



**Politecnico  
di Torino**

**Politecnico di Torino**

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

A.a. 2022/2023

Sessione di Laurea Luglio 2023

**Sistemi innovativi per il  
consolidamento dei rivestimenti di  
gallerie stradali e ferroviarie**

Relatore:

Prof. Bernardino Chiaia

Candidata:

Chiara Ciampi

Correlatore:

Prof. Alessandro Pasquale Fantilli



## ABSTRACT

La problematica dell'ammaloramento dei rivestimenti di gallerie è estremamente attuale e di grande rilevanza, soprattutto se si pensa all'elevato numero di interventi di ripristino che dovrebbero essere attuati in territorio nazionale.

Al fine di ottenere risultati ottimali in termini di qualità, tempo di esecuzione e risparmio sui materiali si ricercano soluzioni innovative che possano soddisfare tutti i requisiti: in quest'ottica, la risposta migliore è rappresentata dal calcestruzzo fibrorinforzato, le cui peculiari proprietà lo rendono estremamente idoneo all'impiego strutturale.

Tra i maggiori esponenti italiani nell'ambito della produzione del calcestruzzo fibrorinforzato rientra sicuramente HINFRA, giovane azienda che propone soluzioni in campo civile grazie ad una integrazione multidisciplinare tra robotica, automazione e lo studio di miscele avanzate.

In questo contesto, con il presente elaborato si vogliono evidenziare in primo luogo i vantaggi legati all'uso del FRC (*"Fiber Reinforced Concrete"*) per il consolidamento dei rivestimenti di gallerie, grazie ad evidenze sperimentali e toriche, con particolare attenzione nei confronti della tecnologia brevettata da HINFRA.

Successivamente, a seguito di un'attenta analisi delle prescrizioni italiane ed europee, si propone un protocollo di calcolo atto alla progettazione di rivestimenti di gallerie in FRC in ottemperanza delle normative vigenti, definendo in una prima fase le proprietà meccaniche necessarie per la classificazione del calcestruzzo fibrorinforzato, a cui segue la determinazione dei parametri costitutivi del materiale, per terminare con le verifiche agli Stati Limite.

Infine, si presenta il progetto per il rinnovo del rivestimento della Galleria Ragnaia I canna destra, di particolare interesse per la scelta di una soluzione in calcestruzzo fibrorinforzato in totale assenza di armatura ordinaria.



# INDICE

Abstract .....	I
Indice .....	III
Indice delle figure.....	VI
Indice delle tabelle .....	VI
1. Introduzione .....	1
2. Aspetti generali del calcestruzzo fibrorinforzato .....	2
3. HINFRA .....	6
3.1. Tecnologia ETLR .....	7
3.1.1. Fasi del processo .....	7
3.1.2. Test su piccola scala .....	8
3.1.3. Test su larga scala .....	10
3.2. Progetti attuali e futuri.....	12
4. Protocollo di calcolo.....	13
4.1. Linee Guida del CSLPP .....	13
4.1.1. Materiale.....	13
4.1.1.1. Matrice cementizia.....	15
4.1.1.2. Fibre .....	16
4.1.1.3. Caratteristiche prestazionali del FRC .....	18
4.1.1.4. Qualificazione e Certificazione di Valutazione Tecnica.....	21
4.1.2. Proprietà meccaniche del FRC .....	21
4.1.2.1. Lunghezza caratteristica dell'elemento strutturale .....	21
4.1.2.2. Fattori di efficacia strutturale.....	24
4.1.2.3. Legami costitutivi semplificati .....	25
4.1.2.4. Legami costitutivi avanzati .....	32
4.1.3. Progettazione di elementi strutturali in calcestruzzo fibrorinforzato FRC .....	38
4.1.3.1. Prestazioni meccaniche minime per applicazioni strutturali .....	38
4.1.3.2. Coefficienti parziali di sicurezza .....	38
4.1.4. Verifica agli Stati Limite Ultimi .....	38
4.1.4.1. Flessione composta retta .....	39
4.1.4.2. Taglio .....	40
4.1.5. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio.....	42
4.1.5.1. Verifica delle tensioni .....	42
4.1.5.2. Determinazione dell'ampiezza delle fessure .....	42
4.1.5.3. Resistenza alle alte temperature.....	44

4.1.5.4.	Resistenza a fatica .....	44
4.1.6.	Copriferro e interferro .....	45
4.1.7.	Ancoraggi e sovrapposizioni .....	45
4.1.8.	Messa in opera, controllo e collaudo .....	45
4.2.	Eurocodice 2 .....	46
4.2.1.	Materiale.....	46
4.2.1.1.	Proprietà.....	46
4.2.1.2.	Resistenze residue a trazione .....	47
4.2.2.	Coefficienti parziali di sicurezza.....	49
4.2.3.	Durabilità – copriferro minimo .....	49
4.2.4.	Stati Limite Ultimi .....	50
4.2.4.1.	Flessione con o senza sforzo normale.....	50
4.2.4.2.	Taglio .....	50
4.2.5.	Stati Limite di Esercizio .....	52
4.2.5.1.	Armatura minima per evitare lo snervamento .....	53
4.2.5.2.	Controllo delle fessurazioni .....	53
4.2.5.3.	Fatica.....	53
4.2.6.	Rivestimenti di galleria .....	53
4.2.7.	Considerazioni.....	53
5.	Applicazione: Galleria Ragnaia I .....	54
5.1.	Inquadramento .....	54
5.1.1.	Inquadramento generale .....	54
5.1.2.	Inquadramento geologico .....	56
5.1.3.	Inquadramento sismico .....	57
5.2.	Descrizione degli interventi.....	58
5.3.	Caratteristiche dei materiali.....	60
5.3.1.	Rivestimento esistente.....	60
5.3.2.	Calcestruzzo .....	60
5.3.3.	Acciaio .....	60
5.3.4.	Calcestruzzo fibrorinforzato.....	61
5.3.4.1.	Caratteristiche prestazionali.....	61
5.3.4.2.	Coefficiente di orientamento.....	65
5.4.	Modello agli elementi finiti .....	67
5.4.1.	Interazione terreno-struttura .....	68
5.4.1.1.	Rigidezza.....	68
5.4.1.2.	Coefficiente d'attrito .....	69

5.4.1.3.	Condizioni di durabilità .....	69
5.4.2.	Modelli numerici .....	70
5.5.	Azioni e combinazioni di carico .....	71
5.5.1.	Azione statica .....	72
5.5.1.1.	Approccio Storico Equiprestazionale .....	72
5.5.1.2.	Metodo delle Tensioni Ammissibili per calcestruzzo non armato.....	74
5.5.1.3.	Calcolo del carico caratteristico.....	75
5.5.2.	Azione sismica .....	76
5.5.3.	Combinazioni di carico .....	80
5.6.	Criteri di verifica .....	81
5.6.1.	Verifica degli elementi in calcestruzzo armato .....	81
5.6.1.1.	Stato Limite Ultimo .....	82
5.6.1.2.	Stato Limite di Esercizio.....	84
5.6.2.	Verifica del cordolo di fondazione e degli inghisaggi .....	85
5.6.2.1.	Verifica del cordolo di fondazione .....	85
5.6.2.2.	Verifica degli inghisaggi.....	85
5.6.3.	Verifica degli elementi in calcestruzzo fibrorinforzato.....	86
5.7.	Risultati.....	87
5.7.1.	Armature.....	87
5.7.2.	Condizione a breve termine.....	88
5.7.2.1.	SLU – Pressoflessione retta .....	88
5.7.2.2.	SLV – Pressoflessione retta .....	89
5.7.3.	Condizione a lungo termine .....	90
5.7.3.1.	SLU – Pressoflessione retta .....	90
5.7.3.2.	SLV – Pressoflessione retta .....	91
5.7.4.	Considerazioni finali .....	92
6.	Conclusioni.....	93
	Bibliografia.....	94
	Ringraziamenti .....	96
	Allegato 1: Verifiche strutturali Ragnaia I.....	97

## INDICE DELLE TABELLE

Tabella 4-1: Classi di resistenza delle fibre di acciaio .....	17
Tabella 4-2: Caratteristiche geometriche, fisiche e meccaniche delle fibre.....	18
Tabella 4-3: Coefficiente $k_n$ .....	20
Tabella 4-4: Caratteristiche geometriche, fisiche e meccaniche del FRC.....	21
Tabella 4-5: Definizione del rapporto di resistenza $\xi$ .....	22
Tabella 4-6: Resistenza di progetto allo SLE.....	27
Tabella 4-7: Resistenza di Progetto allo SLU .....	27
Tabella 4-8: Resistenze di progetto delle LG2022 e del MC2010.....	30
Tabella 4-9 [23]: Legami costitutivi nelle normative europee.....	36
Tabella 4-10: Coefficienti parziali di sicurezza $\gamma_{cf}$ .....	38
Tabella 4-11: Valori raccomandati di $w_{max}$ (mm) per il calcestruzzo fibrorinforzato con fibre di acciaio. ....	43
Tabella 4-12: Classi di prestazione per SFRC. ....	46
Tabella 4-13: Coefficienti parziali per SFRC in tensione. ....	49
Tabella 4-14: Coefficienti parziali per SFRC in compressione. ....	49
Tabella 4-15: Verifiche, tensioni e limiti di ampiezza delle fessure per l'aspetto. ....	52
Tabella 4-16: Verifiche, tensioni e limiti di ampiezza delle fessure per la durabilità.....	52
Tabella 5-3: Proprietà meccaniche del calcestruzzo .....	60
Tabella 5-4: Proprietà meccaniche dell'acciaio. ....	61
Tabella 5-5: Caratteristiche prestazionali del calcestruzzo fibrorinforzato HCA1.....	61
Tabella 5-6: Dimensioni dei campioni – HCA1.....	61
Tabella 5-7: Carichi massimi e residui – HCA1. ....	62
Tabella 5-8: LOP e valori di Resistenza a Flessione Residua – HCA1. ....	63
Tabella 5-9: Resistenza a compressione – HCA1. ....	64
Tabella 5-9: Proprietà meccaniche del calcestruzzo fibrorinforzato – HCA1. ....	65
Tabella 5-10: Parametri connessione Roccia- Galleria in condizioni statiche.....	71
Tabella 5-11: Parametri connessione Galleria-TRS in condizioni statiche.....	71
Tabella 5-12: Parametri connessione Galleria-TRS in condizioni sismiche di completo scorrimento.....	71
Tabella 5-12: Parametri connessione Galleria-TRS in condizioni sismiche di scorrimento nullo.....	71
Tabella 5-14: Terzaghi (1946) Definizioni dei carichi per le gallerie.....	73
Tabella 5-16: Definizione del carico base.....	75
Tabella 5-17: Iterazione per la sezione in calotta.....	76
Tabella 5-18: Definizione del carico di progetto. ....	76
Tabella 5-19 [34]: Deformazioni del mezzo indotte da un'onda sismica. ....	78
Tabella 5-20 [33]: Coefficiente correttivo $c$ .....	79
Tabella 5-21 : Valutazione della massima deformazione a taglio. ....	80
Tabella 5-22 : Combinazioni di carico e relativi coefficienti moltiplicativi.....	80
Tabella 5-23: Armature da utilizzare per il cordolo e per gli inghisaggi. ....	85
Tabella 5-24: Parametri di progetto del calcestruzzo fibrorinforzato HCA1.....	86
Tabella 5-25: Armature previste per il TRS nelle due soluzioni.....	87



## INDICE DELLE FIGURE

Figura 2-1[4]: Confronto tra i quantitativi di armatura minima proposti da normativa.....	3
e dal modello di Chiaia et al [4] in funzione degli sforzi agenti. ....	3
Figura 2-2[6]: Ampiezza massima di fessurazione per la sezione trasversale della galleria .....	3
Faver – S.S. 612: confronto tra soluzione in FRC e calcestruzzo ordinario. ....	3
Figura 2-3[8]: Soluzioni per galleria di base del Brennero proposte da Caratelli et al. (2011). .....	4
Figura 2-4[8]: Esempi di soluzioni in FRC proposte per la linea 9 di Barcellona. ....	5
Figura 3-1: Schema rappresentativo della tecnologia ETLR. ....	6
Figura 3-2: Fasi del treno di lavorazione ETLR. ....	7
Figura 3-4: Laboratorio di estrusione in piccola scala – slipforming orizzontale.....	8
Figura 3-5: Laboratorio di estrusione in piccola scala – slipforming verticale.....	9
Figura 3-6: Impianto di estrusione su larga scala con dimensioni della sezione del segmento. .....	10
Figura 3-7: Impianto in scala reale.....	10
Figura 3-8: Dettaglio connessione dei conci consecutivi.....	11
Figura 3-9: Fresa a tamburo per rimozione dello strato ammalorato. ....	12
Figura 4-1[18]: Differenze tra calcestruzzo ordinario e fibrorinforzato a normale (NSC).....	14
e ad alta resistenza (HSC) sotto l’azione di una compressione uniassiale. ....	14
Figura 4-2 [18]: Curva carico P – spostamento $\delta$ : comportamento .....	15
degradante (a) e comportamento incrudente (b). ....	15
Figura 4-3: Risposta meccanica di strutture caratterizzate da comportamento.....	15
degradante e incrudente in trazione uniassiale o a flessione. ....	15
Figura 4-4: Geometria del provino per la caratterizzazione a flessione (EN 14651).....	19
Figura 4-5[4]: Tipica curva di una prova a flessione condotta secondo la EN 14651. ....	19
Figura 4-6: Legame sforzo-apertura di fessura semplificato: .....	26
(a) modello rigido-plastico; (b) modello lineare. ....	26
Figura 4-7: Legami costitutivi $\sigma - w$ semplificati del MC2010.....	28
Figura 4-8: Modello semplificato adottato per il calcolo della resistenza ultima a trazione uniassiale $f_{Ftu}$ mediante la resistenza nominale residua $f_{R3}$ a flessione secondo MC2010.....	28
Figura 4-9: Diagramma delle tensioni per il calcolo di $f_{Fts}$ . ....	29
Figura 4-10: Diagramma delle tensioni per il calcolo di $f_{Ftu}$ . ....	30
Figura 4-11: Legge costitutiva lineare post-fessurazione. ....	30
Figura 4-12: Modello $\sigma$ - $\epsilon$ a compressione per il calcestruzzo fibrorinforzato.....	31
Figura 4-13: Legame costitutivo a trazione uniassiale avanzato per materiali degradanti. ....	32
Figura 4-13: Legame costitutivo a trazione uniassiale avanzato per materiali .....	33
degradanti quasi-plastici.....	33
Figura 4-14: Legame costitutivo a trazione uniassiale.....	34
avanzato per materiali parzialmente incrudenti. ....	34
Figura 4-15: Legame costitutivo a trazione uniassiale avanzato per materiali incrudenti. ....	35
Figura 4-16: Legame costitutivo a compressione uniassiale avanzato. ....	37
Figura 4-17: Stato limite ultimo per pressoflessione: utilizzo dei legami semplificati.....	39
(stress-block con coefficienti $\eta$ e $\lambda$ secondo le NTC 2018). ....	39
Figura 4-18: Distribuzione semplificata plastica delle tensioni per SFRC. ....	47
Figura 4-19: Distribuzione semplificata bi-lineare delle tensioni per SFRC. ....	47
Figura 5-1: Inquadramento geografico Galleria Ragnaia I – canna destra. ....	54
Figura 5-2: Profilo longitudinale e planimetria. ....	55

Figura 5-3: Sezione trasversale tipo del tratto naturale – galleria Ragnaia I canna destra e sinistra. ....	55
Figura 5-4: Sezione trasversale tipo del tratto artificiale – galleria Ragnaia I canna destra e sinistra. ....	56
Figura 5-5: Profilo geomeccanico. ....	56
Tabella 5-1: Proprietà geotecniche e geomeccaniche. ....	57
Tabella 5-2: Parametri per definire l'azione sismica. ....	57
Figura 5-6: Area di fresatura del rivestimento esistente. ....	58
Figura 5-7: Carpenteria guscio di rinnovo. ....	59
Figura 5-8: Curve carico – CMOD – HCA1. ....	64
Figura 5-9: Distribuzione delle fibre in conci demoliti. ....	66
Figura 5-10: Modello FEM della galleria e del terreno (Straus7). ....	67
Figura 5-11: Interfaccia tra gli elementi costituenti il modello. ....	68
Figura 5-12: Modello numerico in condizioni a breve termine. ....	69
Figura 5-13: Modello numerico in condizioni a lungo termine. ....	70
Figura 5-14: Terzaghi (1946) Definizioni dei carichi per le gallerie. ....	72
Figura 5-15: Schema statico per struttura senza arco rovescio. ....	73
Figura 5-16: Sezione rettangolare parzializzata. ....	74
Figura 5-17: Carico verticale uniformemente distribuito. ....	75
Figura 5-18: Tensioni ammissibili secondo il R.D.L. 16 novembre 1939 n. 2229. ....	75
Figura 5-19: Andamento del carico agente e della tensione circonferenziale. ....	76
Figura 5-20 [32]: Ovalizzazione della sezione trasversale. ....	77
Figura 5-21: Modello numerico pseudo-statico. ....	77
Figura 5-22 [33]: Modello analitico per la valutazione delle deformazioni nel mezzo. ....	78
Tabella 5-23 :Armature previste per il TRS. ....	81
Figura 5-23: Modelli tensione-deformazione per il calcestruzzo. ....	81
Figura 5-24: Modelli tensione-deformazione per l'acciaio. ....	82
Figura 5-25: Dominio di rottura. ....	82
Figura 5-26: Domini di resistenza SLU – condizione a breve termine. ....	88
Figura 5-27: Domini di resistenza SLV – condizione a breve termine. ....	89
Figura 5-28: Domini di resistenza SLU – condizione a lungo termine. ....	90
Figura 5-29: Domini di resistenza SLV – condizione a lungo termine. ....	91

# 1. INTRODUZIONE

Il territorio italiano è caratterizzato da una estesa rete di gallerie, tale da collocare l'Italia tra i leader mondiali nell'ambito di infrastrutture sotterranee.

Tuttavia, la maggior parte delle opere è stata realizzata con molta rapidità nel dopoguerra, durante l'espansione della rete di trasporto, talvolta con tecnologie ancora da perfezionare. Inoltre, data la loro conformazione, le gallerie sono caratterizzate da diverse criticità: oltre ad essere ispezionabili solo all'intradosso, esse sono soggette a movimenti del suolo che si manifestano nel tempo, di conseguenza possono sorgere condizioni di carico e stati tensionali aggiuntivi per i rivestimenti in opera.

Questi fattori delineano un quadro nazionale in cui la vita utile di numerose infrastrutture sta volgendo al termine, le opere manifestano difetti importanti che ne impediscono l'utilizzo e pertanto la tematica di riparazione e ripristino di gallerie esistenti assume una rilevanza decisamente non trascurabile.

In questo contesto si ricercano nuove soluzioni per la realizzazione in breve tempo di rivestimenti ad alte prestazioni: l'impiego di materiali come calcestruzzi fibrorinforzati è sicuramente tra le soluzioni più valide e interessanti, sebbene la mancanza di normative chiare sull'argomento ne complichino l'effettiva messa in opera.

Oltre l'utilizzo di calcestruzzi speciali, nuove tecniche costruttive possono apportare grandi migliorie nell'ambito delle infrastrutture: in tale ambito si colloca HINFRA, recente start up che si impone come nuovo modello di impresa di costruzioni nel mondo della realizzazione di grandi opere civili e il cui scopo principale è la ricerca di nuove tecnologie industrializzabili per il settore dell'ingegneria civile, puntando ad offrire maggiore sostenibilità e produttività grazie all'utilizzo di servizi ottimizzati. HINFRA non solo produce calcestruzzi fibrorinforzati ad alte prestazioni, ma propone anche una specifica tecnologia per il rifacimento di rivestimenti di gallerie ammalorate.

In relazione alla problematica delle gallerie, il presente elaborato intende illustrare i vantaggi legati all'utilizzo del calcestruzzo fibrorinforzato e alla tecnologia brevettata da HINFRA, oltre che proporre un protocollo di calcolo atto a illustrare le fasi di progettazione di strutture in calcestruzzo fibrorinforzato in ottemperanza delle normative vigenti nazionali ed europee, a partire dalla classificazione e qualificazione del materiale, basata sulla definizione delle sue proprietà meccaniche, sino alle verifiche agli Stati Limite.

Infine, grazie alla collaborazione con Autostrade per l'Italia, si analizzerà il progetto della Galleria Ragnaia I canna destra, una diretta applicazione del calcestruzzo fibrorinforzato prodotto da HINFRA per il ripristino delle gallerie: si confronterà la soluzione adottata con la soluzione precedente prevista per l'opera, ovvero con calcestruzzo privo di fibre.

## 2. ASPETTI GENERALI DEL CALCESTRUZZO FIBRORINFORZATO

Il calcestruzzo fibrorinforzato (di seguito FRC, “*Fiber Reinforced Concrete*”) è un materiale composito caratterizzato da un calcestruzzo cementizio (matrice) additivato con fibre corte di acciaio, di materiale polimerico, di materiale inorganico o di materiali naturali.

I rivestimenti di gallerie sono strutture mediamente spesse (pertanto particolarmente sensibili ai fenomeni di idratazione, ritiro e fragilità) ed in prevalente stato di compressione (quindi dotate di un’ampia sezione reagente anche in presenza di forti eccentricità di carico), di conseguenza si prestano particolarmente ad essere realizzati con FRC, il cui impiego comporta diversi benefici:

- ottimizzazione dell’armatura di acciaio, con una sua totale o parziale rimozione;
- aumento della duttilità della struttura di rivestimento;
- aumento della durabilità dell’opera, grazie alla capacità delle fibre di controllare la macro-fessurazione;
- minore rischio di corrosione;
- aumento della velocità d’esecuzione dell’opera.

Queste proprietà sono legate principalmente alla capacità del FRC di generare una resistenza a trazione residua in fase post-fessurata (descritta più approfonditamente in §4.1.1), dovuta proprio alla presenza delle fibre e alla loro azione di contrasto alla propagazione di fessure. L’evidenza dei vantaggi legati al calcestruzzo fibrorinforzato è dimostrata anche dalle numerose applicazioni strutturali compiute negli ultimi decenni.

In Italia, si può citare la Galleria Craviale [1] realizzata in occasione dei XX Giochi Olimpici Invernali, per la quale è stata adottata un’armatura mista grazie all’impiego di FRC e reti metalliche elettrosaldate: è stato dimostrato come la presenza di fibre raddoppi la resistenza a trazione per flessione rispetto al caso in calcestruzzo ordinario.

Relativamente a quest’opera, inoltre, sono state fatte importanti valutazioni in termini di armatura minima: la normativa vigente all’epoca della realizzazione della suddetta galleria (Rilem TC 162-TDF [2]), ai fini di garantire un giusto grado di duttilità post-fessurazione, suggeriva una quantità minima di armatura in caso di calcestruzzo fibrorinforzato attraverso un’espressione analoga a quella indicata dall’Eurocodice 2 (1992) [3] per il calcestruzzo ordinario.

Tuttavia, questa formulazione sovrastimava il reale quantitativo di armatura minima necessario, con conseguente dispendio di materiale.

Al fine di limitare ciò, il modello proposto da Chiaia et al. [4] e adottato per la galleria Craviale rappresenta una valida alternativa alla soluzione della Rilem: il metodo si basa su approccio non lineare, in cui l’armatura minima per elementi fibrorinforzati è individuata a seguito di un processo iterativo uguagliano il momento di prima fessurazione e il momento ultimo.

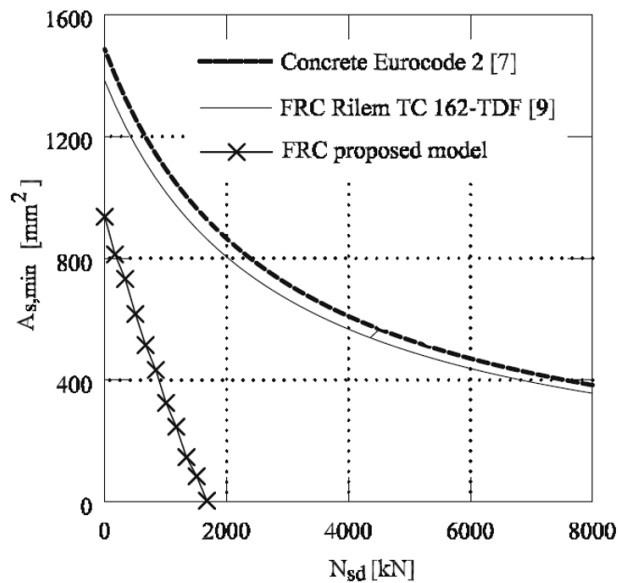


Figura 2-1[4]: Confronto tra i quantitativi di armatura minima proposti da normativa e dal modello di Chiaia et al [4] in funzione degli sforzi agenti.

In riferimento al grafico illustrato in Figura 2-1 si possono trarre conclusioni importanti: non solo il modello proposto riduce sostanzialmente il quantitativo di armatura minima (al punto che può anche essere evitata per valori alti di compressione), ma in generale anche se la soluzione Rilem sovrastimi il quantitativo di armatura, esso risulta comunque inferiore ad una soluzione in calcestruzzo ordinario.

È pertanto innegabile il vantaggio dell'utilizzo del FRC per l'ottimizzazione di armatura.

In caso di presenza di armatura in elementi in calcestruzzo, generalmente è richiesta una valutazione dell'ampiezza delle fessure per garantire lo Stato Limite di Esercizio. Quest'aspetto assume particolare rilevanza nel caso di rivestimenti di galleria in FRC gettati in opera: sempre in territorio nazionale, sulla galleria di Faver – S.S. 612 [5] è stato condotto uno studio [6] per il calcolo dell'effettiva ampiezza massima di fessurazione in presenza di fibre.

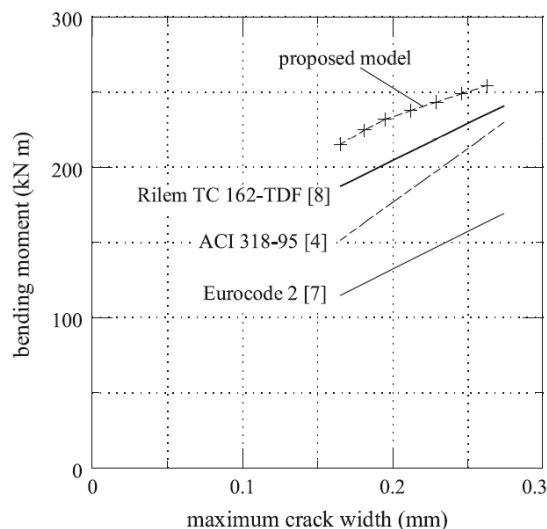


Figura 2-2[6]: Ampiezza massima di fessurazione per la sezione trasversale della galleria Faver – S.S. 612: confronto tra soluzione in FRC e calcestruzzo ordinario.

In continuità con il modello proposto per il quantitativo di armatura minimo, è stato definito un modello che potesse descrivere in maniera più dettagliata il percorso fessurativo, ampiezza e profondità delle fessure e distanza tra di esse all'aumentare delle azioni esterne. Il risultato di questa indagine è visionabile in Figura 2-3: la presenza di fibre, sia con il modello proposto, sia con le indicazioni Rilem, migliora notevolmente le prestazioni dell'elemento in termini di ampiezza massima delle fessure rispetto ad una soluzione in calcestruzzo ordinario (Eurocodice 2 e ACI 318-95); ulteriore dimostrazione dei benefici del FRC.

Il vantaggio legato all'utilizzo del calcestruzzo fibrorinforzato è avvalorato dallo studio di fattibilità condotto sulla galleria di base del Brennero da parte di Caratelli et al. (2011) [7], che ha evidenziato un miglior comportamento a flessione da parte del FRC rispetto alla soluzione in calcestruzzo ordinario.

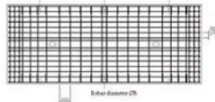
Sketch of the reinforcement		Conventional reinf. [kg/m <sup>2</sup> ]	Fibre reinf. [kg/m <sup>2</sup> ]	Total reinf. [kg/m <sup>2</sup> ]	Ref.#
Original solution		67 (n.d.)	-	67	Reported in: Caratelli et al. 2011,
Solution 1		-	40 SFRC 30/0.35, $L_f/\phi_f=86$ , $f_{t,FB}=-$ $f_{sq(0-0.3),m}=6.61$ MPa $f_{sq(0.6-3),m}=6.29$ MPa (n.d., estim) [71]	40	Proposed by: Caratelli et al. 2011,

Figura 2-3[8]: Soluzioni per galleria di base del Brennero proposte da Caratelli et al. (2011).

La soluzione proposta da Caratelli et al., 2011 si basa su indagini sperimentali: sono state eseguite prove in scala reale sia su elementi in tradizionali cemento armato, che fibrorinforzati. In particolare sono state effettuate prove a flessione al fine di confrontare il comportamento dei conci soggetti ad azioni flessionali, oltre che prove con carico concentrato con l'obiettivo di simulare la spinta indotta dalla TBM (*"Tunnel Boring Machine"*) e l'effetto legato a concentrazioni di carico.

I risultati delle prove hanno dimostrato che il calcestruzzo fibrorinforzato può sostituire l'armatura tradizionale, poiché gli elementi in FRC soggetti a flessione hanno mostrato un miglior comportamento in termini di controllo della fessurazione rispetto al concio in calcestruzzo ordinario con un il carico relativo alla prima fessurazione maggiore e una ridotta apertura di fessura.

D'altro canto, lo svantaggio principale legato al FRC non è dovuto al materiale in sé, quanto ad una parziale assenza di normative che ne regolamentano l'uso strutturale: solo recentemente sono stati redatti codici più specifici sul tema, tuttavia essendo il calcestruzzo fibrorinforzato un materiale relativamente "recente", diverse sue proprietà sono ancora oggetto di studi e ricerche.

Pertanto, in mancanza di normative, inizialmente il composito fibroso veniva utilizzato come un calcestruzzo ordinario, sottostimando la reale resistenza a trazione del materiale; in alternativa, per una più ottimale realizzazione di opere civili in FRC, il progetto si basava su analisi numeriche non lineari o campagne sperimentali in scala reale.

Si può menzionare come esempio la linea 9 della metropolitana di Barcellona [9], per la quale sono state proposte due soluzioni: la prima è stata avanzata da Gettu et al. [10], a seguito di una campagna sperimentale su un segmento di tunnel in FRC, comprensiva di caratterizzazione meccanica del materiale, prove di flessione in scala reale e prove di frattura locale; la seconda soluzione è stata proposta da Plizzari et al. [11] [12], sulla base di approcci analitici e analisi numeriche non lineari per la valutazione della fase transitoria.

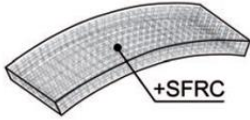

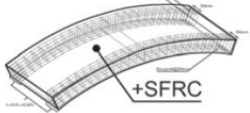
REINFORCEMENT DESIGN SOLUTION PROPOSED					
Sketch of the reinforcement		Conventional reinf. [kg/m <sup>2</sup> ]	Fibre reinf. [kg/m <sup>2</sup> ]	Total reinf. [kg/m <sup>2</sup> ]	Ref.#
Original solution (structural contribution of fibres not considered)		97	25 SFRC 50/1.0, $L_f/\phi_f=50$ , $f_{t,SFRC}=1100$ MPa	122	Reported in: Gettu et al. 2004
Solution 01		-	60 SFRC 50/1.0, $L_f/\phi_f=50$ , $f_{t,SFRC}=1100$ MPa	60	Proposed by: Gettu et al. 2004
Solution 02		46 (in two chords along the longer segment sides).	25 SFRC 50/0.75, $L_f/L_f\phi_f=66.67$ , $f_{t,SFRC}=1100$ MPa $f_{t,m}=5.095$ MPa $f_{eq(0-0.6),m}=3.943$ MPa $f_{eq(0.6-3),m}=3.474$ MPa $f_{t,k}=4.323$ MPa $f_{eq(0.6),k}=3.024$ MPa $f_{eq(0.6-3),k}=2.395$ MPa [71]	71	Proposed by: Plizzari et al. 2005
Solution adopted	The original design solution was adopted.				Reported in: De la Fuente et al. 2012

Figura 2-4[8]: Esempi di soluzioni in FRC proposte per la linea 9 di Barcellona.

### 3. HINFRA

HINFRA, è una start up nata nel 2019 presso cui ho avuto la possibilità di svolgere il mio tirocinio curriculare. Si definisce come una fabbrica digitale di infrastrutture, che si impone come nuovo modello di impresa di costruzioni nel mondo della realizzazione di grande opere civili, con il supporto industriale e tecnico del gruppo Buzzi Unicem.

Il suo scopo principale è la ricerca di nuove tecnologie industrializzabili per il settore dell'ingegneria civile, puntando ad offrire maggiore sostenibilità e produttività grazie all'utilizzo di servizi ottimizzati, ovvero attraverso lo sviluppo di materiali a basso impatto ambientale e la progettazione di macchinari, software e processi che minimizzano il consumo del suolo e risorse.

In quest'ottica, HINFRA reinventa il calcestruzzo introducendo il calcestruzzo digitale, un materiale green trattato come un mezzo dinamico e in continua evoluzione che permette di soddisfare appieno i requisiti di sostenibilità.

Attraverso un'integrazione multidisciplinare tra robotica, automazione e lo studio di miscele avanzate si concretizza il processo proposto da HINFRA, che prevede una prima prototipazione virtuale e una successiva fisica, basato sul concetto di stampa 3D su scala industriale.

Attualmente il target principale di HINFRA sono le gallerie stradali, ma nel futuro punta ad estendere i suoi progetti a gallerie ferroviarie, alla realizzazione di infrastrutture complesse e anche ad una possibile internazionalizzazione.

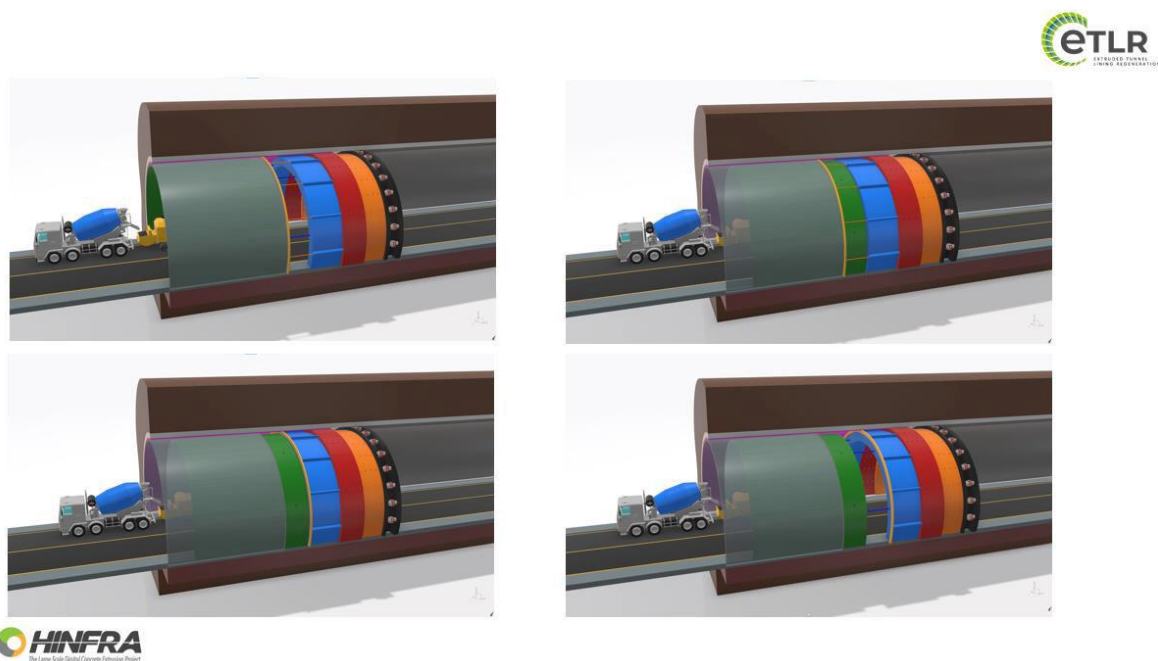


Figura 3-1: Schema rappresentativo della tecnologia ETLR.



## 3.1. Tecnologia ETLR

In un contesto nazionale in cui la necessità di intervenire rapidamente su infrastrutture ammalorate esige la ricerca di soluzioni innovative, ha portato alla creazione del primo progetto di HINFRA: la tecnologia ETLR.

ETLR (“*Extruded Tunnel Lining Regeneration*”) è un metodo per il rifacimento del rivestimento definitivo delle gallerie ammalorate per estrusione rapida di calcestruzzi speciali: si tratta di un treno di lavorazione automatizzato, che parte dallo *slipforming* orizzontale e composto da moduli componibili (ognuno con una specifica funzione) il cui risultato è un manufatto definitivo a vita nominale garantita.

Il grande vantaggio di questo metodo consiste nell’ottenere una calotta definitiva con tempi di lavorazione nettamente inferiori rispetto ai metodi tradizionali.

Infatti l’automatizzazione delle operazioni, alcune svolte in contemporanea, e l’utilizzo di calcestruzzi speciali per l’estrusione ultra-rapida, consentono una capacità di avanzamento di circa 50 metri lineari al giorno, almeno 10 volte superiore ai metodi attualmente impiegati.

### 3.1.1. Fasi del processo

Il treno di lavorazione è caratterizzato da diverse fasi:

- **Asportazione:** la rimozione del rivestimento ammalorato, parziale o totale, per spessori da 10 cm > 50 cm può avvenire tramite demolizione meccanica o idrodemolizione.
- **Preparazione:** a seconda delle condizioni geologiche e strutturali del progetto, possono essere predisposti strati impermeabilizzanti e/o le barre di armature se richieste.
- **Nuova calotta:** il sistema di pompaggio e iniezione ottimizzati per il sistema a cassero scorrevole consentono l’esecuzione della nuova calotta in continuo per conci giuntati, per spessori variabili.
- **Scorrimento:** i moduli di contrasto a paratie stabilizzanti, completamente azionati da remoto, producono l’avanzamento del sistema in base alle prestazioni garantite alla sezione di scasso.

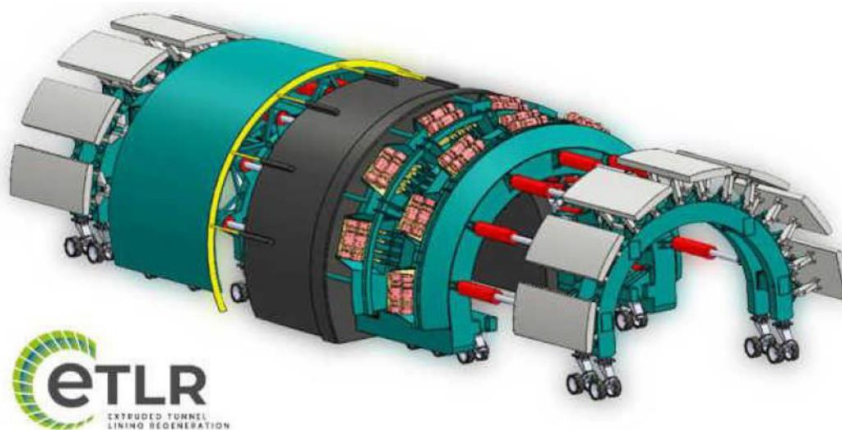


Figura 3-2: Fasi del treno di lavorazione ETLR.

### 3.1.2. Test su piccola scala

Nella sede di Trino, nel laboratorio di robotica, sono state condotte le prime prove: prima di procedere con test su scala reale infatti, è stato necessario prototipare la tecnologia in piccola scala.

Partendo dal concetto di stampa 3D, attraverso un robot progettato da HINFRA sono state effettuate delle estrusioni orizzontali in modo da ottenere una serie di conci giuntati.



Figura 3-4: Laboratorio di estrusione in piccola scala – slipforming orizzontale.

Come si può vedere dalle immagini, il sistema è caratterizzato da un braccio meccanico completamente automatizzato, su cui è installato un cassero esterno per il confinamento del conco. Per realizzare un segmento viene pompato il calcestruzzo tra il cassero esterno e uno interno e una volta sufficientemente indurito, si può procedere con il confezionamento dei conci successivi (ovviamente sempre tramite l'ausilio del robot).

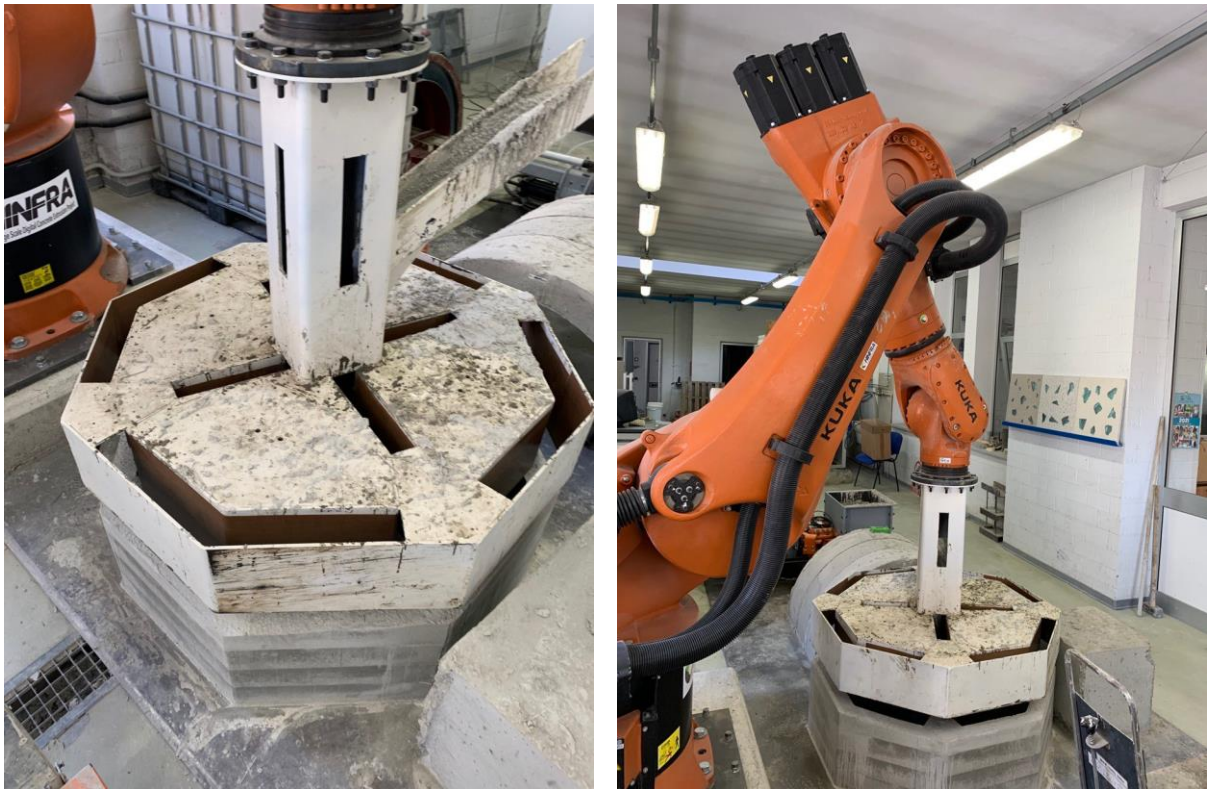
Il calcestruzzo utilizzato per le prove è ingegnerizzato e prodotto da HINFRA: è un calcestruzzo fibrorinforzato a presa rapida, caratterizzato da una classe di consistenza S5.

L'utilizzo di questo materiale speciale consente una rapida esecuzione e avanzamento del processo, aspetto fondamentale e innovativo.

Questa tecnologia tuttavia, può essere adoperata non solo per realizzare estrusioni orizzontali, ma si può estendere anche a sviluppi verticali.

Nelle ultime prove, infatti, modificando la parte terminale del robot, si è cercato di realizzare prodotti per estrusione verticale: dai primi risultati si è ottenuto un ottimo riscontro, anche grazie all'utilizzo di un calcestruzzo autocompattante.

Nel prossimo futuro sarà sicuramente interessante indagare e approfondire questo aspetto relativo all'estrusione verticale.



*Figura 3-5: Laboratorio di estrusione in piccola scala – slipforming verticale.*

### 3.1.3. Test su larga scala

Nel campo prova di Senago sono stati svolti test su larga scala.

Attraverso queste prove è stato possibile studiare il comportamento della calotta su scala industriale in modo da simulare uno scenario di cantierizzazione.

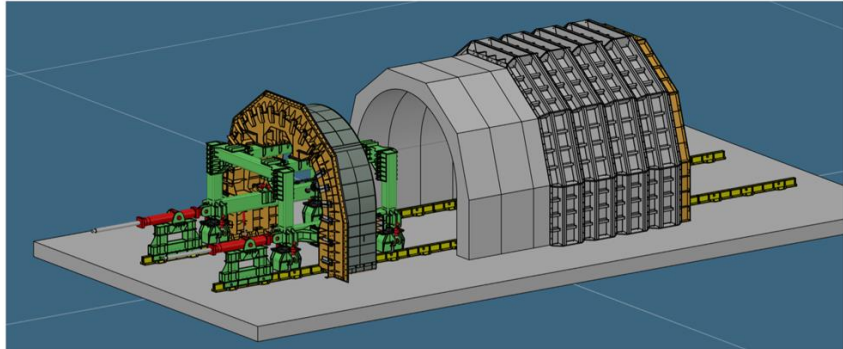
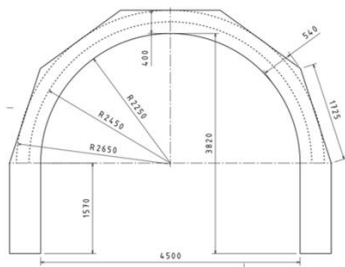


Figura 3-6: Impianto di estrusione su larga scala con dimensioni della sezione del segmento.

Il treno di lavorazione è costituito da diversi elementi:

- Una cassaforma esterna (in grigio) composta da pannelli imbullonati tra loro che simula il confinamento della galleria esistente.
- Una cassaforma interna scorrevole (in arancione) che, grazie al supporto di un telaio, avanza lungo i binari per procedere nella realizzazione dei vari segmenti di galleria.
- Un telaio (in verde) dotato di ruote e di supporto per i pannelli di scorrimento o per un modulo dotato di fresa a seconda della fase di lavorazione, rispettivamente iniezione del calcestruzzo, avanzamento e demolizione meccanica del vecchio strato ammalorato.
- Un estrusore, costituito da telaio e manto di scorrimento, il cui avanzamento sui binari è del tutto automatizzato.



Figura 3-7: Impianto in scala reale.

Operativamente la prova per la realizzazione di conci in scala reale, come nel caso dei test su piccola scala, prevede innanzitutto un confezionamento del calcestruzzo fibrorinforzato, che viene successivamente pompato nella cassaforma mobile. Il materiale ingegnerizzato e prodotto da HINFRA è un calcestruzzo a presa rapida le cui particolari proprietà consentono uno scasso in tempi decisamente brevi, permettendo così un avanzamento continuo dell'estrusore.

Il risultato è una nuova calotta costituita da conci giuntati, la quale oltre che essere definitiva e a vita nominale garantita, non necessita di barre d'armatura proprio per l'utilizzo di un calcestruzzo fibrorinforzato.

Durante l'esecuzione delle prove sono emersi dei problemi su cui è stato necessario porre particolare attenzione; ad esempio dopo qualche utilizzo si è proceduto nel modificare il rivestimento del cassero interno per ottenere un miglioramento sia in termini di estetica sia in termini di scorrimento.

Tra i possibili sviluppi futuri, il progetto più impellente è sicuramente la realizzazione di un sistema da inserire nell'impianto per il controllo del calcestruzzo, così da avere una reale conoscenza sullo stato di indurimento del concio.

I test su larga scala hanno permesso di mettere in luce diversi aspetti positivi. L'innegabile vantaggio della riduzione dei tempi di produzione grazie ad un processo di slipforming rapido, ma anche l'abbattimento dei costi sul materiale dovuto all'assenza di barre di armatura.



*Figura 3-8: Dettaglio connessione dei conci consecutivi.*

Anche dal lato estetico (come si può vedere in foto) i risultati sono più che soddisfacenti.

Il treno di lavorazione risulta efficace anche per la fase di fresatura dello strato ammalorato di galleria. Infatti, oltre le prove per la realizzazione di conchi di galleria, sono stati eseguiti anche test di demolizione, grazie all'utilizzo di una fresa a tamburo speciale installata sul telaio.



*Figura 3-9: Fresa a tamburo per rimozione dello strato ammalorato.*

### **3.2. Progetti attuali e futuri**

Attualmente HINFRA sta continuando a testare la tecnologia ETLR, con l'obiettivo di metterla in opera verso la fine dell'anno corrente.

Sul lato calcestruzzo invece, la ricerca e sviluppo di nuovi materiali ha portato alla produzione di calcestruzzi fibrorinforzati certificati, utilizzabili in campo strutturale: una loro prima applicazione è rappresentata dalla Galleria Ragnaia I, progettata con l'ausilio del FRC prodotto da HINFRA.

## 4. PROTOCOLLO DI CALCOLO

Il calcestruzzo fibrorinforzato è un materiale recente, sottoposto a continui studi e, a differenza del calcestruzzo ordinario (le cui caratteristiche sono ben note), le informazioni a disposizione sulle sue proprietà sono in continuo aggiornamento e talvolta poco chiare.

L'impiego strutturale del FRC è regolato da diverse norme pubblicate nel corso degli ultimi anni: in Italia una dei primi documenti in materia è il CNR-DT 204/2006 "Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di strutture in calcestruzzo fibrorinforzato" [13], il quale fa riferimento principalmente quanto riportato nelle Raccomandazioni Rilem (2003) "Test and design methods for steel fibre reinforced concrete" [4]. Tuttavia, studi successivi e la pubblicazione del Model Code 2010 [14], hanno condotto alla redazione di testi più aggiornati, ovvero le Linee Guida [15][16] del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (di seguito CSLLPP) e la nuova versione dell'Eurocodice 2, parte 1-1 (2022) [17].

Il presente capitolo ha lo scopo di esporre un protocollo di calcolo che possa chiarire le indicazioni fornite dai vari codici per l'uso strutturale del calcestruzzo fibrorinforzato, con particolare riferimento ai rivestimenti di galleria; nella prima parte si analizzerà esclusivamente la normativa italiana, mentre nella seconda parte si illustrerà un procedimento in ottemperanza del nuovo Eurocodice.

### 4.1. Linee Guida del CSLLPP

Le vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 [18] (di seguito NTC18) stabiliscono che *"sia per la qualificazione dei calcestruzzi fibrorinforzati che per la progettazione delle strutture in FRC, si dovrà fare esclusivo riferimento a specifiche disposizioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, rese attraverso apposite Linee Guida"* ovvero: "Linee Guida per la progettazione, messa in opera, controllo e collaudo di elementi strutturali in calcestruzzo fibrorinforzato con fibre di acciaio e polimeriche" (di seguito LG2022) [15] e "Linee Guida per l'identificazione, la qualificazione, la certificazione di valutazione tecnica ed il controllo di accettazione dei FRC" (di seguito LG2019) [16].

Nella presente sezione si esporranno le indicazioni delle suddette Linee Guida, con eventuali approfondimenti e richiami ad altre normative.

#### 4.1.1. Materiale

Il calcestruzzo fibrorinforzato è un materiale composito, caratterizzato da una matrice cementizia additivata con fibre corte e discontinue di acciaio, di materiale polimerico, di materiale inorganico (carbonio o vetro) o di materiali naturali, cui si può aggiungere in opera armatura ordinaria o da precompressione.

Le proprietà elastiche e la resistenza a compressione della matrice cementizia non risultano essere particolarmente affette dalla presenza delle fibre (a meno di un loro uso ad alte percentuali), al contrario delle proprietà meccaniche che ne sono significativamente

influenzate. L'aggiunta delle fibre comporta un miglioramento delle proprietà meccaniche del calcestruzzo, dovuto principalmente alla manifestazione di una resistenza post-fessurazione, solitamente assente nella matrice senza fibre e su cui si basa la progettazione strutturale di elementi in FRC [18]. Non appena si formano le micro-fessure nel calcestruzzo, infatti, le fibre si attivano, contrastano l'apertura progressiva delle fessure e generano una significativa resistenza a trazione residua in combinazione ad un grande sforzo di deformazione; ne consegue un incremento di duttilità (vantaggioso specialmente per strutture iperstatiche) e tenacità (energia necessaria per rompere a trazione il conglomerato) [13][16]. Specialmente nel caso di calcestruzzi ad alta resistenza, è possibile notare una significativa riduzione della fragilità a compressione (Figura 4-1).

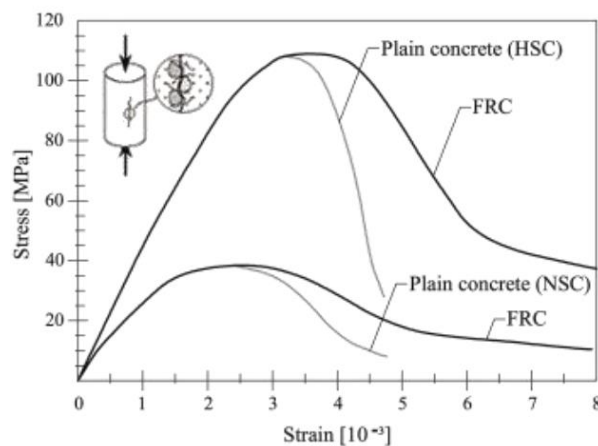


Figura 4-1[18]: Differenze tra calcestruzzo ordinario e fibrorinforzato a normale (NSC) e ad alta resistenza (HSC) sotto l'azione di una compressione uniassiale.

Inoltre, le fibre possono parzialmente o totalmente sostituire le barre di armatura ordinaria e di conseguenza migliorare il comportamento allo Stato Limite Ultimo, ma anche incrementare la durabilità e ridurre la profondità delle fessure, ovvero migliorare il comportamento allo Stato limite di Esercizio [18].

Le proprietà compressive del FRC dipendono da diversi fattori, come dalla geometria, dall'orientamento e dalla distribuzione delle fibre, dalle caratteristiche dei materiali costituenti e dal loro dosaggio.

In funzione della quantità di fibre e dalle proprietà della matrice, in trazione uniassiale si possono riscontrare due risposte differenti: comportamento degradante o incrudente (Figura 4-2). Per piccole percentuali volumetriche di fibre (circa 0.2-2%) il legame carico-spostamento di un FRC presenta un ramo discendente (comportamento degradante), comunque caratterizzato da una resistenza residua e da una maggiore tenacità rispetto al calcestruzzo privo di fibre e le deformazioni si localizzano in una fessura; per percentuali volumetriche di fibre superiori (circa 2-8%) il comportamento può diventare incrudente, grazie alla comparsa di multi-fessurazione prima del raggiungimento del valore di picco [13].



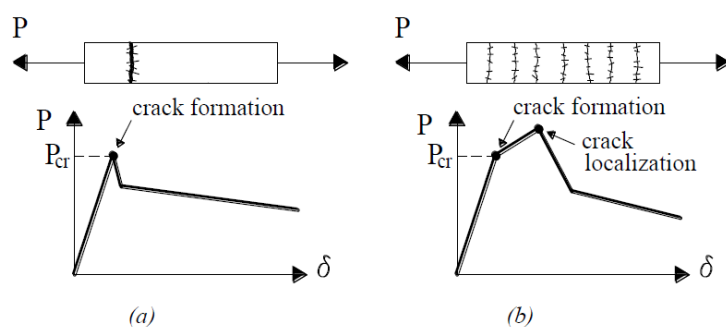


Figura 4-2 [18]: Curva carico  $P$  – spostamento  $\delta$ : comportamento degradante (a) e comportamento incrudente (b).

Il comportamento post-fessurativo in una prova di flessione si discosta da quello in trazione uniassiale: a un comportamento degradante in tensione può corrispondere un comportamento incrudente a flessione (grazie alla capacità redistributiva della struttura) e ad un materiale incrudente può risultare una crescita monotona del carico nella struttura (Figura 4-3) [18].

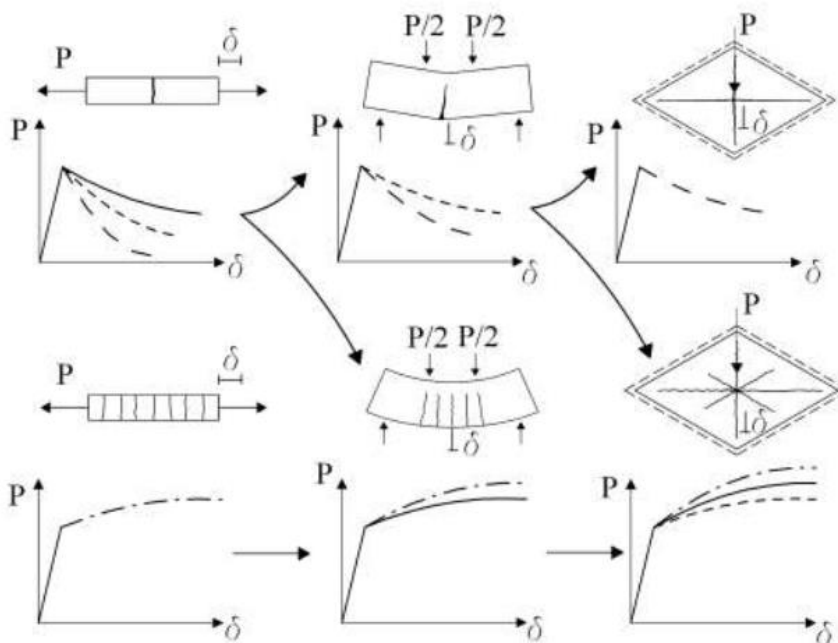


Figura 4-3: Risposta meccanica di strutture caratterizzate da comportamento degradante e incrudente in trazione uniassiale o a flessione.

#### 4.1.1.1. Matrice cementizia

La matrice cementizia di un FRC è costituita da un calcestruzzo o da una malta.

Al fine di garantire un buon accoppiamento con le fibre ed una buona lavorabilità dell'impasto, la granulometria della matrice deve essere progettata prestando particolare attenzione alla frazione fine dell'aggregato.

Le caratteristiche fisiche e chimiche della matrice cementizia e dei suoi costituenti devono essere conformi alle specifiche norme di riferimento valide per il calcestruzzo privo di fibre.

#### 4.1.1.2. Fibre

In questo elaborato si prenderanno in considerazione FRC con fibre di acciaio, le fibre polimeriche o di altra natura non saranno oggetto di studio.

Le fibre sono caratterizzate, oltre che dal tipo di materiale, da parametri geometrici quali la lunghezza, il diametro equivalente, il rapporto d'aspetto e la forma.

Per la produzione delle fibre in acciaio, devono essere utilizzati materiali e componenti qualificati secondo le procedure applicabili: in particolare le fibre devono essere marcate CE, in accordo con la norma europea armonizzata EN 14889-1 [19] e la loro confezione deve riportare il lotto di produzione.

Si elencano di seguito i parametri previsti dalla norma armonizzata:

- **Lunghezza delle fibre:**  
Si definisce lunghezza della fibra  $l_f$  come la distanza tra le estremità della fibra.  
La lunghezza della linea d'asse della fibra, invece, viene identificata come lunghezza in sviluppo della fibra  $l_d$ .  
Si evidenzia che la lunghezza della fibra deve essere misurata in accordo con norme di riferimento specifiche.  
Le fibre di acciaio hanno generalmente una lunghezza  $l_f$  compresa tra 6 mm e 70 mm.
- **Diametro equivalente:**  
Si definisce diametro equivalente  $d_f$  il diametro di un cerchio con area uguale all'area media della sezione trasversale della fibra. Le fibre di acciaio hanno generalmente un diametro equivalente  $d_f$  compreso tra 0.15 mm e 1.20 mm.  
Per sezioni circolari con diametro maggiore di 0.3 mm, il diametro equivalente delle fibre deve essere misurato mediante un micrometro, in due direzioni approssimativamente tra loro ortogonali, con una precisione stabilita da norme di riferimento specifiche. Il diametro equivalente è fornito dalla media dei due diametri.  
Per fibre con diametro minore di 0.3 mm, il diametro deve essere misurato mediante strumenti ottici, con una precisione stabilita da norme di riferimento specifiche.  
Per sezioni ellittiche, il diametro equivalente delle fibre deve essere valutato a partire dalle misure dei due assi, eseguite mediante micrometro con precisione stabilita da norme di riferimento specifiche. Il diametro equivalente è fornito dalla media delle lunghezze dei due assi.  
Per sezioni rettangolari, la larghezza,  $b_f$ , e lo spessore,  $h_f$ , della fibra devono essere misurati  
come stabilito da normative di riferimento specifiche. Il diametro equivalente è fornito dalla  
relazione:

$$d_f = \sqrt{\frac{4 \cdot b_f \cdot h_f}{\pi}} \quad (4.1)$$

Alternativamente, ed in particolare per fibre con sezioni irregolari, il diametro equivalente può essere calcolato mediante la relazione:

$$d_f = \sqrt{\frac{4 \cdot m}{\pi \cdot l_d \cdot \rho_f}} \quad (4.2)$$

essendo  $m$  la massa,  $l_d$  la lunghezza in sviluppo e  $\rho_f$  la densità della fibra.

- **Rapporto d'aspetto:**  
Il rapporto d'aspetto è definito come quoziente tra la lunghezza,  $l_f$ , e il diametro equivalente,  $d_f$ , della fibra.
- **Forma:**  
Le fibre possono essere rettilinee o sagomate (uncinate, ondulate, ecc.).
- **Modulo elastico:**  
Il modulo di elasticità della fibra deve essere valutato in accordo a norme di riferimento specifiche.
- **Resistenza a trazione:**  
La resistenza a trazione della fibra è la tensione corrispondente alla massima forza di trazione sopportata dalla fibra.  
La resistenza a trazione deve essere valutata, in accordo a specifiche norme di riferimento, come rapporto tra la suddetta forza e l'area equivalente della sezione trasversale, definita come area del cerchio di diametro  $d_f$ .  
Nella seguente tabella si riportano valori indicativi di resistenza delle fibre di acciaio, dove  $R_m$  e  $R_{p0.2}$  rappresentano, rispettivamente, la resistenza a trazione (corrispondente al carico massimo) e la resistenza di scostamento dalla proporzionalità con un'estensione non proporzionale pari allo 0.2% della lunghezza di base dell'estensimetro [13].

Diametro equivalente [mm]	Resistenza minima a trazione [N/mm <sup>2</sup> ]												Prova di piegamento alternato
	R1				R2				R3				
	1)		2)		1)		2)		1)		2)		
	$R_m$	$R_{p0.2}$	$R_m$	$R_{p0.2}$	$R_m$	$R_{p0.2}$	$R_m$	$R_{p0.2}$	$R_m$	$R_{p0.2}$	$R_m$	$R_{p0.2}$	assenza di rotture
$0.15 \leq d_f < 0.50$	400	320	480	400	800	720	1080	900	1700	1360	2040	1700	
$0.50 \leq d_f < 0.80$	350	280	450	350	800	640	1040	800	1550	1240	2015	1550	
$0.80 \leq d_f \leq 1.20$	300	240	390	300	700	560	910	700	1400	1120	1820	1400	

Tabella 4-1: Classi di resistenza delle fibre di acciaio

Si schematizzano di seguito le caratteristiche geometriche, fisiche e meccaniche necessarie per la qualifica delle fibre, con relative norme di riferimento [16].

Fibra metallica	Proprietà	Unità di misura	Denominazione / Normativa di riferimento
	Forma	-	uncinata/twin-core
	Densità del materiale	[g/cm <sup>3</sup> ]	$\rho_f$ / EN 14889
	Lunghezza	[mm]	$l_f$ / EN 14889
	Diametro	[mm]	$d_f$ / EN 14889
	Temperatura di fusione dei cristalli	[°C]	$T_m$ / 11357-3-2013
	Resistenza a trazione	[MPa]	$f_{ft}$ / EN 14889
	Modulo elastico	[GPa]	$E_f$ / EN 14889
	Allungamento a rottura	[%]	$A_{ft}$ / EN 14889

Tabella 4-2: Caratteristiche geometriche, fisiche e meccaniche delle fibre.

#### 4.1.1.3. Caratteristiche prestazionali del FRC

Ai fini di una corretta classificazione del composito, è necessario determinare le proprietà nominali del FRC mediante prove standard di laboratorio su provini normalizzati, realizzati e maturati in condizioni controllate.

Le proprietà meccaniche che il Fabbrikante è tenuto a dichiarare sono:

- $f_{ck}$  (valore caratteristico): resistenza a compressione;
- $E_{fm}$  (valore medio): modulo elastico;
- $\nu_{fm}$  (valore medio): modulo di Poisson;
- $\alpha_T$ : coefficiente di dilatazione termica lineare.

In assenza di sperimentazione specifica, le proprietà sopra elencate possono essere determinate con la stessa procedura di prova prevista per il calcestruzzo senza fibre.

Altri valori indispensabili per la caratterizzazione del comportamento post-fessurazione del FRC sono:

- $f_{ct,Lm}^f$  (valore medio),  $f_{ct,Lk}^f$  (valore caratteristico): resistenza a flessione al limite di proporzionalità;
- $f_{R,1k}$  e  $f_{R,3k}$  (valori caratteristici): resistenze a flessione in fase fessurata o resistenze residue.

Questi ultimi due termini si ricavano eseguendo una prova a flessione su provino intagliato secondo la UNI EN 14651 [20] : si consideri un provino di dimensioni ( $b \times h$ ) 150x150 mm in sezione, lunghezza compresa tra 550 e 700 mm, intagliato centralmente, semplicemente appoggiato alle estremità e caricato con un carico centrale come indicato in Figura 4-4:

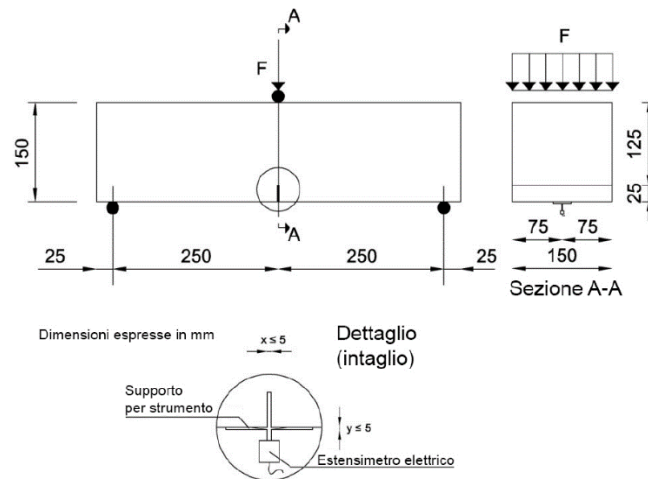


Figura 4-4: Geometria del provino per la caratterizzazione a flessione (EN 14651).

Come parametro di controllo della prova viene utilizzato il valore  $CMOD_j$  (*Crack Mouth Opening Displacement*) ovvero l'apertura di fessura alla bocca dell'intaglio e la prova prevede la misura sperimentale il carico applicato  $F_{R,j}$  il sopracitato CMOD [16].

Dal test si ottiene una curva sperimentale carico – CMOD riportata in Figura 4-5:

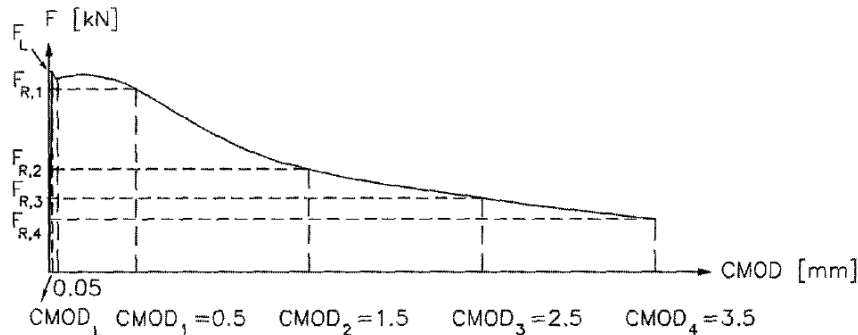


Figura 4-5[4]: Tipica curva di una prova a flessione condotta secondo la EN 14651.

Con riferimento alla singola prova, i valori di limite di proporzionalità  $f_{ct,L}^f$  e di resistenze residue  $f_{R,1k}$ ,  $f_{R,3k}$  sono definiti dalle seguenti espressioni [4]:

$$f_{ct,L}^f = \frac{3F_L L}{2bh_{sp}^2} \quad (4.3)$$

$$f_{R,j} = \frac{3F_{R,j} L}{2bh_{sp}^2} \quad (4.4)$$

Dove:

- $F_L$  : massima forza applicata [N];
- $F_{R,j}$  : carico applicato al  $CMOD_j$  corrispondente [N];
- $L$  : distanza tra gli appoggi [mm];
- $b$  : larghezza del provino [mm]
- $h_{sp}$  : distanza tra la punta dell'intaglio e la sezione superiore [mm];
- $j = 1$  o  $3$ .

Per la determinazione dei valori caratteristici delle resistenze, si può fare riferimento a quanto riportato nell'Allegato 1 delle LG2019 [16]: “in accordo con la EN 1990, La resistenza flessionale residua caratteristica si riferisce ad un frattile del 5% della distribuzione statistica dei risultati sperimentali. Per il FRC si assumerà la distribuzione log-normale”.

È possibile dunque calcolare la resistenza flessionale residua caratteristica secondo l'espressione:

$$f_{Rj,k} = e^{(m_y - k_n s_y)} \quad (4.5)$$

Dove:

- n: numero di campioni;
- $k_n$  dalla seguente tabella ( $V_x$  è la deviazione standard):

n	1	2	3	4	5	6	8	10	20	30	$\infty$
$V_x$ noto	2.31	2.01	1.89	1.83	1.80	1.77	1.74	1.72	1.68	1.67	1.64
$V_x$ incognito	-	-	3.37	2.63	2.33	2.18	2.00	1.92	1.76	1.73	1.64

Tabella 4-3: Coefficiente  $k_n$ .

$$\begin{aligned} \circ \quad m_y &= \frac{\sum_{i=1}^n \ln(f_{Rj,i})}{n} ; & s_y &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\ln(f_{Rj,i}) - m_y)^2}{n-1}} \quad \text{quando } V_x \text{ è incognito;} \\ & & s_y &= V_x \quad \text{quando } V_x \text{ è noto.} \end{aligned}$$

Definite le resistenze residue, si può classificare il calcestruzzo fibrorinforzato identificando la classe di tenacità in funzione della resistenza nominale per  $f_{R,1k}$  e del rapporto  $f_{R,3k}/f_{R,1k}$ .

La resistenza nominale per  $f_{R1k}$  è definita dal numero appartenente alla seguente successione, immediatamente inferiore al valore di  $f_{R1k}$  determinato sperimentalmente:

$$1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, 8.0, 10.0, 12.0, 14.0 \text{ [MPa]}$$

Il rapporto  $f_{R3k}/f_{R1k}$  viene invece indicato con una delle lettere *a*, *b*, *c*, *d*, *e*, ciascuna delle quali indica un intervallo di valori, come specificato nel seguito:

$$\begin{aligned} a &\text{ per } 0.5 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 0.7 \\ b &\text{ per } 0.7 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 0.9 \\ c &\text{ per } 0.9 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 1.1 \\ d &\text{ per } 1.1 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 1.3 \\ e &\text{ per } 1.3 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \end{aligned}$$

La classe di tenacità di un FRC è pertanto definita da un numero, ovvero la resistenza nominale per  $f_{R1k}$  e da una lettera, ovvero l'intervallo in cui ricade il rapporto  $f_{R3k}/f_{R1k}$ .

In definitiva, si riassumono nella tabella sottostante le proprietà geometriche, fisiche e meccaniche con le rispettive norme di riferimento che il Fabbrikante è tenuto a riportare.

FRC	Proprietà	Unità di misura	Denominazione / Normativa di riferimento
	Dimensione massima aggregato	[mm]	$d_{a,max}$
	Densità	[g/cm <sup>3</sup> ]	EN 12390 – 7
	Classe di consistenza	[mm,s]	EN 12350 – 1,2,3
	Classe di resistenza a compressione	[MPa]	$R_c$ / EN 12390 – 1,2,3
	Modulo elastico	[MPa]	$E_{fm}$ / LG2019
	Classe di tenacità	[MPa]	$f_{R,1k}; f_{R,3k}/f_{R,1k}$ / EN 14651
	Resistenza al limite di proporzionalità	[MPa]	$f_{ct,Lk}$ / EN 14651
	Classe di esposizione	[-]	EN 206
	Classe di reazione al fuoco	[-]	D.M. 10/3/2005
	Temperatura estrema di utilizzo	[°C]	$T_{eu}$ / LG2019

Tabella 4-4: Caratteristiche geometriche, fisiche e meccaniche del FRC.

#### 4.1.1.4. Qualificazione e Certificazione di Valutazione Tecnica

I materiali da costruzione, quando impiegati per uso strutturale, devono essere identificati e in possesso di specifica qualificazione all'uso previsto, secondo quanto prescritto dalle NTC: nel caso di FRC, essi devono essere in possesso di un “Certificato di Valutazione Tecnica” (di seguito CVT) rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, sulla base delle LG2019.

Al fine di ottenere e mantenere il CVT, nonché garantire la sussistenza ed il mantenimento delle prestazioni dei propri prodotti, il Fabbricante deve effettuare idonee prove di qualificazione iniziale, prove annuali di mantenimento della Certificazione e prove periodiche di controllo della qualità nel processo di produzione e/o commercializzazione.

Per la procedura di qualificazione, per il controllo, le prove e la documentazione per il rilascio del CVT, si faccia riferimento a quanto indicato nei capitoli 3, 4, 5 delle “Linee Guida per l'identificazione, la qualificazione, la certificazione di valutazione tecnica ed il controllo di accettazione dei calcestruzzi fibrorinforzati” (2019) [16].

### 4.1.2. Proprietà meccaniche del FRC

#### 4.1.2.1. Lunghezza caratteristica dell'elemento strutturale

##### Materiali degradanti

Si definisce lunghezza caratteristica strutturale  $l_{cs}$  come la lunghezza del tratto di elemento strutturale interessato dalla fessura, solitamente coincidente con l'altezza della sezione in assenza di multi-fessurazione o con la distanza tra le fessure in caso di multi-fessurazione.

Negli elementi con o senza armatura convenzionale,  $l_{cs}$  si può valutare come segue [15]:

$$l_{cs} = \min \{s_{rm}, h\} \quad (4.6)$$

Dove:

- $h$  : altezza dell'elemento strutturale;
- $s_{rm}$  : distanza media tra le fessure, definita come:

$$s_{rm} = 1.5 \cdot c + \frac{(k_{fl} \cdot k_b)}{7.2} \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 - \alpha_f) \quad (4.7)$$

- $\alpha_f = f_{Fts,ef} / f_{ctm} \leq 1.0$  dove  $f_{Fts,ef}$  è la resistenza residua in esercizio (§4.1.2.3) e  $f_{ctm}$  è la resistenza media a trazione;
- $k_{fl} = 1$  in caso di pura trazione;  
 $k_{fl} = (h - h_{c,eff}) / h$  avendo indicato  $h_{c,eff}$  l'altezza della zona tesa efficace del tirante equivalente;
- $k_b = 0.9$  per barre in condizioni di buona aderenza;  
 $k_b = 0.9 + 0.6\Phi / c_v$  avendo indicato  $\Phi$  il diametro della barra e  $c_v$  il copriferro verticale per barre in condizioni di cattiva aderenza;
- $\rho_{p,eff} = (A_s + \xi_1 A_p) / A_{c,eff}$  rapporto geometrico di armature totale efficace;
  - $A_s$  e  $A_p$  sono rispettivamente le aree di armatura lenta e armatura da precompressione aderente agenti in zona tesa;
  - $A_{c,eff}$  è l'area efficace di calcestruzzo tesa;
  - $\xi_1 = \xi \Phi / \Phi_p$  dove  $\Phi$  è il diametro dell'armatura lenta e  $\Phi_p$  è il diametro dell'armatura da precompressione. In caso di assenza di armatura lenta  $\xi_1 = \xi$ . I valori di  $\xi$  sono indicati in Tabella 4-5 [15]:

Acciaio da precompressione	Rapporto di resistenza all'aderenza $\xi$		
	Pre-tensione	aderenza, post-tensione	
		$f_{ck} \leq 50$ MPa	$f_{ck} \geq 70$ MPa
barre lisce e fili	non applicabile	0.30	0.15
trefoli	0.60	0.50	0.25
fili indentati	0.70	0.60	0.30
barre nervate	0.80	0.70	0.35

Nota: possono essere interpolati valori intermedi tra 50 MPa <  $f_{ck}$  < 70 MPa.

Tabella 4-5: Definizione del rapporto di resistenza  $\xi$ .

In letteratura è possibile trovare altri criteri per il calcolo di  $l_{cs}$ , tuttavia il MC2010 [18] suggerisce di considerare questo parametro uguale all'altezza dell'elemento strutturale da progettare.



Identificare la lunghezza caratteristica strutturale  $l_{cs}$ , oltre che l'apertura di fessura  $w$ , è fondamentale per definire il legame costitutivo sforzo-deformazione per materiali degradanti. Infatti, la deformazione può essere assunta pari a:

$$\varepsilon = w / l_{cs} \quad (2.8)$$

Relativamente alla apertura di fessura, allo Stato Limite Ultimo essa è può essere assunta come:

$$w_u = \min \{l_{cs} \times \varepsilon_{fu} ; 2.5 \text{ mm}\} \quad (4.9)$$

Dove:

- la condizione  $2.5 \text{ mm}$  rappresenta un limite sperimentale che garantisce un comportamento privo di discontinuità significative nella resistenza residua;
- $l_{cs} \times \varepsilon_{fu}$  esprime il soddisfacimento di un livello minimo di duttilità;
  - $\varepsilon_{fu} = 2\%$  per una distribuzione di deformazione variabile sull'altezza della sezione con deformazioni estreme di segno opposto;
  - $\varepsilon_{fu} = 1\%$  per una distribuzione costante della deformazione lungo la sezione con deformazioni positive (elongazioni);
  - $\varepsilon_{fu} = 1\% + (\varepsilon_2 - \varepsilon_1)/2$  per una distribuzione lineare delle tensioni positive, avendo indicato con  $\varepsilon_1$  e  $\varepsilon_2$  rispettivamente la minima e massima deformazione positiva.

La definizione del parametro  $l_{cs}$  indicata nell'espressione (4.6) non può tuttavia essere adoperata per una modellazione agli elementi finiti: in tal caso, è necessario tener conto del diverso modello cinematico introdotto dalle funzioni di forma rispetto al modello di sezione piana per elementi lineari o di segmento rettilineo per elementi bidimensionali considerando un'espressione alternativa [15].

### Materiali incrudenti

Un FRC a comportamento incrudente si definisce tale se manifesta micro-fessure multiple e non una fessurazione: quest'aspetto fa venir meno l'esigenza di utilizzare una lunghezza caratteristica strutturale. Attraverso una prova di trazione uniassiale si ricava sperimentalmente e in maniera diretta il legame costitutivo sforzo – deformazione.

#### 4.1.2.2. Fattori di efficacia strutturale

Come già accennato precedentemente, l'orientamento e la distribuzione delle fibre hanno un ruolo fondamentale nella definizione delle proprietà meccaniche del FRC.

Per tener conto del loro contributo, si definiscono due coefficienti correttivi per le resistenti, che possono significativamente modificare le caratteristiche del materiale, sia in positivo che in negativo.

##### Coefficiente di orientamento $k_0$

Il coefficiente di orientamento  $k_0$  è il rapporto tra il fattore di orientamento della struttura  $\alpha_f$  e quello della travetta EN 14651  $\alpha_0$  (= 0.58) ; secondo quanto riportato nell'Allegato 1 delle LG2022 [15]  $k_0$  può essere ricavato attraverso diversi metodi:

- prove di pre-qualifica di getto di un provino con relativo conteggio delle fibre lungo le superfici di rottura; in tal caso il conteggio può essere effettuato manualmente attraverso l'ispezione della superficie di frattura;
- eventuali carotaggi di prototipi gettati preliminarmente o delle strutture indagate;
- esperienze pregresse.

In funzione della distribuzione e della direzione in esame, il coefficiente di orientamento può assumere diversi valori.

- $k_0 = 0.85 \div 0.95$  : distribuzione isotropa ed omogenea di fibre nelle tre direzioni, varia a seconda della geometria della fibra;
- $1 < k_0 < 1.7$  : distribuzione omogenea e orientamento delle fibre favorevole (ortogonale al piano di frattura), ma in tal caso il valore assunto di  $k_0$  deve essere verificato sperimentalmente per lo specifico elemento da realizzare e si deve specificare la modalità di getto;
  - se  $k_0 > 1$  in una direzione, il materiale deve essere considerato con proprietà resistenti ortotrope: nella direzione ortogonale occorre assegnare un adeguato valore  $k_0 < 1$ ;
- $k_0 < 1$  : distribuzione omogenea e orientamento delle fibre sfavorevole (parallelo al piano di frattura);
- $k_0 = 1$  : nel caso di verifica di elementi lineari;
- $k_0 = 0.5$  : valore cautelativo che si può assumere se non diversamente specificato, tiene conto di possibili disomogeneità ed anisotropie del materiale.

In merito al sopracitato fattore di orientamento  $\alpha_f$ , esso considera la distribuzione delle fibre nel volume di calcestruzzo e l'orientamento delle stesse rispetto alla superficie di frattura.

Possibili suoi valori tipici sono:

- $\alpha_{f,3D} = 0.5$ : orientamento 3D random delle fibre (cui corrisponde  $k_0 = 0.85$ );
- $\alpha_{f,2D} = 2/\pi \sim 0.64$  : orientamento 2D random delle fibre;
- $\alpha_{f,1D} = 1$  : condizione ideale di allineamento 1D.

### Fattore geometrico $k_G$

Il fattore geometrico è definito come:

$$k_G = 1 + 0.5A_{ct} \leq 1.25 \quad (4.10)$$

Dove:

- $A_{ct}$  [m<sup>2</sup>] : area della sezione coinvolta dal processo di frattura specifico considerato.

$k_G$  tiene conto della riduzione di variabilità dei valori di resistenza residua che si osserva in situazioni di iperstaticità bidirezionale o multi-direzionale, in funzione dell'eterogeneità del numero delle fibre nella sezione interessata dal processo di frattura.

#### *4.1.2.3. Legami costitutivi semplificati*

In letteratura è possibile trovare numerose proposte di modelli costitutivi in vari gradi di complessità e precisione, sia in termini di sforzo-deformazione ( $\sigma - \varepsilon$ ) che sforzo-apertura di fessura ( $\sigma - w$ ).

Ciò è dovuto principalmente al comportamento a trazione del FRC, la cui caratterizzazione risulta complessa e sotto continui studi e ricerche.

Ai fini della progettazione strutturale, le LG2022 [15] propongono, in base ai risultati ottenuti dalla prova a flessione descritta in §4.1.1.3, l'utilizzo di legami costitutivi semplificati (modello rigido-plastico e modello lineare), seguendo quanto suggerito nel MC2010 [18]; per modellazioni non lineari e analisi agli elementi finiti è necessario adottare leggi costitutive più avanzate e dettagliate (§4.1.2.4).

### Trazione uniassiale

Per le verifiche allo Stato Limite di Esercizio le Linee Guida indicano come unico parametro di riferimento, la resistenza di progetto  $f_{Ftsd}$  definita come:

$$f_{Ftsd} = \frac{f_{Ftsk,ef}}{\gamma_{cf}} \quad (4.11a)$$

Dove:

- $f_{Ftsk,ef} = k_0 k_G f_{Ftsk}$  (4.11b)
  - $f_{Ftsk} = 0.37 f_{R1k}$  (4.11c)
- $\gamma_{cf}$  : coefficiente parziale di sicurezza per il FRC definito in §4.1.3.2.

Per le verifiche allo Stato Limite Ultimo, la resistenza post-fessurativa a trazione uniassiale può essere descritta attraverso un modello rigido-plastico modello o un modello lineare, illustrati in Figura 4-6.

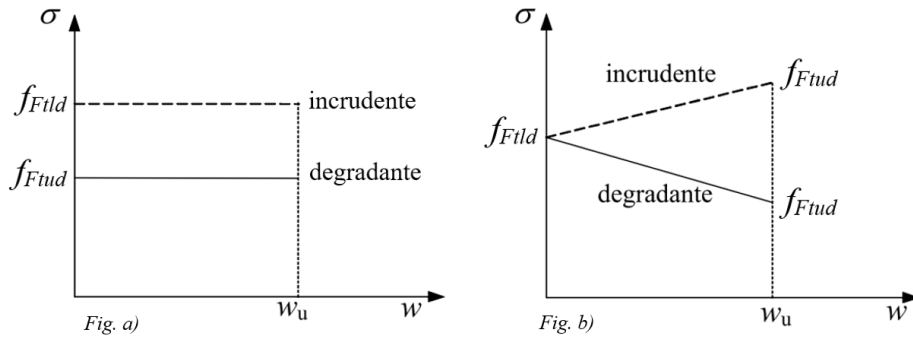


Figura 4-6: Legame sforzo-apertura di fessura semplificato:  
(a) modello rigido-plastico; (b) modello lineare.

In entrambi modelli compaiono i due termini  $f_{Ftld}$  e  $f_{Ftud}$  : il primo rappresenta la resistenza di progetto per apertura di fessura  $w$  nulla, mentre il secondo rappresenta la resistenza di progetto allo state limite ultimo assunta pari al valore residuo per apertura di fessura  $w_u$ .

- Modello rigido-plastico:

Il modello rigido-plastico identifica  $f_{Ftud}$  come unico valore di resistenza.

Materiali degradanti 
$$f_{Ftud} = \frac{k_0 k_G}{\gamma_{cf}} \frac{f_{R3k}}{3} \quad (4.12)$$

Materiali incrudenti 
$$f_{Ftud} = f_{Ftld} = \frac{f_{Ftlk,ef}}{\gamma_{cf}} \quad (4.13a)$$

Dove:

- $f_{Ftlk,ef} = k_0 k_G f_{Ftlk} \quad (4.13b)$

- $f_{Ftlk} = 0.53 f_{R1k} - 0.14 f_{R3k} \quad (4.13c)$

- $\gamma_{cf}$  : coefficiente parziale di sicurezza per il FRC (§4.1.3.2).

- Modello lineare:

A differenza del modello rigido-plastico, il modello lineare identifica due valori di progetto ( $f_{Ftld}$  e  $f_{Ftud}$ ) definiti come:

$$f_{Ftld} = \frac{f_{Ftlk,ef}}{\gamma_{cf}} \quad (4.14a); \quad f_{Ftud} = \frac{f_{Ftuk,ef}}{\gamma_{cf}} \quad (4.15a)$$

Dove:

- $f_{Ftlk,ef} = k_0 k_G f_{Ftlk} \quad (4.14b)$

- $f_{Ftuk,ef} = k_0 k_G f_{Ftuk} \quad (4.15b)$

- $f_{Ftlk} = 0.53 f_{R1k} - 0.14 f_{R3k} \quad (4.14c)$

$$f_{Ftuk} = f_{Ftlk} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Ftlk} - 0.57 f_{R3k} + 0.26 f_{R1k}) \quad (4.15c)$$

- $\gamma_{cf}$  : coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo fibrorinforzato (§4.1.3.2).

Nelle Tabelle 5-6, 5-7 si riassumono le equazioni sopra esposte.

SLE	$f_{Fik}$	$f_{Fik,ef}$	$f_{Fid}$
	$= 0.37 f_{R1k}$	$= k_0 k_G f_{Fik}$	$= \frac{f_{Fik,ef}}{\gamma_{ef}}$

Tabella 4-6: Resistenza di progetto allo SLE.

SLU	RIGIDO PLASTICO		LINEARE			
	degradanti	incrudenti	$f_{Fik}$	$f_{Fik}$	$f_{Fik,ef}$	$f_{Fid}$
	$f_{Fid}$ $= \frac{k_0 k_G f_{R3k}}{\gamma_{ef}}$	$f_{Fid}$ $= f_{Fid}$	$f_{Fik}$ $= 0.53 f_{R1k} - 0.14 f_{R3k}$	$f_{Fik}$ $= f_{Fik} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fik} - 0.57 f_{R3k} + 0.26 f_{R1k})$	$f_{Fik,ef}$ $= k_0 k_G f_{Fik}$	$f_{Fid}$ $= \frac{f_{Fik,ef}}{\gamma_{ef}}$

Tabella 4-7: Resistenze di progetto allo SLU.

Nelle LG2022 non vengono fornite dimostrazioni in merito alle equazioni sopra descritte, tuttavia è possibile ricavare una loro possibile interpretazione mediante un confronto con il MC2010 [18].

Analogamente alla normativa italiana, il Model Code suggerisce due modelli costitutivi semplificati, uno rigido-plastico e uno lineare (Figura 4-7).

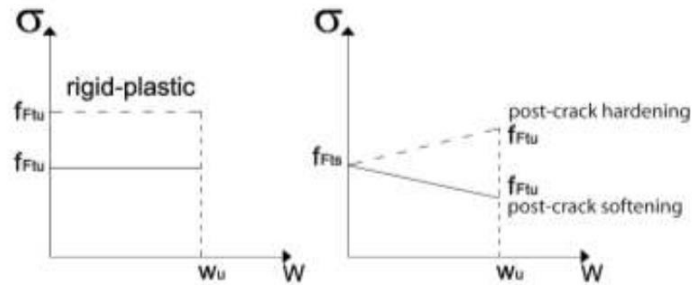


Figura 4-7: Legami costitutivi  $\sigma - w$  semplificati del MC2010.

In cui  $f_{Ftu}$  è la resistenza residua ultima e  $f_{Fts}$  è la resistenza residua d'esercizio.

- Modello rigido-plastico:

Il modello rigido-plastico identifica  $f_{Ftud}$  come unico valore di riferimento di progetto.

$$f_{Ftud} = \frac{1}{\gamma_{cf} \cdot K} \frac{f_{R3}}{3} \quad (4.16)$$

Dove:

- $\gamma_{cf}$ : coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo fibrorinforzato;
- $K$ : coefficiente d'orientamento delle fibre. Differentemente dalla normativa italiana, l'influenza delle fibre nel MC2010 viene espressa attraverso quest'unico fattore, il quale può essere:
  - $K = 1$ : distribuzione isotropa;
  - $K < 1$ : distribuzione con effetti favorevoli;
  - $K > 1$ : distribuzione con effetti sfavorevoli.

L'espressione (4.16) è stata ottenuta considerando un'equivalenza statica e assumendo la compressione tutta concentrata nelle fibra superiore della sezione, come mostrato in Figura 4-8:

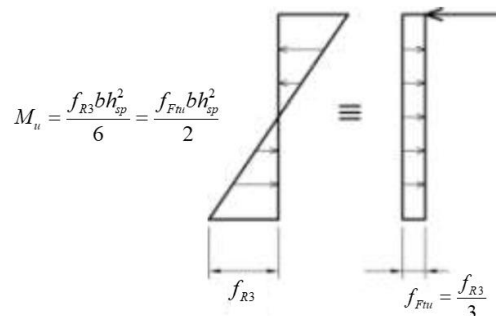


Figura 4-8: Modello semplificato adottato per il calcolo della resistenza ultima a trazione uniassiale  $f_{Ftu}$  mediante la resistenza nominale residua  $f_{R3}$  a flessione secondo MC2010.

- Modello lineare:

Il modello lineare individua due valori di riferimento, ovvero  $f_{Fts}$  e  $f_{Ftu}$ .

Devono essere definiti attraverso le resistenze residue a flessione utilizzando le seguenti equazioni:

$$f_{Ftsd} = \frac{1}{\gamma_{cf} \cdot K} (0.45 f_{R1}) \quad (4.17)$$

$$f_{Ftud} = f_{Ftsd} - \frac{1}{\gamma_{cf} \cdot K} \left( \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0.5 f_{R3} + 0.2 f_{R1}) \right) \quad (4.18)$$

Dove:

- $w_u$  : massima apertura di fessura accettata nella progettazione strutturale; il suo valore dipende dalla duttilità richiesta.

Il valore di sollecitazione corrispondente all'apertura della fessura  $CMOD_1$  è determinato dall'equilibrio, assumendo che la distribuzione delle sollecitazioni di compressione sia lineare (Figura 4-9) e che il comportamento di trazione sia elastoplastico fino a uno spostamento di apertura della fessura corrispondente allo stato limite di esercizio ( $CMOD_1$ ).

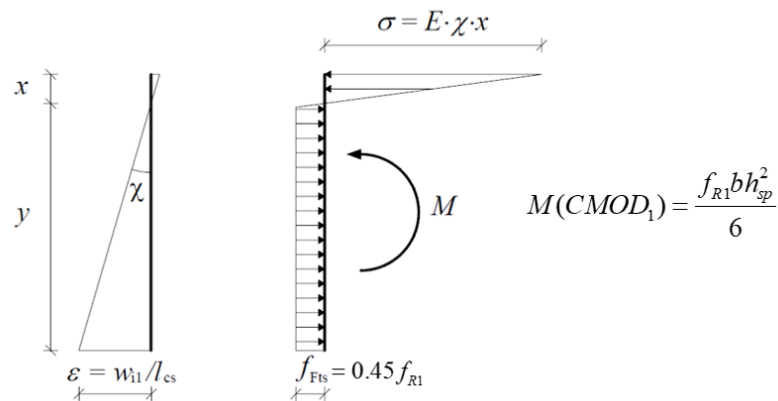


Figura 4-9: Diagramma delle tensioni per il calcolo di  $f_{Fts}$ .

L'equazione per  $f_{Ftu}$  e  $w_u = CMOD_3$  si ottiene, dall'equilibrio rotazionale, con riferimento allo SLU, quando si considera una distribuzione di sforzi di tensione costante lungo la sezione.

Il valore di sollecitazione corrispondente all'apertura della fessura  $CMOD_3$  è determinato dall'equilibrio, con l'ipotesi che la sollecitazione di compressione risultante sia applicata all'estradosso (Figura 4-10) e che il comportamento a trazione sia rigido-lineare:

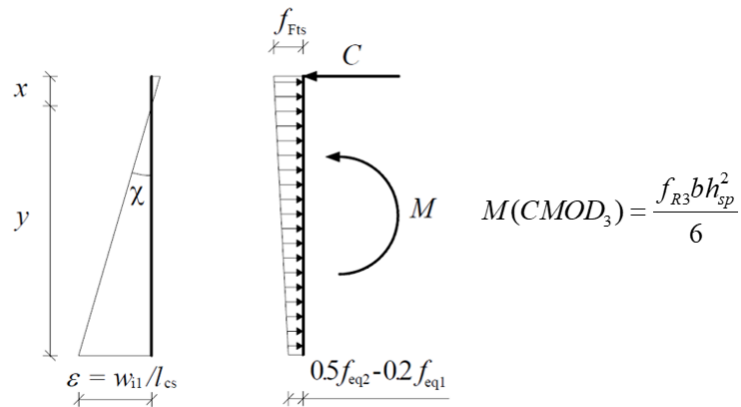


Figura 4-10: Diagramma delle tensioni per il calcolo di  $f_{Ftu}$ .

L'equazione per  $f_{Ftu}$  e  $w_u \neq CMOD_3$  si ottiene considerando una legge costitutiva lineare tra i punti con ascissa  $CMOD_1$  e  $CMOD_3$ , fino al punto con ascissa  $w_u$ .

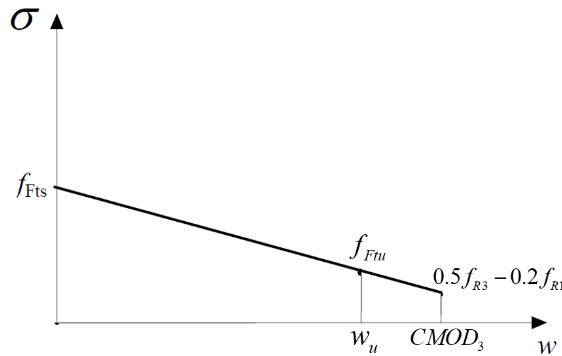


Figura 4-11: Legge costitutiva lineare post-fessurazione.

Dalla Tabella 4.8 si può notare come le equazioni delle LG2022 siano formalmente coincidenti con le formule del MC2010: la differenza sostanziale risiede nella distinzione tra comportamento degradante e incrudente nel modello rigido-plastico e nella formulazione del fattore d'orientamento delle fibre, più specifico nella normativa italiana.

	RIGIDO PLASTICO		LINEARE	
	degradanti	incrudenti		
LG2022	$f_{Ftud}$	$f_{Ftud}$	$f_{Ftsd}$	$f_{Ftud}$
	$= \frac{k_0 k_G}{\gamma_{cf}} \frac{f_{R3k}}{3}$	$= f_{Fild}$	$= \frac{k_0 k_G}{\gamma_{cf}} (0.37 f_{R1k})$	$= f_{Fild} - \frac{k_0 k_G}{\gamma_{cf}} \left( \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Ftk} - 0.57 f_{R3k} + 0.26 f_{R1k}) \right)$
MC2010	$= \frac{1}{\gamma_{cf} \cdot K} \frac{f_{R3}}{3}$		$= \frac{1}{\gamma_{cf} \cdot K} (0.45 f_{R1})$	$= f_{Ftsd} - \frac{1}{\gamma_{cf} \cdot K} \left( \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0.5 f_{R3} + 0.2 f_{R1}) \right)$

Tabella 4-8: Resistenze di progetto delle LG2022 e del MC2010.



## Compressione uniassiale

In merito alla resistenza a compressione si distinguono due casi [15]:

- $f_{R1k} < 5 \text{ MPa}$  : il contributo delle fibre alla resistenza a compressione si può trascurare e si assume la legge costitutiva uniassiale in compressione definita per i calcestruzzi ordinari [18];
- $f_{R1k} > 5 \text{ MPa}$  : si manifesta un confinamento passivo esercitato dalle fibre nella direzione ortogonale alla direzione dello sforzo di compressione, di conseguenza la legge costitutiva in compressione per calcestruzzo ordinario risulta modificata e si adotta il diagramma parabola-rettangolo definito in base alla resistenza di progetto  $f_{cd}$  e alla deformazione ultima di progetto  $\varepsilon_{cu}$ , come illustrato di seguito:

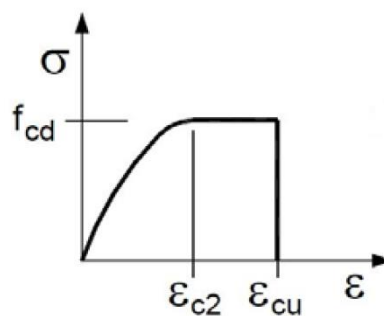


Figura 4-12: Modello  $\sigma$ - $\varepsilon$  a compressione per il calcestruzzo fibrorinforzato

$$f_{cd} = 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.19)$$

$$\varepsilon_{cu} = k \cdot \varepsilon_{c2} \quad (4.20a)$$

Dove:

- $\gamma_c$  : coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo ordinario [18];
- $f_{ck}$  : resistenza caratteristica del calcestruzzo fibrorinforzato;

- $k = 1 + \frac{7}{(82 - 2.2 f_{R1k})^{0.5}} \quad (4.20b)$

- $\varepsilon_{c2} (\text{‰}) = 0.7 f_{cm}^{1/3} (1 + 0.03 f_{R1k}) \quad (4.20c)$

- $f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (4.20c)$

#### 4.1.2.4. Legami costitutivi avanzati

Nel caso di analisi non lineari o per una valutazione più accurata dei parametri allo Stato Limite di Esercizio, è necessario fare riferimento a leggi costitutive post-fessurazione più avanzate e dettagliate: di seguito si riportano i modelli proposti dalle Linee Guida, le cui grandezze fanno riferimento ai valori caratteristici.

#### Trazione uniassiale

A seconda del comportamento del materiale (degradante o incrudente) si possono definire diversi modelli.

- Materiali degradanti ( $f_{Ftsk,ef} \leq 0.8 f_{ctm}$ ):

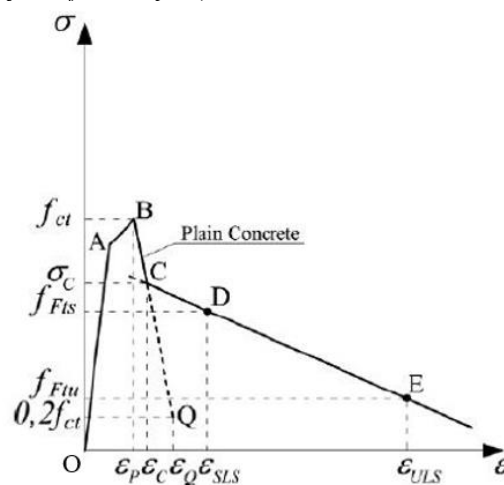


Figura 4-13: Legame costitutivo a trazione uniassiale avanzato per materiali degradanti.

Nel grafico in Figura 4-13 si distingue una fase pre-fessurazione (da O a B) e una fase post-fessurazione (da B a E).

Per il comportamento pre-fessurativo si può considerare il legame costitutivo adottato per il calcestruzzo senza fibre (assumendo dunque un andamento lineare) o la bilatera illustrata in Figura 4-13, definita da:

- Punto A: limite elastico, con:

$$\begin{aligned} \sigma_A &= 0.9 f_{ctk} \\ \epsilon_A &= \frac{0.9 f_{ctk}}{E_{ct}} \end{aligned} \quad (4.21)$$

Dove:

- $f_{ctk}$  : resistenza a trazione uniassiale del calcestruzzo;
- $E_{ct}$  : modulo elastico a trazione del FRC che può essere assunto pari al modulo elastico a compressione definito dalla normativa vigente.

- Punto B: picco di deformazione in corrispondenza del quale si sviluppa la fessurazione, con:

$$\begin{aligned}\sigma_B &= f_{ctk} \\ \varepsilon_B &= \varepsilon_P = 0.015\%\end{aligned}\quad (4.22)$$

In fase fessurata si fa riferimento al legame bilineare, definito da:

- Tratto B-C ( $\varepsilon_P \leq \varepsilon \leq \varepsilon_C$ ): descritto analiticamente attraverso la seguente relazione e per cui si considera il calcestruzzo privo di fibre:

$$\frac{\sigma - f_{ctk}}{0.2f_{ctk} - f_{ctk}} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_P}{\varepsilon_Q - \varepsilon_P} \quad (4.23)$$

Dove:

- $\varepsilon_Q = \frac{G_F}{f_{ctk} \cdot l_{cs}} + \left( \varepsilon_P - \frac{0.8f_{ctk}}{E_C} \right)$ ;
  - $G_F = 73 f_{ck}^{0.18}$ : energia di frattura del calcestruzzo ordinario in [N/m];
  - $f_{ck}$  [MPa]: resistenza caratteristica cilindrica a compressione;
  - $E_C$ : modulo elastico del calcestruzzo.
- Tratto C-E: il secondo ramo della bilatera rappresenta lo sfilamento delle fibre (“pull out”) la cui pendenza è stabilita dai punti D ed E, con:

$$\begin{aligned}\sigma_D &= f_{Ftsk,ef} & \sigma_E &= f_{Ftuk,ef} \\ \varepsilon_D = \varepsilon_{SLS} &= \frac{CMOD_I}{l_{cs}} & \varepsilon_E = \varepsilon_{ULS} &= \frac{w_u}{l_{cs}} = \min\left(\varepsilon_{Fu}; \frac{2.5}{l_{cs}}\right)\end{aligned}\quad (4.24); \quad (4.25)$$

Dove:

- $f_{Ftsk,ef}$ : definita nella (4.11b);
  - $f_{Ftuk,ef}$ : definita nella (4.15b);
  - $CMOD_I = 0.5$ ;
  - $l_{cs}$  [mm]: lunghezza caratteristica strutturale, definita nella (4.6);
  - $\varepsilon_{Fu}$ : definita in §4.1.2.1.
- Materiali degradanti quasi-plastici ( $f_{Ftsk,ef} > 0.8 f_{ctm}$ ):

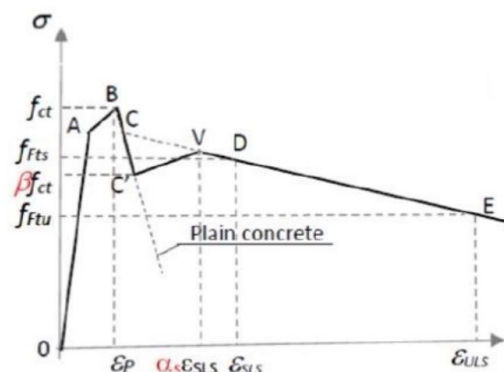


Figura 4-13: Legame costitutivo a trazione uniaassiale avanzato per materiali degradanti quasi-plastici.

Per materiali caratterizzati da questo comportamento, la fase pre-fessurazione è definita in maniera del tutto analoga al caso precedente, mentre in merito alla resistenza residua post-fessurazione si considera una trilatera in cui:

- Tratto B-C': si considera il calcestruzzo privo di fibre (come nel caso precedente);
- Tratto C'-V ( $\varepsilon_{C'} \leq \varepsilon \leq \alpha_S \varepsilon_{SLS}$ ): descritto analiticamente attraverso la seguente relazione:

$$\frac{\sigma - \beta f_{ctk}}{\sigma_V - \beta f_{ctk}} = \frac{\varepsilon - \varepsilon_{C'}}{\alpha_S \varepsilon_{SLS} - \varepsilon_{C'}} \quad (4.26)$$

Dove:

- $\alpha_S = 1$  (a favore di sicurezza);
- $\beta = 0.75$  (a favore di sicurezza).

- Tratto V-E: tratto di pull out definito come nel caso precedente.

- Materiali parzialmente incrudenti ( $\varepsilon_{Pk} < 1\%$ ):

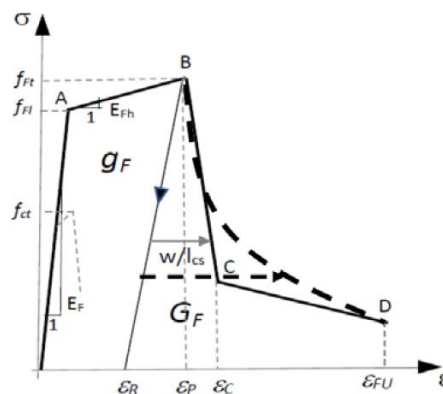


Figura 4-14: Legame costitutivo a trazione uniaassiale avanzato per materiali parzialmente incrudenti.

In generale per i materiali incrudenti, il legame costitutivo a trazione del FRC in fase fessurata è determinato sperimentalmente attraverso delle prove a trazione diretta (§11.1 CNR-DT 204/2006 [13]). Dai risultati dei test, a seconda del valore assunto dalla deformazione limite di picco, si possono distinguere due casi: materiali parzialmente incrudenti, definiti da un  $\varepsilon_{Pk}$  minore dell'1%, e materiali incrudenti con  $\varepsilon_{Pk}$  maggiore dell'1%; in entrambi i casi la resistenza di picco  $f_{Ftk}$  risulta maggiore della resistenza a trazione  $f_{ctm}$  del calcestruzzo privo di fibre.

In merito alla Figura 4-14 si può osservare:

- Tratto O-A: il modulo elastico è calcolato in funzione della resistenza a compressione.

- Punto A: punto in corrispondenza del quale cambia la rigidità, poichè il materiale accumula danni e deformazioni irreversibili associati alle microfessurazione caratteristiche dei materiali incrudenti. Si è notato sperimentalmente che:  $f_{Flk} > f_{ct}$ ;  $f_{Flk} \approx 90\% f_{Flk}$
- Tratto A-B: il ramo pre-picco può considerarsi confinato allo Stato limite di Esercizio, poiché spesso si verifica  $\varepsilon_{Pk} < 5\%$ .
- Tratto B-D: il ramo degradante, con qualche raccorgimento, può essere sempre descritto attraverso una legge bilineare: l'apertura di fessura limite è variabile, a causa delle deformazioni irreversibili ( $\varepsilon_R$ ) accumulate nel tratto pre-picco (si ricorda che i materiali incrudenti sono caratterizzati da una multi-fessurazione e non una fessurazione localizzata).  
Le equazioni precedentemente utilizzate per definire il ramo pull out di materiali degradanti non considerano il ramo incrudente, ne consegue che non possono essere utilizzate per definire le resistenze in corrispondenza dei punti C e D.  
Per una valutazione analitica del tratto post-picco (se non disponibile dalle prove di trazione diretta), a partire dalla prova a flessione è possibile assumere una legge parabolica e imporre il passaggio nei punti B e D (Eq. (17a) §3.4.1 [15]).

- Materiali incrudenti ( $\varepsilon_{Pk} \geq 1\%$ )

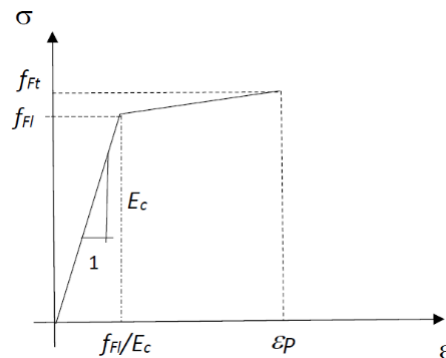


Figura 4-15: Legame costitutivo a trazione uniaxiale avanzato per materiali incrudenti.

Nel caso in esame valgono le considerazioni fatte per materiali parzialmente incrudenti, con la differenza che il legame costitutivo si arresta al valore di picco.

In alternativa alle leggi costitutive sopra descritte, è possibile trovare in letteratura diversi modelli che descrivono il comportamento a trazione del FRC. A tal proposito, si propone come esempio una tabella riassuntiva dei parametri e diagrammi indicati dai vari codici internazionali: la normativa tedesca DBV [21], la vecchia normativa italiana CNR-DT 204/2006 [13], la normativa spagnola EHE [22] e il Model Code 2010 [14].

Diagram	Parameters	Characterization test	
	$\sigma_1 = f_{eq,ctd,II} = f_{eq,ctk,I} \cdot \alpha_{ef} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ctf} \leq f_{eq,ctd,I}$ $(\alpha_{sys}: \text{coefficient for size effect; } \alpha_{ef}: \text{coefficient for longterm strength behaviour})$ $\epsilon_1 = \epsilon_u = 10\text{‰}$	DIN 1048 	DBV
	$\sigma_1 = f_{Ftu} = f_{eq,2}/3$ $\epsilon_1 = \epsilon_u = [20\text{‰ softening; } 10\text{‰ hardening}]$	UNI 11039 	CNR-DT 204
	$\sigma_1 = f_{ctR,d} = 0.33 f_{R,3,d}$ $\epsilon_1 = \epsilon_u = [20\text{‰ bending; } 10\text{‰ tensile}]$	UNE EN 14651 	EHE
	$\sigma_1 = f_{Ftu} = f_{R,3}/3$ $\epsilon_1 = \epsilon_u = [20\text{‰ softening; } 10\text{‰ hardening}]$	UNE EN 14651 	MC
	$\sigma_1 = f_{eq,ctd,I} = f_{eq,ctk,I} \cdot \alpha_{ef} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ctf}$ $\sigma_2 = f_{eq,ctd,II} = f_{eq,ctk,II} \cdot \alpha_{ef} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ctf} \leq f_{eq,ctd,I}$ $\epsilon_2 = \epsilon_u = 10\text{‰}$	DIN 1048 	DBV
	$\sigma_1 = f_{Fts} = 0.45 f_{eq1}$ $\sigma_2 = f_{Ftu} = k [f_{Fts} - (w_u/w_{i2}) (f_{Fts} - 0.5 f_{eq2} + 0.2 f_{eq1})]$ $k = [0.7 \text{ pure tension, } 1 \text{ other cases}]$ $\epsilon_2 = \epsilon_u = [20\text{‰ softening; } 10\text{‰ hardening}]$	UNI 11039 	CNR-DT 204
	$\sigma_1 = f_{ctd} = \alpha_{ef} \cdot f_{ctk,fl} / \gamma_{ct}$ $\sigma_2 = f_{eq,ctd,I} = f_{eq,ctk,I} \cdot \alpha_{ef} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ctf}$ $\sigma_3 = f_{eq,ctd,II} = f_{eq,ctk,II} \cdot \alpha_{ef} \cdot \alpha_{sys} / \gamma_{ctf} \leq f_{eq,ctd,I}$ $\epsilon_1 = \sigma_1 / E_{HRF}; \epsilon_2 = \epsilon_1 + 0.1\text{‰}; \epsilon_3 = \epsilon_u = 10\text{‰}$	DIN 1048 	DBV
	$\sigma_1 = 0.7 f_{ctm,fl} (1.6-d);$ $\sigma_2 = 0.45 \cdot k_h \cdot f_{R,1};$ $\sigma_3 = 0.37 \cdot k_h \cdot f_{R,4}$ $\epsilon_1 = \sigma_1 / E_{HRF}; \epsilon_2 = \epsilon_1 + 0.1\text{‰}; \epsilon_3 = \epsilon_u = 25\text{‰}$	RILEM TEST 	RILEM
	$\sigma_1 = f_{ct,d} = 0.6 f_{ct,fl,d}$ $\sigma_2 = f_{ctR1,d} = 0.45 f_{R,1,d}$ $\sigma_3 = f_{ctR3,d} = k_1 (0.5 f_{R,3,d} - 0.2 f_{R,1,d})$ $\epsilon_2 = 0.1 + 1000 \cdot f_{ct,d} / E_{c,0}$ $\epsilon_3 = 2.5 / l_{cs} (l_{cs}: \text{characteristic length})$ $\epsilon_u = [20\text{‰ bending; } 10\text{‰ pure tension}]$	UNE EN 14651 	EHE
	$f_{ctm} = f_{ctk0,m} (f_{ck}/f_{ck0})^{2/3}$ $f_{Fts} = 0.45 f_{R1}$ $f_{Ftu} = k [f_{Fts} - (w_u/CMOD_3) (f_{Fts} - 0.5 f_{R3} + 0.2 f_{R1})]$ $\epsilon_{SLS} = CMOD_1 / l_{cs}$ $\epsilon_{SLU} = w_u / l_{cs} = \min(\epsilon_{Fu}, 2.5 / l_{cs} = 2.5/y)$ $\epsilon_{Fu} = [20\text{‰ softening; } 10\text{‰ hardening}]$	UNE EN 14651 	MC

Tabella 4-9 [23]: Legami costitutivi nelle normative europee.

## Compressione uniassiale

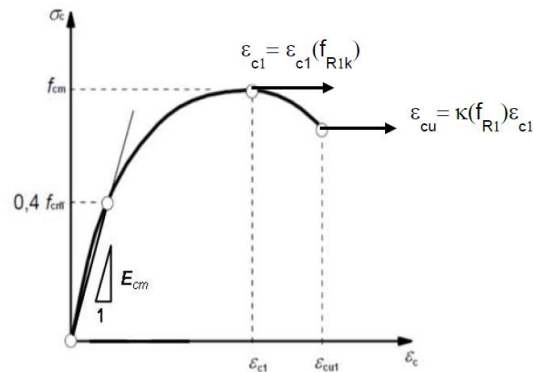


Figura 4-16: Legame costitutivo a compressione uniassiale avanzato.

Per analisi non lineari avanzate si deve fare riferimento ai valori medi del comportamento a compressione del calcestruzzo considerando il grafico in Figura 4-16, descritto da:

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k' \eta - \eta^2}{1 + (k' - 2) \eta} \quad (4.27a)$$

Dove:

$$\circ \quad \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}} \quad (4.27b);$$

$$\circ \quad k' = \frac{1.05 E_{cm} \cdot |\varepsilon_c|}{f_{cm}} \quad (4.27c);$$

$$\circ \quad \varepsilon_{c1} (\%) = 0.7 f_{cm}^{1/3} (1 + 0.03 f_{R1k}) \quad (4.27d);$$

$$\circ \quad \varepsilon_{cu} = k \varepsilon_{c1} \quad (4.27e);$$

$$\circ \quad k = 1 + \frac{20}{(82 - 2.2 f_{R1k})^{0.5}} \quad (4.27f).$$

### 4.1.3. Progettazione di elementi strutturali in calcestruzzo fibrorinforzato FRC

#### 4.1.3.1. Prestazioni meccaniche minime per applicazioni strutturali

Affinché un calcestruzzo fibrorinforzato possa essere impiegato per la realizzazione di elementi strutturali, esso deve rispettare le seguenti condizioni:

- dosaggio minimo di fibre non inferiore allo 0.3% in volume (§C11.2.12 Circolare esplicativa delle Norme Tecniche) [24];
- $f_{R,1k} / f_{ct,Lk}^f > 0.4$  (§2.3.2 LG2019) [16];
- $f_{R,3k} / f_{R,1k} > 0.5$  (§2.3.2 LG2019) [16];
- classe di resistenza a compressione conforme a quanto previsto dalle NTC per calcestruzzo privo di fibre (§4.1 Tab.4.1.II NTC18) [18];
- il FRC può sostituire completamente o in parte l'armatura tradizionale se:  $f_{R,1k} > 0.1 (f_{ck})^{2/3}$  (§3.5 LG2022) [15];
- nel caso di rivestimenti di galleria in cui è assente armatura ordinaria, è richiesto un calcestruzzo fibrorinforzato di classe minima 4c (§5.1.7 LG2022) [15].

#### 4.1.3.2. Coefficienti parziali di sicurezza

I coefficienti parziali di sicurezza per la verifica di elementi in FRC agli Stati Limite necessari per definire i valori di progetto della resistenza post-fessurazione sono riportati in Tabella 4-9:

<i>FRC</i>	$\gamma_{cf}$
in compressione	1.5
in trazione	1.5
situazioni di esercizio e situazioni eccezionali (§2.5.3 NTC18 [18])	1.0

Tabella 4-10: Coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{cf}$ .

### 4.1.4. Verifica agli Stati Limite Ultimi

Le Linee Guida stabiliscono che il progetto allo SLU di rivestimenti di galleria, la verifica a flessione può essere condotta in accordo a quanto indicato per elementi monodimensionali [15], pertanto nella presente sezione si farà riferimento al progetto di elementi lineari presso inflesso.



#### 4.1.4.1. Flessione composta retta

La verifica allo SLU di elementi soggetti a flessione richiede il confronto tra il momento resistente ultimo e il momento di progetto.

##### Ipotesi di base

- Ipotesi per la valutazione della resistenza flessionale di elementi in calcestruzzo ordinario nelle Norme Tecniche §4.1.2.3.4.1 [18];
- Contributo resistente a trazione descritto dal legame costitutivo illustrato nel §4.1.2.3.

##### Rottura per flessione

Si assume che la rottura per flessione si manifesti quando si verifica una delle seguenti condizioni:

- raggiungimento della massima deformazione di compressione,  $\epsilon_{cu}$ , nel FRC;
- raggiungimento della massima deformazione di trazione,  $\epsilon_{su}$ , nell'acciaio d'armatura (ove presente);
- raggiungimento della massima deformazione di trazione,  $\epsilon_{Fu}$ , nel FRC.

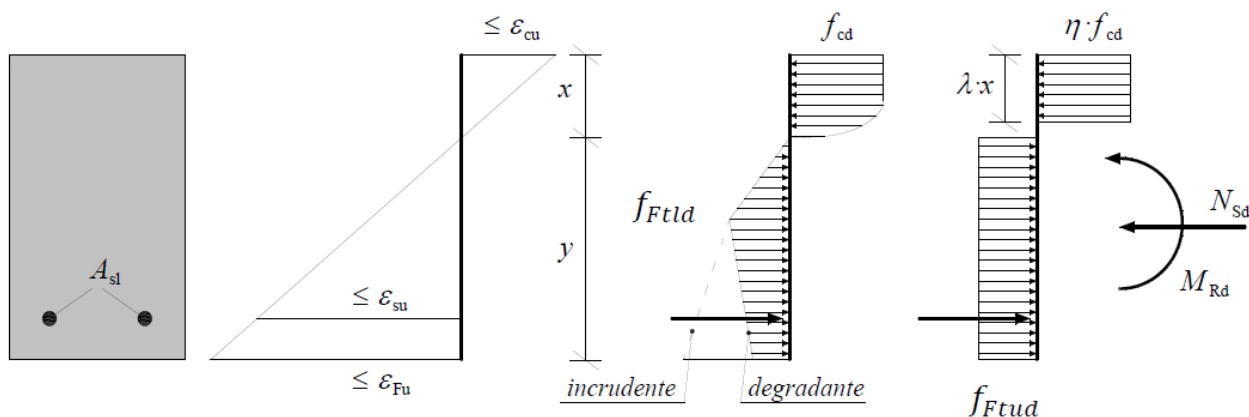


Figura 4-17: Stato limite ultimo per pressoflessione: utilizzo dei legami semplificati (stress-block con coefficienti  $\eta$  e  $\lambda$  secondo le NTC 2018).

##### Materiale degradante

Sia nel caso di modello rigido-plastico, che modello lineare, si considera:

- deformazione massima di trazione  $\epsilon_{Fu} = 2\%$ ;
- il valore ultimo dell'apertura di fessura  $w_u$  deve soddisfare la seguente limitazione:

$$w_u = \epsilon_{su} \cdot l_{cs} \leq 2.5 \text{ mm} \quad (4.28)$$

- il valore di tensione corrispondente al valore ultimo dell'apertura di fessura è assunto come il valore della tensione residua ultima.

## Materiale incrudente

Sia nel caso di modello rigido-plastico, che modello lineare, si considera:

- deformazione massima di trazione  $\varepsilon_{Fu} = 1\%$ .

## Duttilità flessionale

Per garantire la duttilità flessionale indicata per la progettazione di strutture in calcestruzzo armato per azioni non sismiche della Normativa Tecnica vigente, in presenza di fibre è necessario che l'armatura longitudinale sia almeno pari al doppio dell'armatura minima calcolata in assenza di fibre.

### 4.1.4.2. Taglio

Nel caso di verifica a taglio si possono distinguere due casi:

#### Taglio in elementi con armatura longitudinale e senza armatura trasversale

Il valore di progetto della resistenza a taglio in elementi con armature longitudinali e senza armatura trasversale è data da:

$$v_{RFd} [N / mm^2] = \left\{ \frac{0.18}{\gamma_c} k \left[ 100 \rho_l \left( 1 + 7.5 \frac{f_{Ftk,ef}}{f_{ctk}} \right) f_{ck} \right]^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right\} \quad (4.29)$$

$$V_{RFd} [N] = v_{RFd} \cdot b_w \cdot d \quad (4.30)$$

Dove:

- $\gamma_c$  [-]: coefficiente parziale del calcestruzzo;
- $k$  [-]: fattore che include l'effetto scala definito come:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (4.31)$$

- $d$  [mm]: altezza utile della sezione;
- $\rho_l$  [-]: percentuale di armatura longitudinale uguale a:

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02 \quad (4.32)$$

- $A_{sl}$  [mm<sup>2</sup>]: area dell'armatura longitudinale che si estende per una distanza  $\geq l_{bd} + d$  oltre la sezione considerata;

- $\sigma_{cp}$  [MPa]: sforzo di compressione medio agente sulla sezione trasversale di calcestruzzo,  
relativo all'azione assiale dovuta a carichi o alla precompressione, uguale a:

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 f_{cd} \quad (4.33)$$

- $A_c$  [mm<sup>2</sup>]: sezione trasversale di calcestruzzo;
- $N_{Ed}$  [N]: azione assiale ( $N_{Ed} > 0$  se di compressione);
- $b_w$  [mm] è la larghezza minima nella zona tesa della sezione trasversale;
- $k_l = 0.15$ .

La resistenza di progetto a taglio,  $V_{Rfd}$ , non potrà essere inferiore ad un valore minimo,  $V_{Rd,min}$ , in analogia a quanto definito per il calcestruzzo privo di fibre:

$$V_{Rd,min} = (v_{min} + 0.15 \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (4.34)$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (4.35)$$

### Taglio in elementi con armatura longitudinale e trasversale

La resistenza a taglio di elementi in *FRC* con armatura trasversale è data da:

$$V_{Rd} = \min \{ \max (V_{Rsd}; 0.75V_{Rsd} + f_{Ftud} \cdot b_w \cdot d); V_{Rcd} \} \quad (4.36)$$

Dove:

- $V_{Rsd}$ : resistenza a taglio dovuta all'armatura trasversale data dalle vigenti norme tecniche;
- $V_{Rcd}$ : la resistenza a taglio dovuta al calcestruzzo data dalle vigenti norme tecniche.

### Materiale degradante

Nel caso di elementi caratterizzati da materiale con comportamento a trazione degradante il valore di progetto della resistenza a taglio per rivestimenti di gallerie è dato da:

$$V_{Rd} = f_{Ftud} \cdot b \cdot h \quad (4.37)$$

Con  $b$  larghezza effettiva dell'elemento.

## 4.1.5. Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

### 4.1.5.1. Verifica delle tensioni

Nelle condizioni di esercizio, lo sforzo di compressione nel calcestruzzo e lo sforzo di trazione nell'armatura devono essere conformi alle NTC.

Negli elementi *FRC* degradanti con  $f_{R3k}/f_{R1k} < 0,9$  (*FRC* classe a e b), la verifica in esercizio delle trazioni in fase fessurata non è necessaria se l'elemento è verificato agli SLU.

Negli elementi in *FRC* con comportamento post-fessurativo incrudente in trazione uniassiale, la trazione massima post-fessurativa deve soddisfare la limitazione riportata nel seguito:

$$\sigma_t \leq 0.6 f_{Ftsk} \quad (4.38)$$

### 4.1.5.2. Determinazione dell'ampiezza delle fessure

#### Elementi con armatura longitudinale

La distanza media  $\Delta_{sm}$  tra le fessure in elementi in *FRC* è definita al §4.1.2.1 e coincide con la lunghezza caratteristica.

Il valore di progetto dell'apertura di fessura in elementi in *FRC* è data da:

$$\begin{aligned} w_d &= 1.7 l_{cs} \frac{\sigma_{sm}}{E_s} \\ &= 1.7 l_{cs} \frac{1}{E_s} (\sigma_s - \beta \sigma_{sr} + \eta_r \varepsilon_r E_s) \end{aligned} \quad (4.39)$$

Dove:

- $\sigma_{sr} = (f_{ctm} - f_{Ftsk,ef}) \frac{(1 + \alpha_e \cdot \rho_s)}{\rho_{s,eff}} \quad (4.40)$
- $\beta$  : fattore legato al *tension stiffening* e può essere assunto pari a:
  - $\beta = 0.6$  per fessurazione a breve termine;
  - $\beta = 0.4$  per fessurazione a lungo termine;
- $f_{Ftsk,ef}$  : valore indicato nell'Eq. 2.11b, calcolato ponendo  $k_0 = 1$ ;
- $\alpha_e$  : rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e del calcestruzzo ( $E_s/E_c$ );
- $\rho_{s,eff}$  : percentuale di armatura efficace prevista dalle NTC 2018.

Nella valutazione di  $\sigma_s$  si dovrà considerare il contributo offerto dalle fibre ( $f_{Ftsk,ef}$ ).

### Elementi senza armatura longitudinale

La verifica a fessurazione è possibile solo negli elementi con comportamento incrudente a flessione ( $f_{R3k} / f_{R1k} \geq 1,1$ ); la verifica può essere fatta utilizzando i legami completi e non semplificati, limitando la deformazione  $\varepsilon_{Ft}$  del FRC in relazione all'apertura di fessura di progetto.

$$w_k = \varepsilon_{Ft} \cdot l_{cs} \quad (4.41)$$

Dove:

- $\varepsilon_{Ft}$ : deformazione per trazione nel FRC;
- $l_{cs}$ : lunghezza caratteristica definita al §2.1.2.1.

Nelle strutture iperstatiche con tutti gli elementi parzialmente compressi, la limitazione della larghezza della fessura nel FRC senza armatura convenzionale può essere determinata considerando la redistribuzione degli sforzi, tenendo conto degli effetti dei vincoli

### Ampiezza massima delle fessure in elementi senza armatura convenzionale

Negli elementi in FRC con fibre di acciaio e senza armatura convenzionale il valore massimo dell'ampiezza delle fessure è riportato nella Tabella 4-10 per la combinazione di carico quasi permanente.

Classe di esposizione (UNI EN 206 [26])	Ampiezza massima delle fessure [mm]
XO, XC1, XC2, XC3	0.3
XC4	0.2
XD1, XS1, XS2, XA1, XA2	0.15
XD3, XS3, XA3	0

Tabella 4-11: Valori raccomandati di  $w_{max}$  (mm) per il calcestruzzo fibrorinforzato con fibre di acciaio.

L'utilizzo di FRC con comportamento post-fessurativo incrudente assicura valori ridotti dell'ampiezza delle fessure anche per valori elevati di deformazione. In tal caso, ai fini della durabilità, il calcestruzzo può essere considerato non fessurato.

In presenza di armatura ordinaria i valori raccomandati di apertura di fessura sono quelli indicati nella Normativa Vigente se più cautelativi rispetto a quelli riportati in Tabella 4-10.

### Armatura minima per il controllo della fessurazione

Per il controllo della fessurazione negli elementi inflessi, se necessario, deve essere posizionata un'armatura minima non inferiore a:

$$A_{s,min} = k_c k (f_{ctm} - f_{Ftsk,ef}) \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (4.42)$$

Se  $A_{s,min} < 0$ : l'armatura minima può essere completamente sostituita dal FRC. Tale armatura negli elementi lineari inflessi può risultare inferiore a quella richiesta per garantire la duttilità del comportamento a flessione (§4.1.4.1).

Dove:

- $f_{ctm}$  : valore medio della resistenza a trazione della matrice di calcestruzzo;
- $f_{Ftsk,ef}$  : valore indicato nell'Eq. 2.11b
- $A_{ct}$  : parte tesa della sezione di calcestruzzo, valutata considerando il campo di sforzi al limite elastico;
- $\sigma_s$  : massima tensione nell'armatura in fase fessurata che può essere assunta pari alla tensione di snervamento dell'acciaio;
- $k_c$  : coefficiente che considera la distribuzione di sforzi nella sezione trasversale appena prima della fessurazione e del cambio di braccio della coppia interna;
  - per sezioni rettangolari si può assumere  $k_c = 1$ ;
- $k$  : coefficiente che considera una variazione del carico di prima fessurazione dovuta alla presenza di sforzi auto-equilibrati non uniformi; si può assumere:
  - $k = 1$  per elementi (anime o solette) di altezza inferiore a 300 mm;
  - $k = 0.65$  per elementi di altezza superiore a 800 mm;
  - per elementi di altezza intermedia è ammessa l'interpolazione lineare.

#### 4.1.5.3. Resistenza alle alte temperature

Per quanto riguarda la resistenza a trazione dei calcestruzzi fibrorinforzati quando soggetti alle alte temperature, si deve fare riferimento all'Eurocodice 2, parte 1-2 [26]; i parametri di riferimento sono:

$$f_{Ftsd} = \frac{f_{Ftsk,ef}}{\gamma_{cf}}; \quad f_{Ftud} = \frac{f_{Ftuk,ef}}{\gamma_{cf}}; \quad f_{Ftld} = \frac{f_{Ftlk,ef}}{\gamma_{cf}} \quad (4.43)$$

Per i calcestruzzi rinforzati con fibre di acciaio la legge di decadimento di detti parametri coincide con quella del calcestruzzo privo di fibre soggetto a trazione.

Per quanto riguarda, invece, la resistenza a compressione dei calcestruzzi fibrorinforzati quando soggetti alle alte temperature, ci si deve riferire alla resistenza a compressione di un calcestruzzo privo di fibre.

#### 4.1.5.4. Resistenza a fatica

Al momento non sono disponibili regole di progettazione generali e convalidate. Per le applicazioni in cui lo stato limite di fatica è determinante, può essere applicata la progettazione assistita da prove secondo la EN 1990 [27].

#### **4.1.6. Copriferro e interferro**

Per quanto riguarda il valore del copriferro, si può fare riferimento alla normativa vigente per le strutture in calcestruzzo armato ordinario. Un copriferro minimo pari a 20 mm va in ogni caso garantito per evitare zone in cui le fibre non sono presenti.

Si raccomanda una distanza netta tra le barre non inferiore a 1,5 volte la lunghezza della fibra.

#### **4.1.7. Ancoraggi e sovrapposizioni**

Al momento non sono disponibili regole di progettazione convalidate e pertanto, dovranno essere applicate le regole previste dalle vigenti norme tecniche per i calcestruzzi senza fibre [18].

Ove gli ancoraggi e le sovrapposizioni siano particolarmente importanti, può essere applicata la progettazione assistita da prove secondo la UNI EN 1990 [27].

#### **4.1.8. Messa in opera, controllo e collaudo**

Per la messa in opera, il controllo e il collaudo di elementi strutturali in calcestruzzo fibrorinforzato si faccia riferimento alle LG2022 al §8-9-10 [15].

## 4.2. Eurocodice 2

L'Allegato L dell'Eurocodice 2 (di seguito EC2) parte 1-1 [17] tratta il progetto di strutture in calcestruzzo fibrorinforzato, riferendosi esclusivamente a fibre di acciaio (SFRC "Steel Fibre Reinforced Concrete").

### 4.2.1. Materiale

#### 4.2.1.1. Proprietà

Le resistenze residue caratteristiche  $f_{R,1k}$  e  $f_{R,3k}$  per calcestruzzo armato con fibre d'acciaio devono essere determinate secondo la EN 14651 [20].

Il materiale si classifica secondo:

- classe di resistenza, confrontando la  $f_{R,1k}$  determinata sperimentalmente con i limiti:

SC (1,0; 1,5; 2,0; 2,5; 3,0; 3,5; 4,0; 4,5; 5,0; 6,0; 7,0; 8,0)

- classe di duttilità, definita da una lettera da a) a e) e scelta confrontando la  $f_{R,3k}$  determinata sperimentalmente con i valori della Tabella 2.11:

Ductility classes	Strength classes SC ( $f_{R,1k} \geq SC$ )												Analytical formulae
	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	6,0	7,0	8,0	
a	0,5	0,8	1,0	1,3	1,5	1,8	2,0	2,3	2,5	3,0	3,5	4,0	$f_{R,3k} \geq 0,5SC$
b	0,7	1,1	1,4	1,8	2,1	2,5	2,8	3,2	3,5	4,2	4,9	5,6	$f_{R,3k} \geq 0,7SC$
c	0,9	1,4	1,8	2,3	2,7	3,2	3,6	4,1	4,5	5,4	6,3	7,2	$f_{R,3k} \geq 0,9SC$
d	1,1	1,7	2,2	2,8	3,3	3,9	4,4	5,0	5,5	6,6	7,7	8,8	$f_{R,3k} \geq 1,1SC$
e	1,3	2,0	2,6	3,3	3,9	4,6	5,2	5,9	6,5	7,8	9,1	10,4	$f_{R,3k} \geq 1,3SC$

Tabella 4-12: Classi di prestazione per SFRC.

Le resistenze  $f_{R,1k}$  e  $f_{R,3k}$  ottenute con la classificazione saranno i valori da utilizzare per la progettazione.

Il modulo elastico, il coefficiente di Poisson, il coefficiente di dilatazione termica e gli effetti di ritiro e scorrimento viscoso possono essere valutati secondo quanto indicato per calcestruzzo ordinario, al capitolo §5.1 dell'Eurocodice; l'introduzione delle fibre nella matrice cementizia, tuttavia, potrebbe comportare una variazione dei suddetti valori: nel caso in cui l'azione delle fibre fosse significativa, occorre valutare sperimentalmente i parametri.

Lo scorrimento viscoso in tensione uniassiale incide solo sulla deformazione elastica, ma le fibre lavorano in fase fessurata, quindi l'effetto del creep sul comportamento strutturale può essere solitamente trascurato.



#### 4.2.1.2. Resistenze residue a trazione

Per il progetto strutturale, deve essere soddisfatta la condizione:

$$\frac{f_{R,1k}}{f_{ctk;0,05}} \geq 0.5 \quad (4.44)$$

I valori delle resistenze residue di progetto  $f_{Ftsd}$  e  $f_{Ftud}$  possono essere definite in base al legame costitutivo  $\sigma - \varepsilon$  considerato:

- Modello rigido-plastico:

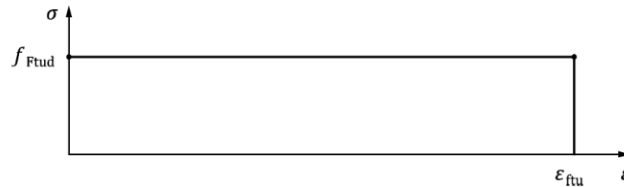


Figura 4-18: Distribuzione semplificata plastica delle tensioni per SFRC.

$$f_{Ftsd} = \frac{f_{Fts,ef}}{\gamma_{SF}} \quad (4.45a) ; \quad f_{Ftud} = \frac{f_{Ftu,ef}}{\gamma_{SF}} \quad (4.46a)$$

Dove:

- $f_{Fts,ef} = k_0 k_G 0.37 f_{R,1k}$  (4.45b)
- $f_{Ftu,ef} = k_0 k_G 0.33 f_{R,3k}$  (4.46b)
- $\gamma_{SF}$ : coefficiente parziale di sicurezza per il SFRC (§4.2.2);
- $k_0, k_G$ : coefficienti correttivi definiti a seguire.

- Modello bi-lineare:

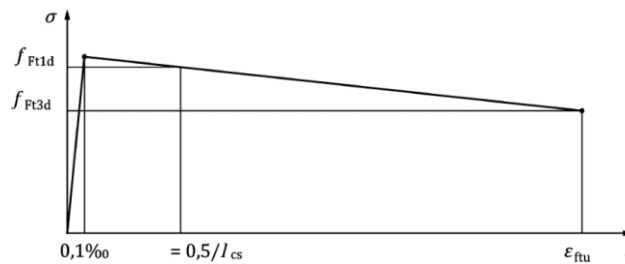


Figura 4-19: Distribuzione semplificata bi-lineare delle tensioni per SFRC.

$$f_{Ft1d} = \frac{f_{Ft1,ef}}{\gamma_{SF}} \quad (4.47a) ; \quad f_{Ft3d} = \frac{f_{Ft3,ef}}{\gamma_{SF}} \quad (4.48a)$$

Dove:

- $f_{Ft1,ef} = k_0 k_G 0.37 f_{R,1k}$  (4.47b)
- $f_{Ft3,ef} = k_0 k_G (0.57 f_{R,3k} - 0.26 f_{R,1k})$  (4.48b)
- $\gamma_{SF}$ : coefficiente parziale di sicurezza per il SFRC (§4.2.2);
- $k_0, k_G$ : coefficienti correttivi.

Per entrambi i modelli, allo Stato Limite Ultimo vale:

$$\varepsilon_{Ftu} = w_u / l_{cs} \leq 2.5mm / l_{cs} \leq \varepsilon_{Ftud} \quad (4.49)$$

Dove:

- $\varepsilon_{Ftud} = 0.02$  se non diversamente specificato;
- $l_{cs} = \begin{cases} \min\{h; s_{r,m,cal,F}\} & (a) \\ s_{r,m,cal,F} & (b) \end{cases} \quad (4.50)$

La Formula (4.48a) si utilizza per elementi soggetti a flessione e trazione, mentre la Formula (4.48b) è applicabile per elementi soggetti a sola trazione uniassiale.

Se non diversamente specificato,  $l_{cs}$  si può assumere pari a 125 mm.

- $s_{r,m,cal,F}$ : distanza media tra le fessure definita in §4.2.5.2.

### Fattori correttivi

L'Eurocodice definisce i fattori correttivi  $k_0$  e  $k_G$  in maniera quasi del tutto analoga alle Linee Guida (§4.1.2.2).

Infatti l'EC2 suggerisce di adottare:

- $k_0 = 0$  se non diversamente specificato o verificato sperimentalmente;
- $k_0 = 1$  per flessione, taglio, punzonamento e torsione in travi o solette caratterizzati da un calcestruzzo con classe di consistenza S2-S5, in accordo con la EN206 [26];
- $k_0 > 1$  per effetti favorevoli, se verificato sperimentalmente. Nel caso sia applicato un  $k_0 > 1$  in una direzione, è opportuno considerare nella direzione ortogonale un  $k_0 < 1$ ;
- $k_0 < 1.7$  per la fase di progetto non si deve superare questo limite.

Per  $k_G$  si può utilizzare la Formula (4.10) in §4.1.2.2, cui si rimanda per ulteriori dettagli.

#### 4.2.2. Coefficienti parziali di sicurezza

Agli stati limite, per SFRC in tensione si fa riferimento ai coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{SF}$  riportati in Tabella 2.12.

Design situations - Limit states	$\gamma_{SF}$
Persistent and transient design situations	1,50
Accidental design situations	1,20
Serviceability limit states	1,00

Tabella 4-13: Coefficienti parziali per SFRC in tensione.

Per SFRC in compressione si possono utilizzare i coefficienti parziali  $\gamma_c$  per calcestruzzo privo di fibre.

Design situations — Limit states	$\gamma_s$ for reinforcing and prestressing steel	$\gamma_c$ and $\gamma_{CE}$ for concrete	$\gamma_v$ for shear and punching resistance without shear reinforcement
Persistent and transient design situation	1,15	1,50 <sup>a</sup>	1,40
Fatigue design situation	1,15	1,50	1,40
Accidental design situation	1,00	1,15	1,15
Serviceability limit state	1,00	1,00	—

NOTE The partial factors for materials correspond to geometrical deviations of Tolerance Class 1 and Execution Class 2 in EN 13670.

<sup>a</sup> The value for  $\gamma_{CE}$  applies when the indicative value for the elastic modulus according 5.1.4(2) is used. A value  $\gamma_{CE} = 1,3$  applies when the elastic modulus is determined according to 5.1.4(1).

Tabella 4-14: Coefficienti parziali per SFRC in compressione.

#### 4.2.3. Durabilità – copriferro minimo

Nel caso di SFRC, la richiesta di copriferro minimo  $c_{min,dur}$  per la durabilità fa riferimento all'armatura tradizionale e non alle fibre di acciaio.

Per evitare l'accumulo di fibre si deve comunque adottare un copriferro  $c_{min} = 20$  mm in tutti gli elementi SFRC.

Se si utilizzano fibre di acciaio inossidabile, si può usare la resistenza residua a trazione sull'intera sezione trasversale.

Per la progettazione allo SLU di SFRC si distinguono due casi:

- stato di non fessurazione allo SLE: nelle classi di esposizione XC2-XC4, XD1-XD3 e XS1-XS3, la resistenza a trazione alla massima distanza dall'asse neutro deve essere valutata considerando la sezione ridotta di  $c_{f,dur} = 10$  mm dalla superficie;
- stato di fessurazione allo SLE: nelle classi di esposizione XC2-XC4, XD1-XD3 e XS1-XS3, la resistenza a trazione alla massima distanza dall'asse neutro deve essere valutata considerando la sezione ridotta di  $c_{f,dur} = k_{dur} \cdot c_{min,dur}$  dalla superficie. ( $k_{dur} = 0.5$ ).

## 4.2.4. Stati Limite Ultimi

### 4.2.4.1. Flessione con o senza sforzo normale

Per il progetto allo Stato Limite Ultimo di elementi soggetti a flessione con o senza compressione, si suggerisce di considerare il modello rigido-plastico semplificato solo per classi di duttilità a, b e c. Per le classi d ed e, quest'approccio può essere utilizzato solo per determinare il momento alla deformazione di progetto per trazione.

Nel caso di elementi soggetti a compressione, si può considerare valido quanto indicato per il calcestruzzo privo di fibre al §8.1.2 dell'Eurocodice, avendo apportato le seguenti modifiche:

- $\varepsilon_{c2} = 0.0025$ ;
- $\varepsilon_{c2} = 0.006$ .

### 4.2.4.2. Taglio

#### Elementi senza armatura a taglio

Per SFRC con armatura longitudinale in zona tesa, bisogna considerare il valore di progetto della resistenza a taglio come:

$$\tau_{Rd,cF} = \eta_{cF} \cdot \tau_{Rd,c} + \eta_F \cdot f_{Ftud} \geq \eta_{cF} \cdot \tau_{Rdc,min} + \eta_F \cdot f_{Ftud} \quad (4.51a)$$

Dove:

- $\eta_F = 1$ ;
- $\eta_{cF} = \max\{1.2 - 0.5 f_{Ftud}; 0.4\} \leq 1.0 \quad (4.51b)$

- $\tau_{Rdc,min} = \frac{11}{\gamma_V} \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yd}} \cdot \frac{d_{dg}}{d}} \quad (4.51c)$

- $\tau_{Rd,c} = \frac{0.66}{\gamma_V} \left( 100 \rho_l \cdot f_{ck} \cdot \frac{d_{dg}}{d} \right)^{1/3} \geq \tau_{Rdc,min} \quad (4.51d)$

- $\gamma_V$ : coefficiente parziale di sicurezza definito nella Tabella 4-13;
- $f_{yd}$ : resistenza di progetto allo snervamento delle armature longitudinali;
- $f_{ck}$ : resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo;
- $\rho_l$ : percentuale di armatura longitudinale definita come (4.32);
- $d$ : altezza utile della sezione;
- $d_{dg}$ : parametro dimensionale che descrive la rugosità della zona di rottura, dipende dal tipo di calcestruzzo e dalle sue proprietà di aggregato.

## Elementi con armatura a taglio

Per elementi con SFRC che richiedono il progetto di armatura trasversale e che hanno fibre d'acciaio e armatura longitudinale in zona tesa, il valore di progetto della resistenza a taglio si considera come:

$$\tau_{Rd,sF} = (\eta_{sw} \cdot \rho_w \cdot f_{ywd} + \eta_F \cdot f_{Ftud}) \cdot \cot \theta \geq \rho_w \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta \quad (4.52)$$

Dove:

- $\eta_F = 1$ ;
- $\eta_{sw} = 0.75$ ;
- $f_{ywd}$  : resistenza di progetto allo snervamento delle armature trasversali;
- $\cot \theta$  : inclinazione dei puntoni compressi;
- $\rho_w = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s}$  (4.53) : percentuale di armatura trasversale;
  - $b_w$  : larghezza minima nella zona tesa della sezione trasversale;
  - $A_{sw}$  : area dell'armatura trasversale;
  - $s$  : spaziatura longitudinale tra l'armatura trasversale.

#### 4.2.5. Stati Limite di Esercizio

In generale, i limiti di tensione e ampiezza massima delle fessure per SFRC coincidono con i valori indicati per il calcestruzzo privo di fibre, riportati in Tabella 4-14 e 4-15.

Per ulteriori dettagli sui parametri riportati nelle tabelle, si rimanda al §9.2 dell'EC2.

Verification	Calculation of minimum reinforcement according to 9.2.2	Verification of crack width according to 9.2.3	Verification of reinforcement stresses to avoid yielding at SLS
Combination of actions for calculating $\sigma_s$	Cracking forces according to 9.2.2	Quasi-permanent combination of actions	Characteristic combination of actions
Limiting value of crack width $w_{lim,cal}$ OR stress $\sigma_s$	$\sigma_s \leq f_{yk}$	$w_{lim,cal} = 0,4 \text{ mm}$ $\sigma_s \leq f_{yk}$	$\sigma_s \leq 0,8f_{yk}$ $\sigma_p \leq 0,8f_{pk}$

NOTE Crack widths are verified at the member surface unless the National Annex gives a different location.

Tabella 4-15: Verifiche, tensioni e limiti di ampiezza delle fessure per l'aspetto.

Exposure Class	Reinforced members and prestressed members without bonded tendons and with bonded tendons with Protection Levels 2 or 3 according to 5.4.1(4)		Prestressed members with bonded tendons with Protection Level 1 according to 5.4.1(4) and pretensioned members.		
	combination of actions		combination of actions		
	quasi-permanent	characteristic	quasi-permanent	frequent	characteristic
X0, XC1	-	-	-	$w_{lim,cal} = 0,2 \text{ mm} \cdot k_{surf}$	-
XC2, XC3, XC4	$w_{lim,cal} = 0,3 \text{ mm} \cdot k_{surf}$		Decompression <sup>b</sup>	$w_{lim,cal} = 0,2 \text{ mm} \cdot k_{surf}$	
XD1, XD2, XD3 XS1, XS2, XS3		-	-	Decompression <sup>b</sup>	$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}^{a,c}$
XF1, XF3 XF2, XF4	-		-	Decompression <sup>b</sup>	$\sigma_c \leq 0,6f_{ck}^{a,c}$

NOTE 1 Crack widths are verified at the member surface unless the National Annex gives a different location.  
NOTE 2 The factor  $k_{surf}$  considers the difference between an increased crack width at the member surface and the required mean crack width according to durability performance of the minimum cover:  $1,0 \leq k_{surf} = c_{act}/(10 \text{ mm} + c_{min,dur}) \leq 1,5$ .  
 $c_{act}$  is a specified actual cover  $\geq c_{nom}$  due to detailing or execution reasons.

<sup>a</sup> This limitation in serviceability conditions is not necessary for stresses under bearings, partially loaded areas and plates of headed bars.  
<sup>b</sup> The decompression limit requires that all parts of the bonded tendons or duct lie at least 25 mm within concrete in compression. The decompression check is only relevant in the direction of the prestressed reinforcement.  
<sup>c</sup> The compressive stress  $\sigma_c$  may be increased to  $0,66f_{ck}$  if the cover is increased by 10 mm or confinement by transverse reinforcement is provided.

Tabella 4-16: Verifiche, tensioni e limiti di ampiezza delle fessure per la durabilità.

#### 4.2.5.1. Armatura minima per evitare lo snervamento

L'area minima di armatura richiesta per evitare lo snervamento deve essere calcolata applicando il principio che l'armatura, lavorando alla tensione di snervamento caratteristica, dovrebbe bilanciare il momento che fessura la sezione e che agisce insieme al relativo sforzo normale.

Si fa riferimento alle formulazioni proposte per il calcestruzzo ordinario (§9.2.2 [17]), considerando le modifiche da apportare per il contributo delle fibre secondo le relazioni sopra illustrate.

#### 4.2.5.2. Controllo delle fessurazioni

La distanza media tra le fessure per elementi soggetti a flessione, armati con fibre d'acciaio e barre longitudinali, è definita come:

$$s_{r,m,cal,F} = \min \left\{ 1.5 \cdot c + \frac{(k_{fl} \cdot k_b)}{7.2} \cdot \frac{\Phi}{\rho_{p,eff}} \cdot (1 - \alpha_f); \quad h - x \right\} \quad (4.54)$$

Il primo termine si riferisce al processo di multi-fessurazione tipicamente associato alla presenza di armatura tradizionale con spaziatura  $\leq 10\Phi$ ; si fa notare come questo termine coincida con  $s_{rm}$  descritto nella (4.7) (§4.1.2.), cui si rimanda per ulteriori dettagli.

Il secondo termine si riferisce alla fessurazione che si manifesta in presenza di armatura tradizionale con spaziatura  $> 10\Phi$ .

#### 4.2.5.3. Fatica

Per lo stato limite di fatica, il contributo delle fibre può essere trascurato a meno che l'effetto di queste ultime non possa essere dimostrato da specifici test.

### 4.2.6. Rivestimenti di galleria

Per i rivestimenti di galleria, l'Eurocodice (come le Linee Guida) stabilisce che in assenza di armatura ordinaria, è necessario garantire una classe minima di 4c.

In presenza di armatura, è necessario garantire un'armatura minima. (§L.12.1 [17]).

### 4.2.7. Considerazioni

Confrontando l'Eurocodice con Linee Guida si può notare come le differenze tra le due normative siano minime, se non nulle. Tuttavia, nonostante l'EC2 sia più recente, le sue indicazioni sono talvolta scarse o poco approfondite, pertanto risulta più vantaggioso servirsi delle normative italiane, più chiare ed esplicative.

## 5. APPLICAZIONE: GALLERIA RAGNAIA I

Nell'ambito dei rivestimenti di gallerie, un'applicazione del calcestruzzo fibrorinforzato particolarmente rilevante è rappresentata dalla soluzione adottata per la riqualifica strutturale del rivestimento definitivo della Galleria Ragnaia I canna destra, facente parte del Piano generale di Assessment delle gallerie appartenenti alla rete Autostradale ASPI.

Il progetto di quest'opera è innovativo per diversi aspetti: in primo luogo per la scelta del materiale, ovvero il calcestruzzo fibrorinforzato ad alte prestazioni HCA1 prodotto da HINFRA, e in secondo luogo per la realizzazione di un guscio gettato in opera in FRC senza armatura ordinaria lungo tutto il tratto di galleria (ad eccezione della base e del cordolo di fondazione).

Nel presente capitolo, ai fini di una visione generale dell'opera di rinnovo in questione, si descriveranno gli interventi predisposti, i carichi agenti e le scelte progettuali per il dimensionamento, tuttavia particolare attenzione verrà rivolta alla caratterizzazione del FRC utilizzato e agli esiti delle verifiche agli Stati Limite, in linea con il tema trattato nel presente elaborato.

### 5.1. Inquadramento

#### 5.1.1. Inquadramento generale

La galleria in oggetto di studio, Galleria Ragnaia I canna destra, risulta essere compresa nel tratto di autostrada A1 tra il casello di Barberino (Bologna) e l'uscita Calenzano-Sesto Fiorentino (Firenze), in prossimità del comune di Calenzano. Si sviluppa in direzione Nord-sud con attuale direzione di percorrenza verso Firenze ed è caratterizzata da un tracciato prettamente rettilineo.

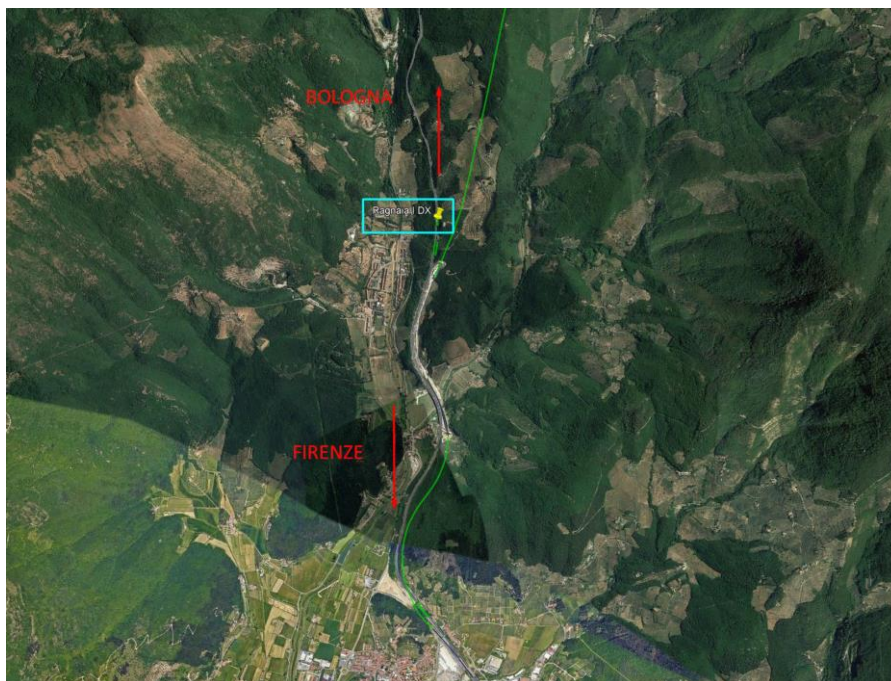


Figura 5-1: Inquadramento geografico Galleria Ragnaia I – canna destra.



La galleria possiede una lunghezza complessiva di circa 63 metri e risulta essere, per la maggior parte della sua estensione, scavata in naturale: il tratto di galleria in naturale è pari a circa 44 metri, a fronte dei due tratti di galleria artificiale di 12 metri e 4 metri rispettivamente.

L'opera è stata realizzata negli anni Sessanta e grazie ai documenti storici "as-built" è stato possibile estrapolare informazioni importanti in merito alle caratteristiche geometriche, come planimetria, profilo longitudinale e sezione trasversale tipo.

Si evidenzia un aspetto fondamentale: la galleria Ragnaia I canna destra risulta ha il piedritto centrale in comune con l'adiacente galleria omonima canna sinistra (non oggetto di studio).

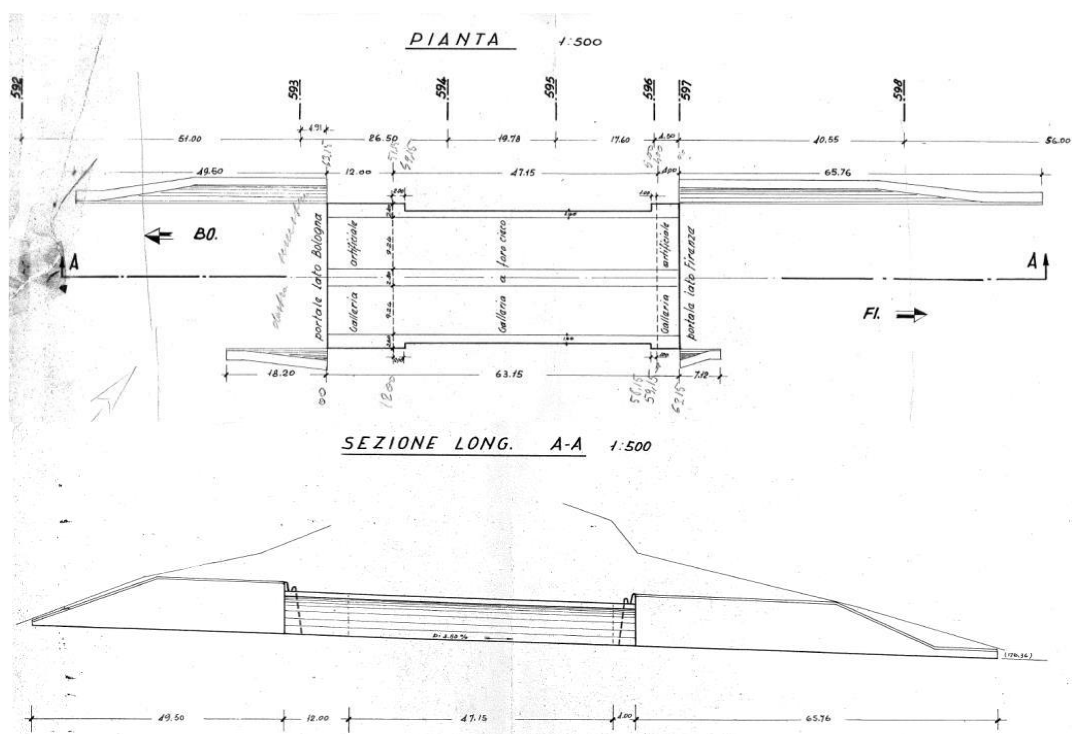


Figura 5-2: Profilo longitudinale e planimetria.

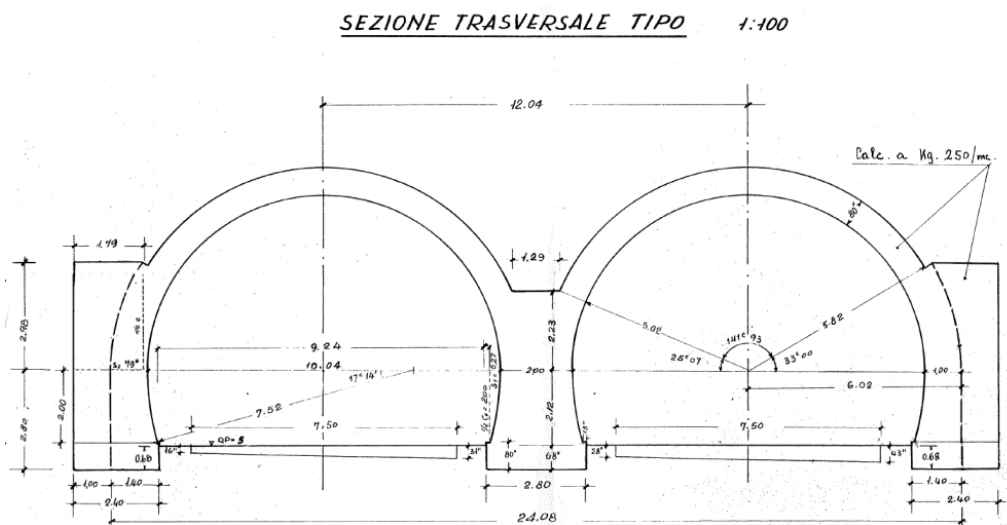


Figura 5-3: Sezione trasversale tipo del tratto naturale – galleria Ragnaia I canna destra e sinistra.

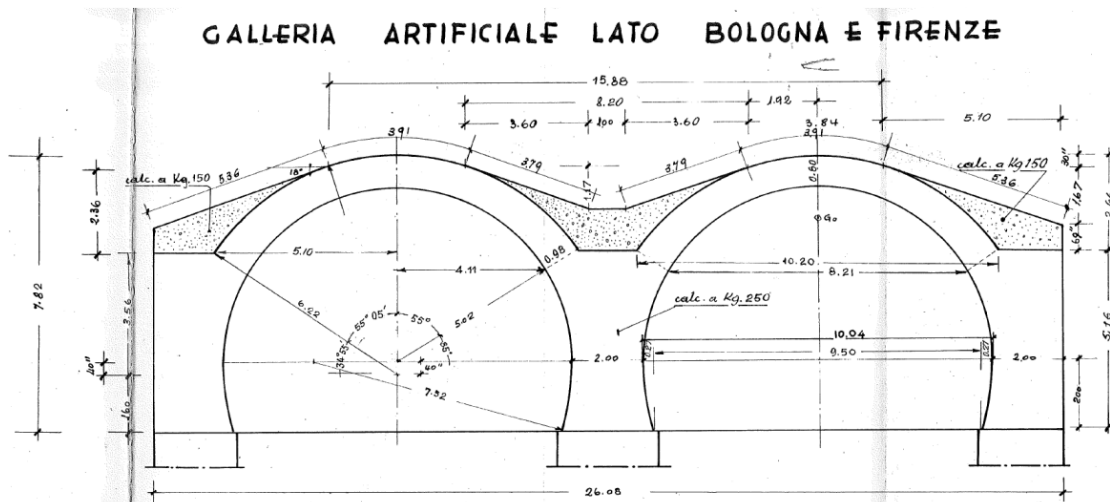


Figura 5-4: Sezione trasversale tipo del tratto artificiale – galleria Ragnaia I canna destra e sinistra.

### 5.1.2. Inquadramento geologico

Sulla canna in oggetto tra aprile e luglio 2022 sono state effettuate indagini geognostiche, geofisiche e prove di laboratorio a seguito delle quali è stato possibile ottenere dati geologici, geotecnici e geofisici ai fini della caratterizzazione dell’ammasso roccioso. Si sintetizzano di seguito le proprietà geotecniche e gomeccaniche di progetto.

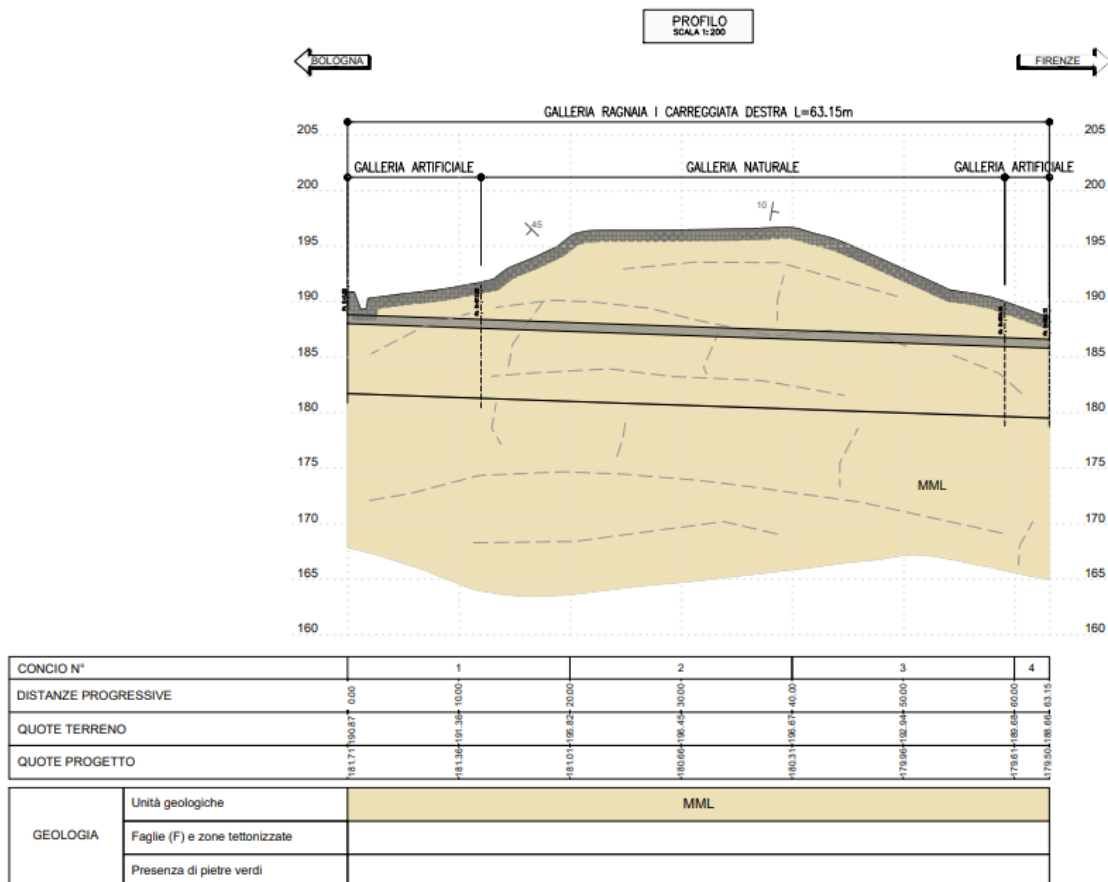


Figura 5-5: Profilo gomeccanico.

	Parametri	Ragnaia I destra
Roccia intatta	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25 - 27
	$\sigma_{ci}$ [MPa]	50 - 55
	$m_i$ [-]	8
	$E_i$ [MPa]	25000 - 45000
Ammasso roccioso	RMR [-]	40 - 55
	GSI [-]	35 - 50
	$E_{ammasso}$ [MPa]	2000 - 3000

Tabella 5-1: Proprietà geotecniche e geomeccaniche.

### 5.1.3. Inquadramento sismico

La caratterizzazione sismica è stata effettuata in ottemperanza delle Norme Tecniche [18] e si sintetizzano di seguito i parametri utilizzati per la valutazione della pericolosità sismica.

Latitudine [°]	43,8988
Longitudine [°]	11,1925
$V_N$ [anni]	50
Classe d'uso [-]	IV
$C_u$ [-]	2
$V_R$ [anni]	100
Spettro	SLV
$P_{VR}$ [%]	10%
$T_R$ [anni]	949
$F_0$ [-]	2,41
$T_c^*$ [sec]	0,31
PGA [g]	0,1891

Tabella 5-2: Parametri per definire l'azione sismica.

## 5.2. Descrizione degli interventi

Le ispezioni approfondite e le indagini strutturali effettuate sul rivestimento esistente lungo lo sviluppo della galleria hanno evidenziato una condizione di ammaloramento profondo dei calcestruzzi del rivestimento definitivo.

Pertanto, al fine di preservare la sicurezza dell'utenza, è stato progettato un intervento Tipologico di Sistemazione Definitiva "C-2" (TRS-C2) caratterizzato dalle seguenti fasi:

- Riempimento dei vuoti a tergo individuati nel rivestimento originario, al fine di redistribuire il carico derivante dall'ammasso roccioso in maniera più uniforme possibile.
- Fresatura superficiale del rivestimento esistente, di cui si riporta di seguito un'immagine esplicativa:

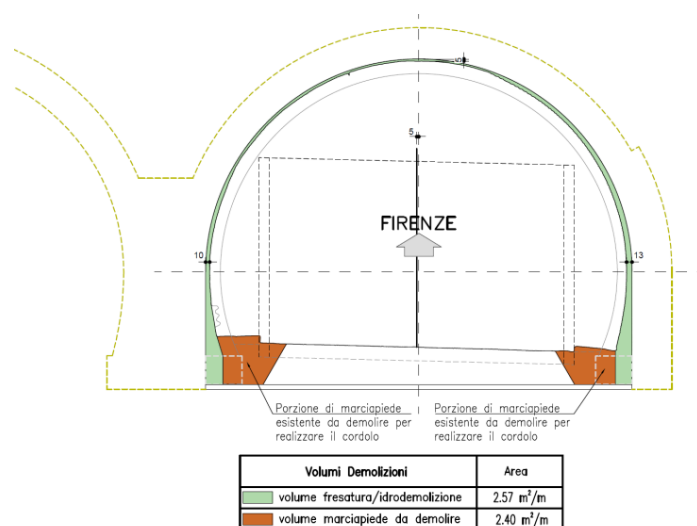


Figura 5-6: Area di fresatura del rivestimento esistente.

- Abbassamento di 30 cm e rifacimento dell'attuale piattaforma stradale, al fine di ottimizzare e ridurre i volumi di fresatura, soprattutto nella zona della calotta, e regolarizzare l'andamento della galleria imponendo un'altezza costante tra l'intradosso del guscio strutturale e la nuova pavimentazione. Si prevede inoltre la demolizione completa della muretta esistente fino al livello della roccia di fondazione per realizzare una superficie regolare per il piano di posa del cordolo di fondazione del guscio strutturale.
- Applicazione di uno strato di impermeabilizzazione tra il rivestimento esistente e quello nuovo mediante un sistema con membrana in TPO +TNT e tubo drenante alla base del guscio strutturale.
- Realizzazione di un guscio gettato in opera in calcestruzzo fibrorinforzato ad alte prestazioni con spessore pari a 30 cm, sia nel tratto di galleria naturale che nei tratti in artificiale.



## 5.3. Caratteristiche dei materiali

### 5.3.1. Rivestimento esistente

Il rivestimento esistente è privo di armatura e, a seguito di un'analisi statica condotta sulla base di prove di compressione mono-assiale eseguite su provini prelevati dal rivestimento esistente, è stato possibile valutare la resistenza caratteristica del calcestruzzo:

$$R_{ck} = 24.15 \text{ MPa}$$

La valutazione del materiale e l'esecuzione delle prove sono state svolte secondo quanto indicato nelle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera [28].

### 5.3.2. Calcestruzzo

Si riportano di seguito le proprietà meccaniche del calcestruzzo utilizzato per la base del guscio strutturale e per il cordolo di fondazione.

Classe	C45/55
$R_{ck}$ [MPa]	55,00
$f_{ck}$ [MPa]	45,00
$\gamma_c$ [-]	1,50
$\alpha_{cc}$ [-]	0,85
$f_{cm}$ [MPa]	53,00
$f_{ctm}$ [MPa]	3,80
$f_{ctk;0,05}$ [MPa]	2,66
$f_{ctk;0,95}$ [MPa]	4,93
$E_{cm}$ [MPa]	36283,19
$\epsilon_{c1}$ [-]	0,0020
$\epsilon_{cu}$ [-]	0,0035
$f_{cd}$ [MPa]	25,50
$f_{ctd}$ [MPa]	1,77

Tabella 5-3: Proprietà meccaniche del calcestruzzo

Secondo quanto indicato nella Tab.4.1.III delle NTC2018 [18], la classi di esposizione sono state definite come:

- Attacco chimico: XD1;
- Attacco dei cicli gelo/disgelo con o senza sali disgelanti: XF2.

Nel caso in esame le condizioni ambientali risultano essere aggressive.

### 5.3.3. Acciaio

Si riportano di seguito le proprietà meccaniche dell'acciaio utilizzato per la base del guscio strutturale e per il cordolo di fondazione.

Classe	B450C
$f_{uk}$ [MPa]	540,00
$f_{yk}$ [MPa]	450,00
$Y_c$ [-]	1,15
$f_{yd}$ [MPa]	391.30
E [MPa]	200000

Tabella 5-4: Proprietà meccaniche dell'acciaio.

### 5.3.4. Calcestruzzo fibrorinforzato

#### 5.3.4.1. Caratteristiche prestazionali

Si riportano di seguito le caratteristiche prestazionali del calcestruzzo fibrorinforzato ingegnerizzato e prodotto da HINFRA, denominato HCA1:

DENOMINAZIONE COMMERCIALE	R <sub>cm</sub> [MPa]	R <sub>ck</sub> [MPa]	Classe di resistenza a compressione	Classe di Tenacità	Dosaggio di Fibre
HCA1	67.99	60.53	C50/60	8.0d	40 kg/m <sup>3</sup>

Tabella 5-5: Caratteristiche prestazionali del calcestruzzo fibrorinforzato HCA1.

Come già illustrato precedentemente (§4.1.1.3), le caratteristiche prestazionali di un FRC devono essere definite ai sensi delle LG2019 [16] eseguendo delle prove a flessione a tre punti secondo quanto prescritto dalla norma EN 14651 [20].

Nel caso in esame, sono stati confezionati 12 campioni, caratterizzati dalle seguenti dimensioni:

N. progressivo	Contrassegno provino	a [mm]	b [mm]	c [mm]	$h_{sp}$ [mm]	Massa [kg]	Massa volumica [kg/dm <sup>3</sup> ]	note
1	HCA1_01	150	152	600	125	31.900	2332	-
2	HCA1_02	150	152	600	125	32.250	2357	-
3	HCA1_03	150	150	600	125	32.500	2407	-
4	HCA1_04	150	153	600	125	32.650	2371	-
5	HCA1_05	150	150	600	125	32.000	2370	-
6	HCA1_06	150	152	600	125	32.360	2365	-
7	HCA1_07	150	152	600	125	31.680	2316	-
8	HCA1_08	150	154	600	125	32.650	2356	-
9	HCA1_09	150	150	600	125	32.050	2374	-
10	HCA1_10	150	151	600	125	32.120	2364	-
11	HCA1_11	150	151	600	125	32.340	2380	-
12	HCA1_12	150	152	600	125	32.620	2385	-

Tabella 5-6: Dimensioni dei campioni – HCA1.

Dove:

- $a$  : altezza media del campione;
- $b$  : larghezza media del campione;
- $c$  : lunghezza media del campione;
- $h_{sp}$  : distanza media tra l'apice dell'intaglio e l'estremo superiore del campione.

Sui campioni sono state condotte le prove in controllo di apertura di fessura (CMOD) nel Laboratorio Prove Materiali del Politecnico di Milano, dalle quali si sono ottenuti i risultati sperimentali riportati in Tabella 5-7 e Tabella 5-8.

ID	$F_{max}$	$F_L$	$F_1$	$F_2$	$F_3$	$F_4$
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
HCA1_01	32.26	19.98	23.05	29.44	32.22	30.43
HCA1_02	49.32	24.84	41.26	45.65	49.32	44.24
HCA1_03	45.12	23.41	34.79	42.95	41.82	40.33
HCA1_04	43.94	24.04	39.77	41.14	43.80	41.32
HCA1_05	39.94	21.60	31.82	38.57	39.13	37.30
HCA1_06	44.83	19.49	33.56	42.93	43.98	41.37
HCA1_07	32.89	19.13	31.89	31.45	32.79	31.42
HCA1_08	39.00	20.00	33.03	37.43	38.97	37.33
HCA1_09	44.18	19.68	32.91	38.51	43.51	43.11
HCA1_10	44.55	18.13	32.04	40.83	44.54	41.65
HCA1_11	49.29	19.58	32.44	46.29	49.25	47.05
HCA1_12	45.82	21.76	39.49	42.29	45.70	44.87

Tabella 5-7: Carichi massimi e residui – HCA1.

Dove:

- $F_L$  : carico massimo registrato secondo la procedura indicata dalla norma;
- $F_{max}$  : carico massimo assoluto;
- $F_i$  (con  $i = 1 - 4$ ) : carico corrispondente ad assegnati valori di CMOD (ove CMOD è rispettivamente pari a 0.5, 1.5, 2.5 e 3.5mm).



ID	LOP	$f_{R,1}$	$f_{R,2}$	$f_{R,3}$	$f_{R,4}$	$f_{max}$
	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]
HCA1_01	6.31	7.28	9.30	10.18	9.61	10.19
HCA1_02	7.84	13.03	14.42	15.57	13.97	15.57
HCA1_03	7.49	11.13	13.74	13.38	12.91	14.44
HCA1_04	7.54	12.48	12.91	13.74	12.96	13.78
HCA1_05	6.91	10.18	12.34	12.52	11.94	12.78
HCA1_06	6.15	10.60	13.56	13.89	13.07	14.16
HCA1_07	6.04	10.07	9.93	10.35	9.92	10.39
HCA1_08	6.23	10.30	11.67	12.15	11.64	12.16
HCA1_09	6.30	10.53	12.32	13.92	13.80	14.14
HCA1_10	5.76	10.18	12.98	14.16	13.24	14.16
HCA1_11	6.23	10.31	14.72	15.66	14.96	15.67
HCA1_12	6.87	12.47	13.36	14.43	14.17	14.47
<b>Media</b>	<b>6,64</b>	<b>10,71</b>	<b>12,60</b>	<b>13,33</b>	<b>12,68</b>	<b>13,49</b>
<b>Valore caratteristico</b>	<b>5,92</b>	<b>8,81</b>	<b>9,65</b>	<b>10,27</b>	<b>9,78</b>	<b>10,30</b>

Tabella 5-8: LOP e valori di Resistenza a Flessione Residua – HCA1.

Dove:

- $LOP = f_{ct,L}^f$ : limite di proporzionalità, definito nella Formula (4.3);
- $f_{R,j}$ : resistenza a flessione residua, definita nella Formula (4.4).

Sulla base dei valori caratteristici ottenuti dai risultati delle prove, risultano essere soddisfatte le disequazioni riportate in §4.1.3.1 che definiscono prestazioni minime per l'impiego di FRC ad uso strutturale:

$$\frac{f_{R1,k}}{f_{ct,L,k}^f} = \frac{8.81}{5.92} = 1.49 > 0.4; \quad \frac{f_{R3,k}}{f_{R1,k}} = \frac{10.27}{8.81} = 1.16 > 0.5$$

Gli esiti permettono di classificare il materiale con una classe di tenacità  $\delta d$  (§4.1.1.3), poiché:

$$f_{R1,k} = 8.81 \rightarrow 1.0, 1.5, 2.0, 2.5, 3.0, 4.0, 5.0, 6.0, \mathbf{8.0}, 10.0, 12.0, 14.0 \text{ [MPa]}$$

$$\frac{f_{R3,k}}{f_{R1,k}} = 1.16 \rightarrow \begin{array}{l} a \text{ per } 0.5 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 0.7 \\ b \text{ per } 0.7 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 0.9 \\ c \text{ per } 0.9 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 1.1 \\ \mathbf{d \text{ per } 1.1 \leq f_{R3k}/f_{R1k} < 1.3} \\ e \text{ per } 1.3 \leq f_{R3k}/f_{R1k} \end{array}$$

Si sottolinea che a classe di tenacità 8d soddisfa appieno i requisiti minimi per l'utilizzo di un FRC per rivestimenti di galleria in cui non è presente armatura ordinaria (§4.1.3.1).

I risultati ottenuti sono raccolti in un unico diagramma nella figura seguente: le curve carico-CMOD evidenziano un comportamento post-fessurazione di tipo incrudente (comportamento degradante è caratterizzato da un andamento discendente della curva).

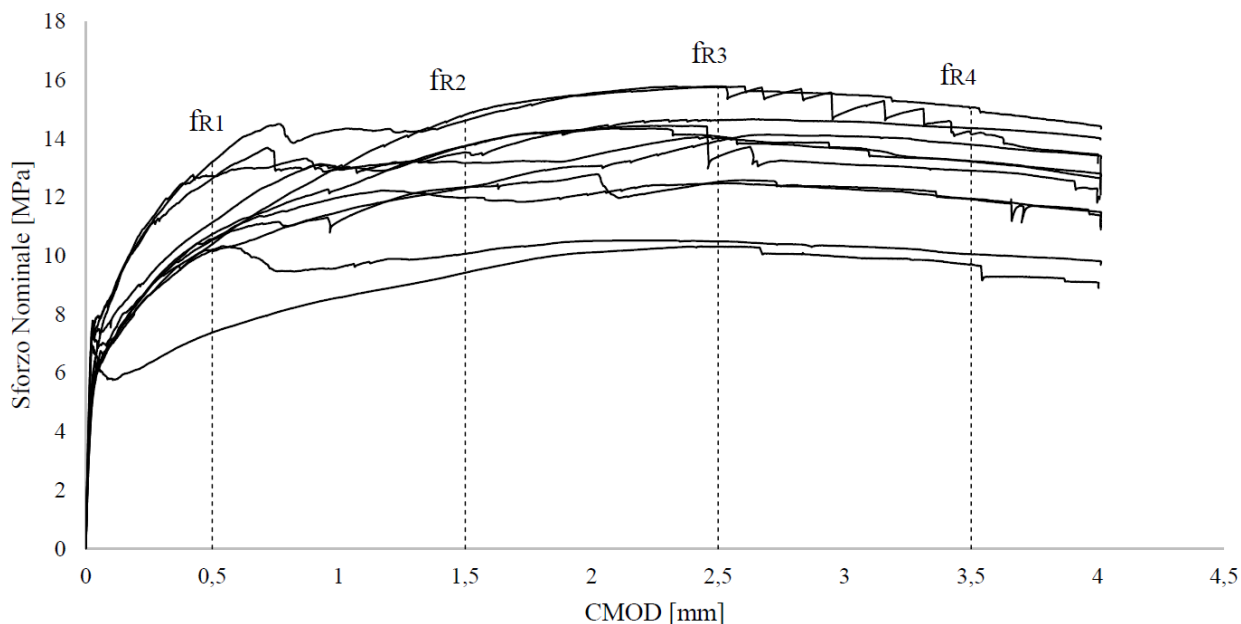


Figura 5-8: Curve carico – CMOD – HCA1.

La caratterizzazione del FRC termina con la definizione della classe di resistenza a compressione attraverso prove di compressione su provini cubici, di cui si riportano i risultati per completezza.

N°	Contrassegno (*)	Massa kg	Lun. mm	Lar mm	Alt. mm	Sezione mm <sup>2</sup>	Massa volumica kg/dm <sup>3</sup>	Carico massimo kN	Resistenza a compressione N/mm <sup>2</sup>	Note
1	HCA1_01	8.015	150	151	150	22650	2.359	1355	60.22	R1
2	HCA1_02	8.044	150	150	150	22500	2.383	1486	66.04	R1
3	HCA1_03	8.105	150	151	150	22650	2.386	1614	71.73	R1
4	HCA1_04	8.086	150	154	150	23100	2.334	1520	67.56	R1
5	HCA1_05	7.905	150	150	150	22500	2.342	1636	72.71	R1
6	HCA1_06	8.020	150	150	150	22500	2.376	1568	69.69	R1

Tabella 5-9: Resistenza a compressione – HCA1.

Le proprietà meccaniche del calcestruzzo fibrorinforzato possono essere dunque riassunte nella tabella seguente.

$f_{R1,k}$ [MPa]	8.81
$f_{R3,k}$ [MPa]	10.27
$f_{Flk}$ [MPa]	3.23
$f_{Ftk}$ [MPa]	3.56
$\epsilon_{Fu}$ [-]	0.01
$w_u$ [mm]	2.50
CMOD3 [mm]	2.50
$k_0$ [-]	0.85
$k_G$ [-]	1.15
$\gamma_{ef SLU}$ [-]	1.50
$\gamma_{ef SLE}$ [-]	1.00
$f_{Flk,ef}$ [MPa]	3.16
$f_{Ftk,ef}$ [MPa]	3.48
$f_{Ftd}$ [MPa]	2.11
$f_{Ftud}$ [MPa]	2.32

Classe	C50/60
$R_{ck}$ [MPa]	60,00
$f_{ck}$ [MPa]	50,00
$\gamma_c$ [-]	1,50
$\alpha_{cc}$ [-]	0,85
$f_{cm}$ [MPa]	58,00
$f_{ctm}$ [MPa]	4,07
$E_{cm}$ [MPa]	37278
$\epsilon_{c1}$ [-]	0,0020
$\epsilon_{cu}$ [-]	0,0035
$f_{cd}$ [MPa]	28,33
$f_{ctd}$ [MPa]	1,90

Tabella 5-9: Proprietà meccaniche del calcestruzzo fibrorinforzato – HCA1.

#### 5.3.4.2. Coefficiente di orientamento

Il coefficiente d'orientamento  $k_0$  è definito pari a 0.85 su indicazione del produttore, a seguito di una specifica campagna di indagine .

HINFRA ha infatti eseguito due prove non distruttive su conci di galleria realizzati con gli stessi metodi di posa del cantiere, al fine di rilevare l'omogeneità dei segmenti e la dispersione delle fibre.

L'indagine termografica, eseguita per un dosaggio di fibre pari a  $35 \text{ kg/m}^3$ , ha rilevato una omogeneità del FRC, in quanto non sono state riscontrate discontinuità. Anche all'interfaccia tra due conci successivi, caratterizzati da quantitativi di fibre rispettivamente pari a 20 e  $40 \text{ kg/m}^3$ , non sono state riscontrate criticità. Quest'ultimo aspetto è molto rilevante, in quanto esprime la perfetta "saldatura" che avviene tra due segmenti successivi.

L'indagine magnetica ha mostrato una distribuzione omogenea delle fibre all'interno dei segmenti e quindi esse risultano non essere influenzate dalle modalità di getto del materiale. Tuttavia, soprattutto intorno ai 3/4 metri dal terreno, è stato rilevato un leggero accumulo di fibre lungo la direzione circonferenziale.

La distribuzione è facilmente ispezionabile anche dai conci demoliti, come mostrato nelle immagini sottostanti.



*Figura 5-9: Distribuzione delle fibre in conci demoliti.*

In definitiva, il materiale è dotato di una buona uniformità e distribuzione delle fibre che ha permesso di incrementare il cautelativo  $k_0 = 0.5$  indicato da normativa [15] a favore di un valore più realistico.

## 5.4. Modello agli elementi finiti

Per il progetto e il dimensionamento dell'intervento di rinnovo strutturale, sono state svolte una serie di analisi con il metodo agli elementi finiti.

La modellazione numerica della galleria è stata effettuata mediante l'uso del software Straus7 – Realese R3.1.1 64bit e nell'ottica di un'analisi simica, oltre che la struttura oggetto di studio, è stato modellato anche il terreno circostante.

Si evidenzia che, data la presenza di un piedritto in comune tra la galleria in progetto e l'omonima galleria in canna sinistra (sulla quale al momento non saranno eseguiti lavori di rinnovo strutturale del rivestimento), tutte le analisi sono state eseguite implementando un modello completo delle due canne delle gallerie.

Gli elementi del modello sono:

- rivestimento esistente: modellato attraverso elementi *plates*, costituito da calcestruzzo non armato;
- terreno: modellato attraverso elementi *plates* come un mezzo elastico lineare, isotropo ed omogeneo, il cui peso è stato trascurato;
- TRS: modellato attraverso elementi *beam*.

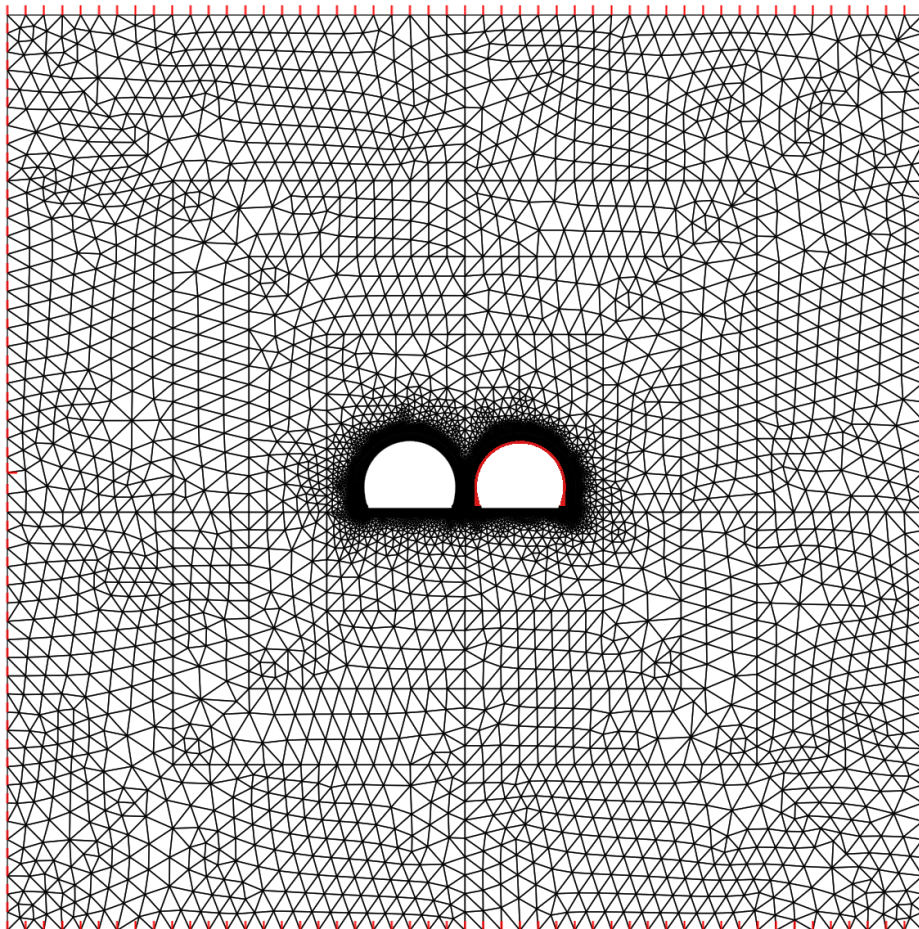


Figura 5-10: Modello FEM della galleria e del terreno (Straus7).

### 5.4.1. Interazione terreno-struttura

Per la valutazione degli incrementi di sollecitazione che insorgono nella struttura per effetto di un'azione sismica è di fondamentale importanza analizzare l'interazione terreno-struttura, nonché la rigidità relativa tra mezzo e struttura: l'eccitazione sismica, infatti, viene indotta in termini di deformazioni attraverso del terreno, a differenza dei carichi statici che sono applicati direttamente sull'estradosso della galleria.

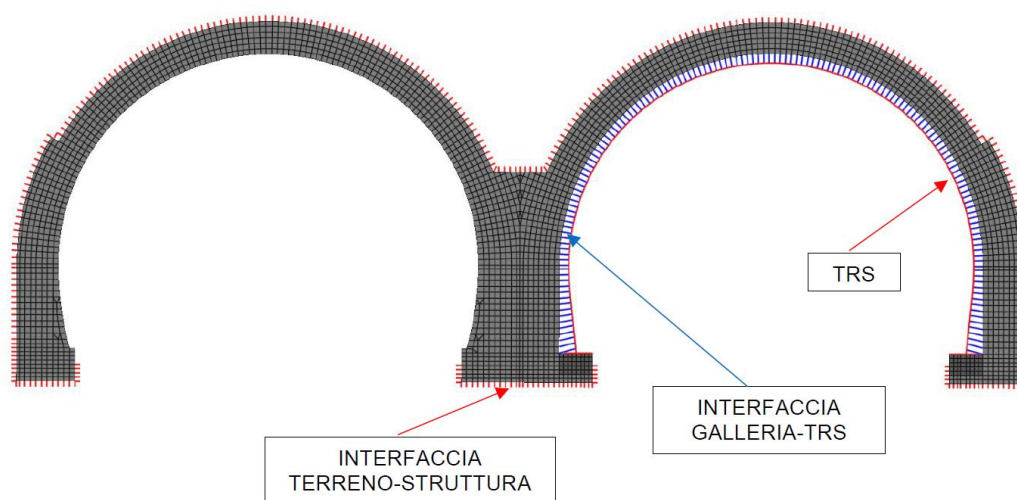


Figura 5-11: Interfaccia tra gli elementi costituenti il modello.

L'interfaccia terreno-struttura è stata modellata tramite elementi *point contact – normal gap*, caratterizzati da resistenza a trazione nulla e tramite i quali è possibile modulare l'entità dell'attrito tra i materiali e le loro rigidità. A mezzo di tale connessione è possibile ottenere una interfaccia che trasferisce interamente gli sforzi normali, che lavora solo a compressione ed infine che trasferisce gli sforzi tangenziali in funzione della rigidità e del coefficiente di attrito considerato.

#### 5.4.1.1. Rigidità

Come rigidità assiale degli elementi *point contact* è stata considerata un'interfaccia rigida, in modo tale da avere un completo trasferimento delle tensioni tra il terreno e la struttura e viceversa; la rigidità di una fittizia molla equivalente a tre molle in serie (struttura-interfaccia-terreno) dipende solo dalla rigidità della galleria e del suolo, non dall'interfaccia.

La rigidità assiale degli elementi con o senza curvatura è stata definita rispettivamente dalle formule di Galerkin (5.1) e di Vesic (5.2).

$$K_N = \frac{E}{R \cdot (1 + \nu)} \cdot s_c \quad (5.1)$$

$$K_N = \frac{E}{B \cdot (1 + \nu)} \cdot s_c \quad (5.2)$$

Dove:

- $K_N$  : rigidezza tangenziale [kN/m];
- $E$  : modulo elastico [kN/m<sup>2</sup>];
- $\nu$  : coefficiente di Poisson [-];
- $B$  : larghezza dell'elemento strutturale [m];
- $R$  : raggio della galleria [m];
- $s_c$  : passo degli elementi interfaccia [m].

Per la rigidezza tangenziale si è considerato il 40% della rigidezza assiale:  $K_t = 0.4K_N$ .

#### 5.4.1.2. Coefficiente d'attrito

##### Condizioni statiche

- Terreno-galleria esistente:  $C = 0.67$  corrispondente ad un angolo d'attrito tra terreno e rivestimento di circa  $34^\circ$ ;
- Galleria-TRS:  $C = 0.10$  data la presenza dell'impermeabilizzante.

##### Condizioni sismiche (galleria-TRS)

- Completo scorrimento:  $C = 0$ ;
- Scorrimento nullo:  $C = 1.0$ .

#### 5.4.1.3. Condizioni di durabilità

Il calcolo numerico e le verifiche strutturali sono stati effettuati considerando due condizioni relativamente alle condizioni di durabilità del rivestimento esistente della galleria in canna destra oggetto di intervento di rinnovo.

##### a) Condizione a breve termine

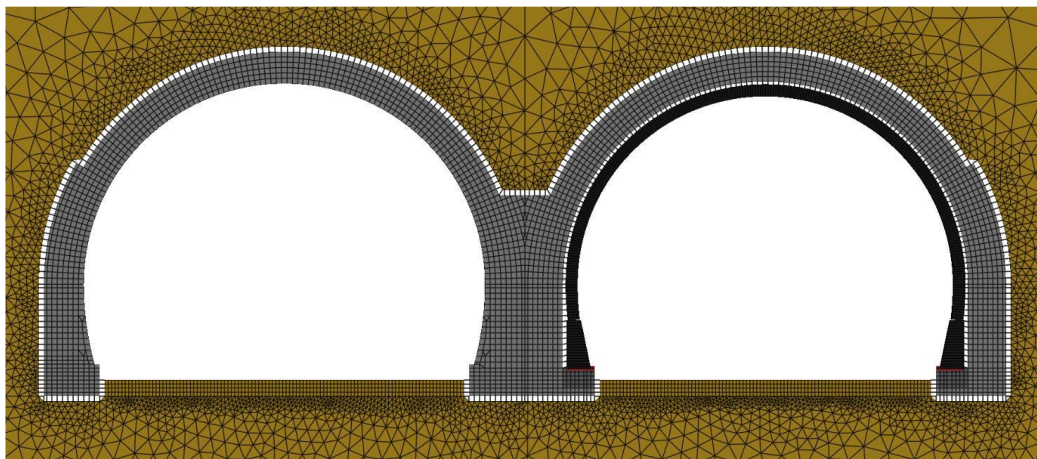
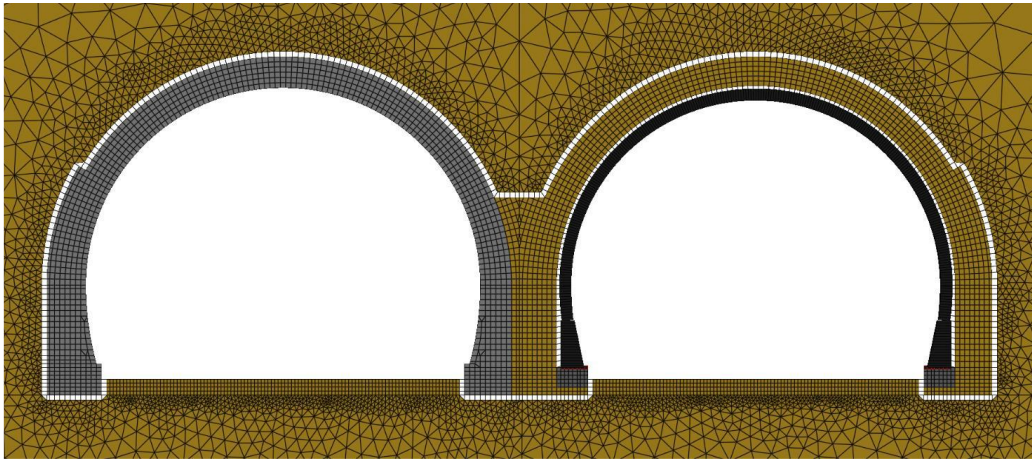


Figura 5-12: Modello numerico in condizioni a breve termine.

Nella condizione a breve termine è stata fatta l'ipotesi di presenza del rivestimento definitivo esistente in entrambe le canne.

b) Condizioni a lungo termine



*Figura 5-13: Modello numerico in condizioni a lungo termine.*

Nella condizione a breve termine è stata fatta l'ipotesi di presenza del rivestimento definitivo esistente nella sola canna di sinistra (poiché non soggetta ad interventi) e di presenza di un materiale degradato assimilato come ammasso roccioso nella canna destra.

#### 5.4.2. Modelli numerici

In definitiva i modelli numerici considerati sono:

- a) Condizione a breve termine:
  - Modello in condizioni statiche
  - Modello in condizioni sismiche con completo scorrimento;
  - Modello in condizioni sismiche con scorrimento nullo.
  
- b) Condizione a lungo termine:
  - Modello in condizioni statiche
  - Modello in condizioni sismiche con completo scorrimento;
  - Modello in condizioni sismiche con scorrimento nullo.

Le verifiche strutturali sono state effettuate considerando l'involuppo di queste condizioni.

Si riportano come esempio i parametri di calcolo delle varie connessioni per la modellazione a breve termine.



Interfaccia Roccia-Galleria	
Elemento	Point Contact
Tipo	Normal gap
$K_{N,RIGID}$ [kN/m]	1,00E+07
$E_m$ [MPa]	2500,00
R [m]	5,94
$K_N$ [kN/m]	4,86E+04
$K_t$ [kN/m]	1,94E+04
$C_1$ [-]	0,67
$C_2$ [-]	0,67

Tabella 5-10: Parametri connessione Roccia-Galleria in condizioni statiche;

Interfaccia Galleria-TRS	
Elemento	Point Contact
Tipo	Normal gap
$K_{N,RIGID}$ [kN/m]	1,00E+07
$E_m$ [MPa]	23625
R [m]	5,06
$K_N$ [kN/m]	5,84E+05
$K_t$ [kN/m]	2,33E+05
$C_1$ [-]	0,10
$C_2$ [-]	0,10

Tabella 5-11: Parametri connessione Galleria-TRS in condizioni statiche;

Interfaccia Galleria-TRS	
Elemento	Point Contact
Tipo	Normal gap
$K_{N,RIGID}$ [kN/m]	1,00E+07
$E_m$ [MPa]	23625
R [m]	5,06
$K_N$ [kN/m]	5,84E+05
$K_t$ [kN/m]	2,33E+05
$C_1$ [-]	0,00
$C_2$ [-]	0,00

Tabella 5-12: Parametri connessione Galleria-TRS in condizioni sismiche di completo scorrimento;

Interfaccia Galleria-TRS	
Elemento	Point Contact
Tipo	Normal gap
$K_{N,RIGID}$ [kN/m]	1,00E+07
$E_m$ [MPa]	23625
R [m]	5,06
$K_N$ [kN/m]	5,84E+05
$K_t$ [kN/m]	2,33E+05
$C_1$ [-]	1,00
$C_2$ [-]	1,00

Tabella 5-13: Parametri connessione Galleria-TRS in condizioni sismiche di scorrimento nullo.

## 5.5. Azioni e combinazioni di carico

Come già accennato precedentemente, le azioni a cui è soggetta la galleria oggetto di studio sono le seguenti:

- Carico statico caratteristico (ASE);
- Azione sismica.

Si specifica che per la valutazione della fase transitoria di fresatura, si è fatto riferimento ai risultati ottenuti da prove di martinetti piatti singoli eseguite in fase di indagine preliminare: il rivestimento risulta scarico e di conseguenza, considerando anche il modesto spessore fresato ( $\leq 5$  cm), non si ha una significativa perturbazione dello stato tensionale, l'equilibrio della struttura è garantito e non è necessario valutare la stabilità durante la fase transitoria.

## 5.5.1. Azione statica

### 5.5.1.1. Approccio Storico Equiprestazionale

Il carico statico trasmesso dal terreno in condizioni statiche è stato valutato seguendo le metodologie dell'Approccio Storico Equiprestazionale (di seguito ASE): per carico equiprestazionale si intende il carico massimo sopportabile dalla struttura definito in accordo con le norme e i criteri di progettazione vigenti ai tempi della costruzione dell'opera. Esso rappresenta il carico massimo sopportabile dall'opera tenendo conto delle caratteristiche geometriche e delle proprietà dei materiali inizialmente previste dal progettista del rivestimento esistente.

La valutazione del carico equiprestazionale segue le seguenti due fasi:

- Esecuzione delle analisi con valori di carico crescenti con: definizione del modello di calcolo, dello schema statico e della tipologia e dell'entità del carico;
- Esecuzione delle verifiche, secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili e definizione del carico equiprestazionale.

Per la definizione dell'entità del carico si ricorre al metodo incrementale, ovvero si incrementa il carico fino a trovare il carico di collasso della struttura.

Quest'ultimo, una volta individuato, viene impiegato come azione caratteristica di progetto per il dimensionamento del rivestimento, senza considerare la presenza della struttura esistente.

Nello specifico, utilizzando la definizione proposta da Terzaghi (5.3) [29] si procede in maniera iterativa fino al raggiungimento del carico distributivo per cui si ha un fattore di sicurezza unitario:

$$q = \alpha \cdot D_{eq} \cdot \gamma \quad (5.3)$$

Dove:

- $q$  : carico di progetto verticale uniformemente distribuito;
- $\alpha$  : coefficiente moltiplicativo;
- $D_{eq}$  : diametro equivalente della galleria;
- $\gamma$  : peso di volume dell'ammasso roccioso sovrastante.

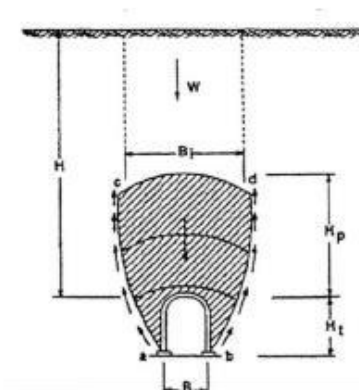


Figura 5-14: Terzaghi (1946) Definizioni dei carichi per le gallerie.

CONDIZIONI DELLA ROCCIA	RQD [%]	CARICO DI ROCCIA $H_r$ AGENTE SUL SOSTEGNO DI UNA GALLERIA DI LARGHEZZA $B$ ED ALTEZZA $H_r$ PER PROFONDITÀ DELLA GALLERIA SUPERIORI A ( $B + H_r$ )	OSSERVAZIONI
1. Roccia dura e intatta	95 – 100	Zero	Rivestimento leggero soltanto se, per effetto dello scavo con esplosivo, dopo ore o giorni dallo scavo la roccia comincia a mostrare distacchi di schegge (spalling, sfoliazione, desquamazione) o, indipendentemente dalle mine dello sparo, avvengono spontanee e violente proiezioni di crostoni dalla calotta o dalle pareti (popping, colpo di montagna, colpi di tetto, colpi di parete)
2. Roccia dura stratificata o scistosa	90 – 99	$0 + 0.5 B$	Leggero rivestimento con funzione di protezione e sicurezza
3. Roccia massiva moderatamente fratturata	85 – 95	$0 + 0.25 B$	Il carico può variare da punto a punto senza una regola dominante
4. Roccia suddivisa in blocchi disgiunti con discontinuità vuote o riempite di materiale proveniente dalla alterazione esterna della roccia stessa	75 – 85	$0.25 B + 0.35 (B + H_r)$	Non vi sono spinte laterali (sulle pareti)
5. Rocce come al punto 4 ma più intensamente suddivisa e più fittamente spezzettata e fratturata	30 – 75	$(0.35 + 1.10) (B + H_r)$	Modeste spinte laterali
6. Roccia completamente frantumata, ma non alterata (dal punto di vista chimico) 6a. Sabbie e ghiaie	3 – 30 0 – 3	$1.10 (B + H_r)$	Spinte laterali considerevoli. In presenza di acqua sul fondo occorre dare una adeguata base alle centine o adottare centine circolari (chiuse)
7. Rocce spingenti (ma non rigonfanti, senza cioè variazioni percettibili del volume, contenenti elevate quantità di minerali argillosi, non rigonfanti, tipo caolinite, illite, ecc.) a media profondità	NA	$(1.10 + 2.10) (B + H_r)$	Forti spinte laterali; occorrono centine anche in arco rovescio: sono raccomandabili centine circolari
8. Rocce spingenti (come al punto 7) a grande profondità	NA	$(2.10 + 4.50) (B + H_r)$	Forti spinte laterali; occorrono centine anche in arco rovescio: sono raccomandabili centine circolari
9. Terreni spingenti e rigonfanti, contenenti, cioè, minerali argillosi molto rigonfanti come montmorillonite e simili	NA	75 m indipendentemente dal valore di ( $B + H_r$ )	Centine circolari. In casi estremi occorrono centine e armature deformabili ("cedevoli")

Tabella 5-14: Terzaghi (1946) Definizioni dei carichi per le gallerie.

In base a quanto indicato da Terzaghi nella tabella soprastante, si è può notare che per ammassi rocciosi di buona qualità, caratterizzati da un indice RQD ("Rock Quality Designation") elevato, non vi è la presenza di spinte laterali; viceversa per ammassi rocciosi di scarsa qualità si consiglia l'utilizzo di sostegni rovesci per contrastare la presenza di spinte laterali.

La galleria in esame è una struttura senza arco rovescio, pertanto è stato adottato lo schema statico illustrato in Figura 5-15, ovvero con solo carico verticale:

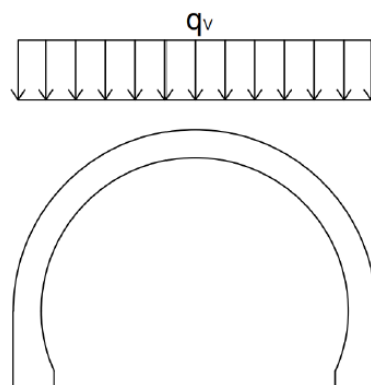


Figura 5-15: Schema statico per struttura senza arco rovescio.

### 5.5.1.2. Metodo delle Tensioni Ammissibili per calcestruzzo non armato

L'Approccio Storico Equiprestazionale prevede la valutazione del carico limite con riferimento alla normativa vigente all'epoca di progettazione dell'opera: nel caso in esame, le verifiche strutturali furono eseguite secondo il metodo delle Tensioni Ammissibili (di seguito TA), essendo l'opera risalente tra la fine degli anni '50 e l'inizio degli anni '60 dello scorso secolo.

Il metodo TA e il metodo degli Stati Limite hanno le stesse ipotesi per l'analisi della sezione, tuttavia mentre il secondo si basa su criteri semi-probabilistici, il primo è un procedimento di calcolo convenzionale, con valutazione deterministica delle grandezze, nell'ipotesi di comportamento elastico dei materiali (si trascura quindi il ramo plastico del legame costitutivo). La verifica di una sezione in calcestruzzo non armato consiste nel confrontare il livello tensionale massimo raggiunto nel calcestruzzo con la tensione ammissibile indicata da normativa [30] e risulta soddisfatta se:

$$\sigma_{c,max} < \sigma_{c,amm} \quad (5.4)$$

Nel caso di sezione rettangolare con asse neutro intersecante la sezione (eccentricità  $> h/6$ ), il calcestruzzo deve equilibrare la forza  $N$  attraverso l'area reagente a compressione e risulta:

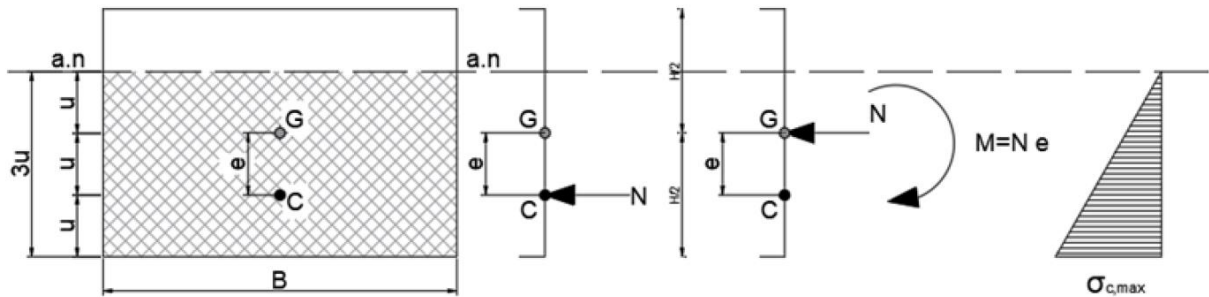


Figura 5-16: Sezione rettangolare parzializzata.

$$e = \frac{M}{N}; \quad u = \frac{h}{2} - e \quad (5.5)$$

$$N = \sigma_{c,max} \cdot \frac{3u}{2} \cdot b \quad \text{da cui:} \quad \sigma_{c,max} = \frac{2N}{3u \cdot b} \quad (5.6)$$

Pertanto il carico ASE ( $q_{ASE}$ ), assunto come caratteristico, è il carico associato alla tensione  $\sigma_{c,max}$  tale per cui:

$$FS = \frac{\sigma_{c,max}}{\sigma_{c,amm}} = 1 \quad (5.7)$$

ovvero il carico per cui si raggiunge rottura.

### 5.5.1.3. Calcolo del carico caratteristico

Operativamente, tramite il modello agli elementi finiti, è stato applicato sulla struttura un carico “base” di progetto verticale uniformemente distribuito, definito tramite la Formula (5.3), al fine di ottenere le tensioni circonferenziali e le sollecitazioni agenti nelle sezioni critiche indicate in Figura 5-17.

$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25.50
$D_{eq}$ [m]	11.88
$\alpha$ [-]	1.0
$q_{base}$ [kPa]	302.94

Tabella 5-16: Definizione del carico base.

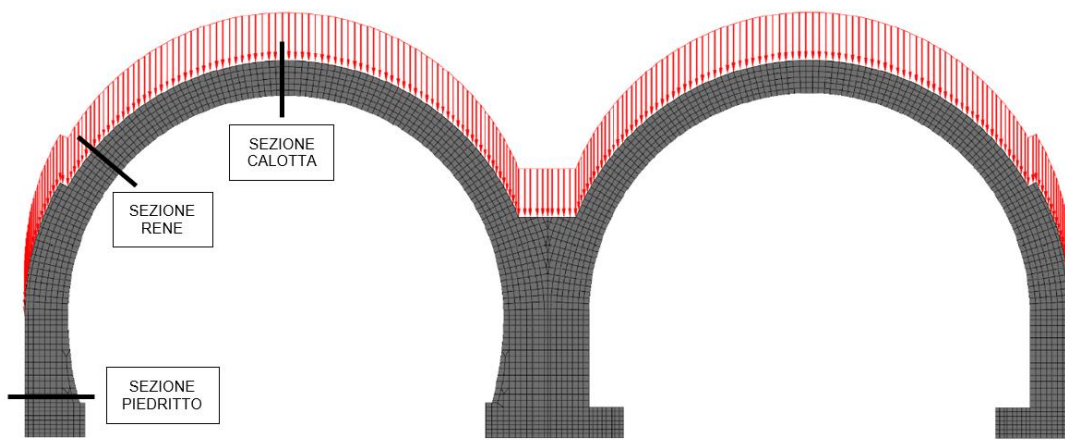


Figura 5-17: Carico verticale uniformemente distribuito.

Successivamente, noti N e M, per ogni sezione si è cercato iterativamente il carico tale per cui fosse soddisfatta la (5.7) ovvero: assegnato un carico esplorativo  $q$ , è stato calcolato il fattore  $\alpha$  ad esso associato (tramite l'inversa della (5.3), con gli altri parametri invariati) e noti i relativi N e M è stato possibile ricavare la tensione massima  $\sigma_{c,max}$  definita nella (5.6). Il carico esplorativo è stato poi aumentato fino ad ottenere un fattore di sicurezza FS = 1.

La tensione ammissibile è stata assunta pari a:  $\sigma_{c,amm} = 5$  MPa ai sensi di quanto indicato nella normativa di riferimento [30], per un calcestruzzo avente una resistenza a compressione cubica compresa tra 160 kg/cm<sup>2</sup> e 225 kg/cm<sup>2</sup> (valori dedotti dalle prove eseguite in situ).

**Il carico di sicurezza nella sollecitazione di flessione e di flessione e pressione deve assumersi come segue:**

Conglomerato	$\sigma_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{r,28}$ minimo (kg/cm <sup>2</sup> )
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland) .....	40	120
Conglomerato di cemento normale ad alta resistenza ed alluminoso...	50	160

Quando sia eseguita la determinazione preventiva della resistenza cu-

Figura 5-18: Tensioni ammissibili secondo il R.D.L. 16 novembre 1939 n. 2229.

Si riportano come esempio i passaggi svolti per la sezione in calotta.

SEZIONE	q [kPa]	$\alpha$ [-]	b [mm]	h [mm]	N [kN]	M [kNm]	e<h/6	e [mm]	u [mm]	3u [mm]	$\sigma_{c,max}$ [MPa]	$\sigma_{c,max}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	$\sigma_{c,amm}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]	FS [-]
Calotta	100	0.33	1000	800	350.56	95.21	no	271.6	128.4	385.2	1.8	18.56	50	2.69
	150	0.50	1000	800	525.84	142.82	no	271.6	128.4	385.2	2.7	27.84	50	1.80
	200	0.66	1000	800	701.12	190.42	no	271.6	128.4	385.2	3.6	37.12	50	1.35
	250	0.83	1000	800	876.4	238.03	no	271.6	128.4	385.2	4.6	46.40	50	1.08
	300	0.99	1000	800	1051.68	285.63	no	271.6	128.4	385.2	5.5	55.68	50	0.90

Tabella 5-17: Iterazione per la sezione in calotta.

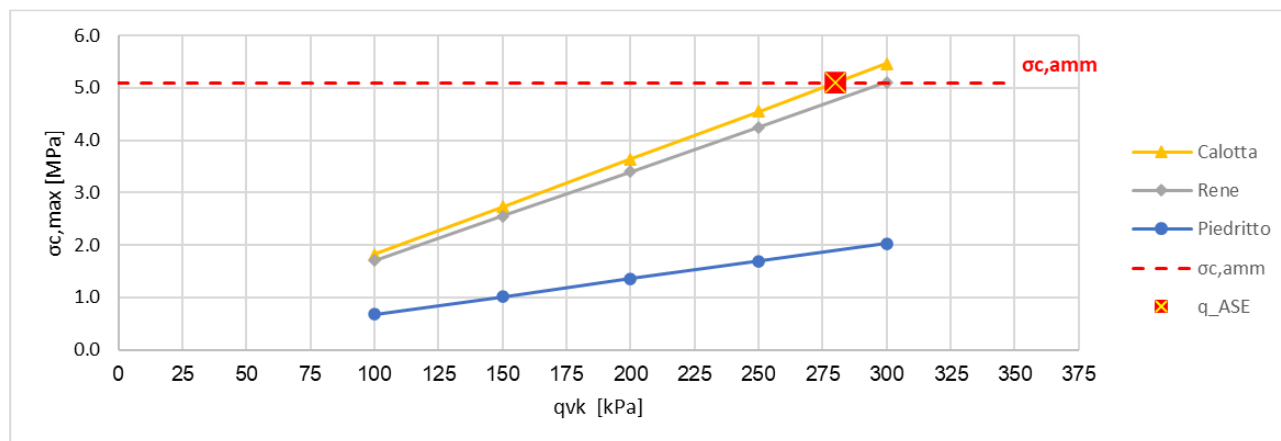


Figura 5-19: Andamento del carico agente e della tensione circonferenziale.

$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25.50
$D_{eq}$ [m]	11.88
$\alpha$ [-]	0.92
$q_{ASE}$ [kPa]	280.00

Tabella 5-18: Definizione del carico di progetto.

La rottura si raggiunge in calotta per un carico  $q_{ASE}$ , assunto come caratteristico, pari a 280 kPa.

### 5.5.2. Azione sismica

La definizione dell'azione sismica di progetto è stata condotta con riferimento alle NTC18 [18], considerando una vita nominale di 50 anni.

La risposta di una galleria ad una eccitazione sismica è un problema complesso, quasi totalmente privo di norme e prescrizioni sia a livello nazionale che internazionale.

L'effetto di confinamento garantito dal terreno differenzia profondamente le opere fuori terra da quelle sotterranee [31], la cui risposta sismica è governata non dalle proprie caratteristiche inerziali, ma dal suolo circostante: il progetto sismico si basa dunque sul campo di deformazioni indotte dal terreno, a sua volta soggetto ad incrementi di sforzo causati dal sisma.

Nel caso in esame è stato utilizzato un metodo pseudo-statico per la stima degli incrementi delle sollecitazioni nelle due condizioni al contorno a seconda se l'interfaccia terreno-struttura consente:

- Completo scorrimento;
- Scorrimento impedito.

Tale metodo è definito sulla base di diverse ipotesi semplificative:

- Sebbene le onde sismiche producano una deformazione del rivestimento sia in direzione trasversale che longitudinale, le due risposte sono state considerate disaccoppiate.
- Ai fini ingegneristici, è stata analizzata solo la deformazione nella direzione trasversale, essendo quest'ultima più critica in termini di incremento di sollecitazioni. La risposta trasversale si manifesta come un'ovalizzazione della sezione per effetto delle deformazioni di taglio del terreno e dei conseguenti momenti flettenti.

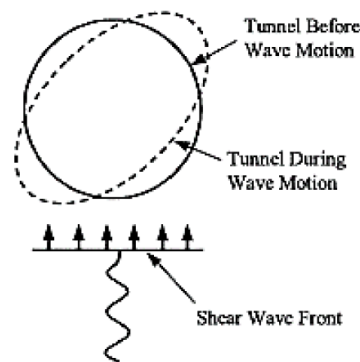


Figura 5-20 [32]: Ovalizzazione della sezione trasversale.

- L'ammasso roccioso è stato considerato come un mezzo elastico omogeneo e isotropo, indefinitamente esteso, privo di peso e soggetto a deformazione piana.
- L'effetto dell'azione sismica è stato simulato considerando la risposta di una sezione trasversale soggetta ad un campo di deformazione uniforme di taglio puro applicato in condizioni pseudo-statiche.

A tal fine, è stato imposto al mezzo uno spostamento a farfalla che inducesse distorsioni e quindi che generasse uno stato tensionale di taglio puro, ottenendo l'ovalizzazione della galleria.

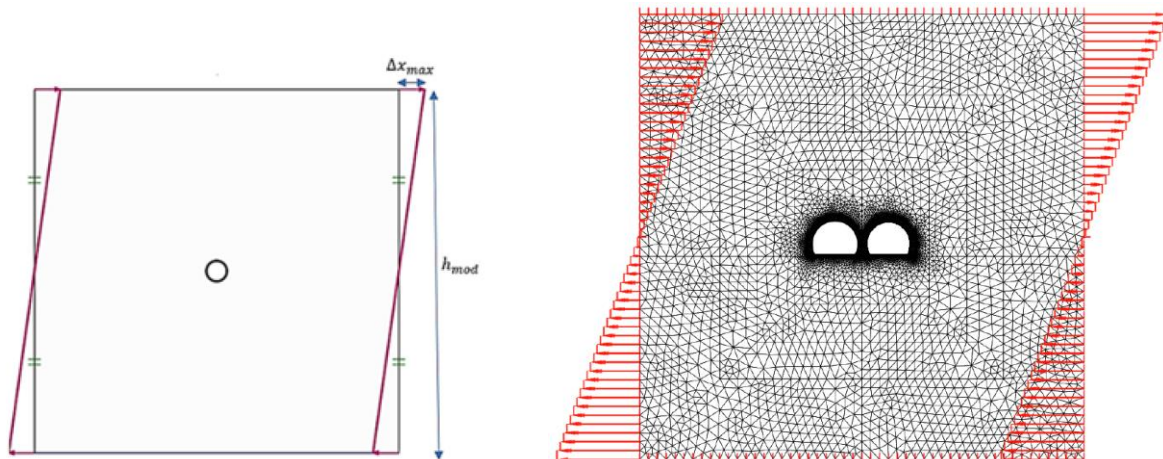


Figura 5-21: Modello numerico pseudo-statico.

In condizioni di campo libero (ovvero trascurando la presenza della struttura), lo spostamento massimo da imporre al modello  $\Delta x_{max}$  è definito dalla formulazione proposta da Hashash (2001) [33]:

$$\Delta x_{max} = \gamma_{max} \cdot \left( \frac{h_{mod}}{2} \right) \quad (5.8)$$

Dove:

- $h_{mod} = 100$  m : altezza del modello numerico;
- $\gamma_{max}$  : deformazione massima dovuta al sisma.

La stima di questo valore è stata ottenuta utilizzando un modello analitico per la valutazione di deformazioni causate da un'onda armonica che investe il terreno (elastico, omogeneo e isotropo) con un prefissato angolo di incidenza e in condizioni di campo libero.

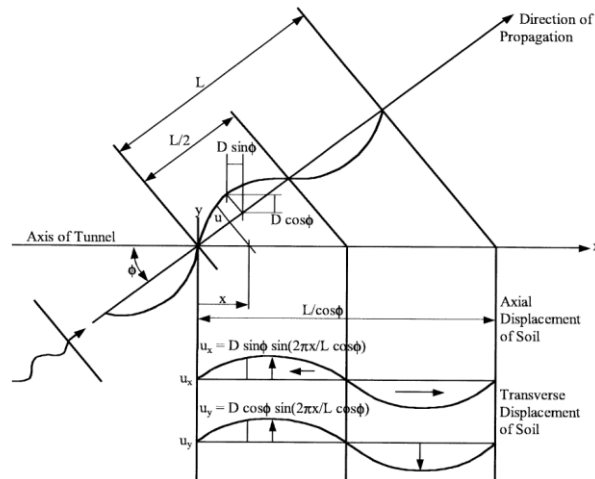


Figura 5-22 [33]: Modello analitico per la valutazione delle deformazioni nel mezzo.

A mezzo di questa teoria è possibile valutare le deformazioni assiali, tangenziali e la curvatura dovuta alle onde di compressione, di taglio e di Rayleigh indotte nel terreno.

Wave type	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature
P-wave	$\epsilon_l = \frac{V_p}{C_p} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_p}{C_p} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_p}{C_p} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_p}{C_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_p}{C_p}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_p}{C_p}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_p}{2C_p}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho_{max}} = 0.385 \frac{a_p}{C_p^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
S-wave	$\epsilon_l = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_s}{C_s} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_s}{2C_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_s}{2C_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_s}{C_s}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_s}{C_s^2}$ for $\phi = 0^\circ$
Rayleigh wave Compressional component	$\epsilon_l = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2C_R}$ for $\phi = 45^\circ$	$K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
Shear component		$\epsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RS}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$

Tabella 5-19 [34]: Deformazioni del mezzo indotte da un'onda sismica.



Nel caso in esame è stata considerata la deformazione massima ( $\Phi = 0^\circ$ ) indotta dalle onde di taglio (onde S):

$$\gamma_{\max} = \frac{PGV}{V_s} \quad (5.9)$$

Dove:

- $V_s$  : velocità di propagazione delle onde di taglio S;
- $PGV$  (*Peak Ground Velocity*): velocità massima del terreno definita in riferimento alle NTC18 come:

$$PGV = 0.16 \cdot a_g \cdot S_S \cdot S_T \cdot T_C \quad (5.10)$$

- $S_S$  : fattore di amplificazione stratigrafica (Tab. 3.2.IV [18]);
- $S_T$  : fattore di amplificazione topografica (Tab. 3.2.V [18]);
- $T_C$  : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro (§3.2.3.2.1 [18]);
- $a_g$  : accelerazione massima su sito di riferimento rigido (§3.2.3.2.1 [18]);
- $a_{\max}$  : accelerazione massima attesa in superficie (§7.11.3.2. [18]):

$$a_{\max} = S_S \cdot a_g \quad (5.11)$$

$a_{z,\max}$  : accelerazione massima alla profondità della galleria:

$$a_{z,\max} = c \cdot a_{\max} \quad (5.12)$$

$c$  : coefficiente riduttivo dell'accelerazione con la profondità della galleria.

Tunnel depth (m)	Ratio of ground motion at tunnel depth to motion at ground surface
≤ 6	1.0
6–15	0.9
15–30	0.8
> 30	0.7

Tabella 5-20 [33]: Coefficiente correttivo  $c$ .

Nella seguente tabella sono riportati i parametri utilizzati per la valutazione della massima deformazione di taglio e di conseguenza dello spostamento massimo applicato al modello.

$a_g$ [g]	0,1891	PGD [mm]	56,52
CATEGORIA SUOLO	B	PGV [m/s]	0,154
$C_c$ [-]	1,390	E [MPa]	2500
$S_s$ [-]	1,2	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	25,5
$S_T$ [-]	1	$\rho$ [kg/m <sup>3</sup> ]	2599
$T_c$ [sec]	0,43	$\nu$ [-]	0,3
$T_B$ [sec]	0,14	G [MPa]	962
$T_D$ [sec]	2,36	$V_s$ [m/s]	1000
$a_{g,MAX}$ [g]	0,227	$\gamma_{MAX}$ [-]	1,54E-04
$c$ [-]	1	$h_{Tunnel}$ [m]	11,88
$a_{z,MAX}$ [g]	0,227	$\Delta x$ [mm]	1,82
$d$ [km]	0-10	$h_{modello}/2$ [m]	50
Magnitudo	5,00	$\Delta x$ [mm]	7,68

Tabella 5-21 : Valutazione della massima deformazione a taglio.

### 5.5.3. Combinazioni di carico

Le combinazioni di carico prese in considerazione sono le seguenti:

- Stato Limite di Esercizio (SLE);
- Stato Limite Ultimo in condizioni statiche (SLU);
- Stato Limite Salvaguardia della vita (SLV+);
  - condizione di completo scorrimento (Full slip);
  - condizione di scorrimento impedito (No slip);
- Stato Limite Salvaguardia della vita (SLV-);
  - condizione di completo scorrimento (Full slip);
  - condizione di scorrimento impedito (No slip).

Inoltre, sono state considerate due condizioni di carico:

- (1) carico applicato al rivestimento esistente;
- (2) carico applicato sul TRS.

COMBINAZIONI DI CARICO	Peso Proprio G1	q ASE Cond 1	q ASE Cond 2	Eqk (+) Full Slip	Eqk (-) Full Slip	Eqk (+) NoSlip	Eqk (-) No Slip
S.L.E. 1	1,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S.L.E. 2	1,00	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S.L.U. 1	1,30	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
S.L.U. 2	1,30	0,00	1,30	0,00	0,00	0,00	0,00
S.L.V. (+) Full Slip*	1,00	0,00	(1,00 - 0,00)	1,00	0,00	0,00	0,00
S.L.V. (-) Full Slip*	1,00	0,00	(1,00 - 0,00)	0,00	1,00	0,00	0,00
S.L.V. (+) No Slip*	1,00	0,00	(1,00 - 0,00)	0,00	0,00	1,00	0,00
S.L.V. (-) No Slip*	1,00	0,00	(1,00 - 0,00)	0,00	0,00	0,00	1,00

\* Condizione di carico 2 - Carico applicato solo su T-SID

Tabella 5-22 : Combinazioni di carico e relativi coefficienti moltiplicativi.

Tale combinazione dei carichi è stata adottata sia per la condizione a breve termine che per la condizione a lungo termine.

## 5.6. Criteri di verifica

### 5.6.1. Verifica degli elementi in calcestruzzo armato

La base del guscio di rinnovo è stata progettata in calcestruzzo armato, prevedendo le seguenti armature:

Armature Base TRS	
Armatura principale simmetrica base TRS	$\phi$ 24/200
Armatura trasversale	$\phi$ 12/200/200

Tabella 5-23 :Armature previste per il TRS.

Per la verifica degli elementi in calcestruzzo armato si fa riferimento alle NTC18 [18]. Si riportano sinteticamente gli aspetti fondamentali legati alla verifica di elementi in calcestruzzo armato.

Le ipotesi di calcolo su cui si basa la trattazione sono le seguenti:

- conservazione delle sezioni piane, considerando calcestruzzo compresso e acciaio teso;
- perfetta aderenza fra calcestruzzo compresso e acciaio compresso;
- calcestruzzo non reagente a trazione.

Inoltre, si fa riferimento ai seguenti legami costitutivi per il calcestruzzo e per l'acciaio. Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, definiti in base alla resistenza di progetto  $f_{cd}$  e alla deformazione ultima di progetto  $\epsilon_{cu}$ . In Figura 5-23 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo: (a) parabola-rettangolo; (b) triangolo-rettangolo; (c) rettangolo (*stress block*).

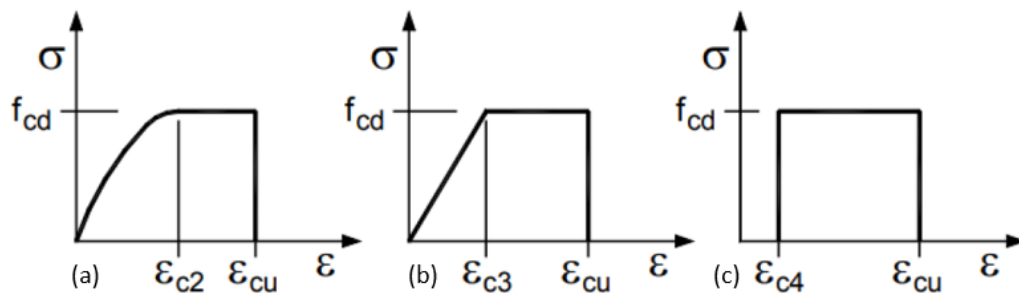


Figura 5-23: Modelli tensione-deformazione per il calcestruzzo.

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di progetto della deformazione uniforme ultima  $\epsilon_{ud}$ , al valore di progetto della tensione di snervamento  $f_{yd}$  ed al rapporto di sovra-resistenza  $k$ . In Figura 5-24 sono rappresentati i modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

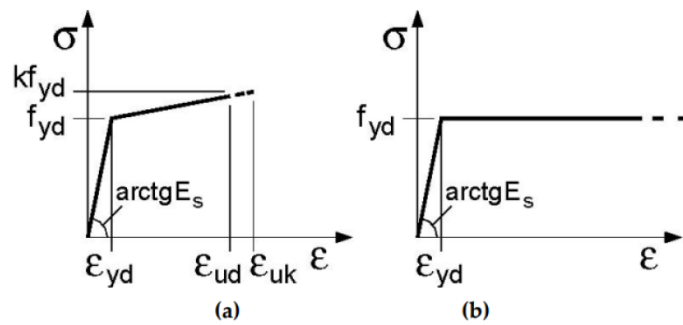


Figura 5-24: Modelli tensione-deformazione per l'acciaio.

Per quanto riguarda il calcestruzzo, nell'ipotesi che la crisi della sezione avvenga comunque con il calcestruzzo schiacciato, il legame costitutivo risulta completamente sviluppato; pertanto, si può rigorosamente fare riferimento a uno stress block valutato con un rettangolo equivalente di altezza  $y$ . Per quanto riguarda l'acciaio, si fa riferimento al diagramma elastico-perfettamente plastico.

Le NTC 2018 prevedono che la verifica degli elementi in calcestruzzo armato venga effettuata nelle condizioni di stato limite ultimo (S.L.U.) e stato limite di esercizio (S.L.E.). Le verifiche allo stato limite ultimo prese in considerazione sono la verifica a pressoflessione e la verifica a taglio; per quanto riguarda la verifica allo stato limite di esercizio si tiene in considerazione la verifica della limitazione delle tensioni e la verifica di apertura delle fessure.

#### 5.6.1.1. Stato Limite Ultimo

##### Pressoflessione retta

Nel caso di pressoflessione retta la sollecitazione è individuata da due parametri ( $N_{Sd}$ ,  $M_{Sd}$ ) e, al fine della verifica della sezione, è necessario controllare che essa non induca il raggiungimento dello stato limite ultimo. Dal momento che esistono infinite coppie di valori ( $N$ ,  $M$ ) che corrispondono a condizioni di stato limite della sezione (condizioni di rottura), è possibile individuare nel piano  $N$ ,  $M$  una regione, denominata dominio di rottura (Figura 5-25), la cui frontiera è costituita dai punti per cui si raggiunge la rottura e al cui interno corrispondono i valori di sollecitazione sopportati dalla sezione. I punti esterni a tale regione rappresentano le sollecitazioni ( $N_{Sd}$ ,  $M_{Sd}$ ) che non possono essere equilibrate dalle tensioni interne alla sezione.

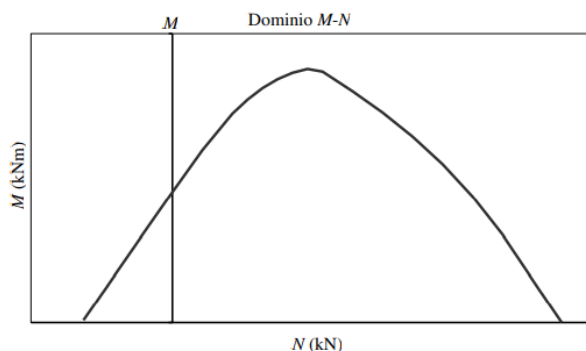


Figura 5-25: Dominio di rottura.

La determinazione del dominio di rottura porta alla risoluzione della problematica connessa alla verifica della sezione per ogni possibile singola coppia sollecitante ( $N_{Sd}$ ,  $M_{Sd}$ ); la verifica può essere, difatti, effettuata graficamente controllando che i punti rappresentativi delle possibili sollecitazioni risultino interni al dominio di rottura.

### Taglio

La verifica di resistenza a taglio (SLU) si pone con  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ , dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Nel caso di verifica a taglio si possono distinguere due casi:

- Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

Nel caso di elementi senza armature resistenti a taglio di può valutare la resistenza a taglio  $V_{Rd}$  a mezzo della seguente relazione:

$$V_{Rd} = \max \left\{ \left[ 0.18 \cdot \frac{k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d ; \left( v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right) b_w \cdot d \right\} \quad (5.13a)$$

Dove:

- $v_{\min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (5.13b)$

- $k = 1 + \left( \frac{200}{d} \right)^{1/2} \leq 2 \quad (5.13c)$

- $\rho_1 = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot d}$  : rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa;

- $\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$  : tensione media di compressione della sezione;

- $d$  : altezza utile della sezione;

- $b_w$  : larghezza minima della sezione.

- Elementi con armature a taglio

Nel caso di elementi con armature resistenti a taglio, la resistenza di progetto a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2.5 ; \quad 21.8^\circ \leq \theta \leq 45^\circ \quad (5.14)$$

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a “taglio trazione” si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha \quad (5.15)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a “taglio compressione” si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_w \cdot \nu \cdot f_{yd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)} \quad (5.16)$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd})$$

Per quanto riguarda in particolare le verifiche a taglio per elementi armati a taglio, si è fatto riferimento al metodo del traliccio ad inclinazione variabile, in accordo a quanto prescritto nelle NTC18, considerando ai fini delle verifiche, un angolo  $\theta$  di inclinazione delle bielle compresse del traliccio resistente tale da rispettare la condizione (5.14).

Si possono fare le seguenti osservazioni:

- $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$  : è possibile valutare il taglio resistente  $V_{Rd}$ .
- $\cot \theta < 1$  : la crisi è da attribuirsi alle bielle compresse e il taglio resistente  $V_{Rd} = V_{Rcd}$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle bielle di calcestruzzo, valutabile per una  $\cot \theta = 1$ .
- $\cot \theta > 2.5$  : la crisi è da attribuirsi all'armatura trasversale e il taglio resistente  $V_{Rd} = V_{Rsd}$  coincide con il massimo taglio sopportato dalle armature trasversali per una  $\cot \theta = 2.5$ .

Al fine di massimizzare le armature trasversali, le verifiche a taglio vengono effettuate considerando come valore di inclinazione delle bielle compresse  $\theta = 45^\circ$  ( $\cot \theta = 2.5$ ).

### 5.6.1.2. Stato Limite di Esercizio

#### Limitazione delle tensioni

Facendo riferimento al capitolo §4.1.2.2.5.1 delle NTC2018 [18], si considerano i seguenti limiti di tensione:

- $\sigma_{c,max} < 0.45 f_{ck}$  (5.17a) tensione nel calcestruzzo (condizione quasi permanente);
- $\sigma_{c,max} < 0.60 f_{ck}$  (5.17b) tensione nel calcestruzzo (condizione caratteristica);
- $\sigma_{s,max} < 0.80 f_{yk}$  (5.17c) tensione nell'acciaio di armatura.

### Ampiezza della fessura

Per quanto riguarda la massima apertura delle fessure si fa riferimento alla Tabella 4.1.IV [18] secondo cui:

$$w_k < 0.20 \text{ mm} \quad (5.18)$$

Dove:

- $w_k = 1.7 s_{rm} \varepsilon_{sm}$  : ampiezza di calcolo delle fessure;
- $s_{rm}$  : distanza media finale tra le fessure;
- $\varepsilon_{sm}$  : deformazione media che tiene conto degli effetti di ritiro, *tension stiffening* ecc. nella combinazione di carico considerata.

### **5.6.2. Verifica del cordolo di fondazione e degli inghisaggi**

Per il cordolo di fondazione e gli inghisaggi sono state previste le seguenti armature:

<b>Armature per il cordolo e per gli inghisaggi</b>	
Armatura principale	4+4 $\phi$ 20
Armatura trasversale	4 $\phi$ 12/200
Inghisaggi	2 $\phi$ 24/200

Tabella 5-23: Armature da utilizzare per il cordolo e per gli inghisaggi.

#### *5.6.2.1. Verifica del cordolo di fondazione*

Il cordolo di fondazione presenta un comportamento assimilabile ad una trave su suolo elastico soggetta a carichi distribuiti. Di conseguenza le sollecitazioni di momento flettente e sforzo di taglio risultano essere nulli. Alla luce di queste considerazioni l'armatura longitudinale e trasversale della trave vengono dimensionate in funzione delle indicazioni riguardanti le armature minime previste dalla normativa di riferimento.

#### *5.6.2.2. Verifica degli inghisaggi*

Nota l'andamento dello stato tensionale agente in corrispondenza dell'interfaccia cordolo-rivestimento esistente è possibile dimensionare le armature degli inghisaggi. La verifica è condotta in termini tensionali applicando il criterio di resistenza di Von Mises (Criterio della massima energia di distorsione).

$$f_{yd} \geq \sqrt{\sigma_s^2 + 3 \cdot \tau_s^2} \quad (5.19)$$

### 5.6.3. Verifica degli elementi in calcestruzzo fibrorinforzato

Per la verifica degli elementi in FRC si faccia riferimento a quanto riportato in §4.1.3-5.

Nel caso in esame, tuttavia, è doveroso fare una precisazione: per la costruzione dei domini di resistenza è stato ipotizzato un comportamento degradante fittizio del calcestruzzo FRC HCA1, assumendo:

$$f_{R3k} / f_{R1k} = 0.9 \quad (5.20)$$

sebbene il calcestruzzo fibrorinforzato in questione abbia un comportamento incrudente (come evidenziato in §5.3.4.1).

Il rapporto così definito consente comunque di soddisfare i requisiti minimi per i rivestimenti di galleria in assenza di armatura ordinaria, ovvero classe non inferiore a 4c, poiché:

- $f_{R1k}$  è invariato (= 8.81), di conseguenza anche la resistenza nominale (= 8.0);
- per  $f_{R3k} / f_{R1k} = 0.9$  risulta:

$$a \text{ per } 0.5 \leq f_{R3k} / f_{R1k} < 0.7$$

$$b \text{ per } 0.7 \leq f_{R3k} / f_{R1k} < 0.9$$

$$c \text{ per } 0.9 \leq f_{R3k} / f_{R1k} < 1.1$$

$$d \text{ per } 1.1 \leq f_{R3k} / f_{R1k} < 1.3$$

$$e \text{ per } 1.3 \leq f_{R3k} / f_{R1k}$$

Il vantaggio di questa assunzione è legato principalmente alle semplificazioni che è stato possibile adottare per gli SLE, in quanto per FRC così definiti la verifica in esercizio delle trazioni in fase fessurata non è necessaria se l'elemento è verificato agli SLU (§4.1.5.1) e la verifica a fessurazione è possibile solo negli elementi con comportamento incrudente a flessione (§4.1.5.2).

Alla luce di queste considerazioni, sono stati calcolati i parametri di progetto del FRC HCA1 come segue, scalando  $f_{R3k}$  in funzione della condizione (5.20).

$f_{R1,k}$ [MPa]	8.81	$0.9 \cdot f_{R1k}$	Linear Model	$f_{R3}/f_{R1}$	0.90
$f_{R3,k}$ [MPa]	7.93				
Linear Model					
$f_{Ftk}$ [MPa]	3.56		$f_{Ftd} = f_{Ftk,ef} / \gamma_{cf}$		
$f_{Ftuk}$ [MPa]	2.23		$f_{Ftud} = f_{Ftuk,ef} / \gamma_{cf}$		
			$f_{Ftk,ef} = \kappa_0 \kappa_G f_{Ftk}$		
$\epsilon_{fu}$ [-]	0.01		$f_{Ftuk,ef} = \kappa_0 \kappa_G f_{Ftuk}$		
$l_{cs}$ [mm]	300		$f_{Ftk} = 0.53 f_{R1k} - 0.14 f_{R3k}$		
$w_u$ [mm]	2.5		$f_{Ftuk} = f_{Ftk} - \frac{w_u}{CMOD} (f_{Ftk} - 0.57 f_{R3k} + 0.26 f_{R1k})$		
CMOD3 [mm]	2.5				
$k_0$ [-]	0.85				
$\kappa_g$ [-]	1.15				
$\gamma_{cf}$ SLU [-]	1.5				
$\gamma_{cf}$ SLE [-]	1				
<b>HCA1</b>					
$f_{Ftk,ef}$ [MPa]	3.48				
$f_{Ftuk,ef}$ [MPa]	2.18				
SLU					
$f_{Ftd}$ [MPa]	<b>2.32</b>				
$f_{Ftud}$ [MPa]	<b>1.45</b>				

Tabella 5-24: Parametri di progetto del calcestruzzo fibrorinforzato HCA1.



## 5.7. Risultati

Le verifiche condotte sugli elementi, in funzione delle varie combinazioni di carico e nelle due condizioni a breve e lungo termine, hanno portato complessivamente ad esiti positivi, riportati per completezza in Allegato 1.

In particolare, dai risultati ottenuti dalle verifiche sul FRC si possono trarre considerazioni rilevanti, soprattutto in relazione a soluzioni in calcestruzzo armato privo di fibre.

Nel presente paragrafo si confronteranno i domini di resistenza degli elementi in calcestruzzo fibrorinforzato con i domini di resistenza ricavati dalla soluzione precedentemente prevista per il rivestimento di galleria in esame.

Originariamente, infatti, per Ragnaia I canna destra era previsto un intervento di ripristino mediante il getto in opera di un guscio di calcestruzzo privo di fibre opportunamente armato con tralici metallici prefabbricati, caratterizzato dalle medesime proprietà definite in Tabella 5-3 (per il cordolo di fondazione non erano state previste variazioni rispetto a quanto descritto per la soluzione con FRC).

### 5.7.1. Armature

Si richiamano di seguito le armature previste per il TRS nelle due soluzioni.

FRC:

<b>Armature Base TRS</b>	
Armatura principale simmetrica base TRS	$\phi$ 24/200
Armatura trasversale	$\phi$ 12/200/200

Calcestruzzo privo di fibre:

<b>Armature TRS</b>	
Armatura principale simmetrica	$\phi$ 16/200
Armatura principale simmetrica base TRS	$\phi$ 24/200
Armatura secondaria simmetrica	$\phi$ 12/400
Armatura trasversale	$\phi$ 12/200/200

*Tabella 5-25: Armature previste per il TRS nelle due soluzioni.*

## 5.7.2. Condizione a breve termine

### 5.7.2.1. SLU – Pressoflessione retta

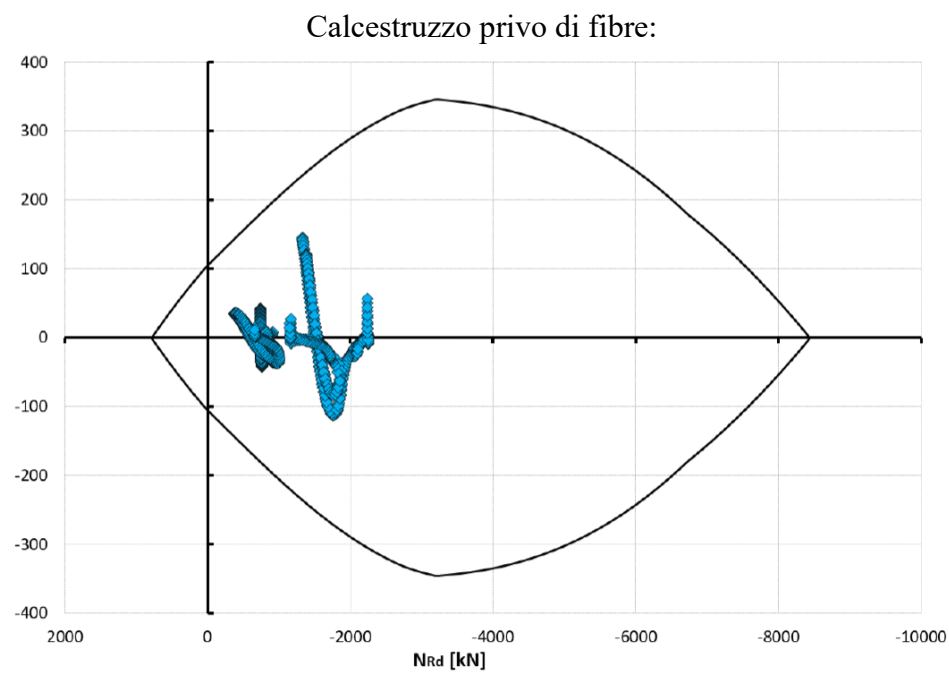
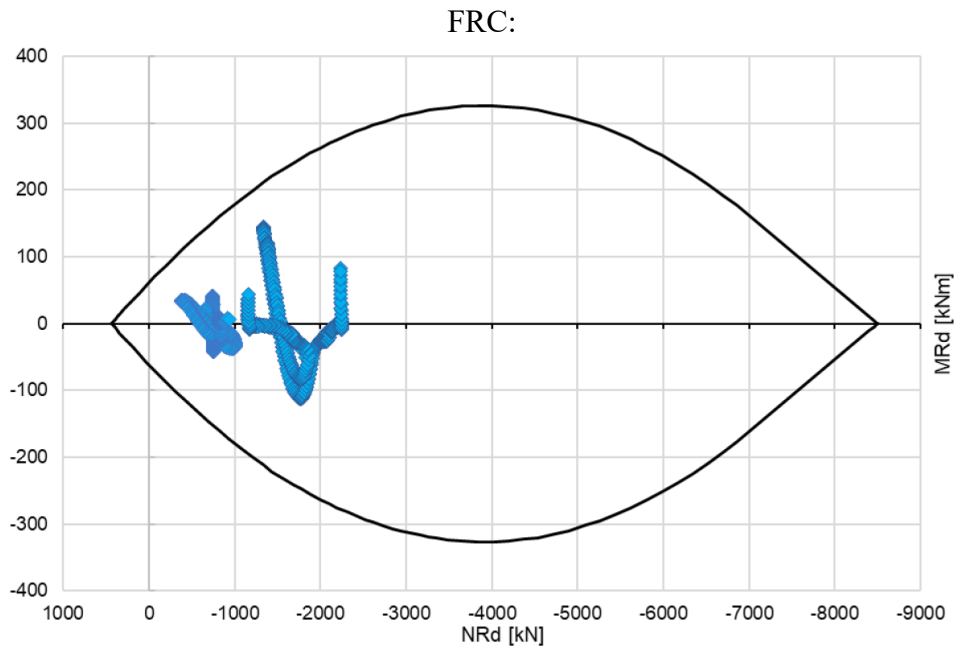


Figura 5-26: Domini di resistenza SLU – condizione a breve termine.

5.7.2.2. SLV – Pressoflessione retta

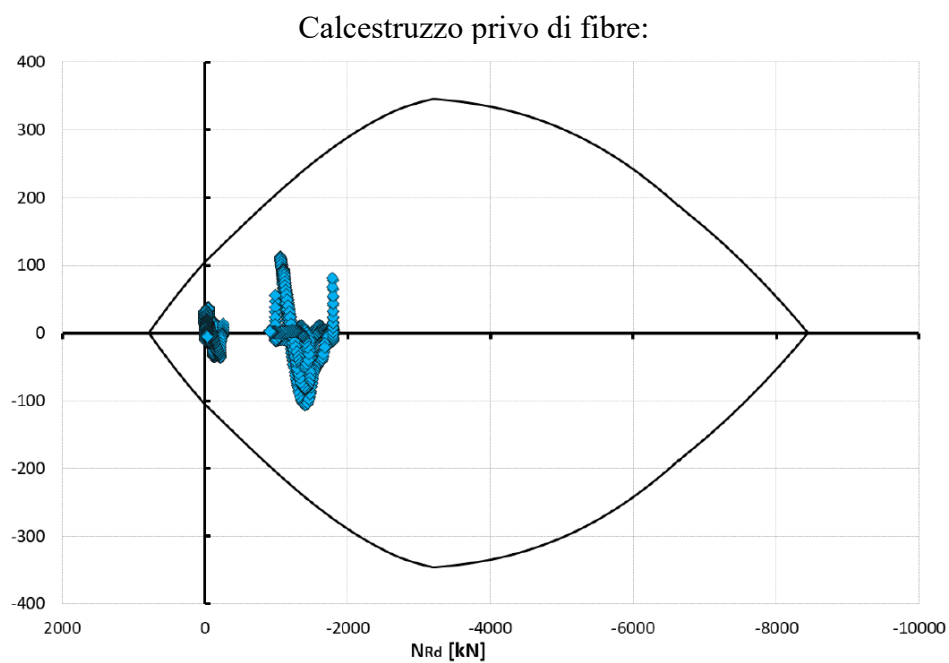
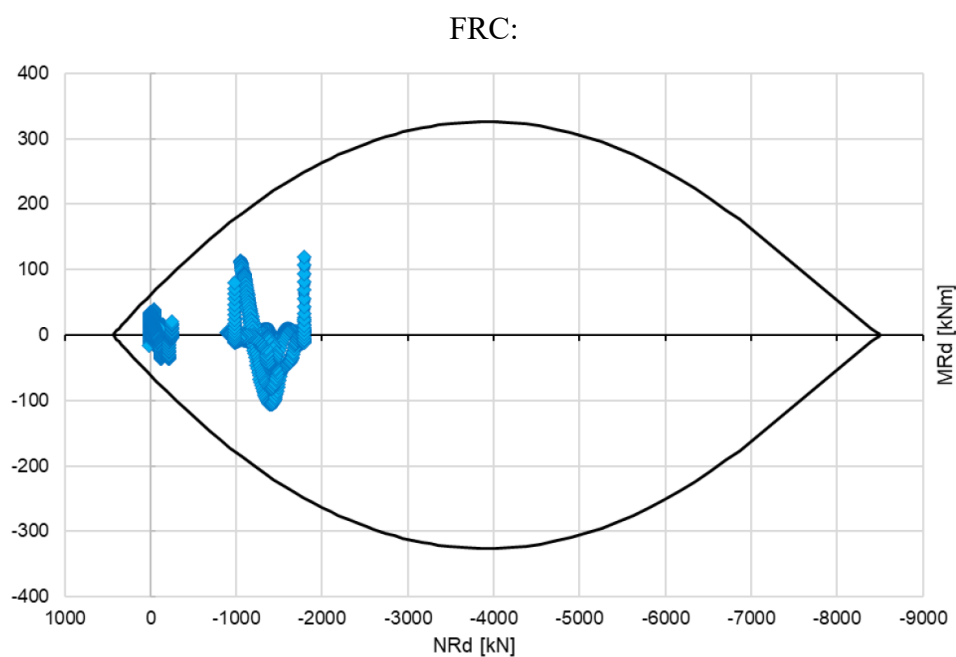


Figura 5-27: Domini di resistenza SLV – condizione a breve termine.

### 5.7.3. Condizione a lungo termine

#### 5.7.3.1. SLU – Pressoflessione retta

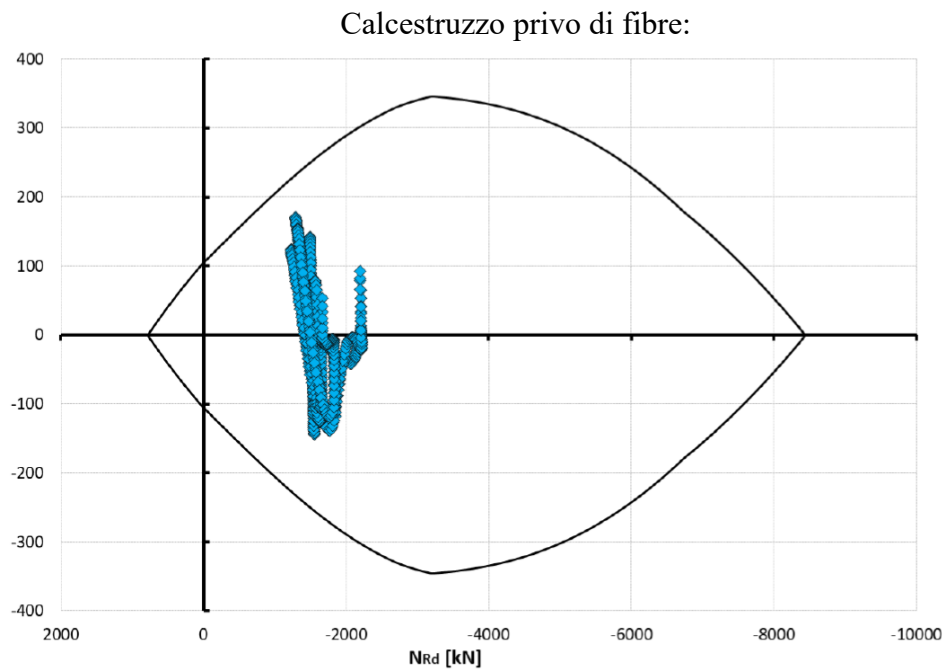
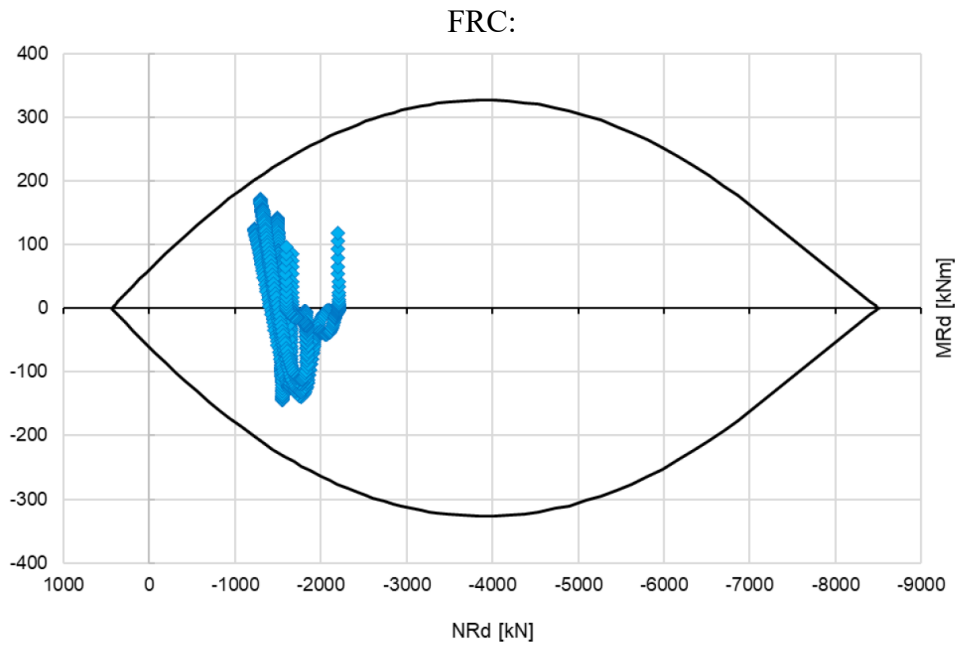


Figura 5-28: Domini di resistenza SLU – condizione a lungo termine.

5.7.3.2. SLV – Pressoflessione retta

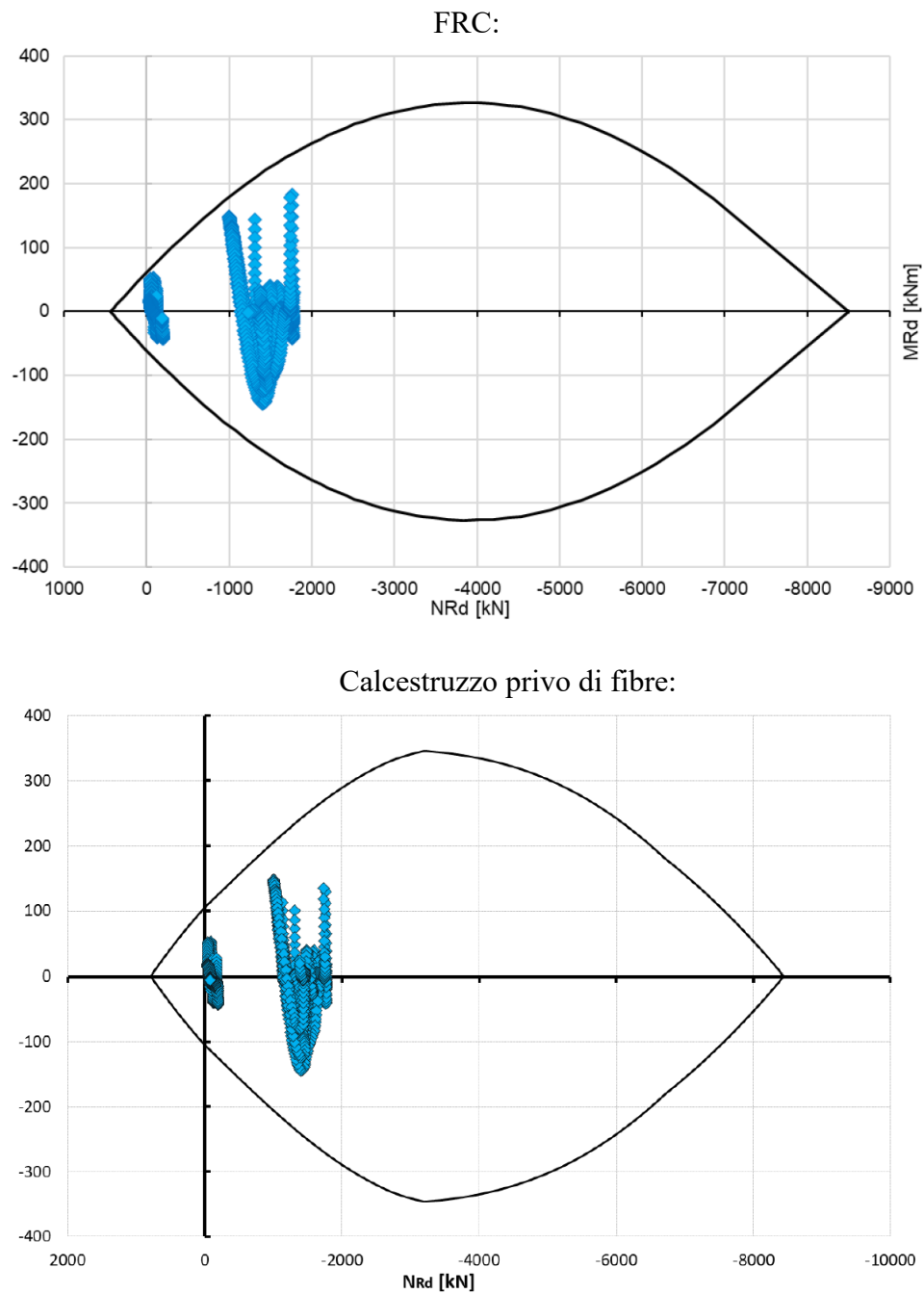


Figura 5-29: Domini di resistenza SLV – condizione a lungo termine.

#### 5.7.4. Considerazioni finali

Il confronto tra i domini di resistenza mostra come le due soluzioni siano quasi del tutto coincidenti, con tuttavia una leggera criticità da parte del calcestruzzo fibrorinforzato in pura flessione, in corrispondenza della quale i valori di resistenza risultano leggermente più bassi e talvolta al limite d'accettabilità.

Tuttavia si ricorda l'assunzione adottata in fase di verifica: utilizzando un materiale degradante fittizio, è stato diminuito il valore caratteristico  $f_{R3k}$  e di conseguenza la resistenza di progetto  $f_{Ftud}$  calcolata (e utilizzata per le verifiche) è quasi dimezzata rispetto quella reale. Infatti:

$$\begin{aligned}f_{Ftud} &= 1.45 \text{ MPa} \\f_{Ftud} \text{ (reale)} &= 2.24 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Quindi, nell'analizzare i domini del FRC è bene considerare questa riserva di resistenza non esplicitata nei diagrammi ma di cui il materiale è dotato nella realtà.

Pertanto la soluzione con calcestruzzo fibrorinforzato non solo presenta vantaggi in termini di resistenza (addirittura superiore rispetto alla soluzione senza fibre), ma anche per quanto riguarda l'impiego di armature: osservando la Tabella 5-25 è evidente il risparmio legato alla quantità di armatura, costi e facilità di costruzione.

## 6. CONCLUSIONI

L'ormai avanzato stato di ammaloramento delle infrastrutture italiane richiede interventi mirati che possano consolidare tempestivamente le opere. In questo ambito, l'utilizzo del calcestruzzo fibrorinforzato rappresenta una soluzione più che vantaggiosa, soprattutto se mirato al ripristino dei rivestimenti di galleria.

Lo scopo del presente elaborato è stato quello di analizzare l'uso strutturale del FRC, studiandone i benefici e le applicazioni in territorio nazionale, al fine di proporre protocollo di calcolo atto alla realizzazione di rivestimenti di galleria.

A sostegno degli aspetti positivi legati all'impiego strutturale di questo materiale, sono state citate diverse opere realizzate in FRC nel corso degli anni, come ad esempio la galleria Craviale [1] o Faver [5], le quali hanno mostrato, rispetto a soluzioni in calcestruzzo privo di fibre, un risparmio in termini di costi e quantità di armatura ordinaria, oltre che una spiccata capacità di controllo delle fessurazioni, decisamente rilevante.

Il calcestruzzo fibrorinforzato accompagnato da tecniche costruttive innovative può rappresentare un grande punto di svolta per la realizzazione di opere civili: questo aspetto è fonte di particolare interesse da parte di HINFRA, azienda che mira all'integrazione multidisciplinare tra robotica, automazione e lo studio di miscele avanzate in campo civile. È stata illustrata la tecnologia ETLR brevettata da HINFRA, basata principalmente sul concetto di estrusione orizzontale e sulle alte prestazioni garantite dal calcestruzzo fibrorinforzato prodotto dall'azienda stessa.

Al fine di poter analizzare il caso reale della galleria Ragnaia I, è stato proposto un metodo di calcolo per calotte di gallerie in calcestruzzo fibrorinforzato sulla base delle normative vigenti italiane [13][15][16][18] e internazionali [14][17]: da questa analisi sono emerse diverse criticità legate alla caratterizzazione del comportamento a trazione del FRC.

La resistenza residua a trazione che il materiale è in grado di sviluppare in fase post-fessurativa, infatti, è tuttora oggetto di continui studi, di conseguenza la definizione dei parametri costitutivi del composito fibroso risulta poco chiara e soggetta a variazioni tra le normative. Questo aspetto rappresenta attualmente lo svantaggio maggiore legato all'utilizzo del calcestruzzo fibrorinforzato, per cui risulta necessario nel futuro definire una precisa legge costitutiva comune alle diverse norme. D'altro canto, invece, le verifiche agli Stati Limite mostrano poche (se non nulle) differenze tra i vari codici considerati.

Il protocollo di calcolo proposto è stato applicato per il progetto di ripristino del rivestimento della galleria Ragnaia I canna destra, per il quale è stato previsto il calcestruzzo fibrorinforzato HCA1 sviluppato da HINFRA: a seguito di specifiche indagini e attente analisi dei carichi, è stato ipotizzato un comportamento fittizio degradante del FRC (in realtà incrudente) grazie al quale è stato possibile adottare delle semplificazioni in fase di verifica.

I risultati hanno mostrato un totale soddisfacimento delle verifiche agli Stati Limite, nonostante fosse stata assunta una resistenza a trazione fittiziamente inferiore e in assenza di armatura ordinaria; confrontando la soluzione con il progetto in calcestruzzo ordinario sono stati confermati i benefici in termini di prestazioni e risparmio di materiale.

## BIBLIOGRAFIA

- [1] Chiaia B, Fantilli AP, Vallini P, Kalamaras G (2005) “Minimum reinforcement in FRC members: the case of tunnel linings”, in: Barla G, Barla M (eds) 11th international conference of IACMAG. Patron Editore, Bologna, pp 395–402;
- [2] Rilem TC 162-TDF (2003) “r-e design method – final recommendation”, *Mater Struct* 36:560–567;
- [3] ENV 1992-1-1 (1992) “Eurocode 2: design of concrete structures—Part 1: general rules and rules for buildings”, European Commission, Brussels;
- [4] Chiaia B, Fantilli AP, Vallini P (2007) “Evaluation of minimum reinforcement ratio in FRC members and application to tunnel linings”, *Mater Struct* 40(6):593–604;
- [5] Chiaia B, Fantilli AP, Vallini P (2007) “Minimum reinforcement and fiber contribution in tunnel linings: the Italian experience”, in: Xie YM and Patnaikuni I (eds) ISEC 4. proceedings of the fourth international structural engineering and construction conference, Melbourne, September 2007, pp 365–370;
- [6] Chiaia B, Fantilli AP, Vallini P “Evaluation of crack width in FRC structures and application to tunnel linings”, *Mater Struct*. 2008 [in press];
- [7] Caratelli A, Meda A, Rinaldi Z, Romualdi P (2011) “Structural behaviour of precast tunnel segments in fibre reinforced concrete”, in: *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 26, pp. 284-291, doi:10.1016/. tust. 2010.10.003;
- [8] ITA Report n°16 “Twenty years of FRC tunnel segments practice: lessons and proposed design principles”, n. ISBN: 978-2-970 1013-5-3, April 2016;
- [9] De la Fuente A, Pujadas P, Blanco A, Aguado A (2012) “Experiences in Barcelona with the use of fibres in segmental linings”, in: *Tunnelling and Underground Space Technology*, 27(1), 60-71;
- [10] Gettu R, Barragan B, Garcia T, Ramos G, Fernandez C, and Oliver R (2004) “Steel fire reinforced concrete for the Barcelona metro line 9 tunnel lining”, *RILEM PRO 39*, Vol. 1, 2004, pp. 141-156;
- [11] Plizzari GA, Cominoli L (2005) “Numerical simulations of SFRC precast tunnel segments”, in: *World Tunnel Congress ITA-AITES 2005*, Istanbul, Turkey, May 7-12, pp. 1105-1111;
- [12] Plizzari G, Tiberti G (2009) “Tunnel linings made by precast concrete segments”, in: *Construction Methodologies and Structural Performance of Tunnel Linings*, Editor: Plizzari G.A., p. 136-161;
- [13] CNR DT 204/2006 (2008) “Istruzioni per la Progettazione, l’Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato”, Consiglio Nazionale delle Ricerche;
- [14] fib Model Code (2010) Comité Euro-International du Beton-Federation International de la Precontrainte, Parigi;
- [15] “Linee Guida per la progettazione, messa in opera, controllo e collaudo di elementi strutturali in calcestruzzo fibrorinforzato con fibre di acciaio e polimeriche” (2022), Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;



- [16] “Linee Guida per l’identificazione, la qualificazione, la certificazione di valutazione tecnica ed il controllo di accettazione dei FRC” (2019), Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- [17] UNI EN 1992-1-1 (2022) “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [18] D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni”, pubblicato sulla G.U. n.8 – Suppl. Ordinario n.42;
- [19] UNI EN 14889-1 (2006) “Fibre per calcestruzzo - Parte 1: Fibre di acciaio - Definizioni, specificazioni e conformità”;
- [20] UNI EN 14651(2005) “Test method for metallic fibre concrete – Measuring the flexural tensile strength (limit of proportionality (LOP), residual)”;
- [21] DBV (2001) Merkblatt Stahlfaserbeton, Deutsche Beton Vereins;
- [22] EHE-08 (2008) “Instrucción del Hormigón Estructural”, Comisión Permanente del Hormigón, Ministerio de Fomento;
- [23] Blanca A, Pujadas P, de la Fuente A, Cavalaro S, Aguado A (2012) “Application of constitutive models in European codes to RC–FRC”, in: Construction and Building Materials 40, 246-259;
- [24] Circolare 21/01/2019 “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme Tecniche per le costruzioni, di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”;
- [25] UNI EN 206 (2016) “Calcestruzzo - Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [26] UNI EN 1992-1-2 (2019) “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-2: Regole generali – Progettazione strutturale contro l’incendio”;
- [27] UNI EN 1990 (2006) “Eurocodice - Criteri generali di progettazione strutturale”;
- [28] “Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera” (2017), Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- [29] Terzaghi, K. (1946) “Rock defects and loads on tunnel supports”;
- [30] R. Decreto-Legge 16 novembre 1939-XVIII, n. 2229 (Suppl. Ord. alla Gazzetta Ufficiale, n. 92 del 18 aprile 1940;
- [31] Corigliano M, Lai C, Barla G, (2009) “Approcci semplificati nella progettazione sismica di gallerie profonde”;
- [32] Hashash (2005) “Ovaling deformation of circular tunnels under seismic loading, an update on seismic design and analysis of underground structures”, Tunneling and underground space technology, n. 20, pp. 435-441;
- [33] Y. M.A.Hashash (2001) “Seismic design and analysis of underground structures”, Tunneling and Underground Space Technology, vol. 16, pp. 247-293;
- [34] St. John, C.M., Zahrah, T.F., (1987) “A seismic design of underground structures. Tunneling Underground Space Technol. 2 (2), 165-197.

## **RINGRAZIAMENTI**

A conclusione di questo elaborato, vorrei esprimere il mio ringraziamento nei confronti di tutte le persone che mi hanno accompagnata durante il mio percorso universitario.

In primo luogo ringrazio il prof. Bernardino Chiaia, relatore della tesi, per la disponibilità e professionalità dimostratami durante la realizzazione del presente elaborato e per avermi fornito la possibilità di svolgere il mio tirocinio curriculare presso HINFRA. Ci tengo a ringraziarlo anche per gli insegnamenti degli scorsi anni, grazie ai quali ho avuto modo di apprezzare particolarmente la scienza delle costruzioni.

Ringrazio il prof. Alessandro Pasquale Fantilli, correlatore di questo elaborato, per l'aiuto e i preziosi suggerimenti fornitomi in tutte le fasi di lavoro di tesi.

Ringrazio HINFRA per avermi permesso di interagire con un processo industriale dalle grandi potenzialità durante il mio periodo di tirocinio che reputo essere stato estremamente formativo e successivamente per aver continuato a fornirmi il supporto necessario per realizzazione di tesi.

Ci tengo particolarmente a ringraziare i miei genitori, per l'infinita fiducia che mi hanno sempre dimostrato e per essermi stati vicini in ogni momento, sia prima che durante la mia vita universitaria. Grazie, non ho parole per esprimere quanto significasse per me il vostro sostegno.

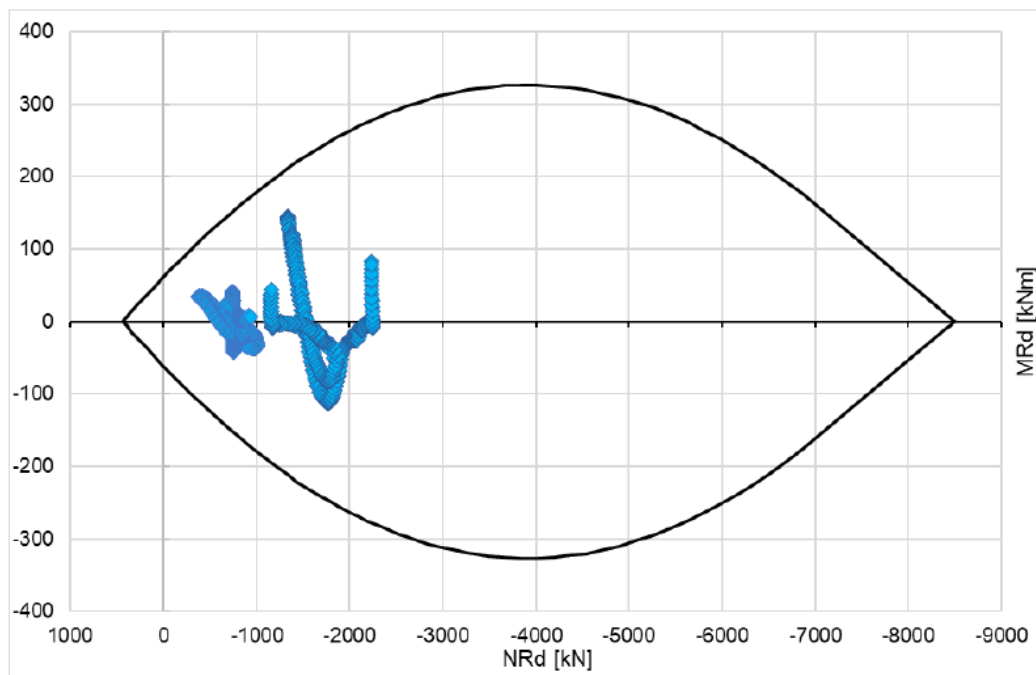
Un ringraziamento speciale va a mio fratello, per me un modello da seguire fin da quando sono piccola: anche se lontani mi hai sempre scaldato con il tuo affetto e con la tua costanza mi hai insegnato l'importanza della tenacia.

Infine, grazie a tutti i miei amici, sia di Latina che di Torino, per avermi regalato momenti di spensieratezza, conserverò con cura le risate e i bei ricordi condivisi.

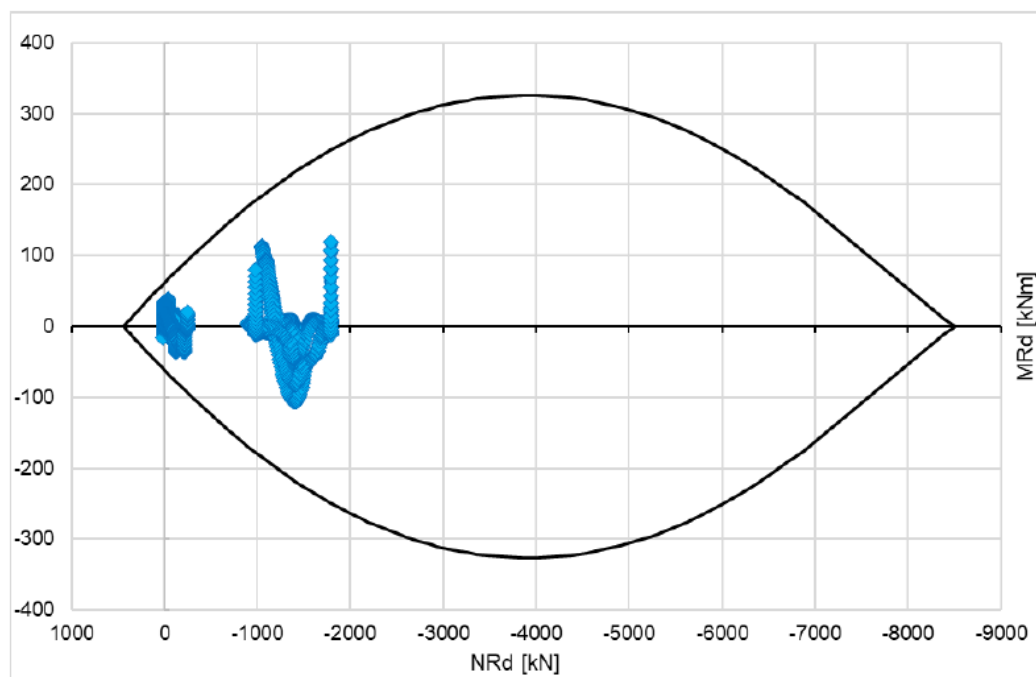
# ALLEGATO 1: VERIFICHE STRUTTURALI RAGNAIA I

## Verifica TRS – condizione a breve termine

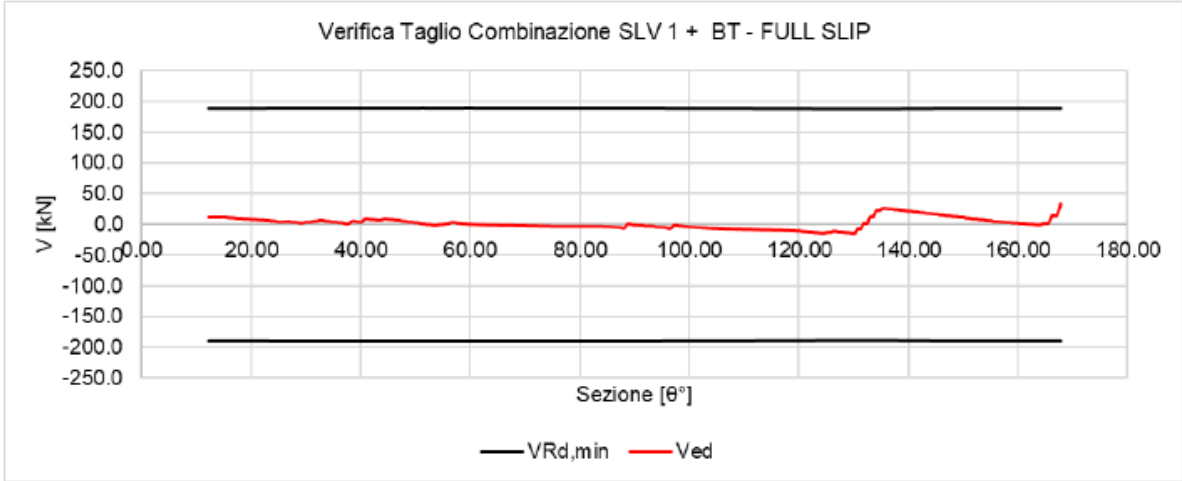
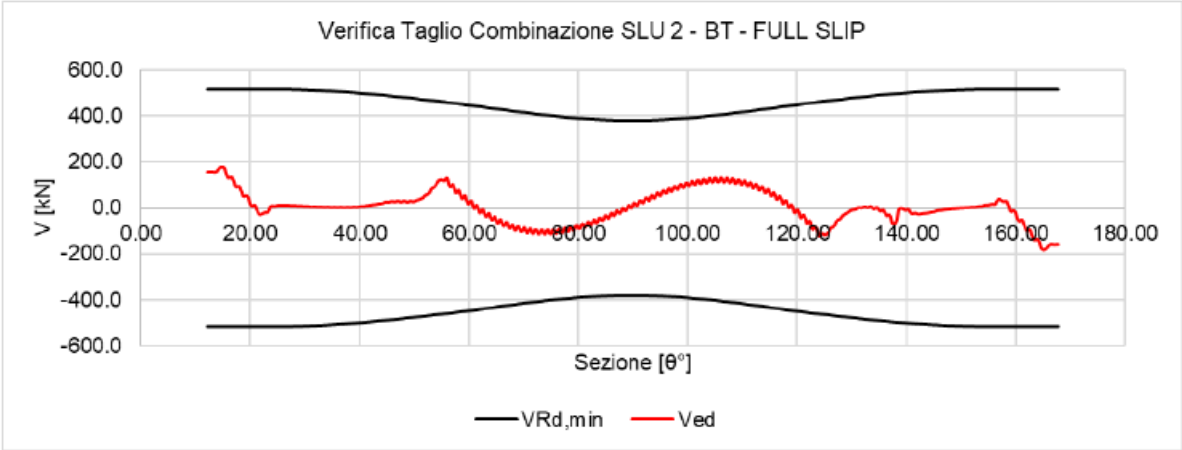
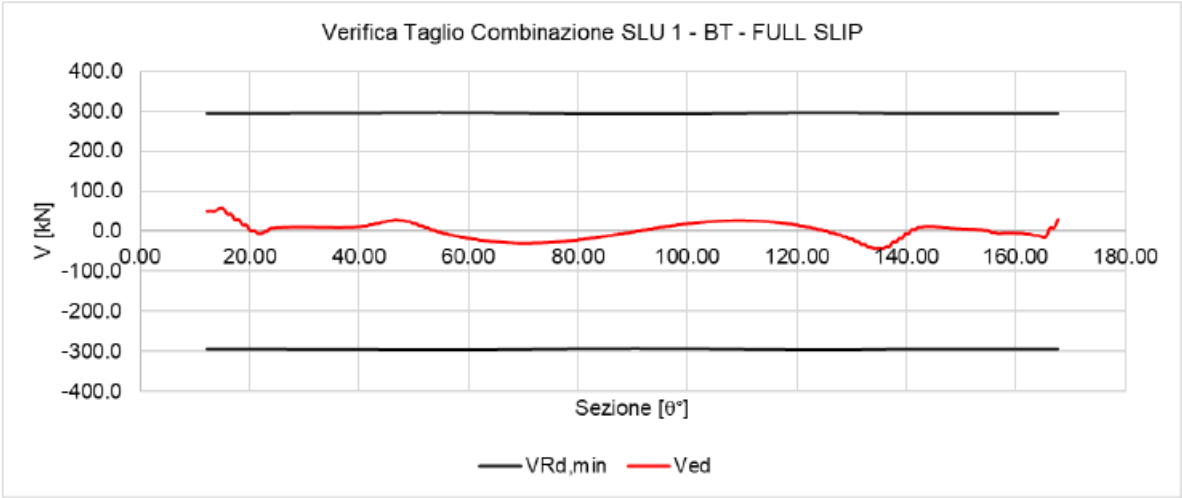
### SLU Pressoflessione Retta

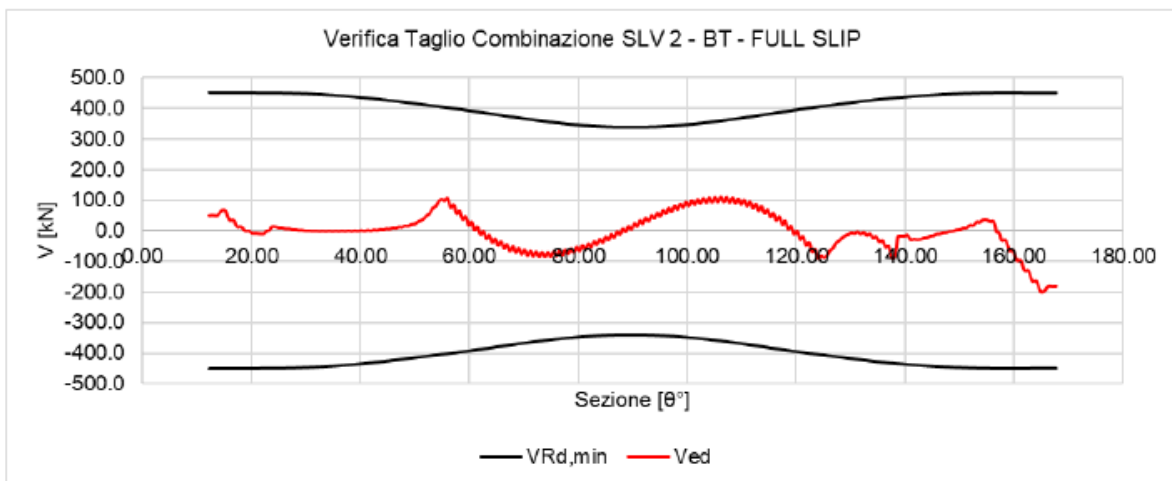
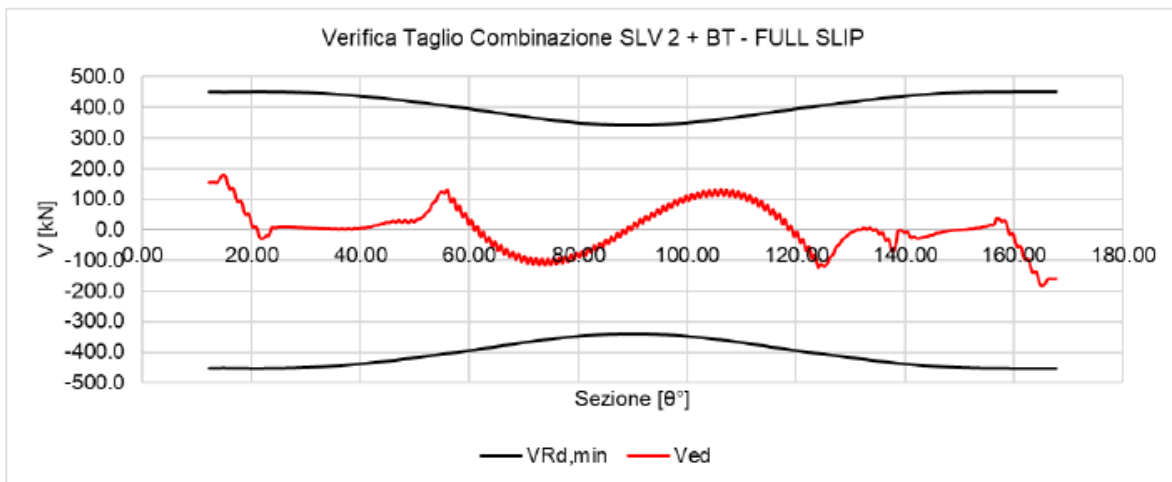
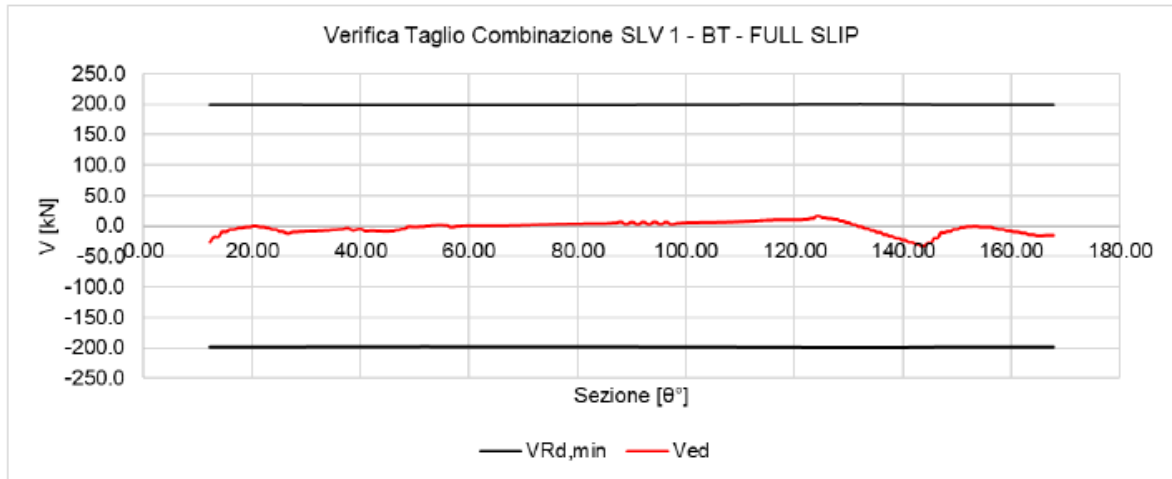


### SLV Pressoflessione Retta

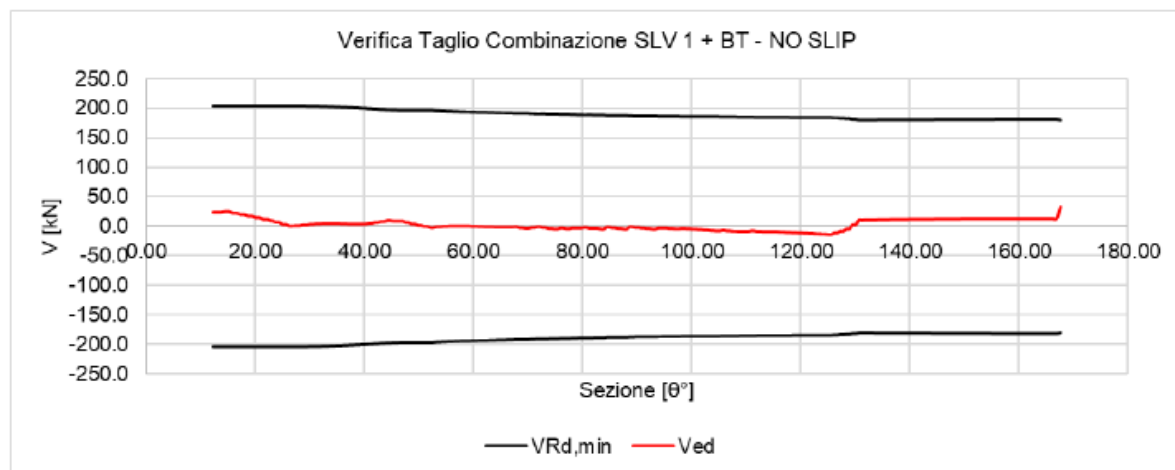
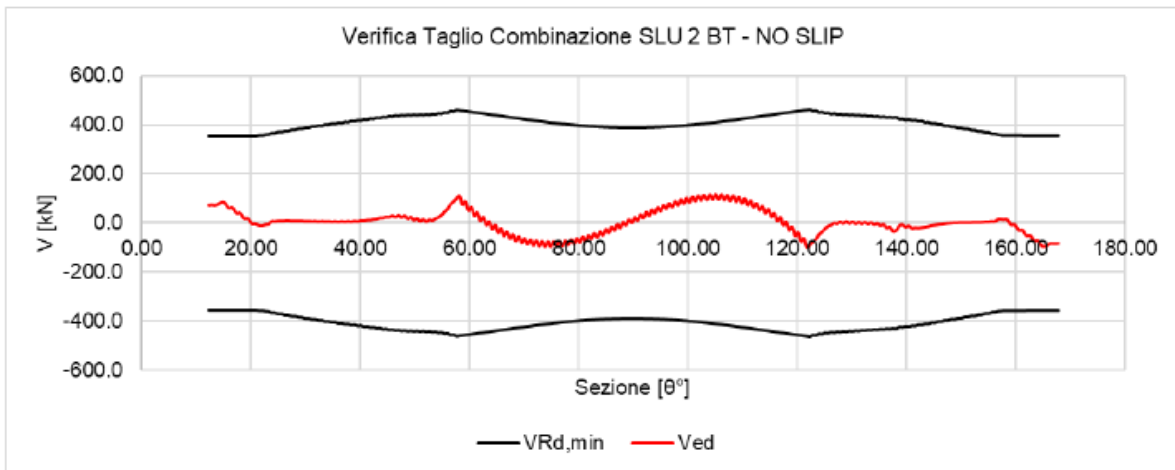
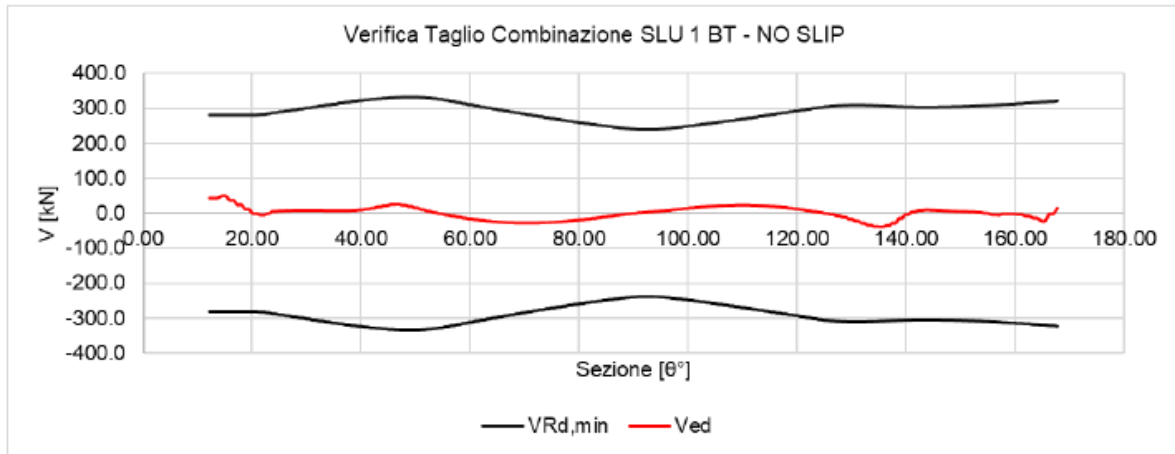


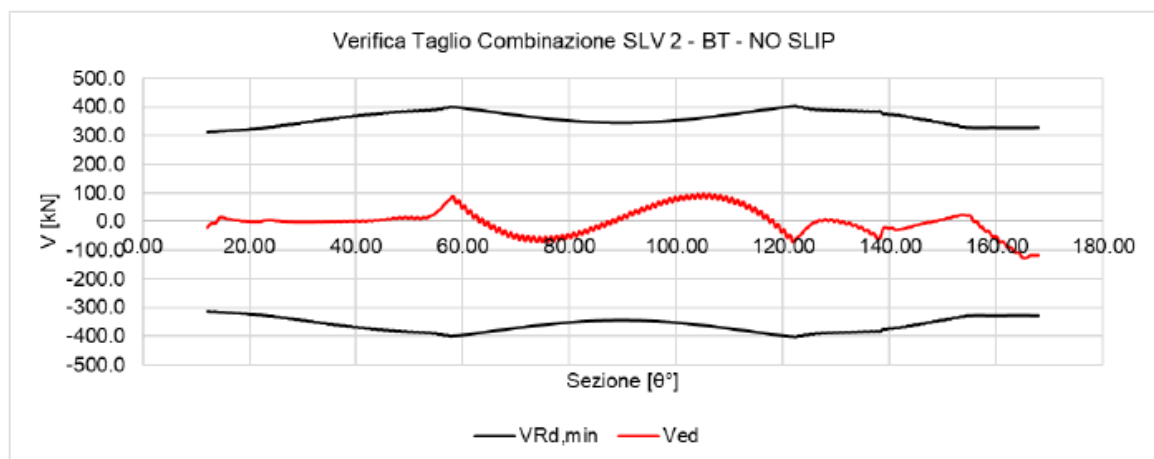
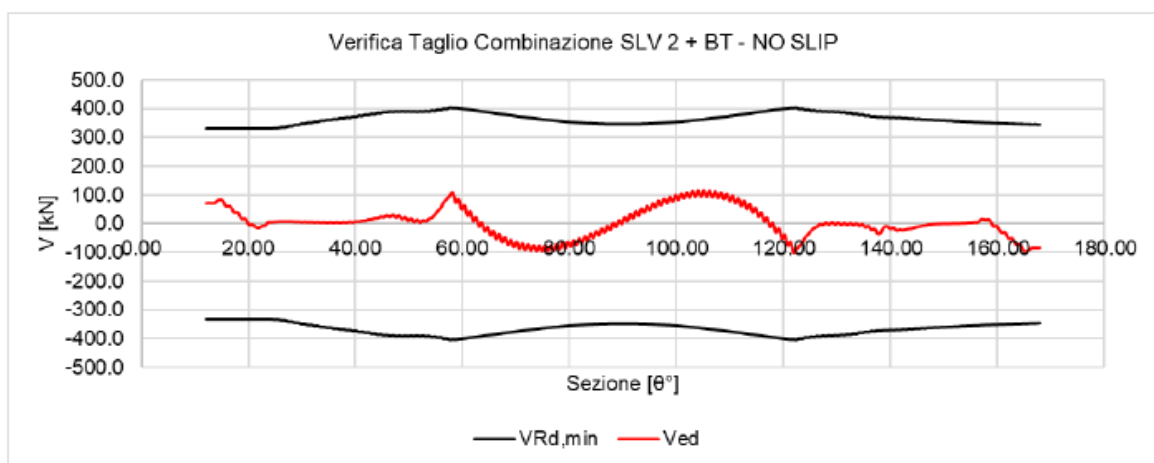
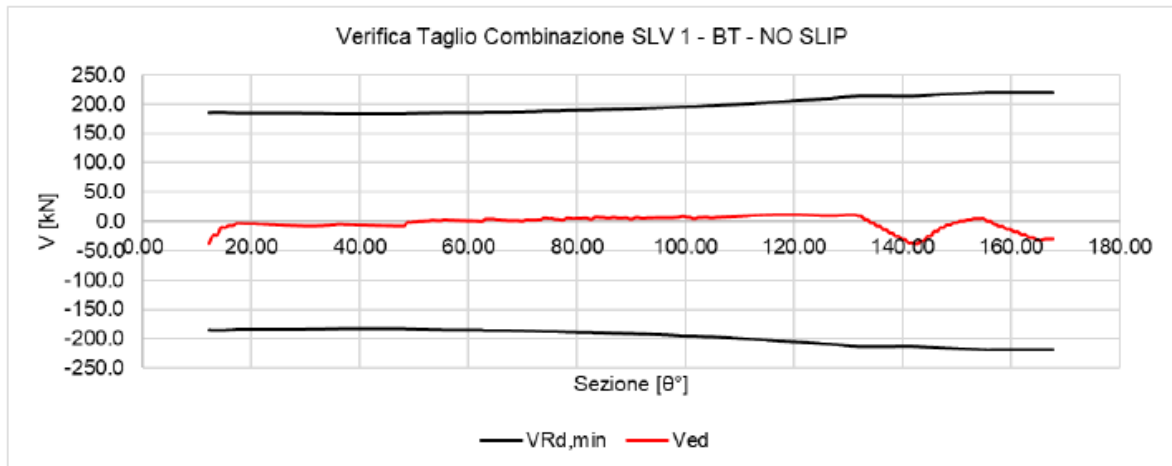
SLU & SLV Verifica a Taglio – completo scorrimento





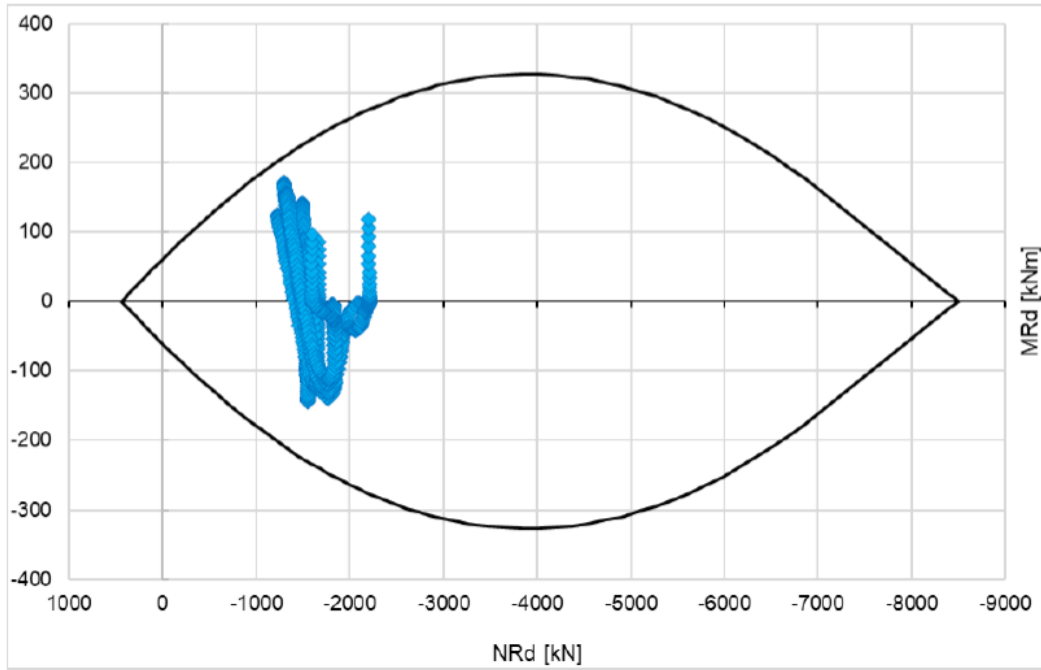
## SLU & SLV Verifica a Taglio – scorrimento nullo



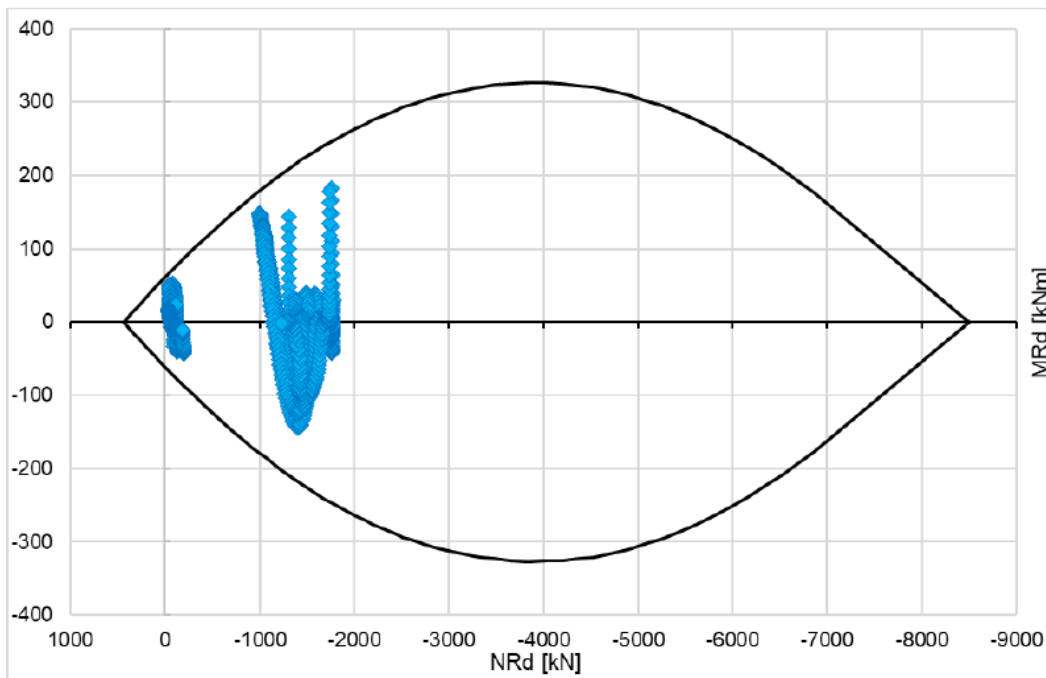


Verifica TRS – condizione a lungo termine

SLU Pressoflessione Retta

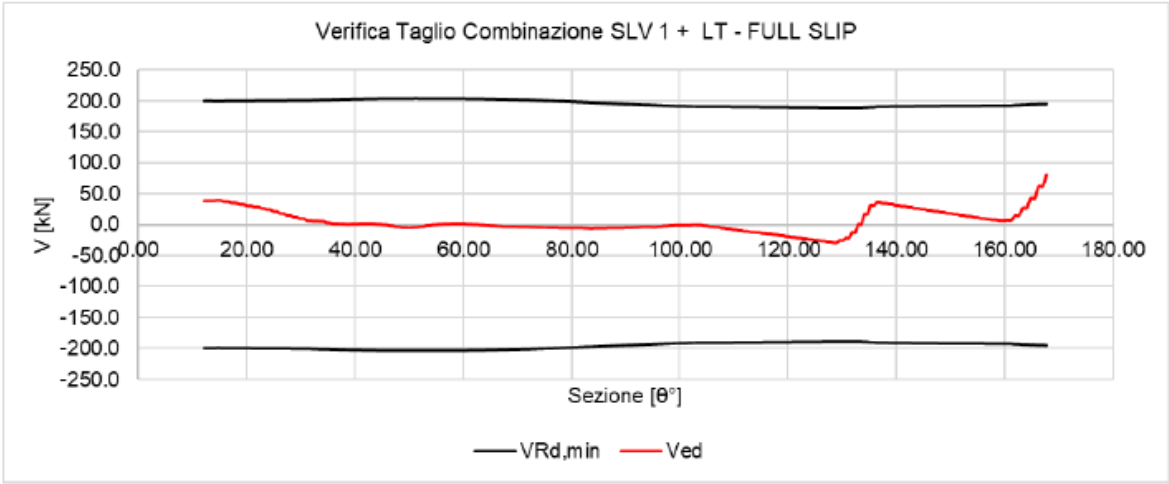
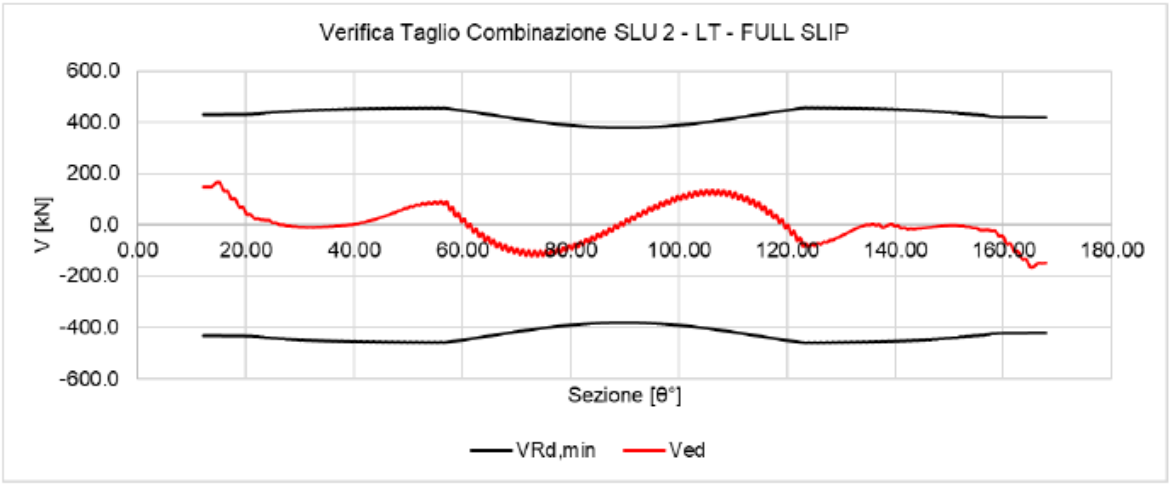
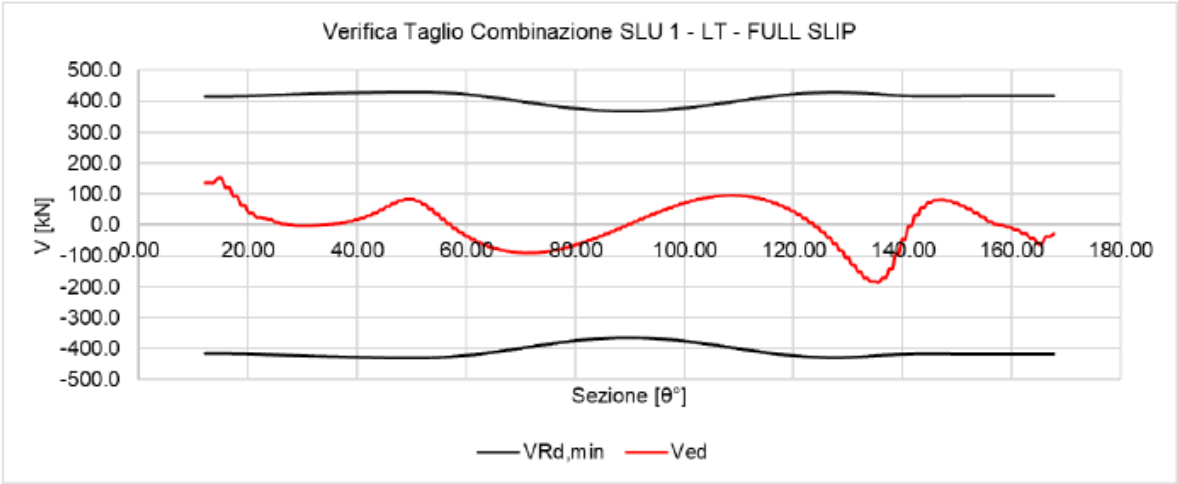


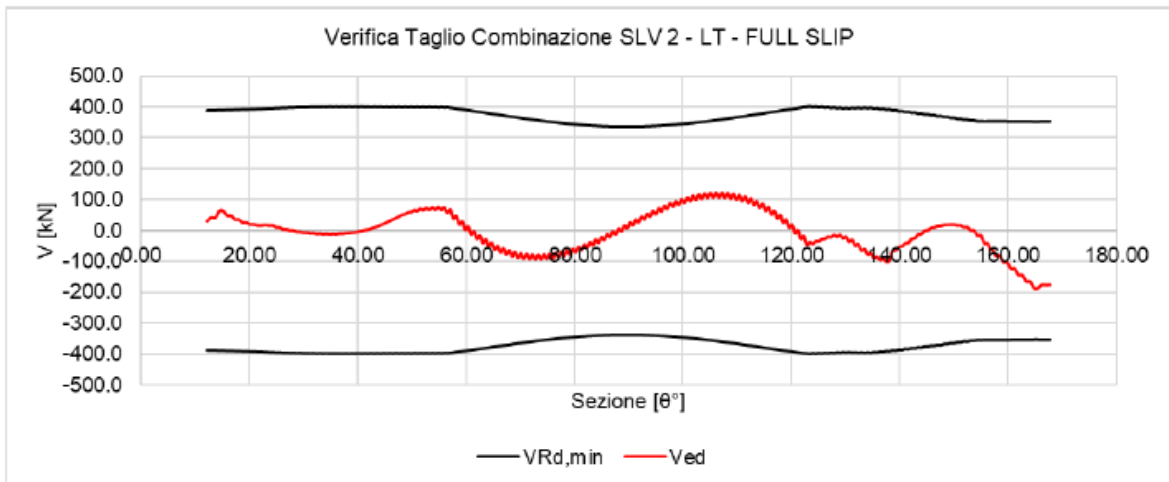
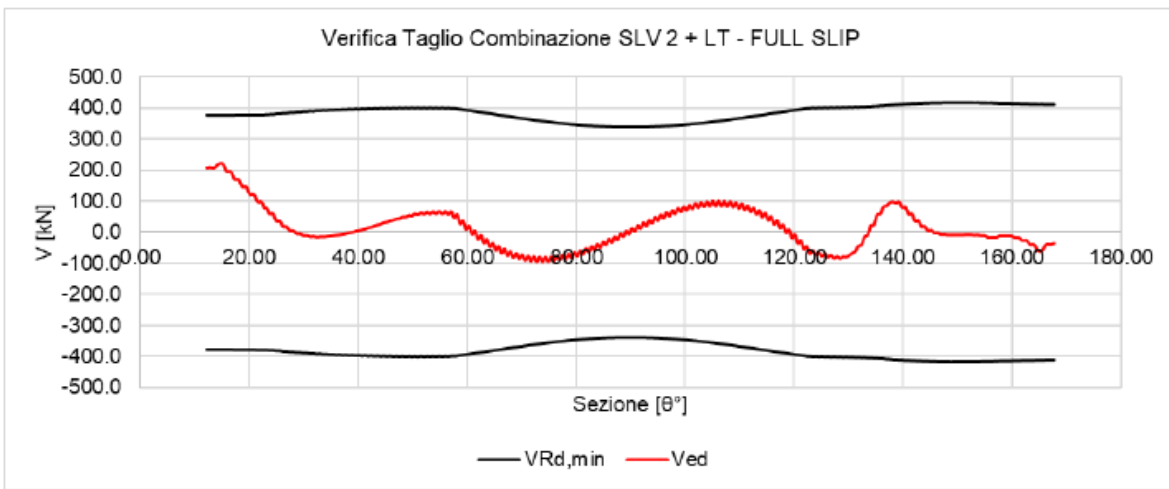
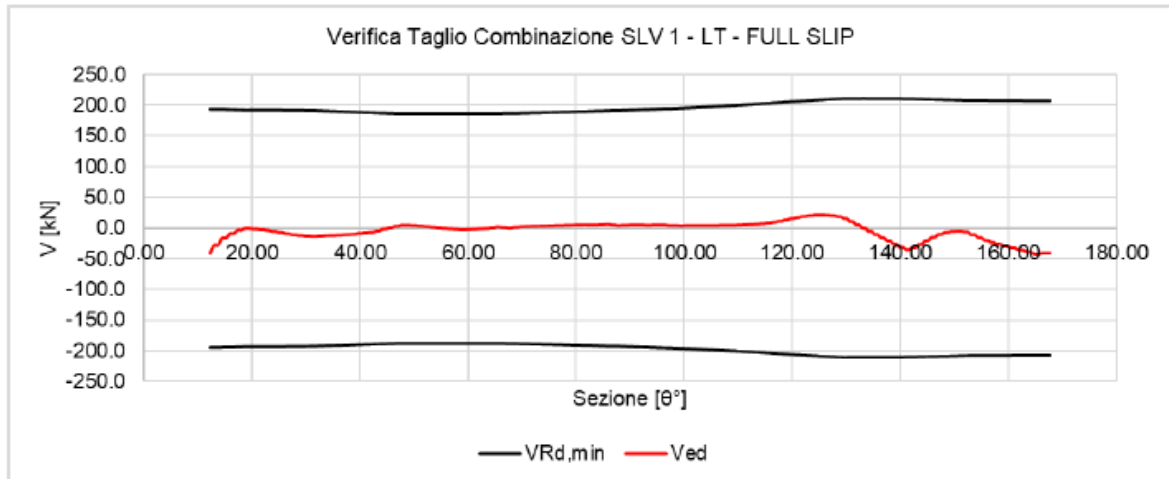
SLV Pressoflessione Retta



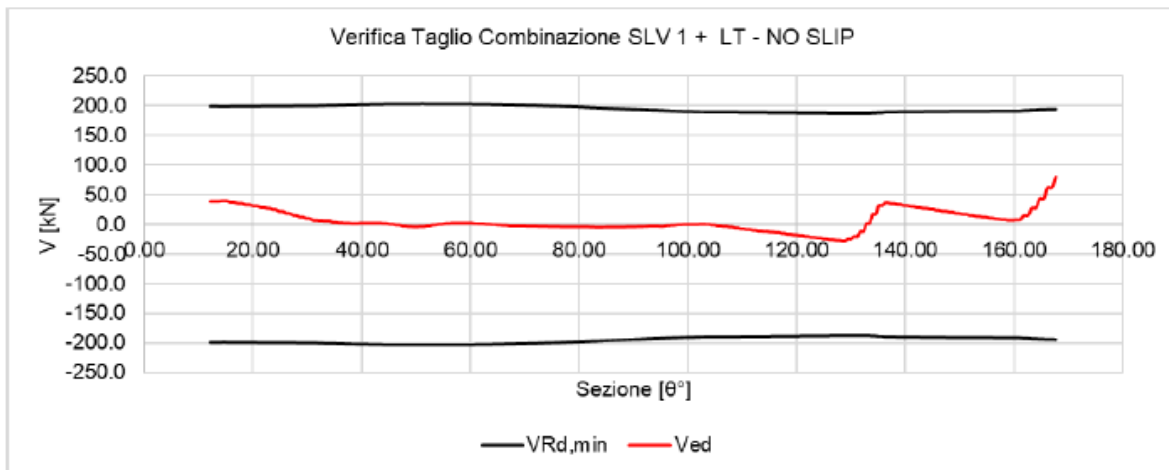
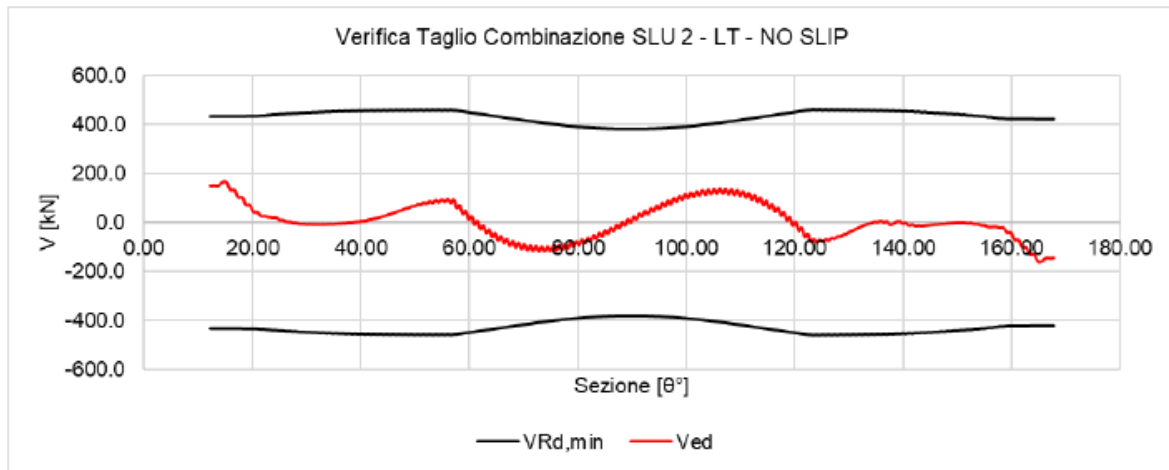
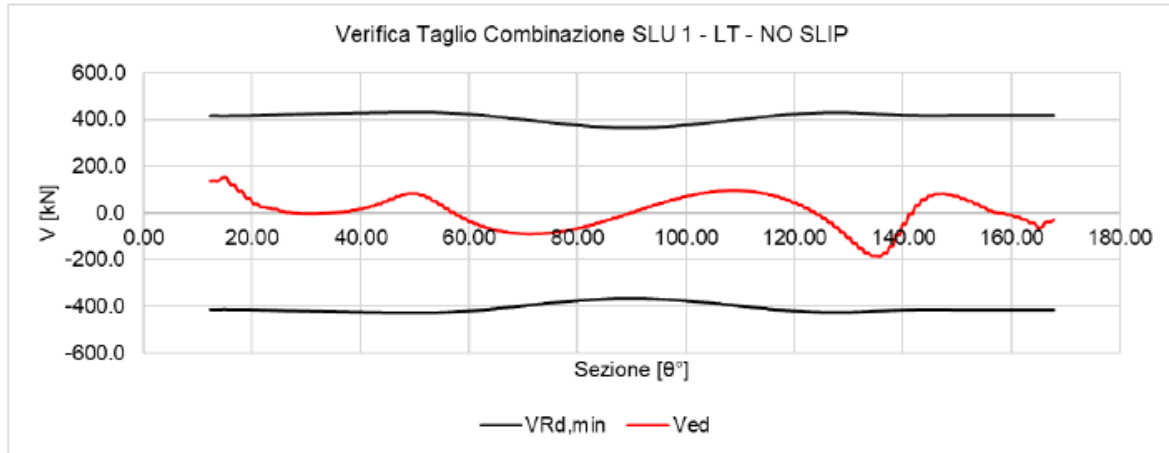


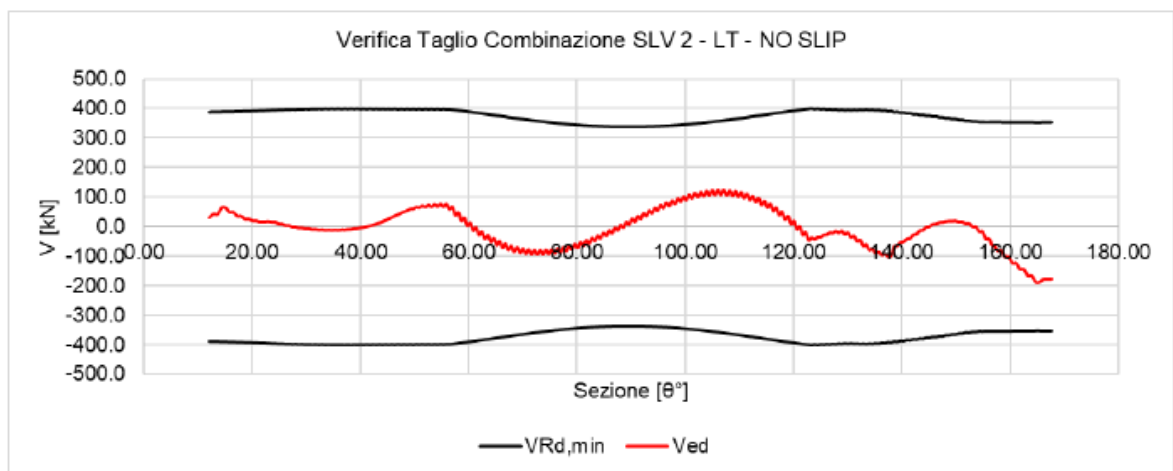
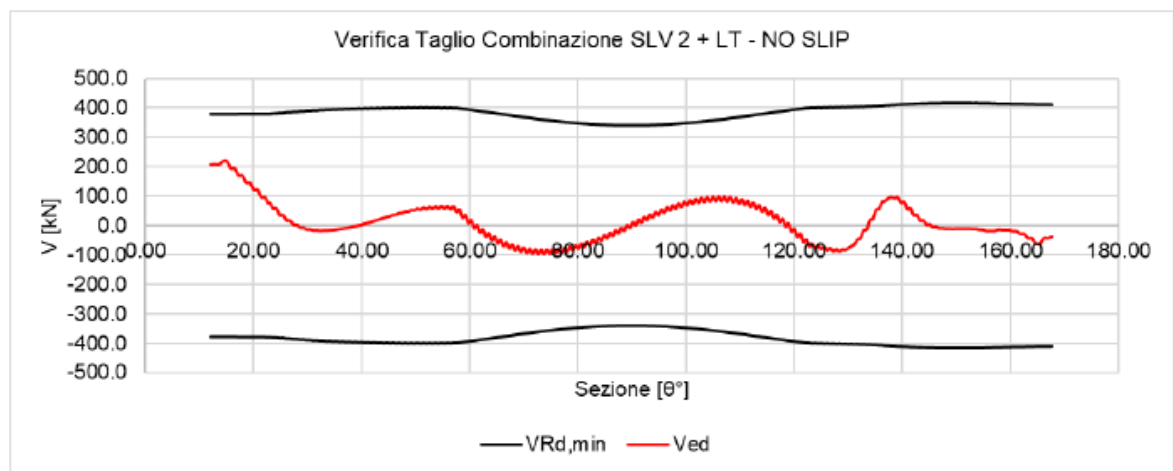
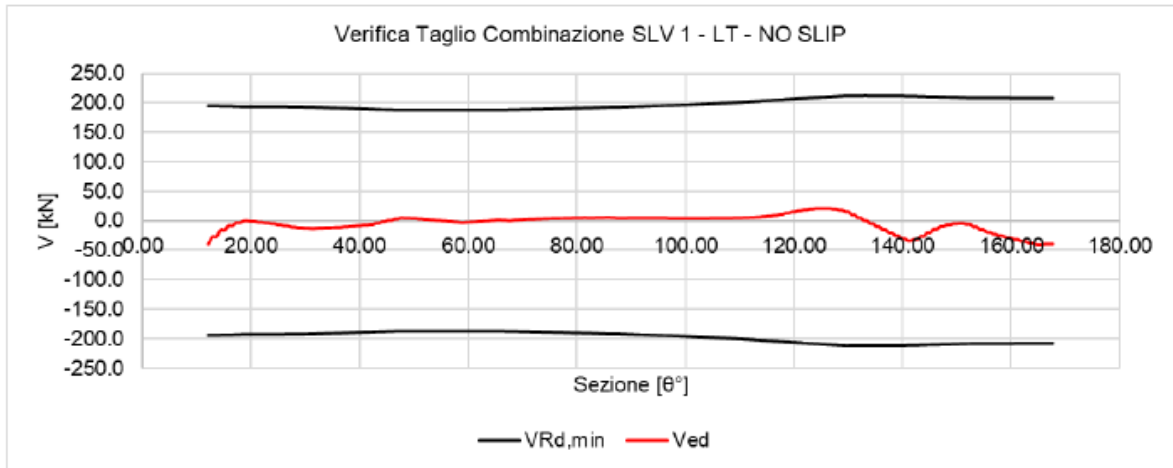
SLU & SLV Verifica a Taglio – completo scorrimento





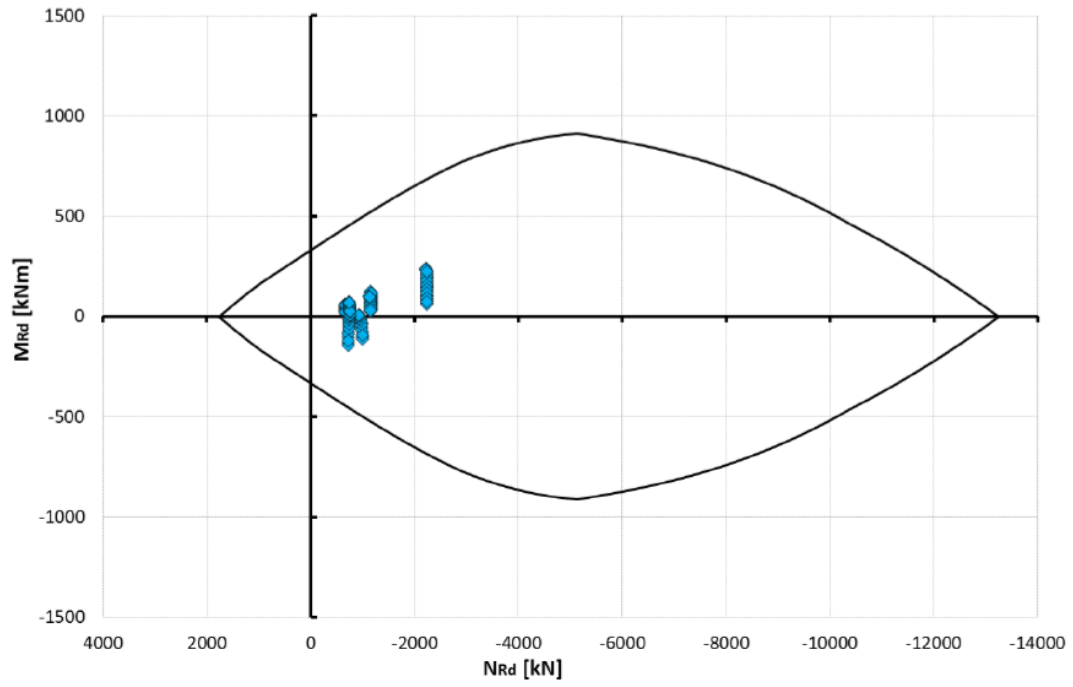
## SLU & SLV Verifica a Taglio – scorrimento nullo



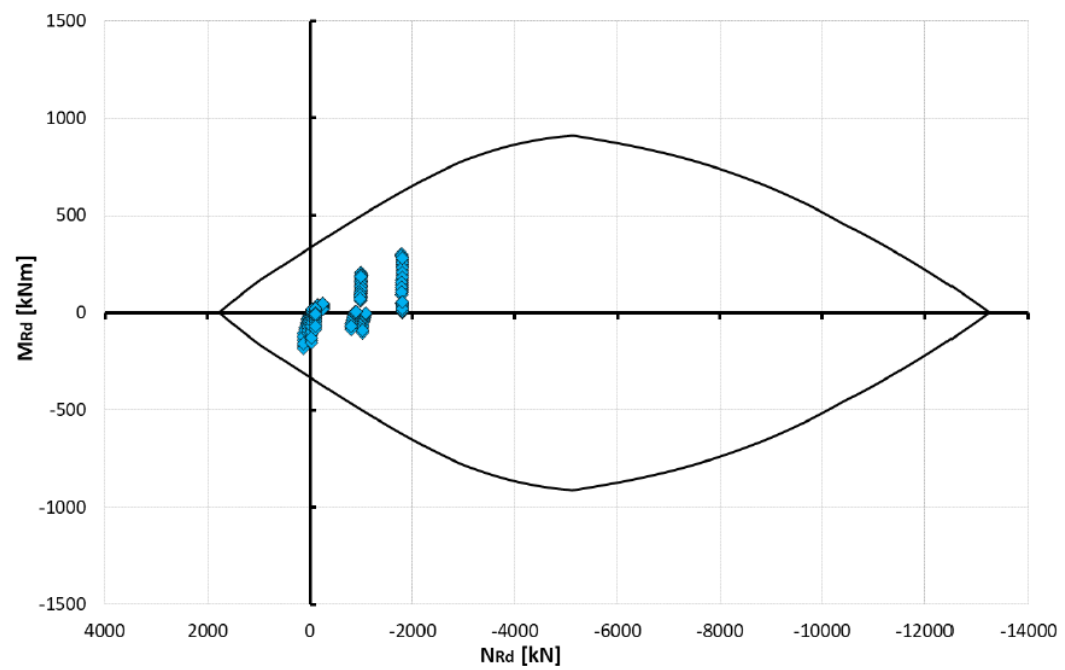


Verifica BASE TRS – condizione a breve termine

SLU Pressoflessione Retta



SLV Pressoflessione Retta



SLU & SLV Verifica a Taglio

<b>S.L.U. STATICO</b>	<b>NTC 2018 - § 4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>
$V_{ed}$ [kN/m]	215,05
$N_{ed}$ [kN/m]	-729,74
$\sigma_{cp}$ [MPa]	-1,62
$\alpha_{cw}$ [-]	1,06
$v_1$ [-]	0,6
$V_{Rd,s}$ [kN/m]	386,35
$V_{Rd,c}$ [kN/m]	2841,26
$V_{Rd}$ [kN/m]	386,35
<b>VERIFICA</b>	<b>OK</b>

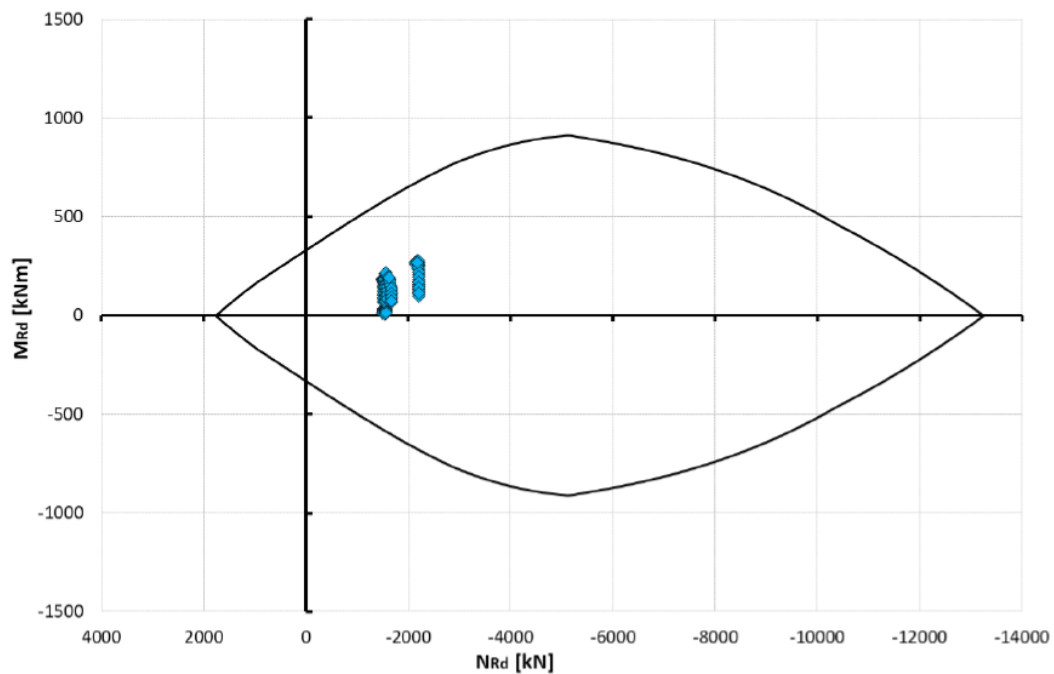
<b>S.L.V. SISMICO</b>	<b>NTC 2018 - § 4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio</b>
$V_{ed}$ [kN/m]	165,42
$N_{ed}$ [kN/m]	-1723,04
$\sigma_{cp}$ [MPa]	-3,83
$\alpha_{cw}$ [-]	1,15
$v_1$ [-]	0,6
$V_{Rd,s}$ [kN/m]	386,35
$V_{Rd,c}$ [kN/m]	3072,50
$V_{Rd}$ [kN/m]	386,35
<b>VERIFICA</b>	<b>OK</b>

SLE Limitazione delle tensioni e ampiezza delle fessure

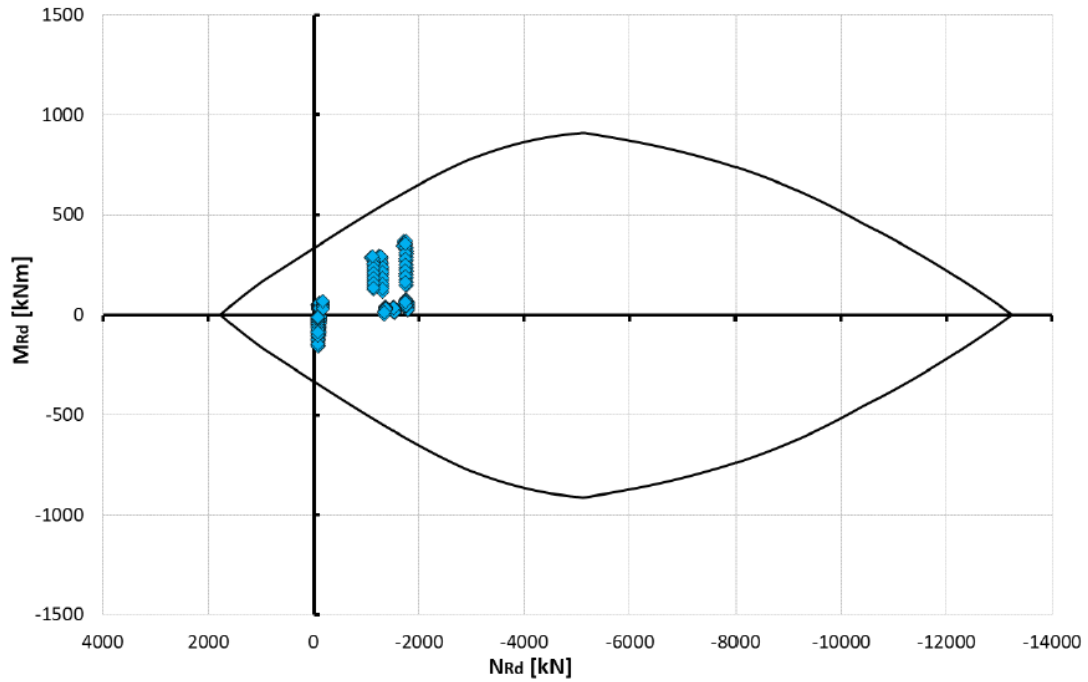
TECHESYSTRASWS ADVANCED SOLUTIONS	NTC 2018 - 4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione					
	$N_{MAX}$	$N_{MIN}$	$M_{MAX}$	$M_{MIN}$	$e_{MAX}$	$e_{MIN}$
$N_d$ [kN/m]	-505,22	-1723,43	-1713,00	-561,34	-561,34	-1713,00
$M_d$ [kNm/m]	46,12	146,60	184,00	-110,53	-110,53	184,00
$e$ [mm]	91,29	85,06	107,41	196,90	196,90	107,41
$d$ [mm]	376,00	376,00	376,00	376,00	376,00	376,00
$c'$ [mm]	74,00	74,00	74,00	74,00	74,00	74,00
$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95
$A'_s$ [mm <sup>2</sup> ]	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95
$x$ [mm]	414,25	431,31	372,97	235,77	235,77	372,97
$S_{n-n}$ [mm <sup>3</sup> ]	9,86E+07	1,07E+08	7,96E+07	2,85E+07	2,85E+07	7,96E+07
$J_{n-n}$ [mm <sup>4</sup> ]	2,77E+10	3,12E+10	2,03E+10	5,92E+09	5,92E+09	2,03E+10
$\sigma_{c,max}$ [MPa]	-2,12	-6,95	-8,03	-4,64	-4,64	-8,03
VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK	OK
$\sigma_s$ [MPa]	-2,94	-13,36	0,98	41,40	41,40	0,98
VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK	OK
$h_{c,eff}$ [mm]	11,92	6,23	25,68	71,41	71,41	25,68
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	11917,25	6231,27	25675,66	71410,75	71410,75	25675,66
$\rho_{p,eff}$ [-]	1,90E-01	3,63E-01	8,81E-02	3,17E-02	3,17E-02	8,81E-02
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ [-]	-8,82E-06	-4,01E-05	2,93E-06	1,24E-04	1,24E-04	2,93E-06
$\phi_{eq}$ [mm]	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
$S_{r,max}$ [mm]	191,50	181,24	216,31	298,81	298,81	216,31
$w_k$ [mm]	-	-	0,001	0,037	0,037	0,001
VERIFICA	NOT NECESSARY	NOT NECESSARY	OK	OK	OK	OK

Verifica BASE TRS – condizione a lungo termine

SLU Pressoflessione Retta



SLV Pressoflessione Retta



### SLU & SLV Verifica a Taglio

<b>S.L.U. STATICO</b>	<i>NTC 2018 - § 4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio</i>
$V_{ed}$ [kN/m]	209,05
$N_{ed}$ [kN/m]	-2203,65
$\sigma_{cp}$ [MPa]	-4,90
$\alpha_{cw}$ [-]	1,19
$v_1$ [-]	0,6
$V_{Rd,s}$ [kN/m]	386,35
$V_{Rd,c}$ [kN/m]	3184,39
$V_{Rd}$ [kN/m]	386,35
<b>VERIFICA</b>	<b>OK</b>

<b>S.L.V. SISMICO</b>	<i>NTC 2018 - § 4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti a taglio</i>
$V_{ed}$ [kN/m]	160,81
$N_{ed}$ [kN/m]	-1693,70
$\sigma_{cp}$ [MPa]	-3,76
$\alpha_{cw}$ [-]	1,15
$v_1$ [-]	0,6
$V_{Rd,s}$ [kN/m]	386,35
$V_{Rd,c}$ [kN/m]	3065,67
$V_{Rd}$ [kN/m]	386,35
<b>VERIFICA</b>	<b>OK</b>

### SLE Limitazione delle tensioni e ampiezza delle fessure



TECNESTRASWS SOFTWARE ENGINEERING	NTC 2018 - 4.1.2.2.4.5 Verifica dello stato limite di fessurazione					
	$N_{MAX}$	$N_{MIN}$	$M_{MAX}$	$M_{MIN}$	$e_{MAX}$	$e_{MIN}$
$N_d$ [kN/m]	-1144,87	-1695,19	-1682,47	-1194,66	-1194,66	-1188,39
$M_d$ [kNm/m]	140,52	118,34	215,61	4,50	4,50	163,32
$e$ [mm]	122,74	69,81	128,15	3,77	3,77	137,43
$d$ [mm]	376,00	376,00	376,00	376,00	376,00	376,00
$c'$ [mm]	74,00	74,00	74,00	74,00	74,00	74,00
$A_s$ [mm <sup>2</sup> ]	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95
$A'_s$ [mm <sup>2</sup> ]	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95	2261,95
$x$ [mm]	338,38	-	327,35	-	-	309,91
$S_{n-n}$ [mm <sup>3</sup> ]	6,49E+07	1,17E+08	6,05E+07	1,17E+08	1,17E+08	5,38E+07
$J_{n-n}$ [mm <sup>4</sup> ]	1,53E+10	9,14E+09	1,40E+10	9,14E+09	9,14E+09	1,20E+10
$\sigma_{c,max}$ [MPa]	-5,97	-6,19	-9,10	-2,42	-6,66	-6,85
VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK	OK
$\sigma_s$ [MPa]	9,95	33,23	20,29	-0,92	-0,92	21,91
VERIFICA	OK	OK	OK	OK	OK	OK
$h_{c,eff}$ [mm]	37,21	185,00	40,88	185,00	185,00	46,70
$A_{c,eff}$ [mm <sup>2</sup> ]	37207,29	185000,00	40884,32	185000,00	185000,00	46698,22
$\rho_{p,eff}$ [-]	6,08E-02	1,22E-02	5,53E-02	1,22E-02	1,22E-02	4,84E-02
$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$ [-]	2,98E-05	9,97E-05	6,09E-05	-2,76E-06	1,43E-04	6,57E-05
$\phi_{eq}$ [mm]	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00	24,00
$s_{r,max}$ [mm]	237,11	503,69	243,75	503,69	503,69	254,23
$w_k$ [mm]	0,007	0,050	0,015	-	0,072	0,017
VERIFICA	OK	OK	OK	NOT NECESSARY	OK	OK

