiali e agli elementi costituenti. Nei capitoli precedenti, sono state ricordate le principali cause di deterioramento del cls e dell'acciaio, le quali possono essere di varia natura. In generale ogni tipologia di opera presenta dei difetti o ammaloramenti che risultano essere comuni nella particolare tipologia costruttiva, anche i ponti a graticcio presentano situazioni di degrado o danno in molti casi ricorrenti. La numerosa letteratura di casi studio ad oggi elaborati consente di avere una panoramica dettagliata dei difetti di tali opere. In particolare, tali problematiche sono il risultato di una concomitanza di numerosi eventi sfavorevoli, legati sia ad una inadeguata concezione strutturale, sia ad una carenza nelle modalità esecutive ma anche al particolare ambiente in cui risulta collocata l'opera [18]. Quindi possibili fenomeni di degrado possono essere legati [3]:

- ad una inadeguata impermeabilizzazione e regimentazione delle acque sull'impalcato,
- alla presenza di sali antigelo in corrispondenza delle discontinuità come i giunti strutturali,
- all'ambiente aggressivo (marino o industriale) che favorisce le reazioni di carbonatazione e diffusione dei cloruri,
- alla presenza di sedi di ancoraggio non sigillate oppure in soletta,
- inadeguato interfero o copriferro,
- inadeguato spessore dell'anima della trave rispetto al diametro del cavo,
- inadeguata iniezione della guaina e/o della composizione della boiaccia di riempimento,
- inadeguata altezza del franco libero.

Tali aspetti conducono a un progressivo degrado e al successivo danneggiamento degli elementi strutturali. A questi diversi danneggiamenti le nuove linee guida attribuiscono uno specifico peso ( $G$ ) in funzione della loro severità rispetto alla sicurezza strutturale (valori da 1 a 5).

Danneggiamenti che producono delle conseguenze negative rispetto la sicurezza ( $G$  da 3 a 5), sono indicati con un peso maggiore. In particolare, in Figura 17 si riportano i seguenti casi [3]:

- a) *Macchie di umidità attiva* ( $G = 3$ ): legata a fenomeni di infiltrazione di acqua, provoca dilavamento/ammaloramento del cls e distacco del copriferro

- b) *Calcestruzzo ammalorato* ( $G = 3$ ): dovuti alla percolazione di acque superficiali su superfici verticali o inclinate degli elementi. Per dilavamento si intende l'erosione dello strato superficiale di materiale, mentre con il termine ammaloramento ci si riferisce ai fenomeni di rigonfiamento superficiale del calcestruzzo, scagliamento, perdita di coesione.
- c) *Staffe scoperte* ( $G = 3$ ): dovuto a distacchi o carenze di copriferro, comporta l'ossidazione dell'acciaio a contatto con l'aria e l'acqua presente nell'ambiente esterno.
- d) *Lesioni distacco travi e traversi* ( $G = 3$ ): localizzate in corrispondenza delle sezioni di incastro tra travi principali e traversi, si sviluppano su tutta l'altezza del traverso e possono raggiungere ampiezze considerevoli, fino a provocare un vero e proprio distacco del traverso.
- e) *Rottura staffe* ( $G = 4$ ): la completa rottura delle armature trasversali degli elementi strutturali, accade principalmente nelle travi di bordo.
- f) *Guaine degradate e fili ossidati* ( $G = 4$ ): comporta la vista dei fili o dei trefoli da precompressione e l'esposizione degli stessi agli agenti aggressivi esterni, con conseguente ossidazione.
- g) *Armatura ossidata e/o corrosa* ( $G = 5$ ): se dovuta alla mancanza o carenza di copriferro, le armature in contatto con agenti aggressivi appaiono ossidate o corrose, fino a provocare la riduzione della sezione resistente. Nel caso di copriferro intatto invece, tale danneggiamento si sviluppa sotto il cls di ricoprimento, finché tali reazioni provocano un aumento di volume tale da generare una fessurazione prima, ed espulsione poi, del copriferro.
- h) *Fessure diagonali* ( $G = 5$ ): stati fessurativi con andamento prevalentemente diagonale dovuti a stati di sollecitazione che portano alla rottura del calcestruzzo nelle sezioni più deboli e/o più sollecitate degli elementi. Per le travi dell'impalcato, le lesioni diagonali si trovano in corrispondenza della posizione di massimo taglio o della posizione di piegamento delle armature; in tal caso, esse hanno origine strutturale e sono dovute a sollecitazioni eccessive e/o carenze di armatura.
- i) *Riduzione armatura di precompressione* ( $G = 5$ ): il fenomeno di ossidazione e la conseguente corrosione dei cavi negli elementi in c.a.p. porta ad un'evidente riduzione di sezione e, nei casi più gravi, alla rottura dei cavi da precompressione.



a)



b)



c)



d)



e)



f)



g)



i)

Figura 17 - Esempio di danneggiamenti comuni nei ponti a travata [3]

## 2.4 Il viadotto in esame

Il viadotto analizzato (Figura 18) fa parte della rete autostradale italiana costruito nella seconda metà degli anni '60 del '900. Si tratta di un ponte a travata, che si sviluppa su 25 campate di 45 m di luce, per una lunghezza complessiva di 1123m.

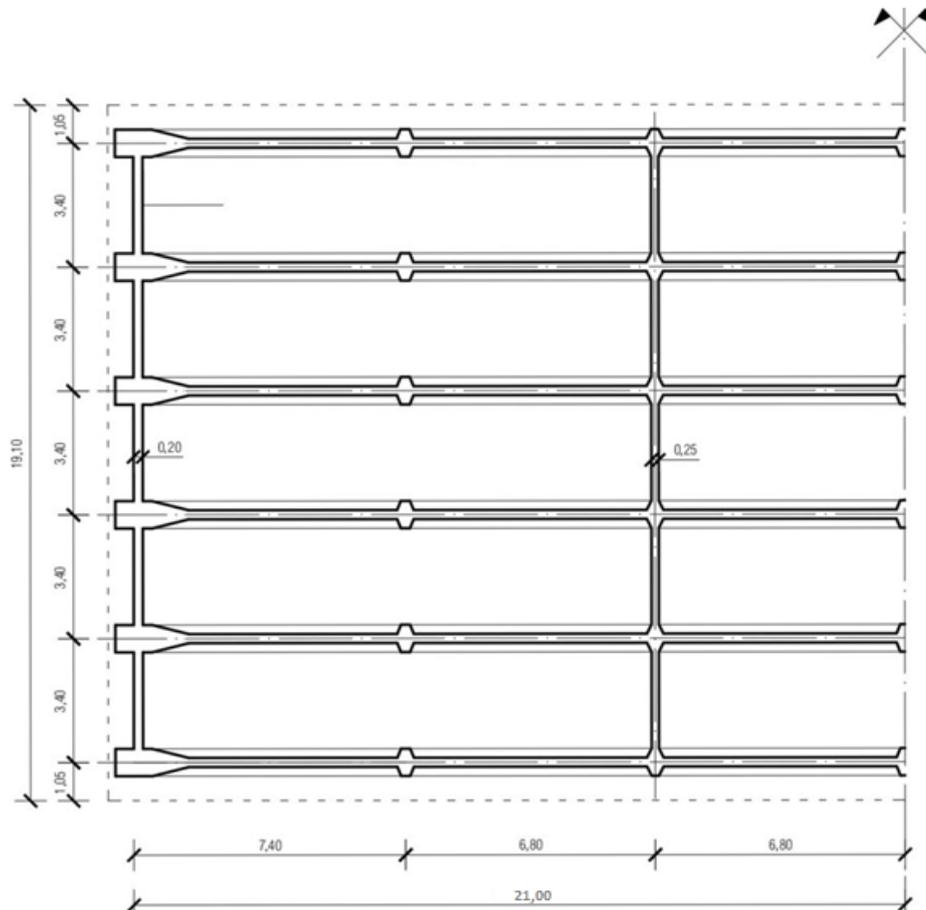


Figura 18 - Planimetria impalcato

L'impalcato è realizzato con una sezione a graticcio di larghezza complessiva pari a 19,10m, che si compone di sei travate longitudinali in cemento armato precompresso aventi sezione ad "I", collegate da quattro travate trasversali, due in corrispondenza degli appoggi e due in campata. Lo schema statico è uno schema isostatico in semplice appoggio sulle pile, la cui luce nominale tra gli appoggi è di 42 m.

Le travate longitudinali sono posizionate ad un interasse di 3,40m, hanno un'altezza di 2,60m e uno spessore d'anima di 25 cm. Inoltre, sono presenti dei ringrossi alle estremità e in corrispondenza dei due traversi di campata.

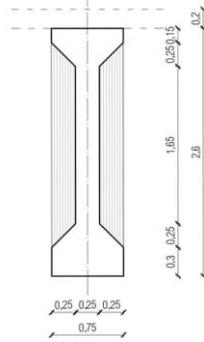


Figura 19 - Trave longitudinale - Sezione trasversale

Le travi trasversali hanno una sezione rettangolare di altezza pari a 2,30m, il cui spessore è pari a 20 cm per i traversi in campata e 25 cm per i traversi nella zona all'appoggio.

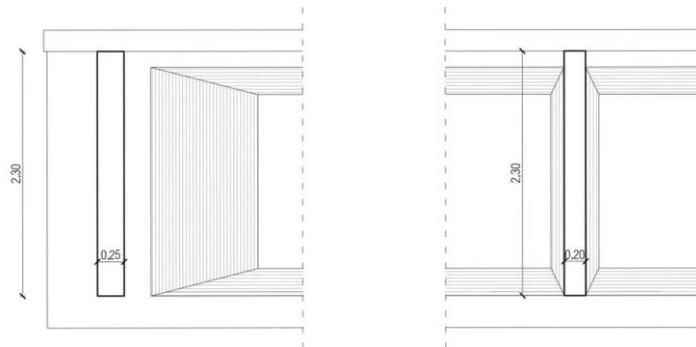


Figura 20 - Sezione trasversale traverso, in appoggio e in campata

Gli elementi trave sono resi solidali anche per mezzo di una soletta di calcestruzzo armato gettata in opera di spessore 20 cm a cui è applicata una precompressione trasversale. La pendenza trasversale del piano stradale è impostata a partire dalla struttura. Si conferisce così alla sezione trasversale la tipica configurazione a “schiena d’asino”. Infatti, dalle travi centrali che sono alla medesima quota, ogni trave è posta ad una quota inferiore di 10 cm dalla precedente. La differenza complessiva tra le travi centrali e quelle di bordo è pari a 20 cm.

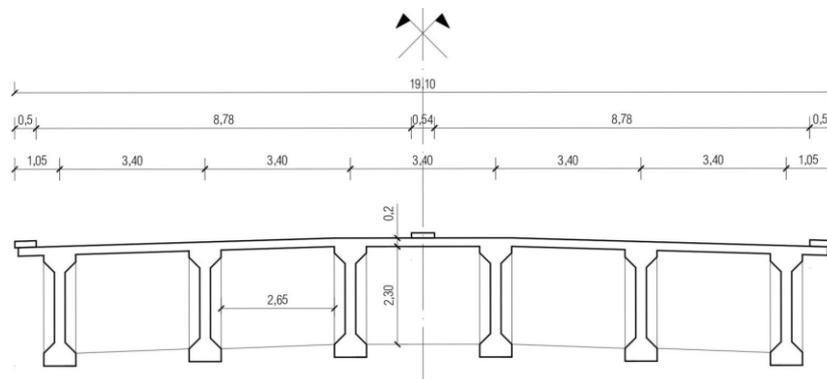


Figura 21 - Sezione trasversale impalcato

## 2.5 Campagna di monitoraggio

Il viadotto in esame è oggetto di una campagna di monitoraggio, alcune delle sue campate sono state attrezzate con inclinometri a barra di lunghezza pari a 2 m e con estensimetri a corda vibrante. Sulla campata analizzata, sono stati disposti due inclinometri (uno a nord e uno a sud) per ciascuna trave longitudinale interna. Mentre, gli estensimetri sono stati installati solo sulle travi adiacenti a quelle di bordo. Tuttavia, i loro dati non sono disponibili e pertanto non sono stati considerati nel presente studio.

In Figura 22 è rappresentata la disposizione dei sensori installati, indicando in verde gli inclinometri e in rosso gli estensimetri.

Ogni inclinometro viene indicato con un codice del tipo EL-C23-T2-N, dove:

- il primo gruppo di lettere specifica il tipo di strumento (gli inclinometri sono indicati con EL, mentre gli estensimetri con SG);
- il secondo gruppo indica il numero della campata;
- il terzo gruppo indica il numero della trave;
- il quarto gruppo indica infine il lato della campata su cui è posizionato il sensore: Nord, Sud o Centro (per gli estensimetri).



Figura 22 - Disposizione dei sensori sulle travi

## 2.6 Le prove di carico

La strumentazione di monitoraggio installata sulla campata di studio è stata tarata per mezzo di due differenti prove di carico.

- Nella prima prova si sono simulati carichi di modesta entità applicando 8 autovetture di peso pari a 1,6 tonnellate ciascuna.
- Nella seconda prova si è invece sollecitato l'impalcato con mezzi pesanti, utilizzando 4 automezzi di peso pari a 34 tonnellate ciascuno.

Per entrambe le prove l'eccentricità del carico (distanza tra l'asse dei veicoli e il centro dell'impalcato) è pari a 6,80 m.

### 2.6.1 Descrizione delle prove

Le prove sono state condotte allo scopo di generare i massimi effetti sull'impalcato. Ogni prova si compone di due diverse fasi per ottenere un'applicazione progressiva del carico.

Nella *prova di carico con mezzi leggeri*, il carico di 8 autovetture da 1,6 ton ciascuna è stato applicato sulla corsia più esterna nella configurazione spalla contro spalla. Nella prima fase sono state disposte le prime 4 autovetture e nella seconda fase le ulteriori restanti 4 autovetture (Figura 23).

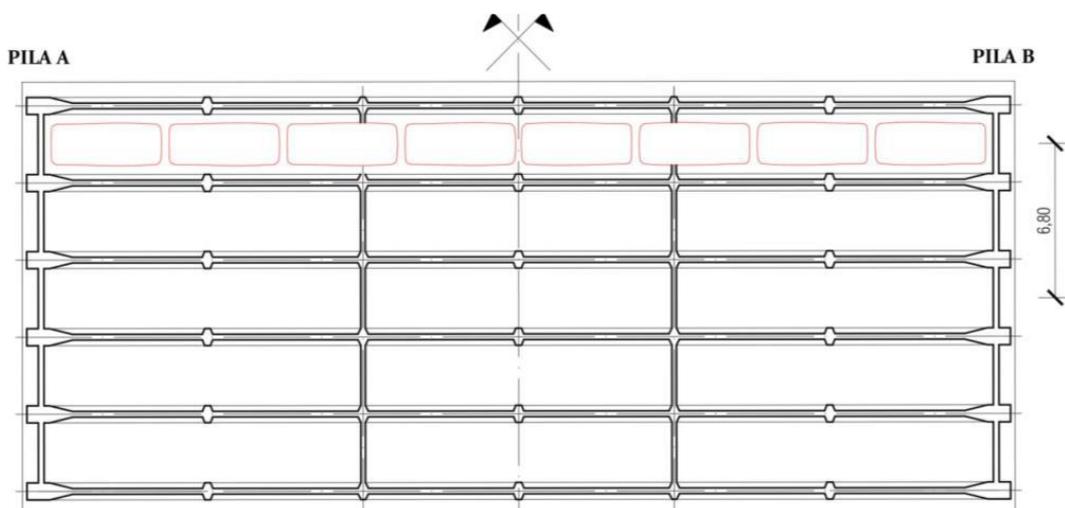


Figura 23 - Disposizione autovetture

A conclusione della prima fase di carico sono state eseguite le letture agli strumenti negli 11 punti di controllo, con un intervallo di 10 minuti, per un totale di 30 minuti. Le medesime operazioni sono state fatte al termine della seconda fase di carico. Infine, a seguito del processo di scarico condotto analogamente a quello di carico, sono state eseguite letture per altri 60 minuti. Nella prova di carico con mezzi pesanti, il carico è realizzato con 4 automezzi da 34 ton ciascuno con modalità analoghe a quelle della prova precedente. Nella prima fase sono stati disposti i primi due automezzi spalla contro spalla e nella seconda fase gli altri due (Figura 24).

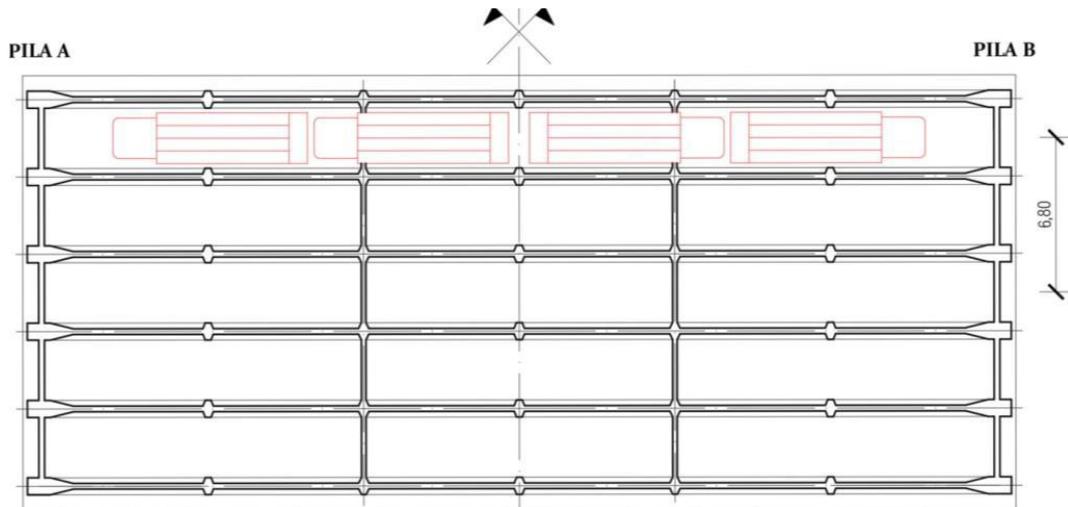


Figura 24 - Disposizione automezzi pesanti

In seguito a questa campagna di prove sono state registrate le misurazioni effettuate dagli inclinometri e dagli estensimetri, la temperatura e sono stati monitorati gli spostamenti verticali di undici punti di controllo attraverso una livellazione topografica di precisione all'estradosso dell'impalcato (Figura 25).

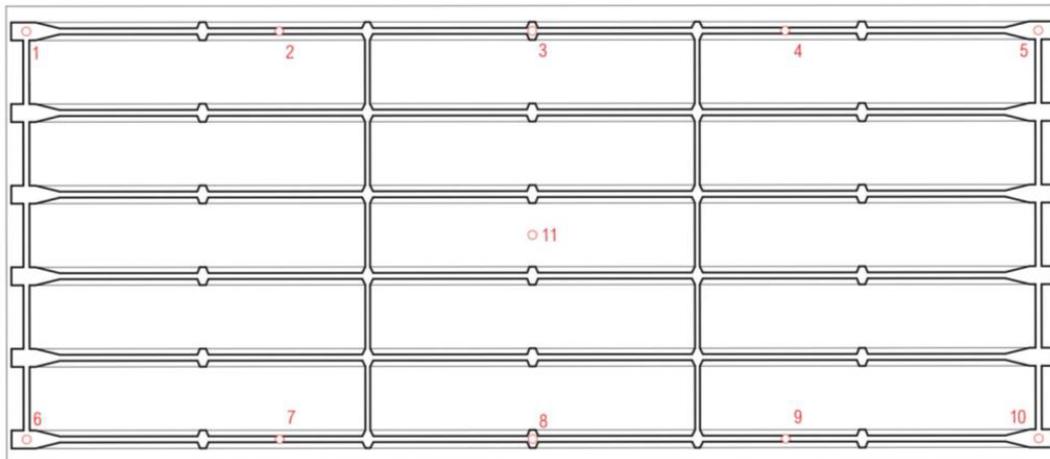


Figura 25 - Punti di controllo per il monitoraggio degli spostamenti verticali

In Tabella 1 sono riportate le rotazioni massime registrate da ciascun inclinometro durante la seconda fase della prova con mezzi pesanti.

Tabella 1 - Rotazioni massime registrate

Trave longitudinale	Inclinometri	Rotazioni misurate [mrad]
TL2	EL-C23-T2-N	-0,53
	EL-C23-T2-S	-0,52
TL3	EL-C23-T3-N	-0,36
	EL-C23-T3-S	-0,32
TL4	EL-C23-T4-N	-0,15
	EL-C23-T4-S	-0,20
TL5	EL-C23-T5-N	$\approx 0$
	EL-C23-T5-S	$\approx 0$

Infine, in merito alle rotazioni registrate dagli inclinometri a barra, è stata adottata la convenzione indicata in Figura 26, dove le rotazioni sono assunte positive se comportano una inflessione verso l'alto dell'impalcato.



Figura 26 - Convenzione positiva delle rotazioni

## 2.7 Il modello agli elementi finiti

Il viadotto oggetto di studio è stato modellato attraverso un modello agli elementi finiti tridimensionale, mediante il software di analisi DIANA FEA, realizzato nella tesi di laurea “Modellazione non lineare di un impalcato da ponte a graticcio soggetto a danneggiamento” di Fratarcangeli Diego [6].

La taratura e la validazione di questo modello FEM non lineare, completo di tutte le parti dell'impalcato, sono state basate sulle massime rotazioni misurate dagli inclinometri durante la prova di carico con mezzi pesanti. In particolare, per una corretta calibrazione del modello, è stata eseguita un'analisi non lineare a fasi fino al tempo di 49 anni, età del viadotto al momento delle prove di carico, al fine di simulare le reali condizioni dell'impalcato.

In Figura 27 sono rappresentate una vista assonometrica e frontale dell'impalcato modellato mediante DIANA FEA.

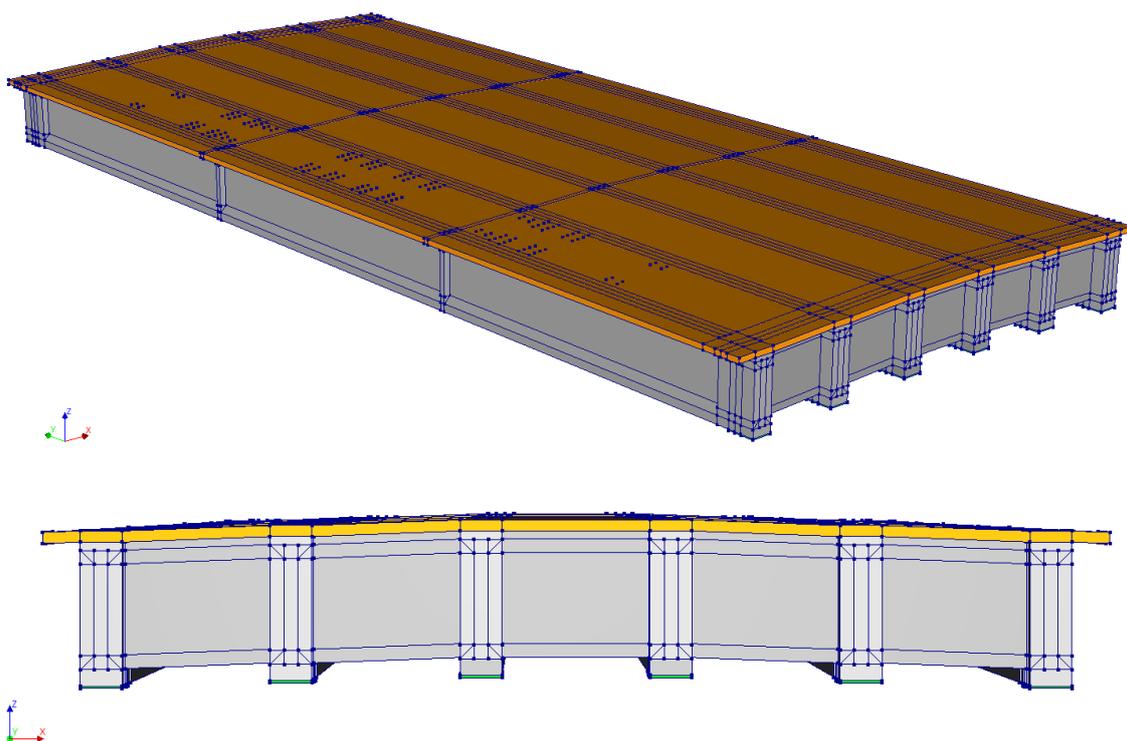


Figura 27 - Geometria modello FEM su DIANA FEA

Per tutte le altre informazioni relative alla geometria dell'impalcato, alla disposizione delle armature, ai materiali, ai vincoli, alla mesh e ai carichi si rimanda a [6].



## Capitolo 3

### Simulazione scenari di danneggiamento

La presenza di uno stato di danneggiamento all'interno del sistema strutturale è causa delle anomalie comportamentali nella risposta strutturale del sistema stesso. Così come indicato nelle recenti linee guida, l'identificazione del danno viene effettuata a livello locale per mezzo o di ispezioni o grazie all'applicazione di un sistema di monitoraggio. Se la classe di attenzione è pari o superiore ad una CdA medio-alta, sono necessarie valutazioni della sicurezza più accurate, installando sistemi di monitoraggio continui e aggiornando i modelli strutturali.

Nel presente capitolo sono indagati alcuni possibili scenari di danneggiamento dei ponti a travata. Tutto ciò al fine di valutare la sicurezza strutturale a collasso e l'affidabilità del sistema di monitoraggio in presenza dei diversi danneggiamenti analizzati.

Pertanto, sono state condotte due distinte tipologie di analisi non-lineari agli elementi finiti (NLFEAs):

- la prima analisi è relativa all'individuazione della resistenza ultima dell'impalcato, al fine di valutare se il danneggiamento applicato sia un reale rischio per la sicurezza strutturale, comportando la necessità di introdurre delle limitazioni nell'esercizio del viadotto. Tale disamina è stata condotta mediante l'applicazione di carichi incrementati progressivamente fino al collasso;
- la seconda tipologia attiene invece alla valutazione della capacità del sistema SHM ad inclinometri a barra installato sul viadotto in esame di rilevare i danneggiamenti e segnalare le anomalie conseguenti. Questo è stato eseguito caricando l'impalcato con i carichi della prova di carico con mezzi pesanti, valutando i differenziali di rotazione e spostamento tra il modello del ponte sano e i modelli danneggiati.

### 3.1 Proprietà dei materiali nei modelli

Le analisi non-lineari eseguite per i diversi scenari di danneggiamento, sono state condotte su modelli F.E. dell'impalcato a graticcio caratterizzati da proprietà meccaniche dei materiali differenti. Per la valutazione della sicurezza, il comportamento meccanico dei modelli è stato definito sia attraverso valori medi delle resistenze sia per mezzo dei valori caratteristici delle stesse. Mentre, nelle analisi eseguite per valutare la capacità del sistema SHM installato sul viadotto, i modelli sono stati realizzati considerando solo i valori medi delle proprietà meccaniche dei materiali.

Tabella 2 - Proprietà meccaniche modelli

Descrizione	Resistenze medie	Resistenze caratteristiche
Modelli per analisi a collasso	✓	✓
Modelli per prove di carico	✓	✗

Le proprietà meccaniche dei materiali sono state ricavate grazie ad una campagna di indagini *in situ*, con prelievo di campioni dei diversi materiali. Sono stati eseguiti dei carotaggi del calcestruzzo, con estrazione di campioni cilindrici, e sono stati prelevati provini di armatura metallica relativi all'armatura lenta e ai trefoli di pre-tensione. Solo per i cavi di post-tensione non è stato prelevato alcun campione. I dati ottenuti dai test di laboratorio hanno consentito di definire le proprietà medie dei materiali (ottenute tramite operazioni di media) dalle quali sono state ricavate i corrispondenti valori caratteristici delle medesime quantità, sulla base delle formulazioni fornite dal Model Code 2010 [20] e dall'EN 1992-1-1 [21].

In Tabella 3 e Tabella 4 sono riportate rispettivamente le proprietà meccaniche del calcestruzzo delle travi e della soletta utilizzate nella modellazione FEM su DIANA.

Tabella 3 - Proprietà meccaniche del c.l.s. delle travi e dei traversi su DIANA FEA

Descrizione	Simbolo	Valore [MPa]
Modulo elastico	$E_{cm}$	38339
Resistenza a compressione media	$f_{cm}$	57
Resistenza a compressione caratteristica	$f_{ck}$	49
Resistenza a trazione	$f_{ctm}$	4

Tabella 4 - Proprietà meccaniche del c.l.s. della soletta su DIANA FEA

Descrizione	Simbolo	Valore [MPa]
Modulo elastico	$E_{cm}$	36400
Resistenza a compressione media	$f_{cm}$	49
Resistenza a compressione caratteristica	$f_{ck}$	41
Resistenza a trazione	$f_{ctm}$	3,5

Nella Tabella 5, 6 e 7 sono riportate le proprietà meccaniche dell'acciaio dell'armatura lenta e dell'acciaio armonico di trefoli di pre-tensione e dei cavi di post-tensione.

Tabella 5 - Proprietà meccaniche acciaio armatura lenta

Descrizione	Simbolo	Valore [MPa]
Modulo elastico	$E_s$	200'000
Tensione di rottura media	$f_{um}$	575
Tensione di rottura caratteristica	$f_{uk}$	542.6
Tensione di snervamento media	$f_{ym}$	425
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	383

Tabella 6 - Proprietà meccaniche acciaio trefoli

Descrizione	Simbolo	Valore [MPa]
Modulo elastico	$E_s$	195'000
Tensione di rottura media	$f_{um}$	1818
Tensione di rottura caratteristica	$f_{uk}$	1629
Tensione di snervamento media	$f_{ym}$	1636
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	1466

Tabella 7 - Proprietà meccaniche acciaio cavi

Descrizione	Simbolo	Valore [MPa]
Modulo elastico	$E_s$	195'000
Tensione di rottura media	$f_{um}$	1700
Tensione di rottura caratteristica	$f_{uk}$	1569
Tensione di snervamento media	$f_{ym}$	1530
Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$	1412

## 3.2 Analisi non lineare a fasi

Come accennato nell'introduzione del presente capitolo, le analisi condotte sui modelli sono delle analisi non lineari a fasi, nelle quali sono stati considerati tutti gli aspetti non lineari del problema (leggi costitutive e reologia dei materiali). Le fasi dell'analisi sono state dedotte dalla relazione di calcolo dell'impalcato e ripercorrono le fasi costruttive del viadotto e quindi la sua storia di carico.

### 3.2.1 Analisi per valutazione della sicurezza strutturale

La valutazione della sicurezza strutturale in relazione ai vari danni simulati è stata eseguita applicando al modello agli elementi finiti le azioni definite in accordo al punto 2.5.3 delle NTC 2018 e combinate secondo la combinazione fondamentale di stato limite ultimo (Eq.ne 2.5.1) [22]:

$$\gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{G_2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q_1} \cdot Q_{k_1} + \gamma_{Q_2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k_2} + \gamma_{Q_3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k_3} + \dots$$

Le azioni applicate al modello sono state suddivise in:

- carichi permanenti (G e P): peso proprio degli elementi strutturali e portati, precompressioni, spostamenti, deformazioni impresse (compreso il ritiro);
- carichi variabili (LM e W): azione del vento, carichi traffico (Schema di carico 1 – Fig.5.1.2 NTC 18).

Quindi l'espressione della combinazione fondamentale utilizzata per i modelli nella NLFEA per la valutazione dell'azione di calcolo ( $F_d$ ) è la seguente:

$$F_d = \gamma_G \cdot G + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q_1} \cdot Q_{k_1} + \gamma_{Q_2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k_2}$$

Dalla storia di carico relativa al viadotto in esame riportata in Tabella 8, si evince come il tempo di 17885 giorni (49 anni) identifica l'età effettiva del ponte al momento dello studio. In corrispondenza di questo tempo l'impalcato viene considerato chiuso al traffico e soggetto ai soli carichi permanenti in valore caratteristico.

Tabella 8 - Storia di carico del viadotto

Fase	Tempo [giorni]	Sezione reagente	Carichi
1	0	Trave	Peso proprio trave ( $G_1$ )
			Pretensione ( $P_1$ )
2	28	Trave + traversi	Peso proprio traversi ( $G_4$ )
3	56	Trave + traversi	Post-tensione traversi ( $P_3$ )
	60	Trave + traversi	Peso proprio soletta ( $G_2$ )
4	70	Trave + traversi + soletta	-
5	90	Trave + traversi + soletta	Post-tensione trave ( $P_2$ )
	100	Trave + traversi + soletta	Post-tensione soletta ( $P_4$ )
	130	Trave + traversi + soletta	Peso pavimentazione e barriere ( $G_3+G_5$ )
6	...	...	...
	17885	Trave + traversi + soletta	-
	17886	Trave + traversi + soletta	Introduzione dei $\gamma_i$ per lo SLU
	17886 <sup>+</sup>	Trave + traversi + soletta	Incremento dei $\gamma_i$ fino a collasso

Successivamente al tempo 17886 giorni sono state introdotte le azioni variabili ed è stata imposta la condizione di stato limite ultimo sulla base della combinazione fondamentale introdotta in precedenza. In particolare, per raggiungere tale condizione di stato limite ultimo è stato realizzato il processo di carico descritto in Tabella 9.

Tabella 9 - Processo di carico alla definizione della condizione di SLU

Step	Descrizione	Riferimento grafici
1	Carichi permanenti caratteristici	$\gamma_G=1, \quad \gamma_{LM}=0, \quad \gamma_W=0$
2	Applicazione del fattore $\gamma_G$ per lo SLU	$\gamma_G=1.35, \gamma_{LM}=0, \quad \gamma_W=0$
3	Inserimento carichi variabili caratteristici combinati	$\gamma_G=1.35, \gamma_{LM}=1, \quad \gamma_W=0.6$
4	Applicazione dei fattori $\gamma_Q$ per lo SLU	$\gamma_G=1.35, \gamma_{LM}=1.35, \gamma_W=0.9$

Come si evince dalla Tabella 9, il processo di carico che porta alla definizione della condizione di SLU avviene in un range temporale molto breve, tale da poter trascurare gli effetti dei fenomeni reologici di creep e ritiro del calcestruzzo e rilassamento degli acciai da precompressione.

La sequenza di carico appena descritta viene di seguito riportata in Figura 28, inoltre, si evincere come il carico venga aumentato proporzionalmente dalla combinazione di carico SLU fino a collasso, per ogni scenario di danneggiamento simulato.

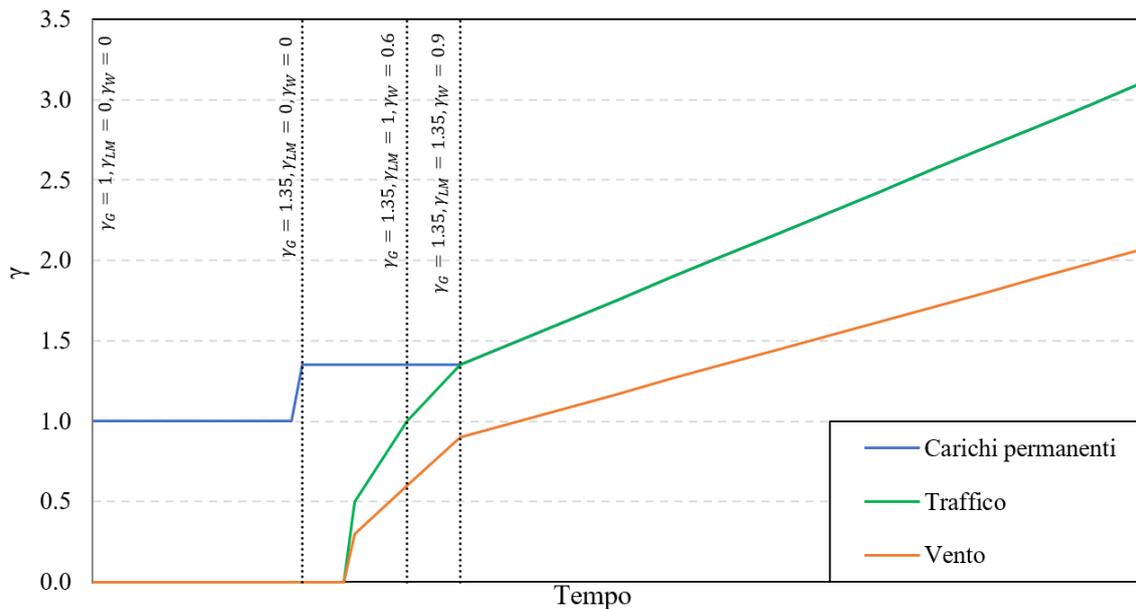


Figura 28 - Processo di carico per il raggiungimento del carico limite

Si precisa che, per la definizione del modello sul software DIANA FEA sono state assunte le seguenti ipotesi per equilibrio:

- Metodo di integrazione Standard Newton-Raphson basato sull'ipotesi di approssimazione lineare;
- Criterio di convergenza basato su spostamenti ed equilibrio delle forze, con una tolleranza nella convergenza del 2.5% per entrambi e con massimo numero di iterazioni pari a 100;
- Step di carico definiti in accordo con le fasi costruttive dell'opera.

Inoltre, per ognuno degli step di carico, l'equilibrio viene raggiunto quando risulta soddisfatto almeno uno dei due criteri di convergenza entro il massimo numero di iterazioni consentite.

### 3.2.2 Analisi per la valutazione della capacità del sistema SHM

La valutazione della sensibilità degli inclinometri a barra per i diversi scenari di danno ipotizzati è stata condotta utilizzando modelli sottoposti ai carichi della prova di carico con mezzi pesanti, utilizzati per la calibrazione del modello sano, la cui storia di carico è riportata in Tabella 10. La prova di carico suddetta è stata richiamata al paragrafo 2.6.1 della presente tesi, è compiutamente descritta nel lavoro di tesi di Fratarcangeli [6].

Tabella 10 - Storia di carico del modello danneggiato

Fase	Tempo [giorni]	Sezione reagente	Carichi
1	0	Trave	Peso proprio trave ( $G_1$ ) Pretensione ( $P_1$ )
2	28	Trave + traversi	Peso proprio traversi ( $G_4$ )
3	56	Trave + traversi	Post-tensione traversi ( $P_3$ )
	60	Trave + traversi	Peso proprio soletta ( $G_2$ )
4	70	Trave + traversi + soletta	...
5	90	Trave + traversi + soletta	Post-tensione trave ( $P_2$ )
6	100	Trave + traversi + soletta	Post-tensione soletta ( $P_4$ )
	130	Trave + traversi + soletta	Peso pavimentazione e barriere ( $G_3+G_5$ )
...	...	...	...
7	17885	Trave + traversi + soletta	...
8	17886	Trave + traversi + soletta + danneggiamenti	Peso mezzi pesanti ( $Q_1$ )

### 3.3 Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza delle strutture in calcestruzzo armato viene condotta per mezzo di metodologie in grado di soddisfare i requisiti di sicurezza definiti dai codici di calcolo [23]. A tal fine, nel corso degli anni sono state sviluppate delle metodologie appropriate per eseguire le verifiche di sicurezza allo stato limite ultimo mediante analisi non lineari agli elementi finiti (NLFEA) [20] [24] [25].

In particolare, il Global Resistance Format (GRF) (vedere fib Model Code 2010 [20] e Allaix et al. 2013 [24]) si occupa delle incertezze associate al comportamento strutturale, secondo l'approccio degli stati limite, a livello di risposta strutturale globale. Secondo il GRF, la resistenza strutturale può essere definita attraverso qualsiasi parametro in grado di descrivere la risposta globale della struttura alle azioni (capacità portante, spostamenti, fattori moltiplicativi del carico ultimo, accelerazioni, ecc.).

Per la stima del valore di progetto della resistenza strutturale  $R_d$ , le diverse fonti di incertezza vengono prese in considerazione attraverso l'utilizzo di opportuni coefficienti parziali di sicurezza. I coefficienti di sicurezza, quindi, riflettono l'influenza esercitata dalle incertezze nella definizione della risposta strutturale globale a seconda della loro natura. Tali incertezze possono essere distinte in:

- incertezze aleatorie: che comprendono l'intrinseca casualità delle proprietà dei materiali (resistenza a compressione del calcestruzzo e tensione di snervamento delle armature) e delle proprietà geometriche (dimensione degli elementi strutturali, spessore del copriferro, disposizione delle armature);
- incertezze epistemiche: legate alla mancanza di conoscenza, alle semplificazioni e alle assunzioni eseguite nella definizione del modello di resistenza. Si assumono quindi una serie di "ipotesi di modellazione" per l'esecuzione di analisi non lineari agli elementi finiti (NLFEA) [26] [27]. Queste ipotesi riguardano la modalità di valutazione dell'equilibrio (il metodo adottato per risolvere il sistema di equazioni non lineare come, ad esempio, il metodo Newton-Raphson, i criteri di convergenza), della compatibilità cinematica (tipo e formulazione degli elementi finiti) e delle leggi costitutive dei materiali.

In linea con il GRF, la condizione di sicurezza può essere espressa come segue:

$$R_d \geq F_d$$

dove il valore di progetto delle azioni  $F_d$  può essere definito in accordo ai capitoli 2 e 3 delle NTC 2018 [22], mentre il valore di progetto della resistenza strutturale  $R_d$  può essere stimato tramite un modello non lineare agli elementi finiti con l'applicazione di un safety format, basato sul Global Resistance Format, secondo la seguente espressione:

$$R_d = \frac{R_{NLFEA}(X_{rep}; a_{rep})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}}$$

Nella formulazione della resistenza,  $R_{NLFEA}(X_{rep}; a_{rep})$  indica la resistenza strutturale stimata mediante l'analisi non lineare agli elementi finiti utilizzando i valori rappresentativi delle caratteristiche dei materiali  $X_{rep}$  e delle proprietà geometriche  $a_{rep}$ .

Il livello di affidabilità strutturale interviene per mezzo di due fattori parziali di sicurezza:

- fattore parziale di sicurezza della resistenza globale  $\gamma_R$ : il quale permette di considerare, a livello globale, l'influenza delle incertezze aleatorie legate alle proprietà dei materiali e alla geometria del modello. Esso può essere determinato nel rispetto di uno specifico livello di affidabilità secondo la metodologia descritta dal safety format adottato [20] [24] [28];
- fattore parziale di sicurezza di incertezza del modello di resistenza  $\gamma_{Rd}$ : tiene conto dell'incertezza epistemica legata a semplificazioni, ipotesi e scelte eseguite per definire il modello numerico non lineare. Questo fattore di sicurezza parziale è indipendente dal safety format adottato per effettuare la verifica strutturale, e consente di considerare i diversi meccanismi di rottura [20] [24] [28] [29].

In questo studio è stato adottato, in linea con l'approccio del GRF, il safety format denominato come ECoV (Estimation of the Coefficient of Variation) [20] [25] [30] per eseguire la verifica di sicurezza.

Il metodo di stima del coefficiente di variazione (ECoV) consente di stimare il valore di progetto della resistenza strutturale  $R_d$  come segue:

$$R_d = \frac{R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}}$$

dove:  $R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})$  rappresenta la resistenza strutturale stimata da una simulazione numerica non lineare eseguita utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali ( $X_m$ ) e i valori nominali delle proprietà geometriche ( $a_{nom}$ );

$\gamma_R$  è il fattore parziale di sicurezza della resistenza globale;

$\gamma_{Rd}$  è il fattore parziale di sicurezza legato all'incertezza del modello di resistenza.

Il metodo ECoV si basa sulle ipotesi che la variabile aleatoria associata alla resistenza strutturale sia distribuita secondo una funzione di distribuzione di probabilità log-normale e che il valore medio corrispondente sia quasi uguale al valore di  $R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})$ .

Secondo queste ipotesi, il fattore parziale di sicurezza della resistenza globale  $\gamma_R$  può essere stimato per mezzo della seguente espressione:

$$\gamma_R = \exp(\alpha_R \cdot \beta_t \cdot V_R)$$

dove:  $V_R$  è il coefficiente di variazione della distribuzione probabilistica associato alla resistenza strutturale;

$\alpha_R$  è il fattore di sensibilità di primo ordine del metodo di affidabilità (FORM: first-order-reliability-method) assunto uguale a 0,8 come suggerito dal fib Model Code 2010 [20] per le variabili dominanti e pari a 0,32 per le variabili non dominanti;

$\beta_t$  è il valore di riferimento dell'indice di affidabilità che consente di tenere conto del livello di affidabilità richiesto per la struttura studiata. In particolare, è stato assunto un valore di  $\beta_t = 3,8$  relativo ad uno scenario legato a conseguenze normali in caso di collasso in 50 anni di vita [31].

Sulla base dell'ipotesi che la resistenza strutturale possa essere assunta come una variabile aleatoria log-normale, il valore di  $V_R$  può essere stimato come:

$$V_R = \frac{1}{1.65} \ln \left( \frac{R_{NLFEA}(X_m; a_{nom})}{R_{NLFEA}(X_k; a_{nom})} \right)$$

dove  $R_{NLFEA}(X_k; a_{nom})$  rappresenta la stima della resistenza strutturale calcolata da una simulazione numerica non lineare eseguita utilizzando i valori caratteristici delle proprietà dei materiali ( $X_k$ ) e i valori nominali delle proprietà geometriche ( $a_{nom}$ ).

La resistenza strutturale  $R_d$  è un parametro in grado di descrivere la capacità ultima della struttura rispetto alla combinazione delle azioni allo SLU adottata per effettuare la simulazione numerica non lineare. In particolare, la resistenza strutturale  $R_d$  viene qui valutata in termini di moltiplicatore  $\lambda_{i,u}$  raggiunto dall'analisi non lineare nell'ultima fase di carico, che, applicato alle differenti azioni agenti sull'impalcato, soddisfa i criteri di convergenza numerica:

$$R_{NLFEA}\{\lambda_{G,u} \cdot G; \lambda_{LM,u} \cdot LM; \lambda_{Wind,u} \cdot W\}$$

Sulla base delle ipotesi sopra menzionate, il valore progettuale della resistenza strutturale  $R_d$  può essere stimato come:

$$R_d = \frac{\lambda_{G,u}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \cdot G + \frac{\lambda_{LM,u}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \cdot LM + \frac{\lambda_{Wind,u}(X_m; a_{nom})}{\gamma_R \cdot \gamma_{Rd}} \cdot W = \lambda_d$$

Di conseguenza, la condizione di sicurezza definita precedentemente in termini di forze, può essere espressa come:

$$\lambda_d \geq \gamma_{SLU}$$

### 3.4 Scenari di danno

Nel presente elaborato di tesi sono stati affrontati danneggiamenti relativi all'armatura ordinaria resistente a taglio e all'armatura di precompressione trasversale. Tali danneggiamenti, applicati sul modello F.E. del viadotto in esame realizzato in DIANA, sono stati analizzati sia rispetto la condizione a collasso valutata con resistenze dei materiali medie e caratteristiche, sia rispetto la simulazione della prova di carico con mezzi pesanti, valutata con resistenze dei materiali medie.

Con la prima tipologia di danneggiamenti sunnominata è stato indagato il comportamento a taglio dell'impalcato, mentre nel secondo gruppo di danneggiamenti si è continuato lo studio del comportamento flessionale presentato nel lavoro di Spedicato [19].

### 3.4.1 Studio del comportamento a taglio dell'impalcato

Lo studio dei meccanismi di rottura fragile a seguito di danneggiamenti dell'impalcato a graticcio ha reso necessario un'analisi preliminare per la ricerca della configurazione dei carichi che comporti la condizione più gravosa per la struttura rispetto ad azioni di taglio.

La disposizione dei carichi che produce i maggiori effetti sull'opera è stata ricercata, indagando le possibili disposizioni dei carichi mobili, definiti secondo lo schema di carico 1 (§5.1.3.3.5 NTC2018) sia attraverso un approccio elastico lineare e sia per mezzo di analisi non lineari esplorative.

- **Ricerca della configurazione in campo elastico lineare**

La ricerca di tale configurazione secondo l'approccio elastico lineare è stata condotta sulla base della teoria elastica lineare di Engesser-Coubon, calcolando la superficie di influenza (S.I.) del taglio dovuta a carichi verticali per la sezione S della trave TL1. Tale superficie di influenza consente di determinare il massimo effetto tagliante nella sezione considerata.

La disposizione trasversale delle corsie nominali e quindi la ripartizione dei rispettivi carichi verticali è stata definita compatibilmente con la larghezza della carreggiata e degli altri elementi secondari (barriere e spartitraffico), secondo la teoria di Courbon. Tale disposizione trasversale è stata riportata nello schema di Figura 29. Un ulteriore corsia e l'area rimanente ad essa adiacente non sono prese in considerazione, poiché apportano un contributo favorevole ai fini della verifica.

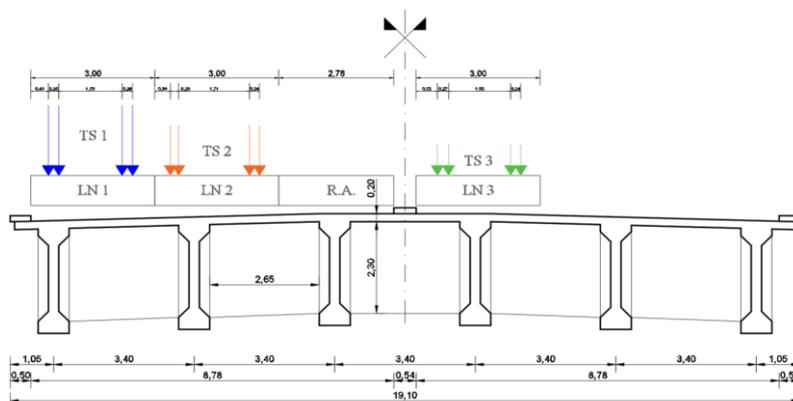


Figura 29 - Disposizione corsie nominali e dei Tandem System

I carichi concentrati (Tandem System) delle corsie nominali definiti dalla normativa sono stati applicati al modello F.E. in corrispondenza dei nodi della mesh. In particolare, ogni carico

concentrato relativo ad ogni singola ruota del tandem system è stato suddiviso in forze uguali e applicato ai quattro vertici del singolo elemento della mesh, cercando di rispettare lo schema di normativa. La medesima configurazione dei T.S. è stata applicata nel calcolo lineare secondo S.I.. La posizione longitudinale dei tandem system è stata definita in corrispondenza del massimo effetto tagliante prodotto, quindi in corrispondenza del massimo locale della S.I. relativo alla proiezione della corsia nominale di appartenenza sulla medesima S.I..

In Figura 30 e Figura 31 si riporta la S.I. relativa alla sezione S a  $y = 5,54\text{m}$  dall'appoggio nord della trave TL1, per la quale si è riscontrato il maggior valore di taglio dovuto ai carichi mobili (Figura 32).

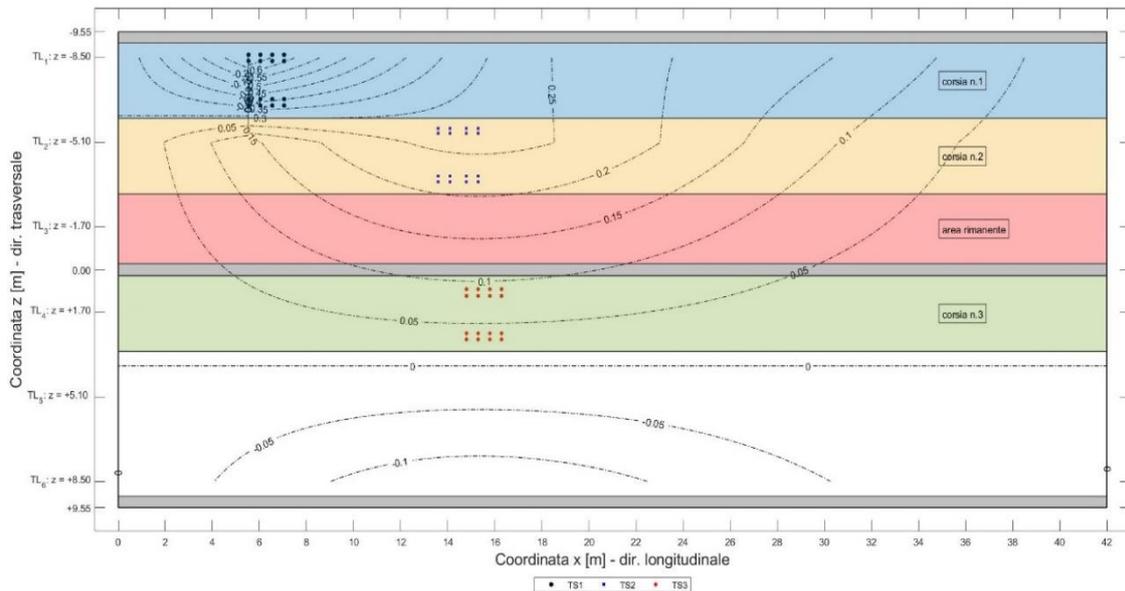


Figura 30 - Superficie di influenza del taglio dovuto ad azioni verticali della sezione  $y=6,00\text{ m}$  della trave TL1

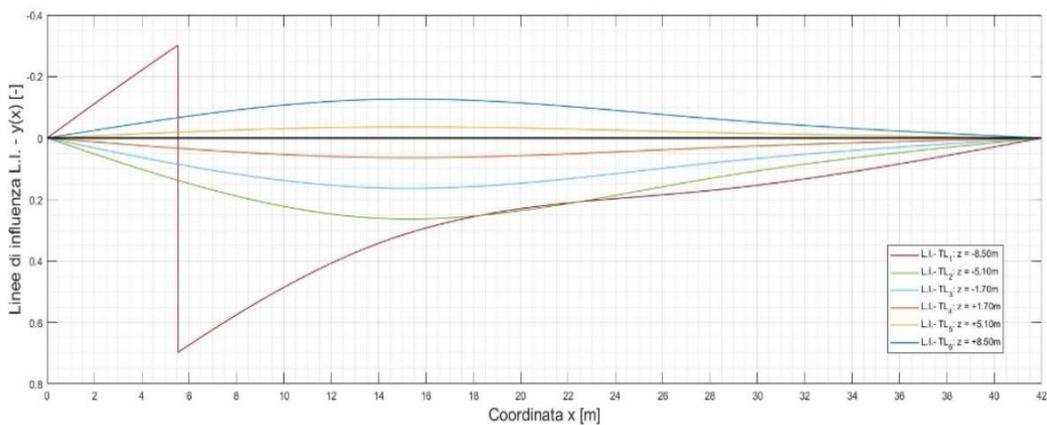


Figura 31 - Linee di influenza del taglio dovuto ad azioni verticali della sezione  $y=6,00\text{ m}$  della trave TL1

La condizione più gravosa in campo elastico è stata individuata implementando il calcolo della superficie d'influenza per le diverse sezioni della trave TL1, considerando il coefficiente riduttivo  $\beta = \frac{a_v}{2d}$  (EN1992-1 §6.2.3 (8)) per i carichi concentrati in prossimità dell'appoggio.

In Figura 32, si riporta il valore massimo e minimo del taglio nelle diverse sezioni della trave e le sue componenti dovute sia ai carichi distribuiti (UDL) applicati sull'intera corsia, sia ai carichi concentrati (TS) applicati nella posizione più gravosa.

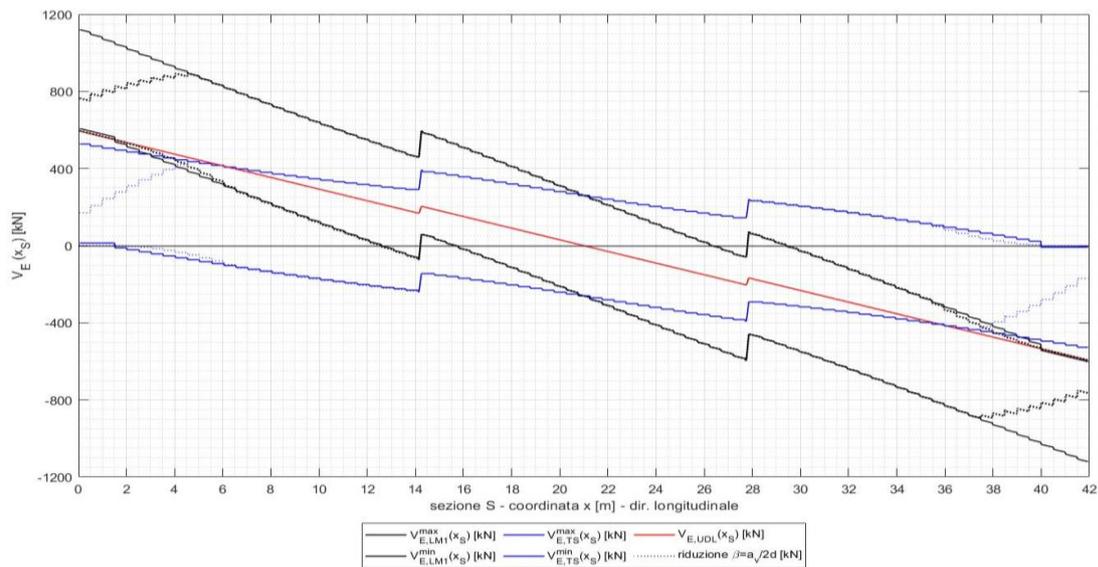


Figura 32 - Massimo e minimo taglio nella sezione generica S della trave TL1, dovuto a carichi mobili secondo la S.I.

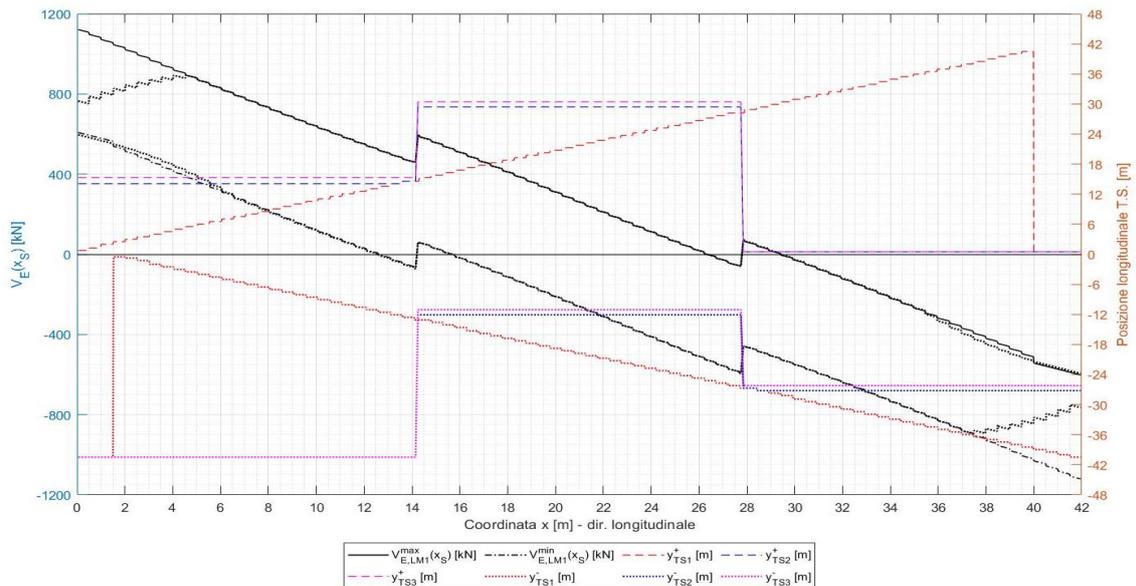


Figura 33 - Massimo e minimo taglio nella sezione generica S della trave TL1 e posizioni dei TS nella relativa S.I.

Inoltre, in Figura 33 si rapporta la posizione che i TS assumono nelle diverse S.I. valutate per le sezioni della trave TL1, all'effetto tagliante complessivo. I valori positivi della posizione dei TS indicati sull'asse a destra fanno riferimento alla condizione di taglio massimo al contrario i valori negativi della posizione dei TS fanno riferimento ai valori di taglio minimo.

Quindi come indicato in Figura 33, il massimo contributo al valore del taglio calcolato in campo elastico offerto dai carichi del LM1 senza alcun fattore moltiplicativo, secondo la S.I. della sezione  $y = 5,538 m$  risulta pari a  $866,22kN$ . Secondo tale S.I. i carichi mobili concentrati (T.S.), nella mesh del modello F.E. sono posizionati a partire dal nodo della mesh avente coordinata rispettivamente per TS1:  $Y= 6038 mm$  e per TS2:  $Y=14096 mm$  e TS3:  $Y=15296 mm$ .

▪ **Ricerca configurazione in campo non lineare**

La ricerca della configurazione più gravosa in campo non lineare è stata condotta attraverso analisi non lineari (NLFEAs) esplorative, posizionando i carichi sul modello in DIANA in differenti configurazioni. Tale ricerca, di per sé prevedeva di analizzare un numero elevato di casi, il quale è stato limitato per mezzo delle seguenti considerazioni effettuate sulla base dei risultati dell'analisi lineare,

- disposizione trasversale dei carichi come in campo elastico secondo lo schema di Figura 29,
- se il TS1 è posizionato tra l'appoggio nord ed il primo traverso, il TS2 e TS3 sono disposti in corrispondenza di quest'ultimo (vedi Figura 33),

Queste analisi non lineari esplorative sono state condotte sul modello sano con resistenze medie dei materiali per diverse posizioni del TS1. In particolare, il TS1 è stato posizionato, compatibilmente alla disposizione dei nodi della mesh del modello, nelle posizioni indicate in Tabella 11. Sono state scelte tali posizioni per ottenere un maggiore dettaglio su cosa succede con il carico vicino all'appoggio, ma anche analizzare il caso estremo di carico ai limiti con il primo traverso di campata.

*Tabella 11 - Posizioni TS1 analizzate*

<b>Modello</b>	<b>Posizione TS1 [mm]</b>
P3000	3012
P4000	4019
P5000	5086
P6000	6038
P9000	9057
P12500	12585

Il confronto tra i diversi modelli è riferito per ciascuno di questi, alla condizione di incipiente collasso, cioè all'ultimo step di carico nel quale sono ancora soddisfatti i criteri di convergenza. In particolare, è stato valutato:

- il diagramma del taglio sollecitante;
- la tensione presente nelle staffe comprese tra l'appoggio nord e il primo traverso;
- la tensione principale di compressione per l'identificazione del puntone di calcestruzzo;
- la resistenza a taglio secondo EC2 e la stima dell'angolo di inclinazione  $\vartheta$  del puntone di calcestruzzo.

Per considerare l'effetto di redistribuzione dei carichi che avviene negli impalcati a graticcio e valutarne l'incidenza, queste analisi sono state condotte per le travi TL1 e TL2.

#### Taglio sollecitante

Il valore del taglio sollecitante è stato stimato attraverso integrazione numerica delle tensioni tangenziali degli elementi tridimensionali "brick" del modello non lineare. Il taglio  $V_{E,TL}(Y)$  valutato in ogni sezione è stato calcolato in riferimento allo schema di Figura 34, sono stati quindi considerati i soli elementi presenti sullo sviluppo verticale della trave. L'integrazione numerica eseguiti in ogni sezione è stata ottenuta come dei prodotti tra la tensione tangenziale media  $\bar{\tau}_{YZ}$  del singolo elemento finito e l'area trasversale ( $A_i$ ) del medesimo elemento.

$$V_{E,TL}(Y) = \int_{A_c} \bar{\tau}_{YZ} \cdot dA = \sum_{i=1}^n \bar{\tau}_{YZ} \cdot A_i$$



Figura 34 - Schema delle sezioni delle travi utilizzato nell'operazione di integrazione numerica

Il taglio  $V_{E,TL}(Y)$  calcolato in ogni modello, per ciascuna trave è rappresentato nella Figura 35 e Figura 36.

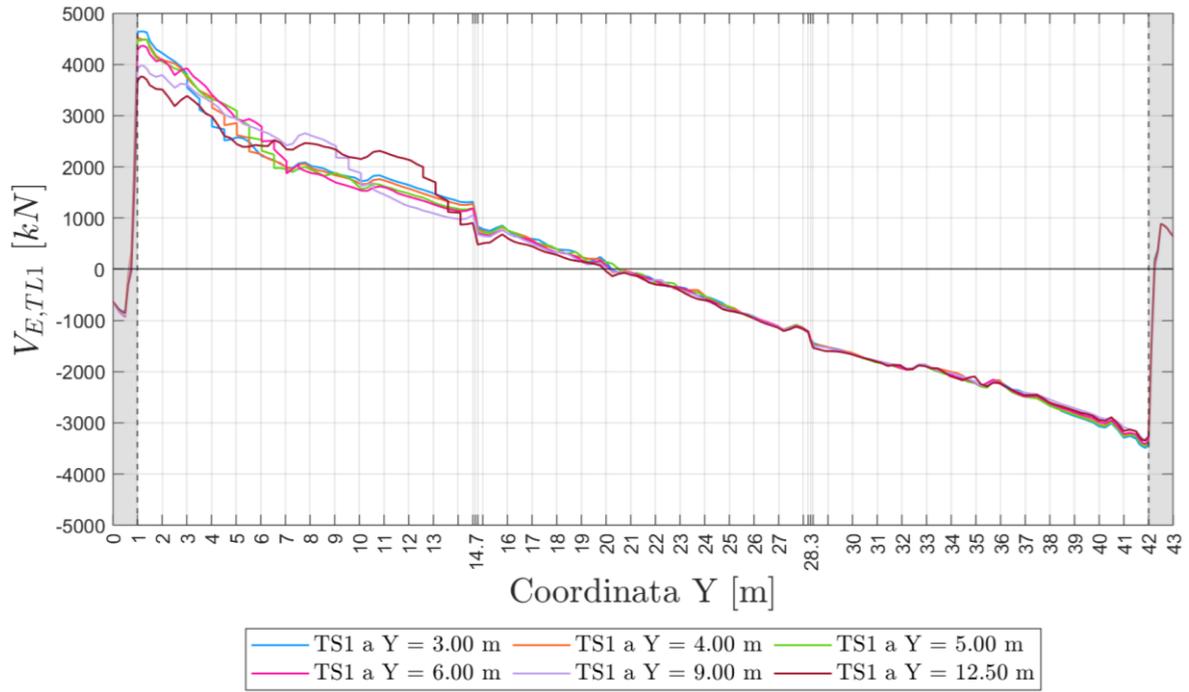


Figura 35 – Taglio  $V_E = \int_{A_c} \tau_{YZ} dA$  nella trave TL1 nell'ultimo step di carico

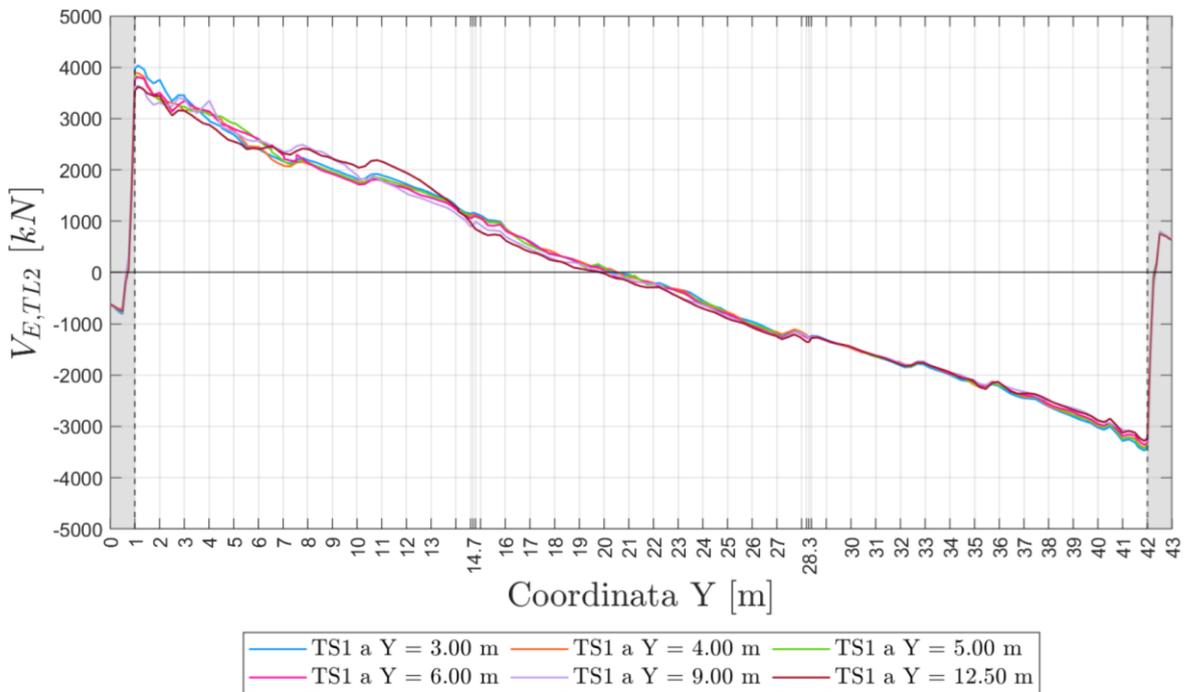


Figura 36 – Taglio  $V_E = \int_{A_c} \tau_{YZ} dA$  nella trave TL2 nell'ultimo step di carico

*Tensione nelle staffe*

Nelle Figure 37 e 38, sono riportati i valori della tensione delle staffe comprese tra l'appoggio nord e il primo traverso, poiché dal diagramma di taglio tale zona risulta essere quella più sollecitata. Per ciascuna delle due travi analizzate, i valori della tensione sono confrontati per ogni modello con il valore di snervamento  $f_{ym}$  e il valore ultimo di rottura  $f_{um}$  dell'acciaio ordinario.

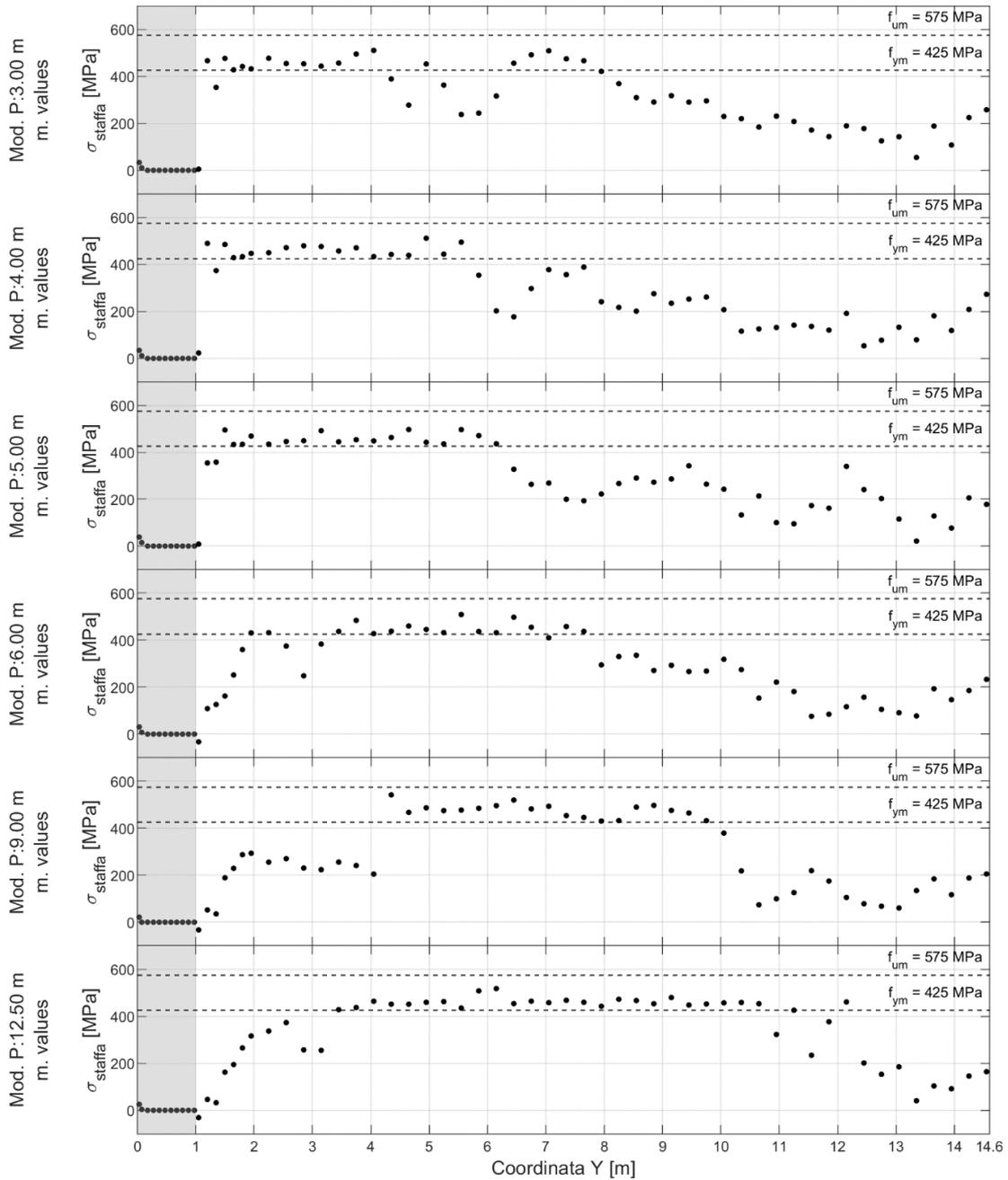


Figura 37 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL1

Come si evince dal grafico in Figura 37, le staffe della trave TL1 risultano snervate a partire dal punto di applicazione del carico. Inoltre, solo nel modello con carico a 12,50 m solo poche staffe non hanno raggiunto la tensione di snervamento  $f_{ym}$ , ma nessuna ha raggiunto la tensione di rottura  $f_{um}$ . Mentre, in Figura 38 sono rappresentate le tensioni delle staffe nella trave TL2. Si può osservare come l'impegno delle staffe della seconda trave aumenta, all'aumentare della distanza del carico dall'appoggio. Il modello che presenta una maggiore sollecitazione nelle staffe risulta ancora essere il modello con carico a partire da 12,50 m.

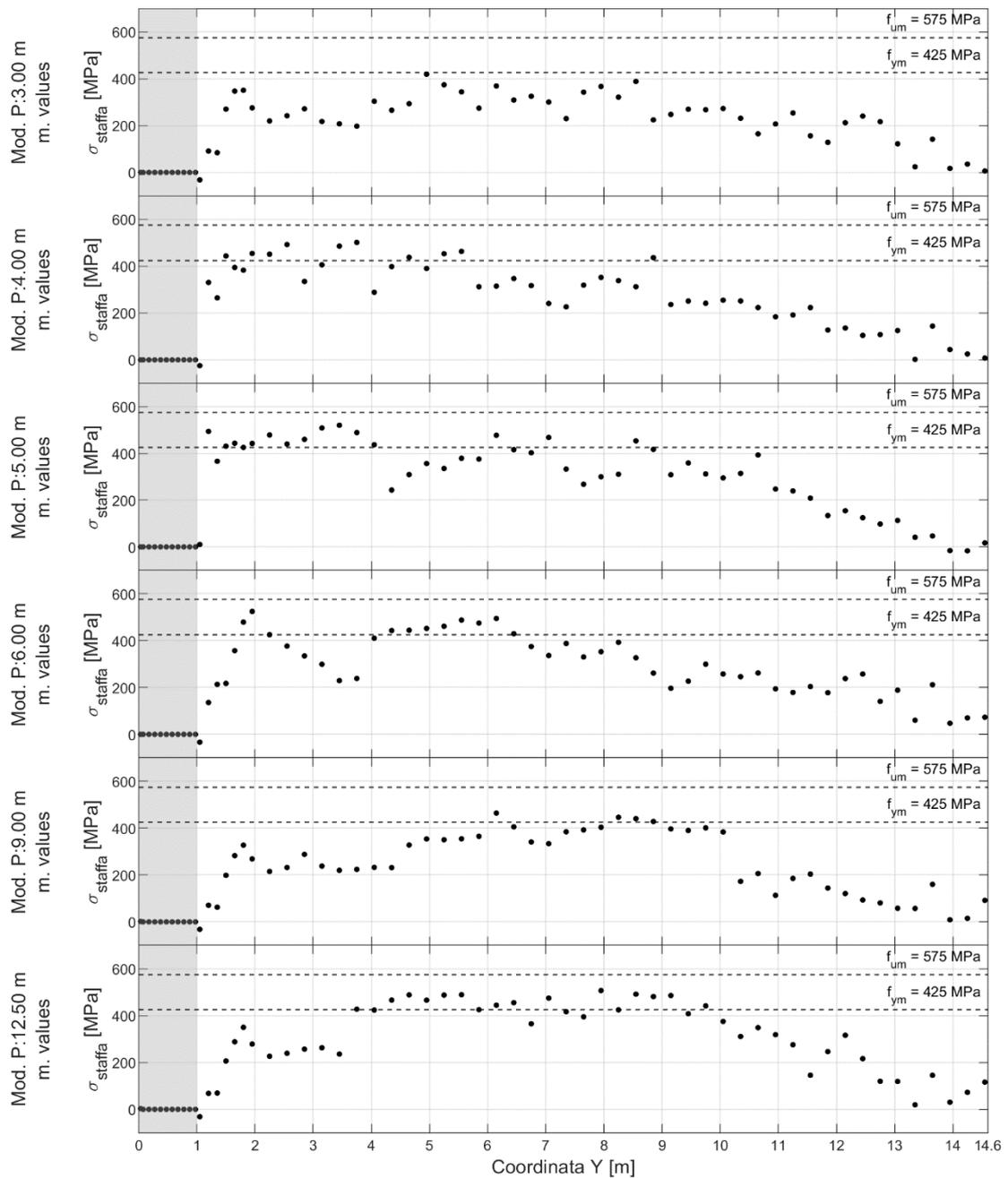
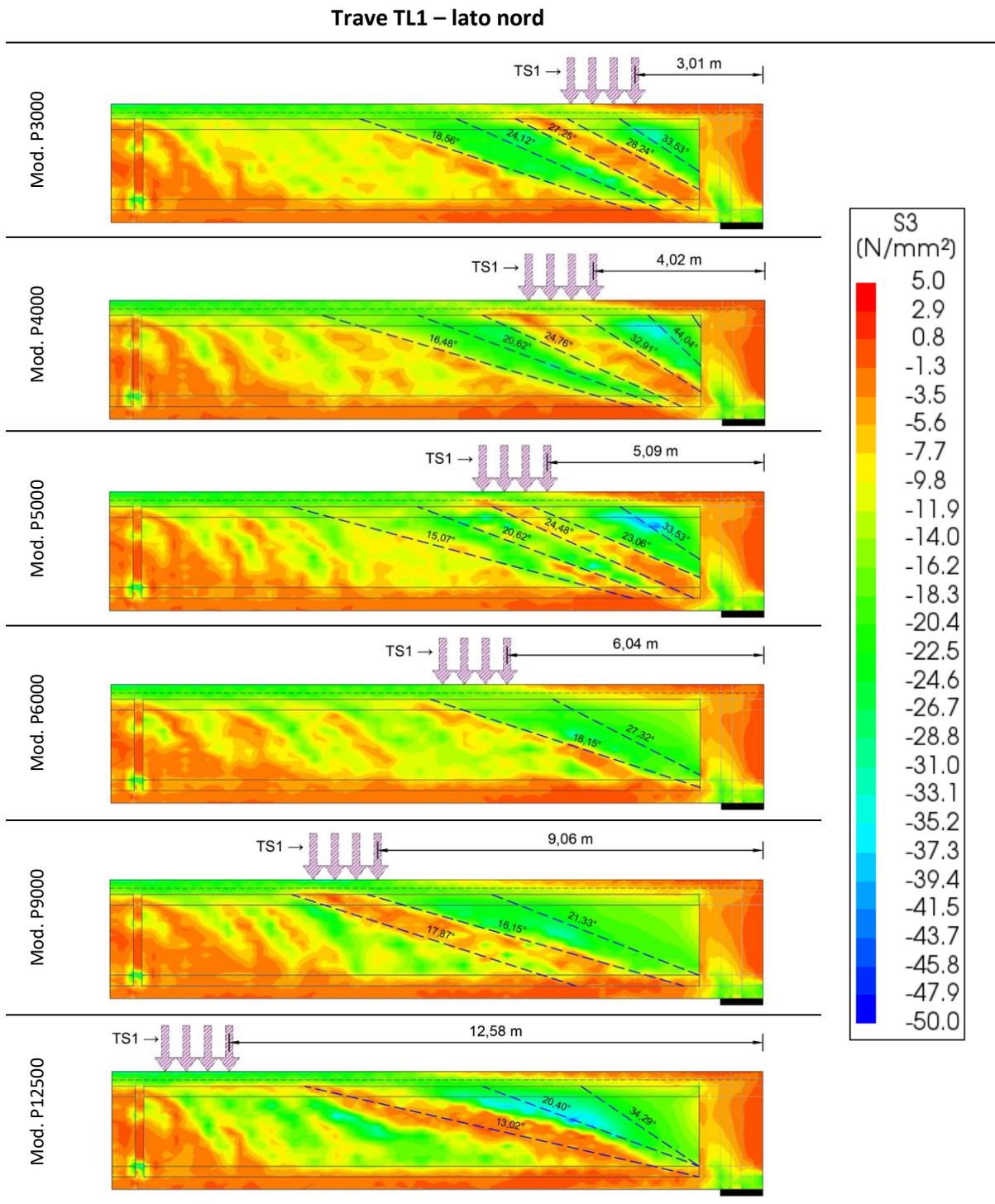


Figura 38 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL2

*Tensione principale di compressione*

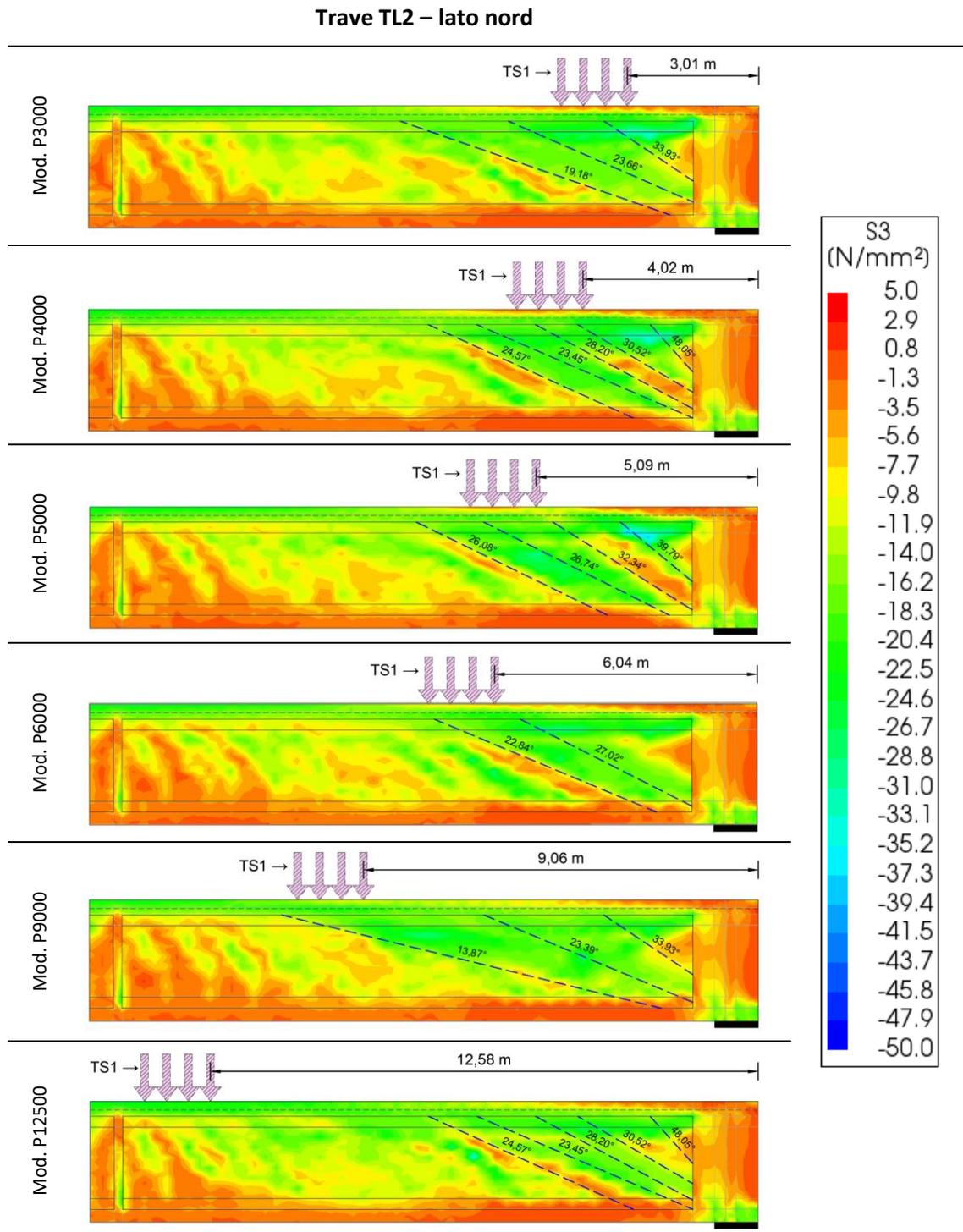
Nelle Tabelle 12 e 13, sono riportate le rappresentazioni delle tensioni principali di compressione ricavate dal software DIANA F.E.A. per le due travi analizzate.

Tabella 12 – Tensioni principali di compressione trave TL1



Attraverso tali rappresentazioni è possibile identificare graficamente la presenza di punti di calcestruzzo compressi e il loro stato di sollecitazione e la presenza di zone fessurate.

Tabella 13 – Tensioni principali di compressione trave TL2



Per la trave TL1 come risulta dalle immagini, in tutti i modelli si può osservare la presenza di un puntone di calcestruzzo che dal punto di applicazione del carico giunge all'appoggio. Risulta anche evidente una zona fessurata che divide il suddetto puntone da un secondo puntone che all'aumentare della distanza del carico dall'appoggio risulta sempre meno evidente. Nel caso dell'ultimo modello con carico ad una distanza di circa 12,5 m, si osserva una fessurazione diffusa su una vasta parte dell'anima della trave e zone (blu) in cui il calcestruzzo presenta una tensione di compressione alta ma ancora non raggiunge il valore della sua resistenza ultima a compressione.

Per la trave TL2, anche se in maniera meno definita, sono presenti zone di compressione come nel caso della trave TL1, che risultano seguire l'andamento del puntone principale della trave TL1.

#### *Valutazione della resistenza secondo formulazione Eurocodice2*

Dalle figure di Tabella 12-13, si evince la presenza di sezioni fessurate. Quindi, il comportamento a taglio da verificare sarà quello tipico di sezioni fessurate, dove la struttura essendo armata a taglio viene modellata secondo un traliccio alla Mörsch. In particolare, sarà utilizzato un traliccio ad inclinazione variabile. La resistenza a taglio fornita da tale schema sarà la minore tra la resistenza a "taglio-compressione" offerta dal puntone di calcestruzzo e la resistenza a "taglio-trazione" offerta dalla resistenza dell'armatura d'anima.

Il valore delle suddette resistenze a taglio è valutato attraverso le formulazioni EC2, per strutture armate a taglio, definite alle equazioni 6.13-EC2 e 6.14-EC2. Tali espressioni sono definite come equazioni di equilibrio alla traslazione verticale.

La valutazione della resistenza a taglio lato acciaio è definita con l'equazione 6.13-EC2:

$$V_{R,S} = f_u \cdot A_{sw} \cdot \left[ \frac{z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha}{s \cdot \sin \alpha} \right] \cdot \sin \alpha$$

dove:	$f_u$ [MPa]	resistenza acciaio ordinario (m.v.=575MPa, k.v.=542MPa)
	$A_{sw}$ [mm <sup>2</sup> ]	area della singola staffa ( $A_{sw} = n_{br} \cdot A_{st}$ ) o ferro inclinato
	$d$ [mm]	altezza utile della sezione trave ( $d = h_{TR} - \bar{z}_{cp} = 2600 - 200 = 2400$ mm), valutata in media lungo la trave.
	$z$ [mm]	braccio di leva interno ( $z = 0.9 \cdot d = 0.9 \cdot 2400 = 2160$ mm)
	$s$ [mm]	passo armatura

$\alpha$ [°]	angolo di inclinazione dell'armatura
$\theta$ [°]	angolo di inclinazione del puntone di calcestruzzo

Ricordiamo come la resistenza lato acciaio valutata con la suddetta formula, sia la sommatoria della componente verticale della forza valutata in ciascuna staffa o ferro inclinato, sotto l'ipotesi che raggiungano tutte la medesima resistenza ultima  $f_u$ .

Considerando le figure delle tensioni principali di compressione, la potenziale superficie di frattura che parte dal lato interno dell'appoggio potrà assumere un'inclinazione non superiore a  $\vartheta = 45^\circ$ . Sotto tale ipotesi di partenza, sono mobilitate tutte tre le coppie di ferri inclinati e ulteriori tre staffe verticali di infittimento presenti nella zona d'appoggio. Lo schema relativo alla disposizione dell'armatura trasversale è indicato in figura 42 dell'elaborato di tesi di laurea di D.Fratarcangeli [6].

La valutazione della resistenza sarà quindi costituita da un contributo fisso dovuto alle tre coppie di ferri inclinati  $\varnothing 20$  con  $\alpha = 45^\circ$  e alle tre staffe  $\varnothing 8$  di infittimento nella zona d'appoggio e da un contributo dovuto all'armatura trasversale di staffe verticali  $\varnothing 8$  con passo  $s = 300 \text{ mm}$ , che sarà invece funzione dell'angolo d'inclinazione  $\vartheta$ . Si riportano in Tabella 14 i due contributi fissi.

Tabella 14 – Contributi resistenza lato acciaio

$V_{R,S}$ [kN]	Ferri inclinati $\varnothing 20/\alpha 45$	Staffe infittimento <b>3<math>\varnothing 8</math></b>	Staffe <b><math>\varnothing 8/30 \text{ cm}</math></b>
v. medio res. (575MPa)	766.4	173.4	$V_{R,S} = f(\vartheta)$

La resistenza a taglio-compressione, fornita dal puntone di calcestruzzo compresso è stata calcolata per mezzo dell'eq.ne 6.14 – EC2. In fase di progettazione, la norma prevede un intervallo di ammissibilità in funzione del valore dell'angolo di inclinazione  $\vartheta$  del campo di compressione [ $1 \leq \cot \theta \leq 2,5$ ]. Ma come accennato precedentemente, il caso di studio è una condizione di verifica, dove la struttura ha superato la condizione di S.L.U. per la quale tale limitazione è stata definita. La resistenza lato c.l.s. è valutata con la seguente formulazione:

$$V_{R,c} = \alpha_{cw} b_w z v_1 f_c (\cot \theta + \cot \alpha) / (1 + \cot^2 \theta)$$

dove:	$f_c$ [MPa]	Resistenza calcestruzzo (m.v.=57MPa, k.v.=49MPa)
	$\nu_1$ [-]	coeff. di riduzione della resistenza del c.l.s. ( $\nu = 0.5$ )
	$z$ [mm]	braccio di leva interno ( $z = 0.9 \cdot d = 0,9 \cdot 2400 = 2160$ mm)
	$b_w$ [mm]	larghezza minima sezione in zona tesa 250mm
	$\alpha_{cW}$ [-]	Coeff. >1, funzione della tensione media di compressione $\sigma_{cp} = N_E/A_c$ (*)
	$\alpha$ [°]	Angolo di inclinazione dell'armatura $\alpha_m = (\sum \alpha_i \cdot V_{R,s_i}) / (\sum V_{R,s_i})$
	$\theta$ [°]	Angolo di inclinazione del puntone di calcestruzzo

(\*) La forza assiale definita come  $N_E = \int_{A_c} \sigma_{YY} dA$ , è stata valuta in maniera numerica in modo analogo al calcolo della sollecitazione di taglio precedentemente definita.

In Figura 39 e Figura 40 si riportano le resistenze valutate con le precedenti formulazioni per ciascuna delle due travi nei diversi modelli. In particolare, la resistenza lato calcestruzzo è stata rappresentata con diverse curve tratteggiate di colore blu. Questo, è dovuto alla dipendenza dallo sforzo normale sollecitante della resistenza lato calcestruzzo. Mentre, la resistenza lato acciaio, come visto precedentemente, presenta dei contributi fissi e una parte variabile dipendente dall'angolo  $\vartheta$ . Nel dettaglio, tale curva risulta essere una retta poiché, sia la componente variabile della resistenza, sia la posizione della sezione dipendono dal medesimo fattore ( $0.9 d * \cotg \vartheta$ ).

Come si evince dai grafici, la resistenza a taglio della trave risulta essere pari alla resistenza a taglio lato acciaio, poiché occorre considerare la resistenza minore tra quella del puntone di calcestruzzo e la resistenza del tirante in acciaio.

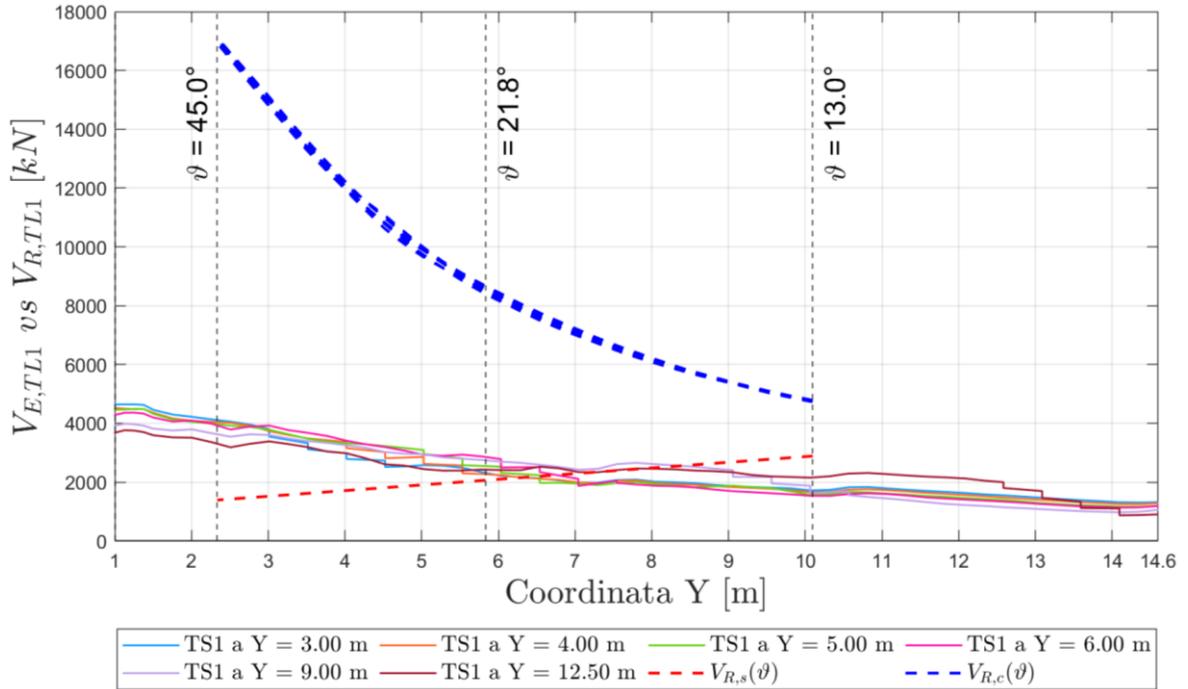


Figura 39 – Taglio Sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL1

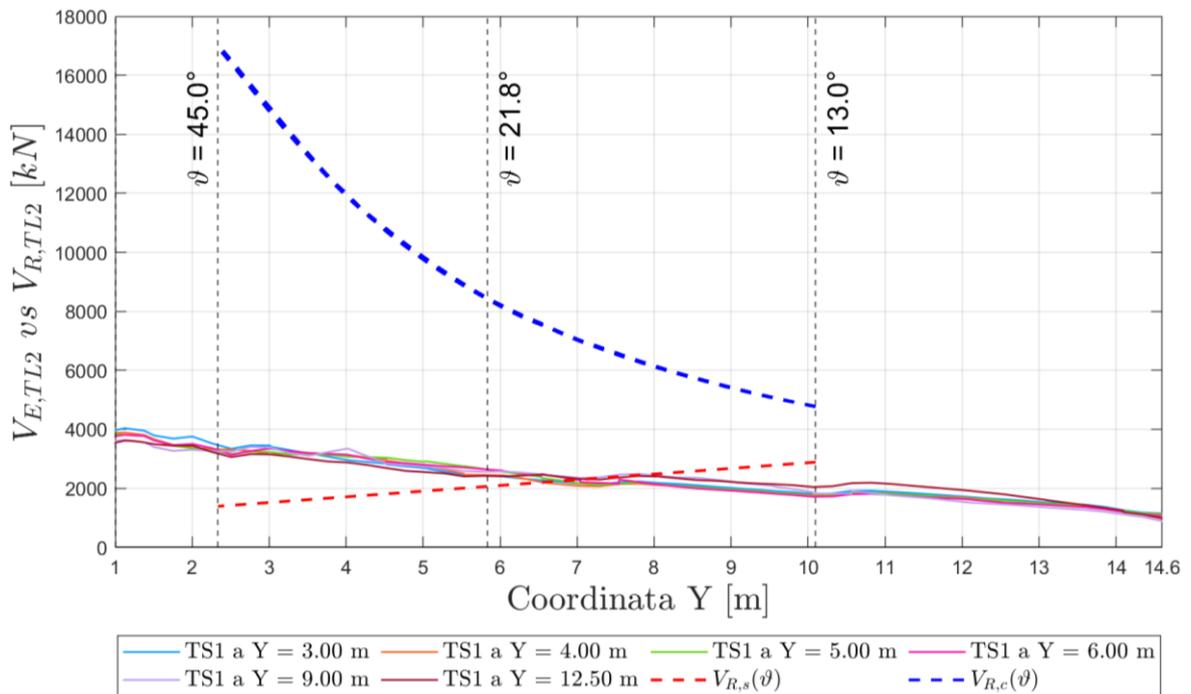


Figura 40 – Taglio Sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL2

Quindi, in Figura 41 e Figura 42 si riporta l'andamento del taglio sollecitante e la resistenza a taglio della trave.

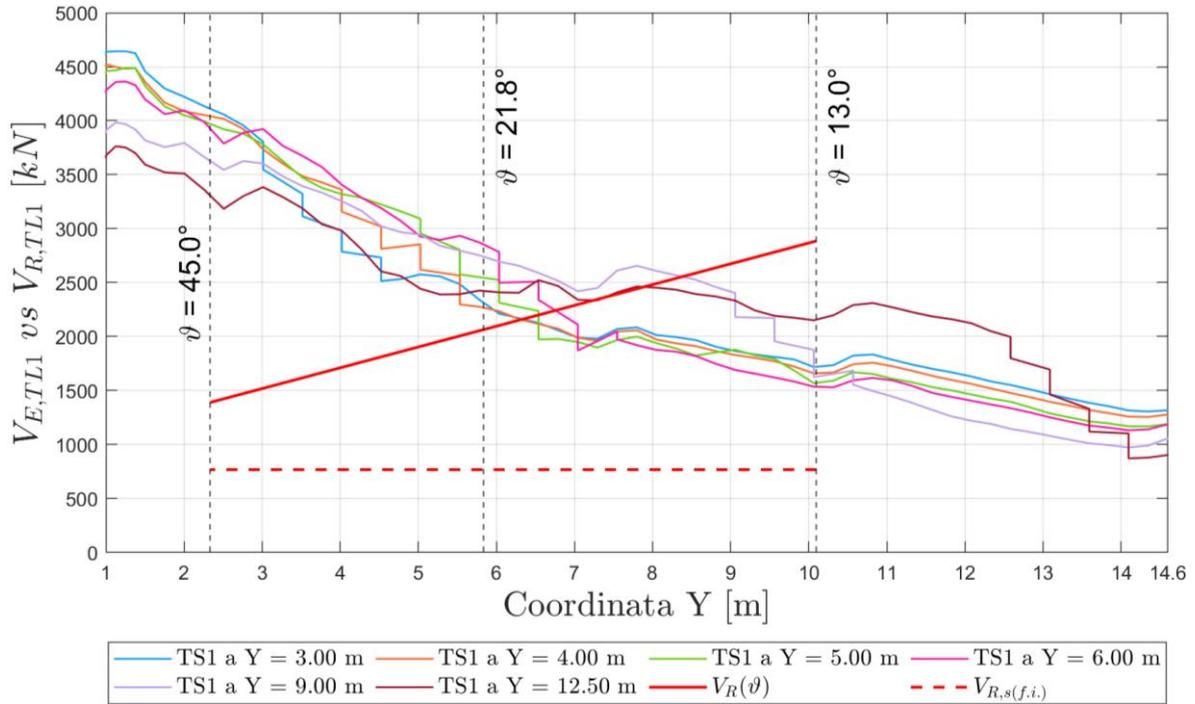


Figura 41 – Taglio Sollecitante e resistenza a taglio della trave TL1

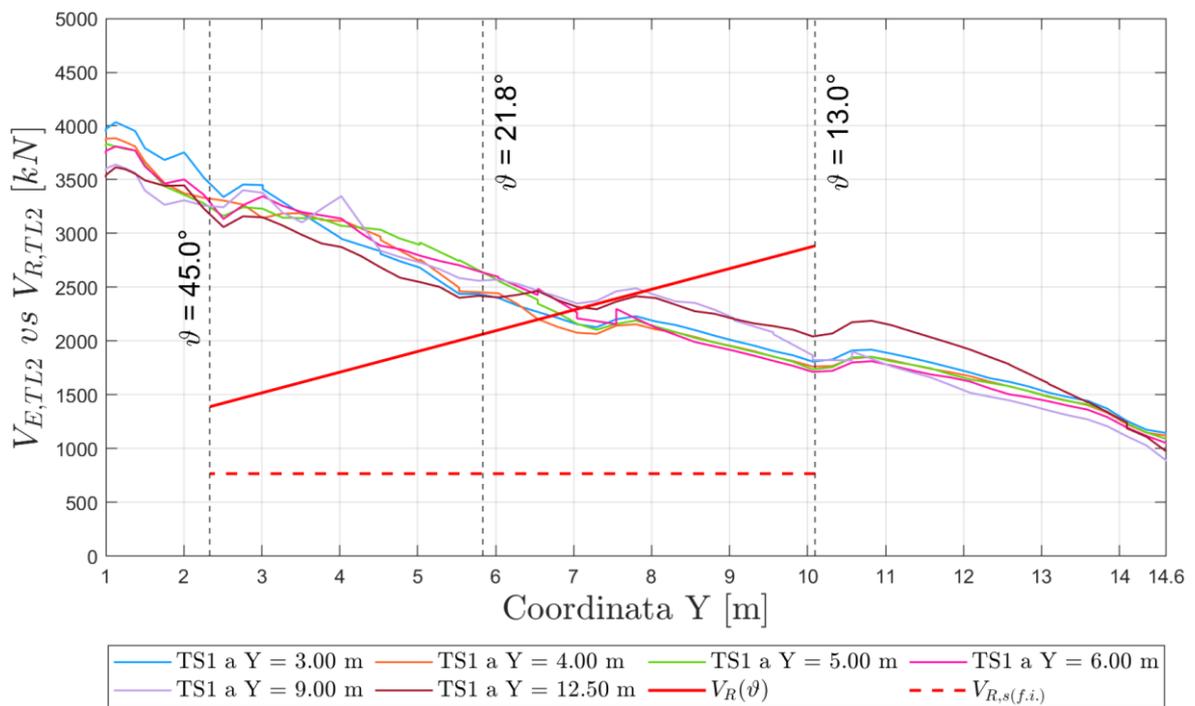


Figura 42 – Taglio Sollecitante e resistenza a taglio della trave TL2

In Tabella 15, si riportano i valori dell'angolo di inclinazione  $\vartheta$  e del taglio sollecitante ricavati dalla condizione di equilibrio tra il diagramma di taglio sollecitante e la resistenza a taglio delle travi.

Tabella 15 - Valori di equilibrio dell'azione tagliante e dell'angolo  $\vartheta$  nelle travi TL1 e TL2

Pos. TS1 [mm]	Trave TL1		Trave TL2	
	$\vartheta$ [°]	$V_E$ [kN]	$\vartheta$ [°]	$V_E$ [kN]
3000	20.21	2161	19.17	2233
4000	20.28	2157	19.61	2202
5000	19.64	2200	18.89	2253
6000	19.06	2242	18.45	2287
9000	15.54	2555	16.42	2463
12500	17.84	2336	18.15	2311

#### Considerazioni sui risultati dei modelli sani

Dalla rappresentazione della stima dell'azione di taglio, è possibile osservare come la zona più sollecitata rispetto a tale caratteristica in ogni modello sia quella vicina all'appoggio della trave TL1. Tuttavia, se il carico TS1 è applicato sempre più lontano dall'appoggio, l'azione di redistribuzione introdotta dalla struttura risulta sempre più efficace nel trasferire tale carico anche alle restanti travi. Nelle analisi a collasso, la non convergenza dei modelli è stata raggiunta tanto prima quanto più lontano era il punto di applicazione del carico TS1 dall'appoggio.

Anche lo studio delle tensioni nelle staffe e delle tensioni principali nel cls ha permesso di individuare nella zona in prossimità dell'appoggio, quella zona maggiormente sollecitata da poter considerare al fine dell'introduzione di un possibile danneggiamento. In particolare, dalle Figure 37 e 38, si può osservare come le staffe risultino snervate nella zona tra il carico e l'appoggio, mentre dalle Figure 39 e 40 si evince come per posizioni del carico TS1, fino a circa tre volte l'altezza della trave, questo risultato trasportato all'appoggio attraverso un unico puntone di cls, il quale non raggiunge mai valori di tensione pari a quello di rottura. Inoltre, tale puntone risulta separato dal resto della trave da una zona fessurata che lo delimita. Quindi, risulta evidente la presenza di una zona fessurata, che consente di attingere alla resistenza offerta dalle armature resistenti a taglio.

### 3.4.2 Danno 10

In base ai risultati ottenuti dai modelli sani, si è deciso di introdurre un danneggiamento nella trave TL1 relativo all'armatura ordinaria resistente a taglio. Il danno ipotizzato consiste nella rottura delle staffe d'anima della trave TL1, comprese tra la coordinata  $Y = 1.5$  m (fine ringrosso) e  $Y = 4.0$  m, per un tratto di lunghezza complessiva pari a 2.5m corrispondente alla dimensione dell'altezza utile 'd' della trave. Il numero di staffe rimosse è pari a 11, di cui 9 staffe con passo 30cm e 2 staffe di infittimento nella zona d'appoggio.

Per tale danneggiamento indicato come 'D10', sono state eseguite le precedenti analisi, sui modelli con carico TS1 applicato prima a 4.00m, poi a 12.50m, mentre i carichi TS2 e TS3 sono stati applicati in corrispondenza del traverso centrale posizionato a 14.7m, cercando così di analizzare le due configurazioni estreme. Pertanto, le successive analisi a collasso saranno indicate con il numero progressivo del danno simulato su tale impalcato tenendo presente i lavori precedenti [6][19] e la posizione del TS1 del caso in esame. Mentre, per l'analisi delle prove di carico con mezzi pesanti sarà analizzato un unico modello, poiché il carico è quello definito dalla configurazione di prova.

La localizzazione e l'estensione del danneggiamento ipotizzato e precedentemente esposto sono riportate sinteticamente in Tabella 16.

Tabella 16 - Caratteristiche danno 10

Elemento	Sezione	Danno applicato	Estensione
Trave TL1	Da $Y=1,50$ m a $Y=4,00$ m	Rottura di 11 staffe	2,50m

Per ciascuna delle due analisi a collasso condotte per tale danneggiamento per le diverse posizioni del carico considerate, sono stati valutati i corrispondenti modelli sani con resistenze dei materiali sia medie e sia caratteristiche.

#### *Analisi a collasso D10-TS1-P4000*

Nelle Tabelle 17-18 e nelle Tabelle 19-20, si riportano i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso, rispettivamente per il modello sano e il modello danneggiato, nella configurazione di carico TS1 a 4,00m dalla testa nord della trave TL1.

Tabella 17 - Sano – P4000 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]			incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17894.2	+	114 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.889	1.926
17894.4	+	118 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 18 - Sano – P4000 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]			incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17893.2	+	94 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.619	1.746
17893.4	+	98 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 19 - Danno 10 – P4000 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]			incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17894.2	+	114 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.889	1.926
17894.4	+	118 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 20 - Danno 10 – P4000 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]			incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17893.2	+	94 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.619	1.746
17893.4	+	98 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Di seguito vengono riportati i confronti tra la risposta strutturale del modello sano e la risposta del modello con il danneggiamento 'D10'. Per valutare l'effetto di un meccanismo di collasso dovuto all'azione di taglio il confronto è stato sostenuto attraverso le seguenti grandezze strutturali per le travi TL1 e/o TL2:

- diagramma di taglio della trave,
- tensione nelle staffe,
- campi della tensione principale di compressione,
- confronto tra taglio sollecitante e resistenza a taglio EC2 lato acciaio e cls,
- confronto tra taglio sollecitante e resistenza a taglio EC2,
- abbassamento della trave in mezzeria,
- rotazione trave TL1 appoggio nord
- rotazione trave TL1 appoggio sud
- tensione nei trefoli della trave TL1
- tensione del trefolo della trave TL1 nella zona danneggiata
- tensione nel cavo della trave TL1
- tensione del cavo della trave TL1 nella zona danneggiata
- reazioni appoggio nord

Trave TL1 – diagramma di taglio

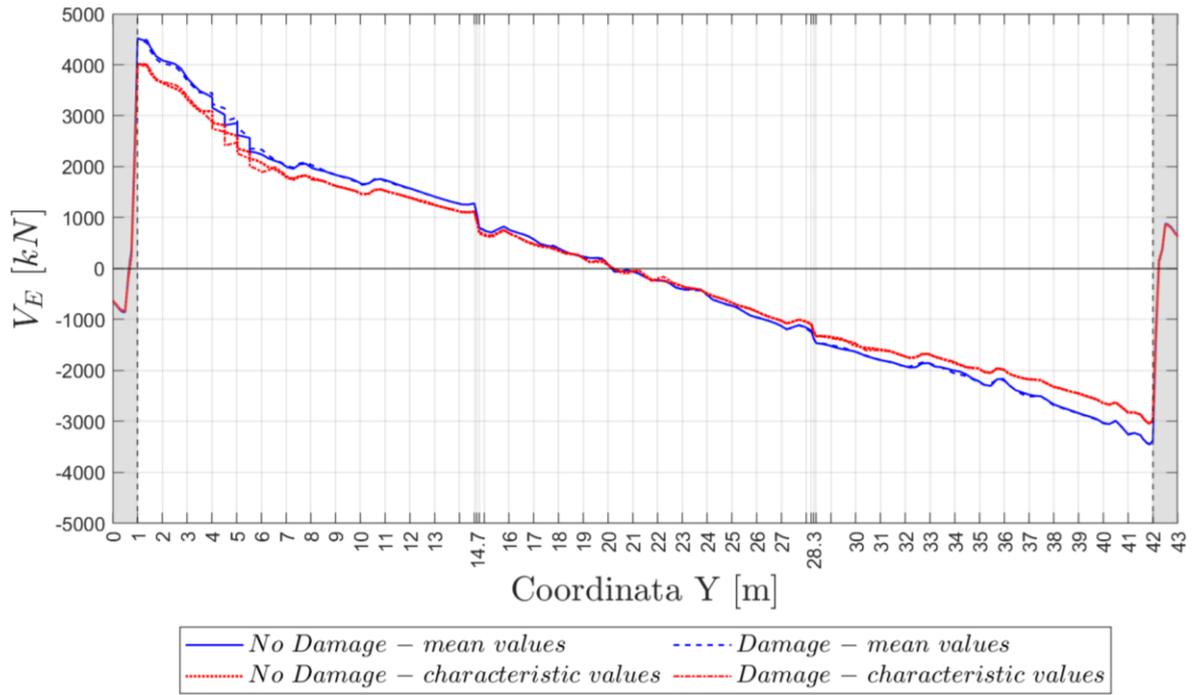


Figura 43 – Taglio  $V_E = \int_{A_c} \tau_{YZ} dA$  nella trave TL1 nell'ultimo step di carico TSI a 4.0m

Trave TL2 – diagramma di taglio

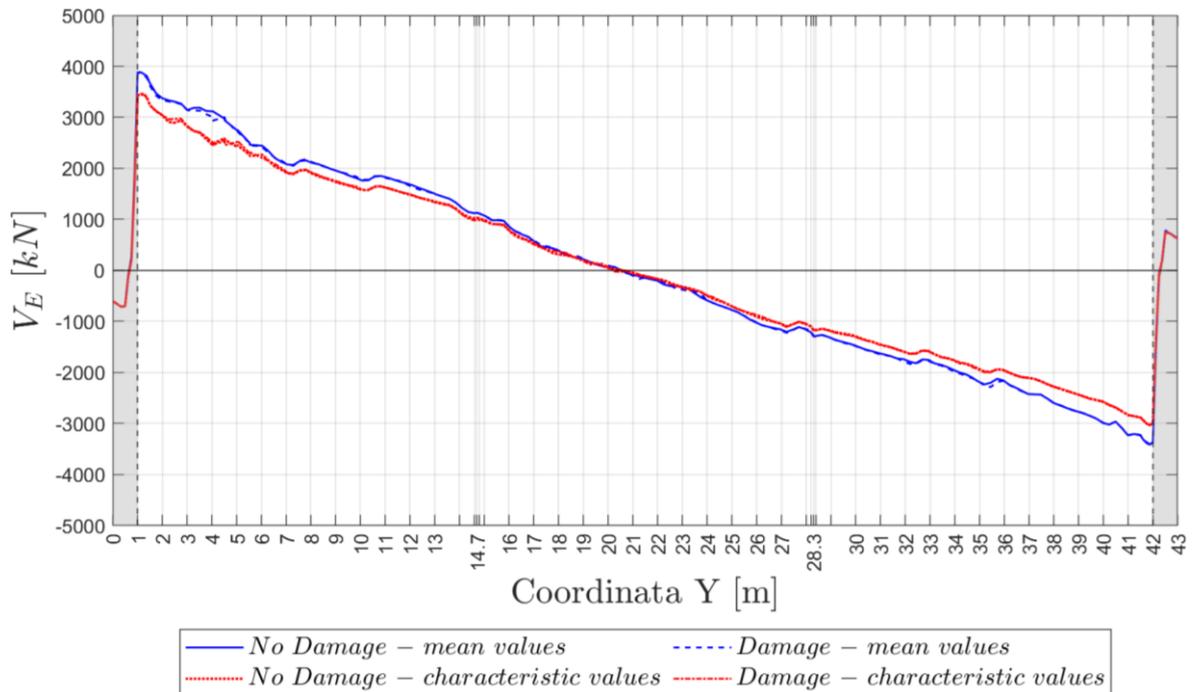


Figura 44 – Taglio  $V_E = \int_{A_c} \tau_{YZ} dA$  nella trave TL2 nell'ultimo step di carico TSI a 4.0m

Trave TL1 – tensioni staffe

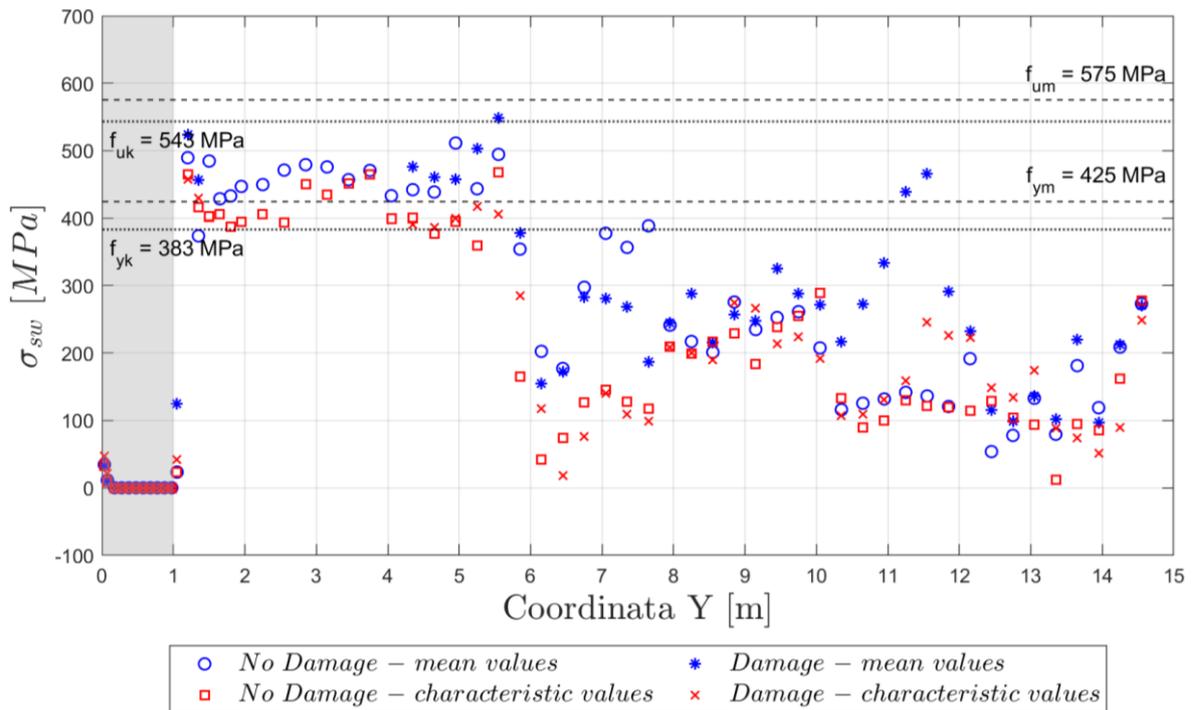


Figura 45 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL1 carico TS1 a 4.0m

Trave TL2 – tensioni staffe

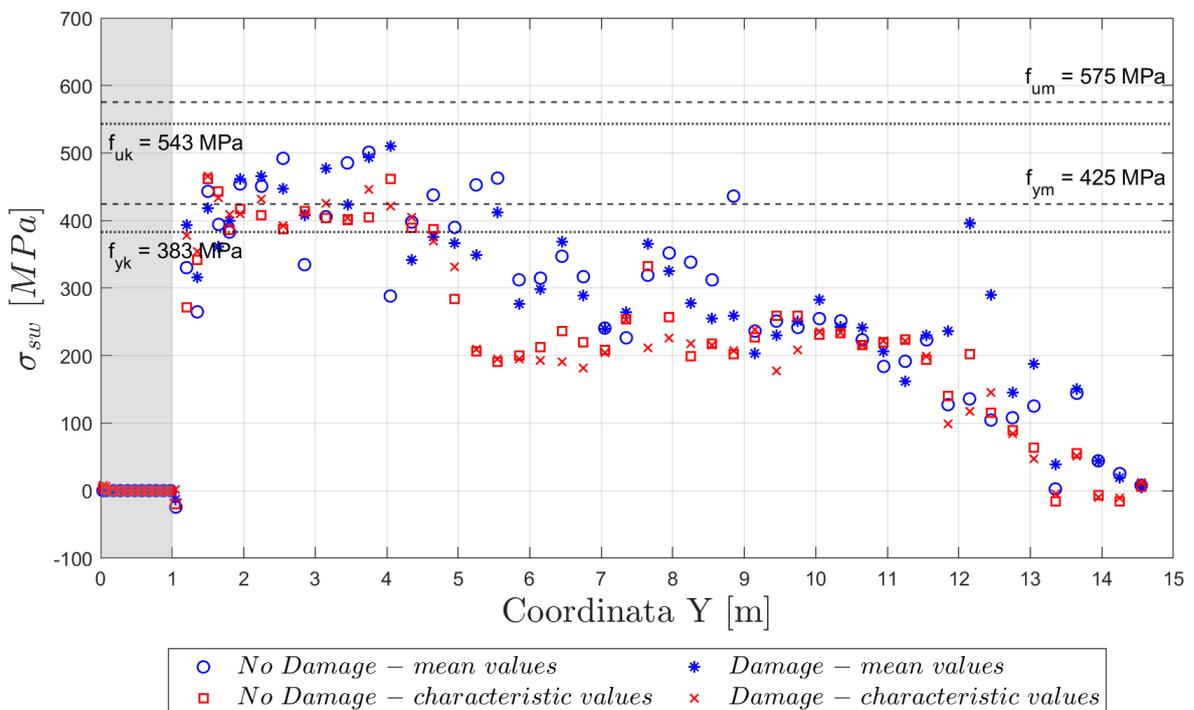
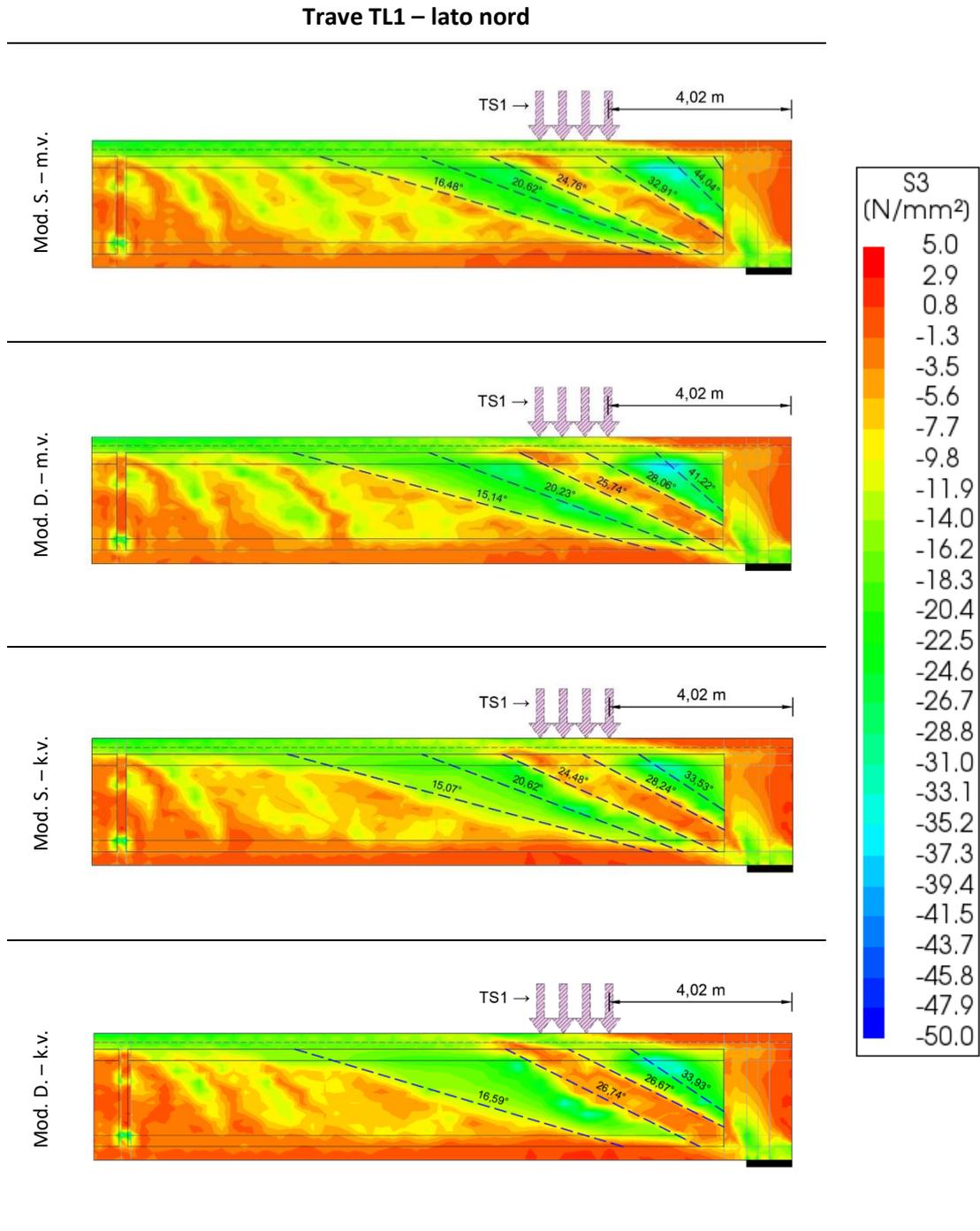


Figura 46 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL2 carico TS1 a 4.0m

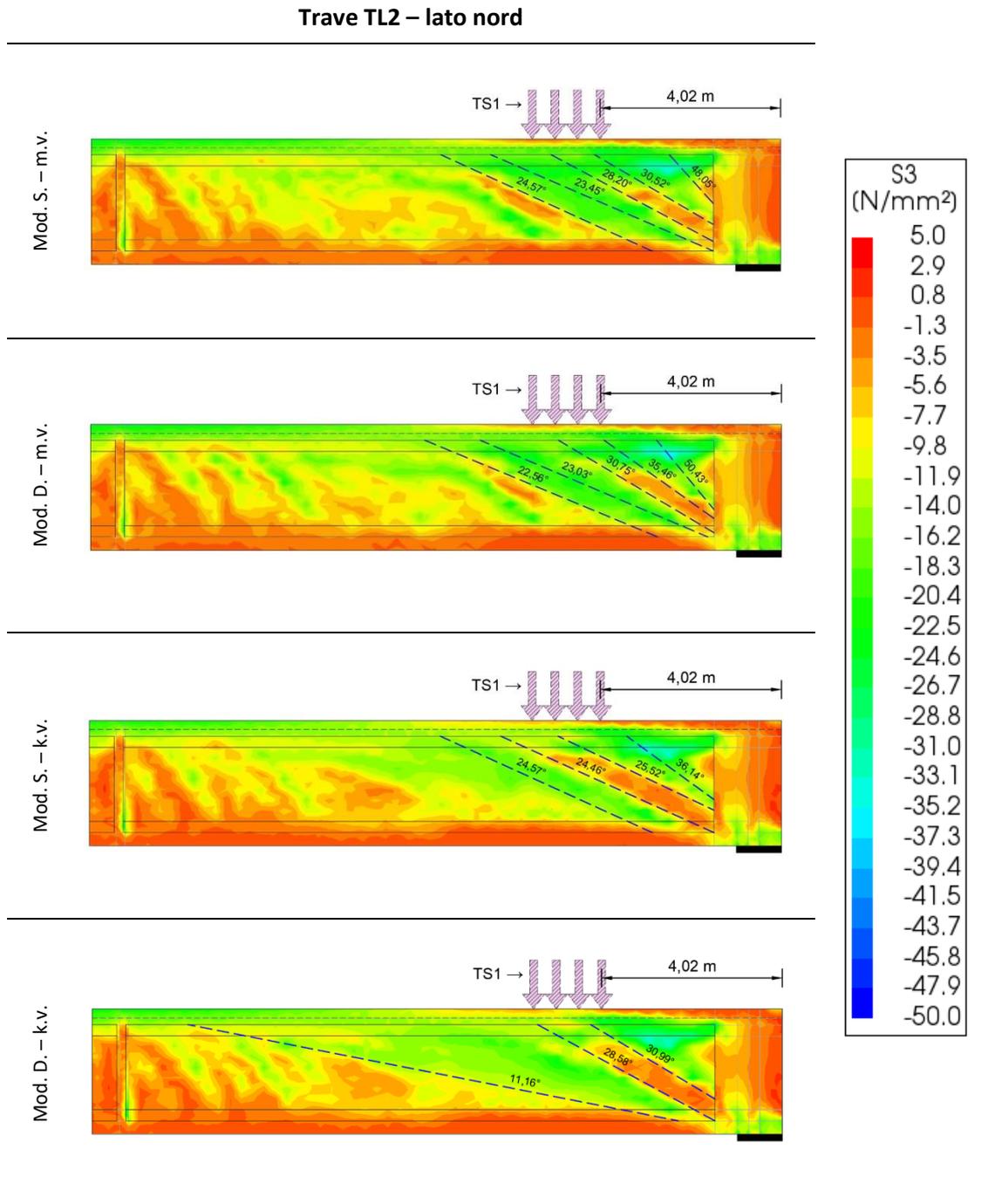
Trave TL1 – tensioni principali di compressione

Tabella 21 – Campi di compressione S3 del c.l.s. nella trave TL1 parte nord - carico TS1 a 4.00m



Trave TL2 – tensioni principali di compressione

Tabella 22 – Campi di compressione S3 del c.l.s. nella trave TL2 parte nord - carico TS1 a 4.00m



Trave TL1 – taglio sollecitante res. lato acciaio e cls – valori medi materiali

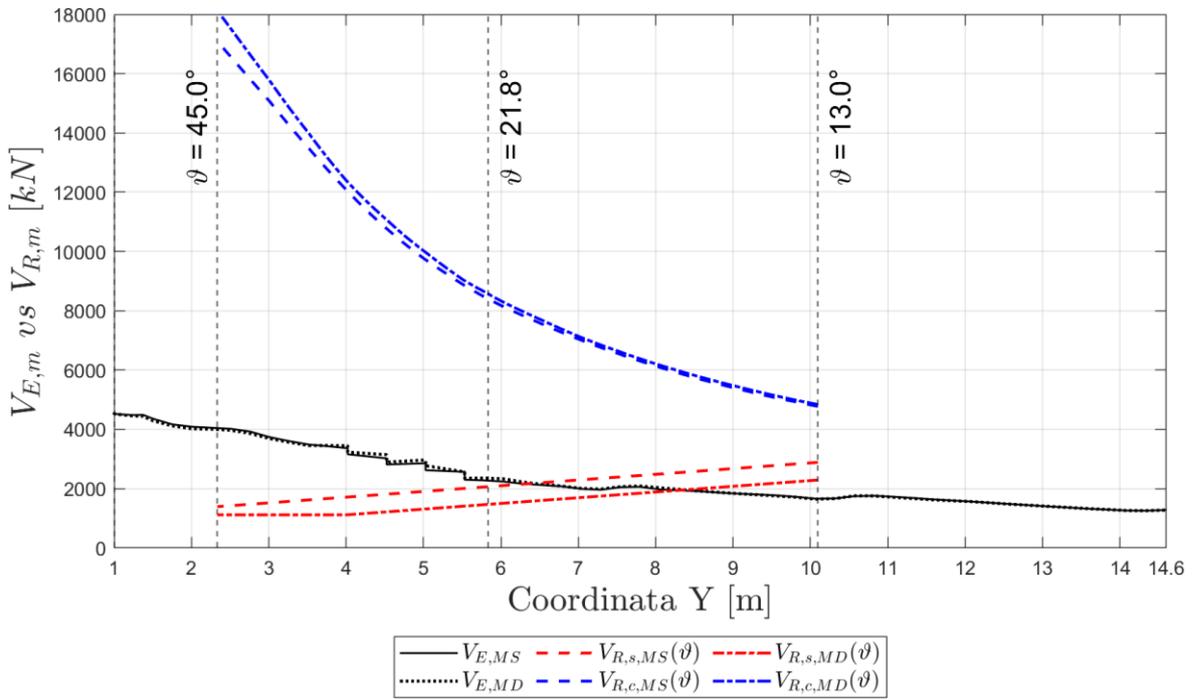


Figura 47 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL1 carico TS1 a 4.0m

Trave TL1 – taglio sollecitante res. lato acciaio e cls – valori caratteristici materiali

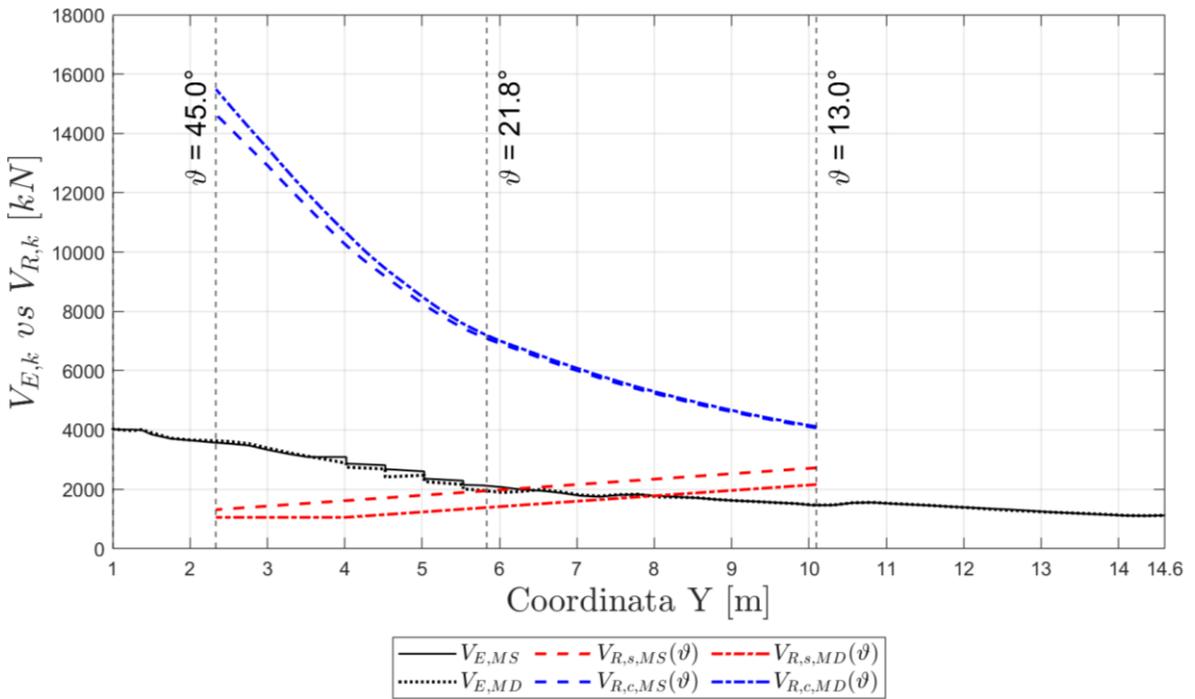


Figura 48 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL1 carico TS1 a 4.0m

Trave TL2 – taglio sollecitante res. lato acciaio e cls – valori medi materiali

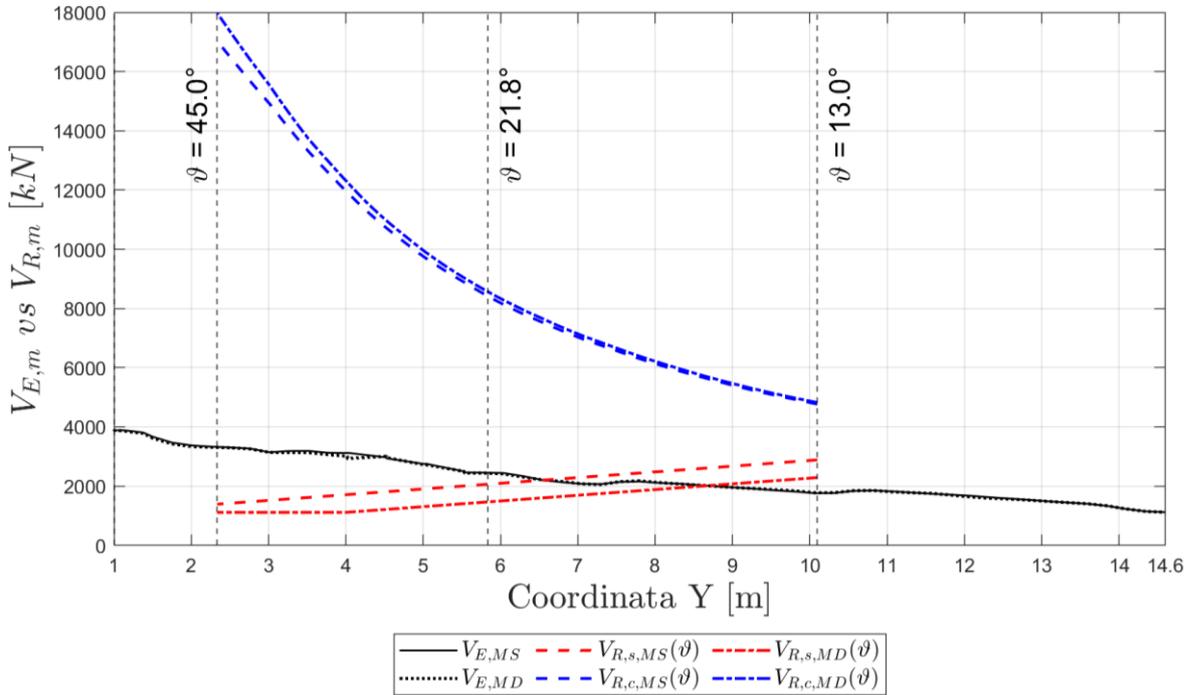


Figura 49 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL2 carico TS1 a 4.0m

Trave TL2 – taglio sollecitante res. lato acciaio e cls – valori caratteristici materiali

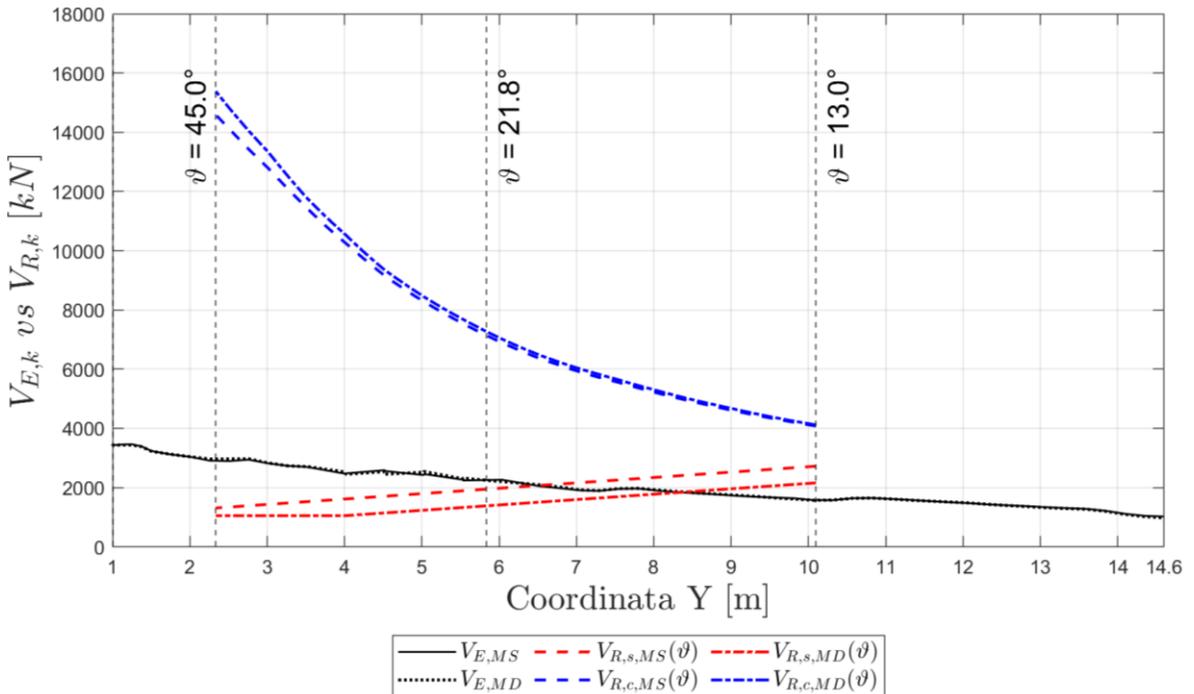


Figura 50 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL2 carico TS1 a 4.0m

Trave TL1 – taglio sollecitante resistenza a taglio – valori medi materiali

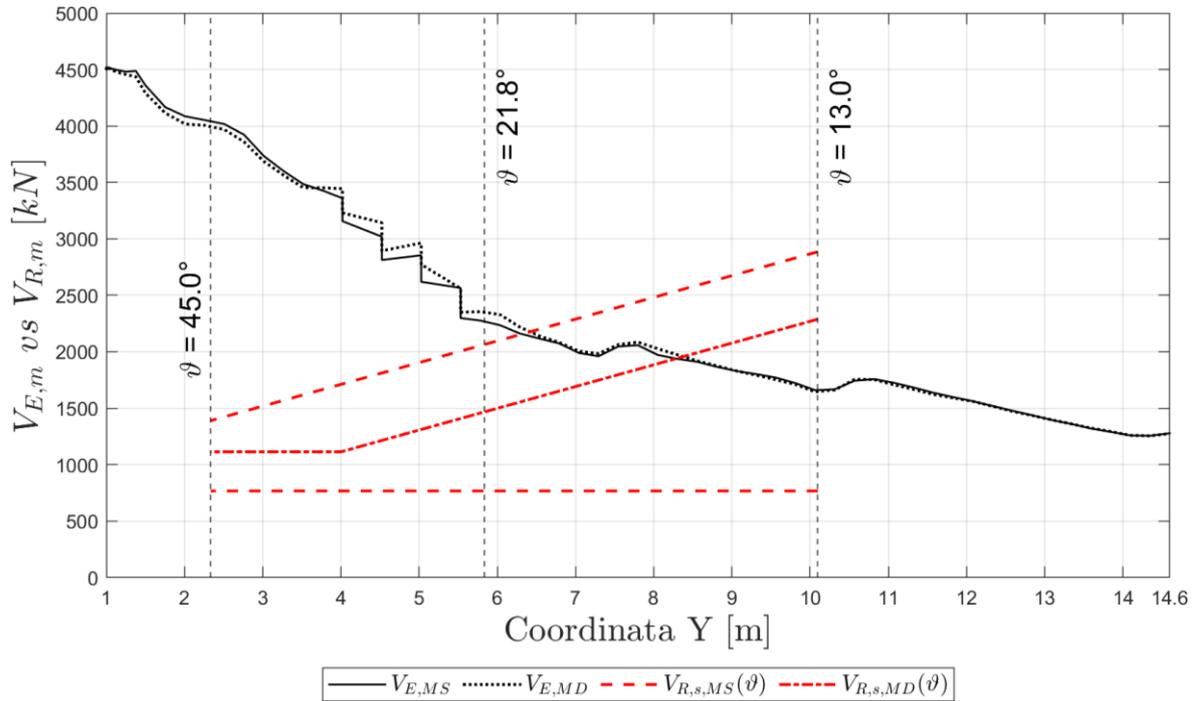


Figura 51 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL1 carico TS1 a 4.0m

Trave TL2 – taglio sollecitante resistenza a taglio – valori caratteristici materiali

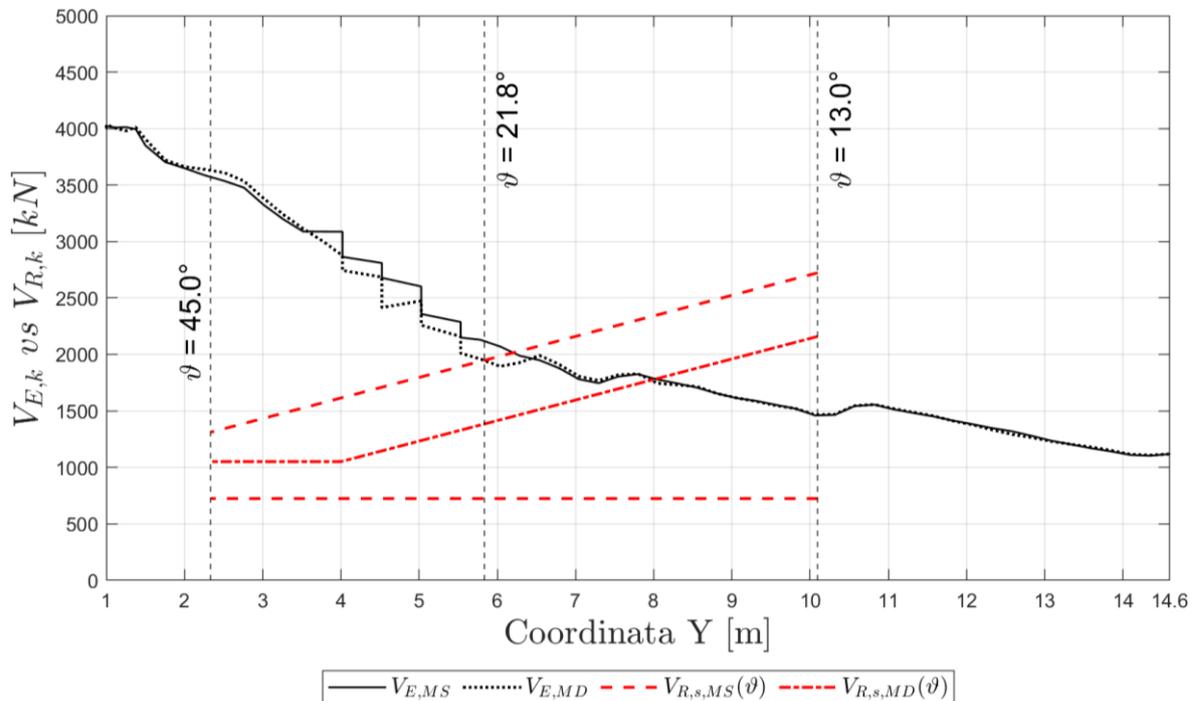


Figura 52 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL1 carico TS1 a 4.0m

Trave TL2 – taglio sollecitante resistenza a taglio – valori medi materiali

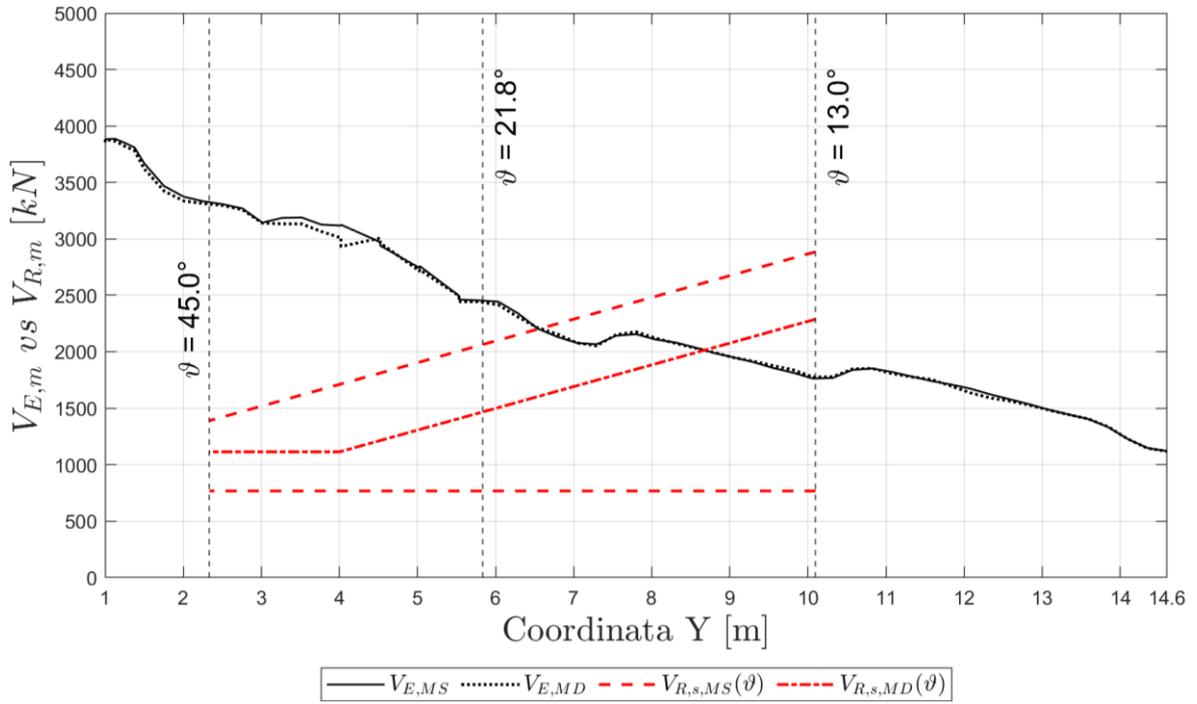


Figura 53 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL2 carico TS1 a 4.0m

Trave TL2 – taglio sollecitante resistenza a taglio – valori caratteristici materiali

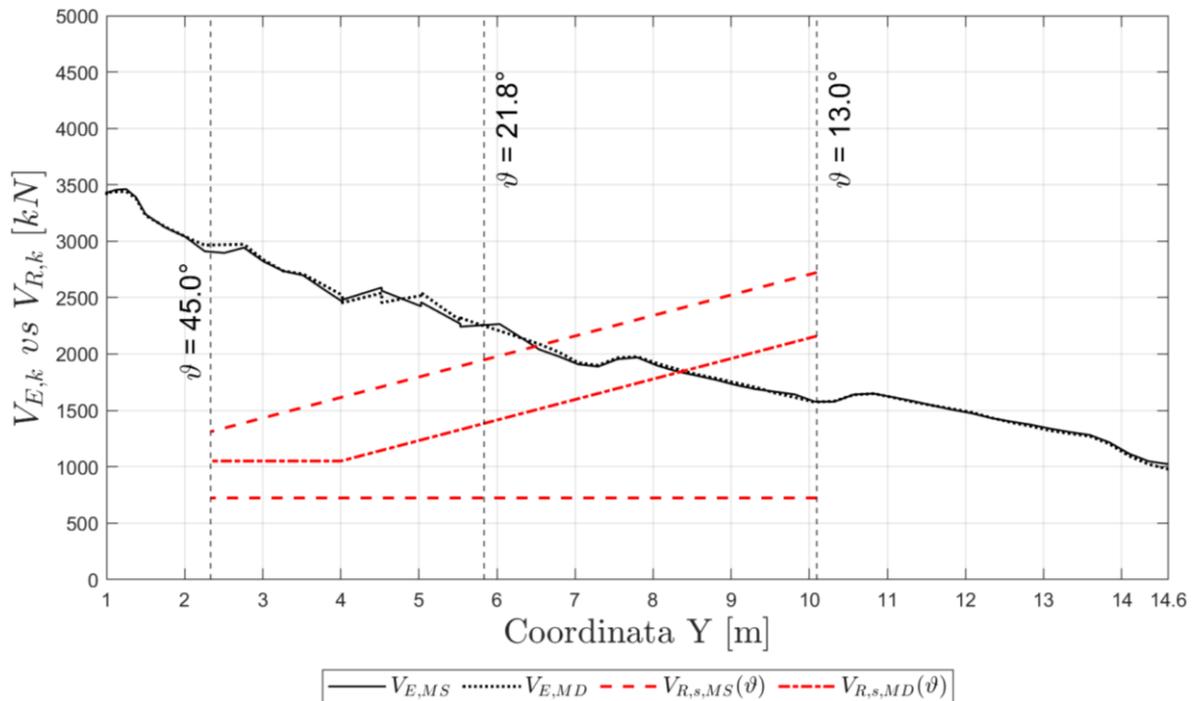


Figura 54 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL2 carico TS1 a 4.0m

I valori di equilibrio tra taglio resistente e taglio sollecitante ( $V_R = V_E$ ) individuati graficamente nelle figure precedenti, sono riportate numericamente in Tabella 23:

Tabella 23 - Valori di equilibrio dell'azione tagliante e dell'angolo  $\vartheta$  nelle travi TL1 e TL2

Pos. TS1 4000 mm	Trave TL1		Trave TL2	
	$\vartheta$ [°]	$V_E$ [kN]	$\vartheta$ [°]	$V_E$ [kN]
Mod. S. – m.v.	20.28	2157	19.61	2202
Mod. D. – m.v.	15.55	1957	15.04	2014
Mod. S. – k.v.	20.62	2015	19.80	2066
Mod. D. – k.v.	16.31	1772	15.52	1850

Trave TL1 – abbassamento trave in mezzzeria

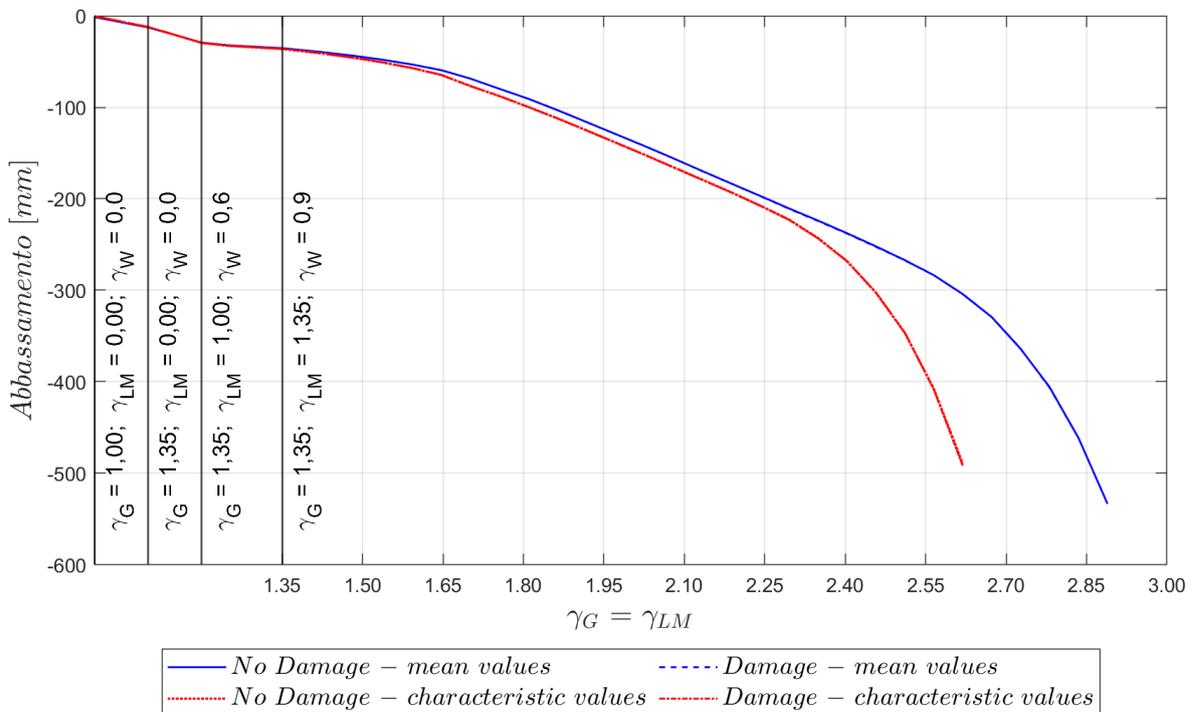


Figura 55 – Abbassamento trave TL1 in mezzzeria - carico TS1 a 4.00m

Trave TL1 – rotazione trave, appoggio nord

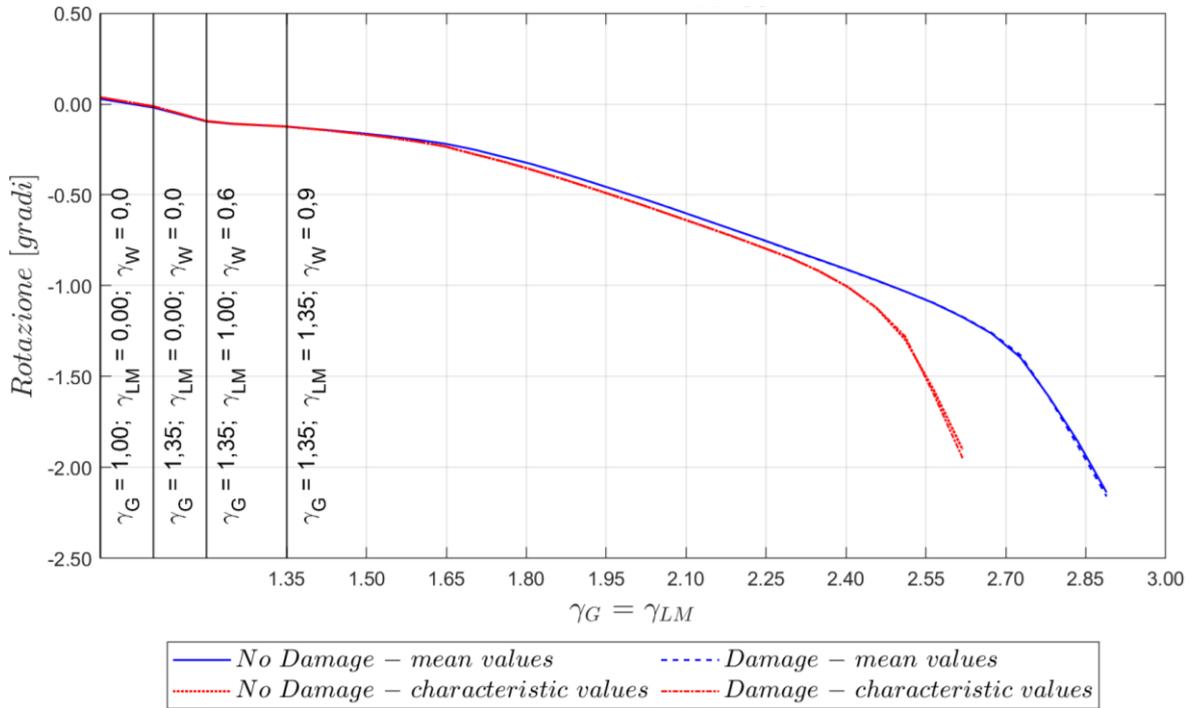


Figura 56 – Rotazione trave TL1 appoggio nord - carico TS1 a 4.00m

Trave TL1 – rotazione trave, appoggio sud

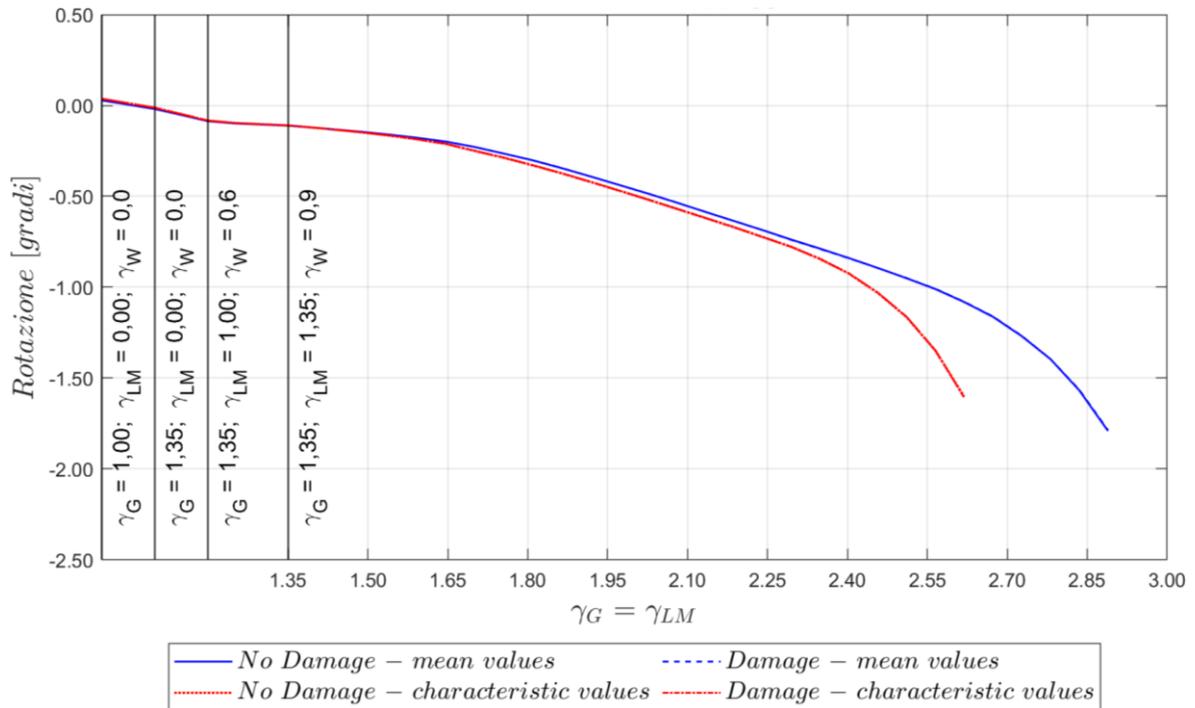


Figura 57 – Rotazione trave TL1 appoggio sud - carico TS1 a 4.00m

I valori differenziali delle rotazioni ai due appoggi sono riportati numericamente in Tabella 24:

Tabella 24 – Differenziali di rotazione  $\vartheta$  all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1

Danno 10 Pos. TS1 = 4000 mm	$\Delta\vartheta = \vartheta_{u,Sano} - \vartheta_{u,Dan.}$ [mgradi]	
	Mean values	Characteristic values
Trave TL1 - Appoggio nord	-22	-47
Trave TL1 - Appoggio sud	-4	5

I valori di tensione nei trefoli e nei cavi sono riferiti alla condizione presente nell'ultimo step convergente dell'analisi.

Trave TL1 – tensione trefoli della trave – valori medi

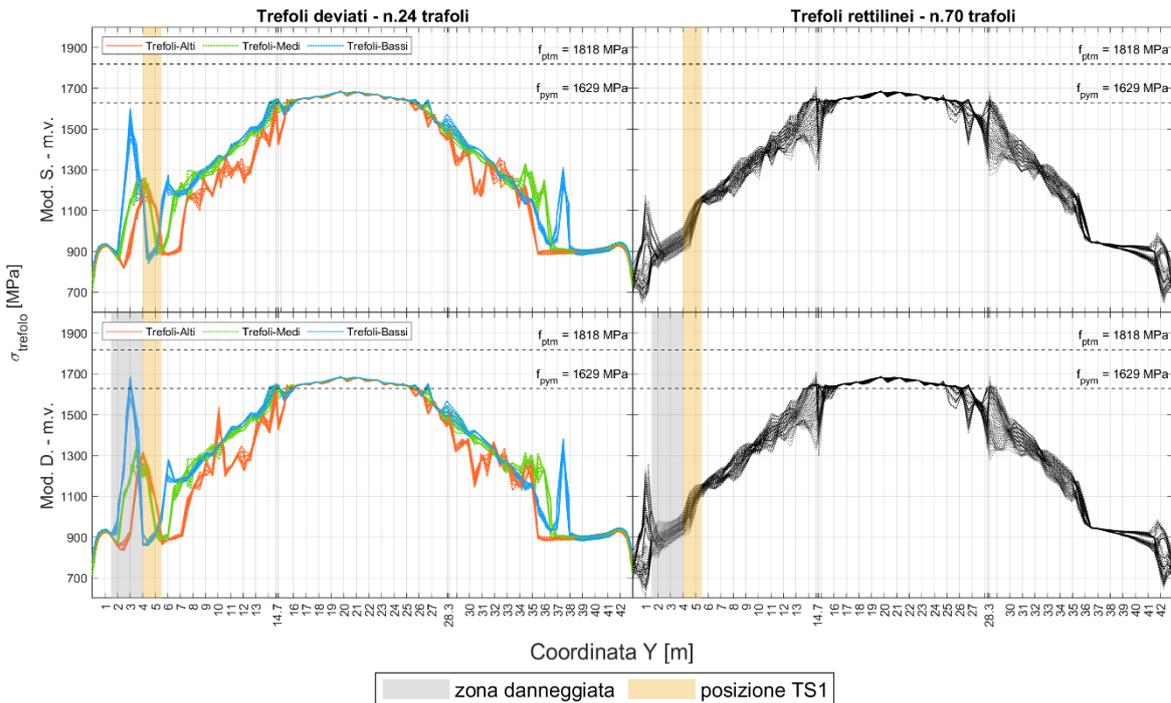


Figura 58 – Valori medi della tensione nei trefoli della trave TL1 carico TS1 a 4.00m

Trave TL1 – tensione trefoli della trave – valori caratteristici

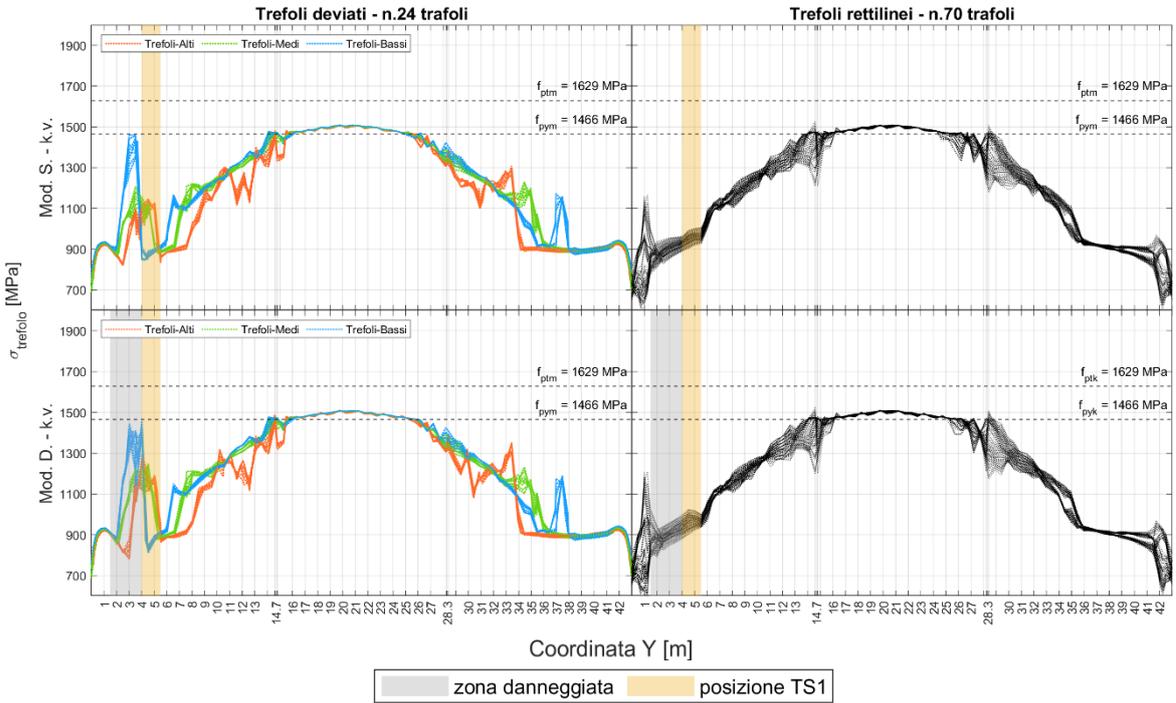


Figura 59 – Valori caratteristici della tensione nei trefoli della trave TL1 carico TS1 a 4.00m

Trave TL1 – tensione del trefolo più sollecitato nella zona danneggiata

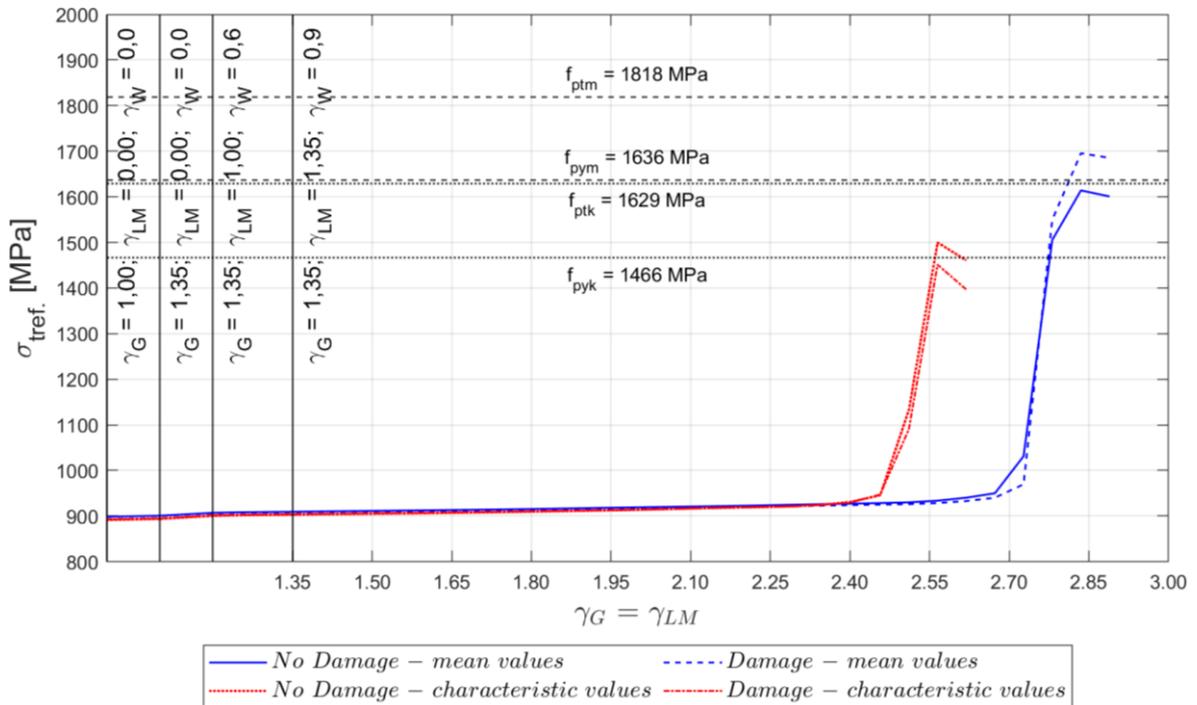


Figura 60 – Tensione del trefolo della trave TL1 nella zona danneggiata - carico TS1 a 4.00m

Trave TL1 – tensione cavo della trave

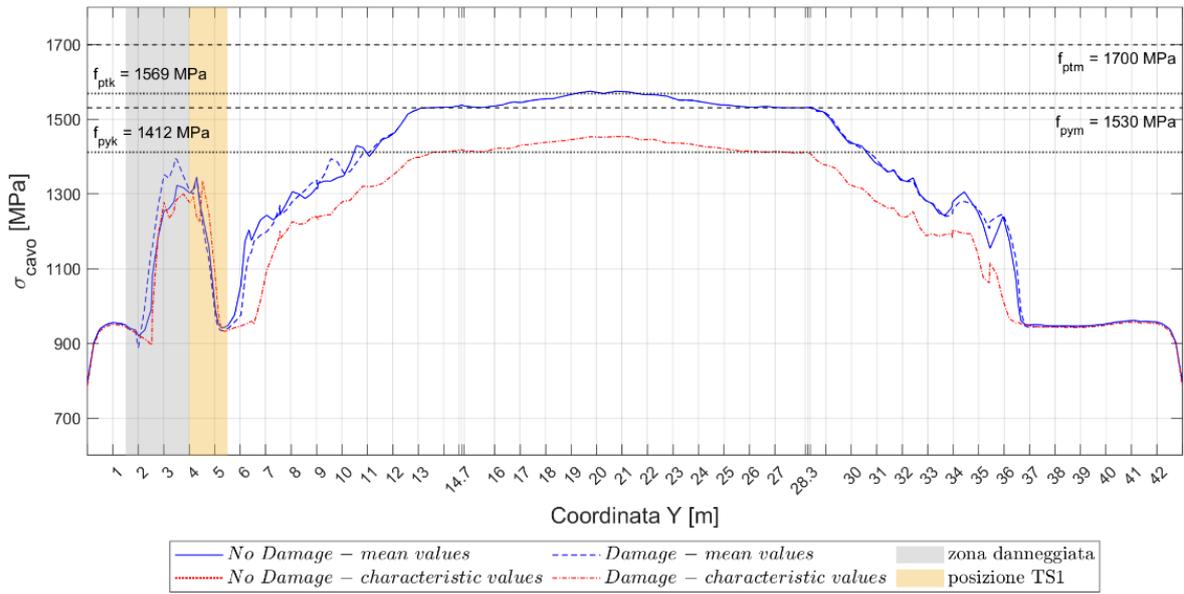


Figura 61 – Tensione nel cavo della trave TL1 carico TS1 a 4.00m

Trave TL1 – tensione del cavo nella zona danneggiata

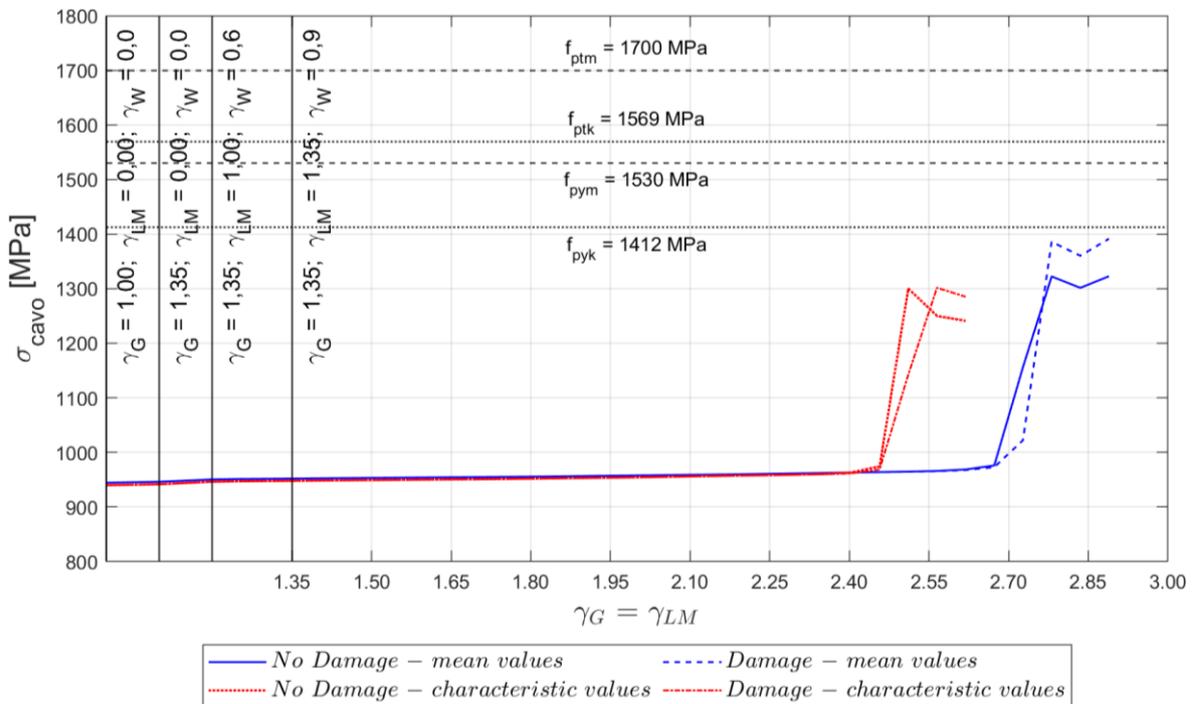


Figura 62 – Tensione del cavo della trave TL1 nella zona danneggiata - carico TS1 a 4.00m

Reazioni travi appoggio nord

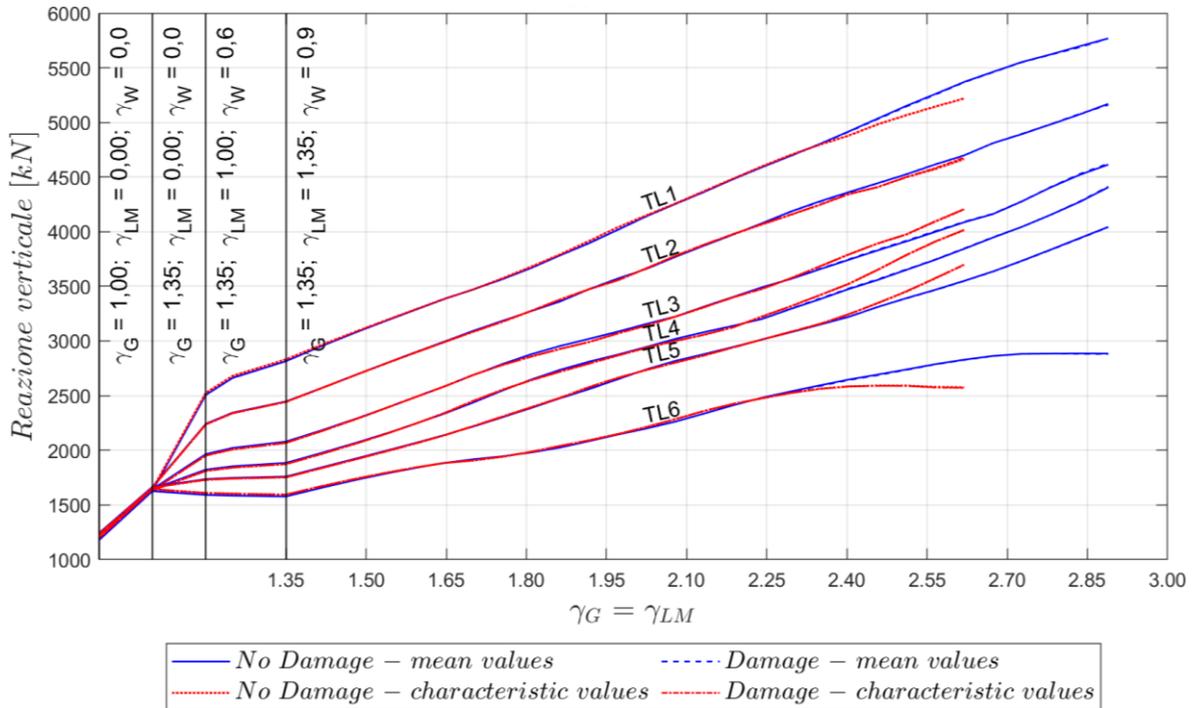


Figura 63 – Reazioni appoggio nord - carico TS1 a 4.00m

Il confronto sostenuto nel presente danneggiamento nella particolare configurazione di carico attraverso i grafici sopra riportati, indica sotto ogni aspetto, come tale danneggiamento non apporti una significativa variazione ai fini del collasso della struttura. In particolare, sia rispetto alle resistenze medie dei materiali sia rispetto a quelle caratteristiche, l'andamento delle grandezze su indicate risulta simile, con piccole variazioni di tipo numerico in ogni modello. In ogni caso, gli elementi analizzati, precedentemente presentati, non consentono di individuare eventuali elementi che raggiungono la propria resistenza ultima sia lato acciaio sia lato calcestruzzo.

Nei diagrammi di taglio e nelle tensioni delle staffe, sono presenti piccole variazioni che non sono in grado di individuare una variazione del comportamento significativa.

Nella rappresentazione delle tensioni principali si può osservare la presenza di un puntone di calcestruzzo di inclinazione media di circa 30°, il quale consente il trasferimento diretto del carico concentrato applicato e la presenza di un secondo puntone di calcestruzzo con inclinazione media di circa 20°, che consente di trasferire tutti gli altri carichi applicati alla struttura. Questi due puntone come si può osservare, sono separati da una zona fessurata. Tale

situazione risulta presente sia nel modello sano, sia nel modello danneggiato. Inoltre, nella medesima rappresentazione si può osservare la presenza di uno stato fessurativo diffuso all'intradosso della trave e in particolare nella zona centrale delle travi poiché, tale condizione si estende fin dopo il traverso centrale.

La valutazione della resistenza a taglio secondo formulazione eurocodice, non risulta essere adeguata a descrivere il comportamento rispetto a tale tipo di analisi, poiché tale formulazione come surrichiamato è stata definita per un utilizzo nella comune pratica di progetto e verifica. Proprio per tale scopo, infatti, tali formulazioni assumono diverse ipotesi conservative, offrendo un risultato cautelativo. Dai valori di inclinazione del puntone di calcestruzzo (Tabella 23) ricavati nella condizione di equilibrio tra taglio sollecitante e taglio resistente, si evince come tale angolo risulti simile rispetto alla sua stima grafica, solo nella condizione di modello sano e solo per la trave TL1. Invece, nei modelli danneggiati per la trave TL1 e per la trave TL2 in ogni modello, il valore calcolato risulta sempre minore della sua possibile stima grafica, che può essere ricavata dall'andamento del campo di compressione rappresentato nelle figure delle Tabelle 21-22.

Dai grafici della tensione presente nel cavo di post-tensione e nei trefoli inclinati, si può osservare una brusca variazione del comportamento in corrispondenza della zona danneggiata. Infatti, rappresentando l'evoluzione della tensione del punto di massimo sforzo nella suddetta zona, tale variazione risulta evidente ed è imputabile ad una fessurazione che attraversa la sezione in quel punto (come indicato dalle tensioni principali) comportando un incremento di sforzo negli elementi di precompressione, i quali però non raggiungono la rottura in alcun punto.

L'abbassamento in mezzeria della trave (Figura 55) e le rotazioni ai due appoggi della trave TL1 (Figura 56-Figura 57) non consente di osservare variazioni significative tra modello sano e modello danneggiato, così come indicato numericamente in Tabella 24. Occorre inoltre notare come tali grandezze presentano uno sviluppo molto pronunciato negli step antecedenti al collasso. Di conseguenza l'impalcato sviluppa ampie deformazioni e rotazioni prima di raggiungere il collasso. Questo tipo di comportamento è tipico dei meccanismi di collasso di

tipo duttile, al contrario dei meccanismi di rottura fragili indotti da sollecitazioni taglienti, i quali non consentono di ottenere così evidenti segni premonitori.

A valle dei confronti sugli elementi strutturali analizzati, risulta evidente come l’impalcato raggiunga la rottura nelle stesse modalità sia per il modello sano sia per il modello danneggiato, cioè i modelli raggiungono la condizione di rottura per flessione. Tale, aspetto, non può essere attribuito alla capacità di redistribuzione della struttura, poiché le reazioni agli appoggi rappresentate in Figura 63 non presentano variazioni tra modello sano e modello danneggiato. Bensì, il meccanismo resistente all’interno della trave cambia, adattando la risposta della medesima trave alle condizioni resistenti a cui può attingere dagli elementi ancora integri presenti. Nel modello sano il meccanismo resistente in presenza di trave armata a taglio può essere ricondotto ad un “traliccio alla Mörsch”, possiamo quindi pensare che l’introduzione di tale danneggiamento costituisca una interruzione nella continuità strutturale del modello e una conseguente alterazione della sua regolarità. Tuttavia, data la vicinanza del danno rispetto la zona d’appoggio e la sua estensione (pari a ‘d’), le tensioni principali di compressione riescono a convergere comunque alla base dell’appoggio stesso, continuando a seguire anche nel tratto danneggiato della trave il corrente compresso di cls, che si inarca verso l’appoggio. In particolare, poiché il carico TS1 è collocato in corrispondenza della zona danneggiata, questo riesce ad attraversare tale zona, per poi essere ripreso dalle staffe residue presenti nella zona del ringrosso, come si può osservare in Figura 45.

#### Valutazione della sicurezza strutturale

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull’affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato sano e impalcato con Danno 10 nella condizione di carico TS1 a 4.00m applicando il safety format ECoV.

Tabella 25 - Verifica di affidabilità - Sano – P4000

<b>Impalcato con Sano - P4000</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
<i>R<sub>NLFEA</sub></i> con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.889	2.889	1.926
<i>R<sub>NLFEA</sub></i> con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.619	2.619	1.746
Coefficiente di variazione $V_R$ - ECoV		0.059	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.20	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	2.01	2.01	1.34
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Tabella 26 - Verifica di affidabilità - Danno 10 – P4000

Impalcato con Danno 10 - P4000	Perm. (G)	Traffic (LM)	Wind (W)
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.889	2.889	1.926
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.619	2.619	1.746
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.059	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.20	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	2.01	2.01	1.34
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

La combinazione delle azioni al collasso sia per il modello sano sia per il modello danneggiato nella condizione di carico su indicata supera di circa il 49% la combinazione di SLU.

#### Analisi a collasso D10-TS1-P12500

Nelle Tabelle 27-28 e nelle Tabelle 29-30, si riportano i valori del massimo fattore  $\gamma$  raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso, rispettivamente per il modello sano e il modello danneggiato, nella configurazione di carico TS1 a 12,50m dalla testa nord della trave TL1.

Tabella 27 - Sano – P12500 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17893.6	+ 102 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.727 1.818
17893.8	+ 106 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE

Tabella 28 - Sano – P12500 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17892.6	+ 82 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.457 1.638
17892.8	+ 86 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE

Tabella 29 - Danno 10 – P12500 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17893.4	+ 98 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.673 1.782
17893.6	+ 102 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE

Tabella 30 - Danno 10 – P12500 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17892.6	+ 82 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.457 1.638
17892.8	+ 86 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE

Trave TL1 – diagramma di taglio

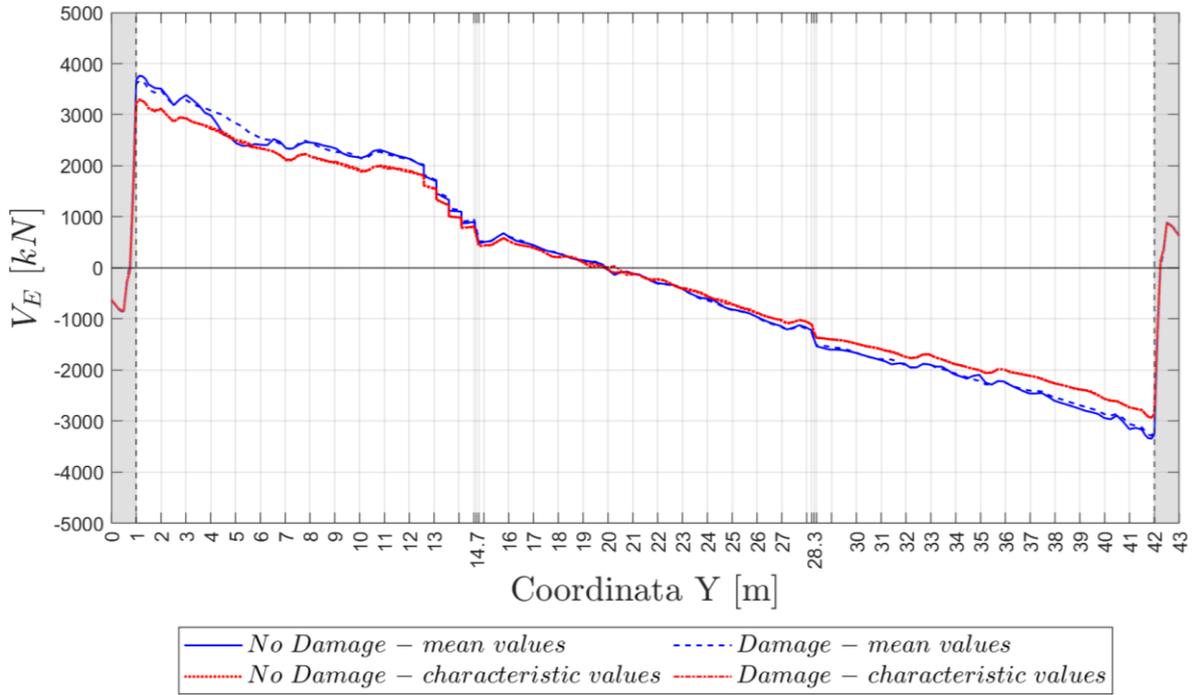


Figura 64 – Taglio  $V_E = \int_{A_c} \tau_{YZ} dA$  nella trave TL1 nell'ultimo step di carico TS1 a 12.50m

Trave TL2 – diagramma di taglio

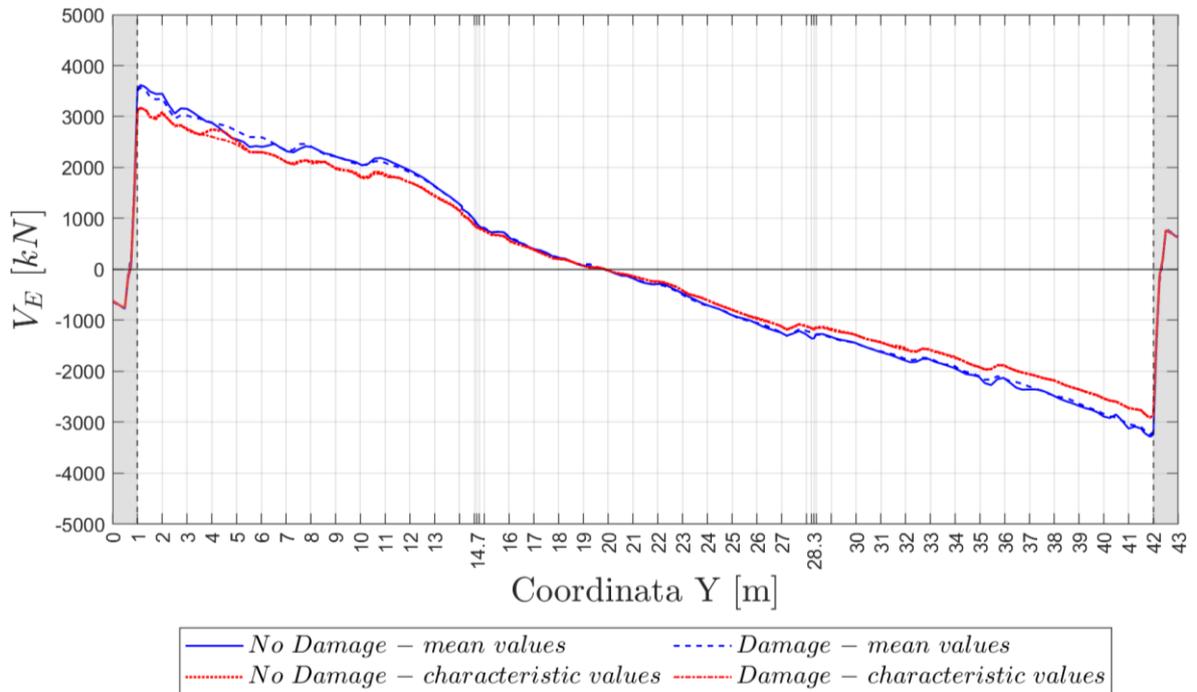


Figura 65 – Taglio  $V_E = \int_{A_c} \tau_{YZ} dA$  nella trave TL2 nell'ultimo step di carico TS1 a 12.50m

Trave TL1 – tensioni staffe

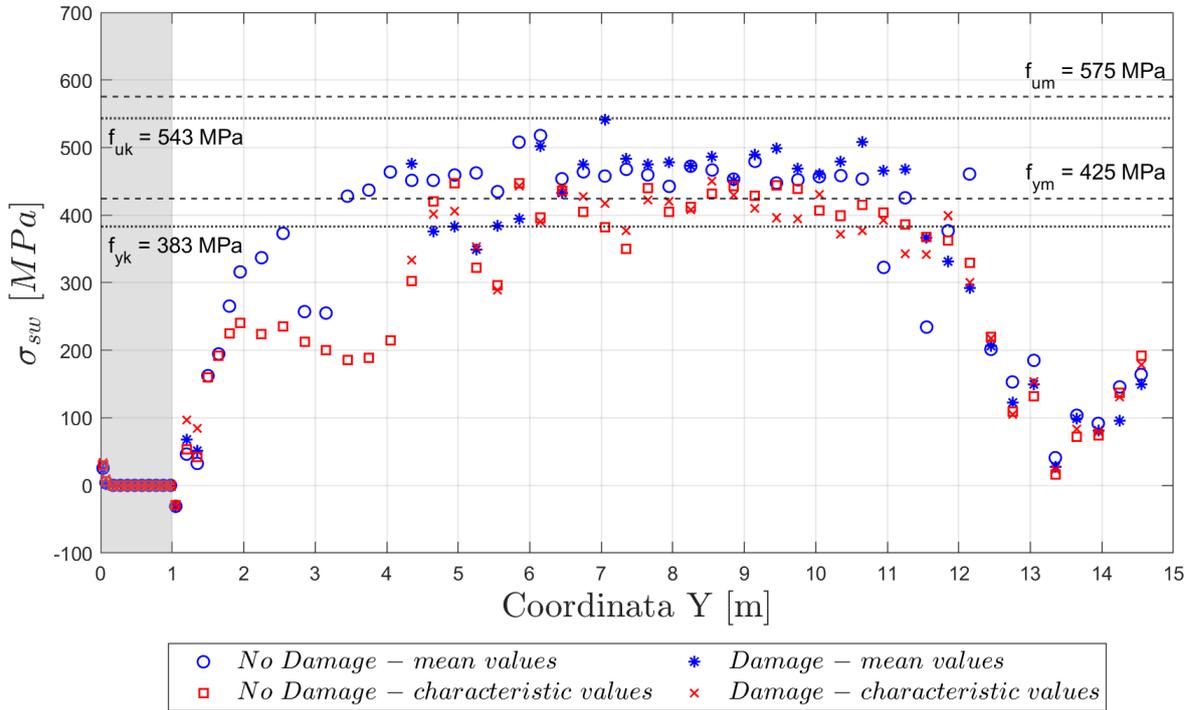


Figura 66 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL1 carico TS1 a 12.50m

Trave TL2 – tensioni staffe

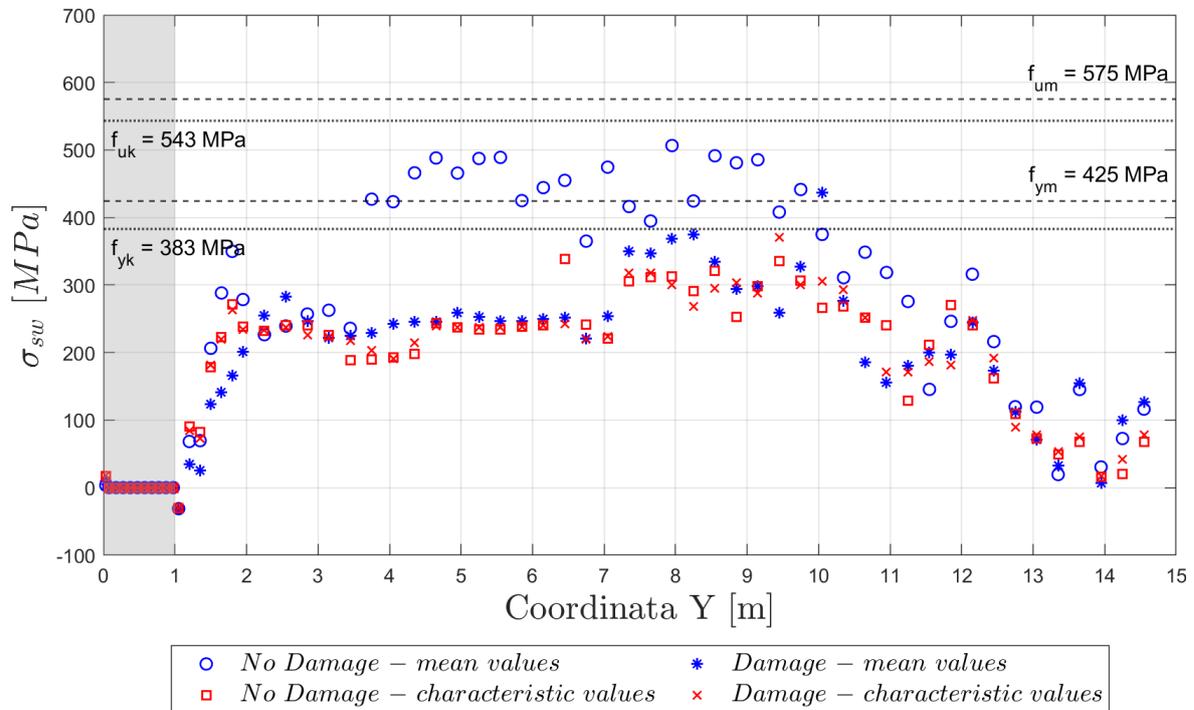
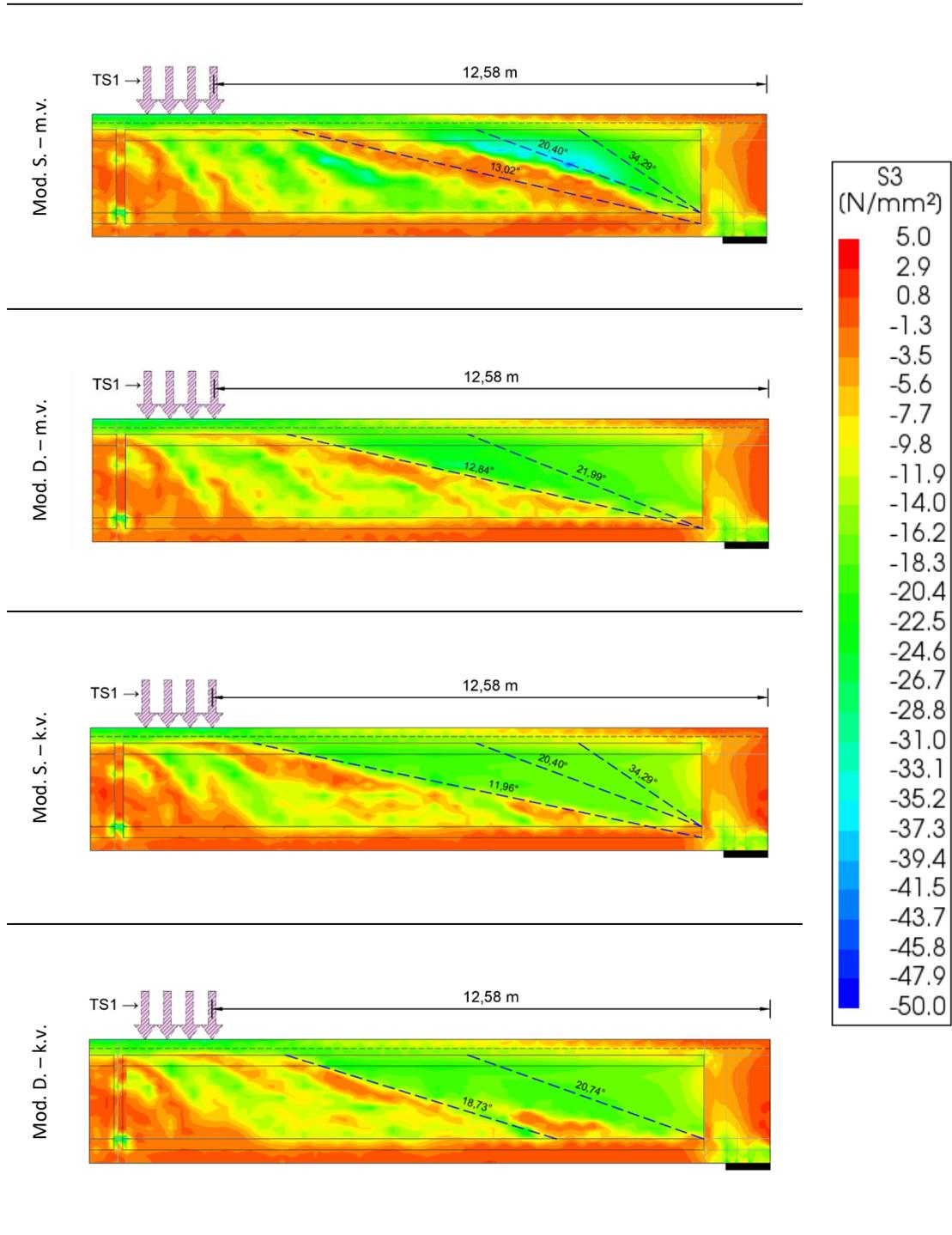


Figura 67 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL2 carico TS1 a 12.50m

Trave TL1 – tensioni principali di compressione

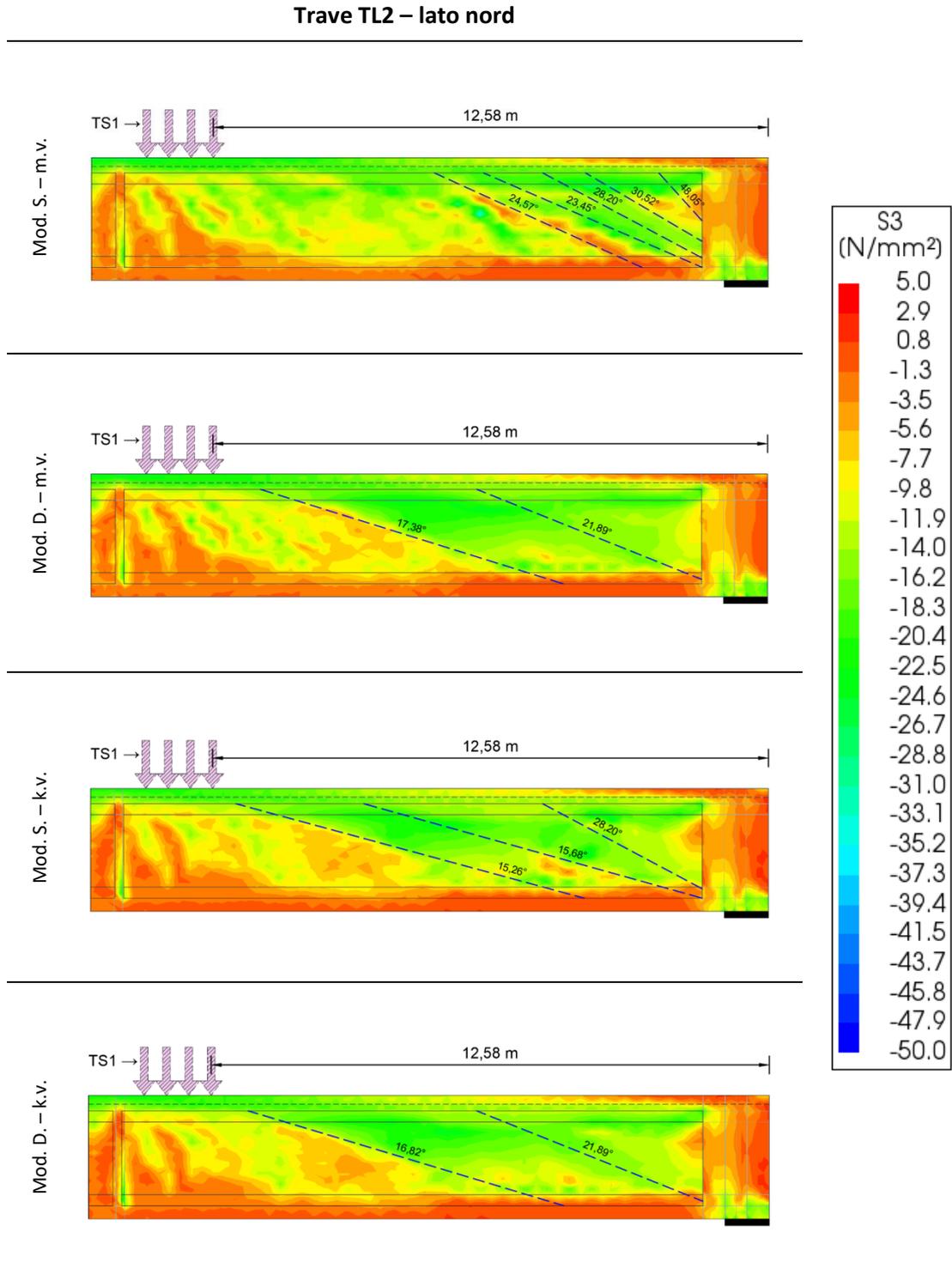
Tabella 31 – Campi di compressione S3 del c.l.s. nella trave TL1 parte nord - carico TS1 a 12.50m

Trave TL1 – lato nord



Trave TL2 – tensioni principali di compressione

Tabella 32 – Campi di compressione S3 del c.l.s. nella trave TL2 parte nord - carico TS1 a 12.50m



Trave TL1 – taglio sollecitante res. lato acciaio e cls – valori medi materiali

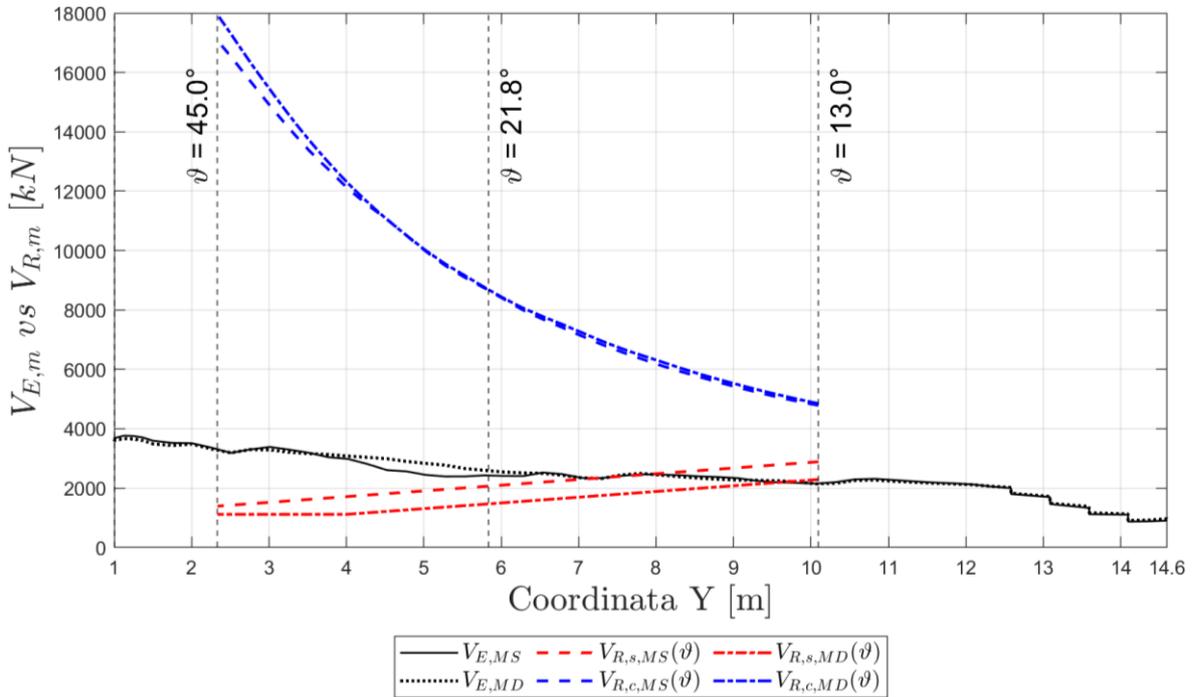


Figura 68 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL1 carico TSI a 12.50m

Trave TL1 – taglio sollecitante res. lato acciaio e cls – valori caratteristici materiali

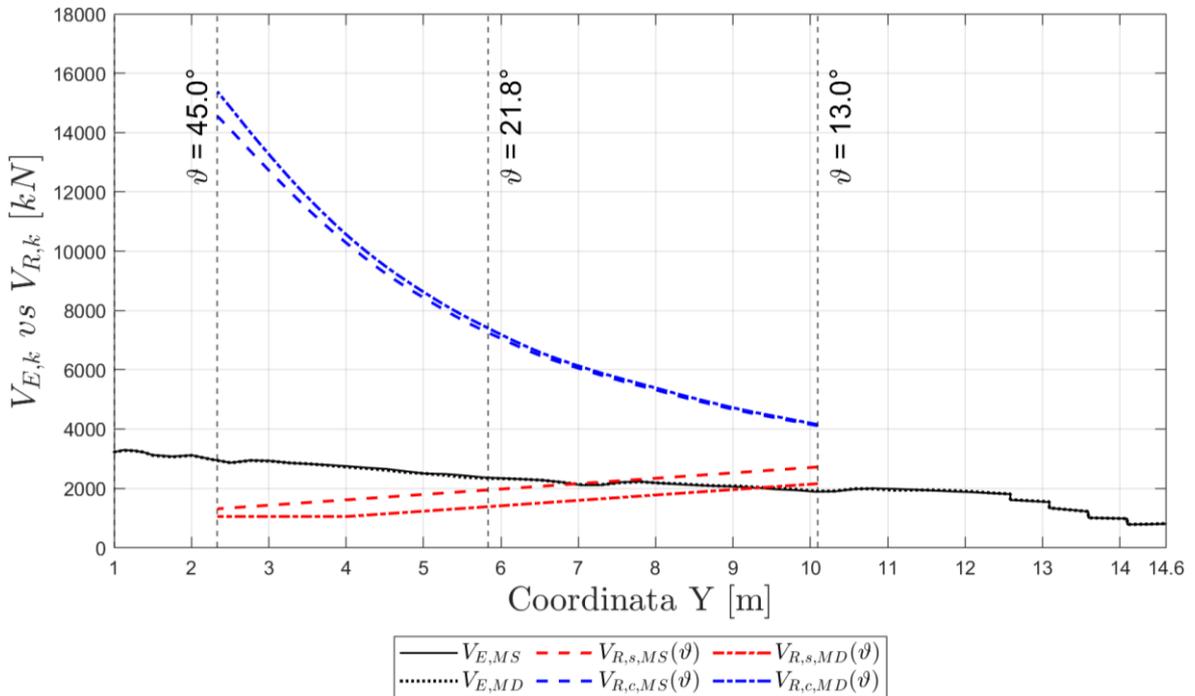


Figura 69 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL1 carico TSI a 12.50m

Trave TL2 – taglio sollecitante res. lato acciaio e cls – valori medi materiali

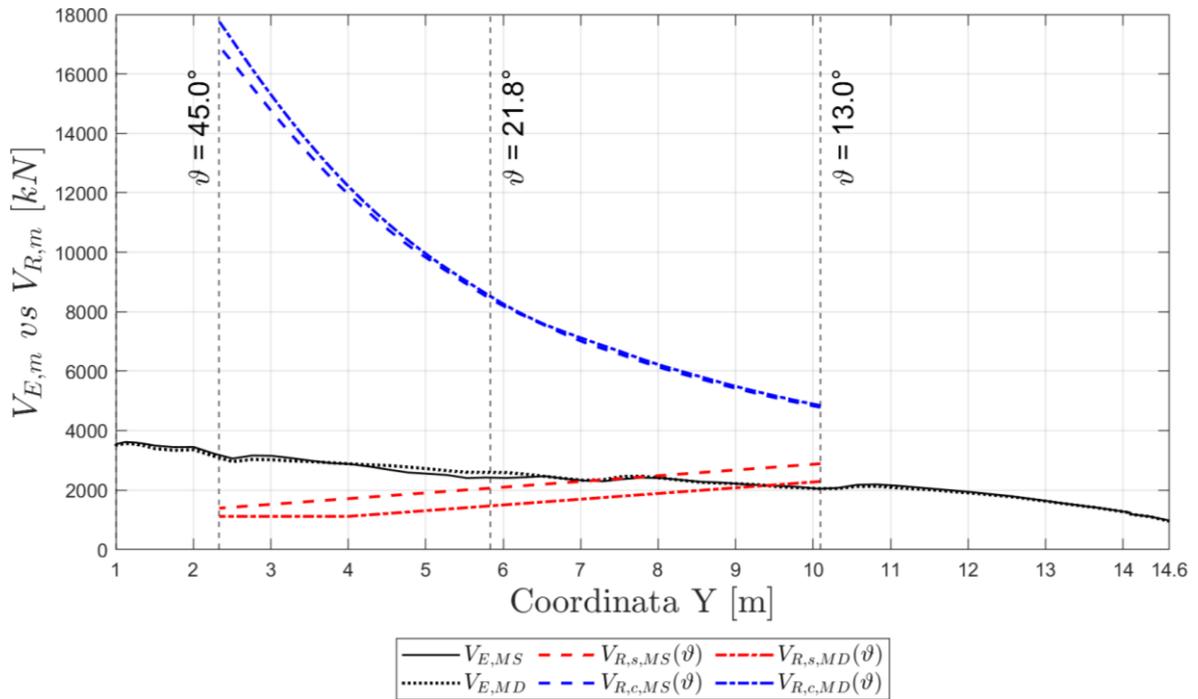


Figura 70 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL2 carico TSI a 12.50m

Trave TL2 – taglio sollecitante res. lato acciaio e cls – valori caratteristici materiali

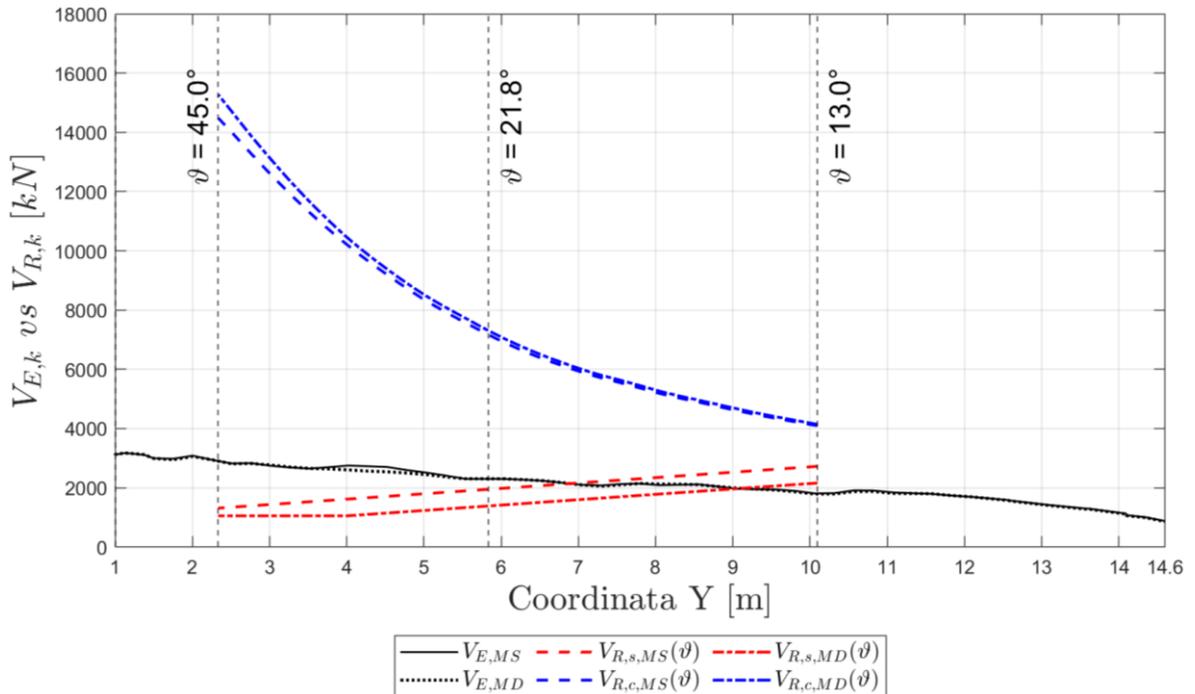


Figura 71 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL2 carico TSI a 12.50m

Trave TL1 – taglio sollecitante resistenza a taglio – valori medi materiali

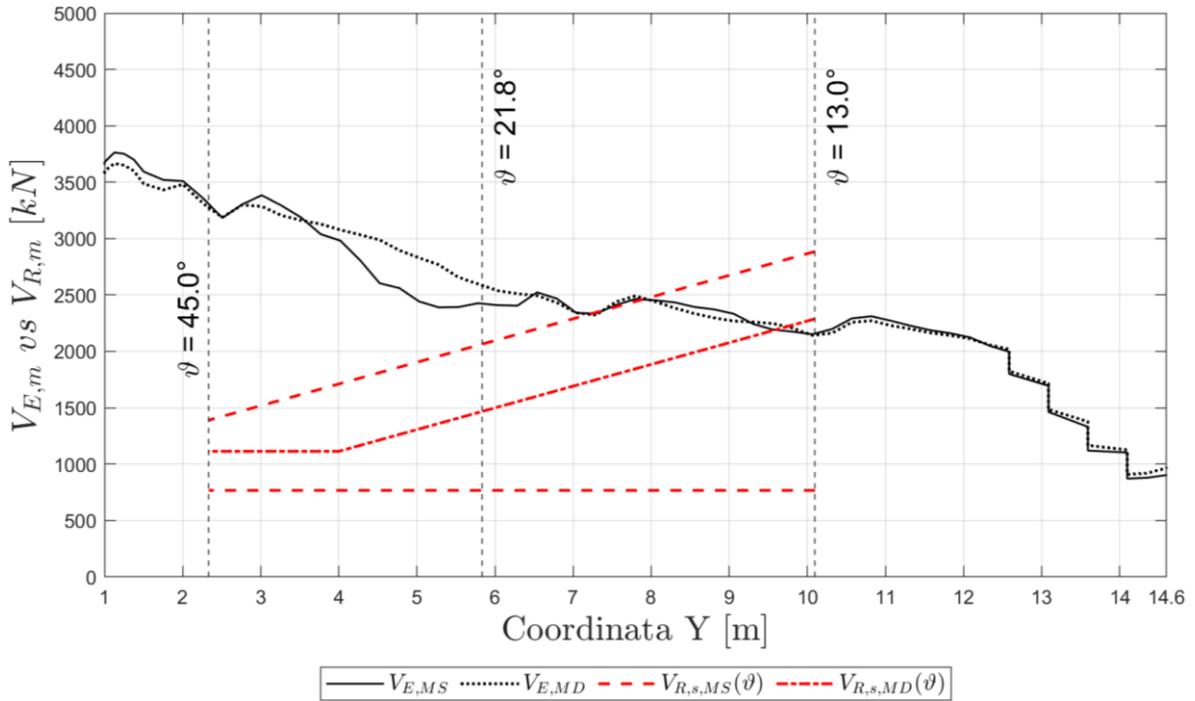


Figura 72 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL1 carico TS1 a 12.50m

Trave TL1 – taglio sollecitante resistenza a taglio – valori caratteristici materiali

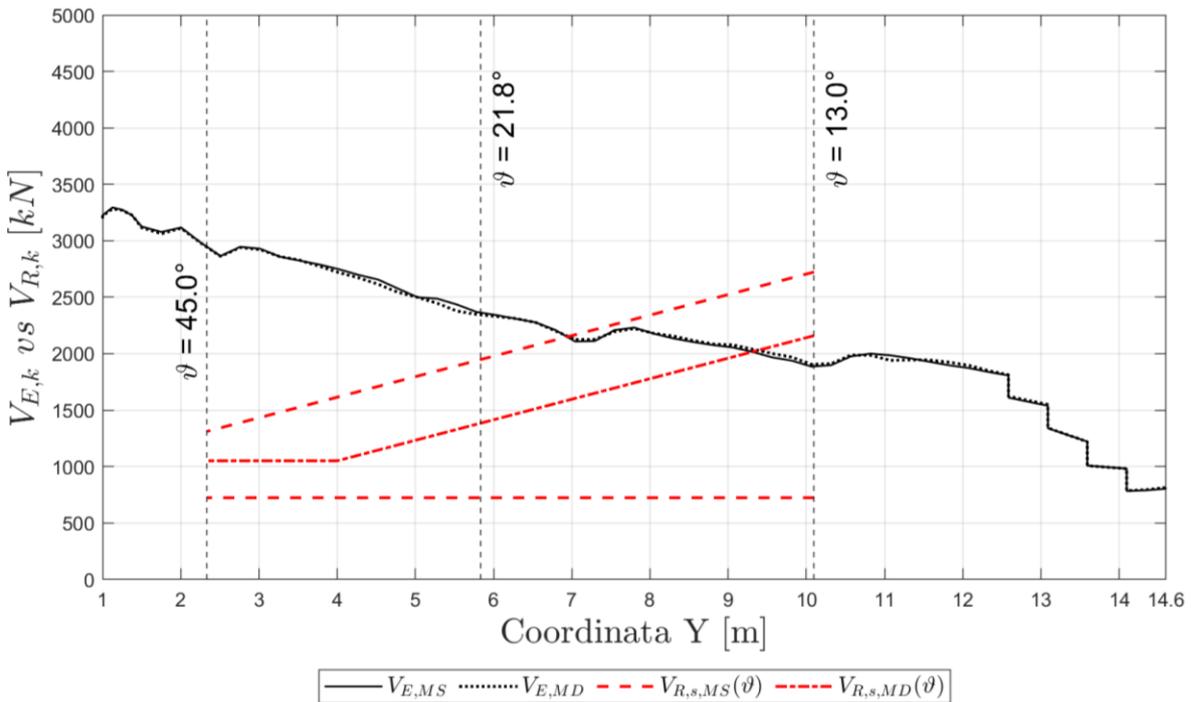


Figura 73 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL1 carico TS1 a 12.50m

Trave TL2 – taglio sollecitante resistenza a taglio – valori medi materiali

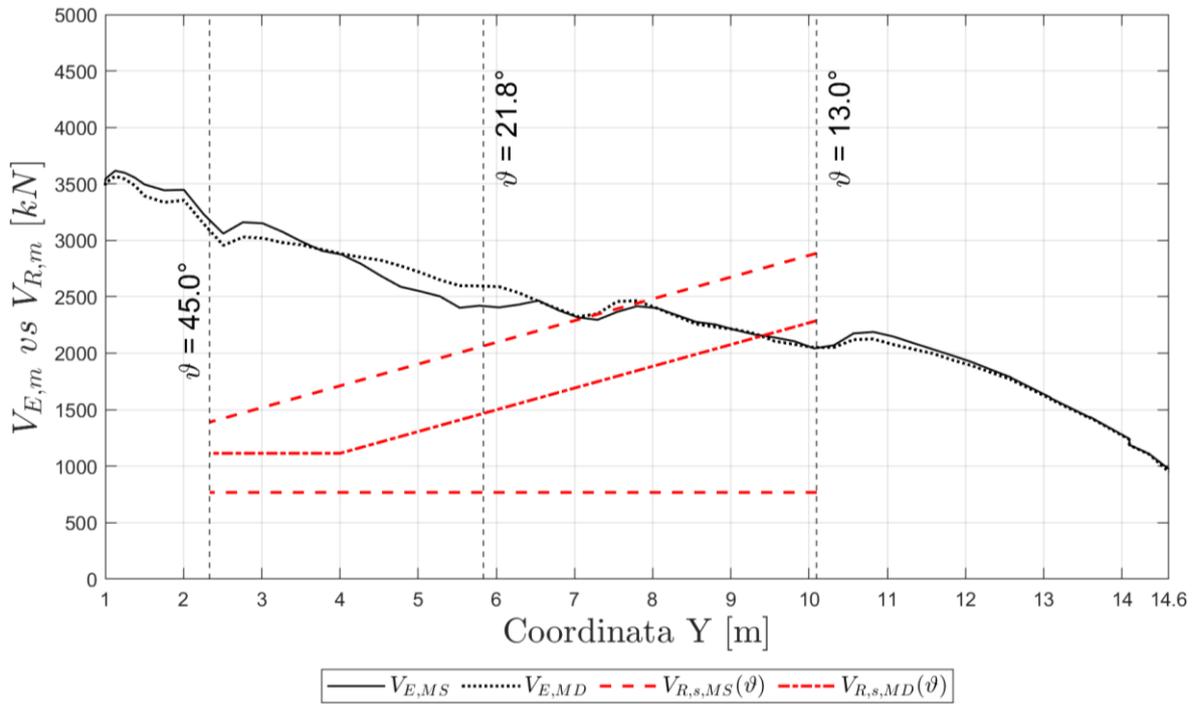


Figura 74 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL2 carico TS1 a 12.50m

Trave TL2 – taglio sollecitante resistenza a taglio – valori caratteristici materiali

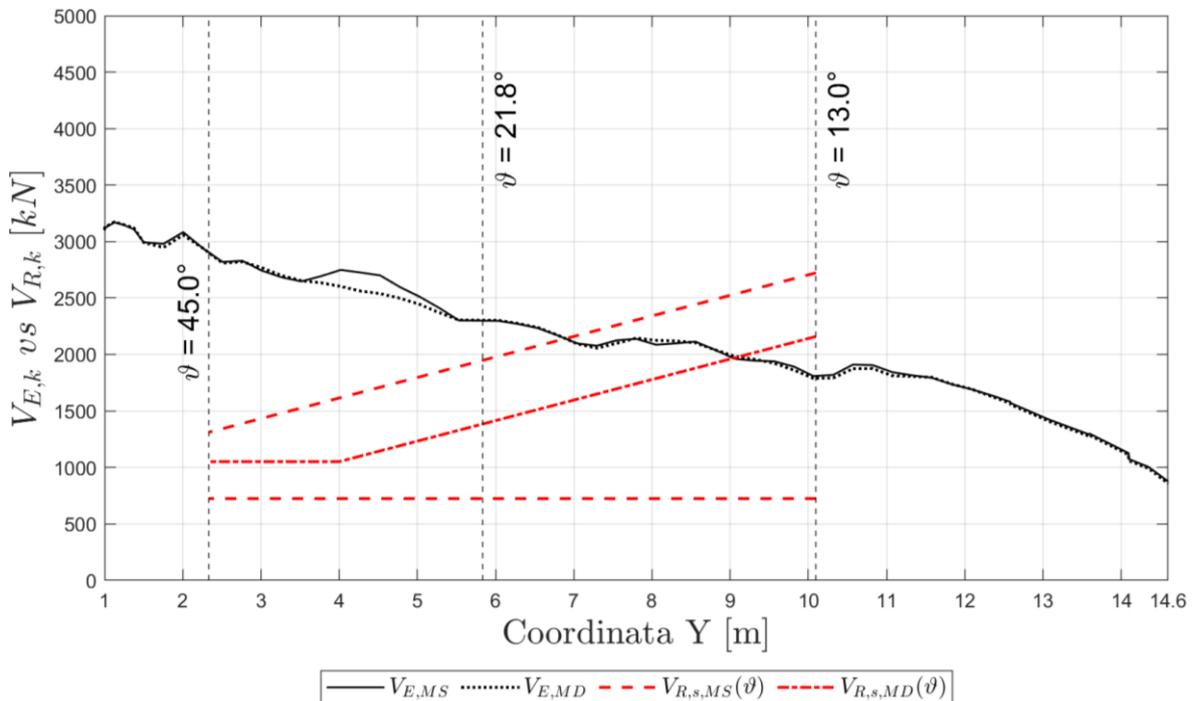


Figura 75 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL2 carico TS1 a 12.50m

I valori di equilibrio tra taglio resistente e taglio sollecitante ( $V_R = V_E$ ) individuati graficamente nelle figure precedenti, sono riportate numericamente in Tabella 33:

Tabella 33 - Valori di equilibrio dell'azione tagliante e dell'angolo  $\vartheta$  nelle travi TL1 e TL2

Pos. TS1 12500 mm	Trave TL1		Trave TL2	
	$\vartheta$ [°]	$V_E$ [kN]	$\vartheta$ [°]	$V_E$ [kN]
Mod. S. – m.v.	17.84	2336	18.15	2311
Mod. D. – m.v.	13.46	2219	13.94	2152
Mod. S. – k.v.	18.58	2149	18.70	2140
Mod. D. – k.v.	13.95	2029	14.36	1979

Trave TL1 – abbassamento trave in mezzzeria

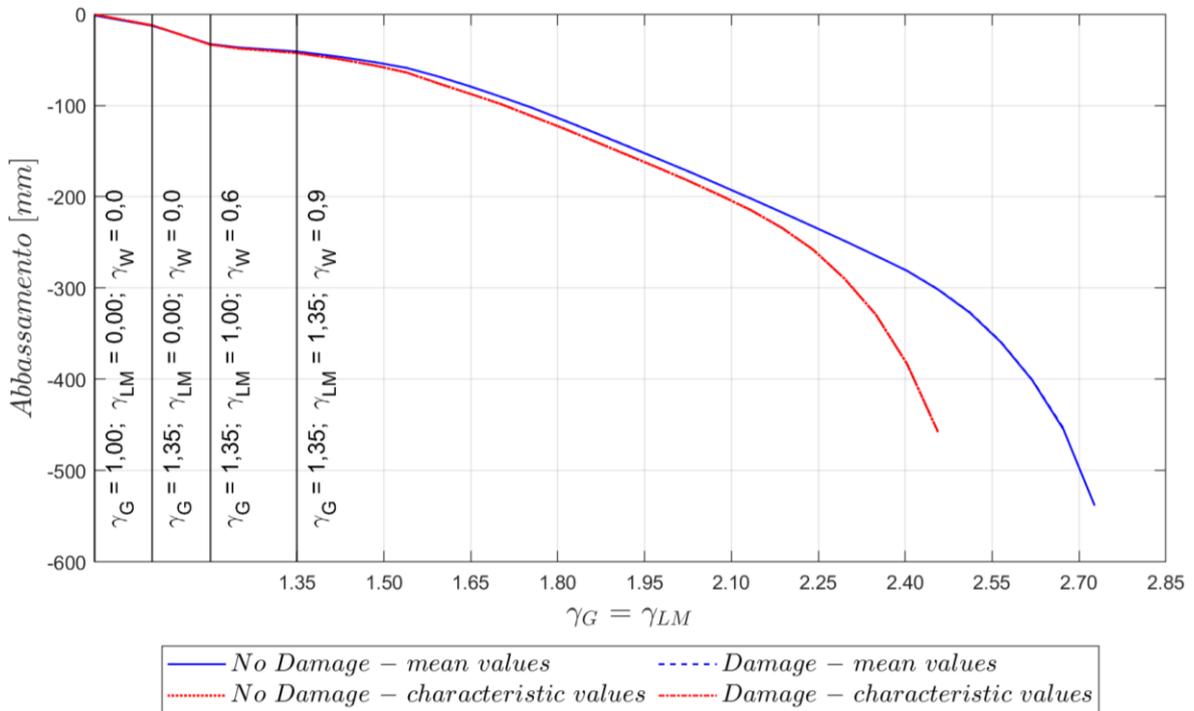


Figura 76 – Abbassamento mezzzeria trave TL1 - carico TS1 a 12.50m

Trave TL1 – rotazione trave, appoggio nord

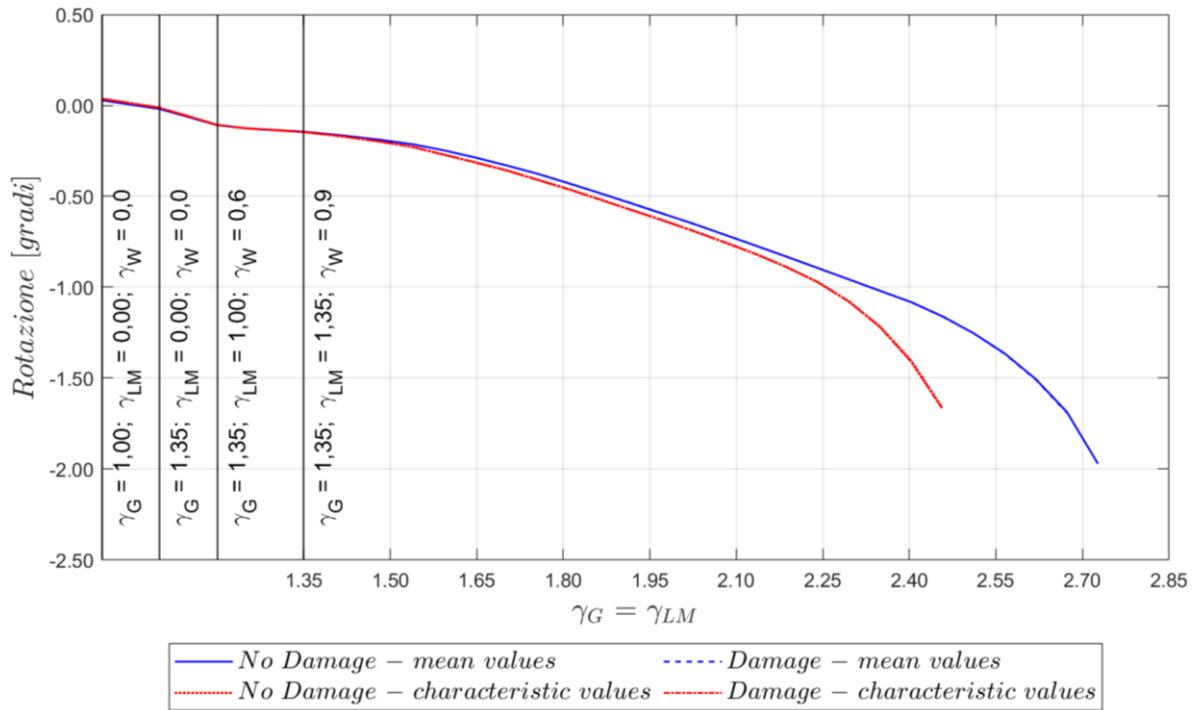


Figura 77 – Rotazione trave TL1 appoggio nord - carico TS1 a 12.50m

Trave TL1 – rotazione trave, appoggio sud

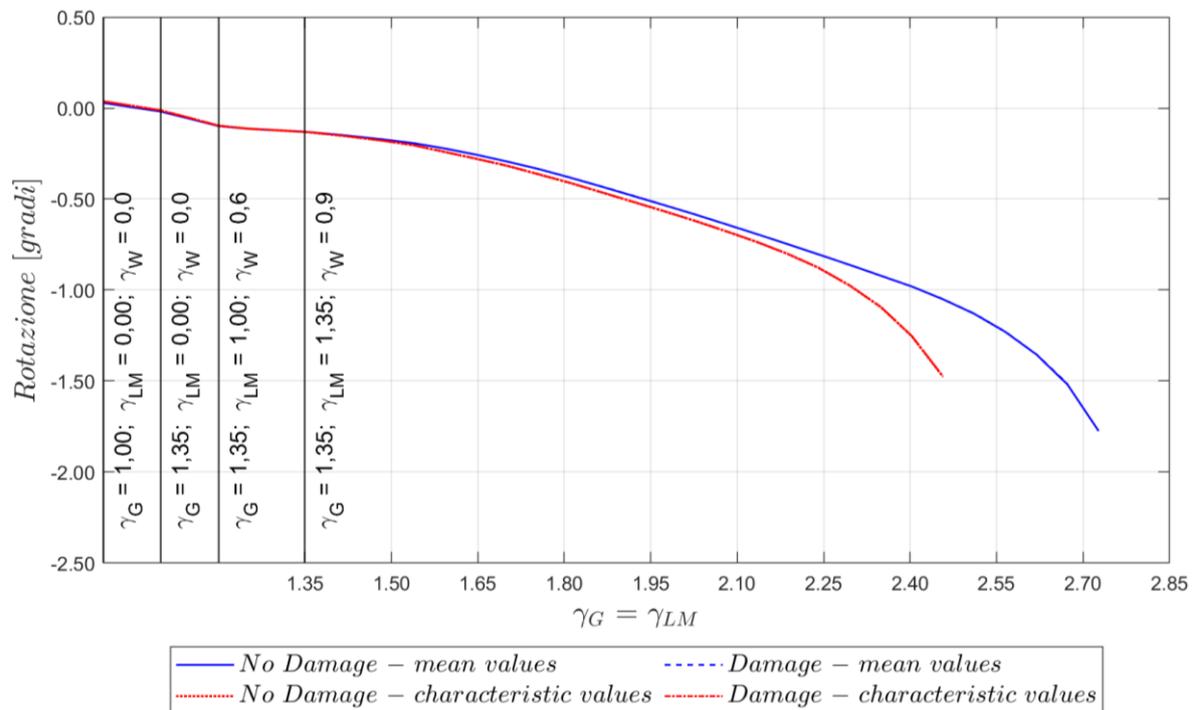


Figura 78 – Rotazione trave TL1 appoggio sud - carico TS1 a 12.50m

I valori differenziali delle rotazioni ai due appoggi sono riportati numericamente in Tabella 34:

Tabella 34 – Differenziali di rotazione  $\vartheta$  all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1

Danno 10 Pos. TS1 = 12500 mm	$\Delta\vartheta = \vartheta_{u,Sano} - \vartheta_{u,Dan.}$ [mgrad]	
	Mean values	Characteristic values
Trave TL1 - Appoggio nord	-282	-5
Trave TL1 - Appoggio sud	-259	-2

Trave TL1 – tensione trefoli della trave – valori medi

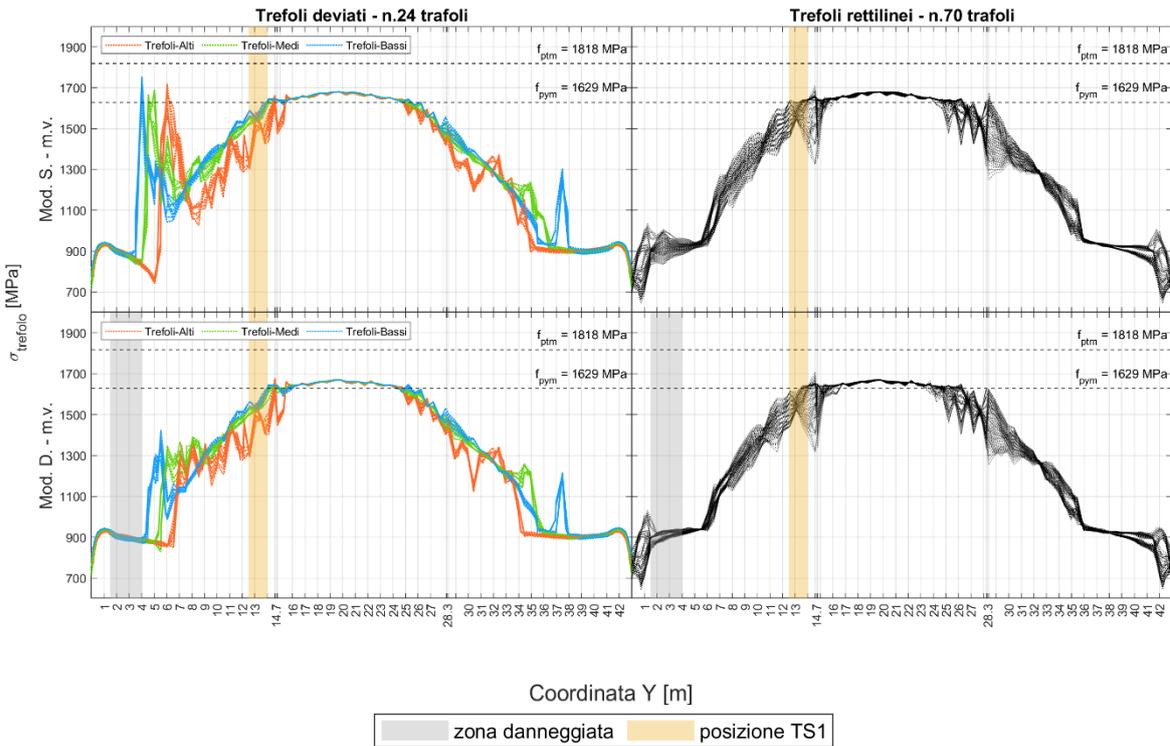


Figura 79 – Valori medi della tensione nei trefoli della trave TL1 carico TS1 a 12.50m

Trave TL1 – tensione trefoli della trave – valori caratteristici

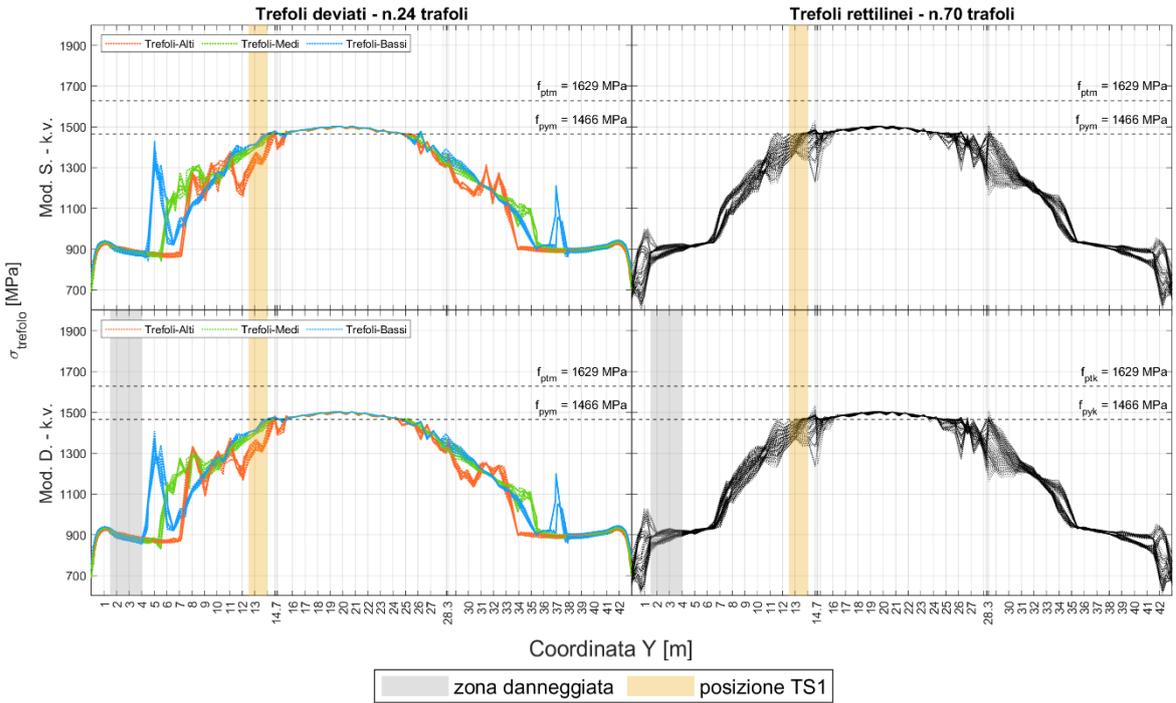


Figura 80 – Valori caratteristici della tensione nei trefoli della trave TL1 carico TS1 a 12.50m

Trave TL1 – tensione del trefolo più sollecitato nella zona danneggiata

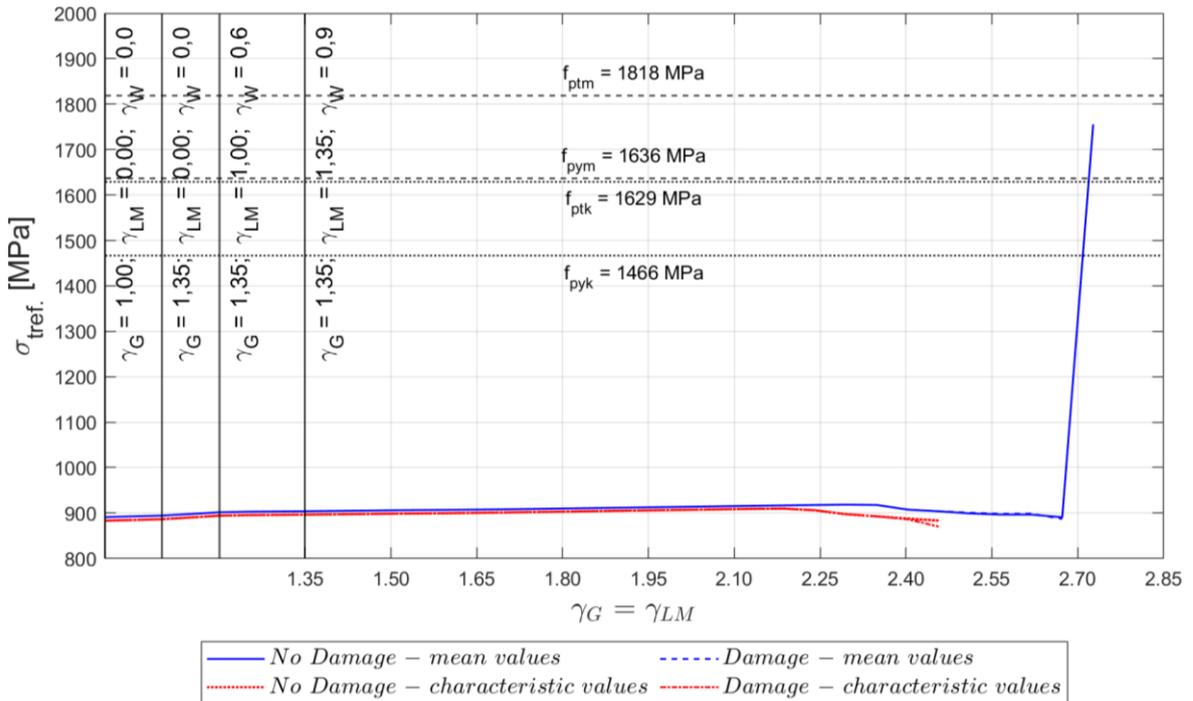


Figura 81 – Tensione del trefolo della trave TL1 nella zona danneggiata - carico TS1 a 12.50m

Trave TL1 – tensione cavo della trave

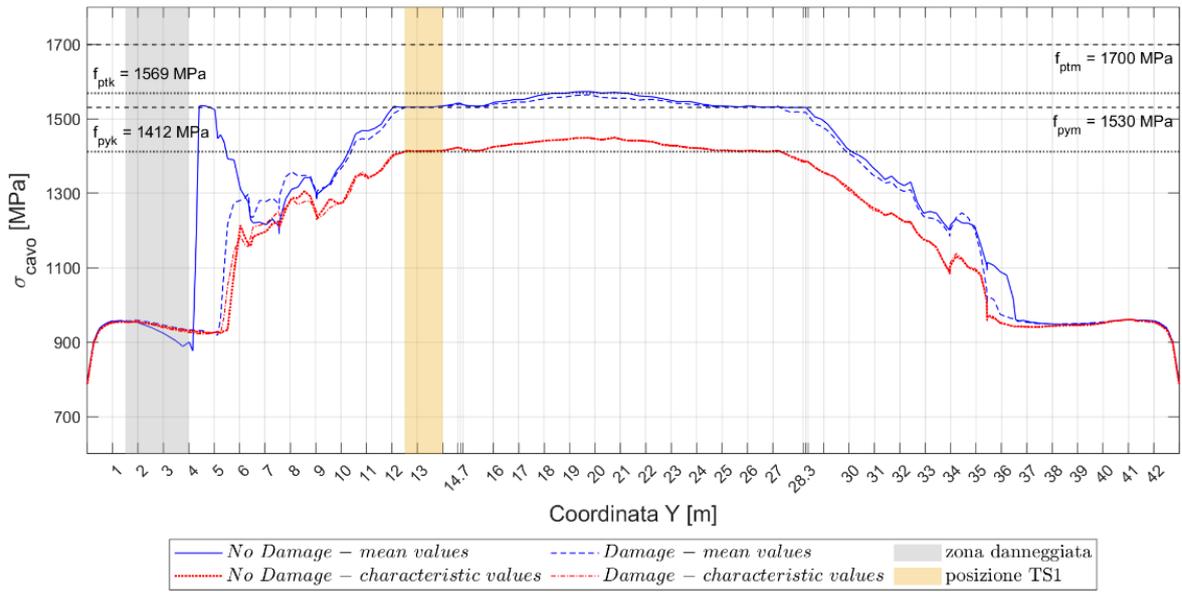


Figura 82 – Tensione nel cavo della trave TL1 carico TS1 a 12.50m

Trave TL1 – tensione del cavo nella zona danneggiata

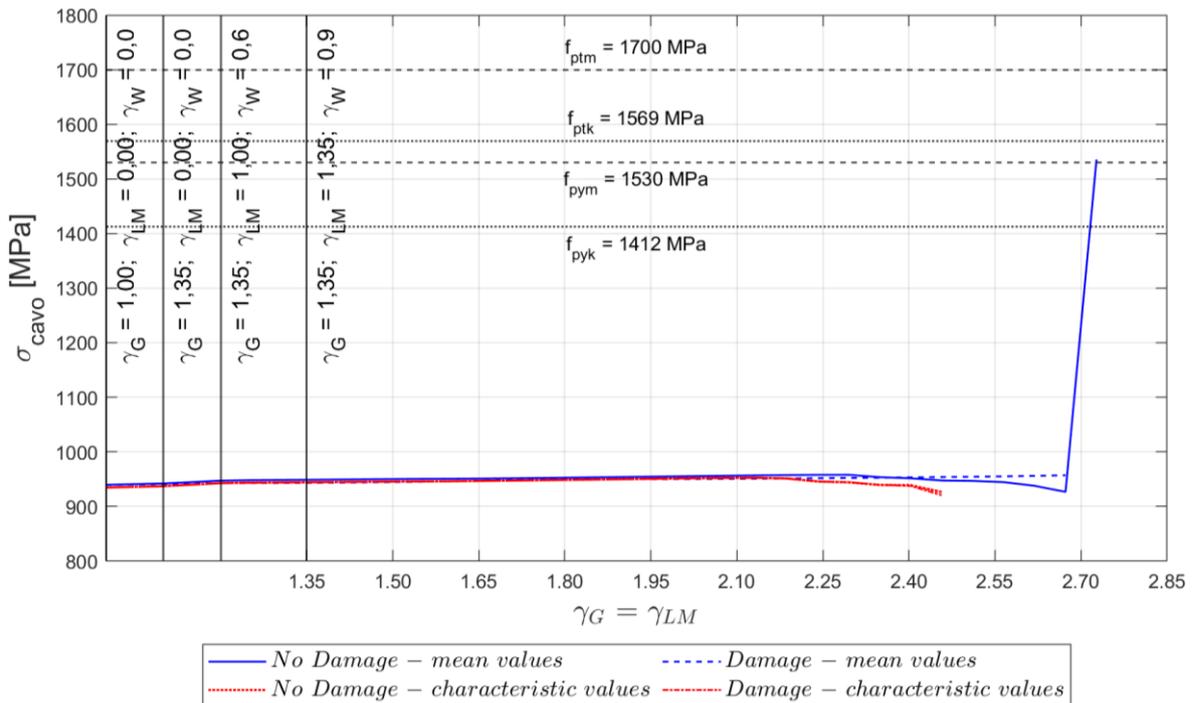


Figura 83 – Tensione del cavo della trave TL1 nella zona danneggiata - carico TS1 a 12.50m

Reazioni travi appoggio nord

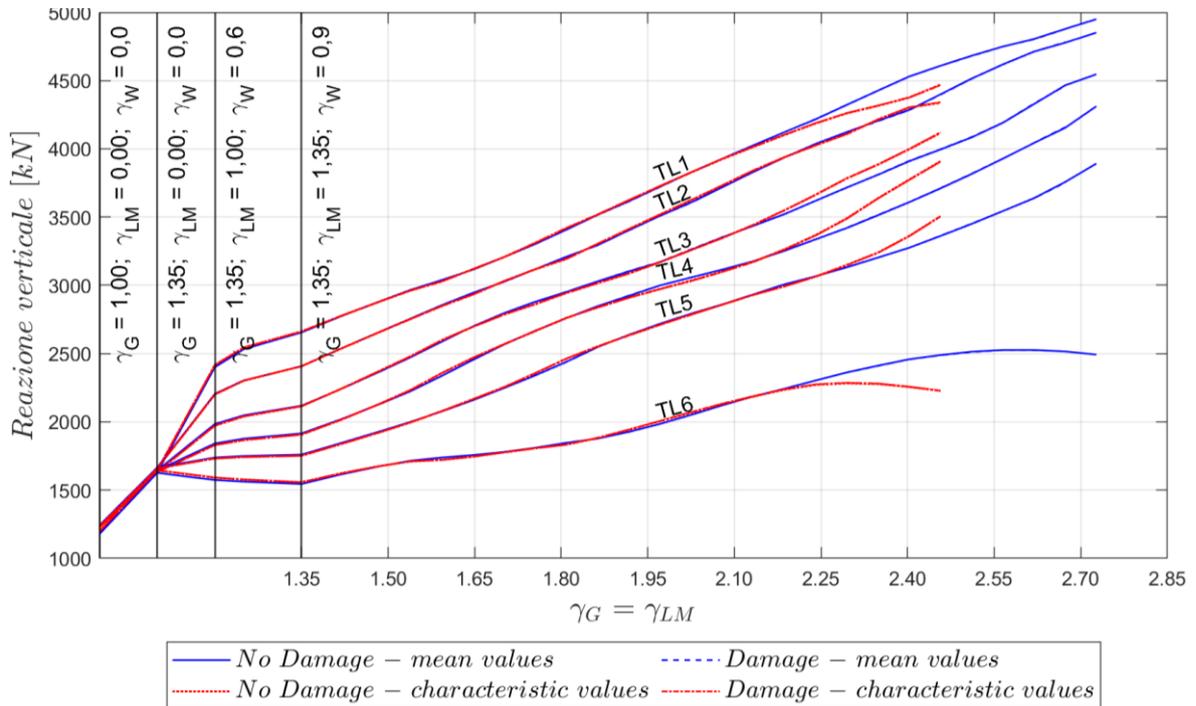


Figura 84 – Reazioni appoggio nord - carico TS1 a 12.50m

Nella presente analisi a collasso, nella quale è stata applicata la seconda configurazione di carico oggetto di studio per il danneggiamento 10, il confronto dei parametri analizzati come nel caso precedente non ha evidenziato sostanziali differenze tra modelli sani e modelli danneggiati sia per valori delle proprietà medie che caratteristiche. Inoltre, anche in questo caso, ognuno degli elementi monitorati per il controllo di un possibile meccanismo di rottura a taglio non ha raggiunto la condizione di rottura.

Un aspetto importante da anteporre ad ulteriori considerazioni è l'effetto di redistribuzione del carico operato dai traversi di campata. A differenza del caso precedente, il carico TS1 è posizionato in prossimità del nodo trave-traverso e da questo viene trasportato e redistribuito su tutte le travi dell'impalcato a seconda della distanza e in funzione della rigidità del collegamento. Tale effetto risulta dai grafici su riportati, poiché i valori registrati sulla trave TL1 sono di poco superiori di quelli nella trave TL2.

Come nel caso precedente, la condizione di collasso è preannunciata da evidenti elementi premonitori. In particolare, la trave TL1 presenta un importante abbassamento nella mezzeria ed elevate rotazioni agli appoggi. Quindi il collasso non è governato da un meccanismo fragile, bensì, anche in questo caso la rottura è determinata da un meccanismo duttile.

Nel modello sano con resistenze medie, la trave TL1 dell'impalcato risulta in grado di trasportare il carico all'appoggio, questo porta alla nascita di una fessura che affianca il puntone di c.l.s. (Tabella 31). Tale condizione oltre ad impegnare le staffe in uno sforzo maggiore (Figura 66), può essere visualizzata nei grafici della tensione dei trefoli deviati di pretensione e del cavo di post-tensione (Figura 79 e Figura 82), i quali presentano un repentino innalzamento della tensione in corrispondenza dell'intersezione con la fessura.

Nei restanti modelli, le tensioni delle staffe presentano un decremento in prossimità dell'appoggio. In particolare, dai grafici delle tensioni principali si può osservare come la potenziale fessura che segue il puntone di cls, in realtà sia divisa in due, una prima parte che ha origine all'estradosso nella zona di applicazione del carico, che attraversa l'anima della trave e raggiunge l'intradosso, e una seconda parte che ha origine sull'allineamento della precedente ma in discontinuità dalla prima.

Si può inoltre osservare come la zona nella quale è stato applicato il danno, sull'altezza dell'anima della trave si presenta pressoché in compressione; quindi, il danneggiamento delle staffe in tale zona risulta trascurabile.

Anche in questo caso il modello resistente può essere ricondotto ad un "traliccio alla Mörsch", dove per le considerazioni suddette, nella trave TL1 è presente un puntone compresso di cls con una bassa inclinazione, che consente di attraversare e coinvolgere interamente la zona danneggiata. Quindi, il corrente compresso si inarca verso appoggio con una inclinazione ridotta comportando per l'equilibrio un minore sforzo per le staffe, pensate come aste di parete verticali e un aumento del tiro nelle armature longitudinali all'intradosso.

### Valutazione della sicurezza strutturale

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato sano e impalcato con Danno 10 nella condizione di carico TS1 a 12.50m applicando il safety format ECoV.

Tabella 35 - Verifica di affidabilità - Sano – P12500

Impalcato con Sano - P12500	Perm. (G)	Traffic (LM)	Wind (W)
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.727	2.727	1.818
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.457	2.457	1.638
Coefficiente di variazione $V_R$ - ECoV		0.063	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.21	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.88	1.88	1.25
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

La combinazione delle azioni al collasso per il modello sano nella condizione di carico su indicata supera di circa il 39% la combinazione di SLU.

Tabella 36 - Verifica di affidabilità - Danno 10 – P12500

Impalcato con Danno 10 – P12500	Perm. (G)	Traffic (LM)	Wind (W)
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.673	2.673	1.782
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.457	2.457	1.638
Coefficiente di variazione $V_R$ - ECoV		0.051	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.17	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.91	1.91	1.27
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

La combinazione delle azioni al collasso per il modello danneggiato nella condizione di carico su indicata supera di circa il 41% la combinazione di SLU.

### Prova di carico con mezzi pesanti

Nella Tabelle 37 e 38 vengono confrontati i risultati del modello sano presentati dal lavoro di Spedicato [19] e i valori del presente modello danneggiato in termini di differenziali di spostamento e rotazione.

Tabella 37 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D10

Parametro	Trave	Differenziale [mm]	
		Sano	D10
spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89	-10.893
	TL2	-8.15	-8.153
	TL3	-5.15	-5.155
	TL4	-2.37	-2.556
	TL5	0.02	-0.152
	TL6	2.31	2.149

Tabella 38 – Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D10

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $^{\circ} \cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D10	Sano	D10
rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.771	4.37	4.42
	TL2	0.568	0.574	3.25	3.29
	TL3	0.362	0.362	2.07	2.07
	TL4	0.180	0.177	1.03	1.01
	TL5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL6	-0.145	-0.155	-0.83	-0.89
rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.772	4.37	4.42
	TL2	0.568	0.574	3.25	3.29
	TL3	0.362	0.362	2.07	2.07
	TL4	0.180	0.177	1.03	1.01
	TL5	0.012	0.006	0.07	0.03
	TL6	-0.145	-0.156	-0.83	-0.89
rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	-0.008	0.44	-0.05
	TL2	0.060	0.003	0.34	0.02
	TL3	0.032	0.003	0.18	0.02
	TL4	0.016	0.004	0.09	0.02
	TL5	0.000	-0.012	0.00	-0.07
	TL6	-0.014	-0.025	-0.08	-0.14
rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.705	-1.51	-4.04
	TL2	-0.318	-0.849	-1.82	-4.87
	TL3	-0.281	-0.749	-1.61	-4.29
	TL4	-0.260	-0.694	-1.49	-3.98
	TL5	0.246	-0.655	1.41	-3.75
	TL6	0.242	-0.647	1.39	-3.71

Dalla Tabella 38 si evince come i differenziali di rotazione longitudinale del modello con danno 10 differiscono da quelli del modello sano al massimo dell'ordine del centesimo di mrad, mentre i differenziali delle rotazioni trasversali differiscono dell'ordine del decimo di mrad. Le differenze di spostamento riportate in Tabella 37 sono invece al disotto del millimetro. Ne discende che, le differenze tra i due modelli risultano troppo piccole, cioè minori della sensibilità della strumentazione installata. Questo perché nonostante l'impalcato sia danneggiato, al tempo di 49 anni i vari elementi strutturali sono in campo elastico e sostanzialmente vi permangono, o sono al

limite del passaggio in campo non lineare, durante l'esecuzione della prova di carico con i mezzi pesanti.

I seguenti danneggiamenti che verranno proposti presentano nell'analisi a collasso un comportamento di tipo flessionale; quindi, si farà riferimento alla procedura utilizzata nei danni già studiati su tale impalcato [19].

### 3.4.3 Danno 11

In questa situazione si è andati a simulare una rottura al 25% dell'area dei cavi trasversali di post-tensione presenti nei traversi di campata, per un tratto compreso tra la testata installata sulla trave TL1 e l'asse della trave TL2, di lunghezza complessiva pari a circa 3.78m.

La localizzazione e l'estensione del danneggiamento ipotizzato sono riportate sinteticamente in Tabella 39.

Tabella 39 - Caratteristiche danno 11

Elemento	Sezione	Danno applicato	Estensione
Traversi di campata	Da X = -10.20 m a X = -6.43 m	Rottura parziale cavi di post-tensione pari al 25% dell'area	3,78m

#### Analisi a collasso

Nelle Tabelle 40-41 si riportano, sia per le resistenze medie e sia per quelle caratteristiche, i valori del massimo fattore raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tabella 40 - Danno 11 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17893.6	+ 102 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.727 1.818
17893.8	+ 106 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE

Tabella 41 - Danno 11 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17892.6	+ 82 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.457 1.638
17892.8	+ 86 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello sano e di quello con danneggiamento 11. In particolare, per ciascuno dei seguenti danni modellati, sono state oggetto di confronto le seguenti grandezze strutturali:

- a) tensione a intradosso trave TL1,
- b) tensione a estradosso trave TL1,
- c) tensione a intradosso soletta nella mezzeria
- d) tensione a estradosso soletta nella mezzeria
- e) tensioni nei trefoli pre-tesi della trave TL1
- f) deformazione nei trefoli pre-tesi della trave TL1
- g) tensioni nel cavo post-teso della trave TL1
- h) deformazioni nel cavo post-teso della trave TL1
- i) abbassamento della trave TL1
- j) rotazione trave TL1 appoggio nord
- k) rotazione trave TL1 appoggio sud
- l) reazione travi appoggio nord

per maggiore chiarezza si riporta uno stralcio della sezione di mezzeria dell'impalcato, nella quale sono indicate le posizioni dei nodi presi a confronto per la valutazione delle suddette grandezze.

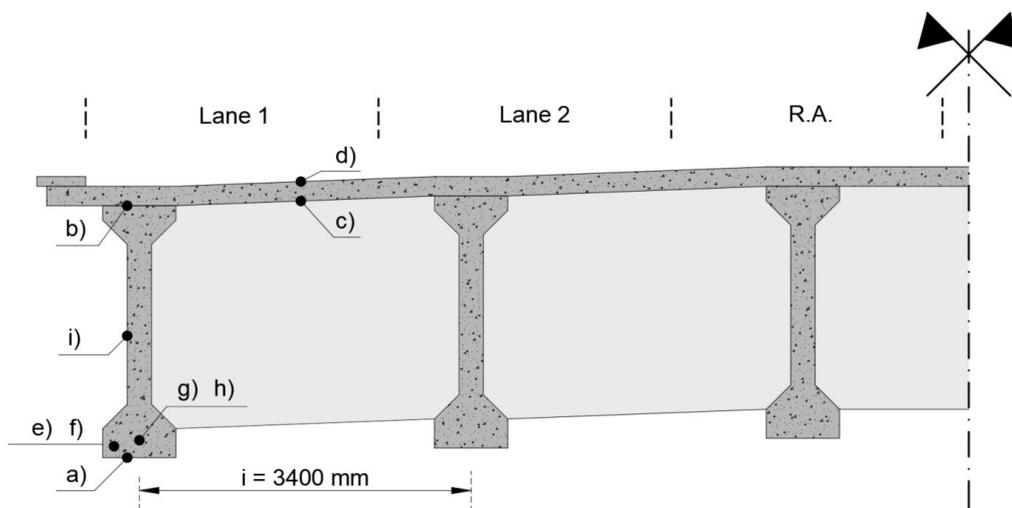


Figura 85 – Schema della sezione di mezzeria per la localizzazione nodi per il confronto delle grandezze strutturali

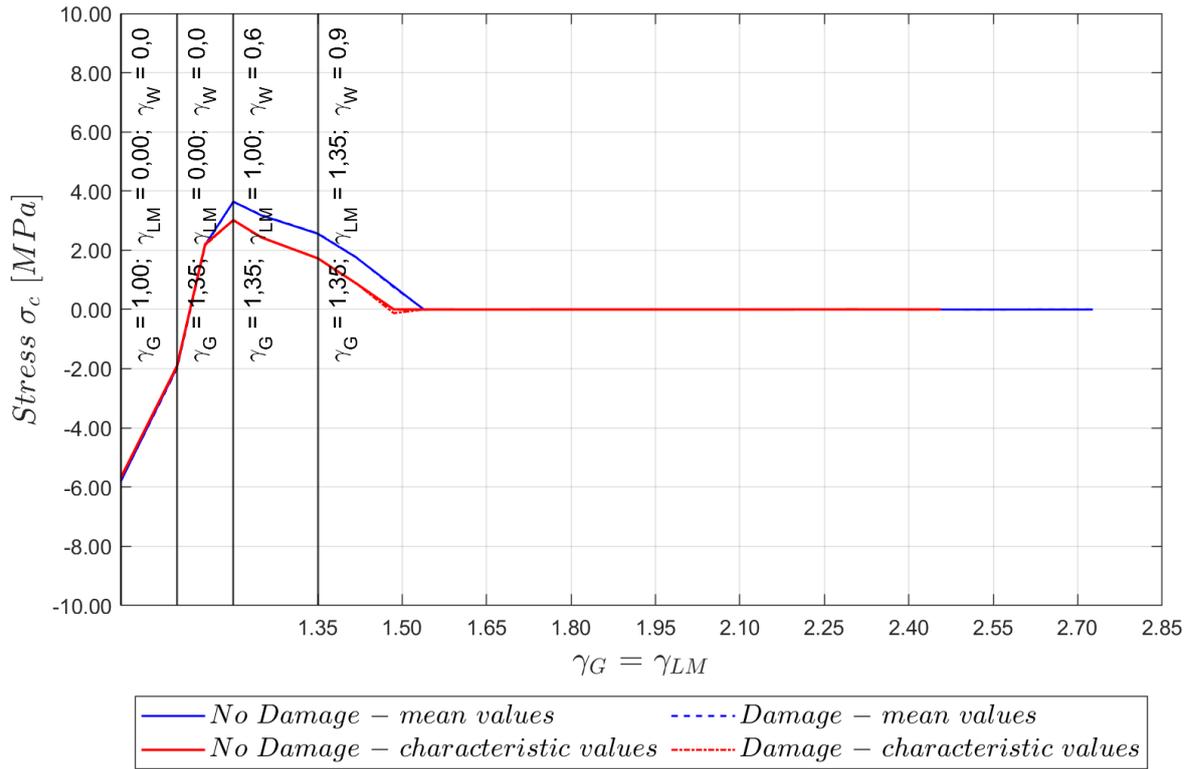


Figura 86 - Tensione intradosso trave - Sano-D11

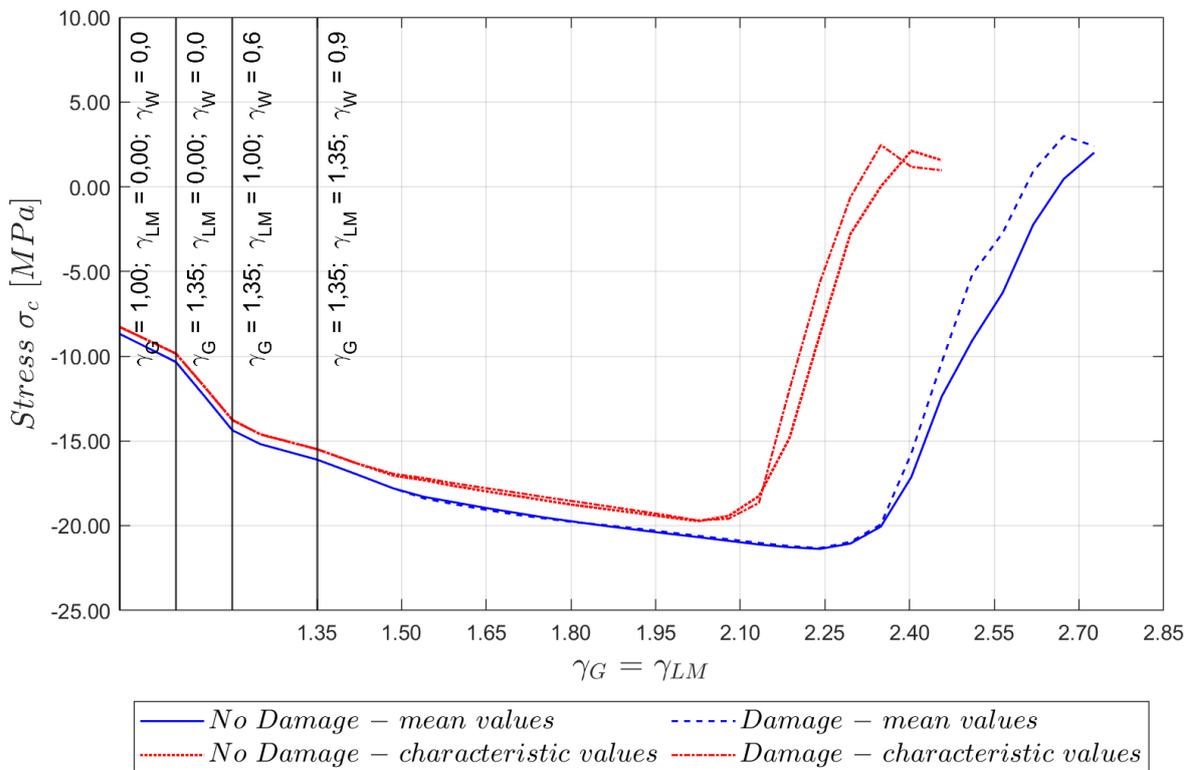


Figura 87 - Tensione estradosso trave - Sano-D11

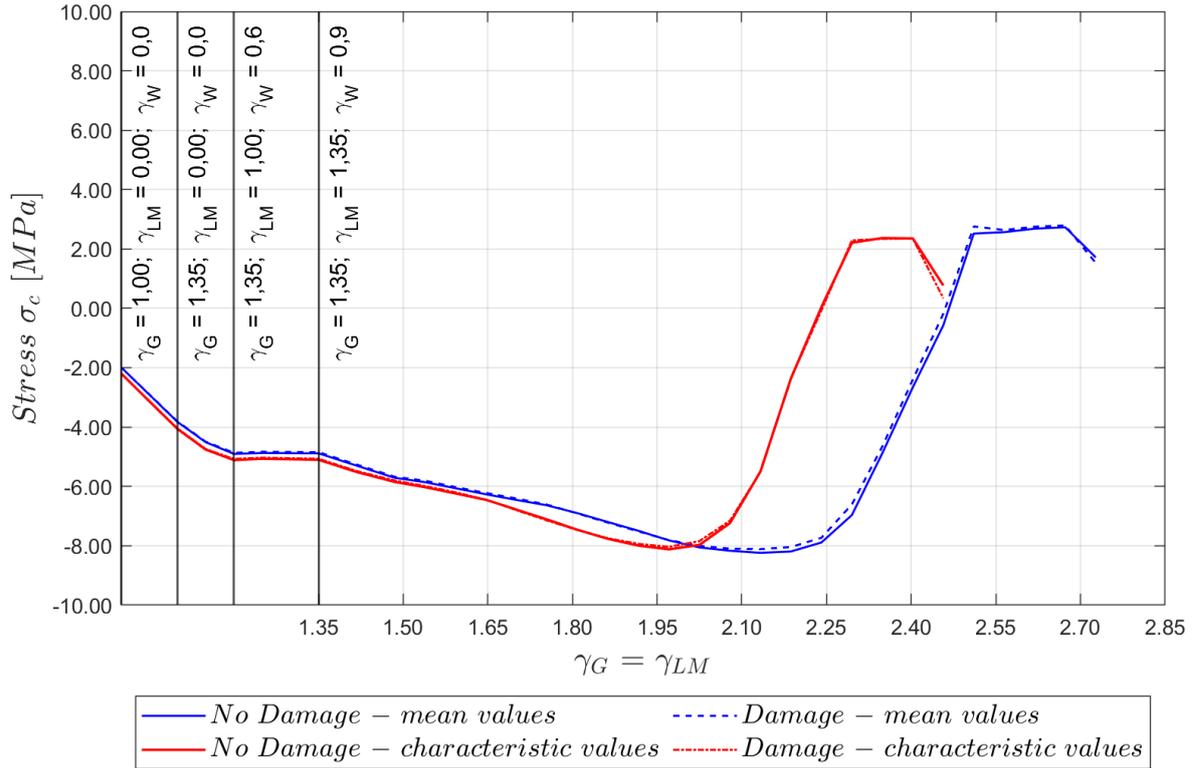


Figura 88 - Tensione intradosso soletta - Sano-D11

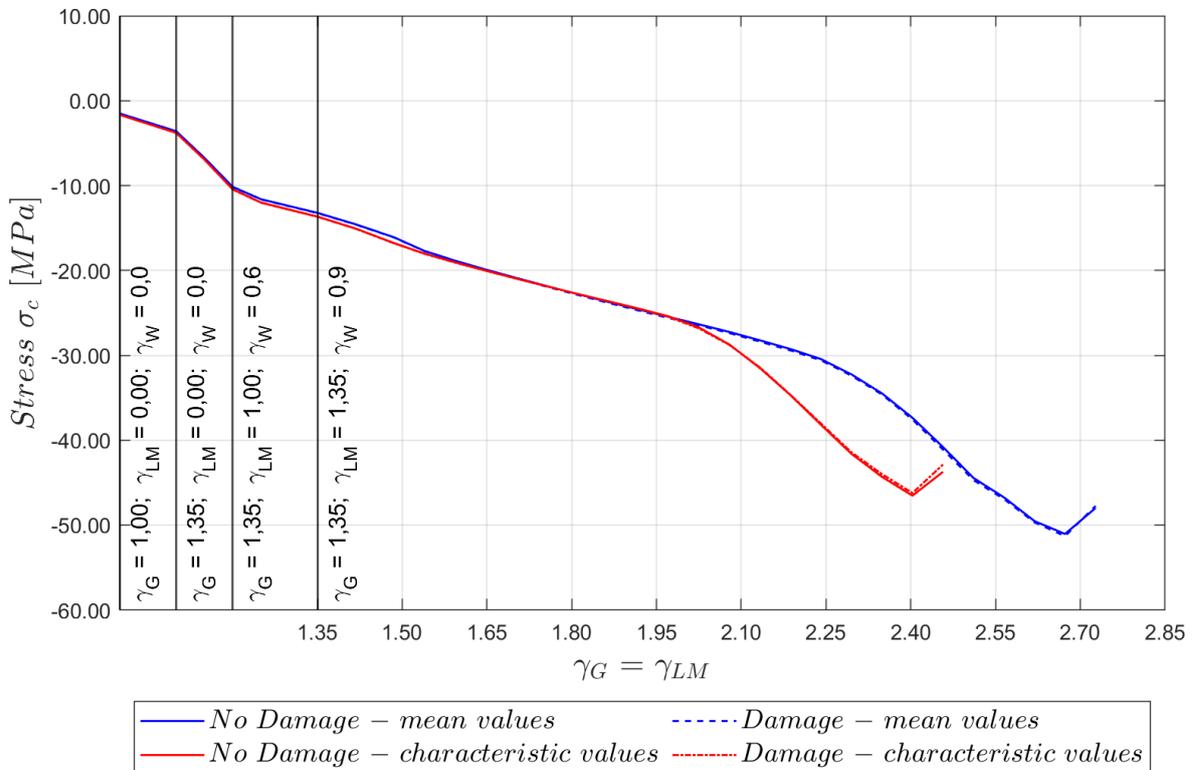


Figura 89 - Tensione estradosso soletta - Sano-D11

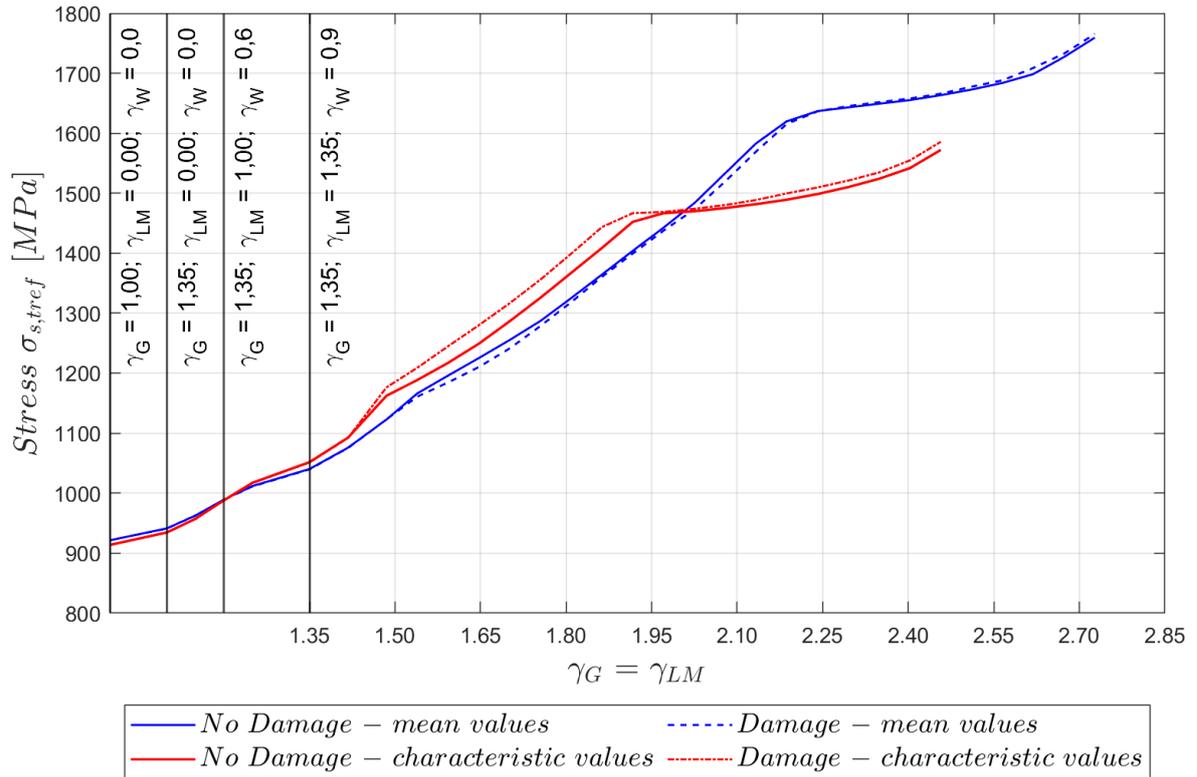


Figura 90 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D11

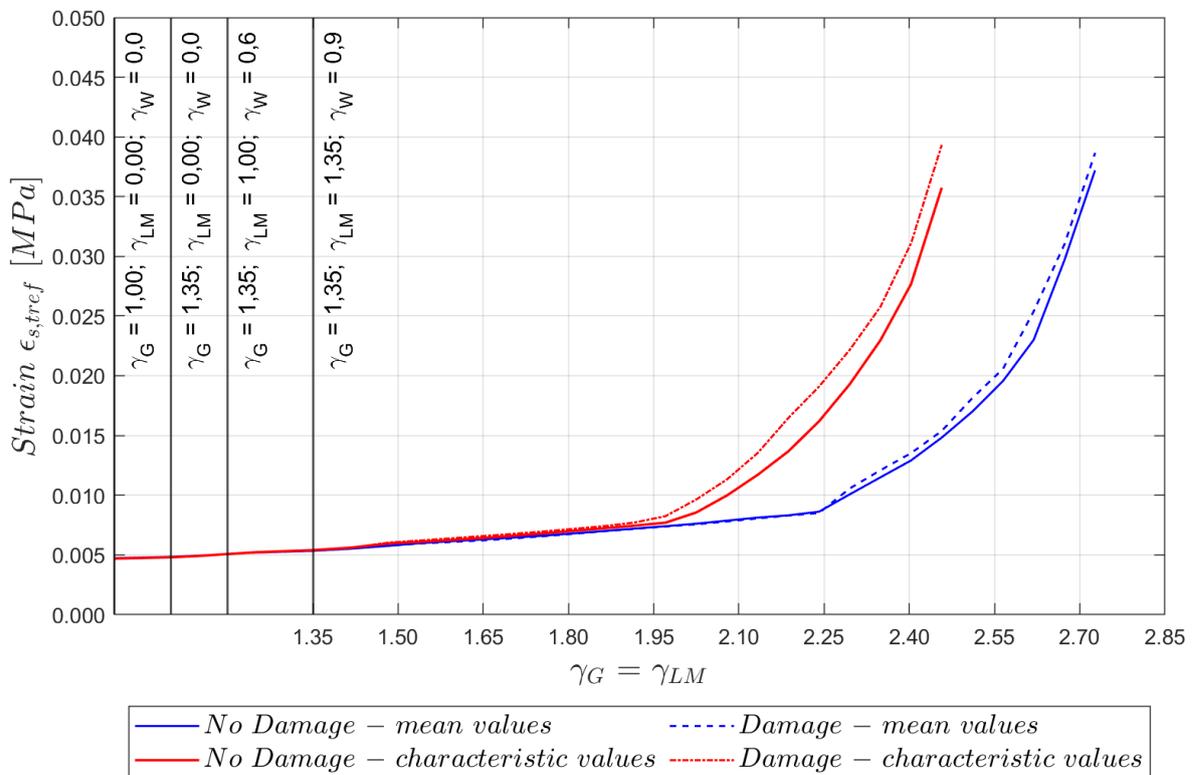


Figura 91 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D11

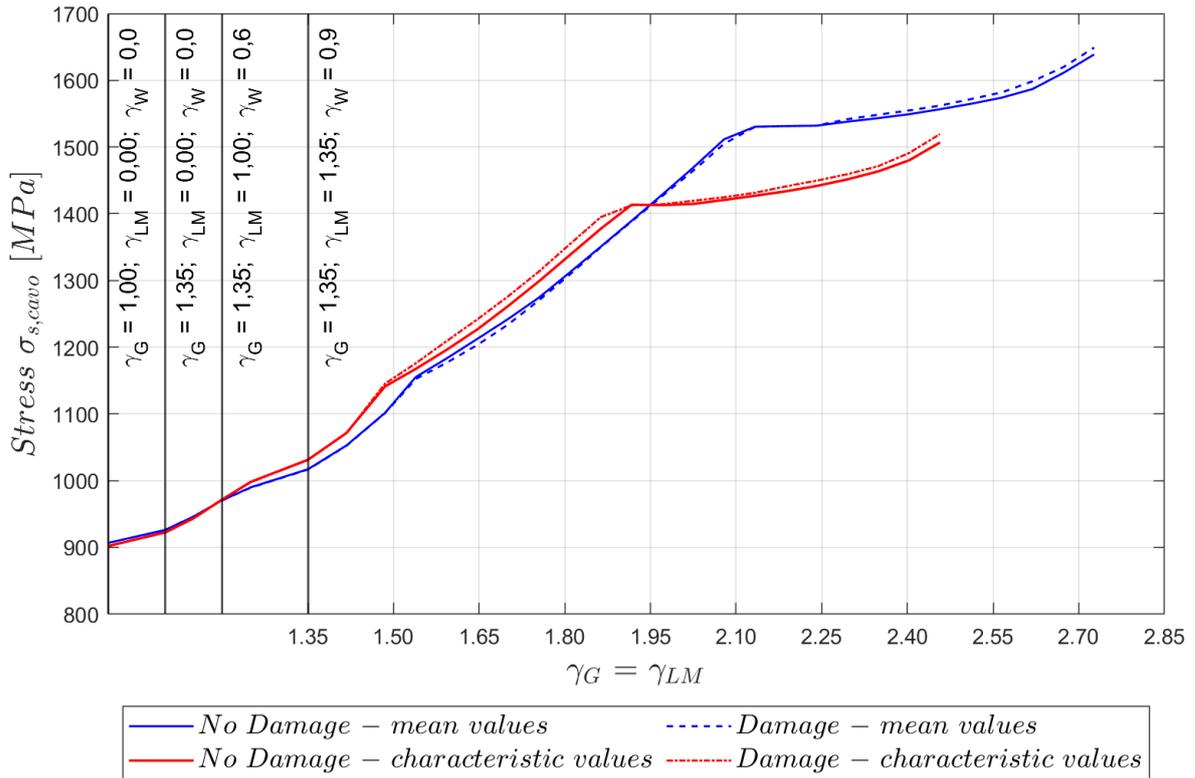


Figura 92 - Tensione cavo post-teso - Sano-D11

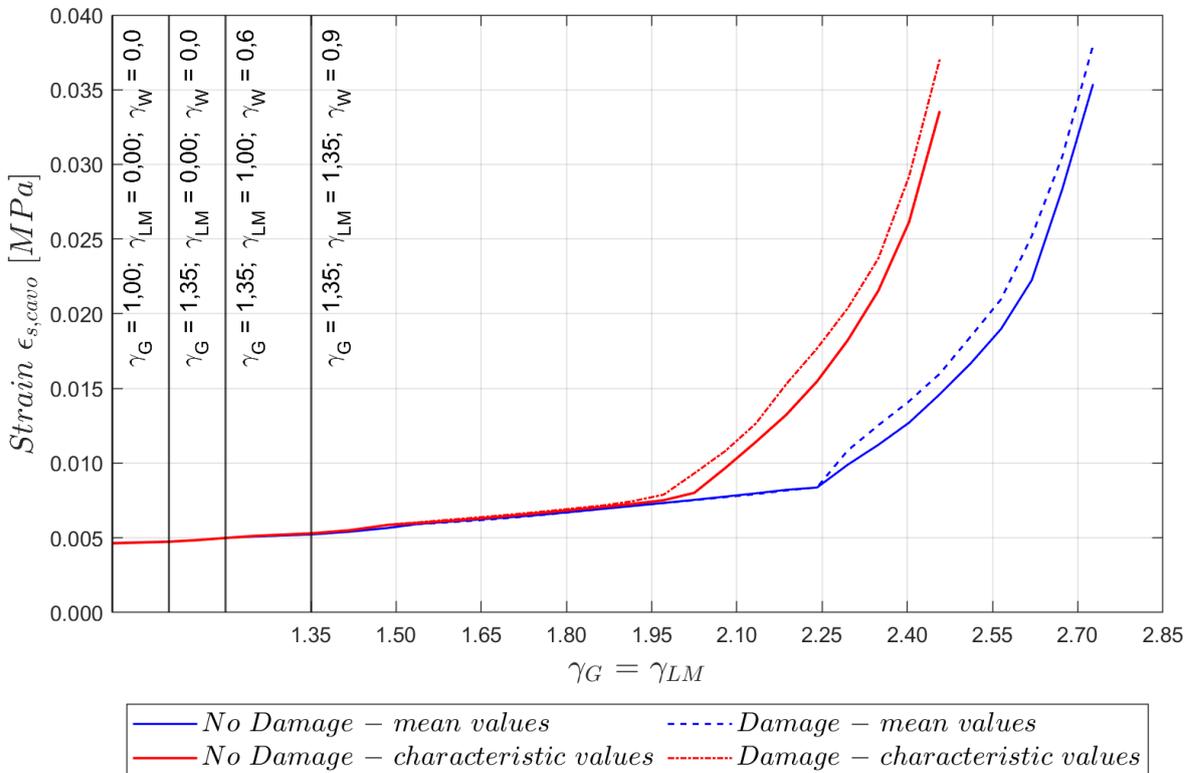


Figura 93 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D11

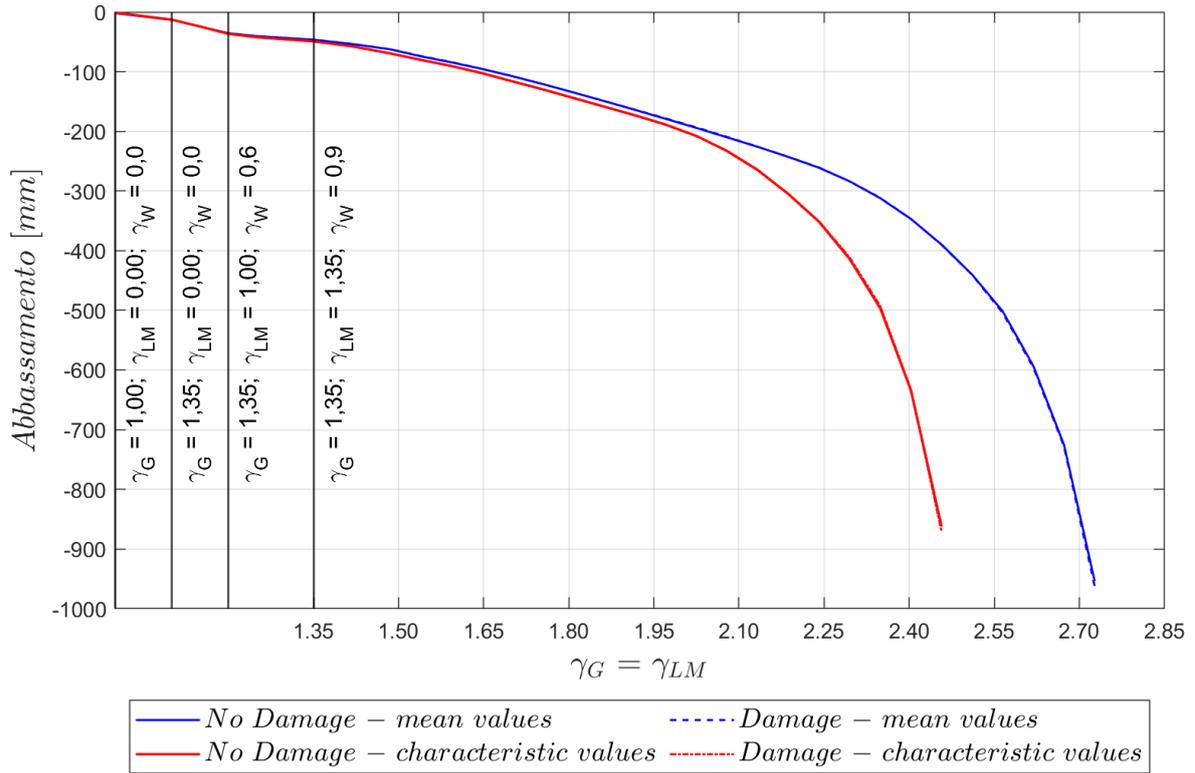


Figura 94 – Abassamento trave - Sano-D11

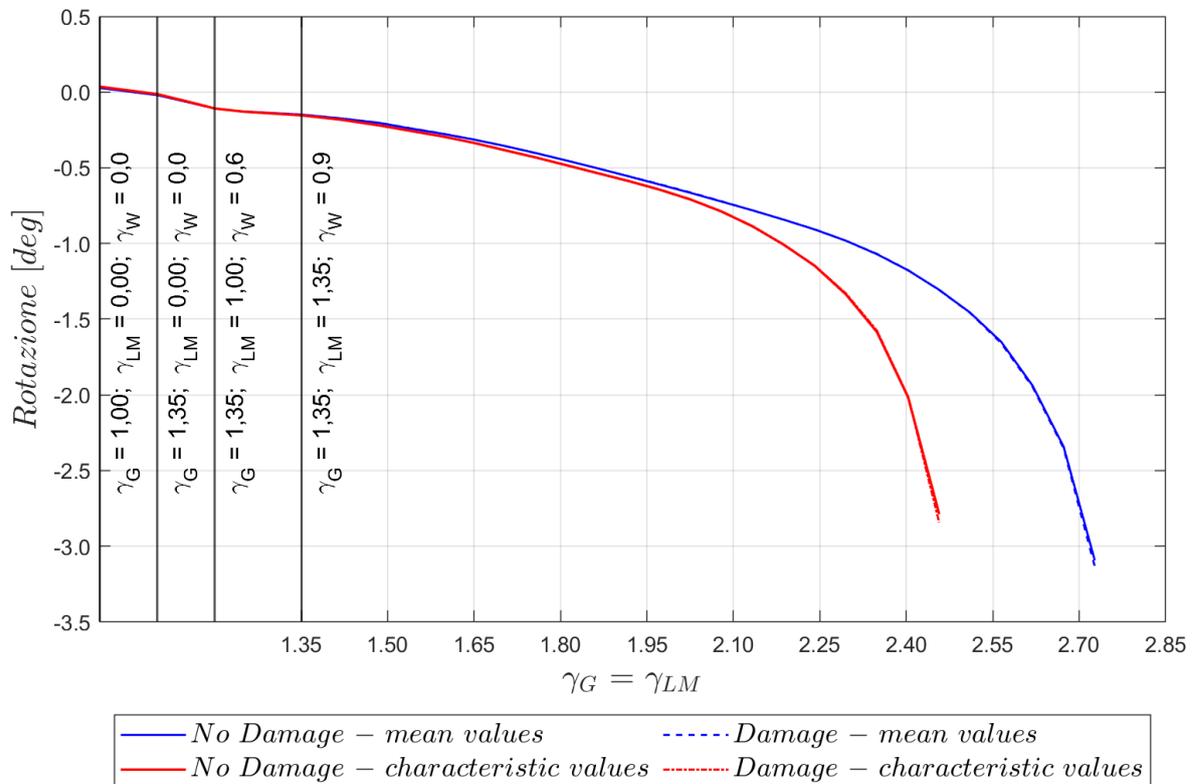


Figura 95 – Rotazione trave appoggio nord - Sano-D11

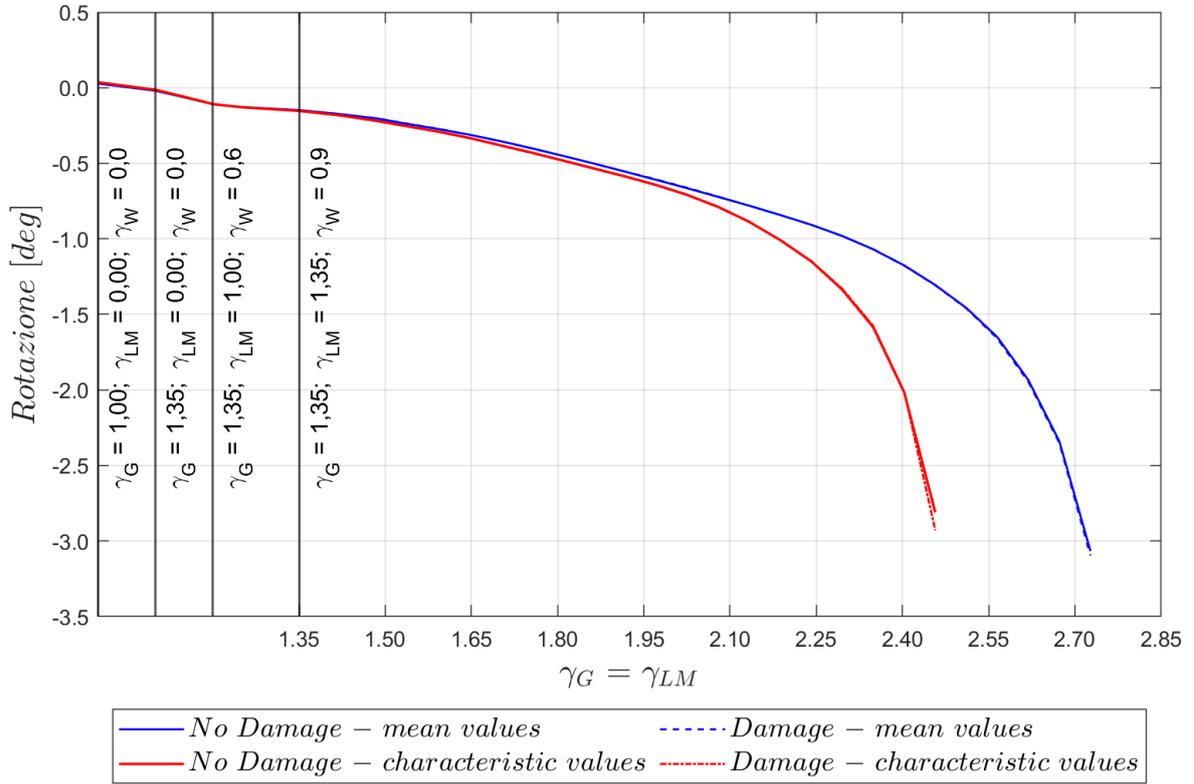


Figura 96 – Rotazione trave appoggio sud - Sano-D11

Tabella 42 – Differenziali di rotazione  $\vartheta$  all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1

Danno 12	$\Delta\vartheta = \vartheta_{u,Sano} - \vartheta_{u,Dan.} [mgradi]$	
	Mean values	Characteristic values
Trave TL1 - Appoggio nord	41	55
Trave TL1 - Appoggio sud	29	118

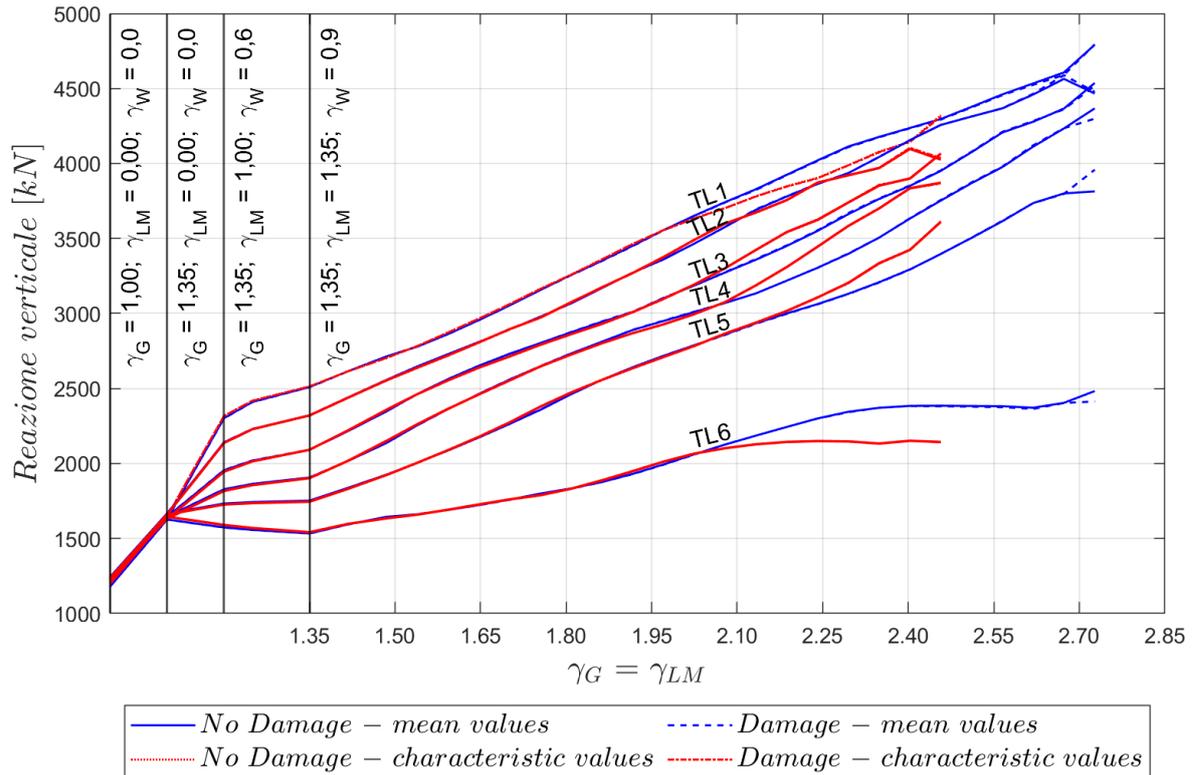


Figura 97 – Reazione travi appoggio nord - Sano-D11

Come si evince dai grafici sopra riportati, in questa situazione il collasso avviene per il raggiungimento della massima tensione di compressione all'estradosso della soletta (Figura 89). Inoltre, le Figure 90 e 92 mostrano che, in condizioni ultime anche i trefoli pretesi e il cavo della trave TL1 sono prossimi al raggiungimento della massima tensione di rottura. Infine, si nota anche come, al momento del collasso le tensioni all'estradosso della trave siano ancora inferiori alla massima resistenza a trazione del calcestruzzo; quindi, la trave TL1 ancora non risulta completamente fessurata (Figure 86 e 87). Il danno introdotto non compromette la redistribuzione del carico operato dai traversi, che sono interessati da tale danneggiamento (Figura 97).

#### Valutazione della sicurezza strutturale

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato con Danno 11 applicando il safety format ECoV (Tabella 43).

Dall'analisi dei dati relativi al caso di impalcato con danno 11, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 39% la combinazione di SLU definita dalla normativa

Tabella 43 - Verifica di affidabilità - Danno 11

Impalcato con Danno 11	Perm. (G)	Traffic (LM)	Wind (W)
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.727	2.727	1.818
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.457	2.457	1.638
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.063	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.21	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.88	1.88	1.25
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

*Prova di carico con mezzi pesanti*

Nelle Tabelle 47 e 48 vengono confrontati i risultati del modello sano presentati dal lavoro di Spedicato [19] e di seguito riportati e i valori del presente modello danneggiato in termini di differenziali di rotazione e spostamento.

Tabella 44 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D11

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $^{\circ} \cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D11	Sano	D11
rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.767	4.37	4.39
	TL2	0.568	0.578	3.25	3.31
	TL3	0.362	0.364	2.07	2.09
	TL4	0.180	0.177	1.03	1.02
	TL5	0.012	0.004	0.07	0.03
	TL6	-0.145	-0.158	-0.83	-0.91
rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.767	4.37	4.39
	TL2	0.568	0.578	3.25	3.31
	TL3	0.362	0.364	2.07	2.09
	TL4	0.180	0.177	1.03	1.02
	TL5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL6	-0.145	-0.158	-0.83	-0.91
rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	-0.010	0.44	-0.06
	TL2	0.060	0.003	0.34	0.02
	TL3	0.032	0.004	0.18	0.02
	TL4	0.016	0.004	0.09	0.02
	TL5	0.000	0.003	0.00	0.02
	TL6	-0.014	-0.009	-0.08	-0.05
rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.621	-1.51	-3.56
	TL2	-0.318	-0.857	-1.82	-4.91
	TL3	-0.281	-0.756	-1.61	-4.33
	TL4	-0.260	-0.701	-1.49	-4.01
	TL5	0.246	-0.660	1.41	-3.78
	TL6	0.242	-0.652	1.39	-3.74

Tabella 45 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D11

Parametro	Trave	Differenziale [mm]	
		Sano	D11
spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89	-10.818
	TL2	-8.15	-8.213
	TL3	-5.15	-5.188
	TL4	-2.37	-2.564
	TL5	0.02	-0.140
	TL6	2.31	2.523

Dalla Tabella 44 si nota come i differenziali di rotazione longitudinale del modello con danno 11 differiscono da quelli del modello sano anche in questo caso al massimo dell'ordine del centesimo di mrad, mentre le rotazioni trasversali differiscono di un ordine di grandezza in meno. Le differenze di spostamento riportate in Tabella 45 sono invece ancora al disotto del millimetro. Quindi queste variazioni risultano essere praticamente impercettibili, rendendo impossibile una loro rilevazione con la strumentazione di monitoraggio installata sul viadotto.

#### 3.4.4 Danno 12

In questo caso è stata aumentata la percentuale di area dei cavi rotti nel danno precedente (danno 11), quindi è stata simulata una rottura al 50% dell'area dei cavi trasversali di post-tensione presenti nei traversi di campata, per un tratto compreso tra la testata installata sulla trave TL1 e l'asse della trave TL2, di lunghezza complessiva pari a circa 3.78m.

La localizzazione e l'estensione del danneggiamento ipotizzato sono riportate sinteticamente in Tabella 46.

Tabella 46 - Caratteristiche danno 12

Elemento	Sezione	Danno applicato	Estensione
Traversi di campata	Da X = -10.20 m a X = -6.43 m	Rottura parziale cavi di post-tensione pari al 50% dell'area	3,78m

Analisi a collasso

Nelle Tabelle 51-52 si riportano, sia per le resistenze medie e sia per quelle caratteristiche, i valori del massimo fattore raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tabella 47 - Danno 12 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]		incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17893.6	+ 102 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.727	1.818
17893.8	+ 106 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 48 - Danno 12 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]		incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17892.6	+ 82 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.457	1.638
17892.8	+ 86 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello sano e di quello con danno 12.

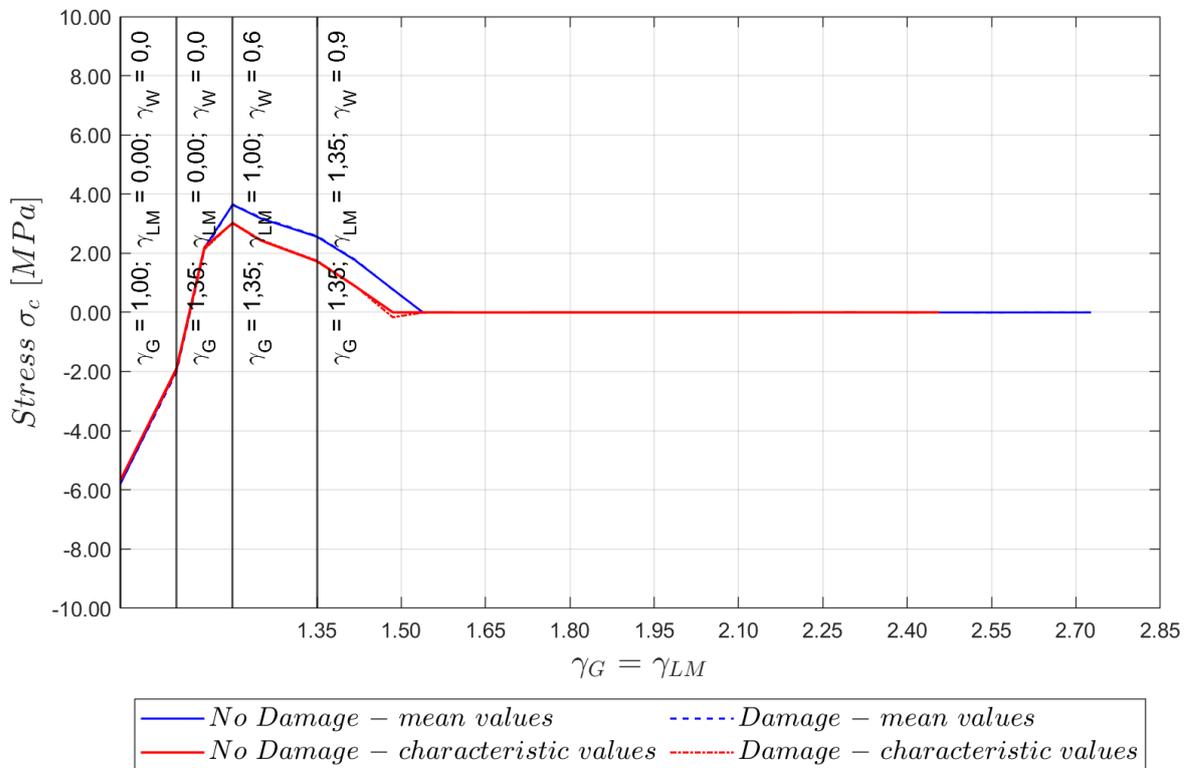


Figura 98 - Tensione intradosso trave - Sano-D12

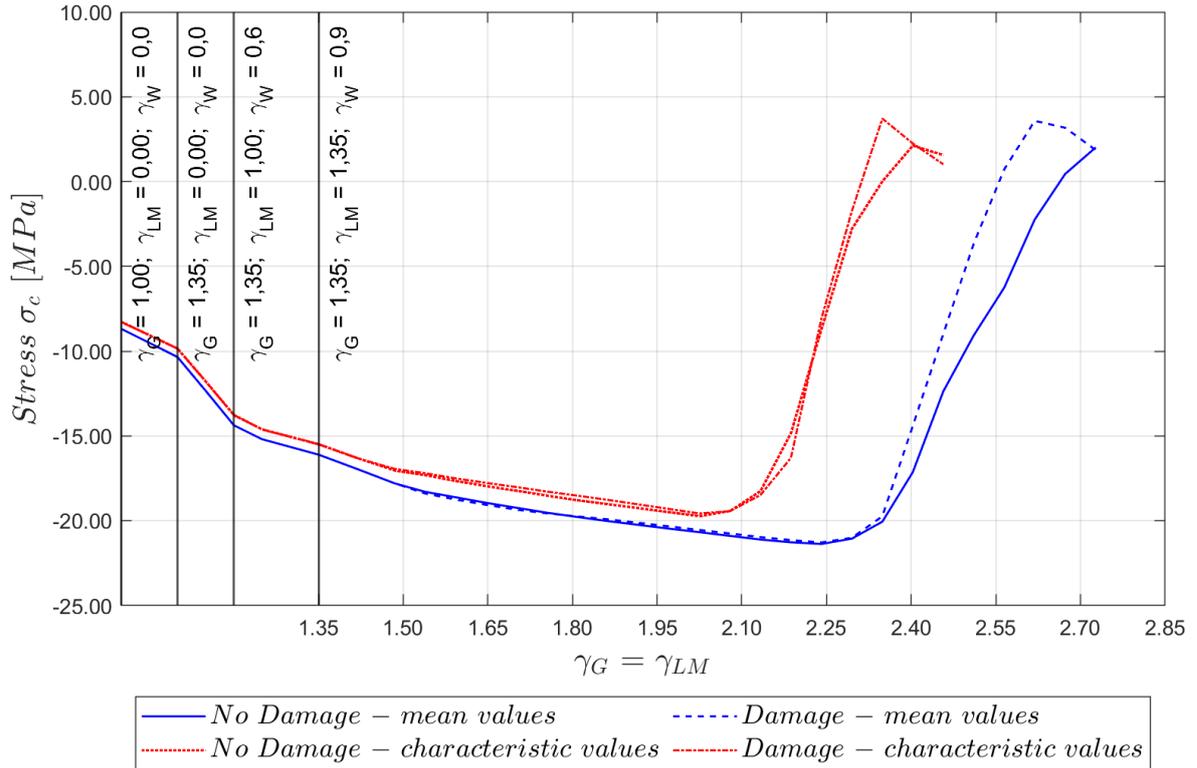


Figura 99 - Tensione estradosso trave - Sano-D12

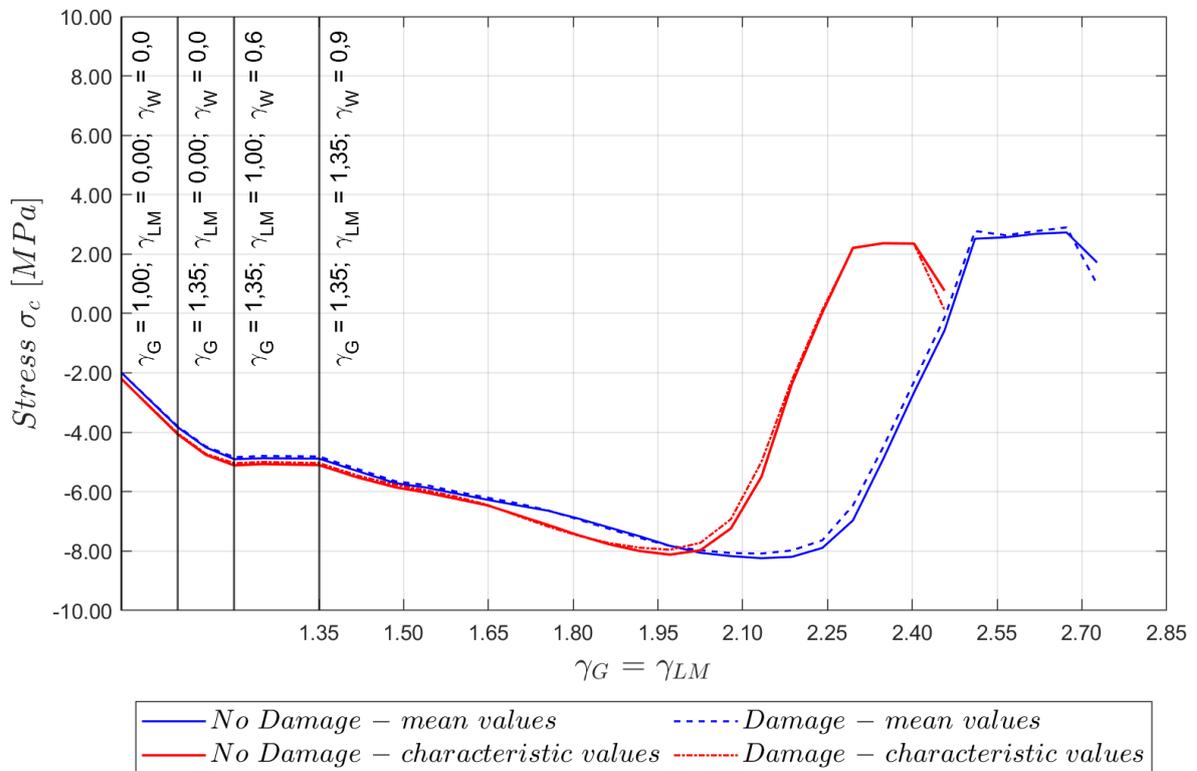


Figura 100 - Tensione intradosso soletta - Sano-D12

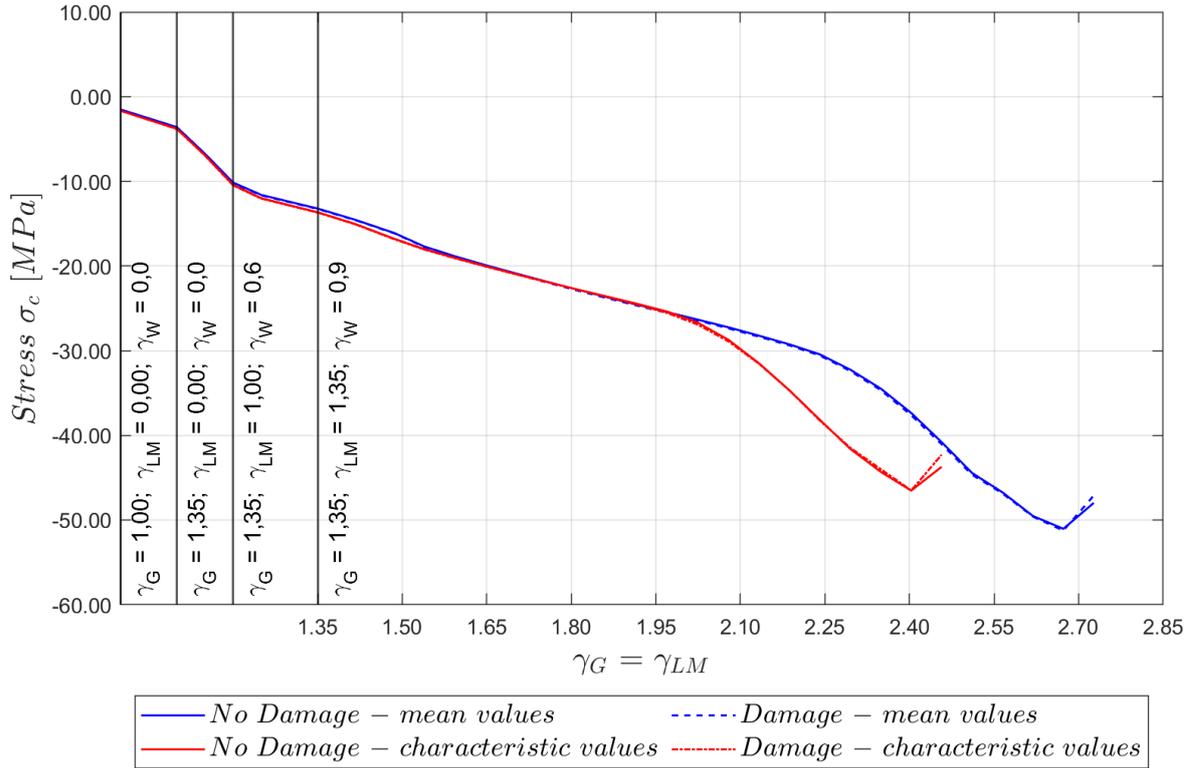


Figura 101 - Tensione estradosso soletta - Sano-D12

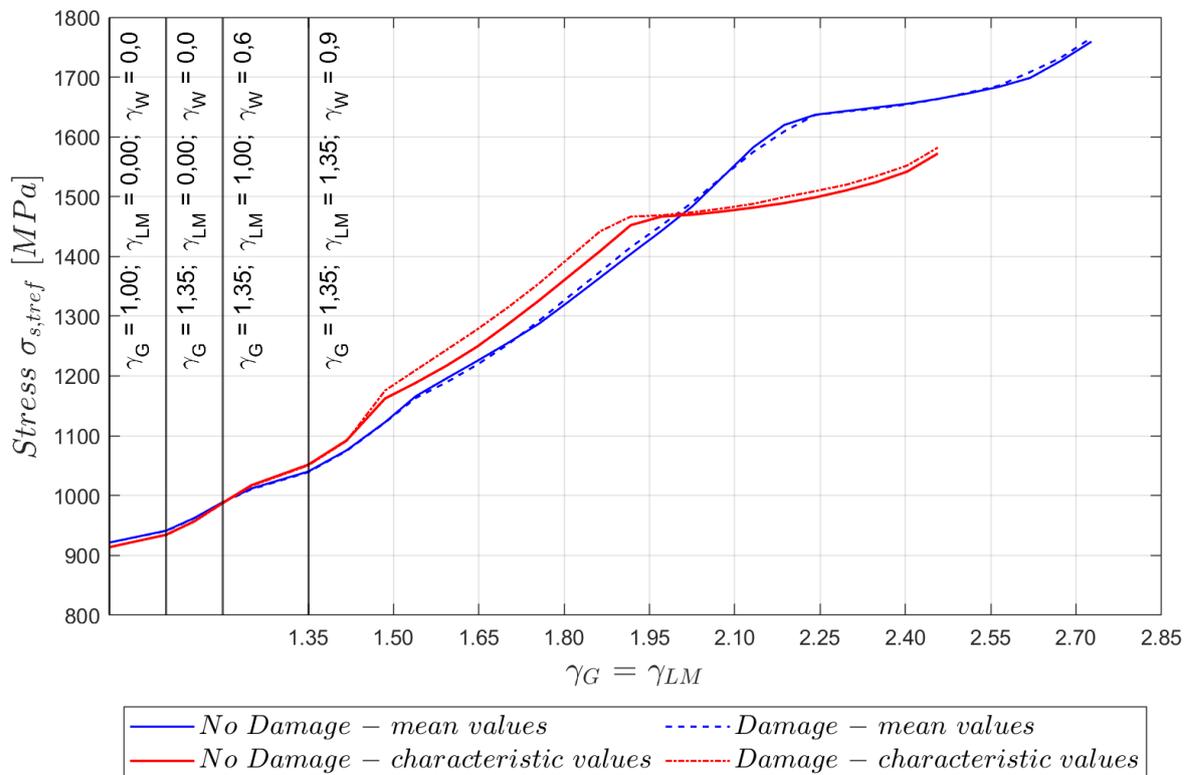


Figura 102 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D12

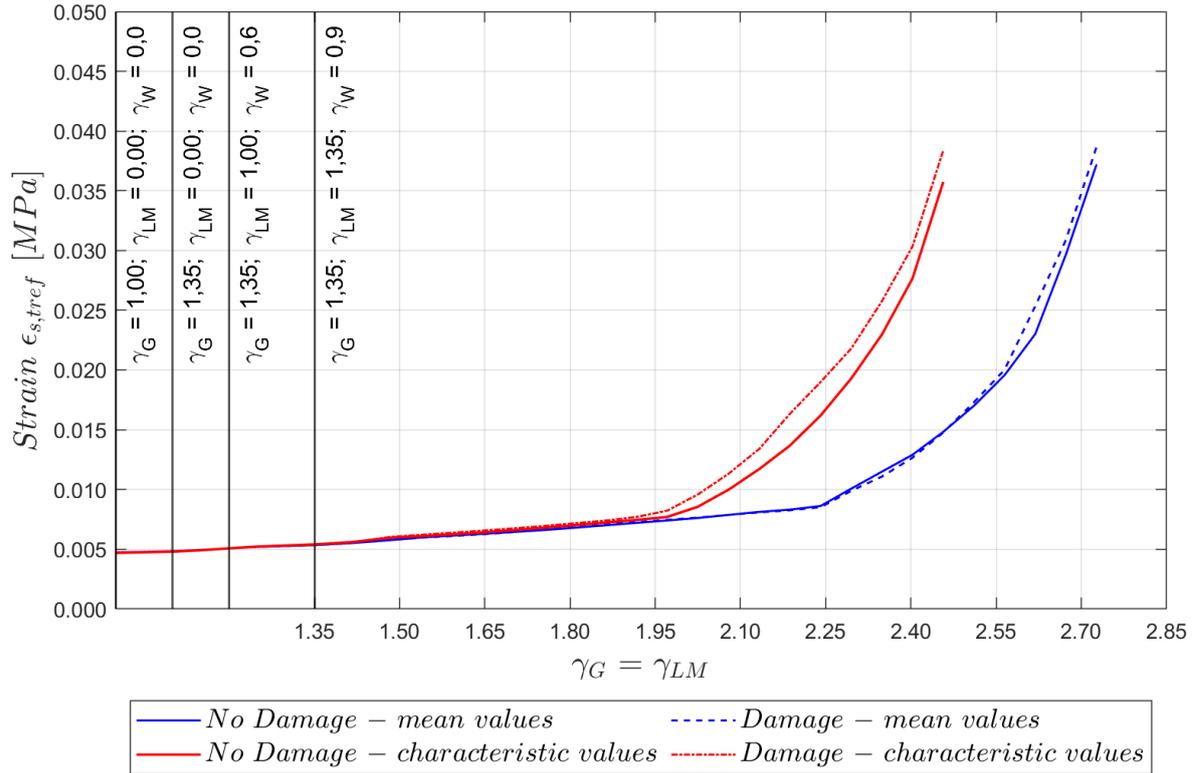


Figura 103 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D12

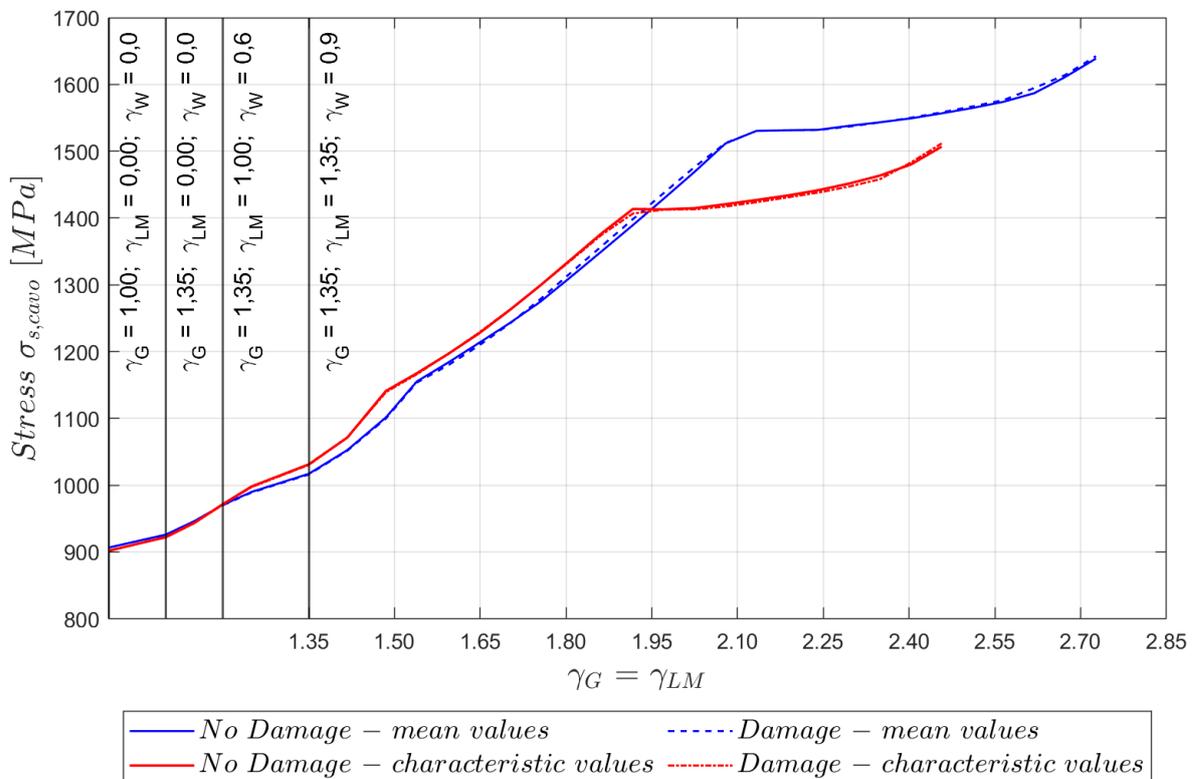


Figura 104 - Tensione cavo post-teso - Sano-D12

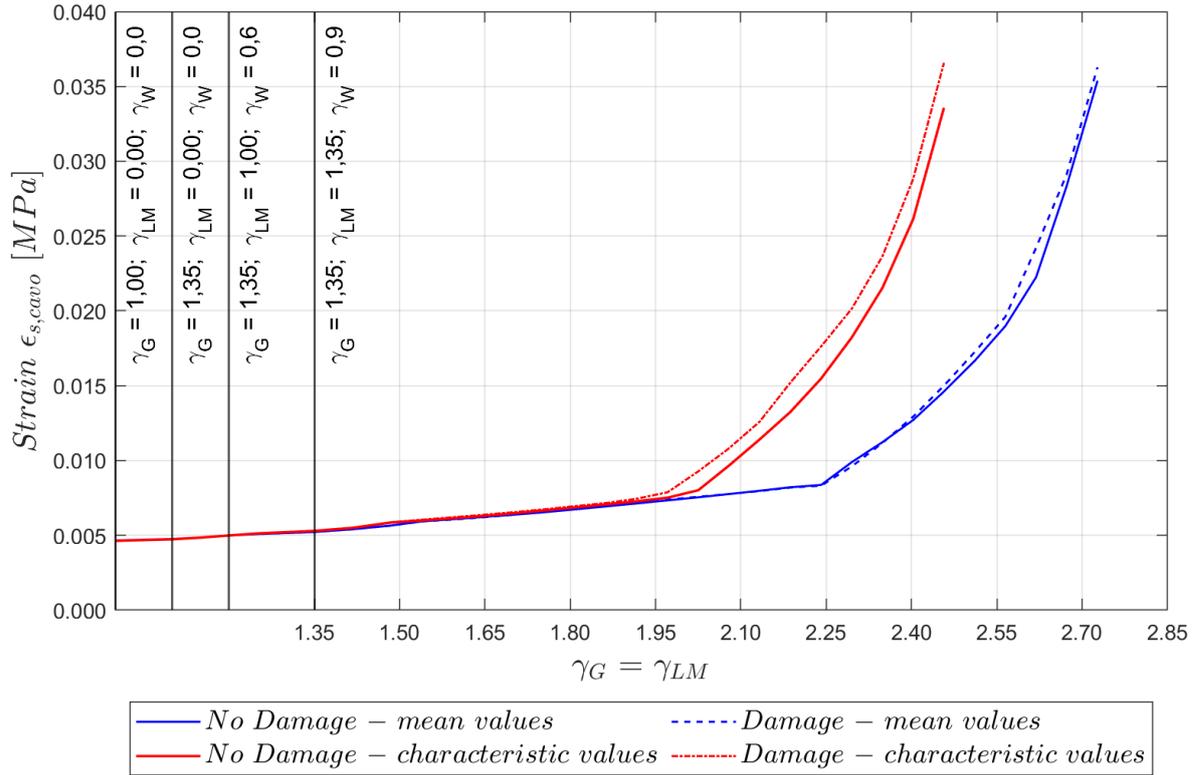


Figura 105 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D12

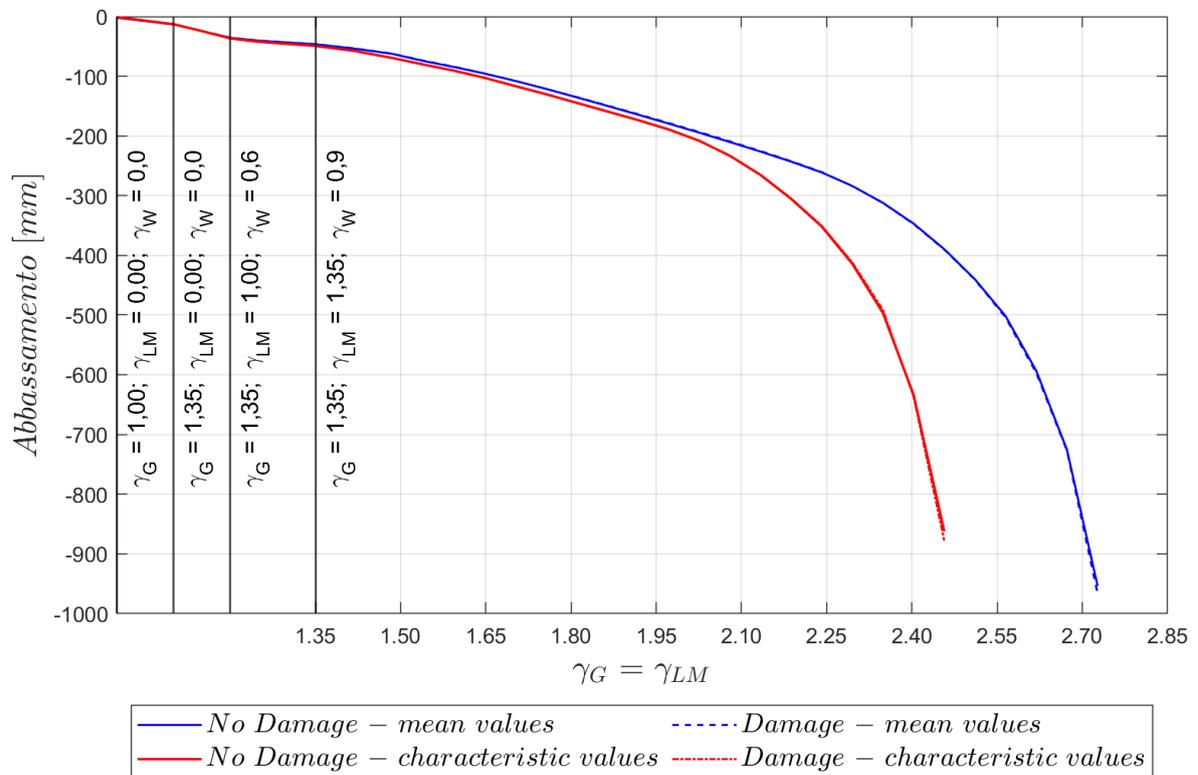


Figura 106 – Abbassamento trave - Sano-D12

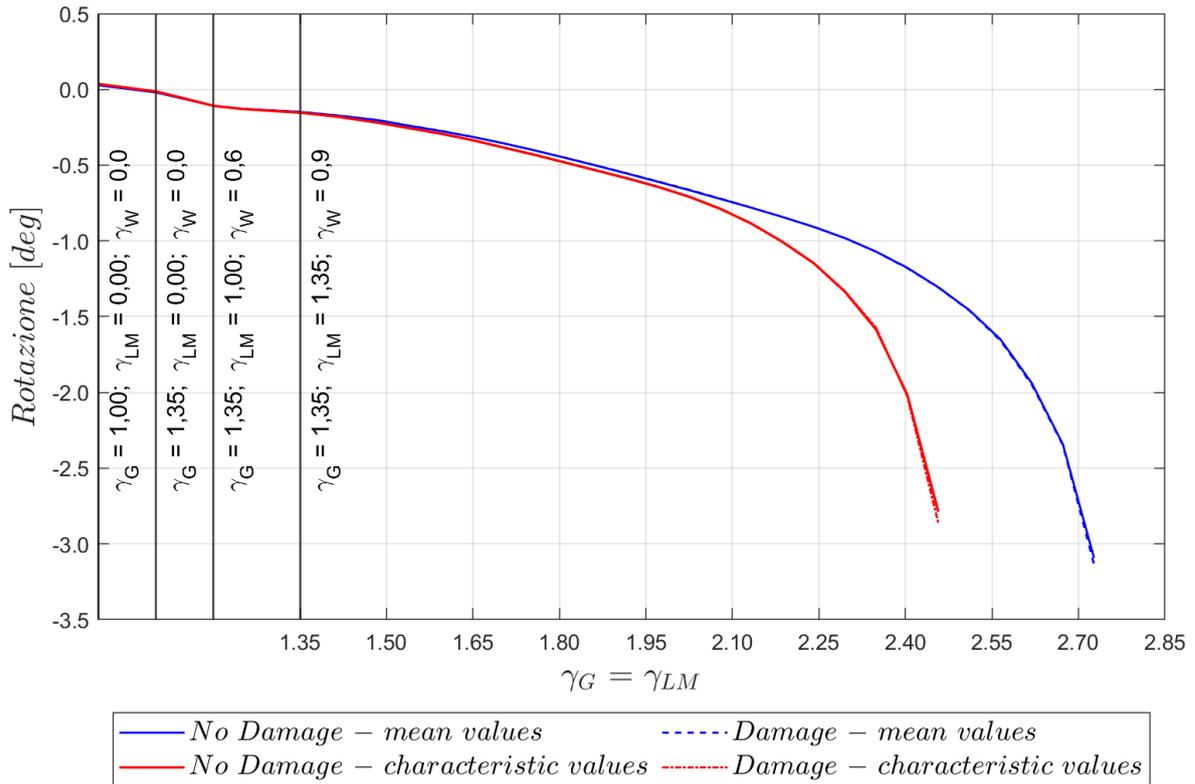


Figura 107 – Abbassamento trave - Sano-D12

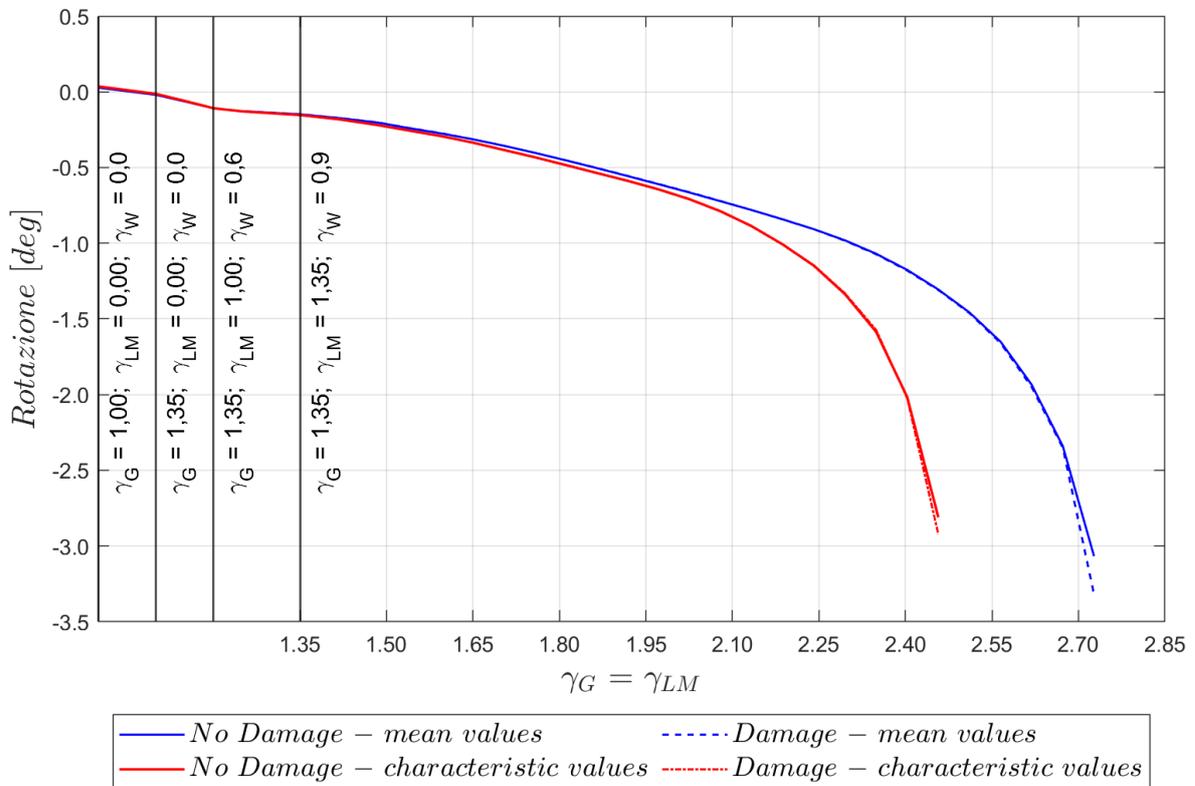


Figura 108 – Rotazione trave appoggio sud - Sano-D12

Tabella 49 – Differenziali di rotazione  $\vartheta$  all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1

Danno 12	$\Delta\vartheta = \vartheta_{u,Sano} - \vartheta_{u,Dan.}$ [mgradi]	
	Mean values	Characteristic values
Trave TL1 - Appoggio nord	43	75
Trave TL1 - Appoggio sud	252	112

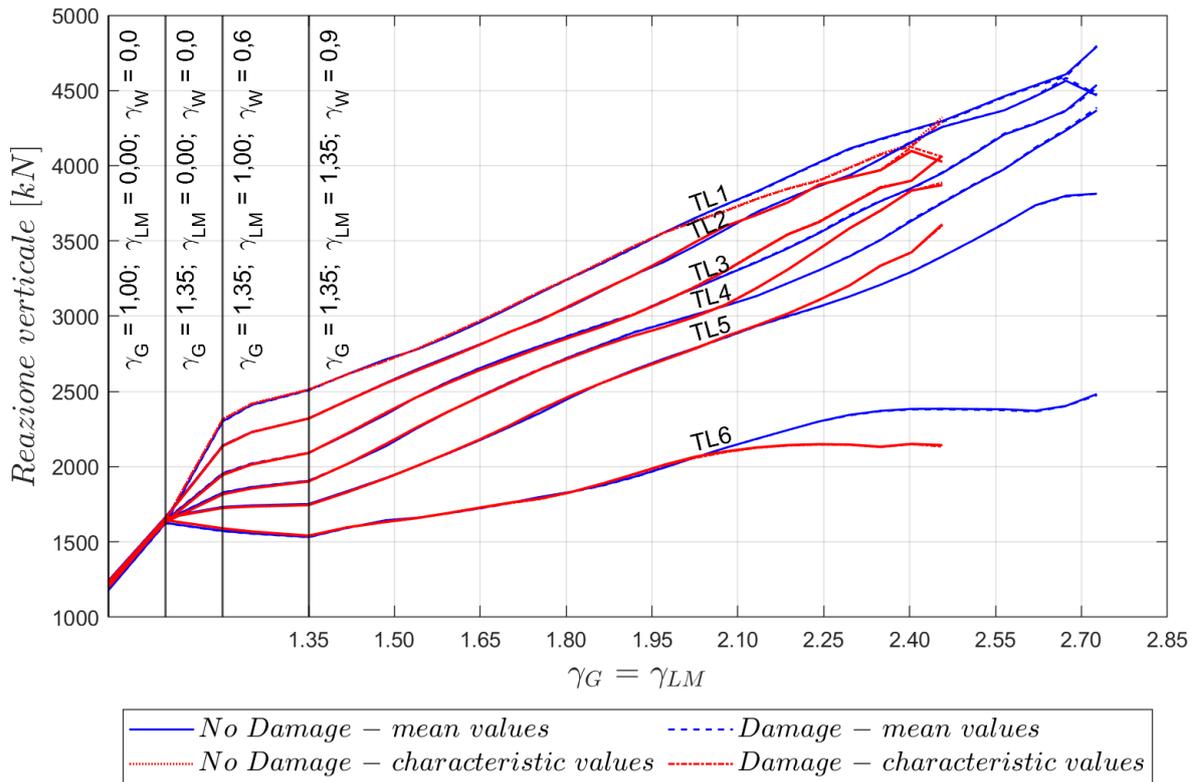


Figura 109 – Reazione travi appoggio nord - Sano-D12

I grafici appena riportati evidenziano che, nel danneggiamento analizzato, il collasso avviene anche in questo caso, per il raggiungimento della massima resistenza a compressione della soletta (Figura 101). Inoltre, si può osservare come la trave TL1 risulti parzialmente fessurata ma in alcun punto in compressione nella condizione di collasso (Figure 98-99). I trefoli e il cavo di post-teso della trave TL1 non raggiungono la rottura, ma sono comunque soggetti a valori elevati di tensione (Figure 102 e 104). Il danno introdotto non compromette la redistribuzione del carico operato dai traversi, che sono interessati da tale danneggiamento (Figura 109).

### Valutazione della sicurezza strutturale

Si riportano i risultati della verifica di affidabilità effettuata con il safety format ECoV (Tabella 50).

Tabella 50 - Verifica di affidabilità - Danno 12

<b>Impalcato con Danno 12</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
<i>RNLFEA con resistenze medie <math>\lambda_u(X_m; a_{nom})</math></i>	2.727	2.727	1.818
<i>RNLFEA con resistenze caratteristiche <math>\lambda_u(X_k; a_{nom})</math></i>	2.457	2.457	1.638
Coefficiente di variazione $V_R$ - ECoV		0.063	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.21	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.88	1.88	1.25
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

Dall'analisi dei dati si evince che, nel caso di impalcato con danno 12, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 39% la condizione SLU definita dalla norma.

### Prova di carico con mezzi pesanti

Nelle Tabelle 51 e 52 sono presentati i differenziali di spostamento e rotazione del modello sano e del modello danneggiato con danno 12. Anche in questo caso, come quanto visto per il danno 11, si nota come le differenze di spostamento tra il modello sano e danneggiato siano al disotto del millimetro (Tabella 51). I differenziali delle rotazioni longitudinali tra i due modelli differiscono al massimo dell'ordine del centesimo di mrad, mentre i differenziali delle rotazioni trasversali differiscono dell'ordine del decimo di mrad (Tabella 52). Pertanto, anche per questo caso di danno le variazioni rilevate risultano tali da non consentire una loro identificazione da parte della strumentazione di monitoraggio installata sull'impalcato.

Tabella 51 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D12

<b>Parametro</b>	<b>Trave</b>	<b>Differenziale [mm]</b>	
		<b>Sano</b>	<b>D12</b>
spostamento	TL 1	-10.89	-10.745
verticale da	TL2	-8.15	-8.265
estradosso	TL3	-5.15	-5.216
soletta in	TL4	-2.37	-2.571
mezzeria	TL5	0.02	-0.131
dell'impalcato	TL6	2.31	2.545

Tabella 52 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D12

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $^{\circ} \cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D12	Sano	D12
rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.762	4.37	4.37
	TL2	0.568	0.582	3.25	3.33
	TL3	0.362	0.366	2.07	2.10
	TL4	0.180	0.178	1.03	1.02
	TL5	0.012	0.004	0.07	0.02
	TL6	-0.145	-0.160	-0.83	-0.92
rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.762	4.37	4.37
	TL2	0.568	0.582	3.25	3.33
	TL3	0.362	0.366	2.07	2.10
	TL4	0.180	0.178	1.03	1.02
	TL5	0.012	0.004	0.07	0.02
	TL6	-0.145	-0.160	-0.83	-0.92
rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.002	0.44	0.01
	TL2	0.060	-0.004	0.34	-0.02
	TL3	0.032	0.001	0.18	0.01
	TL4	0.016	0.002	0.09	0.01
	TL5	0.000	0.002	0.00	0.01
	TL6	-0.014	-0.003	-0.08	-0.02
rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.546	-1.51	-3.13
	TL2	-0.318	-0.861	-1.82	-4.94
	TL3	-0.281	-0.763	-1.61	-4.37
	TL4	-0.260	-0.706	-1.49	-4.04
	TL5	0.246	-0.665	1.41	-3.81
	TL6	0.242	-0.657	1.39	-3.76

### 3.4.5 Danno 13

In questa situazione si è andati a simulare una rottura al 25% dell'area dei cavi trasversali di post-tensione presenti nei traversi di campata e nella soletta.

La localizzazione e l'estensione del danneggiamento ipotizzato sono riportate sinteticamente in Tabella 53.

Tabella 53 - Caratteristiche danno 13

Elemento	Sezione	Danno applicato	Estensione
Traversi di campata	Da X = -10.20 m a X = -6.43 m	Rottura parziale cavi di post-tensione (cavo 1 e cavo 2) pari al 25% dell'area	3,78m
Soletta	Per Y = 14.70m e 28.30 m Da X = -10.88 m a X = -6.43 m	Rottura parziale cavi di post-tensione (cavo 3) pari al 25% dell'area	4,45m

Analisi a collasso

Nelle Tabelle 54-55 si riportano, sia per le resistenze medie e sia per quelle caratteristiche, i valori del massimo fattore raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tabella 54 - Danno 13 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	incremento di carico		$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$	
17893.6	+	102 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.727	1.818
17893.8	+	106 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 55 - Danno 13 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]	incremento di carico		$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$	
17892.2	+	74 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.349	1.566
17892.4	+	78 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello sano e di quello con danno 13.

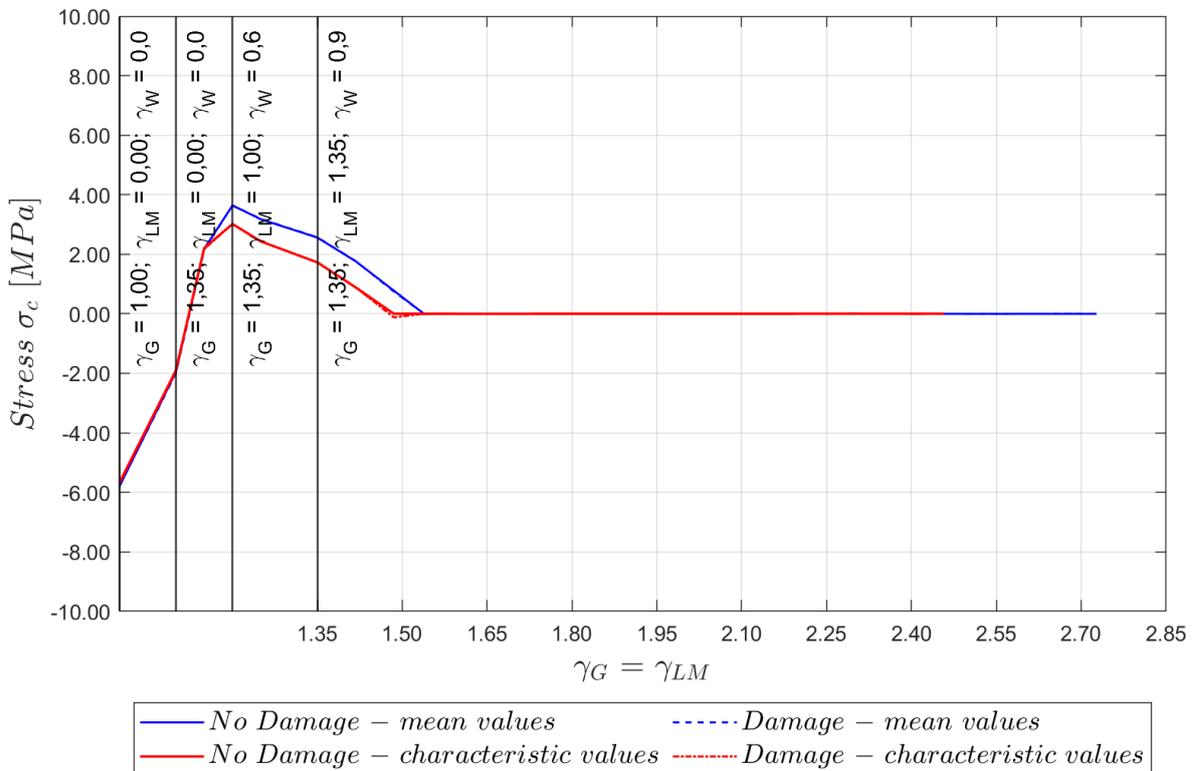


Figura 110 - Tensione intradosso trave - Sano-D13

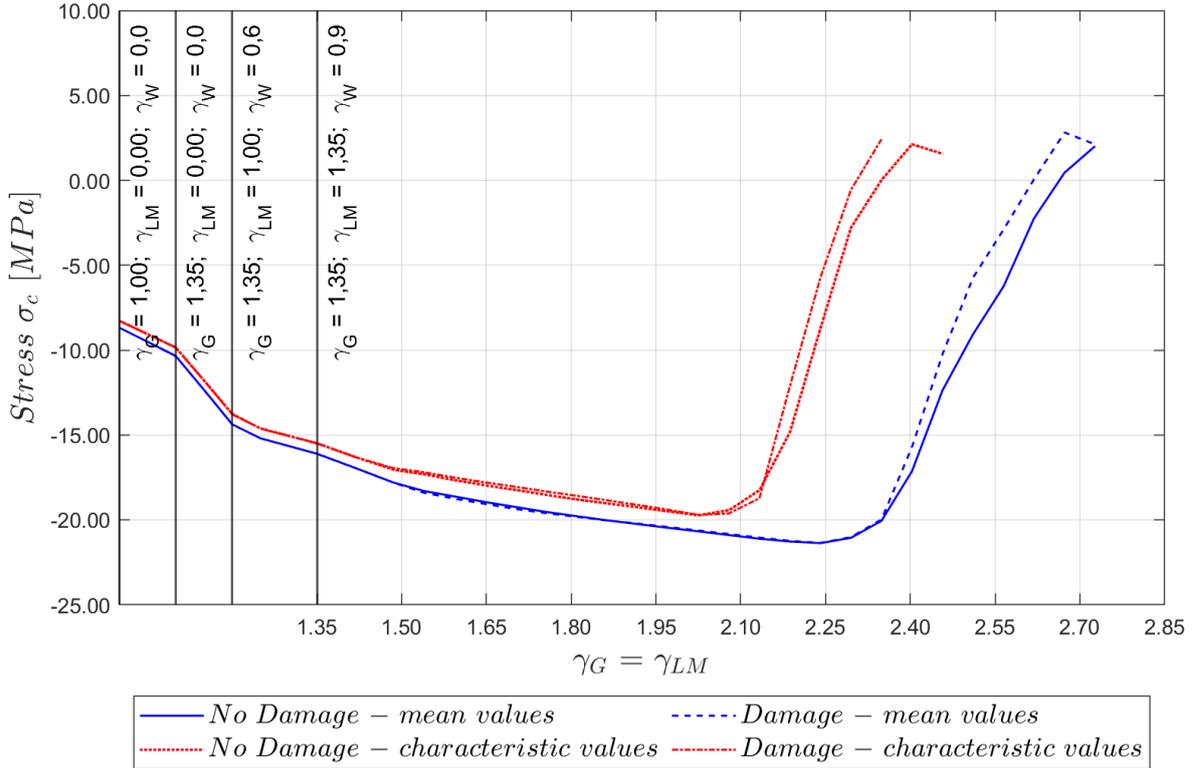


Figura 111 - Tensione estradosso trave - Sano-D13

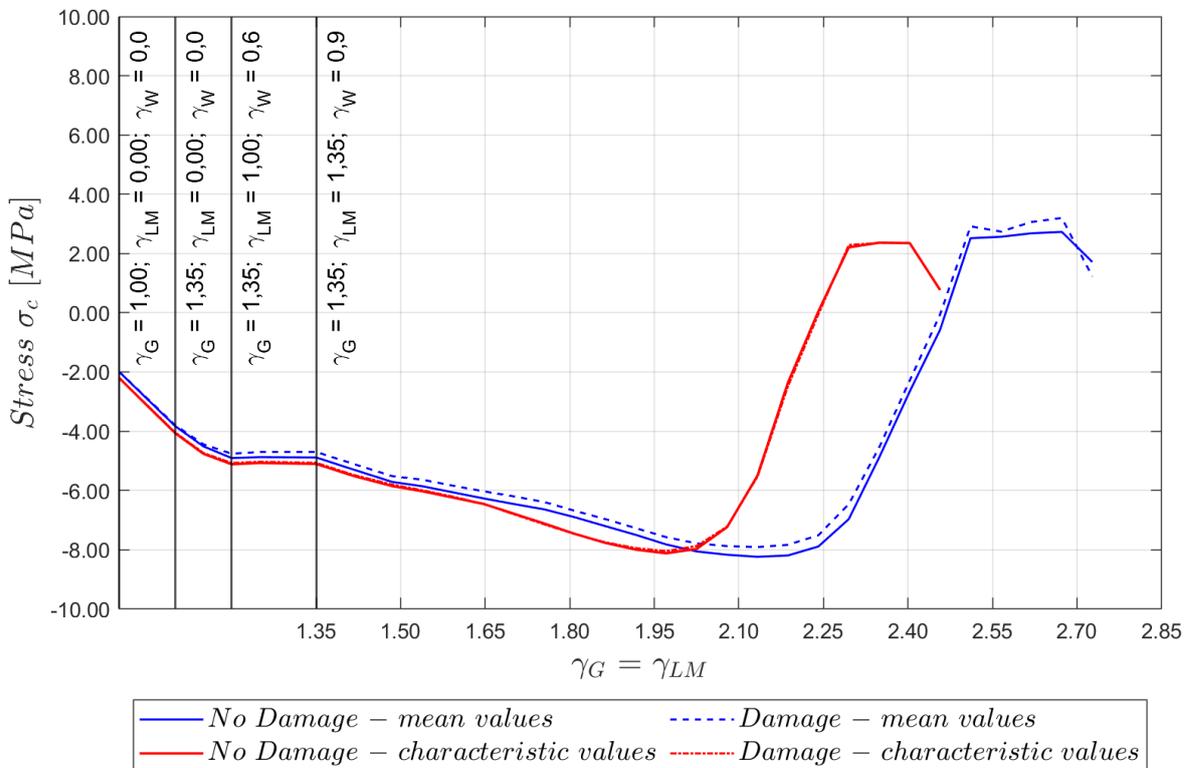


Figura 112 - Tensione intradosso soletta - Sano-D13

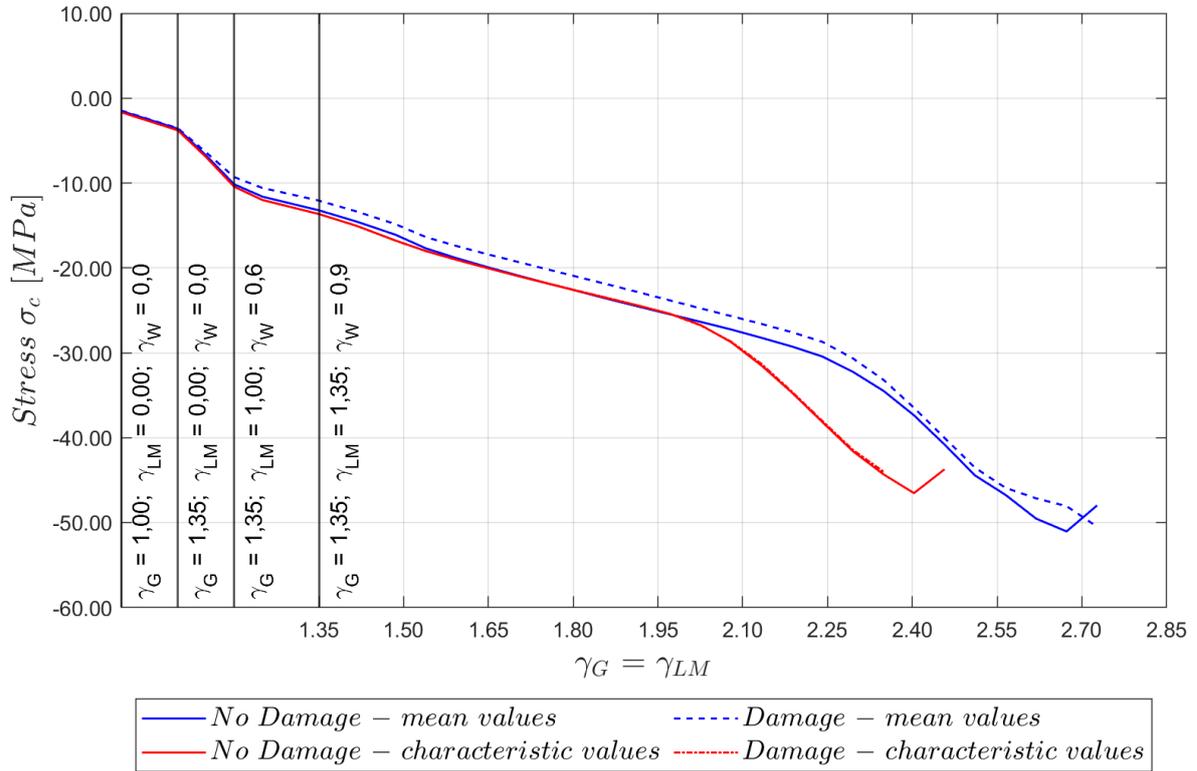


Figura 113 - Tensione estradosso soletta - Sano-D13

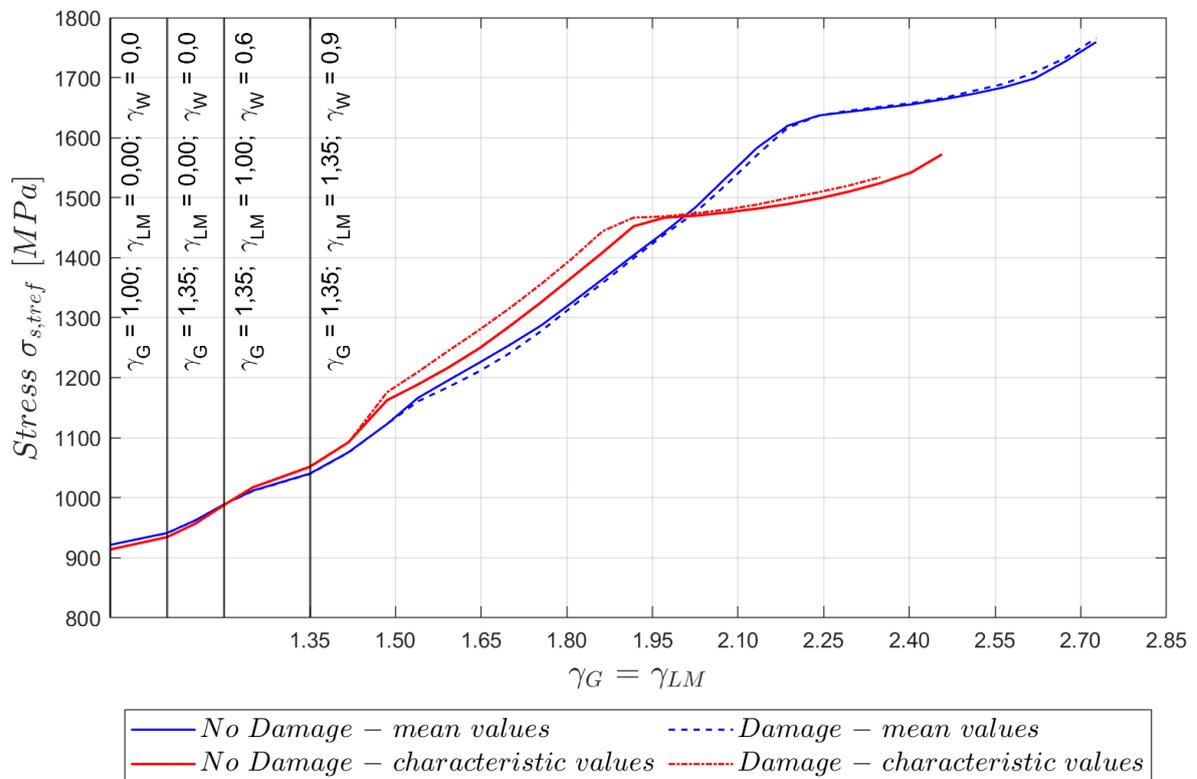


Figura 114 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D13

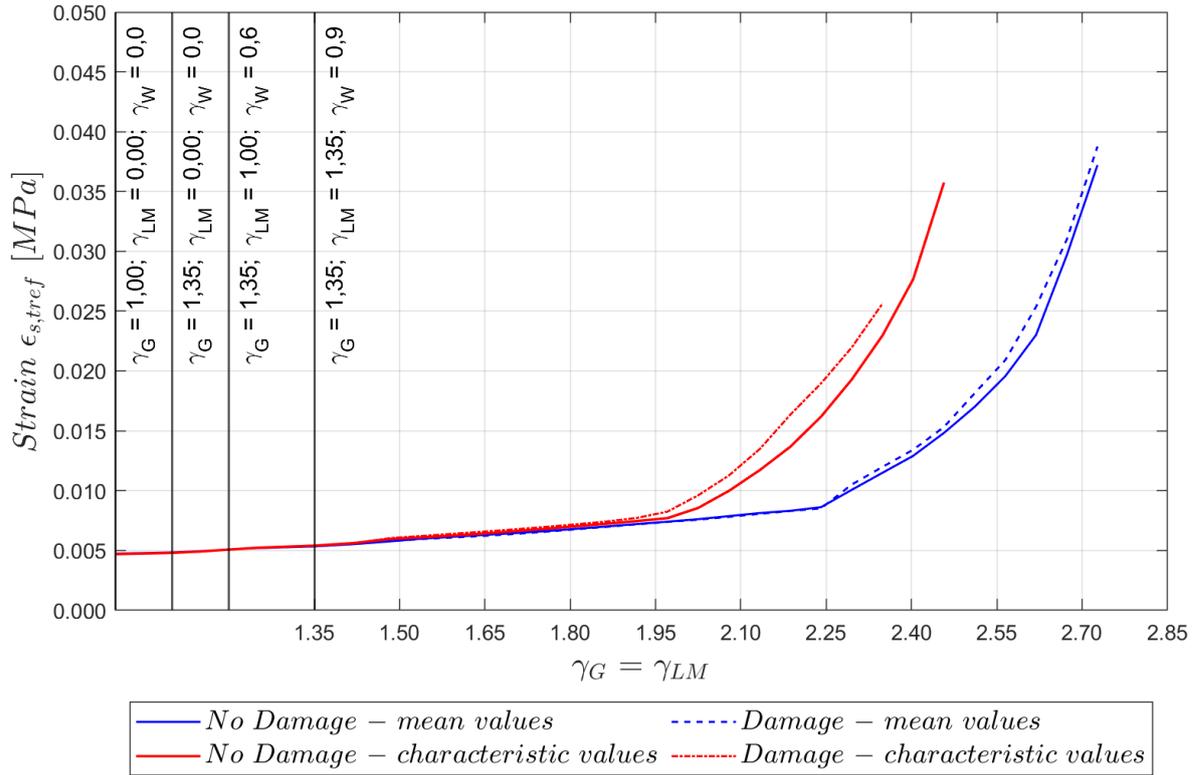


Figura 115 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D13

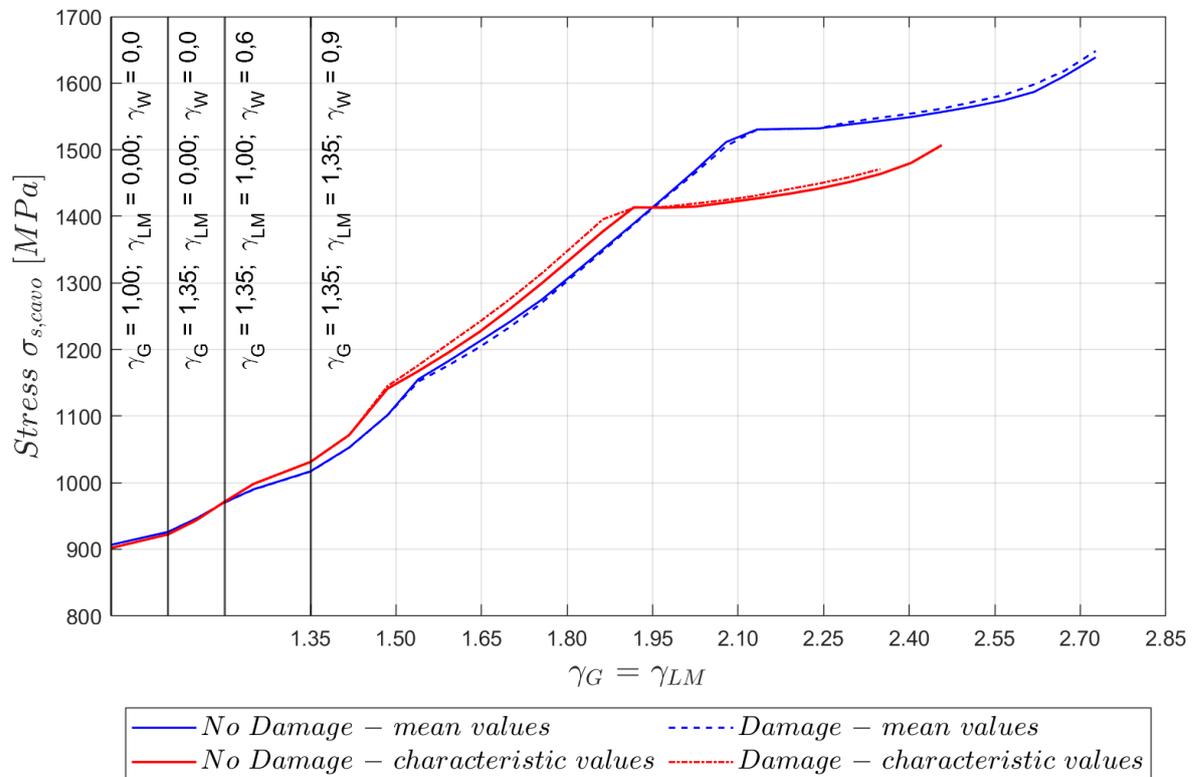


Figura 116 - Tensione cavo post-teso - Sano-D13

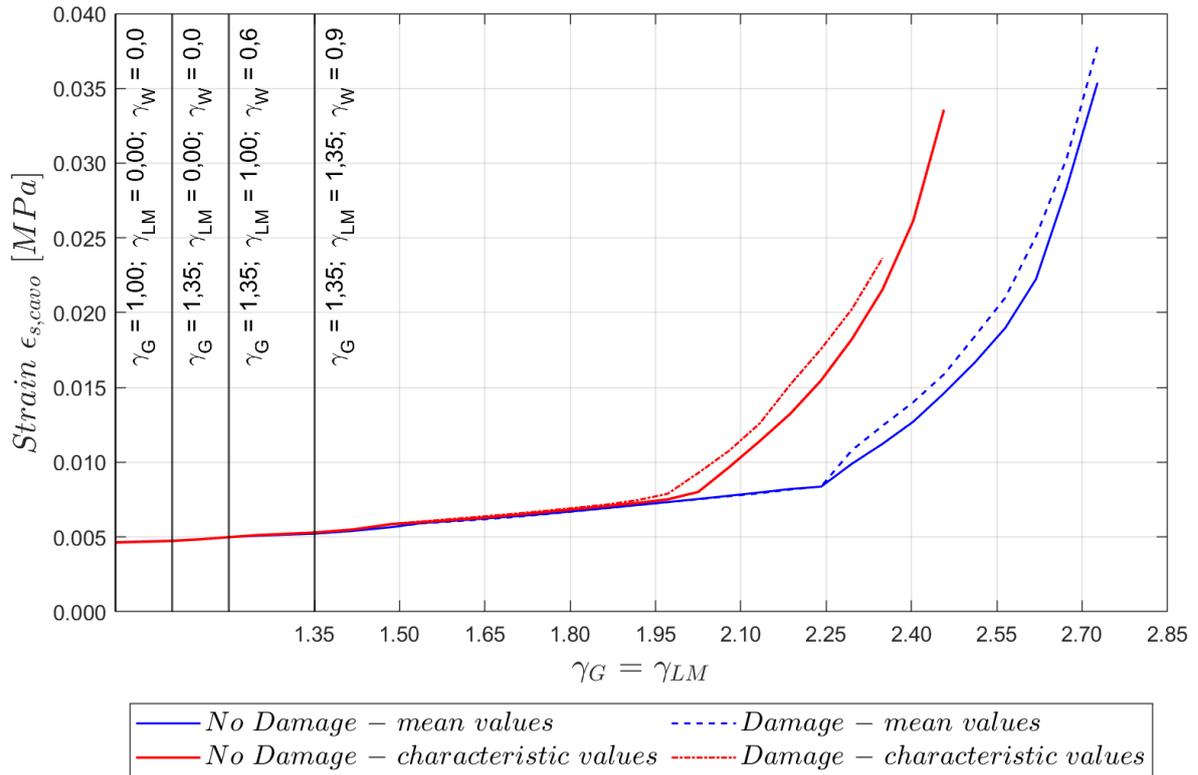


Figura 117 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D13

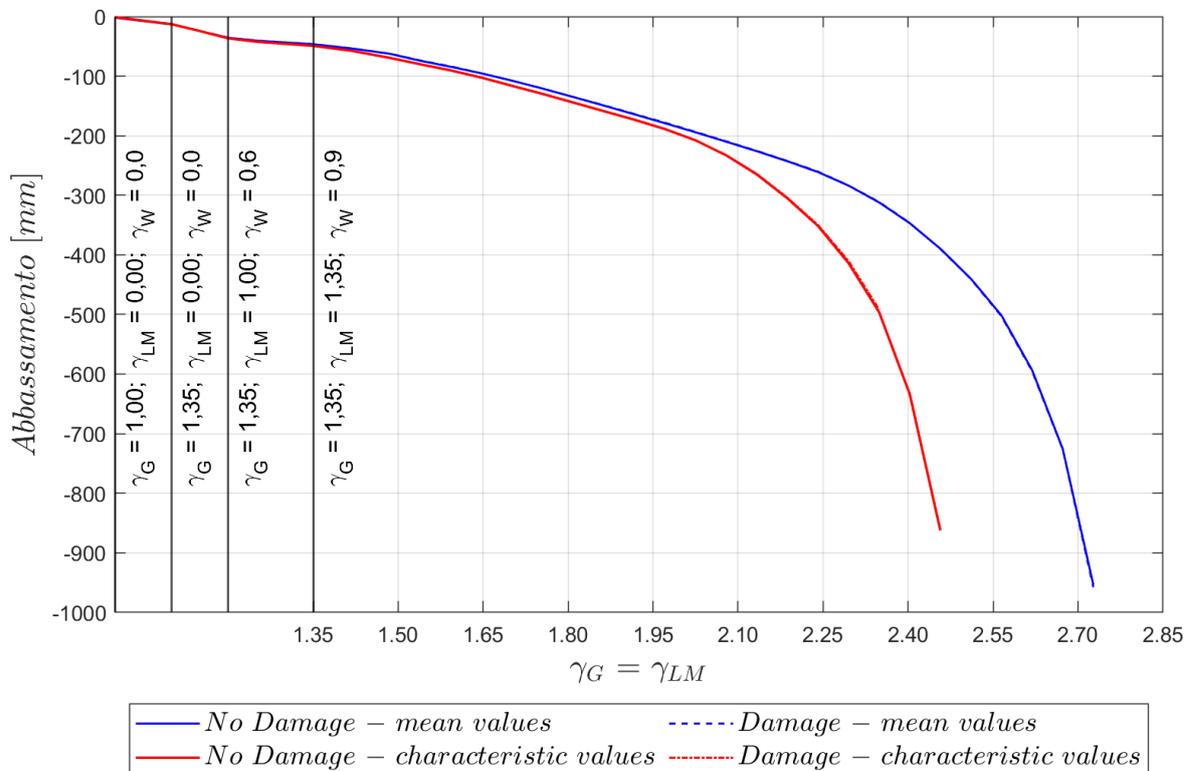


Figura 118 - Abbassamento trave - Sano-D13

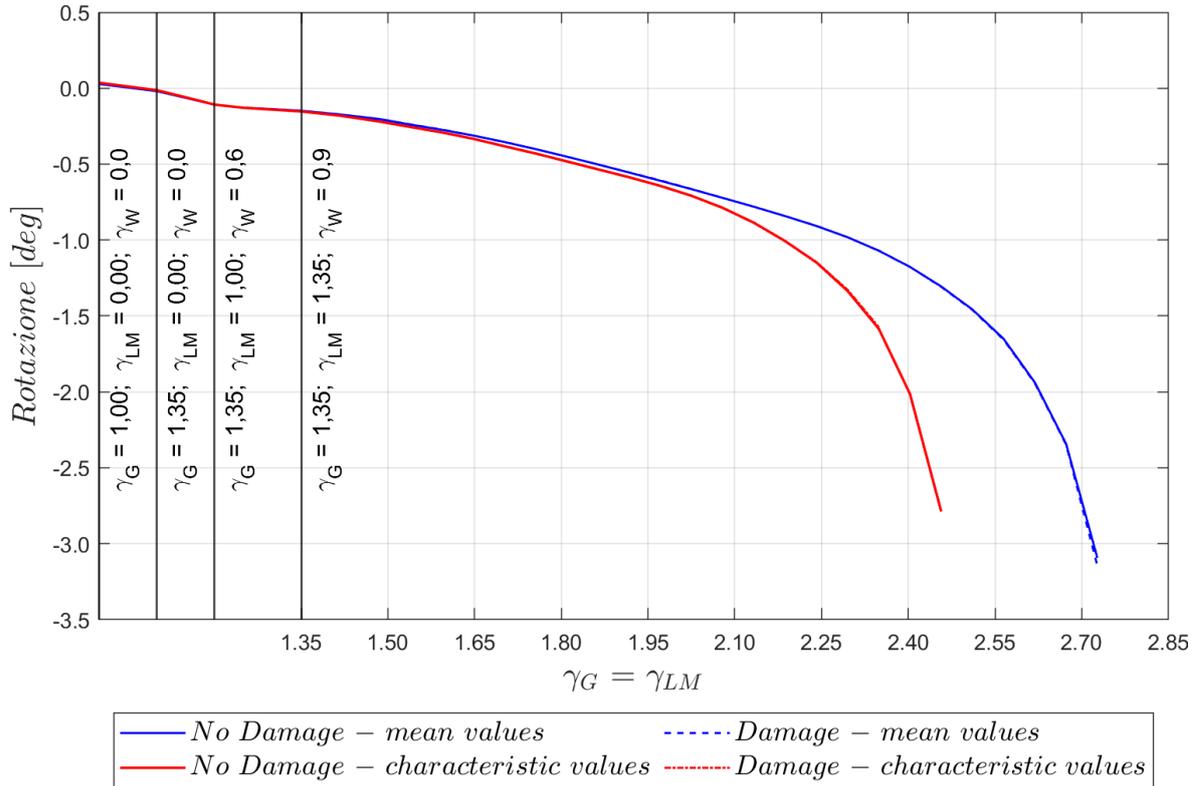


Figura 119 – Rotazione trave appoggio nord - Sano-D13

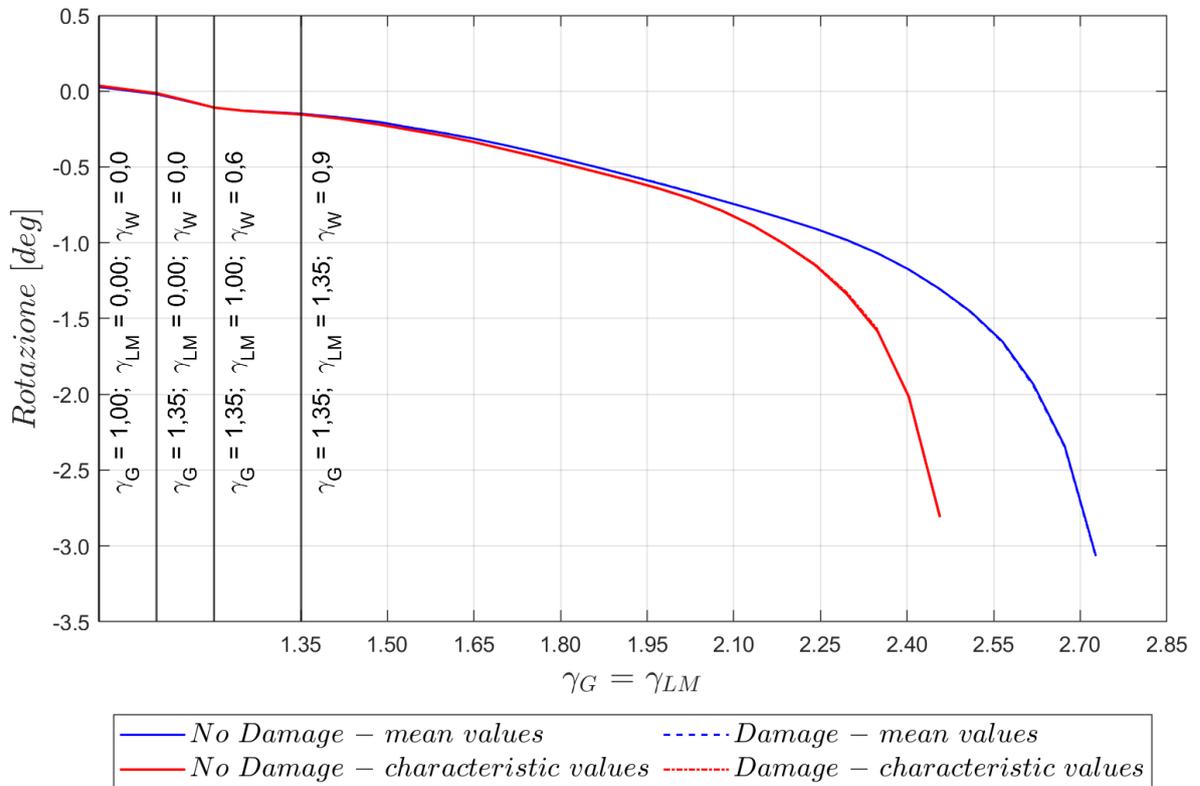


Figura 120 – Rotazione trave appoggio sud - Sano-D13

Tabella 56 – Differenziali di rotazione  $\vartheta$  all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1

Danno 13	$\Delta\vartheta = \vartheta_{u,Sano} - \vartheta_{u,Dan.}$ [mgradi]	
	Mean values	Characteristic values
Trave TL1 - Appoggio nord	51	-1215
Trave TL1 - Appoggio sud	6	-1238

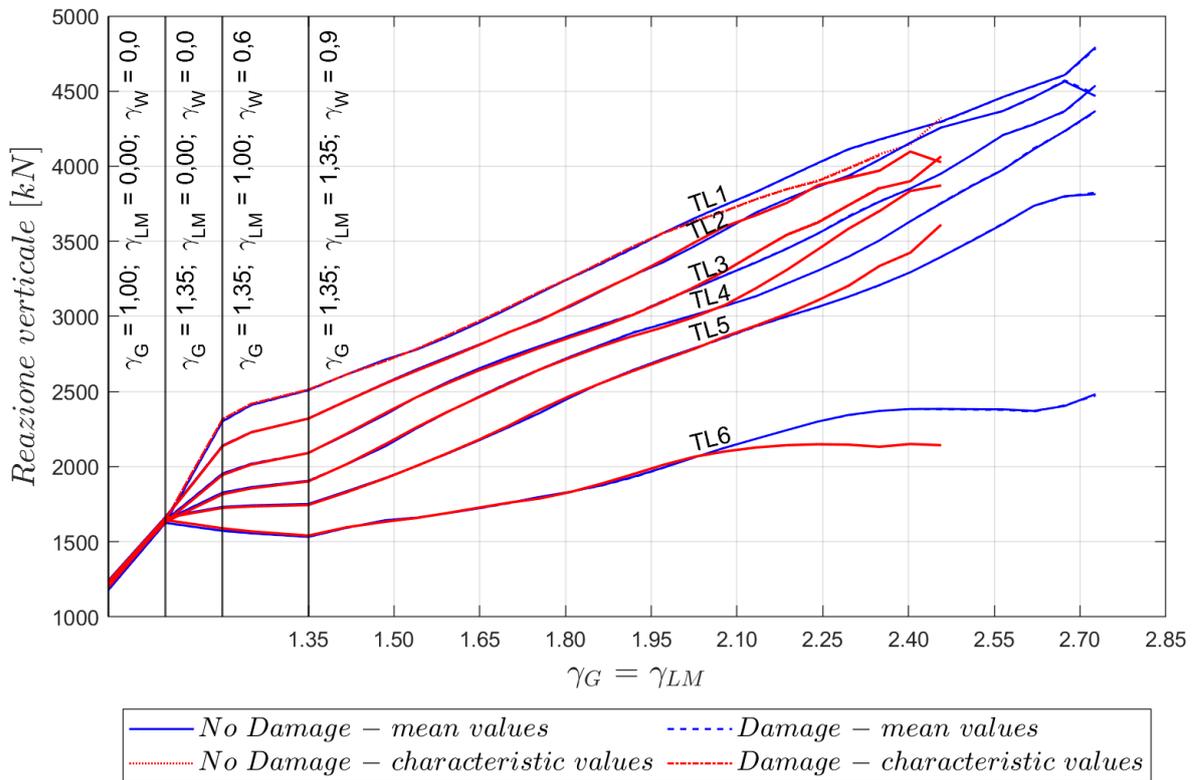


Figura 121 – Reazione travi appoggio nord - Sano-D13

I grafici riportati evidenziano che, nella presente situazione di danneggiamento il collasso avviene per il raggiungimento della massima resistenza a compressione del calcestruzzo all'estradosso della soletta (Figura 113). La trave TL1 alla condizione di collasso, risulta parzialmente fessurata ma non è in compressione (Figure 110-111) e i trefoli e il cavo di post-tensione presentano valori di tensione elevati ma non ancora vicini alla tensione di rottura (Figure 114 e 116). Il danno introdotto non compromette la redistribuzione del carico operato dai trasversi, che sono interessati da tale danneggiamento (Figura 121).

*Valutazione della sicurezza strutturale*

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato con Danno 13 applicando il safety format ECoV (Tabella 57).

Dall'analisi dei dati si evince che, nel caso di impalcato con danno 13, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 28% la condizione di SLU definita dalla normativa.

*Tabella 57 - Verifica di affidabilità - Danno 13*

<b>Impalcato con Danno 13</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.727	2.727	1.818
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.349	2.349	1.566
Coefficiente di variazione $V_R$ - ECoV		0.090	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.32	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.73	1.73	1.15
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

*Prova di carico con mezzi pesanti*

Nelle Tabelle 58 e 59 sono riportati e messi a confronto i risultati del modello sano e del modello danneggiato in termini di differenziali di spostamento e rotazione. Anche in questo caso, come quanto visto per il danno 11, si nota come le differenze di spostamento tra il modello sano e danneggiato siano al disotto del millimetro (Tabella 58). I differenziali delle rotazioni longitudinali tra i due modelli differiscono al massimo dell'ordine del centesimo di mrad, mentre i differenziali delle rotazioni trasversali differiscono dell'ordine del decimo di mrad (Tabella 59). Quindi anche per questo scenario di danno le variazioni rilevate risultano essere talmente piccole da rendere impossibile una loro identificazione da parte degli inclinometri a barra installati sull'impalcato.

*Tabella 58 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D13*

<b>Parametro</b>	<b>Trave</b>	<b>Differenziale [mm]</b>	
		<b>Sano</b>	<b>D13</b>
spostamento verticale da estradosso soletta in mezzeria dell'impalcato	TL 1	-10.89	-10.840
	TL2	-8.15	-8.215
	TL3	-5.15	-5.198
	TL4	-2.37	-2.571
	TL5	0.02	-0.141
	TL6	2.31	2.528

Tabella 59 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D13

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $^{\circ} \cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D13	Sano	D13
rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.768	4.37	4.40
	TL2	0.568	0.578	3.25	3.31
	TL3	0.362	0.365	2.07	2.09
	TL4	0.180	0.178	1.03	1.02
	TL5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL6	-0.145	-0.159	-0.83	-0.91
rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.768	4.37	4.40
	TL2	0.568	0.579	3.25	3.31
	TL3	0.362	0.365	2.07	2.09
	TL4	0.180	0.178	1.03	1.02
	TL5	0.012	0.005	0.07	0.03
	TL6	-0.145	-0.159	-0.83	-0.91
rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	-0.010	0.44	-0.06
	TL2	0.060	0.003	0.34	0.02
	TL3	0.032	0.004	0.18	0.02
	TL4	0.016	0.004	0.09	0.02
	TL5	0.000	0.003	0.00	0.02
	TL6	-0.014	-0.009	-0.08	-0.05
rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.630	-1.51	-3.61
	TL2	-0.318	-0.857	-1.82	-4.91
	TL3	-0.281	-0.757	-1.61	-4.34
	TL4	-0.260	-0.702	-1.49	-4.02
	TL5	0.246	-0.662	1.41	-3.79
	TL6	0.242	-0.654	1.39	-3.75

### 3.4.6 Danno 14

Per il danneggiamento 14 si è scelto di modellare la medesima tipologia di degrado del danno 13, andando come nel caso del danno 12 ad aumentare la percentuale dell'area dei cavi di post tensione danneggiata. Nel dettaglio, è stata simulata una rottura al 50% dell'area dei cavi trasversali di post-tensione presenti nei traversi di campata e nella soletta. La localizzazione e l'estensione del danneggiamento ipotizzato sono riportate sinteticamente in Tabella 60.

Tabella 60 - Caratteristiche danno 14

Elemento	Sezione	Danno applicato	Estensione
Traversi di campata	Da X = -10.20 m a X = -6.43 m	Rottura parziale cavi di post-tensione (cavo 1 e cavo 2) pari al 50% dell'area	3,78m
Soletta	Per Y = 14.70m e 28.30 m Da X = -10.88 m a X = -6.43 m	Rottura parziale cavi di post-tensione (cavo 3) pari al 50% dell'area	4,45m

Analisi a collasso

Nelle Tabelle 61-62 si riportano, sia per le resistenze medie e sia per quelle caratteristiche, i valori del massimo fattore raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

Tabella 61 - Danno 14 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]		incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17893.6	+ 102 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.727	1.818
17893.8	+ 106 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Tabella 62 - Danno 14 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso

Tempo [giorni]		incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17892.6	+ 82 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.457	1.638
17892.8	+ 86 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello sano e di quello con danno 14.

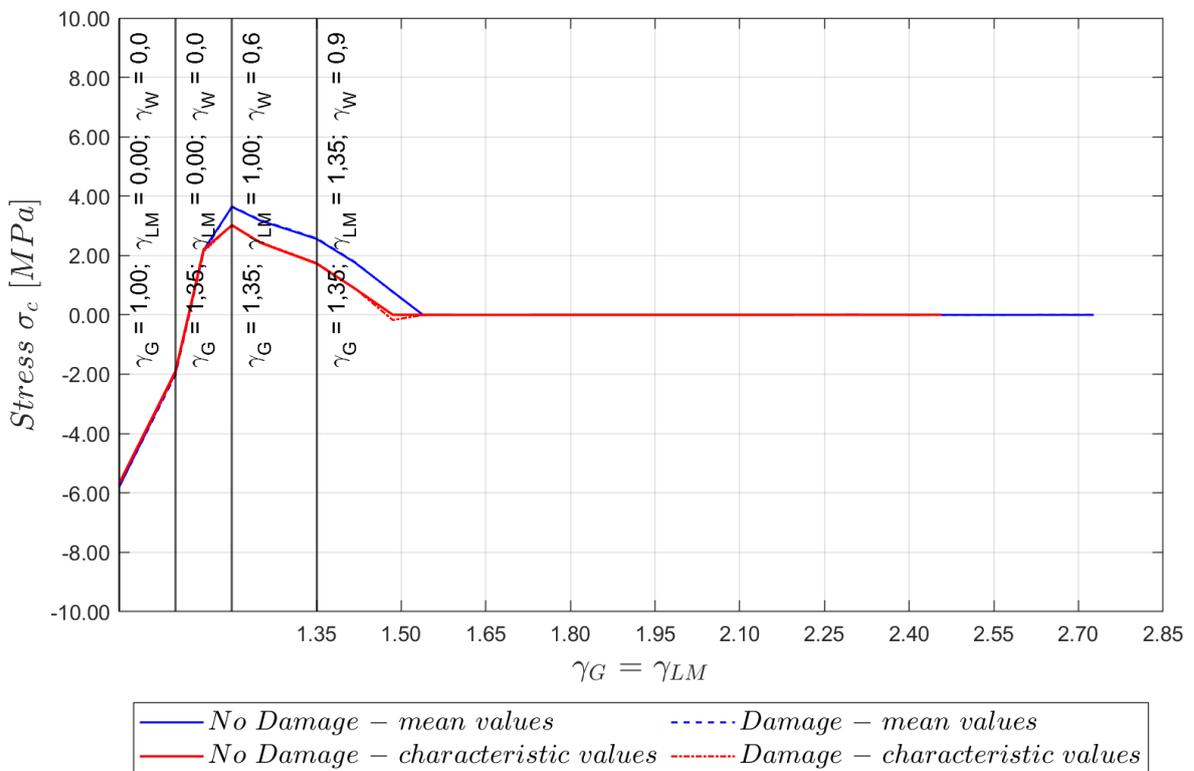


Figura 122 - Tensione intradosso trave - Sano-D14

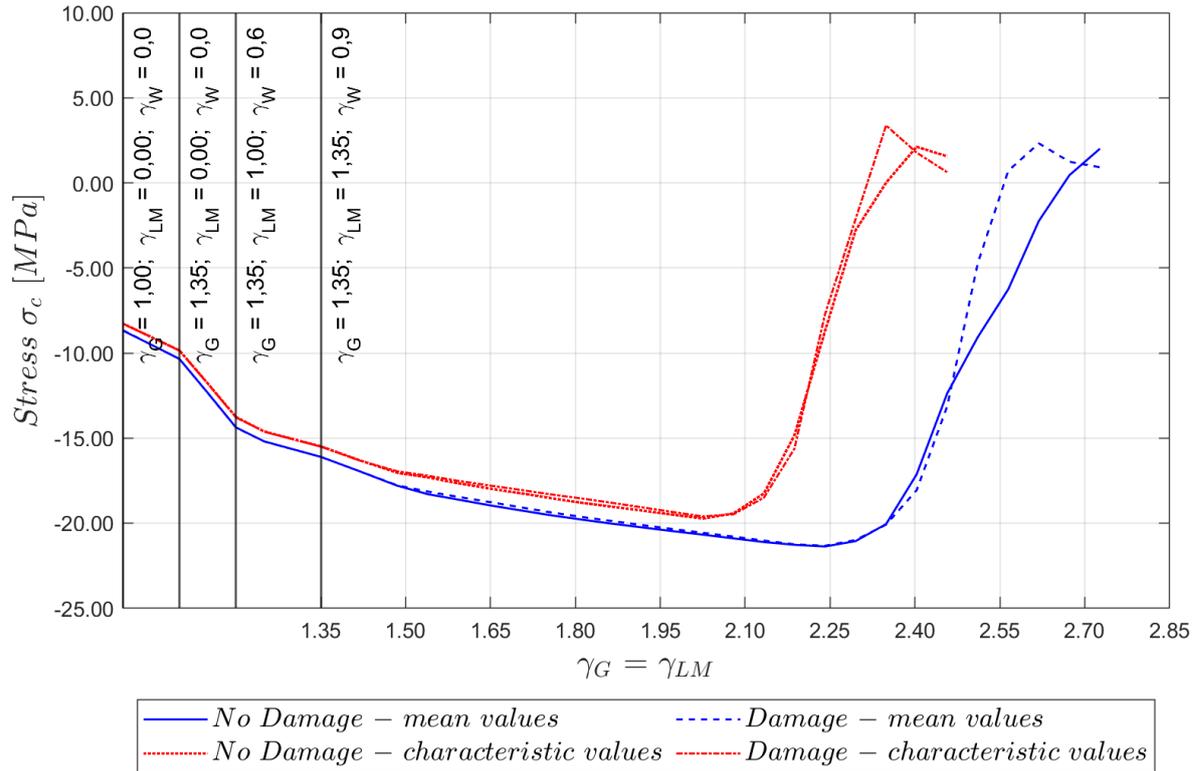


Figura 123 - Tensione estradosso trave - Sano-D14

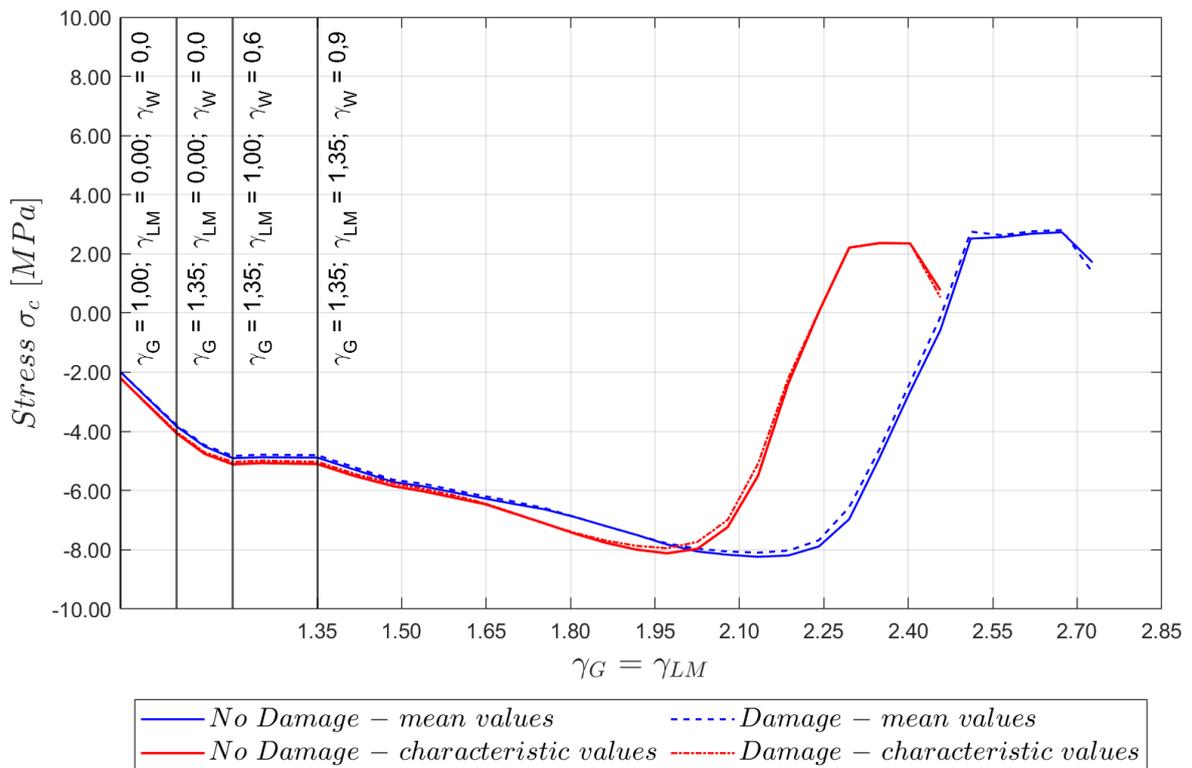


Figura 124 - Tensione intradosso soletta - Sano-D14

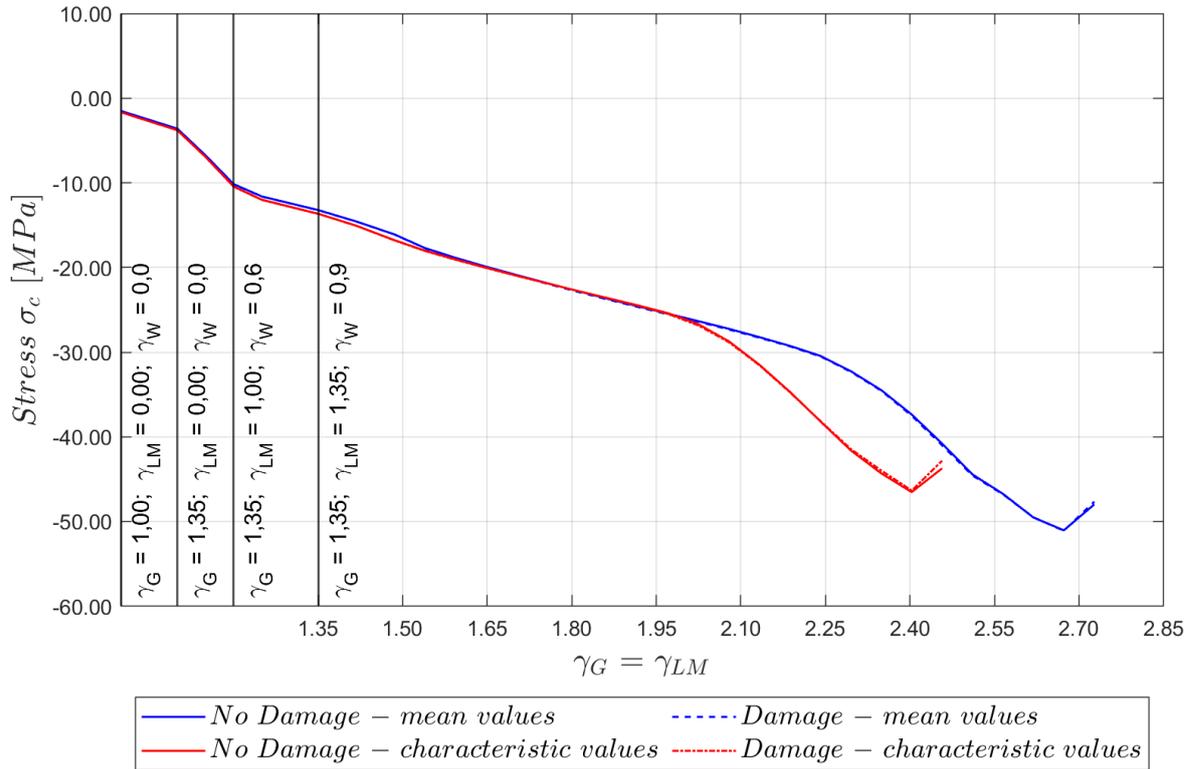


Figura 125 - Tensione estradosso soletta - Sano-D14

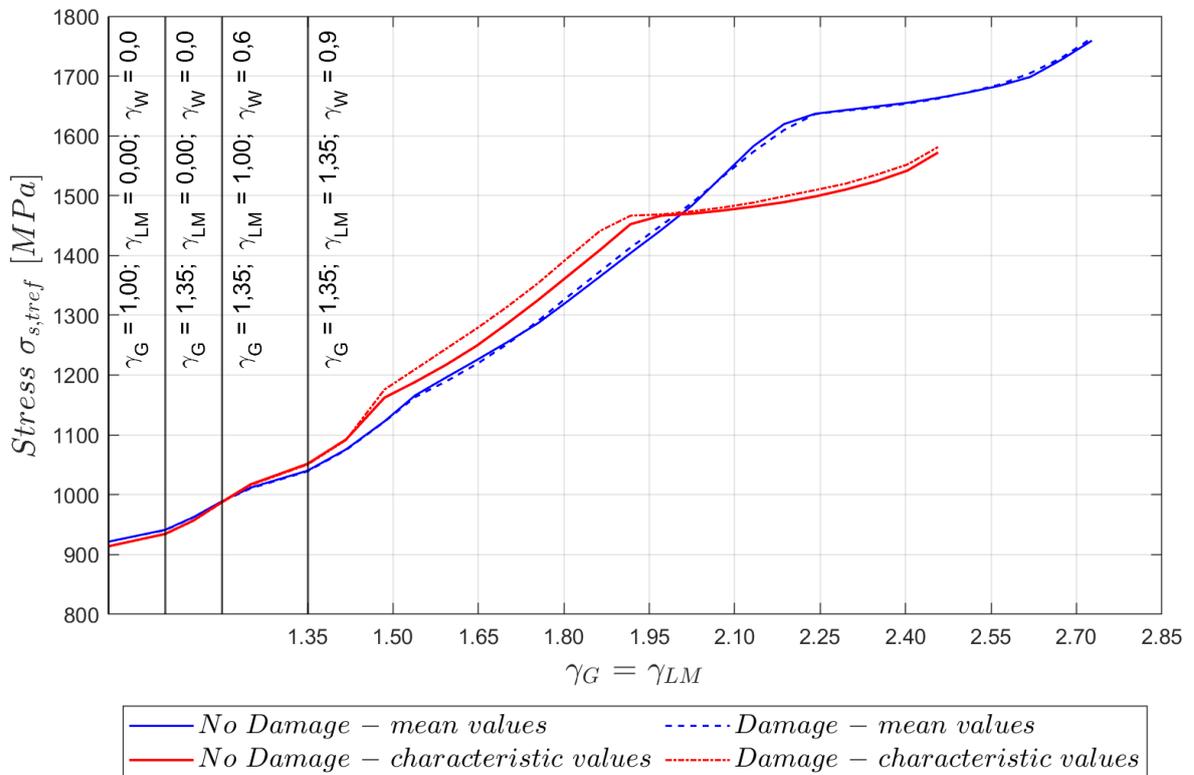


Figura 126 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D14

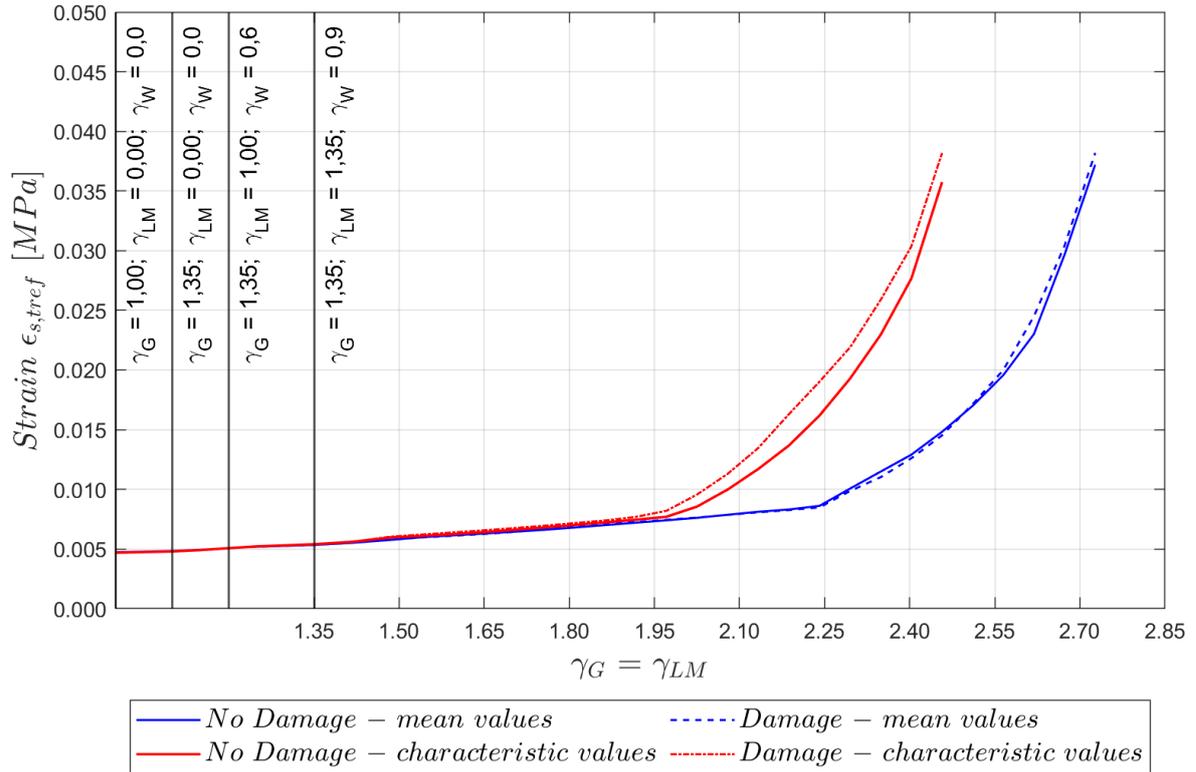


Figura 127 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D14

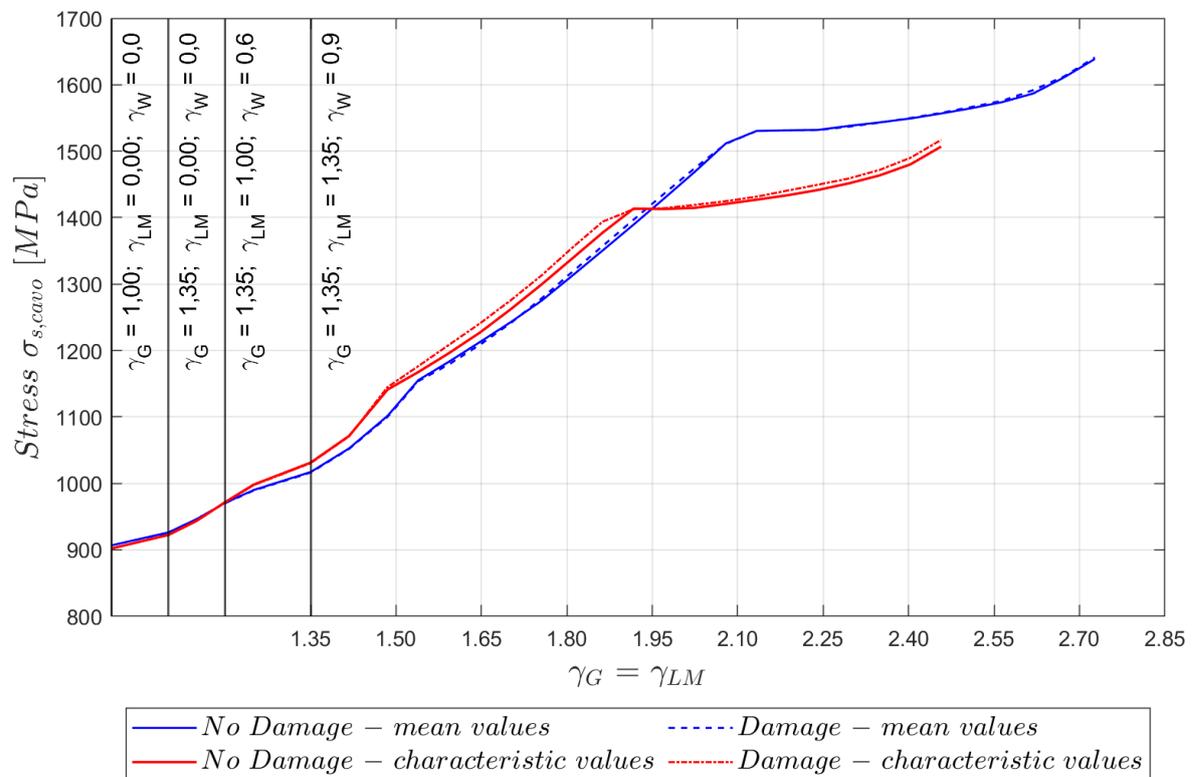


Figura 128 - Tensione cavo post-teso - Sano-D14

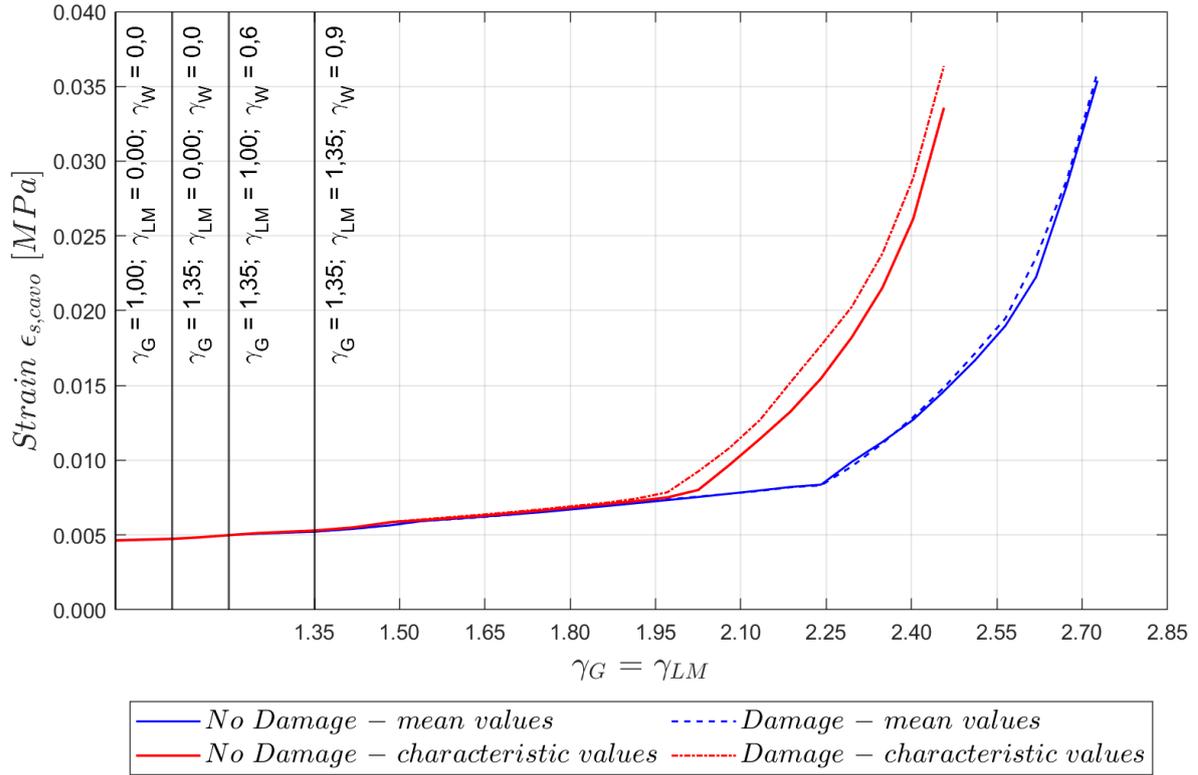


Figura 129 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D14

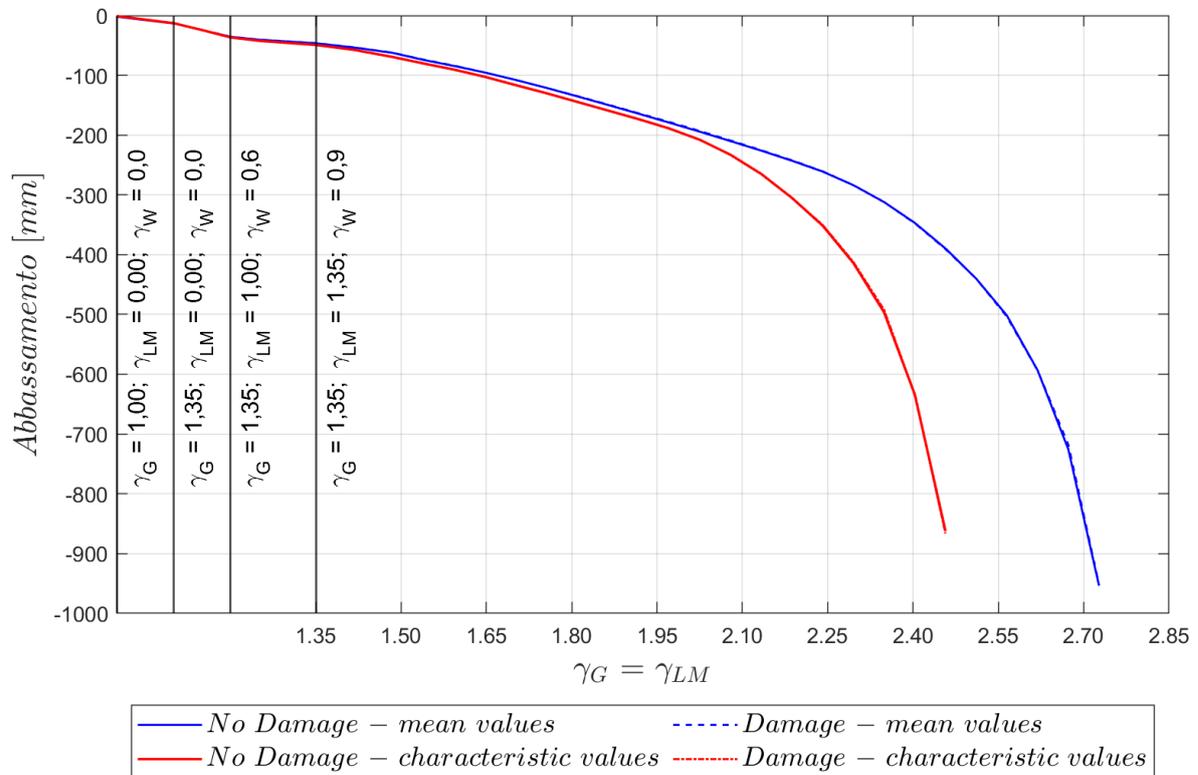


Figura 130 – Abbassamento trave - Sano-D14

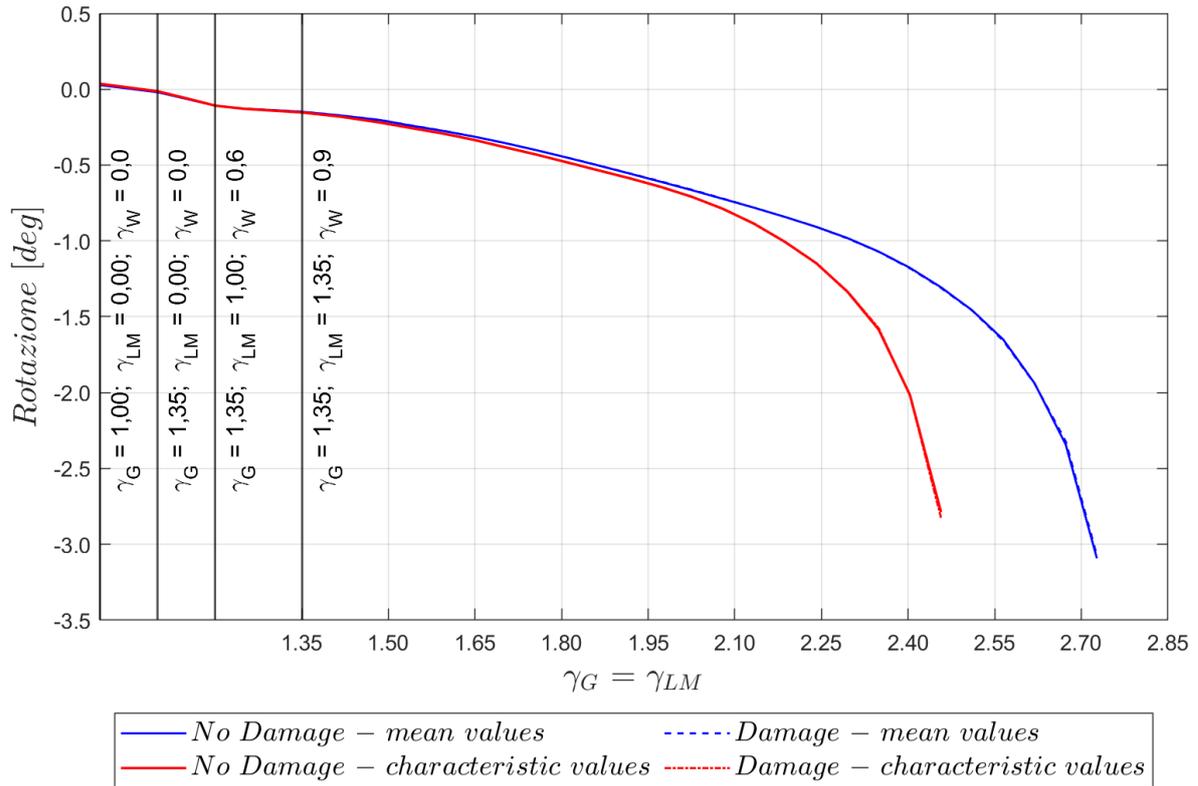


Figura 131 – Abbassamento trave - Sano-D14

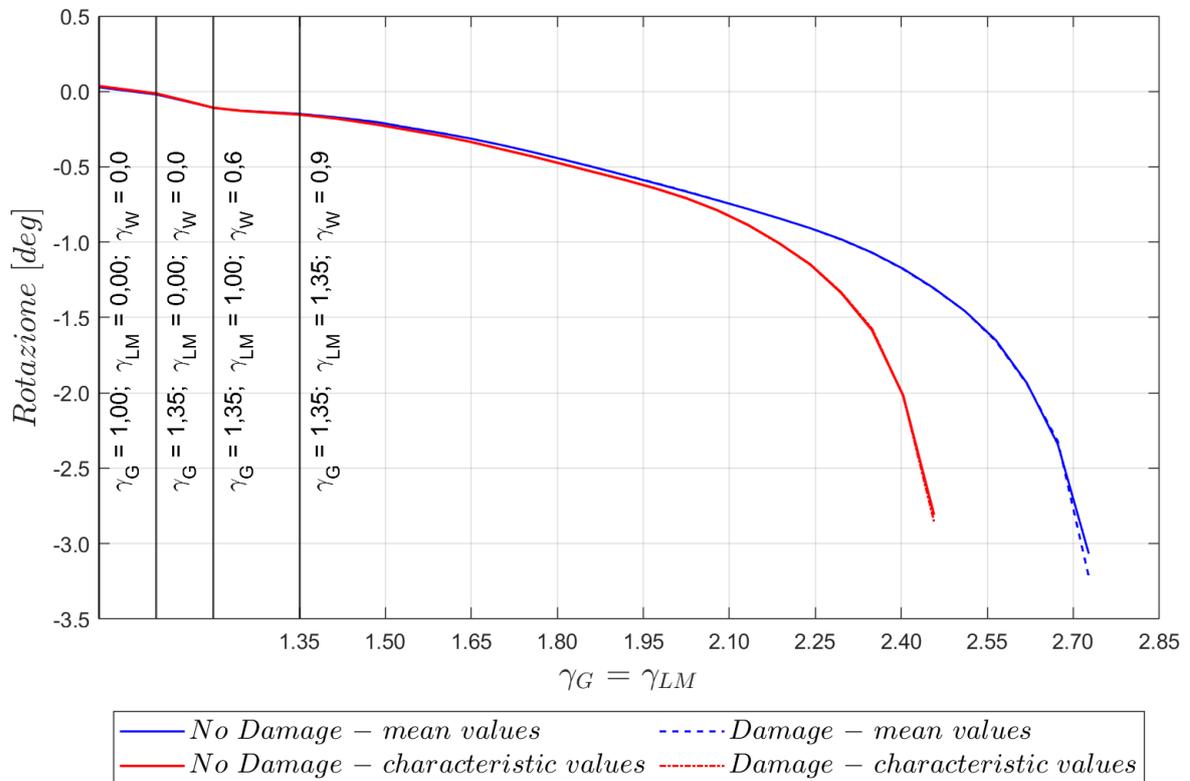


Figura 132 – Rotazione trave appoggio sud - Sano-D14

Tabella 63 – Differenziali di rotazione  $\vartheta$  all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1

Danno 14	$\Delta\vartheta = \vartheta_{u,Sano} - \vartheta_{u,Dan.}$ [mgradi]	
	Mean values	Characteristic values
Trave TL1 - Appoggio nord	-18	38
Trave TL1 - Appoggio sud	153	44

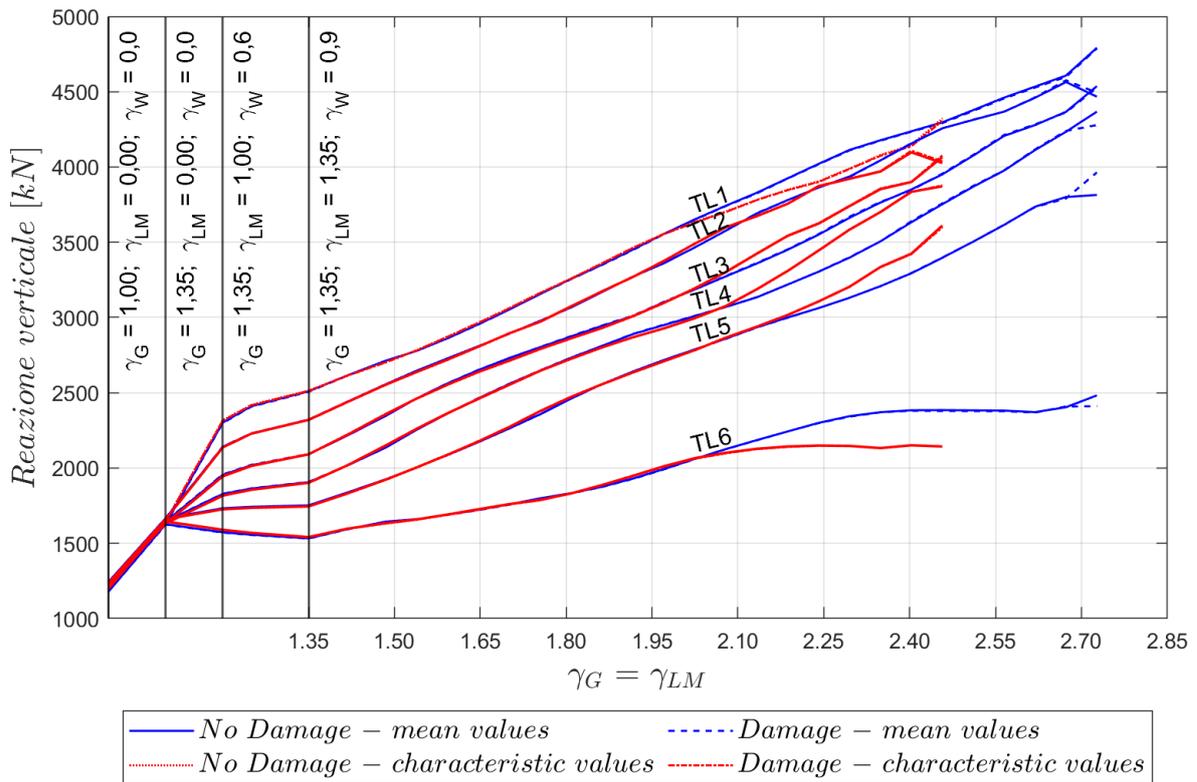


Figura 133 – Reazione travi appoggio nord - Sano-D14

In questo caso i grafici mostrano che il collasso anche per questo danneggiamento avviene per il raggiungimento della resistenza a compressione del calcestruzzo all'estradosso della soletta (Figura 125). Al momento del collasso la trave TL1 risulta ancora parzialmente fessura ma non in compressione (Figure 122-123) e inoltre i trefoli e i cavi sono ancora integri raggiungendo valori di tensione comunque elevati (Figure 126 e 128). Il danno introdotto non compromette la redistribuzione del carico operato dai traversi, che sono interessati da tale danneggiamento (Figura 133).

### Valutazione della sicurezza strutturale

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato con danno 14 applicando il safety format ECOV (Tabella 64).

Dall'analisi dei dati si evince che, nel caso di impalcato con danno 14, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 39% la condizione di SLU definita dalla norma.

Tabella 64 - Verifica di affidabilità - Danno 14

<b>Impalcato con Danno 14</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
$R_{NLFEA}$ con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.727	2.727	1.818
$R_{NLFEA}$ con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.457	2.457	1.638
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.063	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.21	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.88	1.88	1.25
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

### Prova di carico con mezzi pesanti

Nelle Tabelle 65-66 sono riportati e messi a confronto i risultati del modello sano e del modello danneggiato in termini di differenziali di spostamento e rotazione. Anche in questo caso, come quanto visto per il danno 13, le differenze tra i differenziali di spostamento tra il modello sano e danneggiato sono al disotto del millimetro (Tabella 65). I differenziali delle rotazioni longitudinali tra i due modelli differiscono al massimo dell'ordine del centesimo di mrad, mentre i differenziali delle rotazioni trasversali differiscono dell'ordine del decimo di mrad (Tabella 66). Quindi anche per questo scenario di danno le variazioni rilevate risultano essere talmente piccole da rendere impossibile una loro identificazione da parte degli inclinometri a barra installati sull'impalcato.

Tabella 65 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D14

<b>Parametro</b>	<b>Trave</b>	<b>Differenziale [mm]</b>	
		<b>Sano</b>	<b>D14</b>
spostamento	TL 1	-10.89	-10.785
verticale da	TL2	-8.15	-8.275
estradosso	TL3	-5.15	-5.240
soletta in	TL4	-2.37	-2.586
mezzeria	TL5	0.02	-0.131
dell'impalcato	TL6	2.31	2.555

Tabella 66 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D14

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $^{\circ} \cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D14	Sano	D14
rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.765	4.37	4.38
	TL2	0.568	0.582	3.25	3.34
	TL3	0.362	0.368	2.07	2.11
	TL4	0.180	0.179	1.03	1.02
	TL5	0.012	0.004	0.07	0.02
	TL6	-0.145	-0.161	-0.83	-0.92
rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.765	4.37	4.38
	TL2	0.568	0.583	3.25	3.34
	TL3	0.362	0.368	2.07	2.11
	TL4	0.180	0.179	1.03	1.02
	TL5	0.012	0.004	0.07	0.02
	TL6	-0.145	-0.161	-0.83	-0.92
rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.035	0.44	0.20
	TL2	0.060	0.029	0.34	0.17
	TL3	0.032	-0.021	0.18	-0.12
	TL4	0.016	0.018	0.09	0.10
	TL5	0.000	0.017	0.00	0.09
	TL6	-0.014	0.017	-0.08	0.09
rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.557	-1.51	-3.19
	TL2	-0.318	-0.861	-1.82	-4.93
	TL3	-0.281	-0.765	-1.61	-4.38
	TL4	-0.260	-0.710	-1.49	-4.07
	TL5	0.246	-0.669	1.41	-3.83
	TL6	0.242	-0.661	1.39	-3.79

### 3.4.7 Danno 15

Il danno 15 consiste nella completa rottura dei cavi trasversali di post-tensione presenti nei traversi di campata e nella soletta, per un tratto compreso tra l'asse della trave TL2 e la testata di ancoraggio più vicina. La localizzazione e l'estensione del danneggiamento ipotizzato sono riportate sinteticamente in Tabella 67.

Tabella 67 - Caratteristiche danno 15

Elemento	Sezione	Danno applicato	Estensione
Traversi di campata	Da X = -10.20 m a X = -6.43 m	Rottura parziale cavi di post-tensione (cavo 1 e cavo 2) pari al 100% dell'area	3,78m
Soletta	Per Y = 14.70m e 28.30 m Da X = -10.88 m a X = -6.43 m	Rottura parziale cavi di post-tensione (cavo 3) pari al 100% dell'area	4,45m

*Analisi a collasso*

Nelle Tabelle 68-69 si riportano, sia per le resistenze medie e sia per quelle caratteristiche, i valori del massimo fattore raggiunto dall'impalcato incrementando la condizione di SLU fino al raggiungimento del collasso.

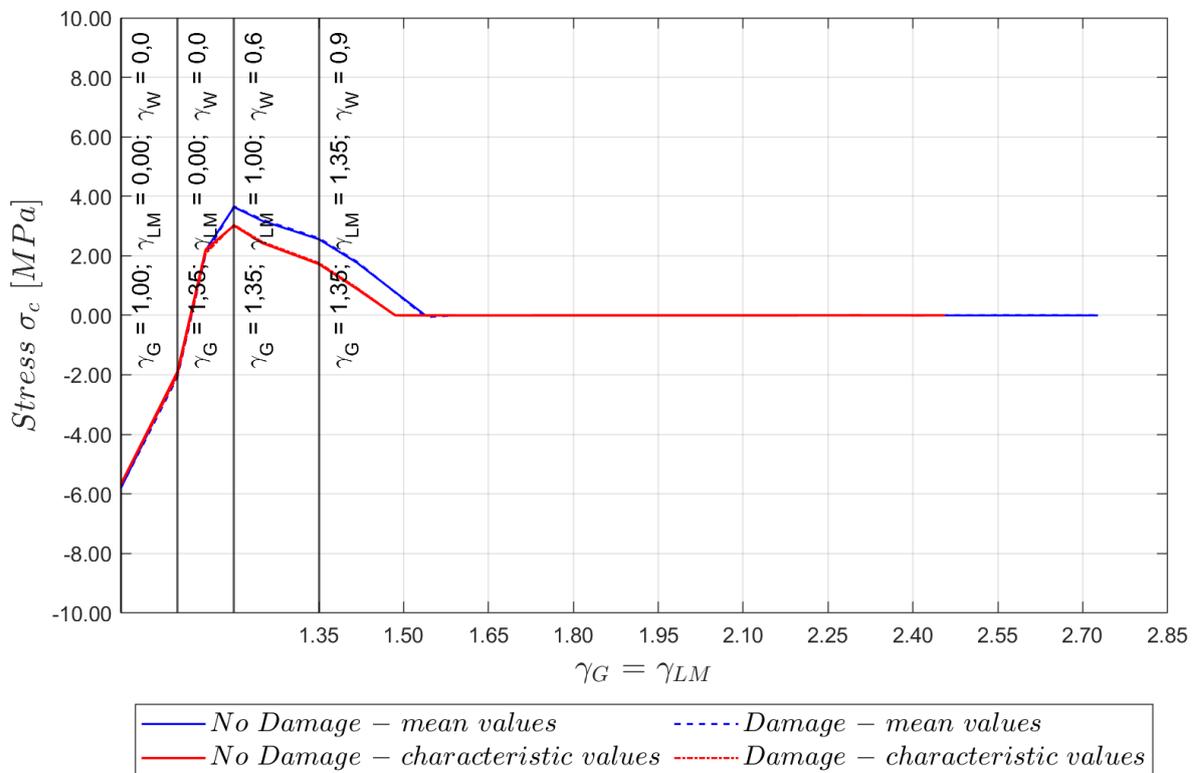
*Tabella 68 - Danno 15 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso*

Tempo [giorni]		incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17893.6	+ 102 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.727	1.818
17893.8	+ 106 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

*Tabella 69 - Danno 15 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso*

Tempo [giorni]		incremento di carico	$\gamma_G = \gamma_{LM}$	$\gamma_W$
17892.6	+ 82 %	Rispetto alla combinazione SLU	2.457	1.638
17892.8	+ 86 %	Rispetto alla combinazione SLU	NON CONVERGE	

Di seguito vengono riportati i grafici rappresentativi del confronto tra la risposta strutturale del modello sano e di quello con danno 15.



*Figura 134 - Tensione intradosso trave - Sano-D15*

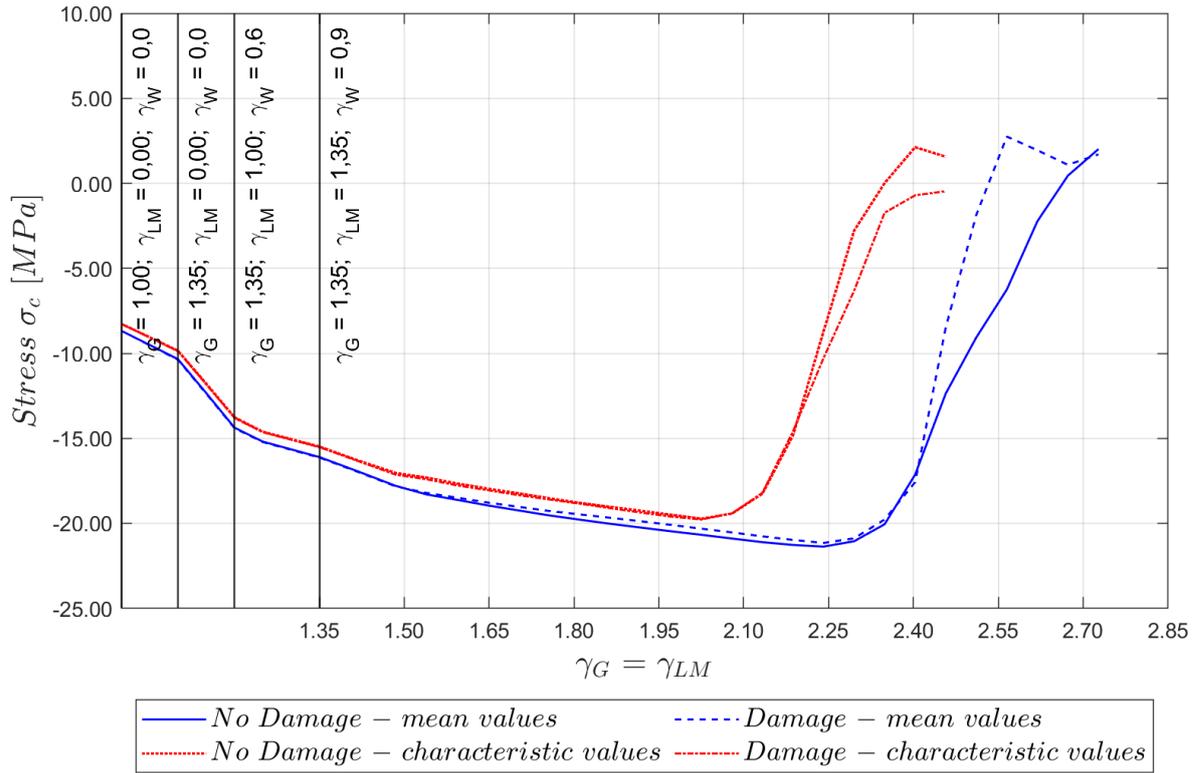


Figura 135 - Tensione estradosso trave - Sano-D15

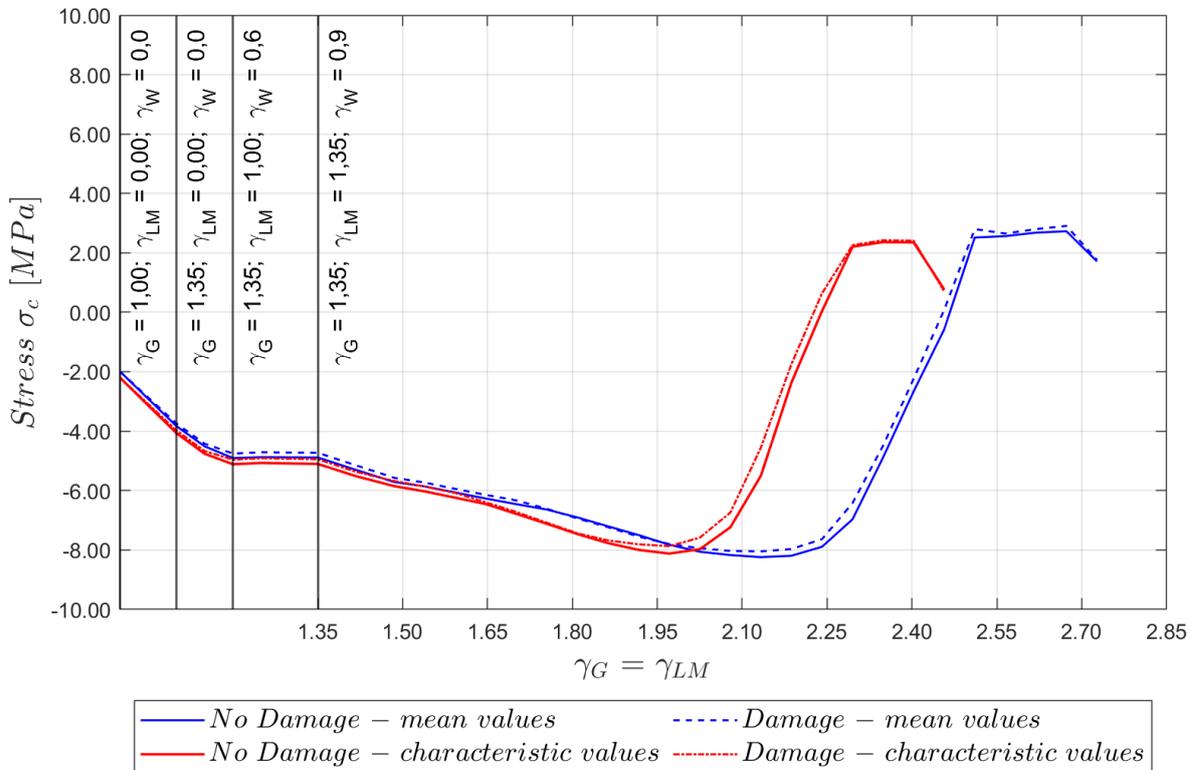


Figura 136 - Tensione intradosso soletta - Sano-D15

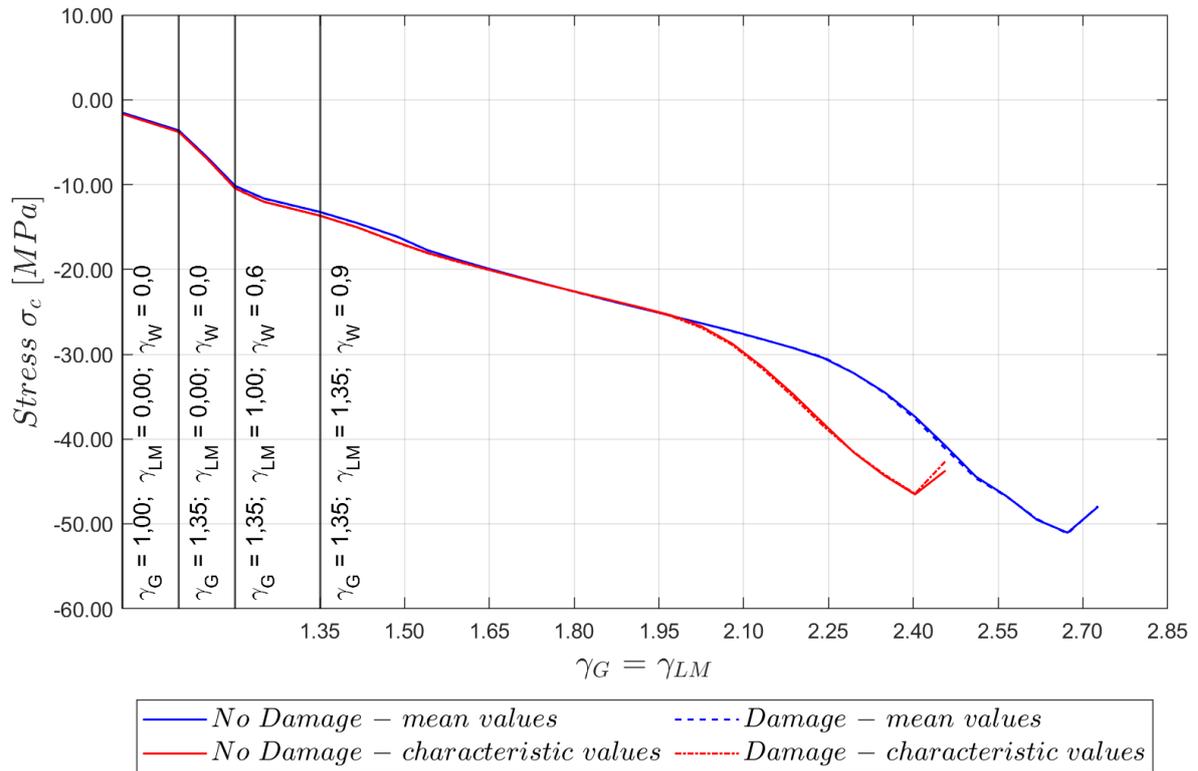


Figura 137 - Tensione estradosso soletta - Sano-D15

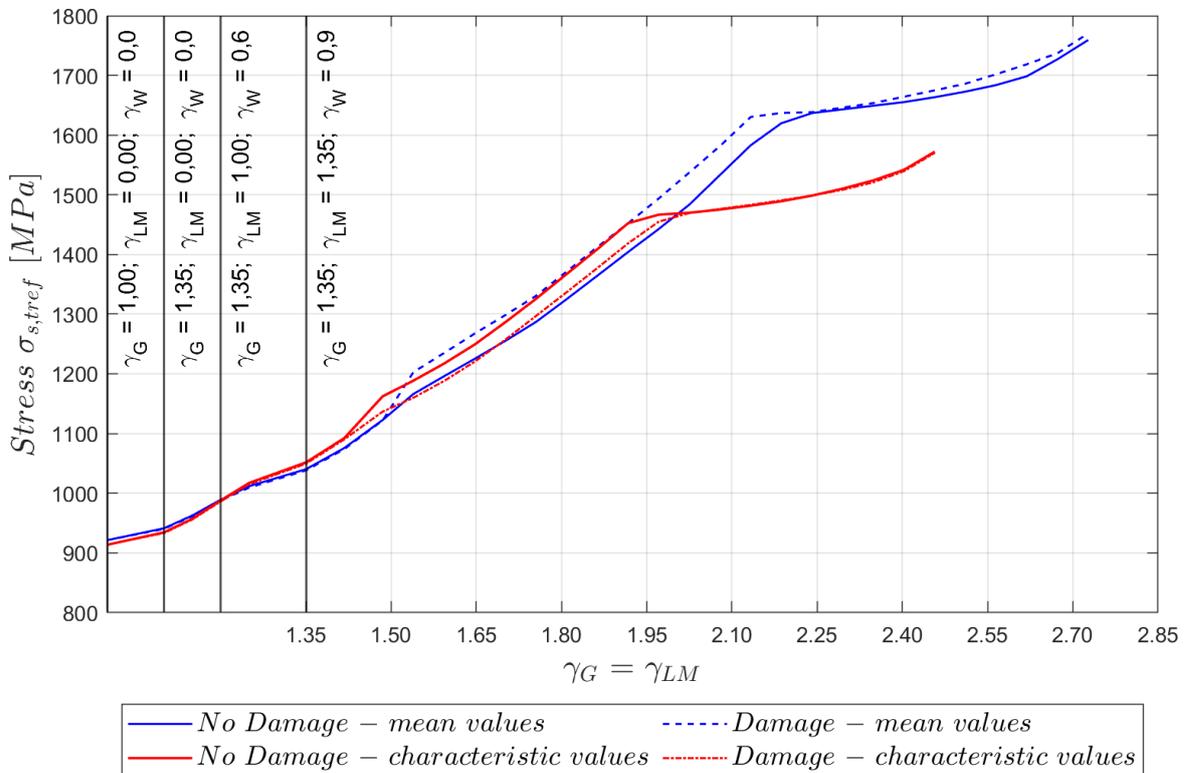


Figura 138 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D15

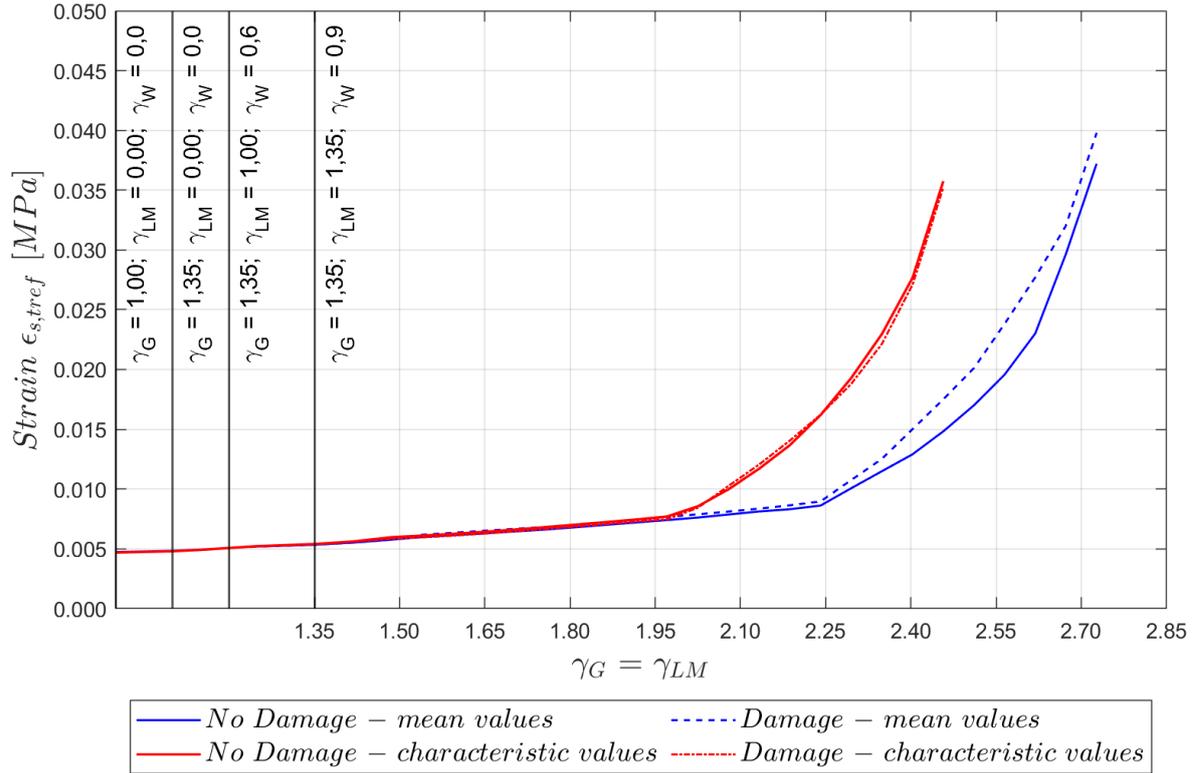


Figura 139 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D15

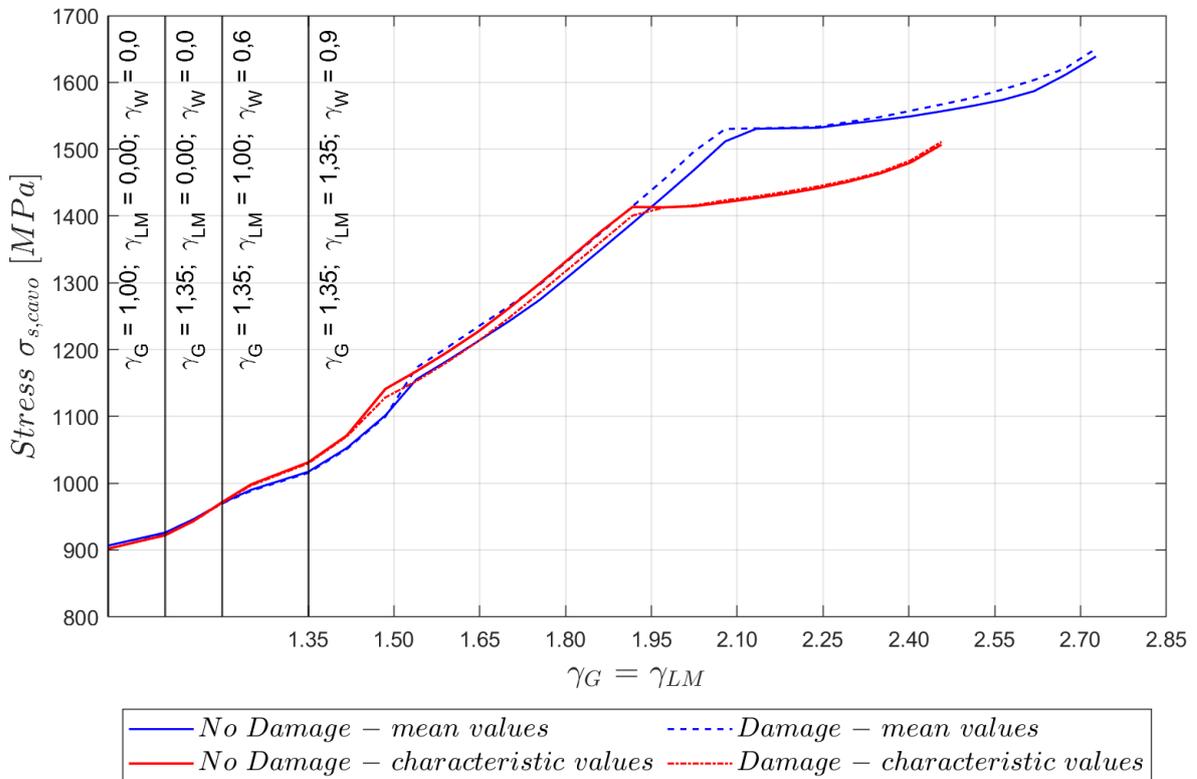


Figura 140 - Tensione cavo post-teso - Sano-D15

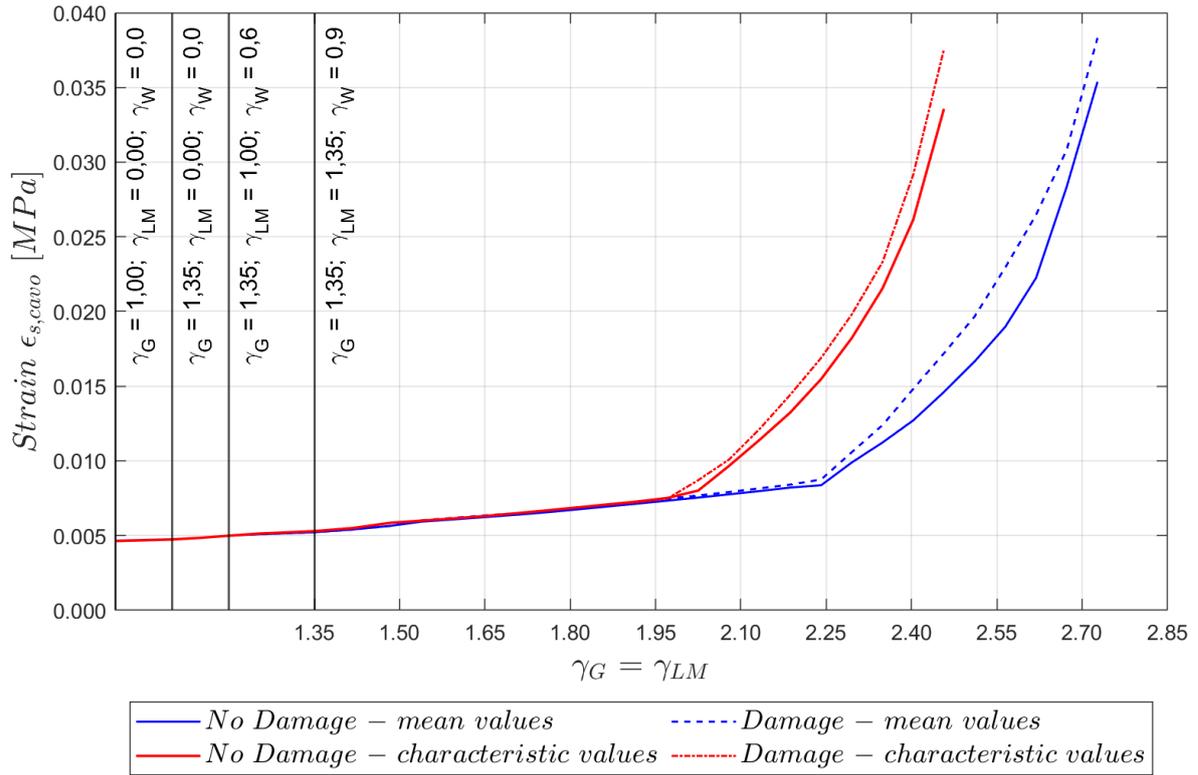


Figura 141 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D15

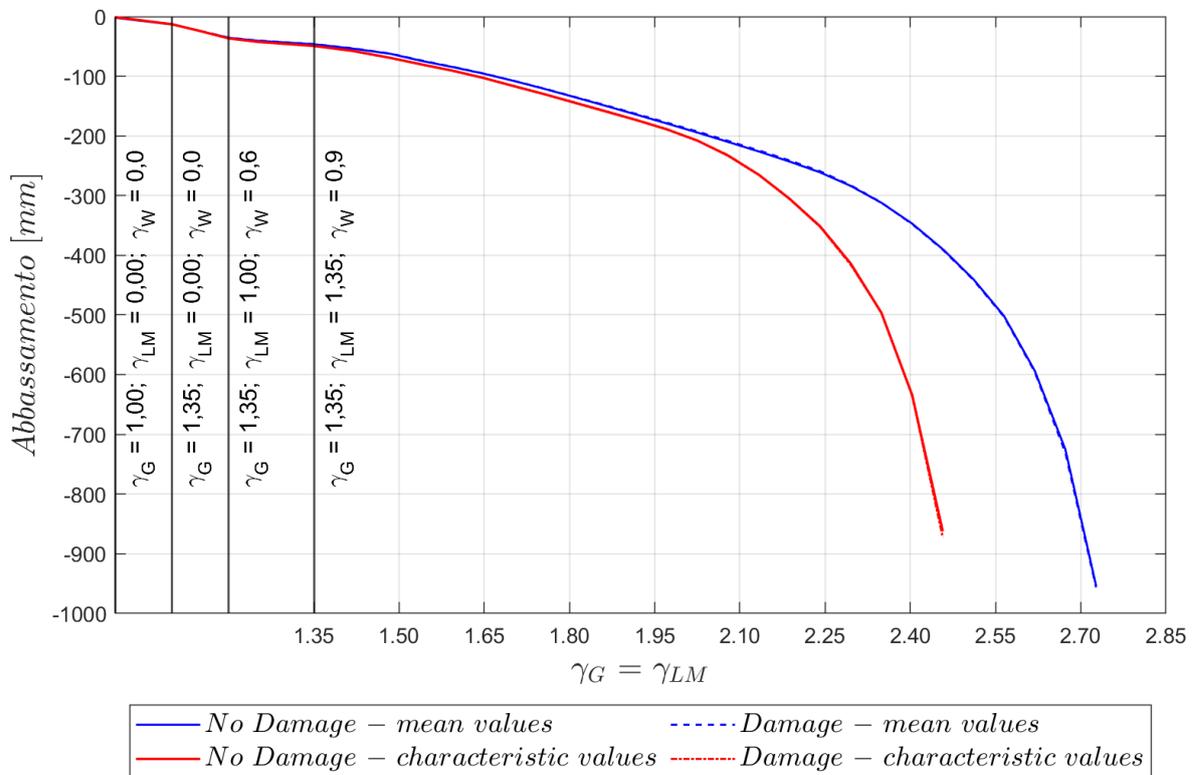


Figura 142 - Abbassamento trave - Sano-D15

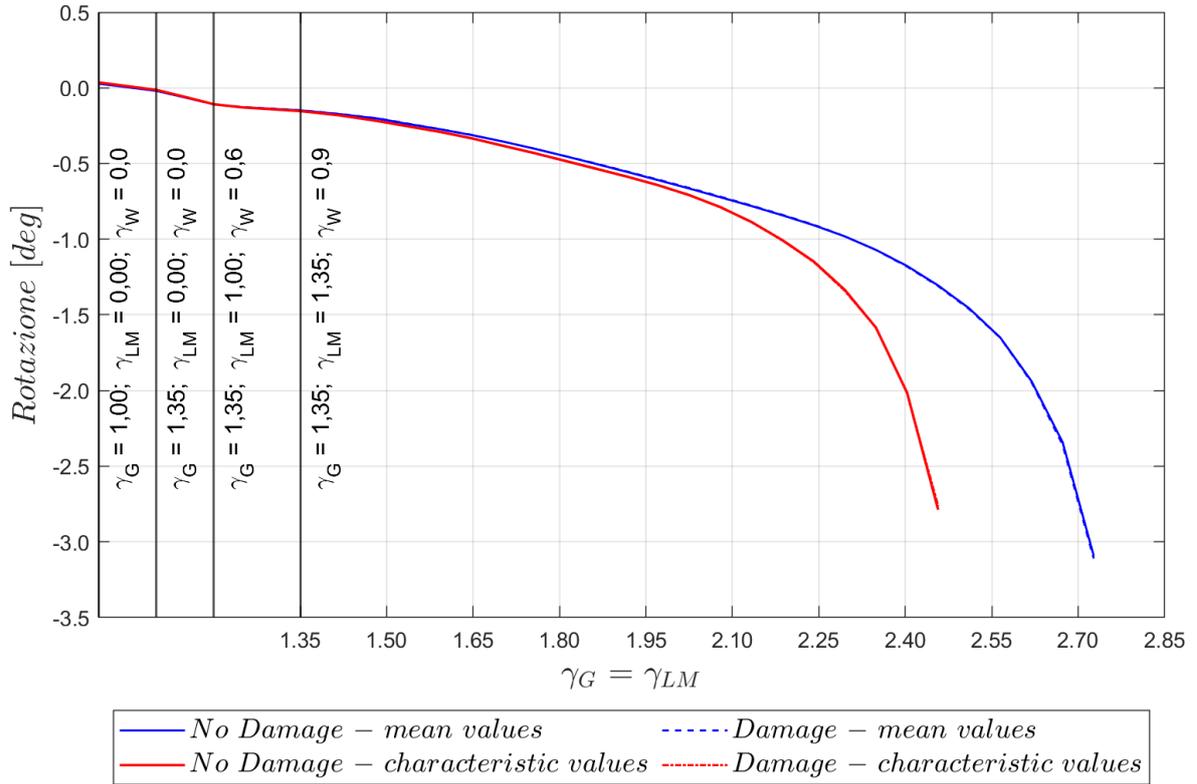


Figura 143 – Abbassamento trave - Sano-D15

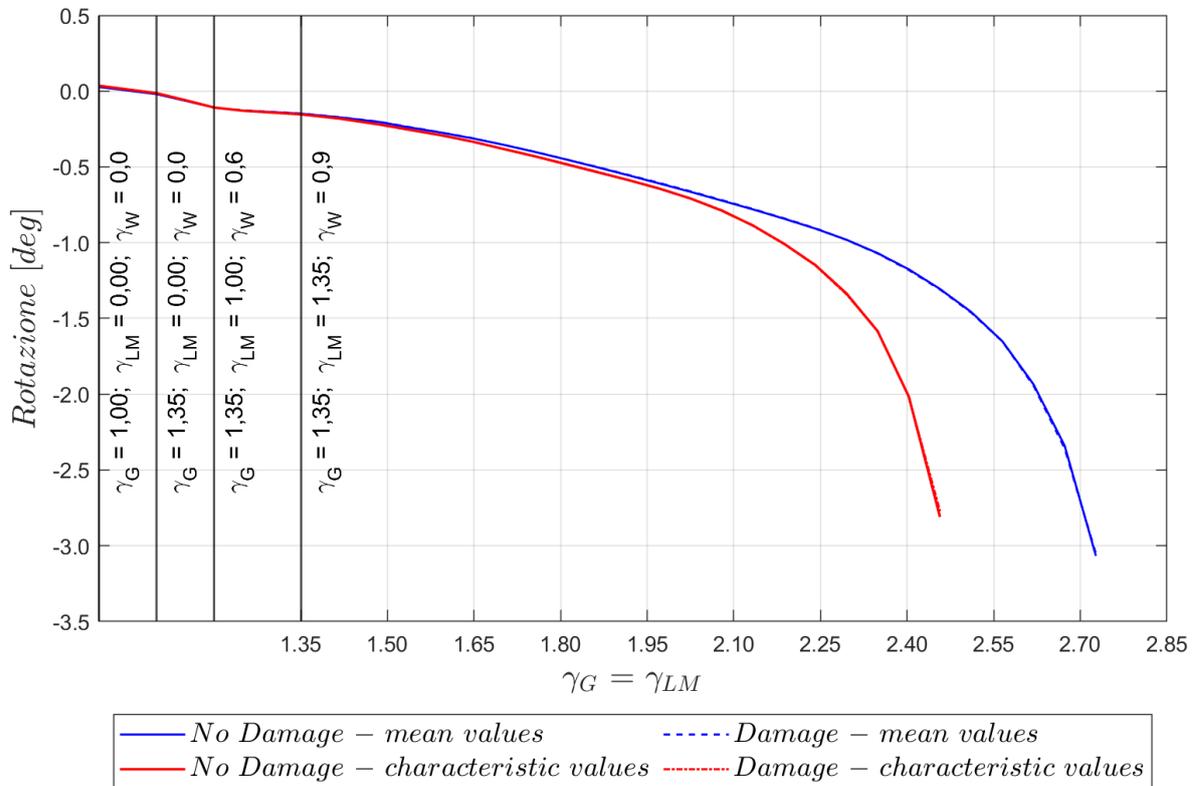


Figura 144 – Rotazione trave appoggio sud - Sano-D15

Tabella 70 – Differenziali di rotazione  $\vartheta$  all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1

Danno 14	$\Delta\vartheta = \vartheta_{u,Sano} - \vartheta_{u,Dan.}$ [mgrad]	
	Mean values	Characteristic values
Trave TL1 - Appoggio nord	18	-24
Trave TL1 - Appoggio sud	-12	-38

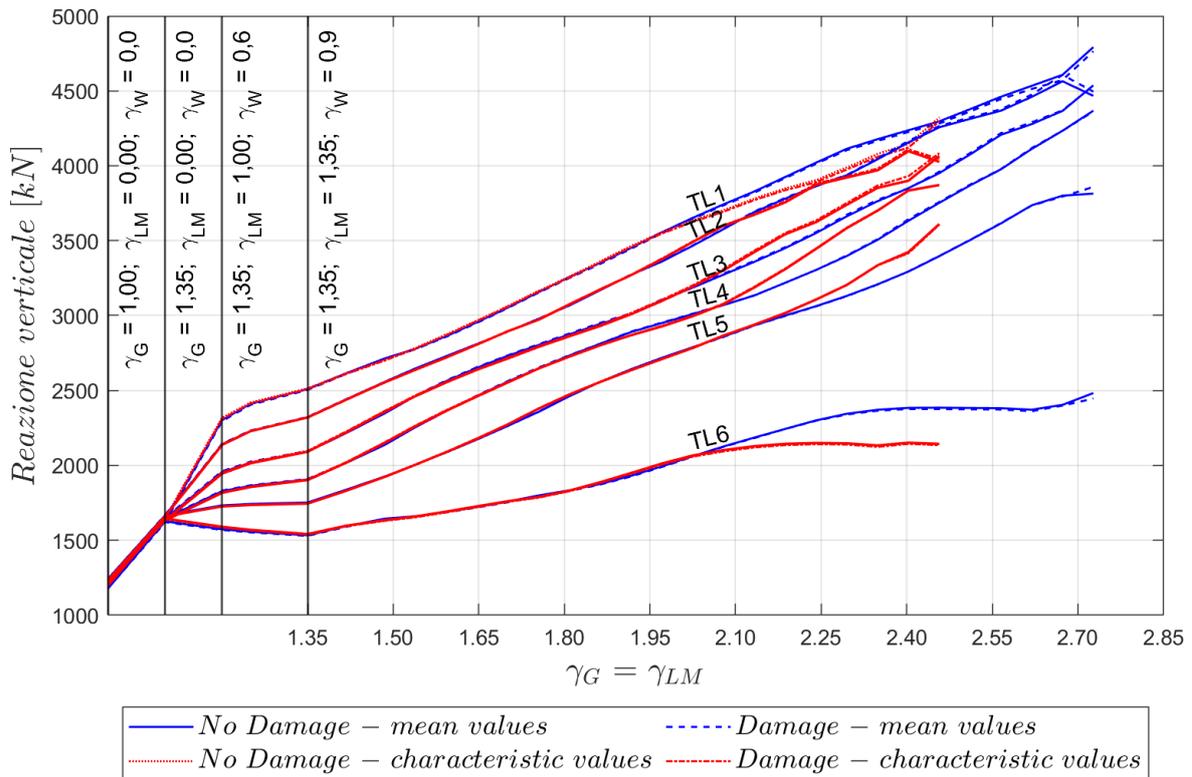


Figura 145 – Reazione travi appoggio nord - Sano-D15

Nel presente scenario, i grafici mostrano che il collasso anche per questo danneggiamento avviene per il raggiungimento della resistenza a compressione del calcestruzzo all'estradosso della soletta (Figura 137). Al momento del collasso la trave TL1 risulta fessurata all'intradosso e in trazione all'estradosso (Figure 134-135) e inoltre i trefoli e i cavi hanno valori di tensione prossimi a quelli di rottura (Figure 138 e 140). Il danno introdotto, in questo caso, permette di osservare una lieve redistribuzione del carico dalla trave TL1 verso le travi TL2 e TL3 (Figura 145).

*Valutazione della sicurezza strutturale*

Di seguito si riportano i risultati della verifica sull'affidabilità strutturale effettuata per il caso di impalcato con danno 15 applicando il safety format ECOV (Tabella 71).

Dall'analisi dei dati si evince che, nel caso di impalcato con danno 15, la combinazione delle azioni al collasso supera di circa il 39% la condizione di SLU definita dalla norma.

Tabella 71 - Verifica di affidabilità - Danno 15

<b>Impalcato con Danno 14</b>	<b>Perm. (G)</b>	<b>Traffic (LM)</b>	<b>Wind (W)</b>
<i>R<sub>NLFEA</sub></i> con resistenze medie $\lambda_u(X_m; a_{nom})$	2.727	2.727	1.818
<i>R<sub>NLFEA</sub></i> con resistenze caratteristiche $\lambda_u(X_k; a_{nom})$	2.457	2.457	1.638
Coefficiente di variazione $V_R - ECoV$		0.063	
Fattore di sicurezza della resistenza globale $\gamma_R$		1.21	
Fattore di sicurezza di incertezza modello $\gamma_{Rd}$		1.20	
Resistenza di progetto $R_d = \lambda_d$	1.88	1.88	1.25
Azioni di progetto $\gamma$	1.35	1.35	0.9
Verifica $\lambda_d \geq \gamma$	✓	✓	✓

*Prova di carico con mezzi pesanti*

Nelle Tabelle 72 e 73 sono riportati e messi a confronto i risultati del modello sano e del modello danneggiato in termini di differenziali di spostamento e rotazione. Anche in questo caso, come quanto visto per il danno 13, le differenze tra i differenziali di spostamento tra il modello sano e danneggiato sono al disotto del millimetro (Tabella 72). I differenziali delle rotazioni longitudinali tra i due modelli differiscono al massimo dell'ordine del centesimo di mrad, mentre i differenziali delle rotazioni trasversali differiscono dell'ordine del decimo di mrad (Tabella 73). Quindi anche per questo scenario di danno le variazioni rilevate risultano essere talmente piccole da rendere impossibile una loro identificazione da parte degli inclinometri a bassa installati sull'impalcato.

Tabella 72 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D15

<b>Parametro</b>	<b>Trave</b>	<b>Differenziale [mm]</b>	
		<b>Sano</b>	<b>D15</b>
spostamento	TL 1	-10.89	-10.67
verticale da	TL2	-8.15	-8.40
estradosso	TL3	-5.15	-5.33
soletta in	TL4	-2.37	-2.62
mezzeria	TL5	0.02	-0.11
dell'impalcato	TL6	2.31	2.29

Tabella 73 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D15

Parametro	Trave	Differenziale [mrad]		Differenziale [ $^{\circ} \cdot 10^{-2}$ ]	
		Sano	D15	Sano	D15
rotazioni longitudinali in appoggio, lato nord	TL 1	0.763	0.758	4.37	4.34
	TL2	0.568	0.591	3.25	3.39
	TL3	0.362	0.374	2.07	2.14
	TL4	0.180	0.181	1.03	1.04
	TL5	0.012	0.002	0.07	0.01
	TL6	-0.145	-0.167	-0.83	-0.95
rotazioni longitudinali in appoggio, lato sud	TL 1	0.763	0.758	4.37	4.35
	TL2	0.568	0.591	3.25	3.39
	TL3	0.362	0.374	2.07	2.14
	TL4	0.180	0.181	1.03	1.04
	TL5	0.012	0.002	0.07	0.01
	TL6	-0.145	-0.166	-0.83	-0.95
rotazioni longitudinali in mezzeria	TL 1	0.076	0.000	0.44	0.00
	TL2	0.060	0.000	0.34	0.00
	TL3	0.032	0.000	0.18	0.00
	TL4	0.016	0.000	0.09	0.00
	TL5	0.000	0.000	0.00	0.00
	TL6	-0.014	0.000	-0.08	0.00
rotazioni trasversali in mezzeria	TL 1	-0.264	-0.419	-1.51	-2.40
	TL2	-0.318	-0.858	-1.82	-4.92
	TL3	-0.281	-0.784	-1.61	-4.49
	TL4	-0.260	-0.726	-1.49	-4.16
	TL5	0.246	-0.684	1.41	-3.92
	TL6	0.242	-0.677	1.39	-3.88

Inoltre, dai valori delle rotazioni trasversali delle travi, si evince come la trave TL1 non segua l'andamento delle restanti travi. Infatti, il danneggiamento introdotto compromette la solidarietà tra le travi. La trave TL1, risulta quindi collaborante con il resto dell'impalcato solo tramite la soletta e per mezzo del blocco di traverso, il quale lavora come un "blocco rigido" inserito tra le due travi TL1 e TL2 e la soletta.

### 3.5 Risultati

I diversi scenari di danneggiamento, fin qui ipotizzati sull'opera oggetto di studio, sono stati applicati al relativo modello agli elementi finiti e i relativi risultati ottenuti sono stati analizzati a livello individuale.

Nel presente paragrafo, invece, vengono riproposti e messi a confronto per ciascun campo di studio tali risultati forniti dalle precedenti analisi, al fine di esprimere una valutazione d'insieme sulle problematiche affrontate nel presente elaborato, in termini di risposta globale.

In Tabella 74 si riporta una sintesi delle caratteristiche dei danneggiamenti simulati e in Figura 146 e Figura 147, si riporta una loro rappresentazione grafica.

Tabella 74 - Danneggiamenti simulati sul viadotto in esame

Danno applicato	Trave TL1	Traversi di campata e soletta			Estensione danno
	Staffe d'anima	Riduzione area cavo 1	Riduzione area cavo 2	Riduzione area cavo 3	
Danno 10 (P4000)	9Ø8 / 30 cm 2Ø8 / 30 cm (d'infittimento)	-	-	-	2,5m
Danno 10 (P12500)	9Ø8 / 30 cm 2Ø8 / 30 cm (d'infittimento)	-	-	-	2,5m
Danno 11	-	25% (8/32 fili)	25% (6/24 fili)	-	3,78m
Danno 12	-	50% (16/32 fili)	50% (12/24 fili)	-	3,78m
Danno 13	-	25% (8/32 fili)	25% (6/24 fili)	25% (5,5/22 fili)	3,78m
Danno 14	-	50% (16/32 fili)	50% (12/24 fili)	50% (11/22 fili)	(cavo 1&2)
Danno 15	-	100% (32/32 fili)	100% (24/24 fili)	100% (22/22 fili)	4,45 m (cavo 3)

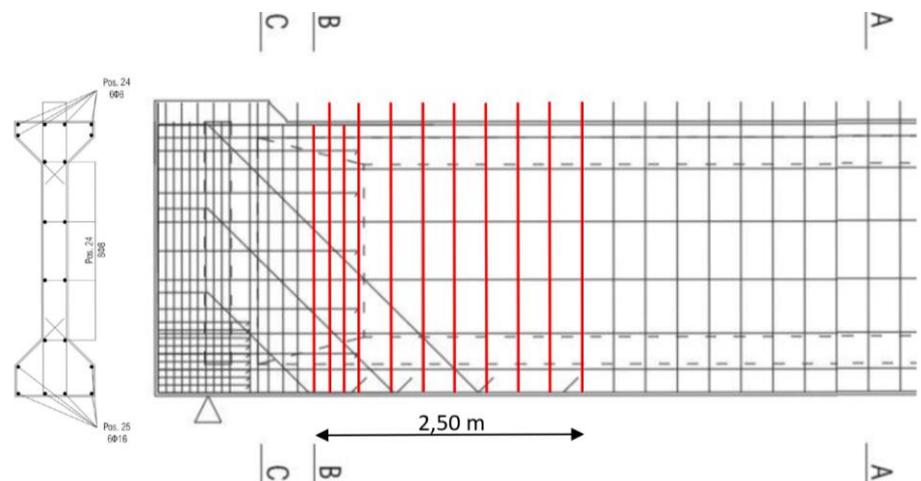


Figura 146 - Disposizione armatura trasversale (Danno 10)

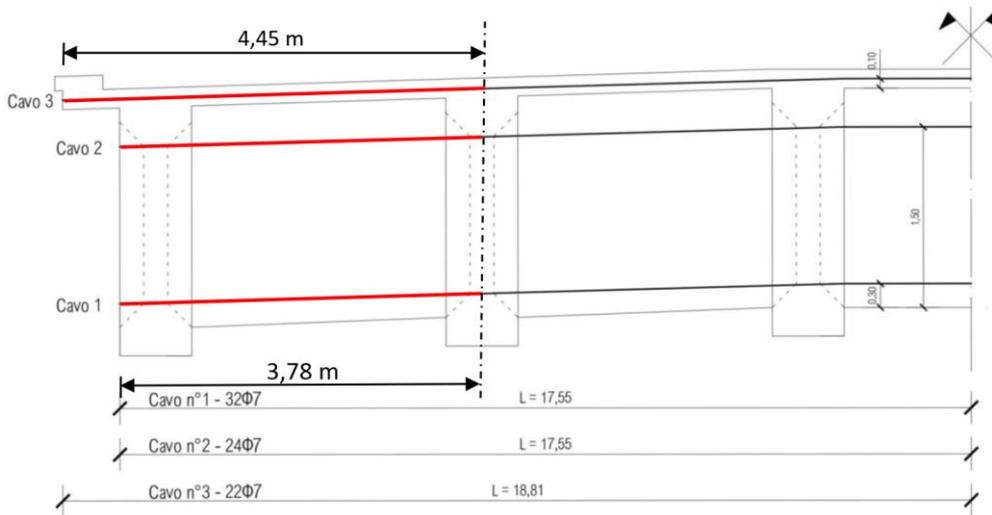


Figura 147 - Disposizione dei cavi di post-tensione trasversali (Danno 11-15)

### 3.5.1 Analisi a collasso

Le analisi a collasso precedentemente espone sono ora messe a confronto in termini di massimo moltiplicatore di collasso, sia per le analisi caratterizzate da resistenze dei materiali medie che caratteristiche.

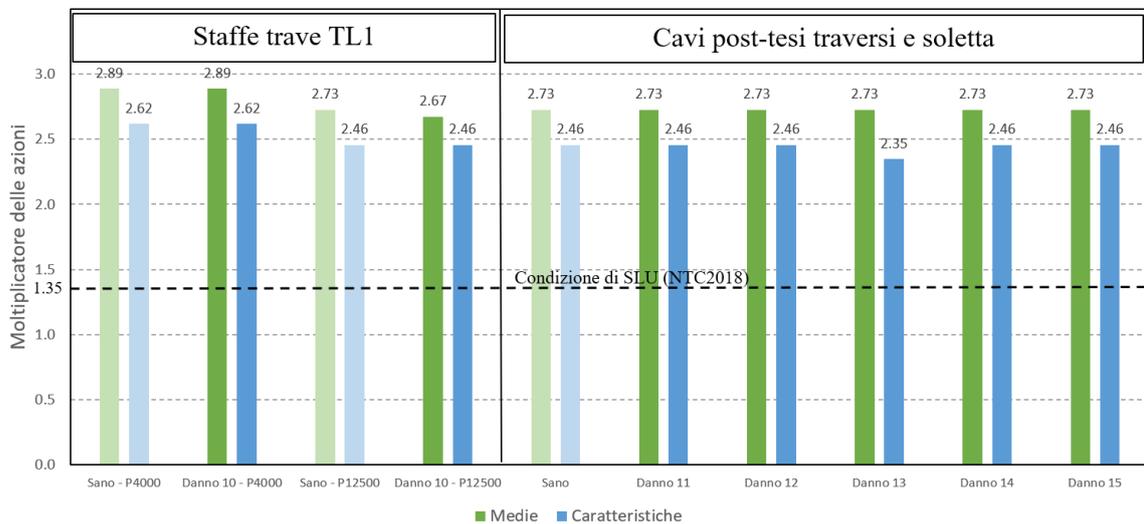


Figura 148 - Confronto delle risposte strutturali - Azioni permanenti, traffico ( $\gamma_G = \gamma_{LM} = 1.35$ )

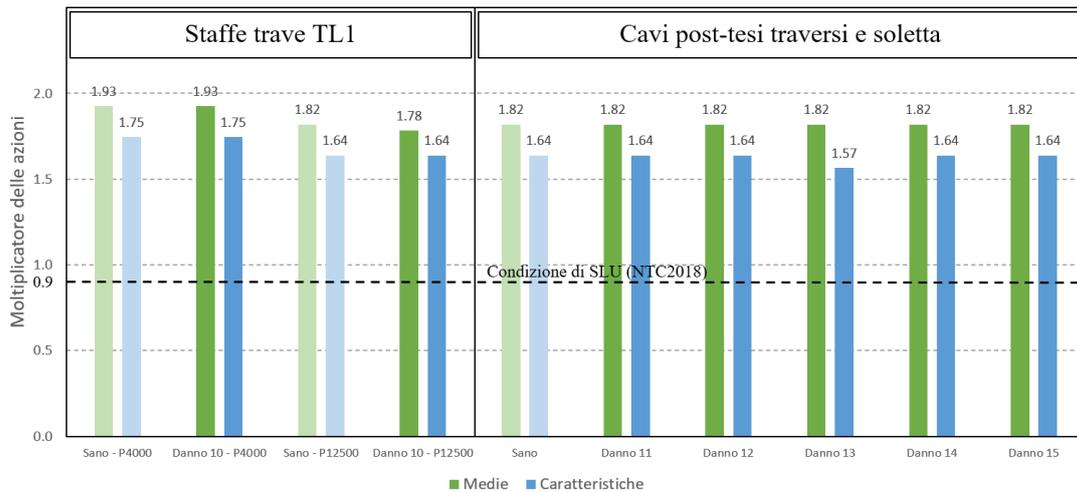


Figura 149 - Confronto delle risposte strutturali - Azioni del vento ( $\gamma_W = 0.9$ )

Dagli istogrammi presentati si evince come il massimo moltiplicatore di collasso, risulti per ogni scenario di danno ipotizzato, sempre maggiore nel caso di modello con resistenza dei materiali medie rispetto a quelle caratteristiche. Da tale aspetto ne consegue che la condizione di SLU richiesta dai codici sia ampiamente soddisfatta. Una possibile spiegazione per tale comportamento può essere ricercata nelle seguenti considerazioni:

- i valori delle proprietà dei materiali ricavati dalla campagna di prove in sito, attraverso il prelievo di campioni del materiale risultano superiori rispetto ai valori delle medesime grandezze considerate in fase di progettazione;
- la normativa vigente al tempo di progettazione e realizzazione dell'opera in esame, presupponeva azioni di progetto differenti rispetto a quelle prescritte dalle attuali normative;
- l'esecuzione di una analisi a fasi non lineare, come quella realizzata nel presente studio utilizzando un modello agli elementi finiti tridimensionali ha consentito di considerare quelli che sono i reali comportamenti dei materiali tempo-dipendenti e l'interazione tra i diversi elementi che costituiscono l'impalcato. Una così dettagliata analisi ha permesso dunque di modellare il comportamento dell'opera con un grado di accuratezza maggiore a differenza delle più cautelative analisi lineari che potevano essere eseguite al tempo della costruzione. In particolare, tale modellazione agli elementi finiti, ha permesso di osservare l'elevato grado di redistribuzione e l'elevata rigidità dell'impalcato.

Occorre osservare come il confronto sostenuto tra i massimi moltiplicatori di collasso e il fattore parziale di sicurezza di progetto è stato realizzato solo per evidenziare la risposta in condizioni ultime ricavate dai diversi modelli. Altresì, un confronto idoneo con i valori di progetto per ciascuno scenario analizzato è di seguito rappresentato rispetto ai risultati della verifica sulla sicurezza strutturale.

### 3.5.2 valutazione della sicurezza strutturale

Nelle Figure 150 e 151 si possono osservare i risultati ottenuti dalla verifica di sicurezza degli scenari analizzati.

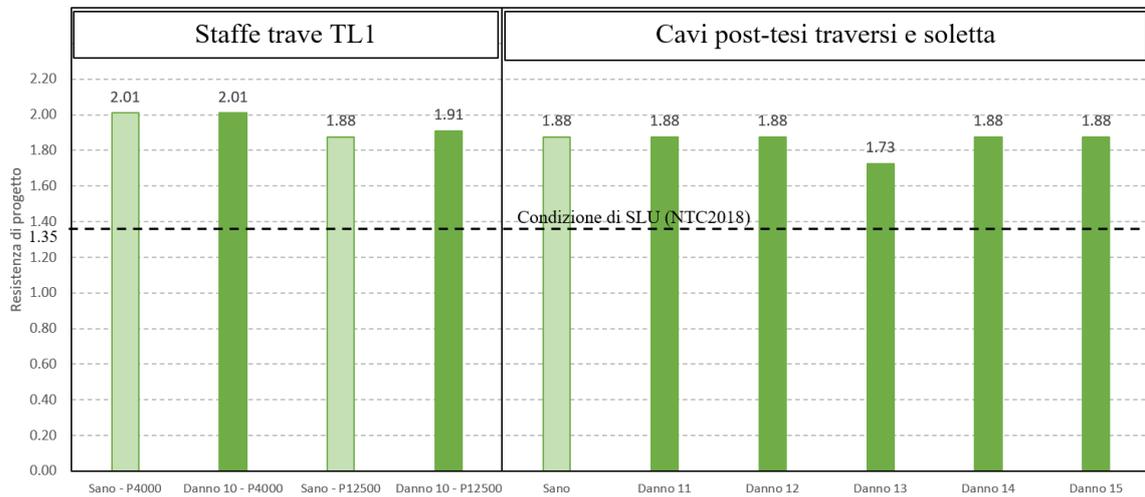


Figura 150 - Confronto delle resistenze di progetto - Azioni permanenti, traffico ( $\gamma_G = \gamma_{LM} = 1.35$ )

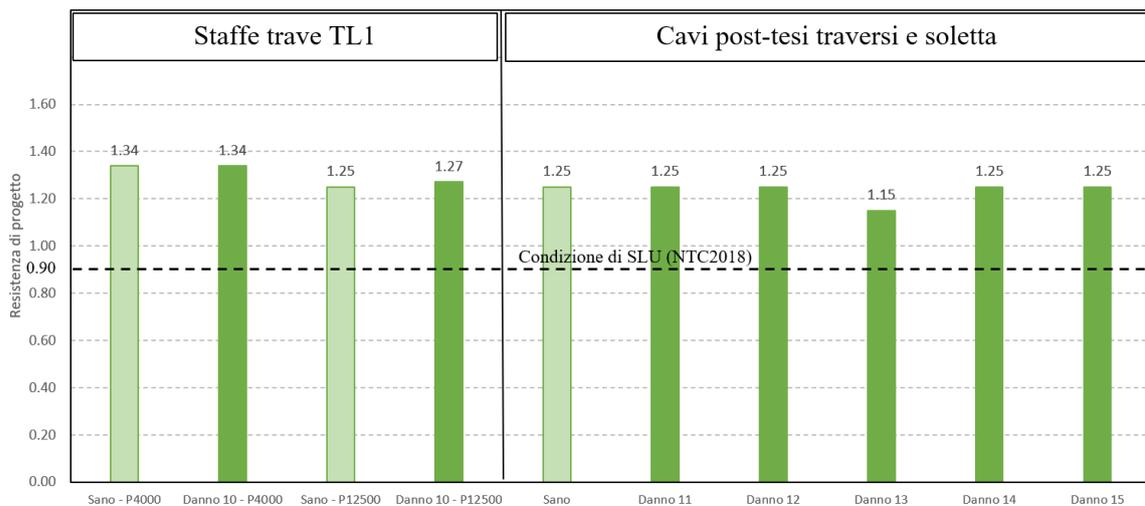


Figura 151 - Confronto delle resistenze di progetto - Azioni del vento ( $\gamma_W = 0.9$ )

Come è possibile evincere dagli istogrammi rappresentati, la condizione di sicurezza  $\gamma_d \geq \gamma_{SLU}$  viene soddisfatta in tutti i casi analizzati. L'incremento valutato rispetto alla condizione di SLU definita dalla normativa attuale viene riportato per ogni situazione analizzata nella Tabella 75.

Tabella 75 - Incrementi di carico rispetto alla condizione di SLU

Incremento rispetto alla condizione di SLU		
Sano - P4000	+	49%
Danno 10 - P4000	+	49%
Sano - P12500	+	39%
Danno 10 - P12500	+	41%
Sano	+	39%
Danno 11	+	39%
Danno 12	+	39%
Danno 13	+	28%
Danno 14	+	39%
Danno 15	+	39%

I risultati ottenuti consentono di affermare che rispetto alla condizione di stato limite ultimo definita dalla normativa, l'impalcato analizzato nei diversi scenari di rischio ipotizzati, presenta un margine di sicurezza compreso tra 28-49%. Questa condizione si rivela possibile grazie all'elevato grado di iperstaticità della struttura (ridondanza/robustezza), che anche in presenza di un danneggiamento locale permette di redistribuire le azioni alle parti ancora integre della struttura.

### 3.5.3 Prova di carico con mezzi pesanti

Le analisi condotte, che hanno permesso di simulare le prove di carico con mezzi pesanti, hanno consentito di verificare l'efficacia del sistema di monitoraggio ad inclinometri installato sull'infrastruttura oggetto di studio nell'individuazione di possibili danneggiamenti a cui gli impalcati a graticcio precompresso possono essere soggetti nella loro vita.

Le variazioni nella risposta strutturale precedentemente analizzate nel dettaglio, per ciascuna tipologia di danneggiamento simulato vengono di seguito riproposte in un confronto d'insieme, in riferimento alle variazioni dei differenziali di rotazione e spostamento.

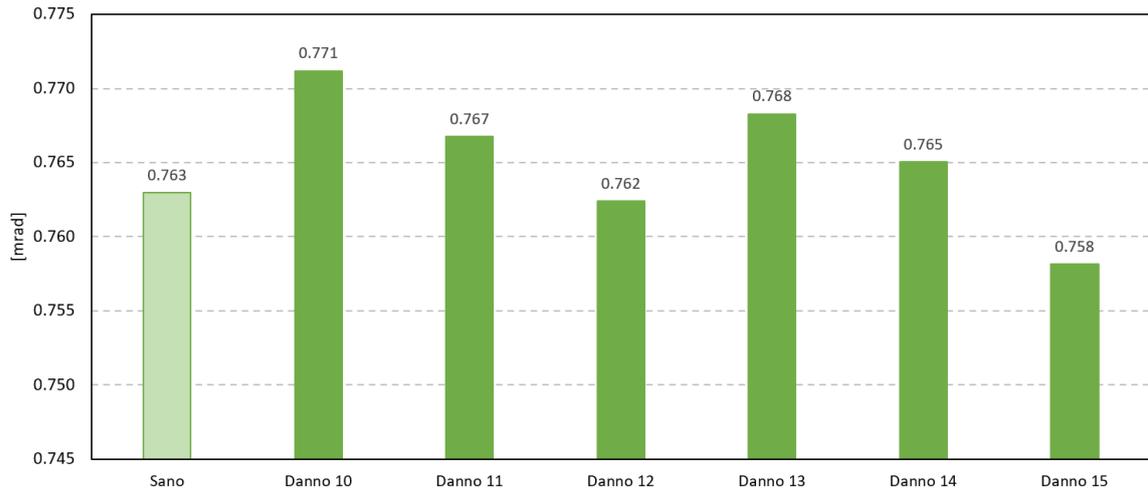


Figura 152 - Confronto differenziali di rotazione - TL1 rotazioni longitudinali lato nord

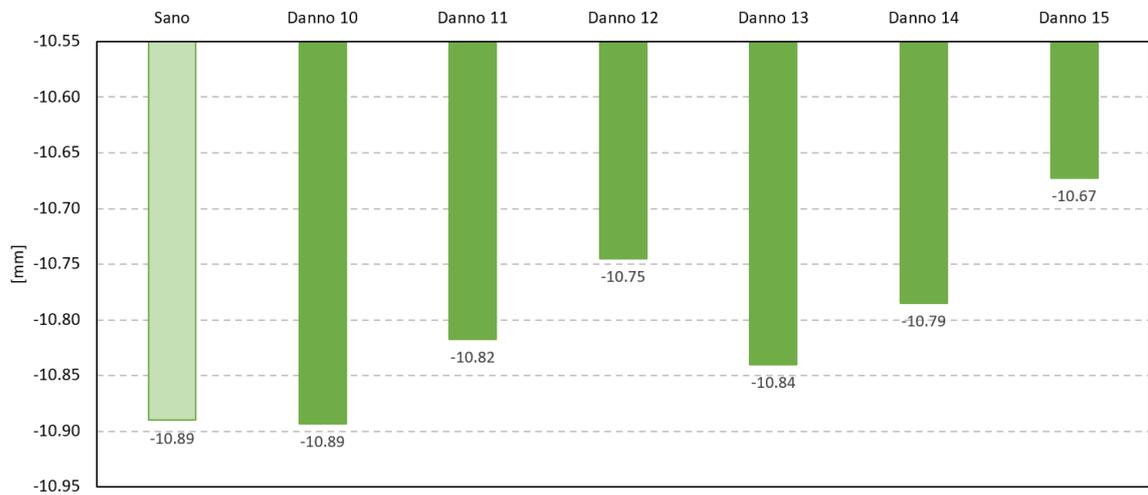


Figura 153 - Confronto differenziali di spostamento - TL1 verticale in mezzera dell'impalcato

Dal confronto dei differenziali emerge come la strumentazione di monitoraggio installata sull'impalcato sostanzialmente non consenta di rilevare i danneggiamenti simulati, che in alternativa possono essere individuati o con l'ispezione diretta da parte di operatori specializzati o attraverso lo studio di un diverso sistema di monitoraggio da dover installare sulla struttura.



## **Conclusioni**

Negli ultimi anni, sempre più numerosi sono stati gli eventi di crollo, che hanno interessato ponti e viadotti nelle diverse regioni italiane. Molte delle opere d'arte presenti sulla vasta rete stradale del nostro paese presentano una condizione di degrado, tale da rendere necessaria una tempestiva manutenzione e altre ancora una adeguata azione di sorveglianza, allo scopo di consentire a chi vi transita la massima condizione di sicurezza possibile.

Solo di recente, a seguito dell'ennesimo crollo, il legislatore ha coordinato ed emanato nuove norme in materia di sicurezza e manutenzione delle infrastrutture e delle opere ingegneristiche d'interesse strategico a livello nazionale. Tale iniziativa ha lo scopo di interrompere la sequenza dei crolli e di limitare i costi, oltre quelli legati alla ricostruzione, anche quelli indiretti legati all'interruzione di arterie fondamentali e dei servizi ad esse collegate necessari per lo sviluppo socio-economico del paese.

Nell'adempimento degli obblighi derivanti dal nuovo quadro normativo, le attuali metodologie di monitoraggio strumentale (Structural Health Monitoring) consentono agli enti gestori/proprietari di realizzare un controllo efficiente della condizione strutturale attraverso una personalizzazione di tali sistemi ad ogni specifico caso. I sistemi SHM se inseriti in un processo di analisi e gestione dati, permettono di identificare stati di danno strutturale o malfunzionamenti delle dotazioni ausiliarie in modo precoce, consentendo una tempestiva segnalazione dei difetti o di situazioni pericolose, prima che queste producano manifestazioni evidenti. Si è così in grado, ove necessario, di applicare immediate restrizioni del traffico anche mediante idonee apparecchiature.

Obiettivo del presente elaborato di tesi è stato lo studio sull'idoneità di un sistema di monitoraggio ad inclinometri nell'identificazione di danneggiamenti applicati ad impalcati a graticcio precompressi. Inoltre, per le medesime situazioni di danno è stata eseguita una verifica sulla sicurezza strutturale.

Lo studio è stato condotto su un modello non lineare agli elementi finiti tridimensionale di un viadotto autostradale italiano sviluppato mediante il software DIANA FEA. Il modello utilizzato è stato definito sulla base della geometria desunta dagli elaborati di progetto ed è stato tarato risolvendo un problema inverso sulla base delle massime rotazioni longitudinali,

misurate durante lo svolgimento di una prova di carico con mezzi pesanti e dalle proprietà dei materiali ricavate da provini estratti durante una campagna di prove in situ.

Su tale modello sono stati simulati una serie di scenari di danno tipici degli impalcati a graticcio, con lo scopo di valutare sia la sicurezza dell'opera sia la sensibilità degli inclinometri.

In relazione alla valutazione dell'idoneità della sensoristica utilizzata, per ogni danneggiamento modellato, è stata simulata la medesima prova di carico effettuata nella realtà. Inoltre, sono stati rapportati i parametri cinematici ottenuti con quelli misurati durante la prova in situ. Dal confronto tra i valori ricavati e quelli registrati, è emerso che lo scostamento tra tali quantità risulta minore della sensibilità della strumentazione installata per il monitoraggio. Ne risulta, quindi, che i danneggiamenti ipotizzati non sarebbero rilevabili dagli inclinometri installati.

Per ciascun danno simulato è stata, inoltre, eseguita una verifica della sicurezza strutturale valutando la resistenza strutturale attraverso l'applicazione del safety format ECoV, in accordo con l'approccio definito dal Global Resistance Format (GRF). Dall'elaborazione dei dati ricavati, è emerso per ogni caso considerato, che la capacità resistente della struttura ottenuta consente di soddisfare il livello di sicurezza minimo previsto dalle normative cogenti.

Quindi, concludendo, l'installazione di un sistema di monitoraggio ad inclinometri a barra, sugli impalcati a graticcio precompressi, non consente l'individuazione di potenziali danni strutturali sul viadotto. Sicché, la sorveglianza e il monitoraggio di tali infrastrutture, attuata per mezzo di tale sensoristica, risulterebbe inefficace e quindi non idonea.

Ne consegue, pertanto, che i risultati ottenuti pongono un dubbio sull'opportunità di applicare tali tecniche di monitoraggio strumentale solo in particolari tipologie di infrastrutture. In quanto, date le limitate risorse finanziarie messe a disposizione per ogni opera, è opportuno utilizzare una sensoristica adeguata, valutata sulla base di uno studio costi/benefici accurato.

## Indice delle figure

Figura 1 - Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi [3].....	4
Figura 2 - Radar interferometrico terrestre.....	13
Figura 3 - Schema di misura degli spostamenti lungo la "linea di vista strumentale" (LOS).....	14
Figura 4 - Relazione fondamentale della interferometria radar.....	14
Figura 5 - Accelerometri piezoelettrici monoassiali (a) e triassiali (b).....	15
Figura 6 - Accelerometri MEMS.....	16
Figura 7 - Sensori in fibra ottica collegata alle barre di armature all'interno di una trave.....	17
Figura 8 - Estensimetro elettrico a resistenza.....	18
Figura 9 - a) Estensimetro Patch FBG, b) Fibra ottica in cui è fotoinciso il reticolo di Bragg.....	19
Figura 10 - Barrette estensimetriche a corda vibrante.....	19
Figura 11 - Inclinometri di superficie, digitale e analogico.....	21
Figura 12 - Inclinometri a barra, analogico e digitale.....	21
Figura 13 - Elementi e geometria di un inclinometro a barra.....	22
Figura 14 – a) Viadotto a travata con schema isostatico, b) Viadotto a travata con schema iperstatico.....	26
Figura 15 - Viadotto con impalcato a graticcio.....	27
Figura 16 - Viadotto con impalcato a cassone.....	28
Figura 17 - Esempio di danneggiamenti comuni nei ponti a travata [3].....	34
Figura 18 - Planimetria impalcato.....	35
Figura 19 - Trave longitudinale - Sezione trasversale.....	36
Figura 20 - Sezione trasversale traverso, in appoggio e in campata.....	36
Figura 21 - Sezione trasversale impalcato.....	36
Figura 22 - Disposizione dei sensori sulle travi.....	37
Figura 23 - Disposizione autovetture.....	38
Figura 24 - Disposizione automezzi pesanti.....	39
Figura 25 - Punti di controllo per il monitoraggio degli spostamenti verticali.....	39
Figura 26 - Convenzione positiva delle rotazioni.....	40
Figura 27 - Geometria modello FEM su DIANA FEA.....	41
Figura 28 - Processo di carico per il raggiungimento del carico limite.....	47
Figura 29 - Disposizione corsie nominali e dei Tandem System.....	53
Figura 30 - Superficie di influenza del taglio dovuto ad azioni verticali della sezione $y=6,00$ m della trave TL1.....	54
Figura 31 - Linee di influenza del taglio dovuto ad azioni verticali della sezione $y=6,00$ m della trave TL1.....	54
Figura 32 - Massimo e minimo taglio nella sezione generica S della trave TL1, dovuto a carichi mobili secondo la S.I.....	55
Figura 33 - Massimo e minimo taglio nella sezione generica S della trave TL1 e posizioni dei TS nella relativa S.I.....	55
Figura 34 - Schema delle sezioni delle travi utilizzato nell'operazione di integrazione numerica.....	57
Figura 35 – Taglio $VE = Ac \tau YZ dA$ nella trave TL1 nell'ultimo step di carico.....	58
Figura 36 – Taglio $VE = Ac \tau YZ dA$ nella trave TL2 nell'ultimo step di carico.....	58
Figura 37 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL1.....	59
Figura 38 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL2.....	60
Figura 39 – Taglio Sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL1.....	66
Figura 40 – Taglio Sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL2.....	66

Figura 41 – Taglio Sollecitante e resistenza a taglio della trave TL1 .....	67
Figura 42 – Taglio Sollecitante e resistenza a taglio della trave TL2 .....	67
Figura 43 – Taglio $VE = Ac \tau YZdA$ nella trave TL1 nell'ultimo step di carico TS1 a 4.0m.....	71
Figura 44 – Taglio $VE = Ac \tau YZdA$ nella trave TL2 nell'ultimo step di carico TS1 a 4.0m.....	71
Figura 45 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL1 carico TS1 a 4.0m.....	72
Figura 46 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL2 carico TS1 a 4.0m.....	72
Figura 47 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL1 carico TS1 a 4.0m.....	75
Figura 48 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL1 carico TS1 a 4.0m.....	75
Figura 49 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL2 carico TS1 a 4.0m.....	76
Figura 50 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL2 carico TS1 a 4.0m.....	76
Figura 51 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL1 carico TS1 a 4.0m.....	77
Figura 52 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL1 carico TS1 a 4.0m.....	77
Figura 53 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL2 carico TS1 a 4.0m.....	78
Figura 54 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL2 carico TS1 a 4.0m.....	78
Figura 55 – Abbassamento trave TL1 in mezzeria - carico TS1 a 4.00m.....	79
Figura 56 – Rotazione trave TL1 appoggio nord - carico TS1 a 4.00m .....	80
Figura 57 – Rotazione trave TL1 appoggio sud - carico TS1 a 4.00m.....	80
Figura 58 – Valori medi della tensione nei trefoli della trave TL1 carico TS1 a 4.00m .....	81
Figura 59 – Valori caratteristici della tensione nei trefoli della trave TL1 carico TS1 a 4.00m.....	82
Figura 60 – Tensione del trefolo della trave TL1 nella zona danneggiata - carico TS1 a 4.00m .....	82
Figura 61 – Tensione nel cavo della trave TL1 carico TS1 a 4.00m .....	83
Figura 62 – Tensione del cavo della trave TL1 nella zona danneggiata - carico TS1 a 4.00m .....	83
Figura 63 – Reazioni appoggio nord - carico TS1 a 4.00m.....	84
Figura 64 – Taglio $VE = Ac \tau YZdA$ nella trave TL1 nell'ultimo step di carico TS1 a 12.50m.....	88
Figura 65 – Taglio $VE = Ac \tau YZdA$ nella trave TL2 nell'ultimo step di carico TS1 a 12.50m.....	88
Figura 66 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL1 carico TS1 a 12.50m.....	89
Figura 67 - Tensione nelle staffe nella parte nord della trave TL2 carico TS1 a 12.50m.....	89
Figura 68 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL1 carico TS1 a 12.50m.....	92
Figura 69 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL1 carico TS1 a 12.50m.....	92
Figura 70 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL2 carico TS1 a 12.50m.....	93
Figura 71 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio lato acciaio e lato cls della trave TL2 carico TS1 a 12.50m.....	93
Figura 72 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL1 carico TS1 a 12.50m....	94
Figura 73 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL1 carico TS1 a 12.50m.....	94
Figura 74 – Valori medi del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL2 carico TS1 a 12.50m....	95
Figura 75 – Valori caratteristici del taglio sollecitante e resistenza a taglio della trave TL2 carico TS1 a 12.50m.....	95
Figura 76 – Abbassamento mezzeria trave TL1 - carico TS1 a 12.50m.....	96
Figura 77 – Rotazione trave TL1 appoggio nord - carico TS1 a 12.50m .....	97
Figura 78 – Rotazione trave TL1 appoggio sud - carico TS1 a 12.50m .....	97
Figura 79 – Valori medi della tensione nei trefoli della trave TL1 carico TS1 a 12.50m .....	98

Figura 80 – Valori caratteristici della tensione nei trefoli della trave TL1 carico TS1 a 12.50m .....	99
Figura 81 – Tensione del trefolo della trave TL1 nella zona danneggiata - carico TS1 a 12.50m .....	99
Figura 82 – Tensione nel cavo della trave TL1 carico TS1 a 12.50m .....	100
Figura 83 – Tensione del cavo della trave TL1 nella zona danneggiata - carico TS1 a 12.50m .....	100
Figura 84 – Reazioni appoggio nord - carico TS1 a 12.50m.....	101
Figura 85 – Schema della sezione di mezzeria per la localizzazione nodi per il confronto delle grandezze strutturali .....	106
Figura 86 - Tensione intradosso trave - Sano-D11 .....	107
Figura 87 - Tensione estradosso trave - Sano-D11 .....	107
Figura 88 - Tensione intradosso soletta - Sano-D11.....	108
Figura 89 - Tensione estradosso soletta - Sano-D11 .....	108
Figura 90 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D11.....	109
Figura 91 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D11 .....	109
Figura 92 - Tensione cavo post-teso - Sano-D11 .....	110
Figura 93 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D11 .....	110
Figura 94 – Abbassamento trave - Sano-D11 .....	111
Figura 95 – Rotazione trave appoggio nord - Sano-D11 .....	111
Figura 96 – Rotazione trave appoggio sud - Sano-D11 .....	112
Figura 97 – Reazione travi appoggio nord - Sano-D11 .....	113
Figura 98 - Tensione intradosso trave - Sano-D12.....	116
Figura 99 - Tensione estradosso trave - Sano-D12.....	117
Figura 100 - Tensione intradosso soletta - Sano-D12.....	117
Figura 101 - Tensione estradosso soletta - Sano-D12 .....	118
Figura 102 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D12.....	118
Figura 103 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D12 .....	119
Figura 104 - Tensione cavo post-teso - Sano-D12 .....	119
Figura 105 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D12 .....	120
Figura 106 – Abbassamento trave - Sano-D12.....	120
Figura 107 – Abbassamento trave - Sano-D12.....	121
Figura 108 – Rotazione trave appoggio sud - Sano-D12.....	121
Figura 109 – Reazione travi appoggio nord - Sano-D12 .....	122
Figura 110 - Tensione intradosso trave - Sano-D13.....	125
Figura 111 - Tensione estradosso trave - Sano-D13.....	126
Figura 112 - Tensione intradosso soletta - Sano-D13.....	126
Figura 113 - Tensione estradosso soletta - Sano-D13 .....	127
Figura 114 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D13.....	127
Figura 115 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D13 .....	128
Figura 116 - Tensione cavo post-teso - Sano-D13 .....	128
Figura 117 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D13 .....	129
Figura 118 – Abbassamento trave - Sano-D13.....	129
Figura 119 – – Rotazione trave appoggio nord - Sano-D13 .....	130
Figura 120 – Rotazione trave appoggio sud - Sano-D13.....	130
Figura 121 – Reazione travi appoggio nord - Sano-D13 .....	131
Figura 122 - Tensione intradosso trave - Sano-D14.....	134
Figura 123 - Tensione estradosso trave - Sano-D14.....	135
Figura 124 - Tensione intradosso soletta - Sano-D14.....	135
Figura 125 - Tensione estradosso soletta - Sano-D14 .....	136
Figura 126 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D14.....	136
Figura 127 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D14 .....	137
Figura 128 - Tensione cavo post-teso - Sano-D14 .....	137
Figura 129 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D14 .....	138

Figura 130 – Abbassamento trave - Sano-D14.....	138
Figura 131 – Abbassamento trave - Sano-D14.....	139
Figura 132 – Rotazione trave appoggio sud - Sano-D14.....	139
Figura 133 – Reazione travi appoggio nord - Sano-D14.....	140
Figura 134 - Tensione intradosso trave - Sano-D14.....	143
Figura 135 - Tensione estradosso trave - Sano-D14.....	144
Figura 136 - Tensione intradosso soletta - Sano-D14.....	144
Figura 137 - Tensione estradosso soletta - Sano-D14.....	145
Figura 138 - Tensione trefoli pre-tesi - Sano-D14.....	145
Figura 139 - Deformazione trefoli pre-tesi - Sano-D14.....	146
Figura 140 - Tensione cavo post-teso - Sano-D14.....	146
Figura 141 - Deformazione cavo post-teso - Sano-D14.....	147
Figura 142 – Abbassamento trave - Sano-D14.....	147
Figura 143 – Abbassamento trave - Sano-D14.....	148
Figura 144 – Rotazione trave appoggio sud - Sano-D14.....	148
Figura 145 – Reazione travi appoggio nord - Sano-D14.....	149
Figura 146 - Disposizione armatura trasversale (Danno 10).....	152
Figura 147 - Disposizione dei cavi di post-tensione trasversali (Danno 11-15).....	153
Figura 148 - Confronto delle risposte strutturali - Azioni permanenti, traffico ( $\gamma G = \gamma LM = 1.35$ ).....	153
Figura 149 - Confronto delle risposte strutturali - Azioni del vento ( $\gamma W = 0.9$ ).....	154
Figura 150 - Confronto delle resistenze di progetto - Azioni permanenti, traffico ( $\gamma G = \gamma LM = 1.35$ ).....	155
Figura 151 - Confronto delle resistenze di progetto - Azioni del vento ( $\gamma W = 0.9$ ).....	155
Figura 152 - Confronto differenziali di rotazione - TL1 rotazioni longitudinali lato nord.....	157
Figura 153 - Confronto differenziali di spostamento - TL1 verticale in mezzeria dell'impalcato.....	157

## Indice delle tabelle

Tabella 1 - Rotazioni massime registrate.....	40
Tabella 2 - Proprietà meccaniche modelli .....	44
Tabella 3 - Proprietà meccaniche del c.l.s. delle travi e dei traversi su DIANA FEA .....	44
Tabella 4 - Proprietà meccaniche del c.l.s. della soletta su DIANA FEA .....	44
Tabella 5 - Proprietà meccaniche acciaio armatura lenta .....	45
Tabella 6 - Proprietà meccaniche acciaio trefoli .....	45
Tabella 7 - Proprietà meccaniche acciaio cavi .....	45
Tabella 8 - Storia di carico del viadotto .....	46
Tabella 9 - Processo di carico alla definizione della condizione di SLU .....	47
Tabella 10 - Storia di carico del modello danneggiato .....	48
Tabella 11 - Posizioni TS1 analizzate .....	56
Tabella 12 – Tensioni principali di compressione trave TL1 .....	61
Tabella 13 – Tensioni principali di compressione trave TL2 .....	62
Tabella 14 – Contributi resistenza lato acciaio.....	64
Tabella 15 - Valori di equilibrio dell'azione tagliante e dell'angolo $\vartheta$ nelle travi TL1 e TL2 .....	68
Tabella 16 - Caratteristiche danno 10.....	69
Tabella 17 - Sano – P4000 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso.....	70
Tabella 18 - Sano – P4000 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso .....	70
Tabella 19 - Danno 10 – P4000 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso .....	70
Tabella 20 - Danno 10 – P4000 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	70
Tabella 21 – Campi di compressione S3 del c.l.s. nella trave TL1 parte nord - carico TS1 a 4.00m .....	73
Tabella 22 – Campi di compressione S3 del c.l.s. nella trave TL2 parte nord - carico TS1 a 4.00m .....	74
Tabella 23 - Valori di equilibrio dell'azione tagliante e dell'angolo $\vartheta$ nelle travi TL1 e TL2 .....	79
Tabella 24 – Differenziali di rotazione $\vartheta$ all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1 .....	81
Tabella 25 - Verifica di affidabilità - Sano – P4000.....	86
Tabella 26 - Verifica di affidabilità - Danno 10 – P4000 .....	87
Tabella 27 - Sano – P12500 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso.....	87
Tabella 28 - Sano – P12500 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso .....	87
Tabella 29 - Danno 10 – P12500 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso .....	87
Tabella 30 - Danno 10 – P12500 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	87
Tabella 31 – Campi di compressione S3 del c.l.s. nella trave TL1 parte nord - carico TS1 a 12.50m .....	90
Tabella 32 – Campi di compressione S3 del c.l.s. nella trave TL2 parte nord - carico TS1 a 12.50m .....	91
Tabella 33 - Valori di equilibrio dell'azione tagliante e dell'angolo $\vartheta$ nelle travi TL1 e TL2 .....	96
Tabella 34 – Differenziali di rotazione $\vartheta$ all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1 .....	98
Tabella 35 - Verifica di affidabilità - Sano – P12500.....	103
Tabella 36 - Verifica di affidabilità - Danno 10 – P12500 .....	103
Tabella 37 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D10 .....	104
Tabella 38 – Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D10 .....	104
Tabella 39 - Caratteristiche danno 11 .....	105
Tabella 40 - Danno 11 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso .....	105
Tabella 41 - Danno 11 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso.....	105
Tabella 42 – Differenziali di rotazione $\vartheta$ all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1 .....	112
Tabella 43 - Verifica di affidabilità - Danno 11 .....	114
Tabella 44 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D11 .....	114

Tabella 45 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D11 .....	115
Tabella 46 - Caratteristiche danno 12 .....	115
Tabella 47 - Danno 12 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso .....	116
Tabella 48 - Danno 12 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso .....	116
Tabella 49 – Differenziali di rotazione $\vartheta$ all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1 .....	122
Tabella 50 - Verifica di affidabilità - Danno 12 .....	123
Tabella 51 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D12 .....	123
Tabella 52 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D12 .....	124
Tabella 53 - Caratteristiche danno 13 .....	124
Tabella 54 - Danno 13 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso .....	125
Tabella 55 - Danno 13 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso .....	125
Tabella 56 – Differenziali di rotazione $\vartheta$ all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1 .....	131
Tabella 57 - Verifica di affidabilità - Danno 13 .....	132
Tabella 58 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D13 .....	132
Tabella 59 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D13 .....	133
Tabella 60 - Caratteristiche danno 14 .....	133
Tabella 61 - Danno 14 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso .....	134
Tabella 62 - Danno 14 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso .....	134
Tabella 63 – Differenziali di rotazione $\vartheta$ all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1 .....	140
Tabella 64 - Verifica di affidabilità - Danno 14 .....	141
Tabella 65 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D14 .....	141
Tabella 66 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D14 .....	142
Tabella 67 - Caratteristiche danno 15 .....	142
Tabella 68 - Danno 15 – Resistenze medie – moltiplicatore di collasso .....	143
Tabella 69 - Danno 15 – Resistenze caratteristiche – moltiplicatore di collasso .....	143
Tabella 70 – Differenziali di rotazione $\vartheta$ all'appoggio, valutati all'ultimo step nella trave TL1 .....	149
Tabella 71 - Verifica di affidabilità - Danno 14 .....	150
Tabella 72 – Confronto dei differenziali di spostamento - Sano-D14 .....	150
Tabella 73 - Confronto dei differenziali di rotazione - Sano-D14 .....	151
Tabella 74 - Danneggiamenti simulati sul viadotto in esame .....	152
Tabella 75 - Incrementi di carico rispetto alla condizione di SLU .....	156

## Bibliografia

- [1] M. P. Petrangeli - *Progettazione e costruzione di ponti*, Casa Editrice Ambrosiana, IV edizione, 2018.
- [2] A. Barocci – *La sicurezza dei ponti stradali esistenti*, Maggioli Editore, 2020.
- [3] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, DM 3/12/2021 n.493, *Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza e il monitoraggio dei ponti esistenti*, 2021.
- [4] C. R. Farrar, T. A. Duffey, S. W. Doebling e D. A. Nix, «A statistical pattern recognition paradigm for vibration-based structural,» in *2nd International workshop on structural health monitoring*, Standford, CA, 1999.
- [5] V. Giannetto, M. Volpe - *Il monitoraggio strutturale di ponti e viadotti*, [www.ingenio-web.it](http://www.ingenio-web.it), 19/02/2021.
- [6] D. Fratarcangeli – *Modellazione non lineare di un impalcato da ponte a graticcio soggetto a danneggiamento*, Politecnico di Torino, 2020.
- [7] A. Brunetti, P. Mazzanti - *Il monitoraggio dinamico delle strutture e delle infrastrutture con interferometria radar terrestre*, INGENIO, 25/07/2017.
- [8] A. Pierdicca, F. Mattiauda - *Il monitoraggio dinamico delle strutture*, Maggioli Editore, 2021.
- [9] M. Mirabile, L. Zeni – Ph.D., Università della Campania Luigi Vanvitelli, *Monitoraggio di viadotti, ponti, gallerie, dighe mediante sensori distribuiti in fibra ottica*, 2018.
- [10] D. Dell’Erba – *Ingegneria integrata, Il monitoraggio statico e dinamico di infrastrutture stradali con fibre ottiche*, 2018.
- [11] D.W. Ha, H.S. park, S.W. Choi, Y. Kim - *A Wireless MEMS-Based Inclinometer Sensor Node for Structural Health Monitoring*, Sensors, 2013.
- [12] *Passaggi sicuri – Interventi di monitoraggio, diagnostica e messa in sicurezza di ponti, gallerie e infrastrutture viarie sul territorio italiano*”, Maggioli Editore 2020.

- [13] M. Cavalieri, A. Cavalieri – “*Ponti: analisi, progettazione, dimensionamento*”, D. Flaccovio Editore, 2008;
- [14] P. Clemente, “*I ponti: monumento al progresso*”, INGENIO, Agosto 2018.
- [15] MIT, D.M. n.8 del 17 gennaio 2018, “*Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*”;
- [16] L. Bertolini, “*Materiali da costruzione – Volume II*”, CittàStudi Edizioni, 2018;
- [17] AICAP, Progetto Ulisse, “*La corrosione nel calcestruzzo*”, Pubblicamento, 2006;
- [18] Mancini G., «*Riparazione e rinforzo di ponti in C.A.P.*» in Seminario Internazionale CIAS, Crociera, 2004;
- [19] A. Spedicato – “*Studio dell’efficacia di un sistema di monitoraggio ad inclinometri per il rilievo di danni di impalcati a graticcio precompressi*”, Politecnico di Torino, 2021.
- [20] *fib Model Code for concrete Structures 2010*, John Wiley & Sons, 2013.
- [21] *EN 1992 – Eurocodice 2: Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings*, UNI.
- [22] M.I.T., D.M. 17 gennaio 2018, n.8 - *Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»*, (NTC2018).
- [23] ISO 2394 – *General principles on reliability for structures*, Ginevra, 2015.
- [24] D. L. Allaix, V. I. Carbone e G. Mancini, *Global safety format for non-linear analysis of reinforced concrete structures - Structural concrete*, vol. 1, n.14, pp.29-42, 2013.
- [25] P. Castaldo, D. Gino, G. Mancini, *Safety formats for non linear analysis of reinforced concrete structures: discussion, comparison and proposal – Engineering Structures*, n.193, pp.136-153, 2019.
- [26] fib Bulletin n°45 – *Practitioner’s guide to finite element modelling of reinforced concrete structures*, State of the art report, Losanna, 2008.
- [27] M. Engen, M. Hendriks, J. Kohler, J. A. Overli e E. Aldtstedt – *A quantification of modelling uncertainty for non linear finite element analysis of large concrete structures*, *Structural safety*, n°64, pp.1-8, 2017.
- [28] P. Castaldo, D. Gino, G. Bertagnoli, G. Mancini – *Partial safety factor for resistance model uncertainties in 2D non linear analysis of reinforced concrete structures*, *Engineering Structures*, n°176, pp.746-762, 2018.

- [29] P. Castaldo, D. Gino, G. Bertagnoli, G. Mancini – *Resistance model uncertainty in non linear finite element analysis of cyclically loaded reinforced concrete systems*, Engineering Structures, n°211, 2020.
- [30] V. Cervenka – *Reliability based non linear analysis according to fib Model Code 2010*, Structural concrete, Journal of the fib, vol.14, n°19-28, 2013.
- [31] EN 1990: *Eurocode 0: Basis of structural design*, European Standard, 2002.



## **Ringraziamenti**

Giunto alla fine di questo importante percorso, non solo di crescita culturale ma anche umana, ritengo di dover ringraziare tutti coloro che in questi anni mi hanno sostenuto ed aiutato.

Prima di tutto vorrei ringraziare il Professore Gabriele Bertagnoli, per la sua disponibilità e professionalità. Un ringraziamento va anche al dottorando Mario Ferrara, per il suo prezioso aiuto nel districare i nodi che si sono presentati nello sviluppo del presente elaborato.

Un ringraziamento fondamentale va alla mia famiglia e in particolare ai miei genitori, che per tutti questi lunghi anni mi hanno incoraggiato nei momenti difficili e sostenuto finanziariamente.

Un ringraziamento particolare è rivolto a Sara, colei che nonostante tutto mi ha aiutato a superare gli ostacoli incontrati durante il percorso di questa laurea magistrale, supportandomi e sopportandomi soprattutto nei momenti difficili, dandomi la forza necessaria per raggiungere gli obiettivi.

Grazie a Roberto, che in questi ultimi anni universitari, è stato un importante aiuto nelle situazioni complicate, un conforto paziente, con il quale ho avuto sempre un confronto positivo e costruttivo.

Grazie anche ai miei insegnanti, Nicola, Raffaella, Anna, Vincenzo, Cesaria, Grazia, Antonio, Daniela, Ornella, che durante il mio intero percorso formativo, mi hanno permesso di acquisire gli strumenti intellettuali, tecnici e culturali, con i quali sono riuscito ad affrontare le sfide fin qui incontrate.

Ancora un ulteriore ringraziamento, va ai tanti coinquilini che in questi anni si sono avvicinati nella mia vita, sopportando il mio carattere e i miei comportamenti.

A tutti voi, grazie soprattutto per i tanti momenti felici trascorsi insieme!