

POLITECNICO DI MILANO

Sede di Milano Leonardo

I Facoltà di Ingegneria - Ingegneria Civile

Laurea specialistica - Strutture



TESI:

COMPORTAMENTO DI SOLETTE DA PONTE
ARMATE IN GFRP ESPOSTE AD ALTE
TEMPERATURE

Relatore: Prof. Ing. Marco Andrea Pisani

Correlatore: Prof. Ing. Valter Carvelli

Autori:

Valenti Giovanni matricola: 735499

Rojas Carolina matricola: 737625

Anno Accademico 2011 – 2012

Dedicata

Alle mie figlie Sofia e Roberta, che inconsapevoli, sono la mia ragione, stimolo e gioia di vita.

Ad Anna, che mi ha sostenuto con la sua pazienza e amorevolezza; compagna insostituibile per la vita.

A mio padre Vittorio e mia madre Antonietta, che da genitori ineguagliabili, mi hanno permesso di raggiungere un altro importante traguardo di vita con il loro immenso amore e sacrificio.

A mia nipote Vittoria, fonte di gioia per tutti noi; a mia sorella Liube e a Fabio, che con la loro disponibilità e il loro affetto, hanno reso a me, tutto più semplice.

*A voi tutti;
ciò che riesco a fare è solo grazie a voi,
il mio cuore vi appartiene.*

Il vostro Ing. Giovanni Valenti.

Un ringraziamento speciale a Carolina. Insieme abbiamo lavorato per questa tesi con un'armonia che non avrei trovato con nessun altro collega. Il tempo non rovinerà mai la nostra amicizia.

*A mis padres,
hace unos años soñaron con un hogar, lo tuvieron;
soñaron con sus hijos profesionales, lo cumplieron;
soñaron con sus hijos estudiando en el exterior, lo logramos.
Gracias por hacerme parte de esos sueños.*

*A Johanna y Vanessa,
me han acogido en sus hogares y con sus familias,
han sido mi motor y apoyo en estos años fuera de casa.
Ustedes son parte de este trabajo.*

*A Carlos,
en la distancia has encontrado las palabras justas
en los momentos que mas he necesitado de ellas.*

*A Sofia, Rebeca y Mira, espero que asi como yo,
tengan la oportunidad de estudiar lo que les apasiona,
en el lugar del mundo que quieran.*

*A Fer,
la vida te dió la oportunidad de escoger,
sin pensarlo, decidiste ser parte de este proyecto,
has entregado toda tu alma sin buscar recompensa;
has trabajado por dos, sin pedir nada a cambio;
este trabajo también es parte de ti.*

*A Enrico, sai la qualità della Ingegneria Italiana,
hai voluto che io la conoscessi,
mi hai portato a questa meravigliosa suola.*

*Grazie alla Famiglia Valenti
per la sua accoglienza e sostegno giorno dopo giorno
nella fase di questo progetto*

*Grazie Giova,
sei stato un compagno di classe, collega e amico.*

Carolina

INDICE

1. INTRODUZIONE	1
2. STATO DELL'ARTE	3
2.1. USA E CANADA (NORD AMERICA)	3
2.2. EUROPA	8
2.3. GIAPPONE	8
2.4. CORROSIONE DELLE BARRE IN ACCIAIO	9
2.5. PRO E CONTRO DELL'ARMATURA IN FRP	11
3. TEMPERATURE DA INCENDIO ALL'APERTO SU STRUTTURE IN FRP	14
3.1. PROBLEMATICHE SULLE TEMPERATURE DEI TEST	14
3.2. STUDIO SULLE TEMPERATURE DI UN INCENDIO ALL'APERTO	19
3.2.1. UNI EN 1991, Parte 1.2, Appendice E e C [34]	19
3.2.2. Convezione & Irraggiamento (Trasmissione del calore)	25
3.2.3. FDS & SmokeView	31
3.2.4. Straus7	34
3.3. ACCENNI SULLA STORIA TRA TEMPERATURA ED ELEMENTI ARMATI IN FRP	36
3.4. LETTERATURA SULLA RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI ARMATI IN FRP	41
4. MATERIALI DELLE SOLETTE DA PONTE DELLE PROVE	46
4.1. CALCESTRUZZO	46
4.2. BARRE ϕ 16MM IN GFRP (GLASS FIBER REINFORCED POLYMER)	49
5. PROVE DI PULL-OUT	51
5.1. BARRE DI DIAMETRO 7 MM IN GFRP	54
5.2. BARRE DI DIAMETRO 10 MM IN GFRP	55
5.3. BARRE DI DIAMETRO 12 MM IN GFRP	56
5.3.1. Barre con elica	56
5.3.2. Barre senza elica	57
5.4. BARRE DI DIAMETRO 16 MM IN GFRP	58
5.5. BARRE DI DIAMETRO 20 MM IN GFRP	59
5.6. BARRE DI DIAMETRO 25 MM IN GFRP	60
5.7. BARRE DI DIAMETRO 6 MM IN ACCIAIO (B450C)	61
5.8. BARRE DI DIAMETRO 20 MM IN ACCIAIO (B450C)	62
5.9. RIASSUNTO PROVE DI PULL-OUT PER LE BARRE IN GFRP	64
5.10. PARAGONE CON PROVE DI PULL-OUT CON BARRE DI ACCIAIO	67
6. PROVE CALCESTRUZZO	69
6.1. PROVE DI COMPRESSIONE SEMPLICE	69
6.2. PROVE "BRASILIANE"	70
6.3. CONFRONTO CON I COEFFICIENTI $K_C(\vartheta)$ E $K_{CT}(\vartheta)$ (VEDI CAP. 4.1)	73

7. PROVE SOLETTE	75
7.1. GEOMETRIA DELLA SEZIONE	76
7.2. COMPORAMENTI IPOTIZZATI	77
7.2.1. Effetto Arco	77
7.2.2. Analisi sezionale a regime fessurato	78
7.3. TIPO DI CRISI	79
7.3.1. Taglio	79
7.3.2. Perdita di aderenza	79
7.3.3. Espulsione rapida delle barre esterna	81
7.4. DESCRIZIONE DELLE PROVE	83
7.4.1. Provino Tipo 1	83
7.4.1.1 Prova Tipo 1-1	84
7.4.1.2 Prova Tipo 1-4	87
7.4.1.3 Prova Tipo 1-5	91
7.4.1.4 Prova Tipo 1-6	94
7.4.2. Provino Tipo 2	99
7.4.2.1 Prova Tipo 2-1	99
7.4.2.2 Prova Tipo 2-2	102
7.4.2.3 Prova Tipo 2-3	105
7.4.2.4 Prova Tipo 2-4	109
7.4.2.5 Prova Tipo 2-5	113
7.4.3. Provino Tipo 3	117
7.4.3.1 Prova Tipo 3-1	117
7.4.3.2 Prova Tipo 3-2	120
7.4.3.3 Prova Tipo 3-3	123
7.4.3.4 Prova Tipo 3-4	127
7.4.3.5 Prova Tipo 3-5	131
7.4.4. Provino Tipo 4	135
7.4.4.1 Prova Tipo 4-1	135
7.4.4.2 Prova Tipo 4-2	138
7.4.5. Provino Tipo 5	140
7.4.5.1 Prova Tipo 5-1	140
7.4.5.2 Prova Tipo 5-2	144
8. RIASSUNTO PROVE SOLETTE	148
8.1. CARICHI DI ROTTURA	148
8.2. VARIAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE SOLETTE	150
8.3. SECONDO IL TIPO DI PROVINO	151
8.3.1. Tipo 1	151
8.3.2. Tipo 2	153
8.3.3. Tipo 3	155
8.3.4. Tipo 4	157
8.3.5. Tipo 5	157
8.4. SECONDO LE TEMPERATURE DELLE PROVE	160
8.4.1. Temperatura ambiente (T.A.)	160
8.4.2. Temperatura 200°C	160
8.4.3. Temperatura 500°C	162
8.5. CRACKING	163
8.5.1. Grafici delle solette per individuazione del carico e degli spostamenti di cracking	164
8.5.1.1 Soletta TIPO 1	164
8.5.1.2 Soletta TIPO 2	165

8.5.1.3 Soletta TIPO 3	166
8.5.1.4 Soletta TIPO 4	167
8.5.1.5 Soletta TIPO 5	168
8.5.2. Riassunto cracking da martinetto e LVDT	169
9. CALCOLO DEI DATI TEORICI E CONFRONTO CON QUELLI SPERIMENTALI	173
9.1. CALCOLO DELLA τ DI ADERENZA DAI DATI SPERIMENTALI DI PULL-OUT	173
9.2. TENSIONE ULTIMA DI ADERENZA F_{BD}	176
9.3. ANALISI STRUTTURALE (TEORIA)	177
9.3.1. Analisi Sezionale in regime fessurato	179
9.3.2. Effetto arco	181
9.4. CALCOLO DELLA TRAZIONE MASSIMA SULLA SINGOLA BARRA	184
9.4.1. Analisi sezionale in regime fessurato	184
9.4.2. Analisi secondo l'effetto arco	189
9.4.3. Confronto tra l'analisi sezionale e secondo l'effetto Arco:	191
9.5. ROTTURA	193
9.5.1. Sperimentale	193
9.5.2. Perdita di aderenza	193
9.5.3. Taglio	202
9.6. CRACKING	210
10. COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO	214
11. CONCLUSIONI	228
12. BIBLIOGRAFIA	231

LISTA DEGLI ACRONIMI

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ACI	American Concrete Institute
AFRP	Aramid Fiber Reinforced Polymer
AICAP	Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso
ASCE	American Society of Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
c.a.	Calcestruzzo Armato
c.a.p.	Calcestruzzo armato precompresso
CEN	Comité Européen de Normalisation
CFRP	Carbon Fiber Reinforced Polymer
CHBDC	Canadian Highway Bridge Design Code
CNR	Centro Nazionale delle Ricerche
COBRAE	Composites Bridge Alliance Europe
CSA	Canadian Standards Assosation
CTE	Coefficient of Thermal Expansion
D.M.	Decreto Ministeriale
EN	Norma Europea (Eurocodice)
FDS	Fire Dynamics Simulator
FRP	Fiber Reinforced Polymer
GFRP	Glass Fiber Reinforced Polymer
IBRC	Innovative Bridge Research and Construction Program
ISIS	Intelligent Sensing for Innovative Structures
ISO	Organization for Standardization
JSCE	Japan Society of Civil Engineers
LVDT	Linear Variable Differential Transformers
NSM	Near Surface Mounted
NTC	Norme Tecniche per le Costruzioni
RHR	Rate of Heat Released
SEM	Scanning Electron Microscopy
SMV	Smokeview
T.A.	Temperatura Ambiente
TC	Termocoppia
UNI	Ente Nazionale Italiano di Unificazione
VVF	Vigili Del Fuoco

SOMMARIO

L'elaborato è una ricerca sperimentale sul comportamento di porzioni di solette da ponte armate con barre in GFRP, suddivise in cinque tipologie. Ogni tipologia è caratterizzata da diverse sovrapposizioni dell'armatura inferiore (lunghe, medie, corte, ad uncino e senza sovrapposizioni). I provini così definiti sono quindi sottoposti a tre diverse temperature all'intradosso, nella regione della sovrapposizione delle barre (temperatura ambiente, 200°C e 500°C) e a carico centrato fino a rottura.

Oltre ciò che riguarda strettamente la ricerca sperimentale, si riportano anche, la situazione attuale dei ponti armati in GFRP in America settentrionale (USA e Canada), Europa e Giappone e si espongono molteplici studi in letteratura riguardanti i materiali in FRP; si è eseguito infine, anche uno studio della temperatura dei possibili incendi reali sotto un impalcato da ponte.

Si sono eseguiti anche test di Pull-Out per le barre in GFRP e acciaio di diverso diametro e quindi confrontati i risultati. Per analizzare al meglio i risultati ottenuti dai test sulle solette, si sono realizzati anche test di compressione semplice e prove "brasiliane" sul calcestruzzo utilizzato per confezionare le solette stesse.

Si sono riportati i risultati sperimentali delle prove e quindi ricercate soluzioni con metodi analitici che meglio approssimano il comportamento a rottura delle solette, che essenzialmente è stato o per taglio o per perdita di aderenza.

Si sono infine valutati i comportamenti in esercizio delle solette per suggerire, dove necessario, la tipologia d'intervento dopo l'esposizione alle alte temperature.

ABSTRACT

This work is an experimental research on the behavior of portions of a bridge slabs reinforced with GFRP bars, divided into five types. Each type is characterized by several overlapping reinforcing (long, medium, short, hooked and without overlap). The specimens thus defined are subjected to three different temperatures intrados, in the region of the bars overlap (room temperature, 200°C and 500°C) and centered load up to failure.

Beyond what is strictly about experimental research also indicates that the current situation of armed GFRP bridges in North America (U.S. and Canada), Europe and Japan and will expose many studies in the literature regarding the FRP; it is also done, a study of the temperature of the possible real fire under a bridge deck.

Were also performed Pull-Out tests for the GFRP and steel bars of different diameters, and then compares the results. In order to better analyze the results obtained from tests on slabs, have also made simple compression and "Brazilian" tests on the concrete used to package the slabs.

It shows the experimental results of the tests and then, with analytical methods, find solutions that best approximate the behavior of the slabs at failure, which essentially has been, or for shear or grip failure.

Then evaluated the behaviors of slabs in serviceability to suggest the type of intervention after exposure to high temperatures, where appropriated.

1. INTRODUZIONE

I ponti servono a superare un ostacolo naturale o artificiale che si pone alla continuità di una via di comunicazione. Si avranno dei ponti propriamente detti se l'ostacolo è rappresentato da un corso d'acqua, dei viadotti se l'ostacolo è una vallata (discontinuità orografica), dei cavalcavia se l'ostacolo è rappresentato da un'altra via di comunicazione dello stesso tipo di quell'attraversante.

In seguito si userà solo l'espressione "ponte" con l'idea più generale del termine, senza una reale distinzione tra viadotto, cavalcavia e ponte.

Il seguente elaborato è la continuazione dello studio sperimentale effettuato da Pisani M.A., Carvelli V. e Poggi C. sul comportamento a fatica di solette da ponte, di dimensioni reali, armate in GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymer) [1]. Questa ricerca ha dimostrato che le solette in GFRP, oltre ad avere una resistenza ai carichi ultimi notevolmente prestazionale nei confronti di quelle armate con acciaio ordinario, hanno un'eccellente resistenza a fatica. Dopo 1,5 milioni di cicli sotto un carico mobile pari a 1,5 volte il massimo imposto da normativa, applicato su un'area di contatto dimezzata rispetto a quanto suggerito dai codici stessi, la soletta era ancora in grado di garantire un corretto stato limite di servizio, e la sua capacità di carico è stata ridotta del solo 1,2%. In un altro test, la soletta, dopo 140.000 cicli, realizzati con un carico di spostamento pari a tre volte il massimo imposto da questi codici (posto sulla stessa area di contatto) aveva una capacità di carico ridotta solo 3,4%.

È sorta dunque, l'esigenza di conoscere il comportamento di tali impalcati sotto l'effetto dell'alta temperatura (incendio), notoriamente riconosciuta come l'azione più gravosa per i materiali compositi in FRP (Fiber Reinforced Polymer)

Nel seguente lavoro di ricerca si mostreranno i risultati di prove sperimentali su una porzione di soletta da ponte in calcestruzzo armato con barre in GFRP solo longitudinalmente, soggette a un carico centrato e diverse temperature. Le dimensioni e le caratteristiche dei provini, nonché l'impronta di carico, derivano direttamente dallo studio sopra citato [1].

L'obiettivo è di osservare e analizzare il comportamento di tali solette quando interviene l'evento incendio. Infatti, è noto che la resina della matrice che caratterizza le barre in fibra di vetro, hanno una temperatura di evaporazione (e transizione vetrosa) relativamente bassa (Saafi M. [2]).

È importante focalizzare l'attenzione sul reale scopo di questo studio, ossia di conoscere, a livello strutturale e prestazionale, il comportamento delle solette dopo l'evento incendio avvenuto sotto di esse, con l'utilizzo di diverse4 sovrapposizioni delle barre di armatura inferiore. Le possibilità sono che, dopo l'incendio, le solette armate in GFRP:

- sono ancora utilizzabili senza alcun intervento;
- richiedono un intervento di rinforzo;

- è necessario sostituire le solette.

Per ottenere uno studio più esaustivo e reale, si sono analizzati i casi più sfavorevoli, ossia concentrando l'alta temperatura nelle zone di sovrapposizione delle armature. Infatti, è noto che, gli elementi costruttivi non devono superare i 12 m di lunghezza per non eccedere in trasporti eccezionali e dunque non si può trascurare la sovrapposizione delle barre. Tale zona è stata di notevole interesse di studio e come si vedrà in seguito, se danneggiata dall'alta temperatura, sarà preponderante sulla resistenza di tutta la soletta.

Prima di inoltrarsi nelle prove sperimentali e nei risultati ottenuti, si propongono i due capitoli seguenti: il primo ("Stato dell'arte") tratta del rapporto attuale e passato tra i materiali in FRP (Fiber Reinforced Polymer) e del loro utilizzo in alcuni ponti dell'America del Nord, Europa e Giappone; inoltre, accennando il problema della corrosione, presenta alcuni studi che trattano le armature in FRP come sostituzione all'acciaio ordinario; il secondo ("Temperature") oltre a ricercare le temperature più affini alla realtà di un incendio, vuole essere anche una presentazione di numerosi studi già effettuati che correlano l'alta temperatura e gli elementi in calcestruzzo con rinforzi (armature o placche) in FRP. Questi studi, pubblicazioni, ricerche, etc. non vengono qui esaminati o analizzati, poiché si vuole lasciare al lettore la possibilità di approfondire gli argomenti che più suscitano il suo interesse.

2. STATO DELL'ARTE

2.1. USA E CANADA (NORD AMERICA)

L'uso di laminati incollati esternamente e di barre di superficie in FRP (NSM, near surface mounted) per la riparazione, l'adeguamento e il rafforzamento delle strutture in calcestruzzo armato, ha ricevuto notevole attenzione. Sul versante applicativo, i materiali FRP sono stati utilizzati in alcuni progetti multimilionari per rafforzare parcheggi, centri congressi multiuso, uffici e silos [3].

Nell'ambito della riparazione e dell'adeguamento delle strutture (oltre a quelle di nuova costruzione), forse una delle domande più importanti irrisolte resta quello di durabilità (inclusa la resistenza al fuoco) [3].

Per le nuove costruzioni, lo stato dell'arte dell'America settentrionale nell'uso dei materiali compositi FRP in strutture in calcestruzzo, si basa sulla sostituzione delle barre di armatura in acciaio convenzionale con barre in FRP per una serie di ragioni, ma forse le più rilevanti sono la facilità di installazione e la durabilità [3].

I principi per la progettazione e la costruzione sono stati creati e proposti per l'industria dall'American Concrete Institute (ACI) [3] per gli USA e CHBDC per il Canada.

Ulteriori ricerche e la convalida delle regole di progettazione attuali sono necessarie per aumentare la fiducia sulla tecnologia dei FRP per la costruzione in calcestruzzo armato [3].

In Canada, il 40% dei ponti sono stati costruiti almeno 30 anni fa e una buona parte di essi risulta deteriorato a causa del danneggiamento dell'armatura interna in acciaio. Nasce ed è fonte di ricerca per 15 anni, il concetto di steel-free deck (ponti senza acciaio) [4]. I tipici ponti in calcestruzzo armato in Canada sono della tipologia di struttura a travi (o travi e solette) [5].

I ponti in c.a. sono i più vulnerabili alla corrosione, per la loro diretta esposizione all'ambiente (ad esempio i cloruri) con condizioni sempre più severe e per il sempre più crescente traffico. Solitamente la piastra è armata con acciaio zincato che, in concomitanza con due strati di membrana e la pavimentazione, sono usati come protezione per il ponte in c.a. contro le condizioni ambientali sfavorevoli. L'uso di materiali resistenti alla corrosione per i ponti, come le armature in FRP, diventa una soluzione attraente per ridurre i costi della costruzione e manutenzione durante il suo ciclo di vita [5].

Molta attenzione è stata data ultimamente alle barre di FRP in vetro (GFRP) come rinforzo per elementi dei ponti in calcestruzzo. Questo si deve essenzialmente al costo inferiore rispetto ad altri tipi di FRP (ad esempio il CFRP, Carbon Fibre Reinforced Polymer). Tale attenzione ha spinto la ricerca verso un continuo miglioramento di tali prodotti. Le nuove generazioni di

barre di GFRP, infatti, sono sempre più tecnologicamente avanzate per via dell'utilizzo di componenti ottimali e per metodi più convenienti di costruzione [5].

Nel Québec e negli USA sono stati realizzati e testati diversi ponti, attualmente in utilizzo, tra i quali:

- ✓ Salmon River Bridge (1995, Nuova Scozia, Canada) [4]:

Primo impalcato da ponte al mondo a campata semplice in steel-free.

- ✓ Joffre Bridge (1997, Québec, Canada) [5]
- ✓ Wotton Bridge (2001, Québec, Canada) [5]:



Foto 2.1



Foto 2.2

Sono state utilizzate barre in GFRP per l'armatura inferiore nella direzione secondaria (trasversale) e per quella superiore in entrambe le direzioni e barre in CFRP (Carbon fibre reinforced polymer) per l'armatura inferiore nella direzione principale (longitudinale).

- ✓ Magog Bridge (2002, on Highway 55 North, Québec) [5]:



Foto 2.3



Foto 2.4

Sono state utilizzate barre in GFRP per l'armatura superiore nelle due direzioni (principale e secondaria) e barre in CFRP per l'armatura inferiore nelle due direzioni.

- ✓ Morristown Bridge (2002, Vermont, USA) [5]:



Foto 2.5

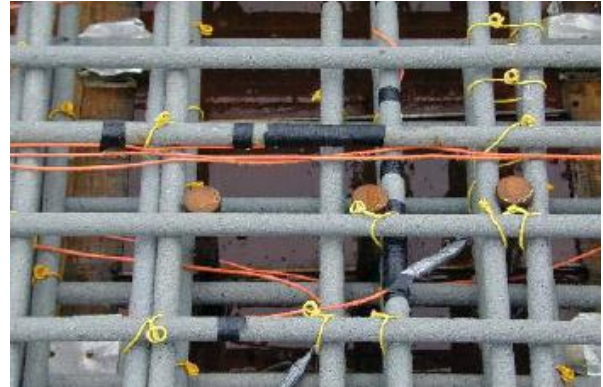


Foto 2.6

Sono state utilizzate le barre in GFRP per l'armatura superiore e inferiore nelle due direzioni.

- ✓ Cookshire - Eaton Bridge (2003, Québec) [5]:



Foto 2.7



Foto 2.8

Il Cookshire - Eaton Bridge (due campate) può essere considerato un vero e proprio ponte ibrido in quanto è per metà (prima campata) armato con barre in acciaio zincato e per metà (seconda campata) con barre in GFRP. In loco, nel dicembre del 2003 la temperatura è scesa fino ai -20°C .

Per quanto riguarda gli sforzi e le deformazioni registrati durante i test e l'utilizzo del ponte, le due metà si sono comportate in modo simile confermando la concorrenzialità delle barre in GFRP. Di seguito sono riportati i risultati degli sforzi massimi registrati nelle barre di armatura superiore (grafico 2.1) e inferiore (grafico 2.2):

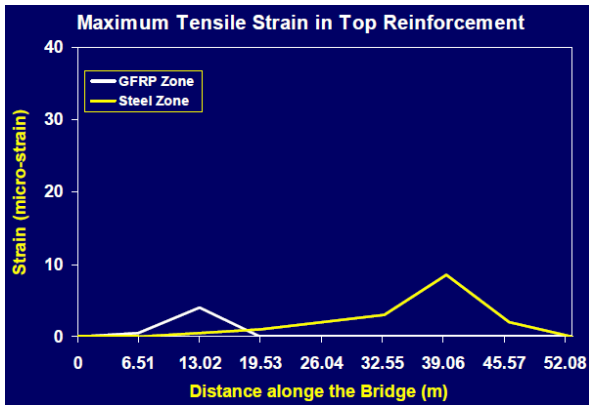


Grafico 2.1

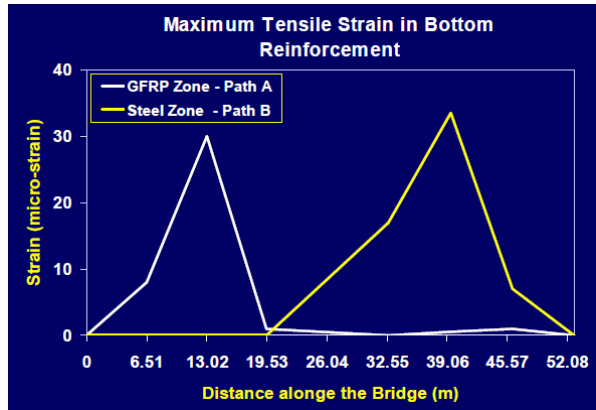


Grafico 2.2

- ✓ Val-Alain Bridge (2004, on Highway 20 East, Québec) [5]:



Foto 2.9



Foto 2.10

Le solette sono state armate con barre in GFRP sia superiormente sia inferiormente nelle due direzioni.

- ✓ Melbourne Bridge (2005, on Highway 55 North, Québec) [5].

Il ponte è stato armato interamente in GFRP. Nel 2005 il CHBDC - 2000 è stato aggiornato al CHBDC - 2005, concedendo al professionista di progettare il ponte direttamente armato in FRP, senza la necessità di calcolare prima le solette armate in acciaio per poi sostituirlo con una quantità equivalente di barre di FRP [6].

L'uso differente delle barre in GFRP e in CFRP si deve essenzialmente alle caratteristiche meccaniche dei due materiali (vetro e carbonio), ad esempio, l'uso di barre di armatura inferiore in CFRP nella direzione principale ha il fine di irrigidire la struttura, grazie al suo modulo elastico superiore rispetto a quello delle barre in GFRP. Per i ponti sopra menzionati, il calcestruzzo e le barre di armatura avevano pressoché le seguenti caratteristiche [5]:

Normal Strength Concrete (f'_c): 27 - 55 MPa

Type of bars	Bar diameter [mm]	Bar area [mm ²]	Modulus of elasticity [GPa]	Tensile strength [MPa]	Ultimate strain [%]
CFRP	9,5	71	120	1500	1,4
GFRP	15,9 - 19,1	198 - 295	40	650	1,8

Tabella 2.1

Gli impalcati in calcestruzzo rinforzato con barre di GFRP hanno mostrato prestazioni molto competitive rispetto a quelli rinforzati con l'acciaio convenzionale, con tensioni di trazione nel calcestruzzo ben al di sotto dello sforzo di cracking [5].

Durante il test (passaggio dei camion) del Cookshire - Eaton Bridge, la deformazione massima rilevata nelle barre di GFRP è stata meno dello 0,3% di quella ultima. Le deformazioni dovute a variazioni di temperatura sono dell'ordine di 15 volte quelli misurati per il passaggio dei camion, ma sono ancora nell'intervallo da 3 a 4,5% della deformazione di rottura del materiale. Le frecce misurate (deflessioni) sono state sotto i limiti consentiti (3 mm per travi e 2 mm per le piastre) [5].

Grazie all'utilizzo di barre in GFRP non è stato riscontrato alcun problema di sorta durante la costruzione e messa in opera, poiché hanno resistito sia nella movimentazione, sia nel posizionamento anche in condizioni atmosferiche difficili (caduta di neve e basse temperature: da -10 °C a -20 °C) [5].

Durante il test, non sono state osservate crepe negli impalcati del ponte sia nella metà con armatura in acciaio sia nella metà in GFRP [5].

Le barre in CFRP (aventi modulo di elasticità simile a quello dell'acciaio ordinario) sono usate per avere una migliore resistenza a fatica, oltre che a prevenire la formazione di ampie fessure longitudinali. Si è appurato che l'apertura della maggior parte delle fessure longitudinali è avvenuta nei primi due anni di vita del ponte [4].

Dallo studio realizzato da Ruth E. et al. [7] sui ponti esistenti canadesi, effettuando alcuni test a fatica, si evince che è ragionevole assumere una vita utile di 100 anni per gli impalcati in calcestruzzo armati in GFRP.

Le barre in GFRP sono in grado di trasmettere gli sforzi di taglio, tuttavia, la larghezza delle fessure è maggiore di quella che si otterrebbe con elementi armati in acciaio ordinario, poiché il modulo di elasticità è più basso, e di conseguenza è maggiore la deformabilità (Almerich A.I. [8]).

2.2. EUROPA

Per quanto concerne gli elementi in calcestruzzo armato precompresso, la comunità europea ha trovato la tecnologia e l'utilizzo del materiale FRP più vantaggioso di quello convenzionale. Inizialmente, mentre la post - tensione dei compositi in fibra di vetro veniva sviluppata in Germania, la pre - tensione con strisce di fibra e barre aramidiche venivano applicate nei Paesi Bassi [9]. La Germania vanta il primo ponte autostradale al mondo con cavi post - tesi in FRP, inaugurato nel 1986 [9]. L'Europa, nel frattempo ha emanato la propria conferenza per i materiali compositi: "Simposio internazionale sul rinforzo non - metallico per strutture in calcestruzzo armato" [10].

Molte applicazioni attuali del rinforzo in FRP in Europa si occupano di sicurezza strutturale, legato allo sviluppo di rinforzo esterno per le strutture danneggiate [10].

La comunità europea sostiene finanziariamente alcuni programmi di ricerca. Il progetto EUROCRETE ad esempio, condotto tra il 1993 e il 1997, si è focalizzato sullo sviluppo, sulla durata in ambienti aggressivi, sul comportamento strutturale e sui metodi di progettazione di tale materiale [63]. La prima passerella costruita in Gran Bretagna utilizzando il GFRP come armatura è stata costruita a Chalgrove in Oxfordshire nel 1995 come parte del progetto EUROCRETE [10].

Il progetto BRITE - EURAM è stato rivolto a svolgere la ricerca sullo sviluppo e sulle caratteristiche delle prestazioni di elementi a trazione in FRP, nonché sull'indagine del comportamento e dei criteri di progettazione degli elementi in calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso in FRP [11].

Guidati da Luc Taerwe e Stijn Matthys, l'Università di Ghent, in Belgio, ha prodotto studi importanti che indagano lastre di calcestruzzo con diversi tipi di rinforzi in FRP, al fine di stabilirne il comportamento strutturale [12, 13]. I loro test hanno riguardato gli stati limite ultimi per flessione, gli stati limite di esercizio, la duttilità, la deformabilità e il carico ultimo di servizio. Riconoscendo l'importanza della resistenza al fuoco, hanno anche considerato gli effetti che si ottengono a temperature elevate sulle proprietà termo - meccaniche dei materiali FRP, sulle resine e sulla loro interfaccia [10].

Ferrier e Hamelin della Claude Bernard University di Lione hanno approfondito l'influenza del tempo di esposizione al fuoco, della temperatura e dei cicli di carico sui rinforzi in carbonio epossidico per strutture in calcestruzzo armato [66]. Essi hanno anche considerato gli effetti sull'incollaggio esterno di rinforzi in FRP agli elementi in calcestruzzo [14].

2.3. GIAPPONE

Le prime sperimentazioni per tentativi nella fabbricazione di prodotti in fibra di polimero sono iniziate nel 1970. I ricercatori hanno iniziato a sviluppare FRP per strutture in calcestruzzo nel 1980 [10].

Un incoraggiante numero di università partecipa allo sviluppo dei materiali compositi per le costruzioni. Circa venti università d'ingegneria civile e dieci

d'ingegneria edile sono coinvolte in questo sforzo. Lo stesso ministero delle costruzioni è il principale sponsor del progetto nazionale delle ricerche, che si concentra sullo sviluppo di nuovi materiali [10].

Per i giapponesi, l'applicazione di polimeri rinforzati con fibre si divide in due categorie: barre e griglie per calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso e fogli di fibre composite per la riparazione e il rinforzamento delle strutture esistenti [15].

Le barre in fibra continua non sono autorizzate a sostituire l'acciaio ordinario per calcestruzzo armato e calcestruzzo armato precompresso negli elementi strutturali principali [16].

Questi materiali innovativi non sono stati ancora accettati come alternativa all'acciaio ordinario, ma piuttosto come rinforzo. Prima che questa possa essere una pratica accettata anche in Giappone, dovranno essere sviluppati ampi metodi di valutazione delle prestazioni sulla resistenza al fuoco e durabilità [10].

I finanziamenti per lo studio sui materiali compositi, ha incoraggiato la ricerca a produrre dati estesi in quasi tutti i campi necessari per una corretta progettazione. Uomoto, uno dei leader più importanti nelle realizzazioni in FRP in Giappone, e i suoi colleghi, hanno condotto studi approfonditi nel valutare la resistenza alla trazione, il comportamento al "creep" (è lo "scorrimento viscoso", ossia la tendenza di un materiale solido di muoversi lentamente o deformare permanentemente sotto l'influenza di sollecitazioni; il creep dipende dal tempo e aumenta con le alte temperature) e la resistenza a fatica di aste in fibra di vetro, aramide e carbonio sotto l'azione di varie sostanze chimiche e diverse temperature [17, 18, 19]. Inoltre, un progetto innovativo condotto da Sugiyama et al., ha sviluppato barre continue di plastica flessibile a fibre a forma di U e ne ha testate le proprietà di base e fornito il diagramma carico - freccia e le concentrazioni delle sollecitazioni [20].

2.4. CORROSIONE DELLE BARRE IN ACCIAIO

L'utilizzo di armatura superiore in FRP è immediatamente intuibile, pensando ai sali disgelanti usati per mantenere le strade e quindi anche i ponti, in buone condizioni di viabilità in caso di neve e ghiaccio.

La parte inferiore del ponte si pensa più protetta da tali agenti corrosivi e dannosi. Nella realtà, l'apertura delle fessure nella parte inferiore e il percorso dell'acqua verso il terreno, soprattutto in eventi come forti nevicate e le caratteristiche della stessa aria (smog, CO₂, umidità, agenti corrosivi, etc.) portano a un forte danneggiamento dell'armatura inferiore (foto 2.11 e 2.12), compresa quella delle pile (foto 2.13 e 2.14).

**Foto 2.11 [4]****Foto 2.12 [4]****Foto 2.13 [4]****Foto 2.14 [4]**

È importante, al fine di salvaguardare l'intera struttura, adottare soluzioni per questo grave inconveniente. Tra le diverse soluzioni ipotizzabili, trova spazio l'uso di armature resistenti alla corrosione come le barre in FRP.

Nelle condizioni ambientali reali, non vi sono solo sali disgelanti ma diversi agenti chimici dannosi anche per gli elementi in FRP. A tale scopo si è rivolto lo studio di Renaud C.M. e Greenwood M.E. [21] dimostrando, che in condizioni ambientali naturali il comportamento alla corrosione degli elementi in FRP è ottimale.

2.5. PRO E CONTRO DELL'ARMATURA IN FRP

I ponti armati con barre in FRP, se paragonati a quelli armati con barre in acciaio, presentano maggiori costi per il materiale, ma richiedono meno attrezzature e minori ore di lavoro [20].

Nella costruzione di un ponte, confrontando i costi del trasporto e del materiale in FRP e in acciaio ordinario, sia esso barre di armatura o elementi prefabbricati, è decisamente più elevato quello in FRP (costi della soletta: +191% ÷ +171%), ma sono necessarie minor ore di lavoro (-56% ÷ -54%) e di utilizzo di attrezzature (-30% ÷ -33%). Il costo del materiale in FRP e del trasporto è stato circa il 65% di quello totale per la struttura [22].

I connettori a taglio rappresentano circa il 30% dei costi del totale dell'armatura in FRP. Si prevede dunque di utilizzare metodi alternativi per i giunti tra travi per ridurre ulteriormente i costi [3].

Confrontati con le armature in acciaio ordinario, l'alta resistenza a trazione delle barre di armatura in FRP, associata alla loro resistenza alla corrosione, basso peso specifico (foto 2.15), esiguo rilassamento meccanico, buona tenacità e alta resistenza a fatica, sono gli aspetti principali per la scelta di questa tecnologia [10].



Foto 2.15

Dallo studio effettuato da Ruth E. et al. [7] su ponti esistenti canadesi, si evince che per i ponti ad arco semplici, l'utilizzo dell'armatura in GFRP è la più conveniente sia dal punto di vista del costo iniziale sia dei costi nella prospettiva del ciclo di vita. Per le solette da ponte, l'armatura in GFRP è più conveniente per i ponti a una campata rispetto a quelli con campate continue.

Come dedotto da Hassan T. [23], il costo dell'armatura per una struttura è comunque marginale rispetto ai costi dell'intera opera e che quindi il costo superiore dell'uso delle barre in FRP rispetto a quelle in acciaio ordinario è

poco significativo rispetto alla somma totale dell'opera, mentre, è di gran lunga più interessante il risparmio che si ottiene per il minor costo di manutenzione del ponte durante la sua vita utile.

In sostituzione all'armatura in acciaio convenzionale, i materiali in FRP hanno molti vantaggi. Si tratta di un materiale più leggero, più facile da trasportare e installare in costruzione (foto 2.15). Gli elementi in FRP hanno una resistenza alla trazione superiore a quella dell'acciaio. Questi materiali sono anche neutri ai disturbi elettrici e magnetici che possono essere causati da utilità e da altri elementi in prossimità di un impalcato da ponte. Questo rende le barre di FRP una promettente alternativa per il loro utilizzo come armatura del ponte. Soprattutto negli stati freddi del nord, dove il continuo uso di sali e altre sostanze chimiche utilizzate per il disgelo possono permeare la piattaforma e corrodere i ferri di armatura. Ciò rende molto invogliante l'utilizzo delle barre di GFRP sugli impalcati per migliorare la loro durabilità. Sebbene le barre GFRP non generino sottoprodotti della corrosione che provocano fessurazioni e spalling del calcestruzzo, come quelle prodotte dalla corrosione dell'acciaio, le barre in GFRP devono tenere in conto di una perdita di resistenza nel tempo. Questo degrado della resistenza deve essere quantificato e contabilizzato nella fase di progetto. Le linee guida fornite dall'ACI [24], raccomandano l'uso di un fattore di degrado ambientale per valutare questa perdita di resistenza nel tempo; impongono che, per gli elementi in calcestruzzo a vista armati con barre in GFRP, la resistenza delle aste a fine servizio debba essere assunta come il 70% della resistenza a trazione garantita dal produttore delle stesse [7].

L'uso di armature in GFRP è risultato essere davvero ideale in quasi tutti i test effettuati nelle numerose ricerche. In Canada infatti, superati ulteriori test, gli stessi Mufti A. et al. [25, 26] dell'ISIS Canada Research Network Review, affermano che il codice CHBDC, che fino al 2005 consentiva l'uso di elementi in GFRP solo come rinforzo secondario, dovrebbe consentirne l'uso anche come rinforzo primario e cavi di precompressione.

Per quanto riguarda la precompressione con i materiali in FRP, sono stati effettuati alcuni test su impalcati da ponte prefabbricati e precompressi, con armatura in GFRP e cavi di precompressione in CFRP. Si è riscontrata la difficoltà pratica dell'ancoraggio dei cavi in CFRP, ma tutti i test hanno confermato l'effettiva capacità degli impalcati armati in FRP di superare tutte le richieste di normativa per gli impalcati da ponte; questi, inoltre, sono stati paragonati a medesimi impalcati armati interamente in acciaio tradizionale e trefoli da precompressione in acciaio. La comparazione ha evidenziato la potenzialità dei prodotti in FRP per l'utilizzo progressivo in questo campo. Da notare è che, durante i test di carico, la rottura delle sezioni armate con FRP è stata causata dalla rottura dei dispositivi di ancoraggio dei cavi da precompressione in CFRP [28].

Soffermandoci sull'aspetto della resistenza a fatica e del punzonamento, essendo quest'ultimo la modalità principale di rottura dei campioni di solette da ponti in calcestruzzo sollecitati a carico di fatica armati con barre in acciaio o in GFRP, dallo studio effettuato da El Ragaby et al. [28], si dimostra che le solette da ponti armate in GFRP hanno un comportamento migliore a fatica e

una durata del carico più lunga (circa tre volte) rispetto a quelle armate in acciaio. Questo può essere dovuto al comportamento elastico - lineare delle barre GFRP fino a rottura e al loro valore del modulo elastico che risulta essere prossimo a quello del calcestruzzo.

Klowak C et al. [29], con una ricerca volta a confrontare il comportamento a fatica di ponti (canadesi) già esistenti armati in acciaio, FRP o misti, hanno appurato che gli impalcati da ponti con armatura longitudinale in FRP e cinghie di acciaio per il controllo trasversale delle fessure forniscono il migliore comportamento a fatica e questa tecnologia risulta anche essere efficiente ed economica.

3. TEMPERATURE DA INCENDIO ALL'APERTO SU STRUTTURE IN FRP

Le temperature delle prove che verranno effettuate sulle solette da ponte saranno di 20°C (temperatura ambiente), 200°C e di 500°C. Le prove a temperatura ambiente servono da base per il confronto con quelle ad alte temperature.

La temperatura di 200°C è giustificata dal voler indagare sul comportamento della soletta quando viene superata la temperatura di transizione vetrosa (T_g) [84] delle barre di armatura in GFRP.

La temperatura di 500°C serve a verificare cosa accade alla soletta da ponte dopo l'evento incendio. Seppur tale temperatura possa sembrare bassa rispetto alla temperatura di un incendio standard [68], bisogna attenersi al caso più reale d'incendio all'aperto a media – grande distanza dalla soletta. Come si vedrà in seguito, le temperature che si raggiungono all'intradosso di un impalcato da ponte sono maggiori di 500°C, ma il tempo di esposizione a tali temperature è dell'ordine di minuti, mentre le prove qui eseguite espongono la soletta a 500°C per un tempo medio di 2h. È noto, infatti, che non solo la temperatura è causa di danneggiamento, ma lo è anche la durata dell'esposizione. Inoltre, l'utilizzo di temperature superiori, sarebbe causa di collassi anche per solette armate in acciaio. Il campo dei 500°C è quello per cui le strutture armate in acciaio non subiscono gravi danneggiamenti, ed è dunque il campo per il quale si vuole indagare sul comportamento di quelle armate in GFRP.

3.1. PROBLEMATICA SULLE TEMPERATURE DEI TEST

Le numerose prove visionate, effettuate su lastre, travi e piastre armate con barre in acciaio o in FRP sono tutte realizzate con i tempi, le temperature e le modalità imposte dalle diverse normative. Ad esempio, le prove effettuate da Sadek A.W. et al. [30, 31] su travi e piastre armate con barre sia di acciaio ordinario sia di FRP sotto l'evento incendio, utilizzano bruciatori sotto gli elementi strutturali che raggiungono i 1100°C, ad una distanza non precisata, ottenendo temperature sulle barre inferiori di armatura più esposte al fuoco di circa 400 °C dopo 30 min, seguendo i test imposti dalle norme ASTM E119 e ISO 834.

Per quando riguarda gli elementi strutturali all'aperto e nello specifico gli impalcati da ponte è necessario chiedersi se le temperature imposte dalla normativa corrispondano a quelle che si avrebbero con un incendio reale. Basta pensare, infatti, ai ponti nella realtà e da quali tipologie d'incendi possano essere investiti. I ponti sono concepiti per il passaggio di veicoli e o persone e qualsiasi tipologia di ponte può imbattersi in un incendio innescatosi su di esso, ma questo tipo d'incendio non desta grande preoccupazione a livello strutturale poiché la pavimentazione, l'impermeabilizzazione, etc. non espongono direttamente al fuoco gli elementi strutturali. Il timore è dato invece, dagli incendi che possono verificarsi sotto il ponte, poiché gli elementi strutturali, in questo caso, sono direttamente esposti al fuoco. I ponti che oltrepassano i corsi d'acqua, seppure si possa pensare erroneamente che un'imbarcazione in fiamme non resti a lungo sotto

un ponte, possono essere danneggiati da un tal evento, come accaduto sotto il ponte ferroviario sul fiume Harlem che collega Manhattan al Bronx nella città di New York (foto 3.1). I cavalcavia hanno una modesta possibilità che avvenga l'incendio di un veicolo sotto di essi, ma è possibile che il veicolo in fiamme sia già fermo, o si fermi, o cada sotto il ponte, com'è accaduto a un camion cisterna con 32000 l di carburante (benzina) nel Wiehlthal bridge in Germania (foto 3.2). Per i viadotti bisogna fare la distinzione tra quelli di modesta altezza e quelli alti: per i primi, la stessa presenza del ponte impedisce alla vegetazione sottostante di infittirsi e di raggiungere dimensioni tali che un suo incendio possa danneggiare strutturalmente il ponte (foto 3.2 e 3.3); i viadotti alti invece, lasciano alla vegetazione sottostante la possibilità di svilupparsi ed è usuale osservare che sotto di essi vi sia una fitta vegetazione di arbusti e alberi il cui incendio potrebbe danneggiare il ponte (foto 3.4 - ponte sulla baia di Zolotoi Rog a Vladivostok, Russia). È necessario precisare che per i viadotti molto alti, la differenza di quota tra l'impalcato e la vegetazione sottostante è tale che diviene irrealistico pensare che vi sia interazione tra un incendio e l'impalcato del ponte (foto 3.5).

**Foto 3.1****Foto 3.2****Foto 3.3****Foto 3.4**



Foto 3.5

Riassumendo, il pericolo per la struttura di un ponte è che l'incendio avvenga sotto di esso e questo può essere innescato o da veicoli, o da imbarcazioni, o dalla boscaglia, ma solo se la vegetazione è sufficientemente vicina all'impalcato.

Approccio della NTC - 2008 [32]

Nella NTC - 2008 § 3.6 [32] viene trattato l'incendio come azione eccezionale.

Per *incendio*, s'intende la combustione autoalimentata e incontrollata di materiali combustibili presenti in un compartimento.

Ai fini della presente norma si fa riferimento a un *incendio convenzionale di progetto* definito attraverso una *curva d'incendio* che rappresenta l'andamento, in funzione del tempo, della temperatura dei gas di combustione nell'intorno della superficie degli elementi strutturali.

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

Per *compartimento antincendio* s'intende una parte della costruzione delimitata da elementi costruttivi resistenti al fuoco.

Per *carico d'incendio specifico* s'intende il potenziale termico netto che può essere prodotto nel corso della combustione completa di tutti i materiali combustibili contenuti in un *compartimento*, riferito all'unità di superficie. I valori del carico d'incendio specifico di progetto ($q_{f,d}$) sono determinati mediante la relazione:

$$q_{f,d} \left[\frac{MJ}{m^2} \right] = q_f \cdot \delta_{q1} \cdot \delta_{q2} \cdot \delta_n \quad (3.1)$$

dove:

- $\delta_{q1} \geq 1,00$ è un fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione alla superficie del compartimento.
- $\delta_{q2} \geq 0,80$ è un fattore che tiene conto del rischio di incendio in relazione al tipo di attività svolta nel compartimento.
- $\delta_n = \prod_{i=1}^{10} \delta_{n,i} \geq 0,20$ è un fattore che tiene conto delle differenti misure di protezione dall'incendio (sistemi automatici di estinzione, rivelatori, rete idranti, squadre antincendio, ecc.).
- $q_f \left[\frac{MJ}{m^2} \right]$ è il valore nominale del carico d'incendio.

Qualora nel compartimento siano presenti elevate dissimmetrie nella distribuzione dei materiali combustibili il valore nominale q_f del carico d'incendio è calcolato anche con riferimento all'effettiva distribuzione dello stesso. Per distribuzioni molto concentrate del materiale combustibile si può fare riferimento all'incendio localizzato, valutando, in ogni caso, se si hanno le condizioni per lo sviluppo di un incendio generalizzato. Per *incendio localizzato* deve intendersi un focolaio d'incendio che interessa una zona limitata del compartimento antincendio, con sviluppo di calore concentrato in prossimità degli elementi strutturali posti superiormente al focolaio o immediatamente adiacenti.

Secondo l'incendio convenzionale di progetto adottato, l'andamento delle temperature viene valutato con riferimento a:

- una curva d'incendio nominale,
- una curva d'incendio naturale.

Nel caso d'incendio di materiali combustibili prevalentemente di natura cellulosa, la curva d'incendio nominale di riferimento è la curva d'incendio nominale standard definita come segue:

$$\theta_g \text{ [}^\circ\text{C]} = 20 + 345 \cdot \log_{10}(8 \cdot t + 1) \quad (3.2)$$

dove θ_g è la temperatura dei gas caldi e t è il tempo espresso in minuti primi.

Nel caso d'incendi di quantità rilevanti d'idrocarburi o altre sostanze con equivalente velocità di rilascio termico, la curva d'incendio nominale standard può essere sostituita con la *curva nominale degli idrocarburi* seguente:

$$\theta_g \text{ [}^\circ\text{C]} = 1080 \cdot (1 - 0,325 \cdot e^{-0,167t} - 0,675 \cdot e^{-2,5t}) \quad (3.3)$$

Nel caso d'incendi sviluppatasi all'interno del compartimento, ma che coinvolgono strutture poste all'esterno, per queste ultime la curva d'incendio nominale standard può essere sostituita con la *curva nominale esterna* seguente:

$$\theta_g \text{ [}^\circ\text{C]} = 660 \cdot (1 - 0,687 \cdot e^{-0,32t} - 0,313 \cdot e^{-3,8t}) \quad (3.4)$$

Gli incendi convenzionali di progetto vengono generalmente applicati ad un compartimento dell'edificio alla volta.

Il campo termico all'interno dei componenti della struttura viene valutato risolvendo il corrispondente problema di propagazione del calore, tenendo conto del trasferimento di calore per irraggiamento e convezione dai gas di combustione alla superficie esterna degli elementi e considerando l'eventuale presenza di materiali protettivi.

Citando ancora la NTC – 2008 § 4.1.13 [32] per la resistenza al fuoco di elementi in calcestruzzo: "Le verifiche di resistenza al fuoco potranno eseguirsi con riferimento a UNI EN 1992 Parte 1.2 [33], utilizzando i coefficienti γ_M (v. § 4.1.4) relativi alle combinazioni eccezionali ed assumendo il coefficiente α_{cc} pari a 1,0."

Le prove sperimentali, anche recenti, su elementi armati con barre in FRP e sottoposti ad alte temperature hanno basato i test su curve d'incendio (ISO 834, identiche a quelle della NTC – 2008 [32]) dettate da norme che impongono modalità di verifica per elementi strutturali di edifici civili. Le disposizioni impongono che gli elementi strutturali mantengano una capacità portante minima di esercizio per un determinato tempo (in minuti), sotto temperature (curve di calore) che nella realtà si riscontrano in incendi di civili abitazioni, uffici, centri di stoccaggio, etc., ossia in ambienti chiusi. Per i locali chiusi, infatti, s'instaura un effetto detto flash – over, ossia ad un determinato momento dopo l'innescio dell'incendio, tutte le superfici del locale hanno circa la stessa temperatura. Le curve date dalle normative sono basate sul punto di flash – over. È chiaro che adottare tali curve per analizzare un incendio in ambiente aperto, come l'incendio sotto ad un ponte, è molto gravoso. Dunque, l'utilizzo delle curve d'incendio fornite della NTC – 2008 non rispecchierebbe la realtà di un incendio all'aperto. Questa norma però rimanda alla UNI EN, citando l'idea di incendio localizzato. Possiamo, infatti, approssimare il nostro caso ad un incendio localizzato, ossia che il compartimento sia tanto grande che l'incendio interagisca con la sola soletta (e pile), senza interferire con la temperatura dell'intero del locale (ambiente circostante).

La UNI EN 1991, Parte 1.2, appendice C [34] tratta proprio dell'incendio localizzato. Si passa dunque al vero e proprio studio dell'incendio.

3.2. STUDIO SULLE TEMPERATURE DI UN INCENDIO ALL'APERTO

Lo scopo è determinare la temperatura all'intradosso della soletta di un ponte sotto il quale è avvenuto l'incendio. Si tratterà il problema seguendo la UNI EN 1991, Parte 1.2 per gli incendi localizzati con tutti i coefficienti forniti dalla norma e successivamente, si studierà il problema con le nozioni base della trasmissione del calore attraverso irraggiamento e convezione, utilizzando le curve di calore più appropriate. Infine si mostreranno i risultati ottenuti dai programmi di calcolo:

- FDS & SMV (Fire Dynamics Simulator e Smokeview)
- Straus7

Fire Dynamics Simulator (FDS) è un modello di fluido dinamica computazionale (CFD) del fuoco e del flusso guidato del fluido. Il software risolve numericamente le formule di Navier - Stokes adeguate a bassa velocità, flusso del fluido guidato termicamente, con un'enfasi su fumo e trasporto di calore da incendi [35].

Smokeview (SMV) è un programma di visualizzazione che viene utilizzato per rappresentare l'output di FDS [35].

Straus7 è un generico sistema di analisi degli elementi finiti costituiti da pre - processore, solutori e post - processore. Il software risolvete comprende l'analisi statica lineare base, l'instabilità lineare, una gamma di soluzioni dell'analisi dinamica includendo soluzioni dirette e sovrapposizioni di soluzioni e avanzati risolutori di statica e dinamica non lineare del calore in regime sia stazionario sia transitorio [36].

Con Straus7 si vuole analizzare la variazione della temperatura nella soletta per verificare quale sia la temperatura all'altezza delle barre inferiori della stessa soletta al variare del tempo.

3.2.1. UNI EN 1991, Parte 1.2, Appendice E e C [34]

Durata dell'incendio

La normativa stabilisce la modalità per calcolare la durata di esposizione al fuoco per locali chiusi, ma con la possibilità di considerare delle aperture. Si è pensato allora al ponte come un locale chiuso con due grosse aperture: una frontale all'altra; le altre coppie di facce del "locale" saranno il terreno e la soletta e le due pile. Si sono ottenuti i valori della durata dell'esposizione al fuoco della soletta da ponte considerando l'incendio di un veicolo come ultra rapido (il valore massimo di 5 MW viene raggiunto in circa 5 minuti), di un camion che trasporta materiale infiammabile come veloce (il valore massimo di 10 MW viene raggiunto in 10 ÷ 20 minuti) e boschivo medio [81]. L'altezza dal suolo del viadotto è stato considerato 5 m (veicolo alto 1,7 m, lungo 4 m e largo 2 m; camion alto 3,5 m, lungo 10 m e largo 2,55 m), mentre quella del ponte è stata considerata di 15 m (bosaglia fitta resinosa, alta 6 m).

La durata di esposizione al fuoco è risultata essere:

circa 15 minuti per il veicolo; circa 35 minuti per il camion; 80 minuti per l'incendio boschivo.

Determinazione delle temperature all'intradosso dell'impalcato da ponte

Lo sviluppo della fiamma L_f (figura 3.1) è fornito dalla:

$$L_f [m] = -1,02 \cdot D + 0,0148 \cdot Q^{\frac{2}{5}} \quad (3.5)$$

- $D [m]$ è il diametro dell'incendio (figura 3.1);
- $Q [W]$ è la velocità di rilascio del calore dell'incendio.

$$Q [W] = 10^6 \cdot \left(\frac{t}{t_\alpha} \right)^2 \quad (3.6)$$

- $t [s]$ è il tempo in secondi
- $t_\alpha [s]$ è il tempo necessario a raggiungere una velocità di rilascio di calore di 1 MW.

$t_\alpha [s]$ si ricava dalla tabella 3.1.

Velocità massima di rilascio di calore RHR_f			
Destinazione d'uso	Velocità di crescita dell'incendio	$t_\alpha [s]$	$RHR_f [kW/m^2]$
Alloggio	Media	300	250
Ospedale (stanza)	Media	300	250
Albergo (stanza)	Media	300	250
Biblioteca	Veloce	150	500
Ufficio	Media	300	250
Classe di una scuola	Media	300	250
Centro commerciale	Veloce	150	250
Teatro (cinema)	Veloce	150	500
Trasporti (spazio pubblico)	Lenta	600	250

Tabella 3.1

È possibile ricavare $t_\alpha [s]$ o dalla destinazione d'uso o dalla velocità di crescita dell'incendio; per un incendio ultrarapido è consigliato il valore di $t_\alpha [s] = 75$.

Si ottiene dunque:

- per un incendio lento:

$$Q [W] = \frac{25}{9} \cdot t^2; \quad L_f [m] = 0,022271 \cdot t^{\frac{4}{5}} - 1,02 \cdot D \quad (3.7, 3.8)$$

- Per un incendio medio:

$$Q [W] = \frac{100}{9} \cdot t^2; \quad L_f [m] = 0,038776 \cdot t^{\frac{4}{5}} - 1,02 \cdot D \quad (3.9, 3.10)$$

- per un incendio veloce:

$$Q [W] = \frac{400}{9} \cdot t^2; \quad L_f [m] = 0,067513 \cdot t^{\frac{4}{5}} - 1,02 \cdot D \quad (3.11, 3.12)$$

- per un incendio ultrarapido:

$$Q [W] = \frac{1600}{9} \cdot t^2; \quad L_f [m] = 0,117547 \cdot t^{\frac{4}{5}} - 1,02 \cdot D \quad (3.13, 3.14)$$

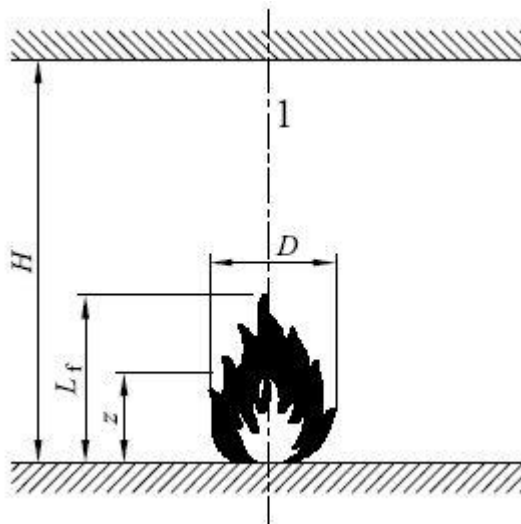


Figura 3.1

Quando la fiamma non impatta sul soffitto del compartimento ($L_f < H$, vedere la figura 3.1), o nel caso d'incendio all'aria aperta, la temperatura $\theta_{(z)}$ nel pennacchio lungo l'asse verticale di simmetria è fornita dalla relazione:

$$\theta_{(z)} [^{\circ}C] = 20 + 0,25 \cdot Q_c^{\frac{2}{3}} \cdot (z - z_0)^{-\frac{5}{3}} \leq 900 \quad (3.15)$$

$$Q_c [W] = 0,8 \cdot Q \quad (3.16)$$

$$z_0 [m] = 1,02 \cdot D + 0,00524 \cdot Q^{\frac{2}{5}} \quad (3.17)$$

- Q_c è la parte convettiva del rilascio del calore.

- z [m] è l'altezza lungo l'asse della fiamma (figura 3.1).
- z_0 [m] è l'origine virtuale dell'asse della fiamma.

Quando la fiamma tocca il soffitto del compartimento ($L_f \leq H$, vedere la figura 3.2), si ricerca il flusso termico $\dot{h} \left[\frac{W}{m^2} \right]$:

- r [m] è la distanza orizzontale tra l'asse verticale dell'incendio e il punto appartenente al soffitto nel quale viene calcolato il flusso di calore, vedere figura 3.2;
- H [m] è la distanza [m] tra la sorgente dell'incendio e il soffitto (figura 3.2);
- L_h [m] è l'ingombro orizzontale della fiamma (figura 3.2);
- z' [m] è la posizione della sorgente di calore virtuale;
- Q_H^* [#] è la velocità adimensionale di rilascio di calore;

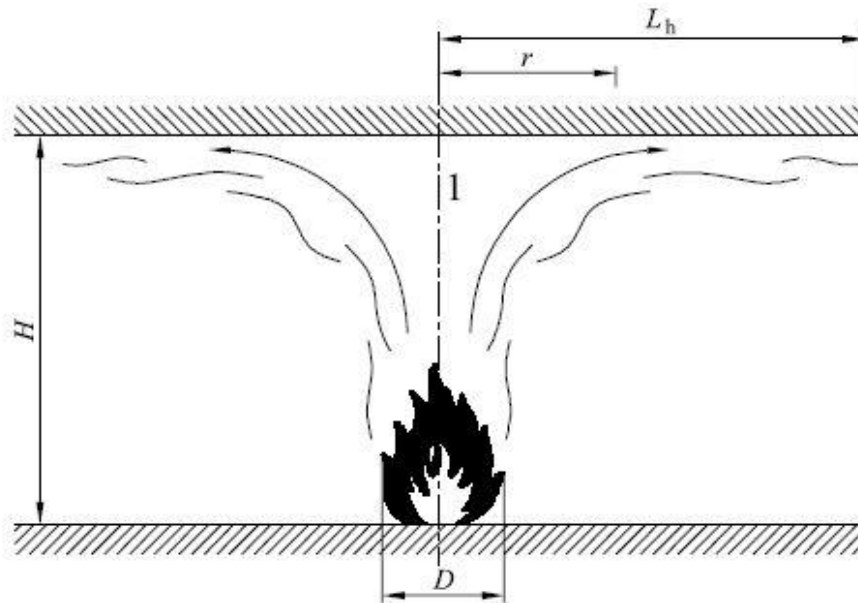


Figura 3.2

$$Q_H^* [\#] = \frac{Q}{1,11 \cdot 10^6 \cdot H^{2,5}} \quad (3.18)$$

$$L_h [m] = (2,9 \cdot H \cdot Q_H^{*0,33}) - H \quad (3.19)$$

$$Q_D^* [\#] = \frac{Q}{1,11 \cdot 10^6 \cdot D^{2,5}} \quad (3.20)$$

$$z' [m] = 2,4 \cdot D \cdot \left(Q_D^{*\frac{2}{5}} - Q_D^{*\frac{2}{3}} \right) \quad \text{se} \quad Q_D^* < 1,0 \quad (3.21)$$

$$z' [m] = 2,4 \cdot D \cdot \left(1,0 - Q_D^{*\frac{2}{5}} \right) \quad \text{se} \quad Q_D^* \geq 1,0 \quad (3.22)$$

$$y [\#] = \frac{r + H + z'}{L_h + H + z'} \quad (3.23)$$

$$\dot{h} \left[\frac{W}{m^2} \right] = 100000 \quad \text{se} \quad y \leq 0,30 \quad (3.24)$$

$$\dot{h} \left[\frac{W}{m^2} \right] = 136300 - 121000 \cdot y \quad \text{se} \quad 0,30 < y < 1,00 \quad (3.25)$$

$$\dot{h} \left[\frac{W}{m^2} \right] = 15000 \cdot y^{-3,7} \quad \text{se} \quad y \geq 1,00 \quad (3.26)$$

Il flusso termico netto $\dot{h}_{net} \left[\frac{W}{m^2} \right]$ ricevuto dall'area esposta di superficie unitaria posta a livello del soffitto, è data da:

$$\dot{h}_{net} \left[\frac{W}{m^2} \right] = \dot{h} - \alpha_c \cdot (\theta_m - 20) - \phi \cdot \varepsilon_m \cdot \varepsilon_f \cdot \sigma \cdot \left[(\theta_m + 273,15)^4 - 293,15^4 \right] \quad (3.27)$$

- $\alpha_c \left[\frac{W}{m^2 \cdot K} \right]$ è il coefficiente di trasferimento di calore per convezione;
- $\theta_m [^{\circ}C]$ è la temperatura superficiale dell'elemento;;
- $\phi [\#]$ è il fattore di configurazione;
- $\varepsilon_m [\#]$ è l'emissività superficiale dell'elemento;
- $\varepsilon_f [\#]$ è l'emissività del fuoco;
- $\sigma \left[\frac{W}{m^2 \cdot K^4} \right] = 5,67 \cdot 10^{-8}$ è la costante di Stephan - Boltzmann.

Si procede al calcolo di $\dot{h}_{net} \left[\frac{W}{m^2} \right]$ per implementare i valori nel tempo della temperatura della soletta, così da effettuare un calcolo ciclico. Si parte da una temperatura della soletta pari a $\theta_m [^{\circ}C] = T_{iniziale} = 20^{\circ}C$ e poiché un corpo di calore specifico $c_p \left[\frac{J}{kg \cdot K} \right]$ e massa $m [kg]$, ha una variazione di temperatura ΔT se riceve la potenza termica $\dot{Q} [W]$ secondo la relazione:

$$Q [J] = m \cdot c_p \cdot \Delta T \quad (3.28)$$

bastera scomporre la massa m in $m [kg] = \rho \cdot V$ (massa volumica del corpo: $\rho \left[\frac{kg}{m^3} \right]$; volume corpo: $V [m^3]$) e il volume in $V [m^3] = A \cdot s$ (area del corpo: $A [m^2]$; spessore corpo: $s [m]$) per ottenere ($\Delta t [s]$ è la variazione di tempo in secondi):

$$\frac{\dot{Q}}{A} \left[\frac{J}{m^2} \right] = \rho \cdot s \cdot c_p \cdot \Delta T = \dot{h}_{nett} \cdot \Delta t$$

$$\Delta T = \frac{\dot{h}_{nett} \cdot \Delta t}{\rho \cdot s \cdot c_p} = T_{finale} - T_{iniziale}$$

$$T_{finale} = \frac{\dot{h}_{nett} \cdot \Delta t}{\rho \cdot s \cdot c_p} + T_{iniziale}$$

Stabilito un intervallo di tempo $\Delta t [s]$ è così possibile ricavare la temperatura finale di ogni step, da utilizzare come temperatura iniziale dello step successivo. Il ciclo terminerà quando il tempo t eguaglierà quello di fine esposizione al fuoco. Sarà così fornito l'andamento della temperatura della soletta all'intradosso.

I dati di input per il ciclo, oltre a quelli forniti già in precedenza, sono:

$$r [m] = 0,25; \quad \phi [\#] = 1,00; \quad \alpha_c \left[\frac{W}{m^2 \cdot K} \right] = 25 \text{ (calcestruzzo)}; \quad \varepsilon_m [\#] = 0,80; \quad \varepsilon_f [\#] = 1;$$

$$\theta_m [^\circ C] = 20 \text{ a } t = 0 \text{ s}; \quad c_p \left[\frac{J}{kg \cdot K} \right] = 880; \quad \rho \left[\frac{kg}{m^3} \right] = 2400; \quad s [m] = 0,2.$$

La larghezza e la lunghezza di fiamma sono le dimensioni del veicolo, o la dimensione del ponte stesso (boschivo).

Si ricerca dunque la temperatura al tempo di durata dell'incendio calcolato in precedenza. Per l'incendio del veicolo la temperatura raggiunta è di 870 °C; per il camion le temperature sono salite fino a quasi 1200°C; le temperature dell'incendio boschivo sono rimaste intorno ai 800°C.

Si mostrano i risultati ottenuti nei grafici seguenti (il grafico delle temperature - tempo per il camion è risultato praticamente identico a quello del veicolo):

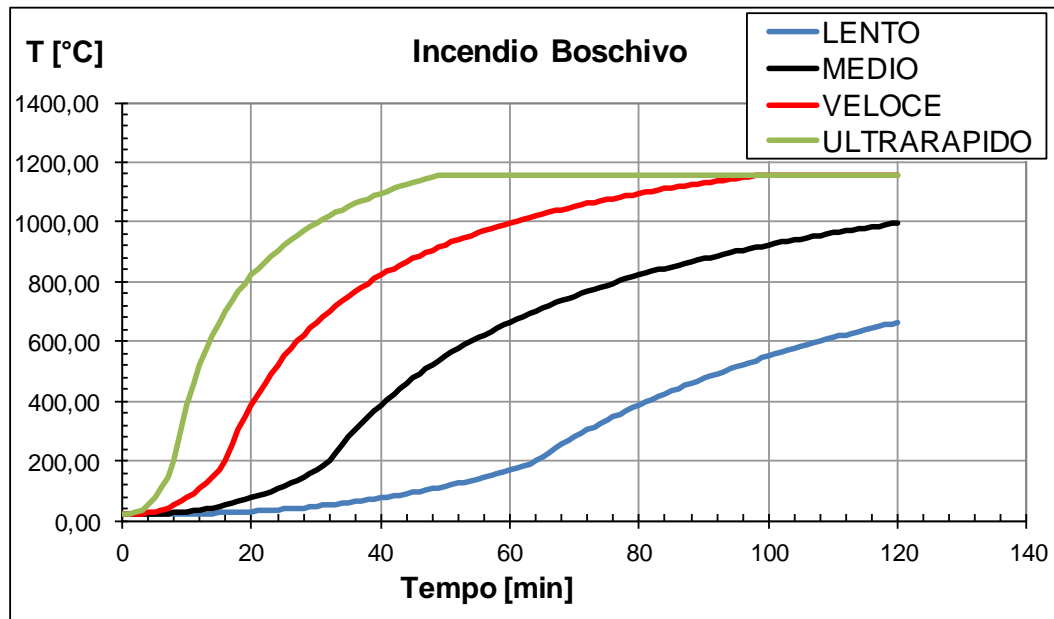


Grafico 3.1 Incendio Boschivo

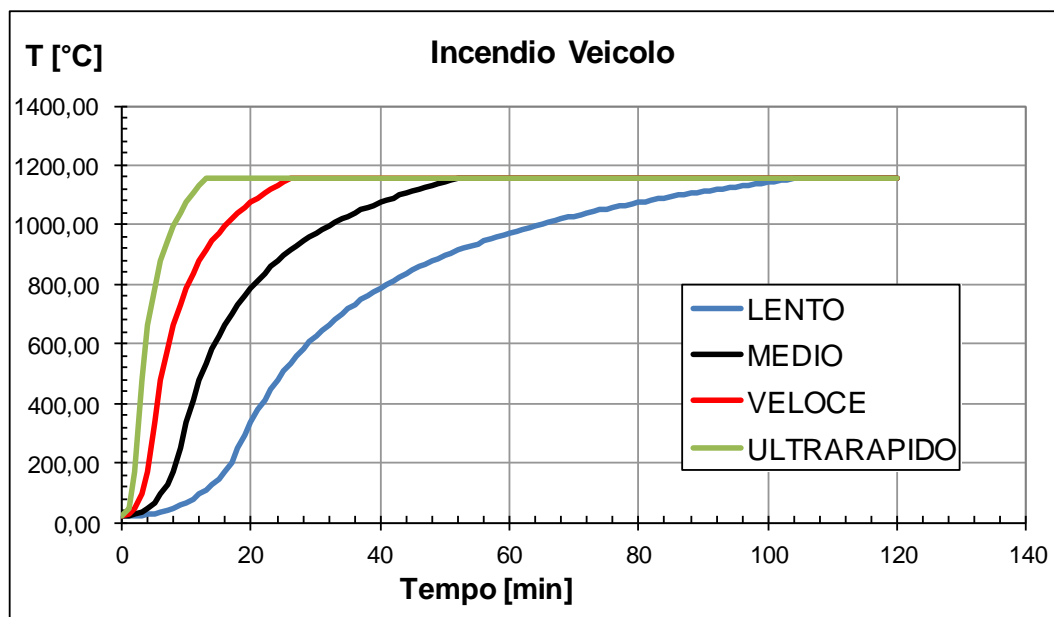


Grafico 3.2 Incendio di un veicolo

Come previsto le temperature all'intradosso della soletta sono superiori ai 500°C. Anche i tempi però sono stati di molto inferiori rispetto a quanto fatto nei test sulle solette.

3.2.2. Convezione & Irraggiamento (Trasmissione del calore)

Si vuole determinare la temperatura all'intradosso della soletta utilizzando le formule della trasmissione del calore (fisica tecnica).

Si definiscono "corpo 1" il corpo caldo e "corpo 2" quello freddo, ossia il corpo 1 scalda il corpo 2. Di conseguenza tutti i pedici 1 e 2 che verranno utilizzati, avranno lo scopo di identificare il corpo in questione.

Per quanto riguarda la convezione, si pensa che i gas caldi provenienti dal corpo 1, impattino sul corpo 2 alla stessa temperatura del corpo 1, in quanto si studia un incendio abbastanza vicino all'intradosso dell'impalcato del ponte. Per l'irraggiamento si assume che il corpo 1 sia rappresentato da una sfera poggiata al suolo (A_1), che irraggia radialmente nello spazio circostante, ossia su una superficie di una semisfera (A_2).

La superficie 2 lambita dai gas caldi e irradiata dal corpo 1 si suppone $A_{2,soletta} [m^2] = 0,5 \cdot 0,5 = 0,25$. Queste dimensioni sono la larghezza del forno e la profondità della soletta delle prove sperimentali (capitolo 7).

Si tratta per prima la potenza termica ricevuta da $A_{2,soletta}$ per irraggiamento dal corpo caldo e poi quella per convezione.

Irraggiamento

Per irraggiamento, la potenza termica emessa dal corpo 1 è:

$$\dot{Q}_{irrag,emessa} [W] = \sigma \cdot \frac{(T_1^4 - T_2^4)}{\frac{1 - \varepsilon_1}{A_1 \cdot \varepsilon_1} + \frac{1}{A_1 \cdot F_{12}} + \frac{1 - \varepsilon_2}{A_2 \cdot \varepsilon_2}} \quad (3.29)$$

$T_1[K]$ e $T_2[K]$, $A_1[K]$ e $A_2[K]$ sono le temperature e le superfici dei corpi 1 e 2.

$\sigma \left[\frac{W}{m^2 \cdot K^4} \right] = 5,67 \cdot 10^{-8}$ è la costante di Stephan - Boltzmann.

$\varepsilon [\#]$ è il coefficiente emissivo o di emissività.

$\varepsilon_1[\#] = 1$ (corpo nero); $\varepsilon_2[\#] = 0,95$ (calcestruzzo)

$F_{12}[\#] = 1$ è il fattore di vista tra 1 e 2. Si considera il valore unitario perché la sfera di superficie A_1 irraggia in modo radiale su tutta la superficie della mezza sfera A_2 .

Assunti i valori qui sopra riportati, la 3.29 si riduce nella 3.30:

$$\dot{Q}_{irrag,emessa} [W] = \frac{\sigma \cdot A_1 \cdot A_2 \cdot \varepsilon_2}{A_2 \cdot \varepsilon_2 + 1 - \varepsilon_2} \cdot (T_1^4 - T_2^4) \quad (3.30)$$

La superficie A_s di una sfera di raggio $r[m]$ è data da:

$$A_s [m^2] = 4 \cdot \pi \cdot r^2 \quad (3.31)$$

Mentre quella di una semisfera:

$$A_{ss} [m^2] = 2 \cdot \pi \cdot r^2 \quad (3.32)$$

Le dimensioni del corpo incendiato (corpo 1) sono stabilite, dunque anche la sua superficie; questo valore sarà la A_s , che corrisponde alla A_1 e da questa si ricaverà il valore di r_1 . Riassumendo:

$$A_1 [m^2] = 4 \cdot \pi \cdot r_1^2; \quad A_2 [m^2] = 2 \cdot \pi \cdot r_2^2 \quad .$$

Per determinare la $\dot{Q}_{irrag} [W]$, resta da identificare solo r_2 . Indichiamo con $d[m]$ la distanza a cui vogliamo misurare la potenza irradiata dal corpo 1, allora: $r_2 [m] = r_1 + d$.

Abbiamo così ottenuto $\dot{Q}_{irrag,emessa} [W]$, ossia la potenza termica trasmessa dalla sfera A_1 a tutta la semisfera A_2 . Ciò che interessa però è quanta di questa $\dot{Q}_{irrag,emessa} [W]$ giunga a $A_{2,soletta}$, ossia quanto vale $\dot{Q}_{irrag} [W]$. Questo valore ricercato è calcolabile dalla 3.33:

$$\dot{Q}_{irrag} [W] = \dot{Q}_{irrag,emessa} \cdot \frac{A_{2,soletta}}{A_2} \quad (3.33)$$

$$\dot{Q}_{irrag} [W] = \frac{\sigma \cdot A_1 \cdot A_{2,soletta} \cdot \varepsilon_2}{A_2 \cdot \varepsilon_2 + 1 - \varepsilon_2} \cdot (T_1^4 - T_2^4) \quad (3.34)$$

\dot{Q}_{irrag} varia al variare di d e delle temperature dei due corpi.

Convezione

Si associa il problema in esame ad un caso di convezione naturale su lastra piana. Per convezione, la potenza termica che riceve il corpo 2 è definita:

$$\dot{Q}_{conv} [W] = h \cdot A_{2,soletta} \cdot (T_1 - T_2) \quad (3.35)$$

$h \left[\frac{W}{m^2 \cdot K} \right]$ è il coefficiente di convezione o laminare.

Il calcolo di h è complesso. Si trova dal numero di Nusselt:

$$h \left[\frac{W}{m^2 \cdot K} \right] = Nu \cdot \frac{\lambda}{\delta} \quad (3.36)$$

$\lambda \left[\frac{W}{m \cdot K} \right]$ è la conducibilità (conduttività) termica dei gas caldi (del fluido).

I gas caldi si approssimano come aria secca. Tutte le proprietà del gas aria variano al variare della temperatura dello stesso.

$\delta [m] = 0,5$ è la dimensione caratteristica del campo di moto del fluido.

Nel caso in questione si tratta di convezione su lastra piana, il valore imposto a è dovuto al fatto che la sezione considerata è di aria $A_2=0,5 \cdot 0,5$ e quindi entrambe le lunghezze (larghezza e profondità della lastra) hanno lo stesso valore.

Per la covezione su lastra piana, il numero di Nusselt è dato da:

$$Nu \text{ [#]} = 0,54 \cdot Ra^{\frac{1}{4}} \quad \text{Per} \quad Ra \leq 2 \cdot 10^7 \Rightarrow \text{Moto laminare} \quad (3.37)$$

$$Nu \text{ [#]} = 0,54 \cdot Ra^{\frac{1}{3}} \quad \text{Per} \quad Ra > 2 \cdot 10^7 \Rightarrow \text{Moto turbolento} \quad (3.38)$$

$$Ra \text{ [#]} = Gr \cdot Pr \quad \text{è il numero di Rayleigh} \quad (3.39)$$

$$Gr \text{ [#]} = g \cdot \delta^3 \cdot \rho^2 \cdot \alpha \cdot \frac{(T_1 - T_2)}{\mu^2} \quad \text{è il numero di Grashof} \quad (3.40)$$

$$Pr \text{ [#]} = c_p \cdot \frac{\mu}{\lambda} \quad \text{è il numero di Prandtl} \quad (3.41)$$

$g \left[\frac{m}{s^2} \right] = 9,8$ è l'accelerazione gravitazionale.

$\rho \left[\frac{kg}{m^3} \right]$ è la massa volumica del fluido.

$\alpha \left[\frac{1}{K} \right] = \frac{1}{T_m}$ è il coefficiente di dilatazione volumetrica isobara del fluido (aria secca, gas perfetto).

$T_m \text{ [K]} = \frac{T_1 + T_2}{2}$ è la temperatura media.

$\mu \left[\frac{kg}{m \cdot s} \right]$ è la viscosità del fluido.

$c_p \left[\frac{J}{kg \cdot K} \right]$ è calore specifico a pressione costante del fluido.

Al variare di T_2 , variano tutte le proprietà del gas caldo.

Si è dunque ricavata la potenza termica $\dot{Q}_{conv} \text{ [W]}$ ricevuta per convezione sul corpo 2.

Potenza termica totale ricevuta e temperature sull'intradosso della soletta

La potenza termica totale ricevuta dalla porzione di soletta (corpo 2 di superficie $A_{2,soletta} [m^2]$) vale:

$$\dot{Q} [W] = \dot{Q}_{irrag} + \dot{Q}_{conv} \quad (3.42)$$

Come detto nei capitoli precedenti, la temperatura di un incendio non è costante, ma varia col tempo. A tempo $t = 0$ le temperature T_1 e T_2 saranno entrambe a $T = 20^\circ\text{C} = 293,15 \text{ K}$. Col passare del tempo la T_1 aumenta rapidamente, seguita dalla T_2 , poiché la superficie fredda è stata raggiunta dalla potenza termica \dot{Q} , che dipende proprio dalla differenza tra le temperature dei due corpi $\Delta T = T_1 - T_2$; maggiore è ΔT e maggiore è \dot{Q} quindi l'incremento di T_2 . Raggiunta una temperatura pressoché costante dell'incendio, la T_2 continuerà ad incrementare finché $\Delta T = 0$; a quel punto la potenza termica scambiata è nulla e le due temperature saranno le stesse.

Per conoscere l'incremento di T_2 , basterà utilizzare la seguente formula:

$$Q [J] = \dot{Q} [W] \cdot \Delta t \quad (3.43)$$

$$Q [J] = m \cdot c_p \cdot (T_{2,finale} - T_{2,iniziale}) = m \cdot c_p \cdot \Delta T_2 \quad (3.44)$$

$$T_{2,finale} [K] = \frac{Q}{m \cdot c_{p,soletta}} - T_{2,iniziale} \quad (3.45)$$

$c_{p,soletta} \left[\frac{J}{kg \cdot K} \right] = 880$ è il calore specifico del corpo 2 (calcestruzzo).

$m [kg]$ è la massa del corpo 2.

$\Delta t [s] = 60$ è l'intervallo preso degli step.

Iterando in step di tempo pari a Δt , si otterranno ad ogni step le relative temperature per le quali si svolgeranno i calcoli di irraggiamento e convezione. Ad esempio: si entra nell'iterazione al tempo i -esimo t_i , con le temperature iniziali $T_{1,i}$ e $T_{2,i}$; per queste temperature si ricava \dot{Q} e quindi la temperatura finale $T_{2,i+1}$; al tempo t_{i+1} avremo quindi $T_{2,i+1}$ ricavata dallo step precedente e $T_{1,i+1}$ corrispondente alla temperatura a t_{i+1} della curva d'incendio scelta.

Secondo quanto detto e utilizzando le curve d'incendio dettate dalla normativa [32] curva standard per materiale cellulosico come il bosco e curva idrocarburi per il veicolo e il camion, si ottengono i seguenti andamenti delle temperature:

Si vuole ricordare che vi è una dipendenza non solo dal tempo, ma anche dalla distanza dei due corpi d indicata nei grafici.

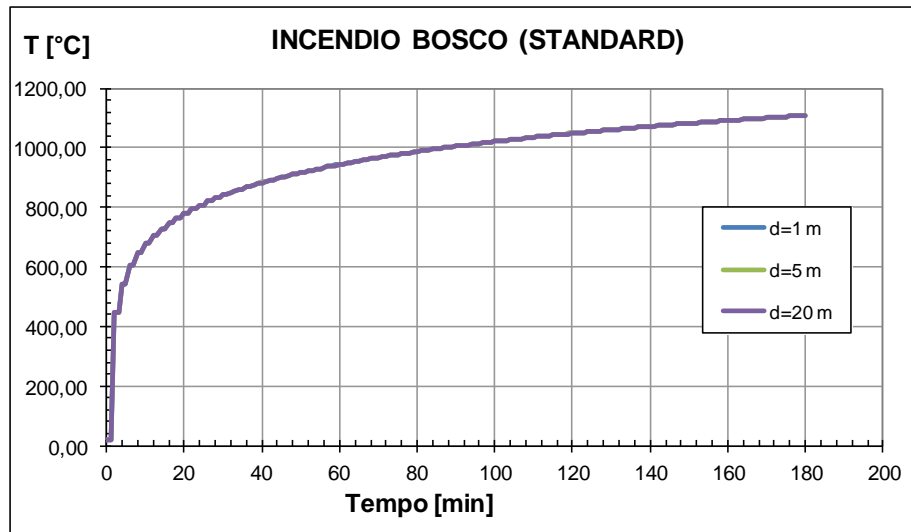


Grafico 3.3

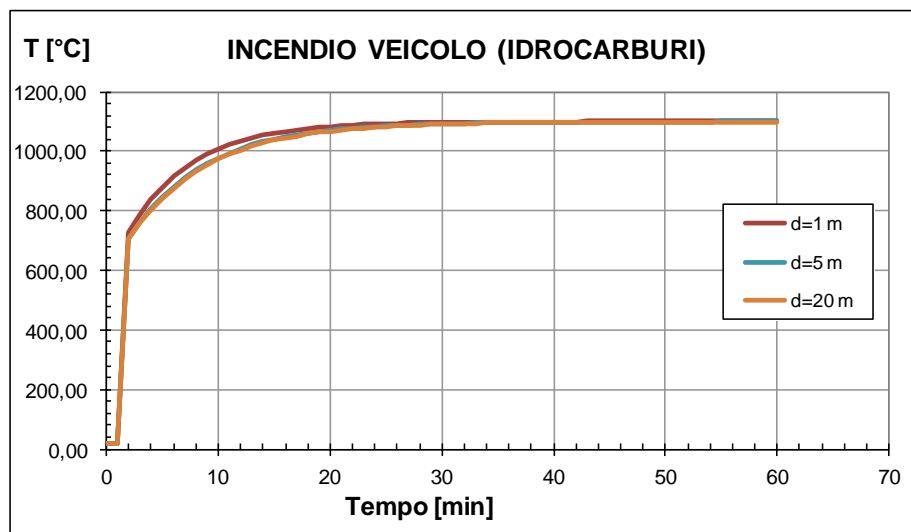


Grafico 3.4

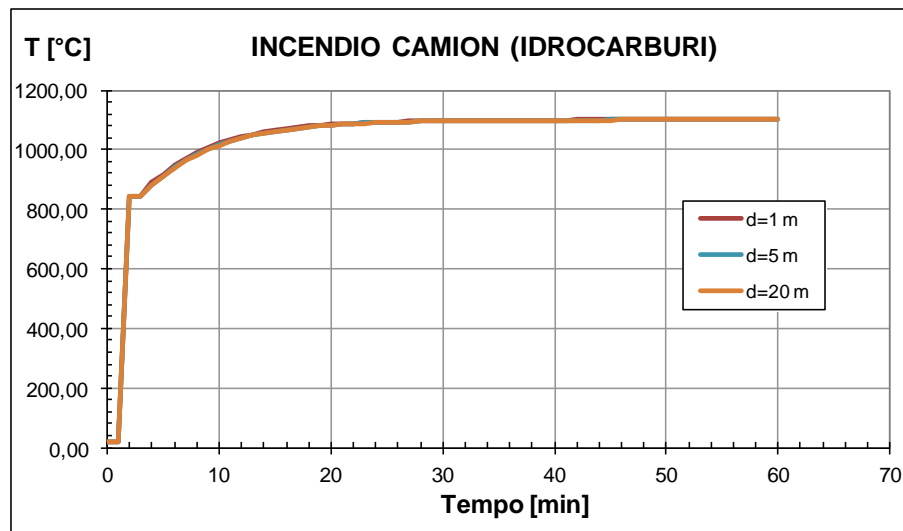


Grafico 3.5

I valori delle temperature ottenute al tempo della durata incendio trovato in precedenza (capitolo 3.2.1), sono più alti poiché, in mancanza di curve temperatura tempo di incendi reali, si sono dovute usate le curve da interno siano esse standard o da idrocarburi.

3.2.3. FDS & SmokeView

Come anticipato nel capitolo 3.2, si è utilizzato un software per verificare le temperature ottenute nei capitoli 3.2.1 e 3.2.2. Tralasciando la descrizione dell'utilizzo del software in questione (consultabile da [35]), si propongono i risultati che si avvicinano molto a quelli ottenuti nel capitolo 3.2.1, sia nelle temperature che nei tempi.

Geometrie:

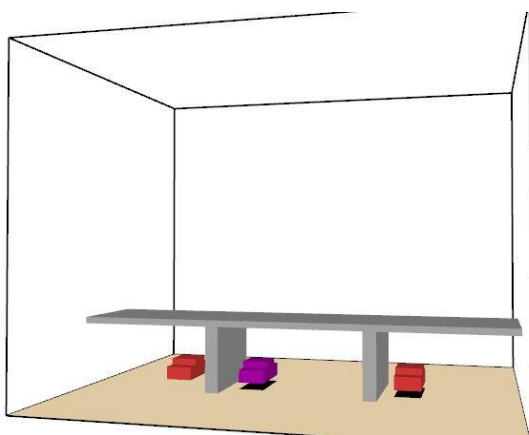


Figura 3.3 Incendio veicolo

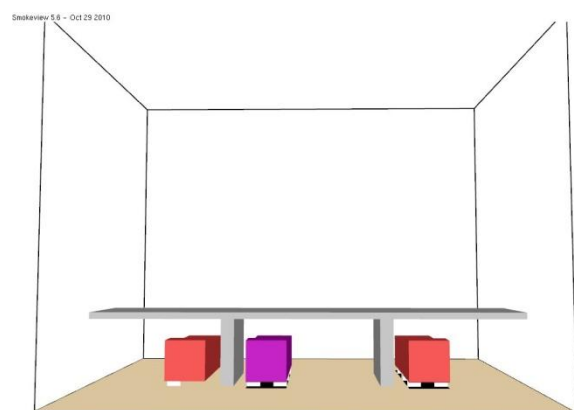


Figura 3.4 Incendio camion

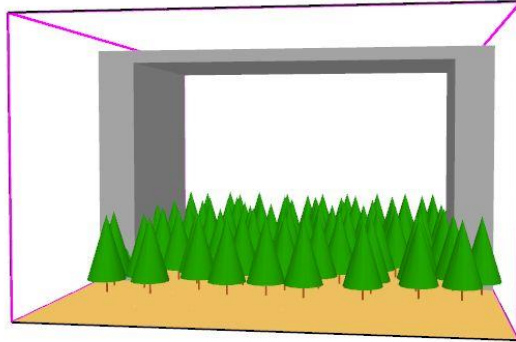


Figura 3.5 Incendio bosco

Le dimensioni e le potenze termiche utilizzate da input per il software per i casi del veicolo e del camion, sono quelle descritte nel capitolo 3.2.1, mentre per l'incendio del bosco, le dimensioni sono sempre quelle del capitolo 3.2.1, ma le potenze termiche sono utilizzati quelle di default, fornite dal NIST (National Institute of Standards and Technology).

Temperature all'intradosso dell'impalcato da ponte:

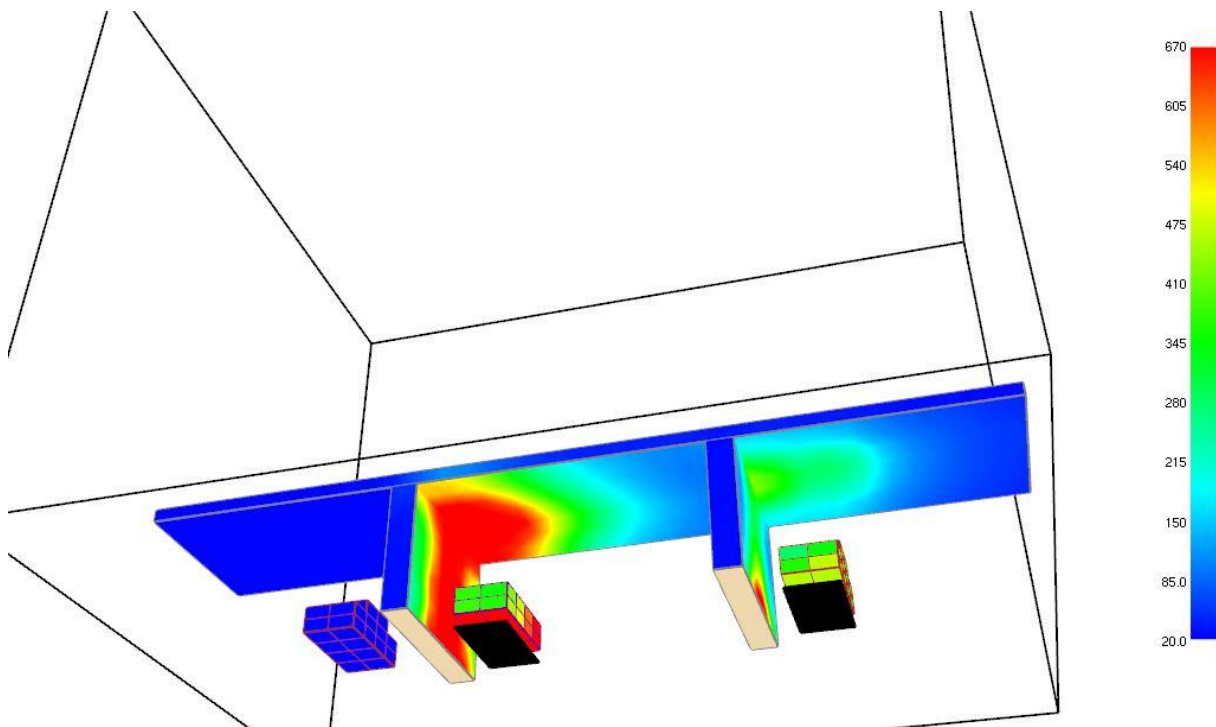
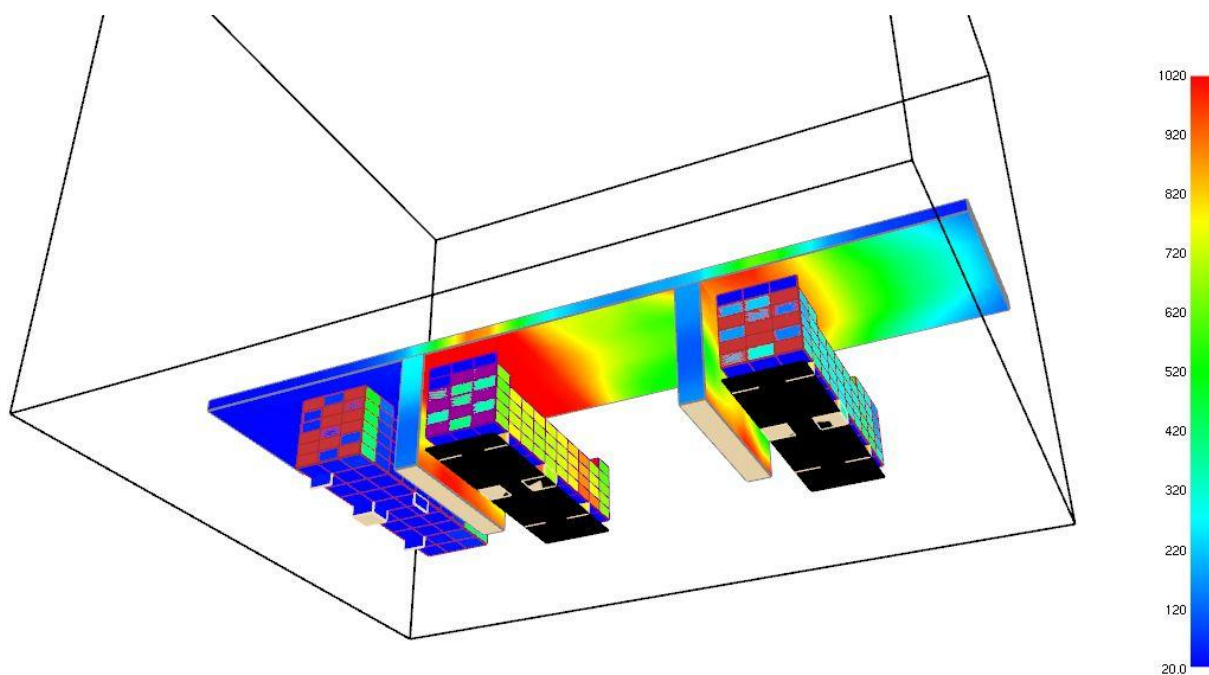
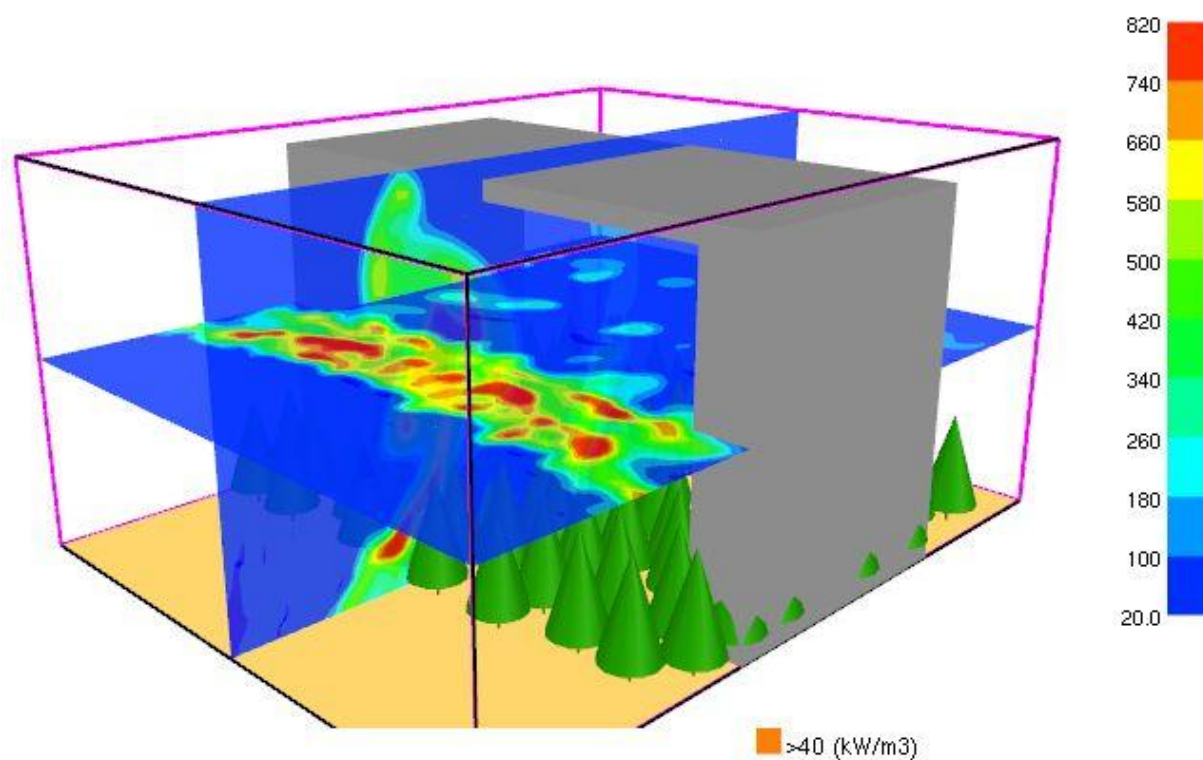


Figura 3.6 Incendio veicolo

**Figura 3.7 Incendio camion****Figura 3.8**

Nella figura 3.8 la sezione in cui viene misurata la temperatura è a quota 15 m dal suolo. Si è voluto impostare l'impalcato da ponte ad una quota più alta

(circa 20 m) per avere una migliore visibilità del risultato e per dimostrare che a quote maggiori si ottengono temperature minori, come si può vedere dalla sezione verticale in cui viene misurata la temperatura.

3.2.4. Straus7

Con il presente software si vuole visualizzare l'andamento delle temperature all'interno della soletta al variare del tempo, imponendo una temperatura costante di 500°C e 200°C. Tali temperature sono imposte per confrontare i valori delle temperature ottenute sperimentalmente sulle barre inferiori di armatura delle solette al variare del tempo con quelli che si otterranno dal software.

Sperimentalmente si sono ottenute le seguenti temperature:

Se all'intradosso della soletta la temperatura era di 200°C, sulle barre inferiori (copriferro di 2 cm) si è misurata una temperatura di 170°C dopo circa due ore e mezza.

Se all'intradosso della soletta la temperatura era di 500°C, sulle barre inferiori (copriferro di 2 cm) si è misurata una temperatura di 350°C dopo circa due ore e mezza.

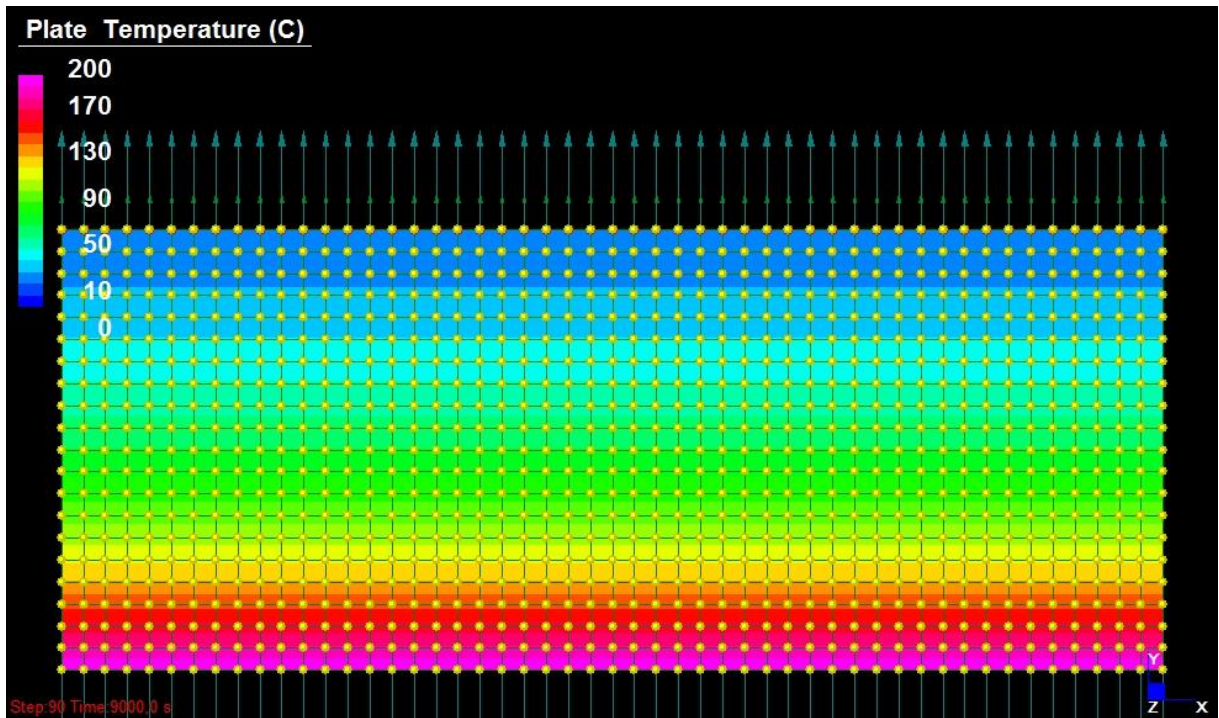
Come input per il software si sono imposti il materiale calcestruzzo e lo spessore della soletta (20 cm), analizzando l'andamento delle temperature nella stessa al variare del tempo. L'analisi avverrà nel piano e per una porzione di soletta di 50 cm (dimensioni del forno). Le estremità laterali dell'elemento considerato, saranno poste adiabatiche.

L'elemento è suddiviso in mesh quadrate di 1 cm x 1 cm, dunque la temperatura da osservare è quella corrispondente alla terza linea orizzontale partendo dall'intradosso della soletta. Il copriferro delle solette è infatti di 2 cm, quindi con il termine della seconda linea orizzontale, corrisponde l'inizio dell'armatura inferiore. L'armatura inferiore, come si vedrà in seguito, è caratterizzata da barre di diametro 16 mm.

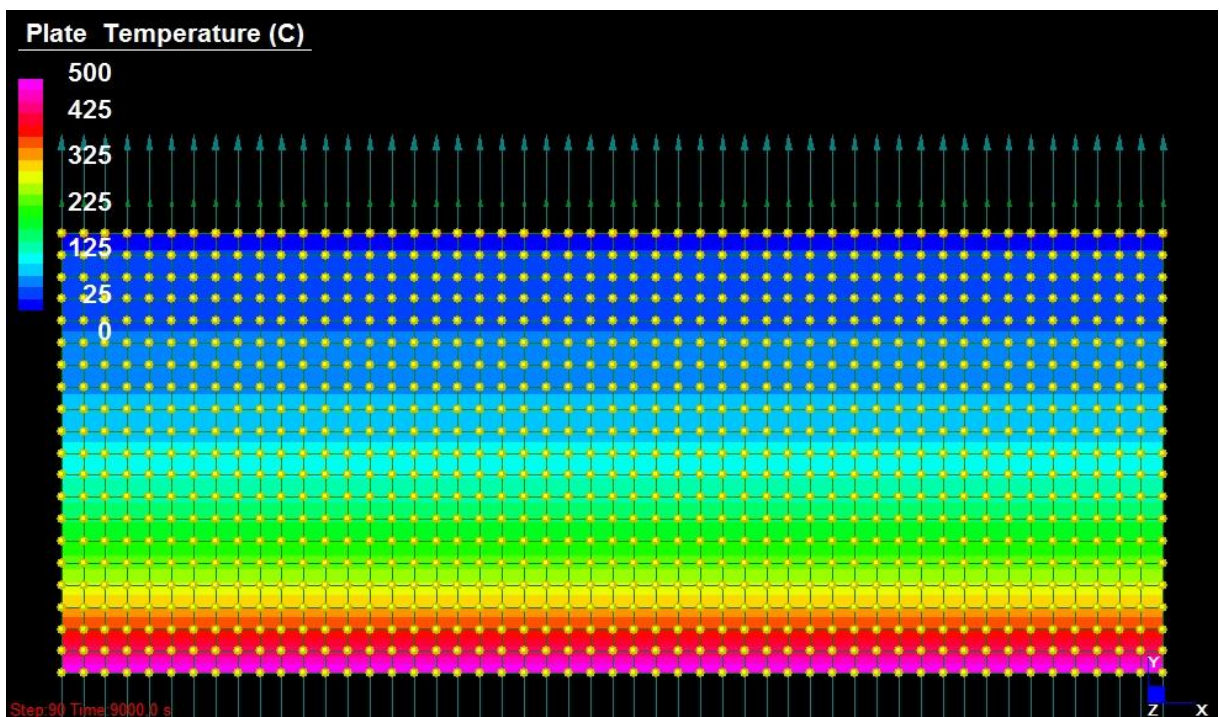
Per le ragioni appena esposte, basterà osservare la temperatura della terza riga di mesh partendo dall'intradosso per confrontare le temperature che fornirà il software con quelle reali ottenute sperimentalmente.

Tralasciando la descrizione dell'utilizzo del software in questione (consultabile da [36]), si propongono i risultati del software.

Dopo 150 minuti (9000 s) ad una temperatura di 200°C si ottiene:

**Figura 3.9**

Dopo 150 minuti (9000 s) ad una temperatura di 500°C si ottiene:

**Figura 3.10**

È evidente che il software ha simulato il caso reale in modo ottimale.

3.3. ACCENNI SULLA STORIA TRA TEMPERATURA ED ELEMENTI ARMATI IN FRP

Ancora intorno al 1998, i dati sugli effetti delle alte temperature degli elementi armati con barre in FRP erano scarsi (Kodur V.K.R. e Baingo D. [37]), ma la ricerca era già da tempo stimolata allo studio sia teorico sia sperimentale di questi materiali e ad oggi, l'indagine ci ha fornito risultati e dati di notevole interesse.

Come già dedotto da Abbasi H. e Hoog P. [38], le proprietà dell'acciaio a temperature differenti sono già ben note, così come lo sono le proprietà termiche del calcestruzzo e questo permette la modellazione delle strutture con un certo grado di accuratezza per prevedere una scala temporale per la perdita finale d'integrità strutturale. Dati analoghi sono richiesti per i polimeri rinforzati in fibra di vetro (GFRP). Grazie alla continua ricerca, nonostante i disastrosi effetti ben noti delle alte temperature sulle proprietà dei polimeri compositi, il materiale si è dimostrato conforme sotto l'evento incendio.

Ogni materiale utilizzato nella costruzione degli elementi strutturali, al crescere della temperatura, ha una perdita di resistenza, come si può vedere dal Grafico 3.1 (perdita di resistenza in percentuale), fornito da Kodur V.K.R [39]:

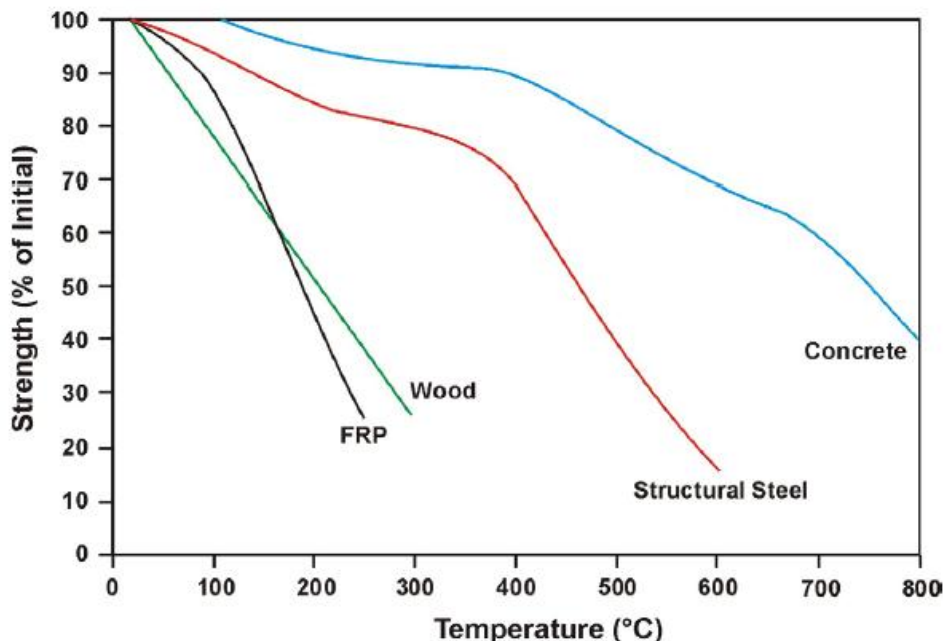


Grafico 3.6

Dopo alcune prove sperimentali condotte da Kodur V.K.R [39], si deduce che, a differenza dei tradizionali elementi in calcestruzzo armato, gli elementi armati in FRP richiedono una protezione antincendio adeguata per ottenere valutazioni di resistenza al fuoco in presenza dei carichi di servizio. Le proprietà dell'isolamento (conducibilità termica, calore specifico e spessore)

sono i parametri chiave per una corretta progettazione della protezione degli elementi in FRP.

Un notevole studio è stato effettuato nel campo delle alte temperature per gli elementi in calcestruzzo armati con barre in FRP o con acciaio ordinario.

Studi sul calcestruzzo ad alte temperature

Citando una pubblicazione di Saafi M. [2] si evince che, inizialmente, il calore applicato alle travi provoca l'evaporazione di umidità del calcestruzzo. Con una continua esposizione al fuoco, la temperatura all'interno aumenta e diminuisce la resistenza del calcestruzzo. In alcuni casi, la pressione generata dall'evaporazione dell'acqua contenuta nella matrice cementizia delle travi, può essere troppo elevata per la resistenza dello strato superficiale del calcestruzzo, e può causare lo "spalling" (distaccamento del calcestruzzo) provocando una riduzione notevole della resistenza a compressione del calcestruzzo. Questa riduzione della resistenza ad alte temperature è stata presa in considerazione dai codici di progettazione più recenti. I valori di resistenza ridotta del calcestruzzo (f_{cr}) a causa dell'esposizione al fuoco sono derivati da regole indicate nella parte 1.2 dell'UNI EN 1992 [33]. L'aumento della temperatura all'interno delle travi, in risposta alla sua esposizione al fuoco, dipende da un gran numero di fattori tra cui il contenuto di umidità nel calcestruzzo e la composizione del calcestruzzo ed aggregati. Inoltre, lo sviluppo del calore lungo lo spessore dipende dalle condizioni di riscaldamento e dalle caratteristiche di trasferimento di calore dell'ambiente. Tuttavia, questi fattori non possono né essere ottenuti convenientemente né essere utilizzati con fiducia in qualsiasi progettazione.

La dilatazione termica del calcestruzzo quando è sottoposto a un incendio è un fenomeno complicato.

Zha X.X. [40], con uno studio tridimensionale non lineare di travi e colonne in calcestruzzo armato sotto l'effetto di alte temperature, ha osservato che l'espansione termica del calcestruzzo è prevalentemente influenzata dal tipo di aggregato. La libera espansione termica non è lineare rispetto alla temperatura. Questo comportamento non lineare è in parte dovuto ai cambiamenti chimici o fisici degli aggregati e in parte a causa d'incompatibilità termica tra l'aggregato e la matrice.

Studi della singola fibra e di fasce di fibre ad alte temperature

Nello studio effettuato da Baiocchi E. [41], sono stati valutati alcuni risultati nella perdita di resistenza in test ad alta temperatura (dai 150 °C ai 650°C) della singola fibra di vetro e di fasce di fibra di vetro, utilizzate per la realizzazione delle barre di armatura in GFRP. È stato osservato che le fibre di vetro sono inerti ad alta temperatura; infatti non vi è stata alcuna perdita di massa durante il trattamento termico. Inoltre, il modulo elastico (di Young) non è cambiato durante l'esposizione all'alta temperatura. I risultati delle prove di resistenza a trazione hanno mostrato una grande dispersione dei dati ottenuti. Ciò è dovuto alla natura fragile delle fibre di vetro. È stato osservato che la perdita di forza dipende sia dal tempo di esposizione sia dalla

temperatura. Quanto più la temperatura di esposizione aumenta, maggiore è la perdita di resistenza. Per quanto riguarda il tempo di esposizione, si ottiene lo stesso effetto. Maggiore è il tempo di esposizione, maggiore è la diminuzione della resistenza. Da un confronto tra la prova sulla singola fibra e la prova su un fascio di fibre, è stato osservato che la perdita di resistenza nel caso di prova sul fascio è molto superiore a quella persa nel caso della singola fibra. Questo può essere attribuito ad un effetto aggiunto di attrito tra le fibre del fascio, che porta ad una perdita di forza maggiore. La forza di attrito, infatti, non è cambiata variando l'esposizione di temperatura. La superficie di frattura dei provini è stata studiata utilizzando il microscopio elettronico a scansione (SEM) e risultata essere la superficie di frattura tipica dei materiali fragili. La rottura delle fibre di vetro è stata attribuita ai difetti sulla superficie delle fibre anziché ai difetti al loro interno.

Per ciò che riguarda le proprietà termo - meccaniche delle fibre, Rehm e Franke [42] hanno studiato l'effetto della temperatura sulla resistenza alla trazione di diversi tipi di fibre di vetro. Sen [43], ha effettuato test su fibre di vetro con composizioni chimiche diverse per indagare l'effetto di due differenti temperature sulla resistenza alla trazione. Si è riscontrato che, ad una temperatura di 550°C, la resistenza alla trazione è ridotta a circa la metà del suo valore a temperatura ambiente. Questi risultati sono indipendenti dal tipo di fibra di vetro in considerazione. Nelle prove sperimentali in Rostasy [44], la resistenza (dipendente dalla temperatura) delle fibre di vetro, carbonio e fibre aramidiche è stata valutata in un regime termico stazionario. È stato osservato che la resistenza a trazione delle fibre aramidiche è stata più vincolata alla temperatura di quella delle fibre di vetro. La resistenza alla trazione delle fibre di carbonio, tuttavia, sembrava essere influenzata solo ad elevate temperature (fino a circa 1000°C).

Studi dei polimeri ad alte temperature

Nella pubblicazione di Saafi M. [2], s'indaga anche sulle proprietà termo - meccaniche della matrice. Secondo la composizione specifica e le proprietà dei costituenti, le caratteristiche termiche, meccaniche e la temperatura di transizione vetrosa (T_g) della matrice possono variare ampiamente. La T_g è una proprietà molto importante dei polimeri; essa è la temperatura attorno alla quale le proprietà del polimero mostrano un cambiamento improvviso. I materiali cristallini mostrano un cambiamento discontinuo a fusione, mentre le proprietà dei polimeri cambiano gradualmente intorno a questa temperatura critica. Valori tipici per la temperatura di transizione vetrosa di alcuni materiali termoplastici sono 100°C per il polistirene, 105°C per il polimetilmetacrilato, 150°C per il policarbonato e 145°C per il polietereterchetone. A temperatura più elevata di quella di transizione vetrosa, il polimero diventa completamente liquido.

La diminuzione delle proprietà meccaniche intorno alla temperatura di transizione vetrosa, per i materiali termoindurenti, dipende dalla rete delle catene polimeriche. Strutture di rete molto dense mostrano solo un piccolo calo delle proprietà meccaniche. I materiali termoindurenti hanno generalmente una resistenza alla temperatura più alta rispetto ai materiali termoplastici. La temperatura massima per un materiale termoindurente è la

sua temperatura di decomposizione in cui il materiale si degrada. Plecnik [45], invece, ha eseguito i test per valutare le proprietà termo - meccaniche della resina epossidica. Sono state effettuate prove di compressione, trazione e taglio a temperature elevate. La resistenza alla compressione della resina epossidica è diminuita in modo significativo per temperature vicino alla T_g (100 °C) e ha raggiunto un valore uguale a zero quando la temperatura è andata al di sopra di essa. Le prove di trazione e di taglio hanno fornito risultati simili. Gluguru [46] ha studiato l'effetto della temperatura elevata sulla resistenza al taglio di diverse resine epossidiche. Si è riscontrato che, ad una temperatura di 80°C, la resistenza a taglio della resina epossidica a bassa viscosità è stata ridotta a circa il 30% del suo valore a temperatura ambiente. La resina epossidica ad alta resistenza si è comportata bene alle alte temperature: la sua resistenza al taglio residua a 80°C è stata del 75% della sua resistenza al taglio a temperatura ambiente. La resina monocomponente epossidica ha mostrato i risultati migliori con una riduzione nella resistenza al taglio del 20% a 120°C.

Studi delle barre di armatura in FRP ad alte temperature

Nella pubblicazione di Saafi M. [2] si analizza la riduzione delle proprietà meccaniche di FRP a causa dell'alta temperatura. Essa dipende principalmente dalla composizione specifica e dalle proprietà della matrice e fibre di rinforzo. Il ruolo strutturale della matrice, che è di tenere in posizione le fibre di rinforzo e garantire il trasferimento delle sollecitazioni tra le stesse, può essere compromesso al superamento della temperatura di transizione vetrosa (T_g) del polimero. Le conseguenze sono che il composito perde la sua rigidità e la sua resistenza alla trazione. Il fallimento del composito avviene quando la temperatura delle fibre stesse raggiunge il livello al quale iniziano a degradare, che è intorno ai 600°C per le fibre di vetro e significativamente superiore per il carbonio. Una vasta indagine fatta da Blontrok et al. [47] per l'effetto della temperatura elevata sulle proprietà meccaniche di barre in FRP ha mostrato che il carico di rottura delle barre in AFRP e CFRP (Aramide e Carbon Fibre Reinforced Polymers) non è stato influenzato dal calore fino a 100°C, tuttavia, diminuisce drasticamente con l'aumentare della temperatura. La resistenza alla trazione delle barre di armatura in GFRP, tuttavia, diminuisce sensibilmente con l'aumento della temperatura. Il modulo di elasticità di tre barre in FRP (GFRP, AFRP e CFRP) è costante fino a 100°C, e poi diminuisce linearmente con l'aumentare della temperatura. I valori ridotti di resistenza a trazione e modulo elastico ad una determinata temperatura, possono essere calcolati con le formule fornite sulla base dei risultati sperimentali raccolti da Blontrok et al. [47], che si basano sui valori di sforzo di rottura a trazione e di modulo elastico del materiale considerato a temperatura ambiente (20°C), con l'ausilio di fattori di riduzione k , ricavabili da tabelle, a seconda del tipo di materiale e dell'intervallo di temperatura. Allo stesso modo si trovano le formule e i coefficienti k anche per i valori ridotti per l'acciaio di armatura ordinaria.

Secondo i test effettuati su barre in FRP da Wang Y.C. e Kodur V. [48, 49] si è osservato che la temperatura di circa 350°C è fondamentale per il modulo elastico di tali barre. Sotto questa temperatura, le barre in composito FRP

mantengono un elevato livello (90%) della loro rigidità originale, come si può vedere dal Grafico 3.2:

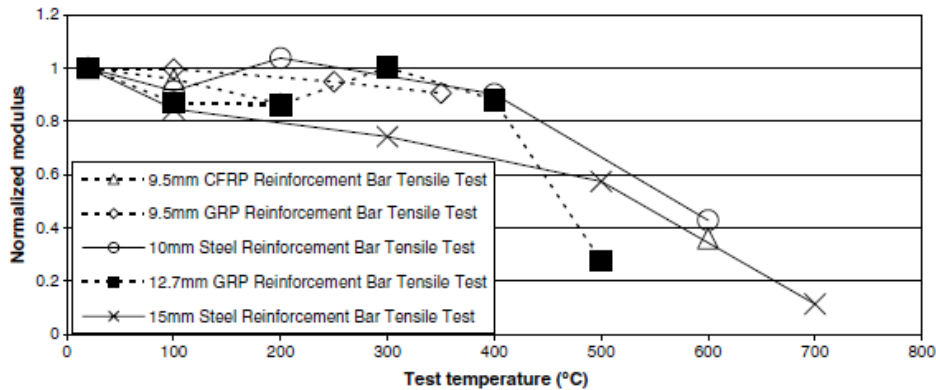


Grafico 3.7

La variazione di resistenza delle barre in FRP è quasi lineare fino a circa 350°C, fornendo circa il 35 - 45% della resistenza a temperatura ambiente (Grafico 3.3).

Le temperature critiche per la perdita di resistenza, in conformità al criterio di riduzione di resistenza del 50%, sono 325°C e 250°C, rispettivamente per le barre in GFRP e CFRP. Per l'acciaio ordinario tale temperatura critica è di circa 580°C (Grafico 3.3).

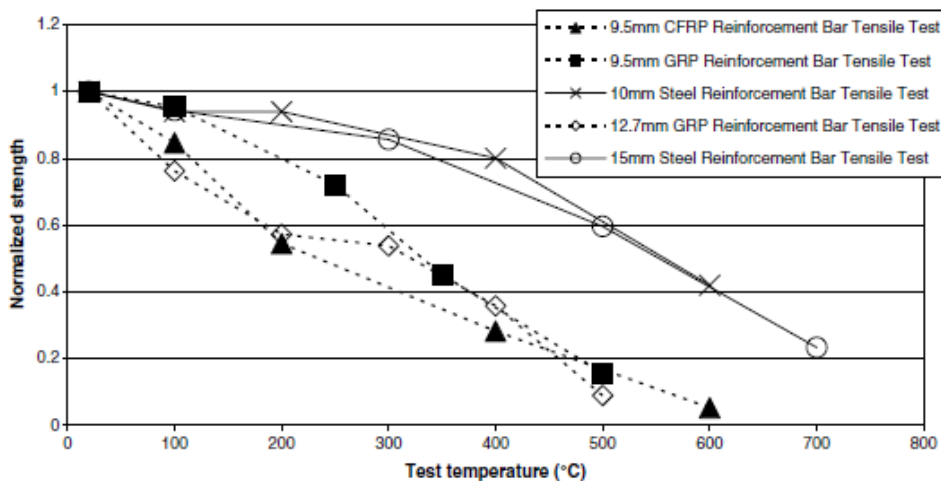


Grafico 3.8

3.4. LETTERATURA SULLA RESISTENZA AL FUOCO DEGLI ELEMENTI ARMATI IN FRP

Mentre a temperatura ambiente la progettazione di elementi armati con barre in FRP ha già modalità ben definite, come quelle proposte dal CNR [50] o dalle implementazioni dello stesso CNR con gli stati limite effettuata da Fico R. [51], o ancora da Nanni A. e Faza S. [52], per i quali la progettazione iniziale degli elementi strutturali in calcestruzzo con barre in GFRP parte dalla progettazione del calcestruzzo tradizionale con barre in acciaio, modificando le espressioni con i parametri pertinenti soggetti alle proprietà delle barre, l'attenzione seguente è rivolta agli effetti delle alte temperature su questi elementi e su come agire in fase di progetto per garantirne la resistenza al fuoco.

Nella pubblicazione di Saafi M. [2] si osserva che il comportamento del calcestruzzo armato con barre in FRP con esposizione al fuoco è molto diverso dal calcestruzzo tradizionale. Quando incorporato nel calcestruzzo, la mancanza di ossigeno, impedisce la combustione del rinforzo di FRP, ma la resina si ammorbidisce. Il momento critico sarà quando la resina sulla superficie della barra di FRP raggiunge la sua temperatura di transizione vetrosa (T_g). A questo punto, la resina non sarà più in grado di trasferire tensioni dal calcestruzzo alla fibra e il legame fallirà. Localmente, questo può provocare un aumento dell'ampiezza della crepa e quindi un aumento di deformazioni. Il collasso si verifica quando la temperatura delle fibre raggiunge il livello al quale cominciano a degradare.

I risultati sperimentali di Abbasi H. e Hoog P. [38] mostrano che l'interfaccia della barra in GFRP - calcestruzzo viene degradata con l'aumento di temperatura nell'intervallo compreso tra i 20°C e i 120°C, ossia a temperature modeste.

Nello studio effettuato da Ming D. e Asaro R.J. [53] si è cercato di dare formulazioni pratiche per ricavare dei limiti di carico, con "zone di pericolo"; ottenuta una massima temperatura di esposizione del nostro elemento (lastra armata in FRP), ogni carico superiore alla curva che delimita la zona di pericolo sarà causa del collasso e ogni carico al di sotto sarà in sicurezza.

Sulla base dei risultati ottenuti dalla curva britannica standard del fuoco per le travi in calcestruzzo armato esposte al fuoco su tre lati [54], (che è simile alla ASTM E119 fuoco test standard [55]), e altri risultati raccolti dalla letteratura, Desai [56] ha sviluppato un'equazione cubica per predire i profili di temperatura in travi rettangolari in calcestruzzo. Questo studio suggerisce un copriferro minimo per la resistenza al fuoco degli elementi armati in FRP di 64 mm; altri studi come quello di Abbasi A. e Hogg P.J. [57] suggeriscono un copriferro minimo di 70 mm.

Secondo i test effettuati da Wang Y.C. e Kodur V. [48] si è osservato che la temperatura critica del rinforzo ha un effetto rilevante sulla resistenza al fuoco delle strutture in calcestruzzo armato fibro - rinforzato. Per le tipiche lastre di calcestruzzo con barre in fibra di vetro o carbonio, la resistenza al fuoco è circa il 25 - 35% di quella prevista con l'armatura d'acciaio

convenzionale. Per una piastra in calcestruzzo armato è fornito il grafico 3.4 che evidenzia, secondo il tipo di materiale utilizzato come armatura, l'importanza dello spessore del copriferro per la resistenza al fuoco (durata in minuti) dell'elemento, ma non lo spessore della stessa; quest'ultimo, infatti, è quasi ininfluenza ai fini della valutazione della resistenza al fuoco:

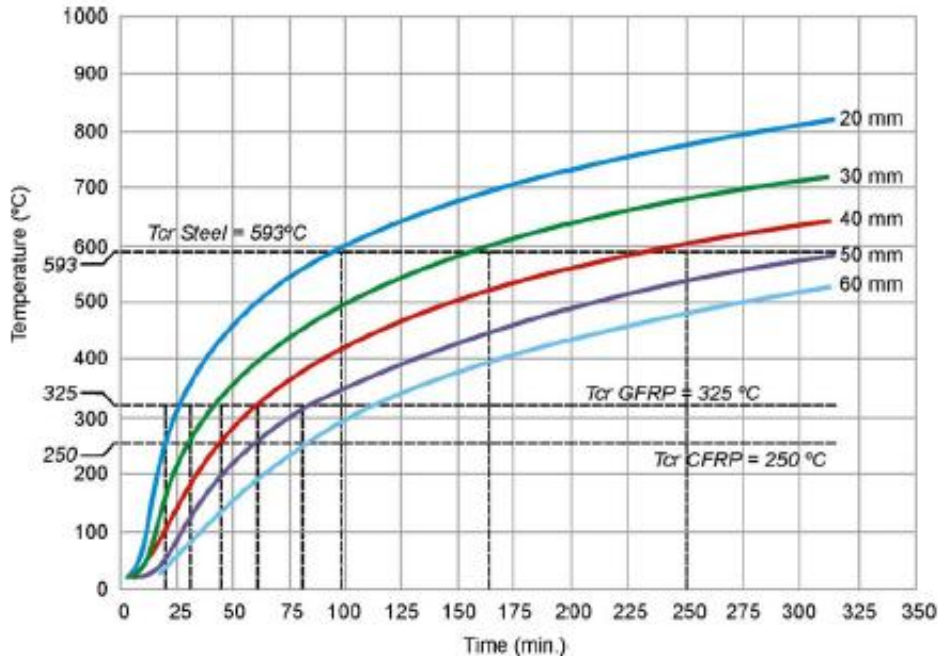


Grafico 3.9

Come si può leggere dalla pubblicazione di Zha X.X. [40], normalmente ci sono tre fasi caratteristiche nel comportamento degli elementi in calcestruzzo armato in FRP esposti ad alte temperature. Sono descritte di seguito le sopra menzionate fasi per le colonne e le travi.

Nelle colonne la prima fase è "la fase di espansione", causata dalla temperatura elevata. Durante questa fase la colonna è convessa sullo strato esterno esposto al fuoco e concava su quello interno (lato di raffreddamento). A causa dell'alta temperatura e dalla compressione si ha l'ammorbimento continuo del materiale; questa seconda fase è chiamata "fase di recupero". Tuttavia, a causa della non uniforme proprietà del materiale, causata dalla non uniforme distribuzione della temperatura in tutta la sezione, l'asse neutro si sposta verso il lato interno. Il movimento verso il lato di raffreddamento dell'asse neutro crea un'eccentricità che si traduce in un momento flettente sulla sezione centrale. Con il passare del tempo, l'asse neutro si sposta in modo continuo e la resistenza del materiale è ulteriormente ridotta. Questo porta alla terza fase, detta "fase collasso", in cui la resistenza del calcestruzzo vicino alla superficie del fuoco è notevolmente ridotta e la colonna non può più sostenere il carico applicato.

La modalità di rottura di una trave è diversa rispetto a quella di una colonna. Il crollo di una trave è causato soprattutto da un'eccessiva flessione. Durante

l'incendio, l'alta temperatura induce l'espansione nella parte inferiore, che porta ad ulteriori deformazione flessionali. Il fenomeno della fase di recupero per le colonne non esiste per le travi. Il crollo della trave è causato dalla riduzione di resistenza del materiale e dallo spostamento eccessivo causato anche dall'alta temperatura.

Software per la modellazione in due direzioni (bidimensionali) di elementi in calcestruzzo armato sottoposti ad alte temperature sono già da qualche tempo disponibili sul mercato. Alcune soluzioni per la modellazione numerica per tali software è fornita da Lim L. [58], mentre una modellazione analitica semplificata per l'uso delle barre in FRP per le solette di calcestruzzo è fornita da Nigro E. et al. [59].

Una modellazione matematica che rappresenta l'andamento della temperatura lungo lo spessore degli elementi in calcestruzzo è consultabile nella pubblicazione di Pisani M.A. [60].

Se, nelle modellazioni matematiche, si forniscono le proprietà termiche del calcestruzzo dettate dall'Eurocodice, si arriva a risultati più conservativi, come mostrato da Nigro E. [61].

Dalla pubblicazione di Aiello M.A. et al. [62] si stabiliscono delle formulazioni matematiche per determinare le temperature di cracking e spalling degli elementi in calcestruzzo armato con barre in FRP sotto alte temperature. Per il modello analitico, il calcestruzzo è un tubo a parete spessa che circonda l'asta di FRP. I rapporti analitici sono determinati tenendo conto di diversi stati di sollecitazione all'interno del calcestruzzo. Sono considerate due fasi: la prima corrisponde allo stato non fessurato fino alla variazione di temperatura ΔT_{cr} , producendo la prima fessura radiale all'interno del calcestruzzo nella superficie barra - calcestruzzo (cracking); la seconda corrisponde al calcestruzzo fessurato parzialmente: le fessure si espandono verso la superficie esterna e raggiungendo ΔT_{sp} avviene il distacco del copriferro (spalling). La grandezza del coefficiente termico trasversale dell'armatura in GFRP conferma l'incompatibilità termica tra FRP e calcestruzzo. I modelli analitici e numerici, però, consentono di determinare la dimensione minima di copriferro per evitare il fenomeno di cracking.

Per fare fronte alla richiesta di resistenza al fuoco degli elementi in calcestruzzo armato rinforzati con lamine in FRP, Keller T. et al. [63] hanno condotto prove sperimentali su piastre rinforzate in GFRP sotto l'effetto incendio (ISO 834), con carichi di esercizio sia per un uso edilizio, sia per i ponti. Sono stati condotti esperimenti in scala su impalcati da ponte a cassoni sotto l'azione del fuoco con e senza liquido di raffreddamento interno. Il liquido utilizzato è stato l'acqua, con portate modeste e realizzabili; l'acqua s'insertisce in condotti che percorrono l'interno dell'impalcato per tutta la sua lunghezza e fuoriesce dall'altro capo; la temperatura dell'acqua misurata in uscita è stata di poco superiore di quella in ingresso e comunque ben sotto la temperatura di ebollizione. Gli impalcati sono stati sottoposti a carichi limite di esercizio durante l'esposizione al fuoco (ISO 834), che ha riguardato solo la loro parte inferiore. Il raffreddamento con il liquido si è dimostrato un sistema efficace per aumentare la resistenza al fuoco. La richiesta, secondo il codice,

di resistenza al fuoco degli elementi strutturali degli edifici (90 minuti) è stata raggiunta. Dopo un aumento di temperatura, deformazioni e tensioni assiali, nei primi venti minuti, grazie al liquido di raffreddamento, ci si è avvicinati a una condizione quasi stazionaria per i seguenti 7 - 10 min. In media, metà dello spessore (16 mm) del rinforzo esposto al fuoco è rimasta intatta dopo 90 - 120 min. Il fattore di sicurezza totale residuo in fase di post - incendio è stato superiore a 3,3 e quindi ancora sufficiente per evitare collassi strutturali. Il campione di riferimento non raffreddato col liquido ha fornito una resistenza strutturale sufficiente durante l'esposizione al fuoco per 57 min. Per le applicazioni sui ponti, si è arrivati alla conclusione che la resistenza al fuoco delle cellule degli impalcati, armati con barre in GFRP, non raffreddate col liquido, è sufficientemente elevata nel caso d'incendio che lambisce la loro parte inferiore.

La UK Building Regulations 2000 [64] ha individuato i requisiti specifici per ogni categoria degli elementi strutturali in un edificio in termini di resistenza al collasso (capacità portante). Il periodo minimo di resistenza al fuoco per gli elementi strutturali è più di 90 min.

I risultati delle prove effettuate da Katz A., Berman N. [65] sugli effetti della temperatura sulla forza di legame tra le aste FRP e il calcestruzzo, hanno indicato una riduzione della forza di legame con l'aumentare della temperatura. I valori ottenuti per le barre in FRP a temperatura ambiente sono comparabili a quelli ottenuti per le armature in acciaio. Tuttavia, il legame si riduce al 10% circa del suo valore iniziale nell'intervallo di temperatura di 150°C ÷ 200°C, mentre è stata riscontrata una riduzione del solo 30% per l'acciaio allo stesso intervallo di temperatura. La riduzione della forza di legame è stata raggiunta approssimativamente alla temperatura di transizione vetrosa (T_g) del polimero sulla superficie delle aste (più rapida per polimeri aventi un minore grado di reticolazione). Tre parametri sono stati considerati fondamentali per controllare il comportamento della forza di legame tra aste e calcestruzzo alle alte temperature:

1. Il legame residuo tra la barra e il calcestruzzo una volta superata la T_g , che è legato ai componenti inorganici del sistema legante; tali componenti forniscono il legame dopo che la resina perde le sue proprietà meccaniche alle alte temperature.
2. La temperatura di transizione vetrosa, in cui il polimero inizia a perdere le sue proprietà meccaniche.
3. La quantità di legami crociati all'interno del polimero, che influenza il tasso di riduzione delle proprietà del polimero dopo che la T_g è stata raggiunta.

Gli esperimenti condotti da Nigro et al. [66], hanno dimostrato che il collasso delle solette di calcestruzzo armate con barre continue in GFRP per tutta la lunghezza della soletta, può avvenire con la rottura delle fibre in mezzeria se è garantita una grande zona non direttamente esposta al fuoco (pari a 500 mm). In questo caso, il problema è dovuto alle temperature molto elevate raggiunte nelle barre GFRP (temperatura media di circa 460°C, molto superiore a T_g), che incidono in modo particolare sulla resistenza delle barre

in fibre di vetro nella zona esposta al fuoco, mentre la zona di ancoraggio non esposta, permette di evitare lo sfilamento delle barre. La resistenza al fuoco della soletta dipende dalla resistenza delle aste a temperature elevate e quindi dallo spessore del copriferro che protegge le barre. Di conseguenza, la simulazione numerica può trascurare la modellazione della zona di ancoraggio non direttamente esposta al fuoco e può essere basata principalmente sulla definizione delle proprietà meccaniche delle barre a temperature diverse. È importante notare che le barre perderanno l'aderenza col calcestruzzo nella zona esposta al fuoco e anche se è mantenuto l'ancoraggio freddo, questo porterà a crepe più o meno grandi, che esporranno la barra direttamente al fuoco col conseguente avvio del processo di collasso. Tuttavia, le prove hanno dimostrato che, se la zona non direttamente esposta al fuoco è più corta (cioè 250 mm), la resistenza al fuoco degli elementi dipende principalmente dallo slittamento delle barre causata da una riduzione dell'aderenza nell'interfaccia FRP - calcestruzzo, la quale è stata raggiunta a temperature non particolarmente elevate (ossia circa T_g). Pertanto la simulazione numerica deve tener conto del comportamento del legame delle barre annegate nel calcestruzzo in funzione della temperatura. A questo scopo un modello teorico, con il legame calibrato in condizioni normali, può essere raffinato in presenza di temperature elevate e utilizzato per valutare la sicurezza contro lo sfilamento (slittamento) della barre. Si noti che in entrambi i casi (ancoraggio zona di 500 mm e 250 mm), la sovrapposizione delle barre nella zona direttamente esposta al fuoco (cioè nella mezzera dell'elemento) non può essere considerata perché la temperatura raggiunge valori così elevati che la perdita di adesione porterebbe al collasso strutturale in breve tempo. Il fallimento di un elemento di calcestruzzo armato dipende dunque, dalla combinazione tra sforzo, temperatura, e la lunghezza di ancoraggio.

Dagli studi effettuati da Mouriz A.P. [67] si evince che le proprietà degli elementi che sono stati esposti al fuoco in modo uniforme, per un utilizzo post - incendio, possono essere determinate utilizzando modelli che si basano sulle regole dell'analisi mista. I soli dati necessari per calcolare le proprietà post - incendio utilizzando i modelli misti sono le proprietà originali meccaniche del composito e lo spessore caratteristico. I modelli sono stati convalidati usando una grande quantità di dati delle proprietà meccaniche per una vasta gamma di materiali compositi, bruciati per tempi diversi o flussi di calore differenti. Si è constatato che nella maggior parte dei casi, le proprietà meccaniche del post - incendio possono essere calcolate utilizzando tali modelli con un'accuratezza del 10%.

4. MATERIALI DELLE SOLETTE DA PONTE DELLE PROVE

Con questo capitolo si vogliono descrivere i materiali che compongono le solette da ponte (calcestruzzo e barre in FRP) che verranno poi utilizzate come provini nei test a carico ciclico e a diverse temperature.

4.1. CALCESTRUZZO

I provini sono stati realizzati con due getti di calcestruzzo diversi in periodi differenti (getto 1 prima, getto 2 poi), ma le caratteristiche geometriche e meccaniche restano le medesime a meno della resistenza cubica del calcestruzzo. I dati sul calcestruzzo sono ricavati sia in via teorica, sia sperimentalmente; i test effettuati per ottenere tali dati del getto 2 sono presentati al capitolo 6, mentre per il getto 1, i test non sono stati effettuati dagli autori della tesi, ma i dati fondamentali sono comunque disponibili.

Le principali caratteristiche meccaniche sono [68]:

- γ_c [kN/m³] = peso per unità de volume;
- $f_{cm,cubo}$ [MPa] = resistenza media a compressione del provino cubico;
- $f_{c,cubo}$ [MPa] = resistenza a compressione del provino cubico;

$$f_{c,cubo} = f_{cm,cubo}$$

- f_c [MPa] = resistenza a compressione del provino cilindrico;

$$f_c = 0,83 \cdot f_{c,cubo} \quad (4.1)$$

- f_{ctm} [MPa] = resistenza a trazione media;

$$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_c^{2/3} \quad \text{per il calcestruzzo } \leq C50/60 \quad (4.2)$$

$$f_{ctm} = 2,12 \cdot Ln \left(1 + \frac{f_{cm}}{10} \right) \quad \text{per il calcestruzzo } > C50/60 \quad (4.3)$$

- E_{cm} [MPa] = modulo di elasticità medio;

$$E_{cm} = 22 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (4.4)$$

Per ottenere il valore reale della resistenza del calcestruzzo, s'introducono i coefficienti $k_c(\vartheta)$ e $k_{ct}(\vartheta)$ [68], che tengono in conto della variazione della resistenza a compressione e trazione del calcestruzzo in funzione della temperatura:

$$f_c(\vartheta) = k_c(\vartheta) \cdot f_c \quad f_{ct}(\vartheta) = k_{ct}(\vartheta) \cdot f_{ct} \quad (4.5 \text{ e } 4.6)$$

Il $k_c(\vartheta)$ si ricava dal grafico 4.1 (curva 1 per calcestruzzi con aggregati silicei, curva 2 per aggregati calcarei). Il getti sono entrambi con aggregati silicei.

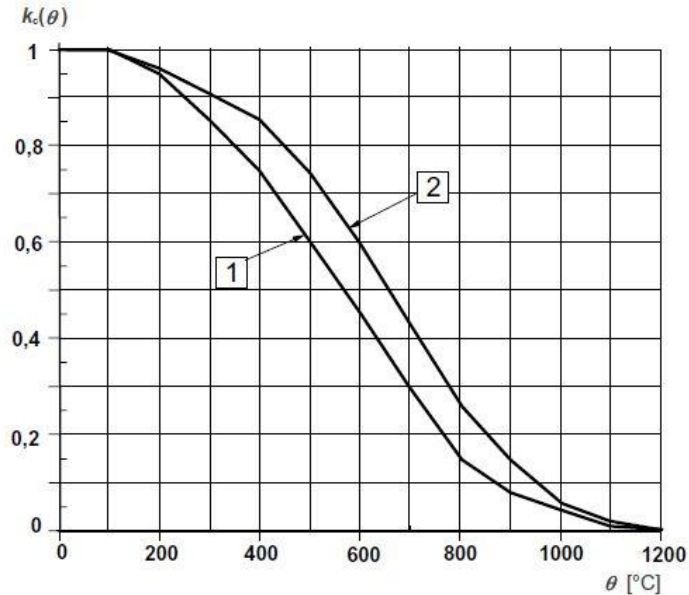


Grafico 4.1

$$k_{ct}(\vartheta) = 1,00 \quad \text{per } 20^\circ\text{C (T.A.)} \leq \vartheta \leq 100^\circ\text{C}$$

$$k_{ct}(\vartheta) = 1,00 - 1,00 \cdot \frac{(\vartheta - 100)}{500} \quad \text{per } 100^\circ\text{C (T.A.)} < \vartheta \leq 600^\circ\text{C}$$

Riassumendo, le caratteristiche del calcestruzzo utilizzato per i provini sono le seguenti:

Calcestruzzo	Getto 1	Getto 2
γ_c [kN/m ³]	25	25
$f_{cm,cubo}$ [MPa]	66	60
$f_{c,cubo}$ [MPa]	66	60
f_c [MPa]	54,8	49,8
f_{cm} [MPa]	54,8	49,8
f_{ctm} [MPa]	3,96	4,06
E_{cm} [GPa]	36,6	35,6
$k_{c,T.A.}$ [#]	1,00	1,00
$k_{c,200^\circ\text{C}}$ [#]	0,90	0,90
$k_{c,500^\circ\text{C}}$ [#]	0,60	0,60
$k_{ct,T.A.}$ [#]	1,00	1,00
$k_{ct,200^\circ\text{C}}$ [#]	0,80	0,80
$k_{ct,500^\circ\text{C}}$ [#]	0,20	0,20

Tabella 4.1 Proprietà dei calcestruzzi dei provini

Si mostrano le resistenze a compressione e a trazione dei calcestruzzi (getto 1 e getto 2) alle temperature di 20°C, 200°C e 500°C sia teorici (tabella 4.2) sia sperimentali (tabella 4.3):

Calcestruzzo	Getto 1	Getto 2		
TEORICI [46]				
$f_{c, T.A.}$ [MPa]	54,78	49,80		
$f_{c, 200^\circ C}$ [MPa]	49,30	44,82	Getto 1	Getto 2
$f_{c, 500^\circ C}$ [MPa]	32,87	29,88	E_{cm} [GPa]	E_{cm} [GPa]
$f_{ct, T.A.}$ [MPa]	3,96	4,06	36,64	35,61
$f_{ct, 200^\circ C}$ [MPa]	3,17	3,25	35,50	34,50
$f_{ct, 500^\circ C}$ [MPa]	0,79	0,81	31,44	30,55

Tabella 4.2

Calcestruzzo	Getto 1	Getto 2		
SPERIMENTALI (capitolo 6)				
$f_{c, T.A.}$ [MPa]	-	60,04		
$f_{c, 200^\circ C}$ [MPa]	-	44,31	Getto 2	
$f_{c, 500^\circ C}$ [MPa]	-	28,45	E_{cm} [GPa]	
$f_{ct, T.A.}$ [MPa]	-	3,99	37,67	
$f_{ct, 200^\circ C}$ [MPa]	-	2,82	34,39	
$f_{ct, 500^\circ C}$ [MPa]	-	1,15	30,11	

Tabella 4.3

4.2. BARRE ϕ 16MM IN GFRP (GLASS FIBER REINFORCED POLYMER)



Figura 4.1 Barre in GFRP con l'elica

Nelle prove sulle porzioni di soletta da ponte e in quelle di Pull-Out che seguiranno, verranno utilizzate barre in GFRP; nello specifico, l'armatura delle solette è composta dalle sole barre in GFRP con elica (ad aderenza migliorata) di diametro 16 mm. Le principali caratteristiche meccaniche e geometriche delle barre sono [84]:

Barre in GFRP	
γ_G [kN/m ³]	19
f_{Gk} [MPa]	655,0
f_{Gt} [MPa]	152,0
ϕ [mm]	16
ϕ nominale [mm]	15,88
A_{Gi} [mm ²]	201,06
E_G [GPa]	40,80
ε_{Gk} [%]	1,9
τ_{Gc} [MPa]	11,60
α_{Gl} [10^{-6} °C ⁻¹]	33,70
α_{Gt} [10^{-6} °C ⁻¹]	6,58
λ [%]	70
T_g [°C]	160
Durezza Barcol [min]	60

Tabella 4.4 Proprietà barre in GFRP

- γ_G [kN/m³] = peso per unità de volume;
- f_{Gk} [MPa] = resistenza caratteristica a trazione;
- f_{Gt} [MPa] = resistenza al taglio (effetto spinotto);
- ϕ [mm] = diametro della barra;
- A_{Gi} [mm²] = area della singola barra;

- E_G [MPa] = modulo di elasticità;
- ε_{GK} [%] = deformazione ultima;
- τ_{Gc} [MPa] = aderenza barre - calcestruzzo mediante Pull-Out test;
- α_{Gl} [$10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$] = coefficiente di dilatazione termica lineare longitudinale;
- α_{Gt} [$10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$] = coefficiente di dilatazione termica lineare trasversale;
- λ [%] = frazione in volume di fibra;
- T_g [$^\circ\text{C}$] = Temperatura di transizione vetrosa della resina in vynilester;
- Durezza Barcol [min], resistenza alla penetrazione per il controllo delle resine.

La caratteristica principale delle barre di armatura in GFRP è il loro comportamento sforzi - spostamenti (grafico 4.2):

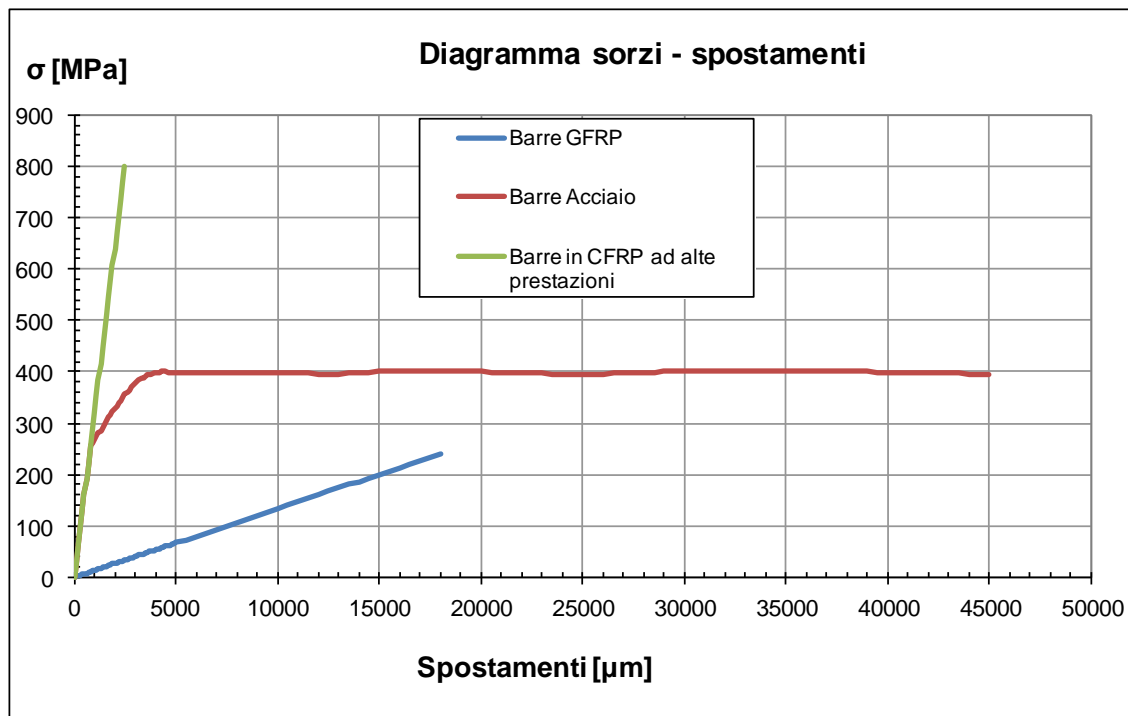


Grafico 4.2

Nel grafico 4.2 si nota come l'andamento delle barre in GFRP (e CFRP) sia elastico fino a rottura; classico andamento dei materiali in FRP.

5. PROVE DI PULL-OUT

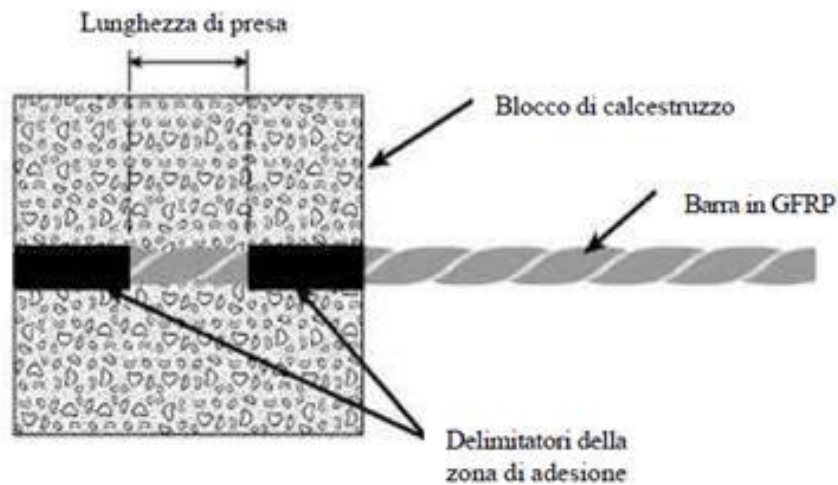


Figura 5.1 Provino tipico per le prove di Pull-Out

Le prove di Pull-Out consistono nel registrare gli spostamenti e il tiro di una barra in parte annegata nel calcestruzzo. Lo scopo è quello di ottenere la tensione di aderenza ultima della barra col calcestruzzo (figura 5.1). Un'estremità della barra viene inserita in un cassero di polistirolo e in parte viene siliconata per impedire che tutta la porzione della barra, all'interno del cassero, sia a contatto col calcestruzzo e quindi si procede a riempire il cassero con la matrice cementizia. La porzione della barra a contatto col calcestruzzo è sempre di lunghezza pari a 5 volte il diametro della barra (lunghezza di presa). I provini così ottenuti sono come in foto 5.1, schematizzati in figura 5.1.



Foto 5.1

Si procede alla prova di Pull-Out inserendo il provino all'interno della macchina, che manterrà l'estremità libera della barra sempre nella stessa posizione, mentre il cubo di calcestruzzo sarà tirato fino alla completa estrazione dell'asta (foto 5.2).

I dati registrati saranno la forza imposta dalla macchina e gli spostamenti. Questi ultimi sono stati registrati dalla stessa macchina e da due trasduttori. Infatti, durante la prova, la macchina registra lo spostamento sia dovuto allo slittamento della barra, sia alla deformazione barra - cubo di calcestruzzo. Si sono appunto inseriti due trasduttori per poter differenziare gli spostamenti dovuti alla deformazione del calcestruzzo e dell'asta con quelli dovuti allo scorrere della barra (foto 5.2 e 5.3). Lo scorrere della barra viene indicato col termine "slip", ossia lo spostamento della stessa al netto della sua deformazione (allungamento) e di quella del cubo di calcestruzzo (accorciamento).



Foto 5.2

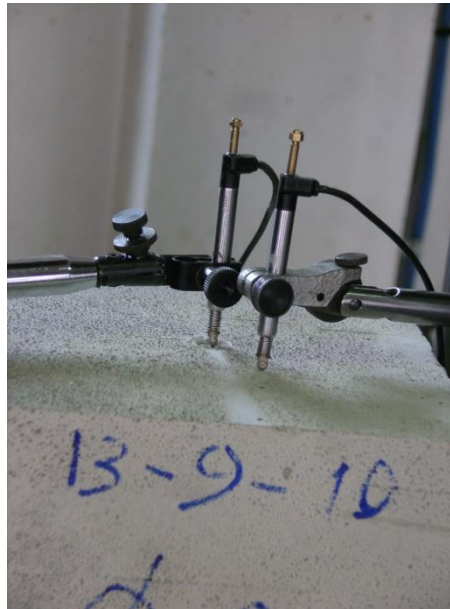


Foto 5.3

Si ottengono così i grafici sforzo - deformazione per le barre in GFRP con elica per i diametri di mm 7, 10, 12, 16, 20 e 25 e senza elica per le barre di diametro 12 mm; per le barre in acciaio i diametri utilizzati sono 6 e 20 mm (si inseriranno anche i dati ottenuti con i diametri 8, 12, 16 da prove di Pull-Out non effettuate dagli autori della tesi).

Studi analoghi di Pull-Out per barre di diversi diametri in GFRP sono stati eseguiti da diversi ricercatori, tra cui Focacci et al. [69]. Il suo studio analitico, confrontato con altri dati sperimentali, ha dimostrato che i valori ottenuti di adesione col calcestruzzo, sono stati ragionevolmente in accordo tra loro. Queste prove sono servite per la determinazione delle lunghezze di ancoraggio. Le lunghezze di adesione delle barre in GFRP nei test di Pull-Out sono state nell'intervallo da 15 a 40 volte il diametro della barra, a seconda del tipo di superficie della stessa.

Al termine della prova di Pull-Out, diversamente da ciò che accade con le barre di acciaio ad aderenza migliorata, lo sfilamento non avviene per splitting o Pull-Out, ma per debonding. Come mostrato in figura 5.2 e 5.3 le barre di acciaio al termine della prova di aderenza si sfilano o per Pull-Out, con la rottura del calcestruzzo confinante, o per splitting (foto 5.4), con l'apertura del provino; le barre in GFRP con o senza elica, si sfilano per debonding, ossia la parte esterna delle barre resta attaccata al provino in calcestruzzo, e una volta sfilata completamente la barra si osserva che questa risulta consumata esteriormente dall'abrasione avuta col calcestruzzo confinante (foto 5.5 e 5.6) [70].

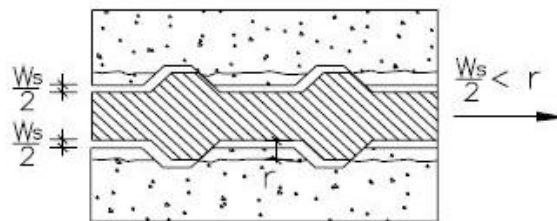


Figura 5.2 Collasso per Pull-Out

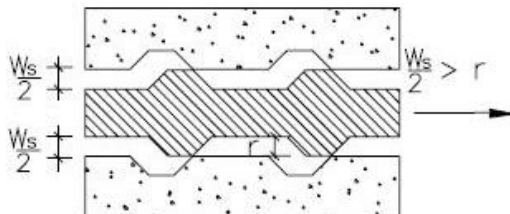


Figura 5.3 Collasso per Splitting



Foto 5.4 Splitting



Foto 5.5 Effetto Debonding



Foto 5.6 Effetto Debonding

Una ricerca interessante sull'effetto debonding (per elementi rinforzati con lamine in FRP) è consultabile nella pubblicazione di Oehlers D.J. [71].

Nella letteratura riguardante il Pull-Out delle barre di armatura in acciaio, è presente una grande mole di studi e ricerche. Per citarne alcuni: Bouazaoui L. [72]; Plizarri G. [70].

Le prove di Pull-Out non avvengono a temperature diverse da quella ambientale; non è possibile esporre i provini ad alte temperature perché le barre sono solo parzialmente annegate nel calcestruzzo e quindi si otterrebbe solo un danneggiamento delle barre prima del test di Pull-Out.

5.1. BARRE DI DIAMETRO 7 mm IN GFRP

Dal grafico 5.1 si evince che il carico di Pull-Out si ha intorno ai 1,4 mm di spostamento (slip). Carico massimo medio 8,86 kN e uno sforzo di 11.51 MPa. Il grafico carico - corsa macchina (grafico 5.2) presenta un comportamento lineare fino ad arrivare al carico massimo, con uno spostamento medio di 5,4 mm; successivamente il valore della tensione diminuisce, mentre lo spostamento continua ad aumentare.

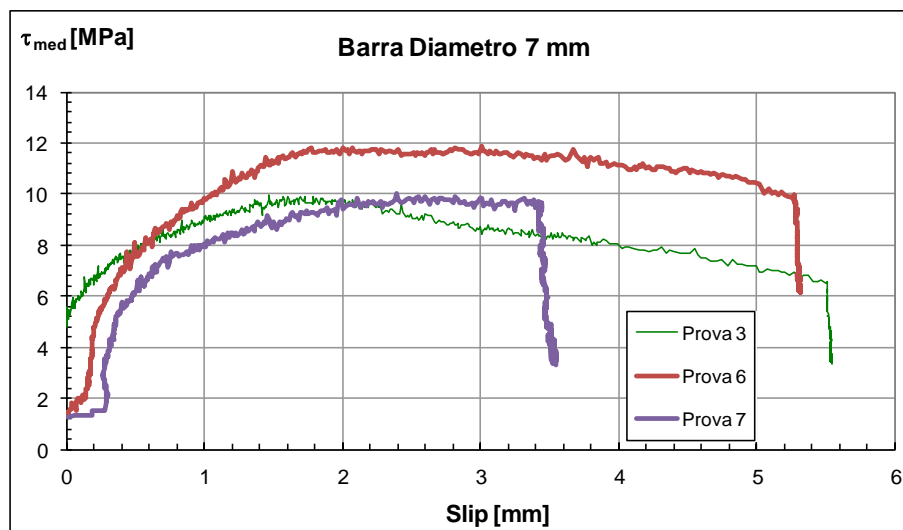
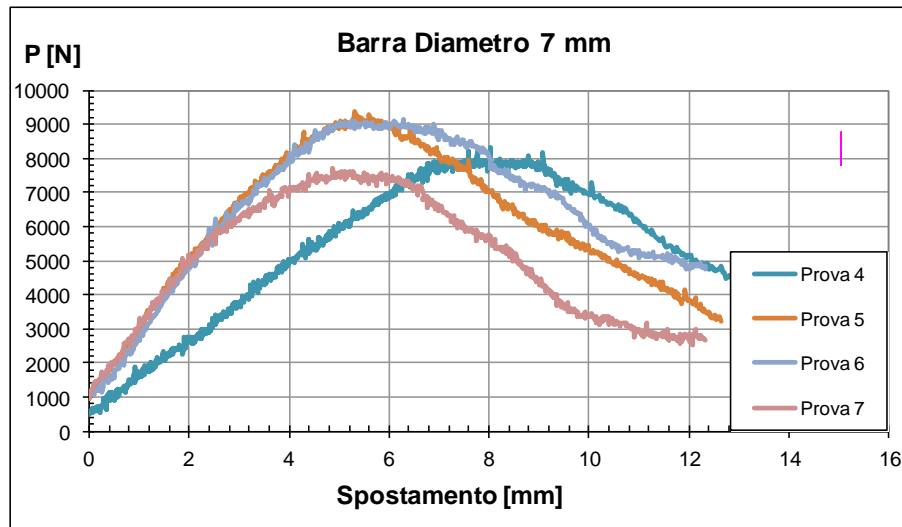
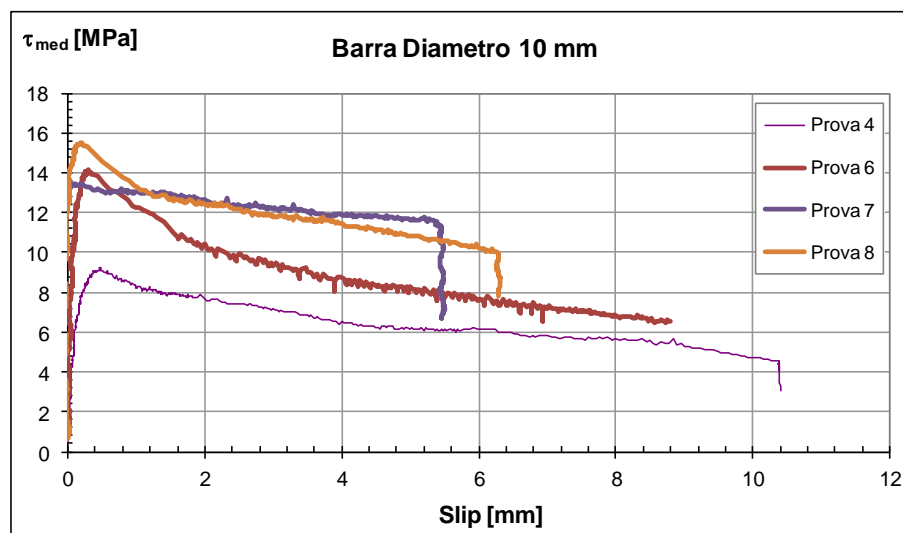


Grafico 5.1 Sforzo - Slittamento barra

**Grafico 5.2 Carico – Corsa macchina**

5.2. BARRE DI DIAMETRO 10 mm IN GFRP

Presentano lo slip minore rispetto a quello ottenuto con le barre di diametro di 7 mm, ossia circa a 0,5 mm (grafico 5.3), con un carico di estrazione maggiore (18.35 kN), nonostante che sia simile lo sforzo ottenuto (11.68 MPa). Il grafico carico – corsa macchina (grafico 5.4) presenta un comportamento ascendente lineare fino ad arrivare al carico massimo; successivamente decresce.

**Grafico 5.3 Sforzo - Slittamento barra**

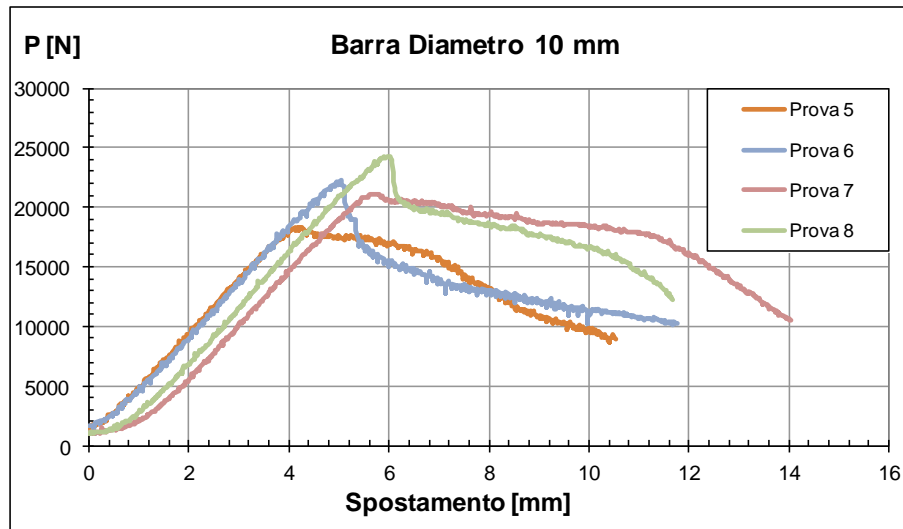


Grafico 5.4 Carico – Corsa macchina

5.3. BARRE DI DIAMETRO 12 mm IN GFRP

5.3.1. Barre con elica

Presentano lo slip a circa a 0,7 mm (grafico 5.5), con un carico di estrazione maggiore 22 kN, lo sforzo diminuisce rispetto alle barre di diametro 7 e 10 mm (9.3 MPa). Il grafico carico – corsa macchina (grafico 5.6) presenta un comportamento lineare fino ad arrivare al carico massimo, dopodiché decresce.

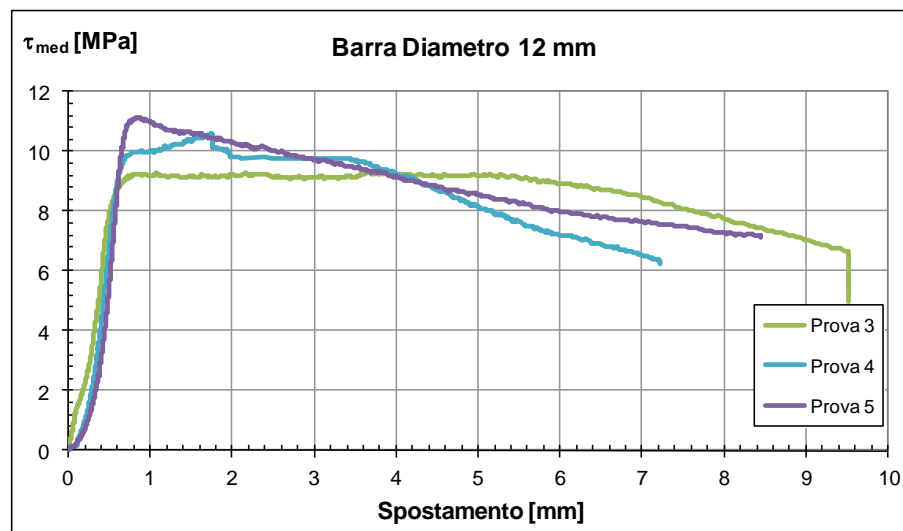
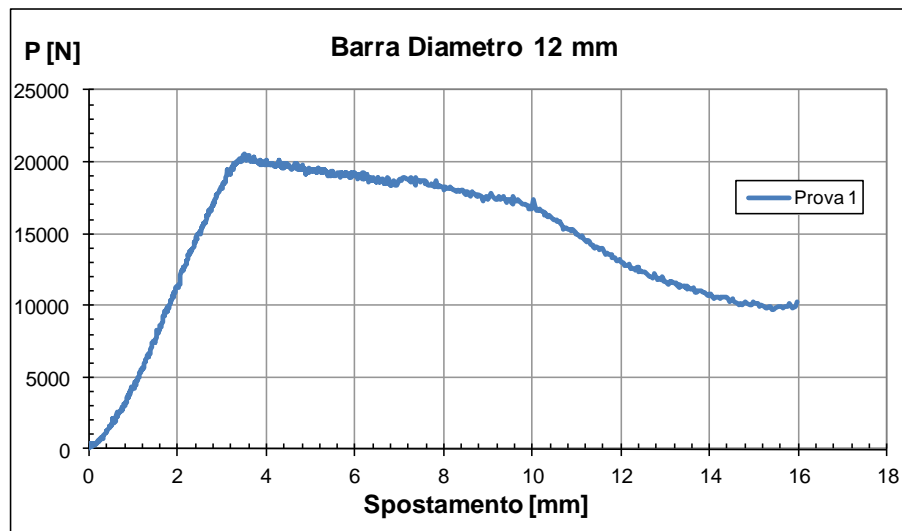
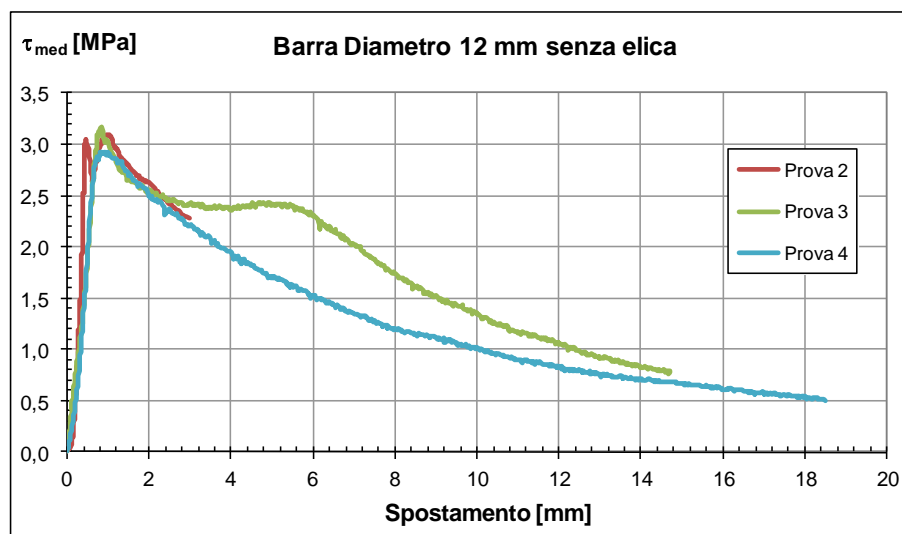


Grafico 5.5 Sforzo - Slittamento barra

**Grafico 5.6 Carico - Corsa macchina**

5.3.2. Barre senza elica

Presentano lo slip a circa a 0.76 mm, con il carico di estrazione minore di tutte le barre, la media è di 6.8 kN, anche lo sforzo è piccolo, di 3.0 MPa. La curva nel tratto iniziale è ascendente lineare fino ad arrivare al carico massimo dopodiché si ha il tratto decrescente.

**Grafico 5.7 Sforzo - Slittamento barra**

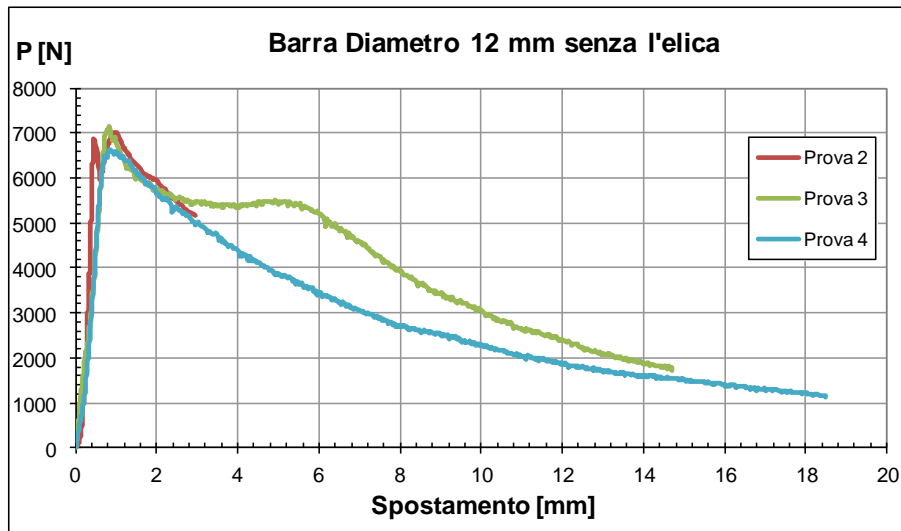


Grafico 5.8 Carico – Corsa macchina

5.4. BARRE DI DIAMETRO 16 mm IN GFRP

Lo slip è in media a circa 0.5 mm (grafico 5.9); il carico di estrazione è di 53 kN, e lo sforzo di 13 MPa. Il grafico carico – corsa macchina (grafico 5.10) presenta un comportamento lineare quasi verticale fino ad arrivare al carico massimo, con uno spostamento medio di 5 mm; dopodiché si ha un tratto orizzontale fino ad arrivare ai 4 mm di spostamento per poi decrescere.

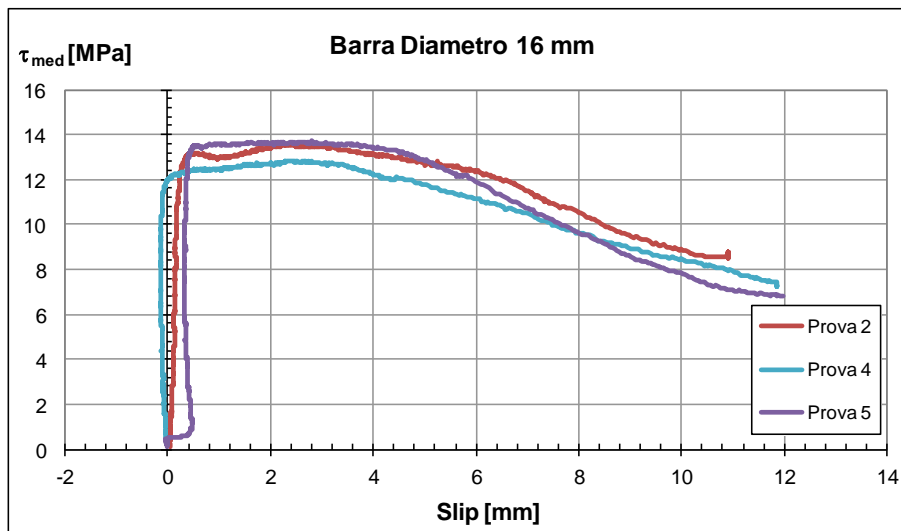
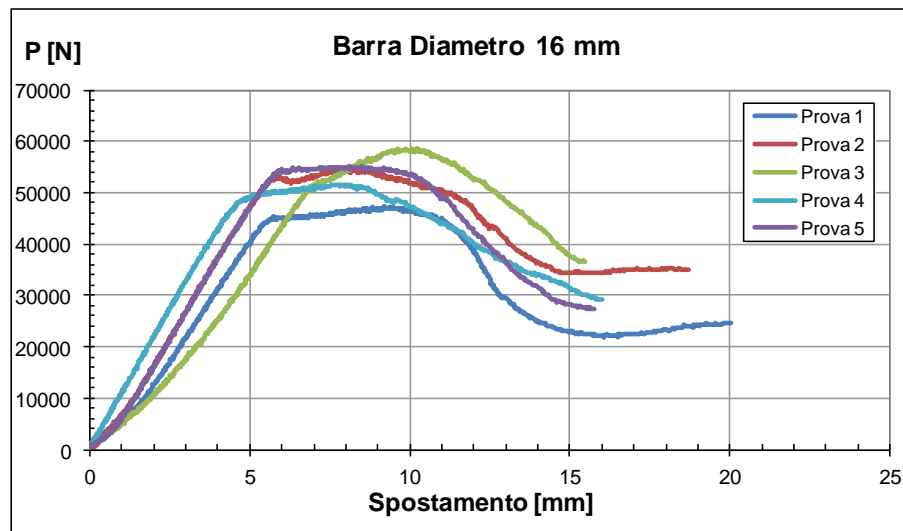
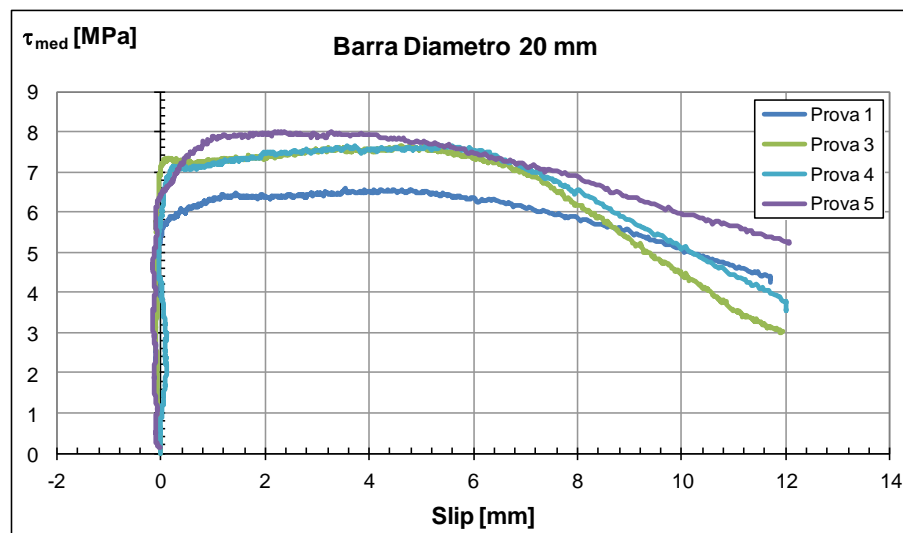


Grafico 5.9 Sforzo - Slittamento barra

**Grafico 5.10 Carico - Corsa macchina**

5.5. BARRE DI DIAMETRO 20 mm IN GFRP

Rispetto alle barre di diametro 16 mm, sia il carico sia lo sforzo sono minori (46 kN, 7.3 MPa). Il grafico carico - corsa macchina (grafico 5.12) presenta un comportamento lineare quasi verticale fino ad arrivare al carico massimo, con uno spostamento medio di 0,2 mm; dopodiché si ha un tratto orizzontale fino ad arrivare a 6,2 mm di spostamento per poi decrescere.

**Grafico 5.11 Sforzo - Slittamento barra**

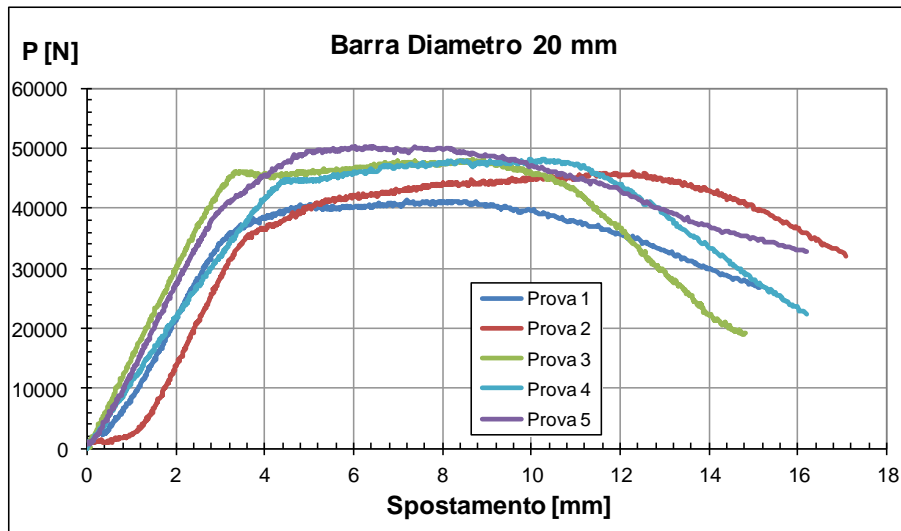


Grafico 5.12 Carico – Corsa macchina

5.6. BARRE DI DIAMETRO 25 mm IN GFRP

Il carico massimo è il valore più alto ottenuto (84 kN), con uno sforzo medio di 8.5 MPa. I grafici delle prove presentano la stessa configurazione (i dati di output hanno la stessa struttura). Il grafico carico – corsa macchina (grafico 5.14) presenta un comportamento lineare quasi verticale fino ad arrivare al carico massimo; dopodiché si ha un tratto orizzontale fino a 10 mm di spostamento per poi decrescere.

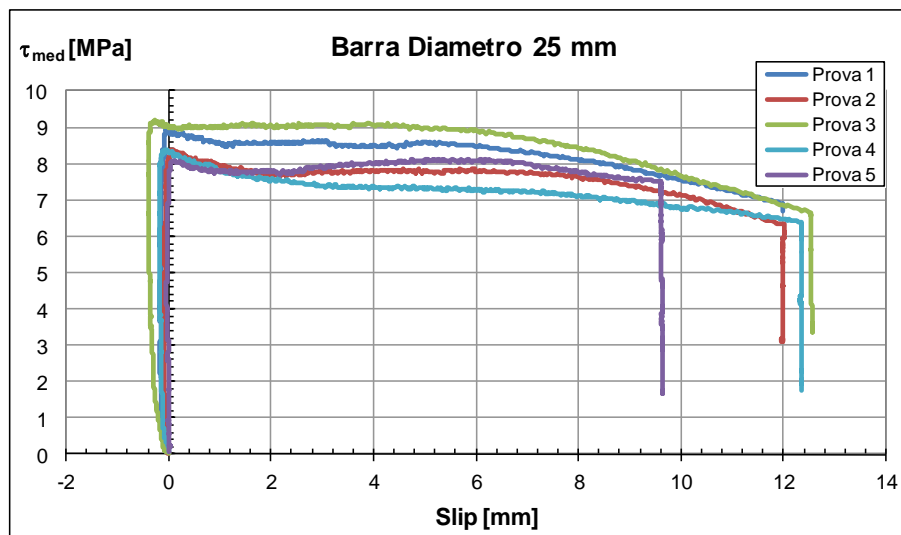


Grafico 5.13 Sforzo - Slittamento barra

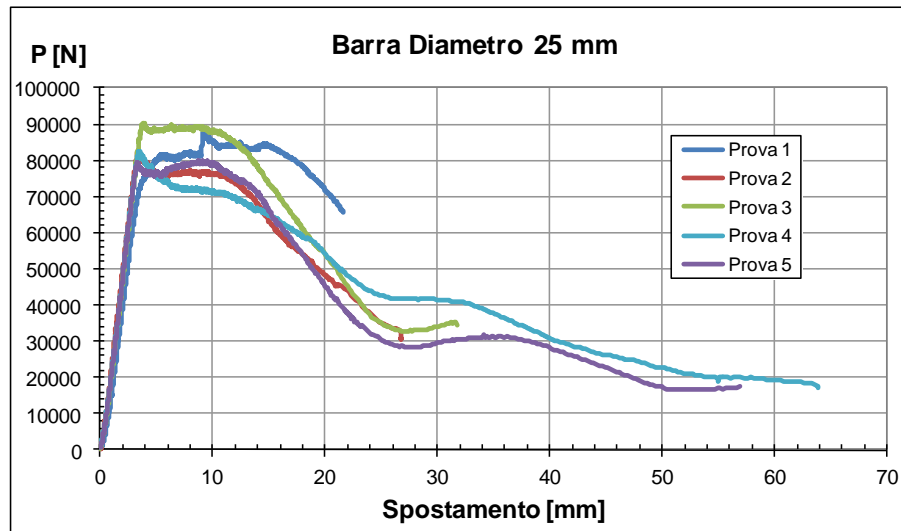


Grafico 5.14 Carico - Corsa macchina

5.7. BARRE DI DIAMETRO 6 mm IN ACCIAIO (B450C)

Presentano lo slip a circa a 0,5 mm (grafico 5.15), con un carico di estrazione di 16,7 kN e uno sforzo di 29.54 MPa. Il grafico carico - corsa macchina (grafico 5.16) presenta un comportamento lineare fino ad arrivare al carico massimo, dopodiché decresce.

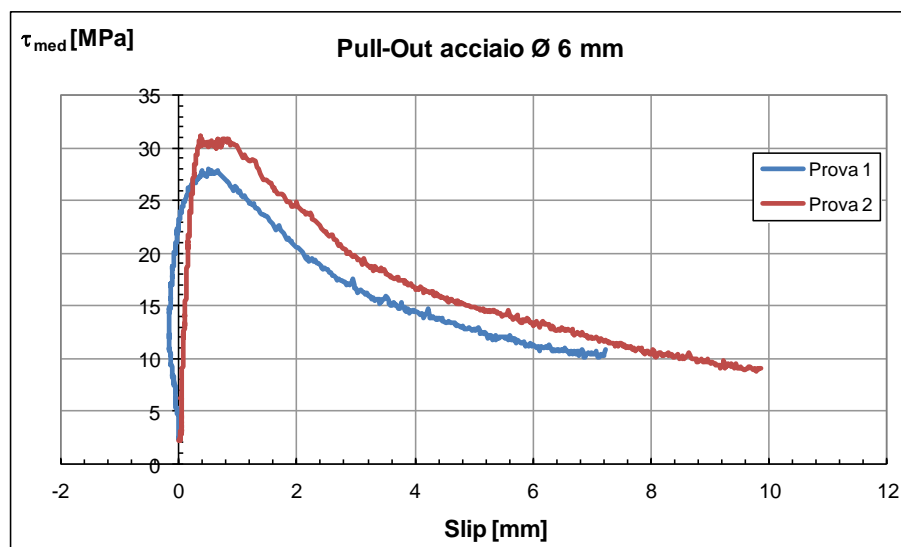


Grafico 5.15 Sforzo - Slittamento barra

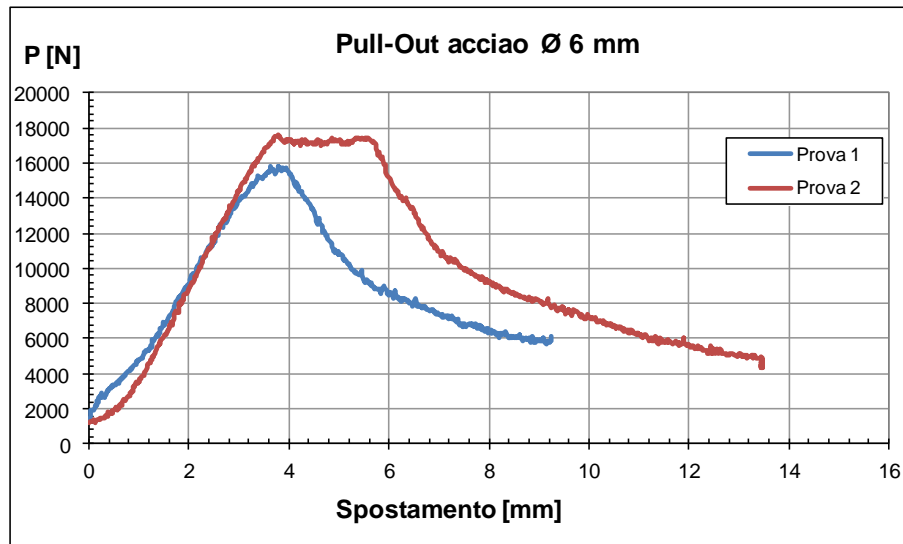


Grafico 5.16 Carico – Corsa macchina

5.8. BARRE DI DIAMETRO 20 mm IN ACCIAIO (B450C)

Lo slip è a circa 4,2 mm per la prova 1 e 0,8 mm per la prova 2 (grafico 5.17), con un carico di estrazione di 146,88 kN e uno sforzo di 23,38 MPa. Il grafico carico – corsa macchina (grafico 5.18) presenta per la prova 1 un comportamento lineare fino ad arrivare al carico massimo, dopodiché decresce, mentre per la prova 2, si ha un tratto orizzontale per lo spostamento che va da 2 mm a 23,5 mm. A 2 mm di spostamento è avvenuto lo splitting (foto 5.4), ossia il cubo ha ceduto mostrando la classica crepa trasversale, ma la rottura non è stata definitiva, lasciando alla barra la possibilità di scorrere per poi ritrovare l'attrito col calcestruzzo e terminare la prova di Pull-Out. Come è possibile vedere dal grafico 5.18 la curva della prova 2 è semplicemente traslata di 21,5 mm a circa 60 kN, rispetto a quella della prova 1.

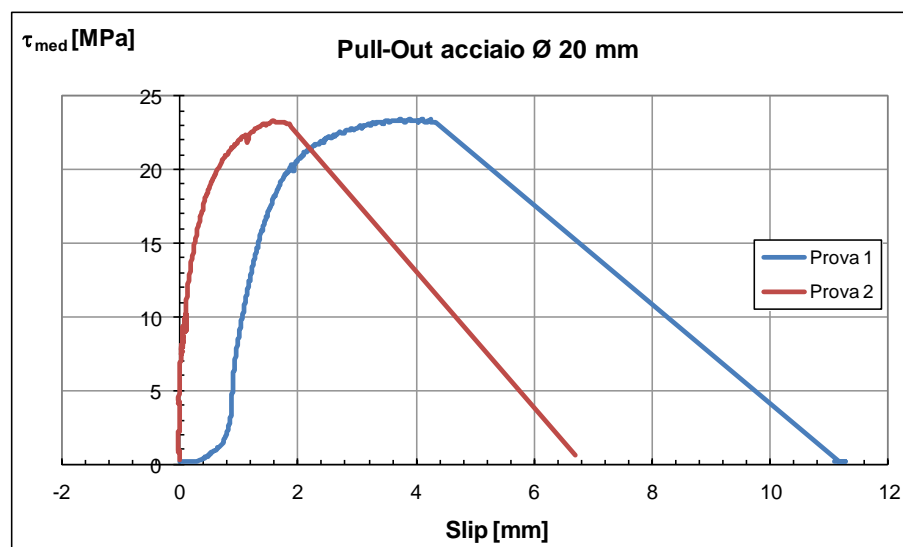


Grafico 5.17

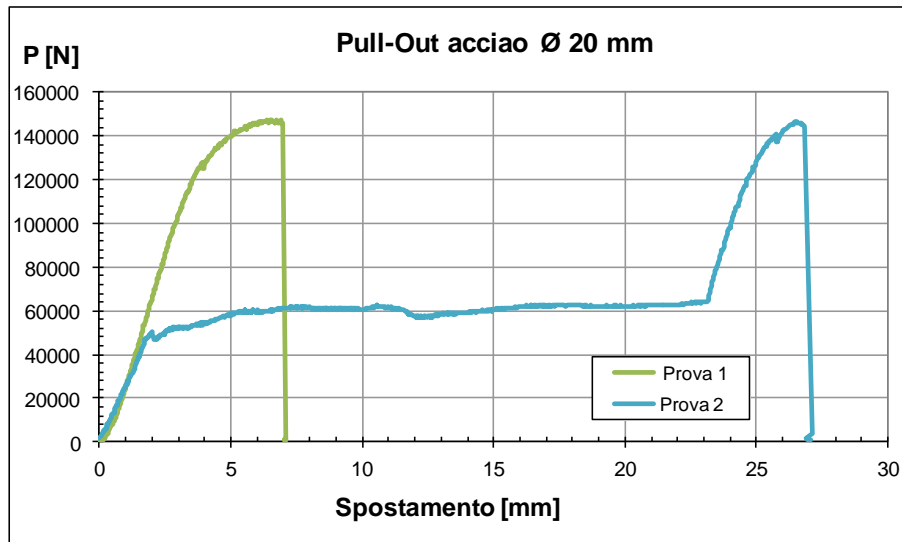


Grafico 5.18

5.9. RIASSUNTO PROVE DI PULL-OUT PER LE BARRE IN GFRP

Il grafico 5.19 rappresenta le tensioni di tutte le prove di Pull Out effettuate sulle barre in GFR (comprese quelle senza elica) in ordine di diametro crescente. Le barre senza elica (12 mm) hanno una tensione di estrazione minima a causa della loro scarsa aderenza col calcestruzzo. Le barre di 16, 10 e 7 mm risultano essere quelle con la maggiore tensione di estrazione.

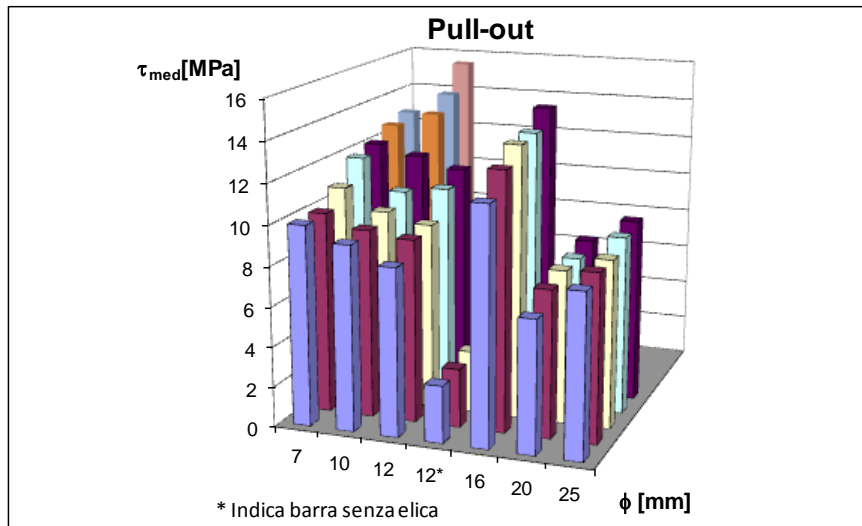


Grafico 5.19

Il grafico 5.20 rappresenta le tensioni in ordine di crescente tensione di estrazione. Questo grafico chiarisce maggiormente i concetti espressi sopra; infatti, è sufficiente osservare la successione dei diametri sull'asse delle ascisse.

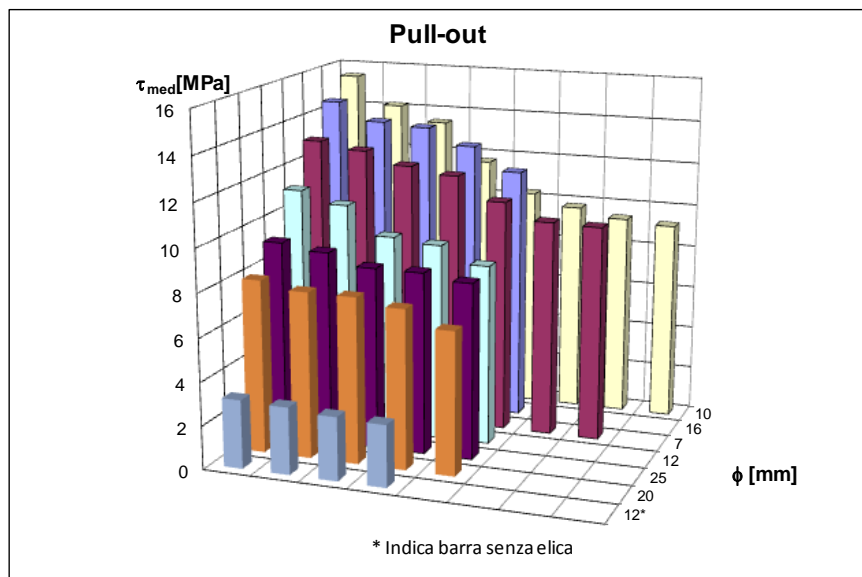


Grafico 5.20

Il grafico 5.21 rappresenta i carichi massimi di tutte le prove di Pull Out effettuate sulle barre in GFR (comprese quelle senza elica) in ordine di diametro crescente. È evidente che le barre di 25 mm di diametro sono le più resistenti (riferendosi al concetto di carico) alle prove di Pull-Out, per via della maggior superficie di aderenza col calcestruzzo.

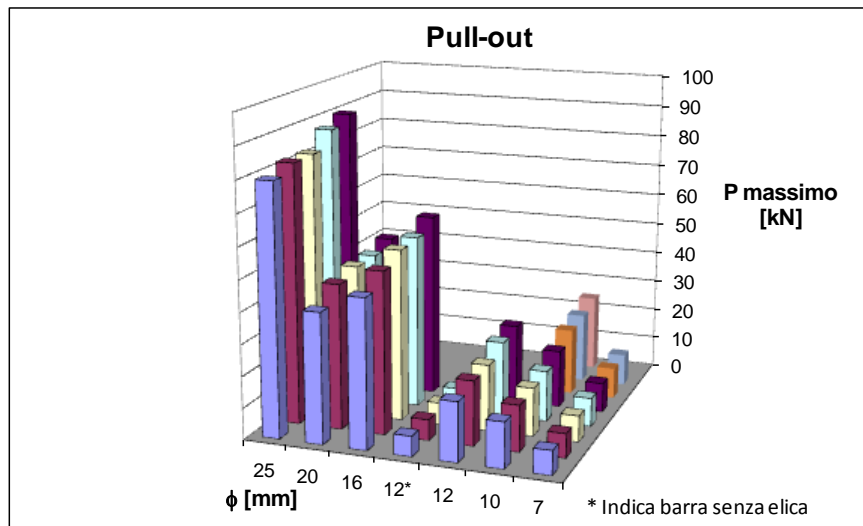


Grafico 5.21

Il grafico 5.22 mostra come, ad aumentare del diametro, aumenti anche il carico massimo di estrazione delle barre, in accordo col concetto che a diametro maggiore corrisponde una superficie di aderenza maggiore. È da notare però, che le barre di 16 mm di diametro, pur avendo meno superficie di aderenza, si dimostrano essere più resistenti delle barre di 20 mm di diametro.

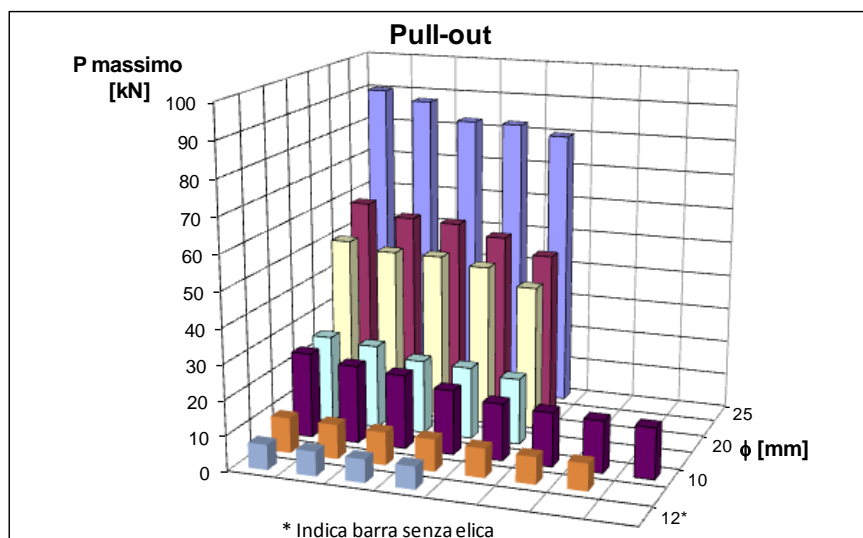


Grafico 5.22

Per riassumere le prove di Pull-Out riguardanti le barre in GFRP si è voluto creare due grafici (5.23 e 5.24) rappresentanti, ad ogni diametro, lo sforzo di estrazione medio e il carico massimo di Pull-Out medio, con la conseguente deviazione standard.

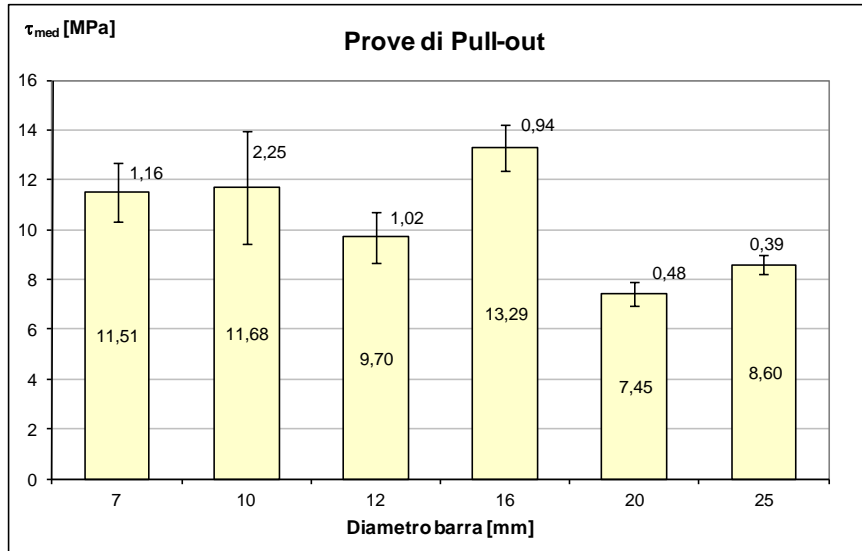


Grafico 5.23 τ media – diametro barra ed errore relativo

Mettendo in relazione il grafico 5.23 col grafico 5.24 è facile notare che le barre di diametro di 16 mm sono molto prestazionali. Queste barre, infatti, non solo hanno un carico massimo di estrazione elevato (rispetto alle altre barre in GFRP), ma raggiungono anche degli ottimi livelli di tensione (i maggiori); ciò significa che la barra viene sfruttata al meglio prima che questa scivoli per mancanza di aderenza.

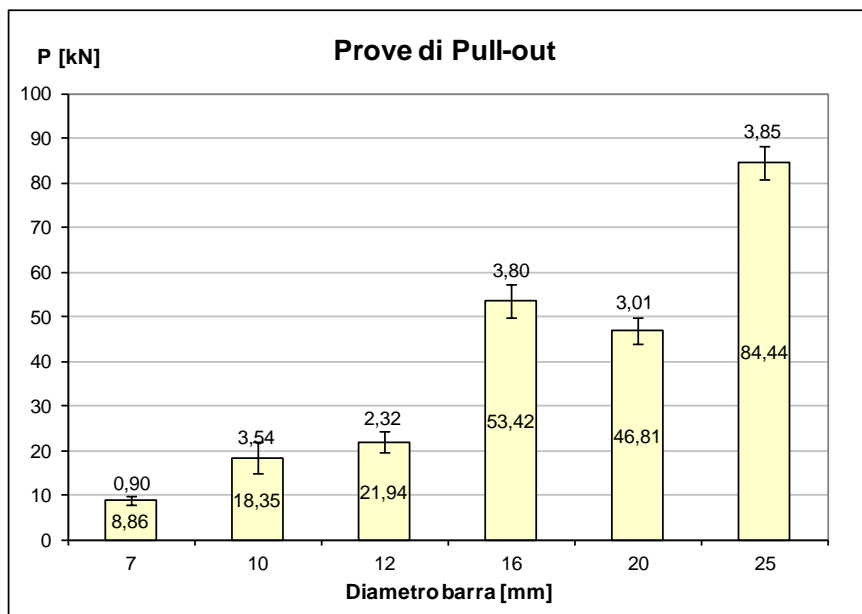


Grafico 5.24 P medio – diametro barra ed errore relativo

5.10. PARAGONE CON PROVE DI PULL-OUT CON BARRE DI ACCIAIO

Il grafico 5.25 mostra la tensione media delle barre in acciaio (steel) e in GFRP a seconda del diametro. Si nota dal grafico una accentuata dispersione di dati per le barre di 10 mm di diametro in GFRP. È probabile che in alcune prove le barre avessero difetti di costruzione.

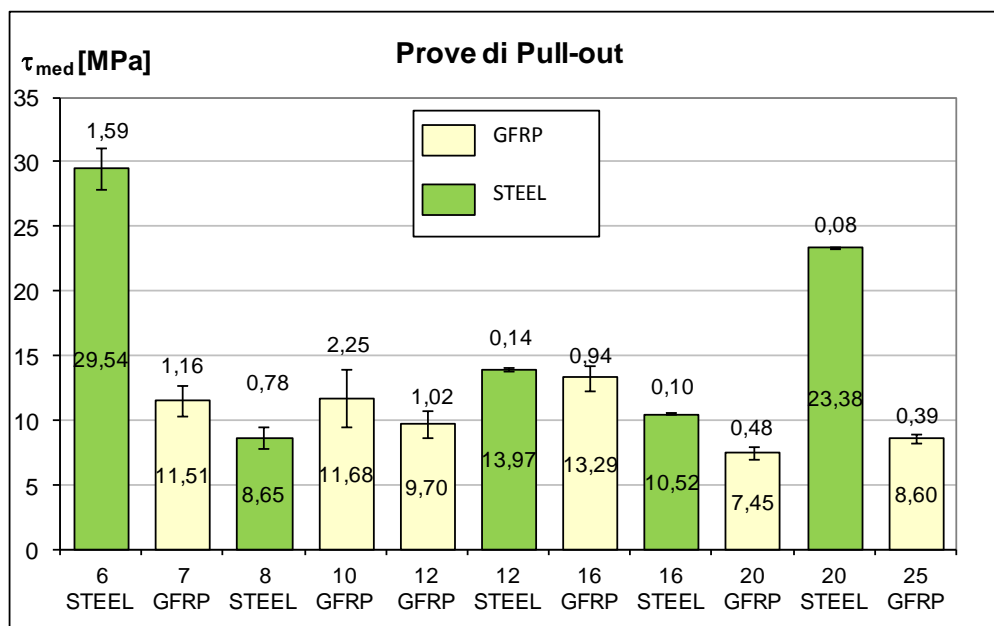


Grafico 5.25 τ media – diametro barra e relativo errore

Il grafico 5.26 mostra il carico massimo medio delle prove di Pull-Out delle barre di acciaio e in GFRP.

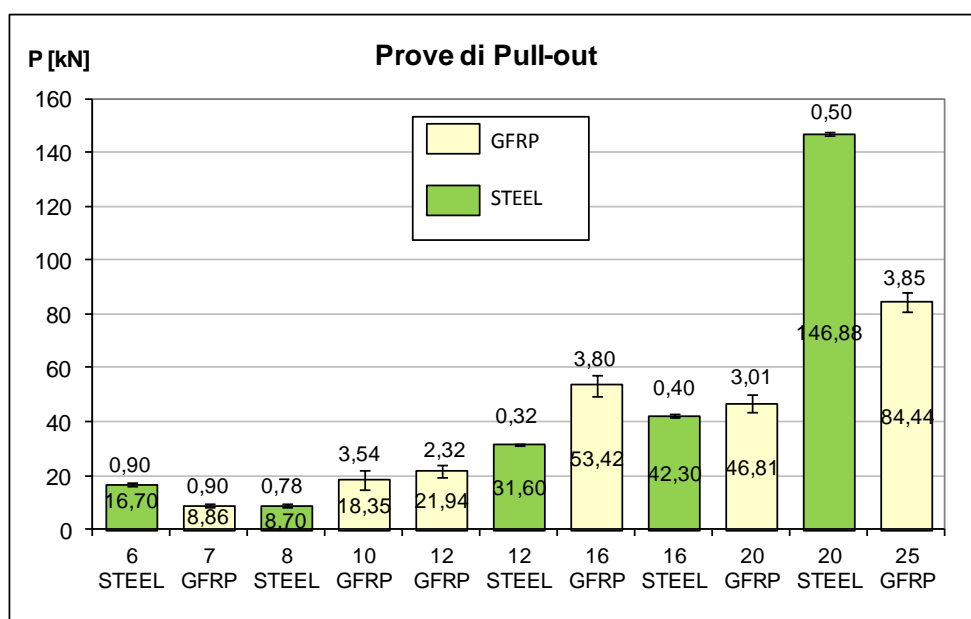


Grafico 5.26 Carico medio – diametro barra ed errore relativo

Confrontando i due grafici è possibile notare che le migliori prestazioni si ottengono dalle barre di acciaio di 6 mm e 20 mm di diametro. Soprattutto per le barre di 20 mm in acciaio si ottiene un ottimo carico massimo con una buona tensione; le barre di 6 mm di acciaio hanno un modesto carico massimo, ma un'elevata tensione; quest'ultime, prima di perdere aderenza col calcestruzzo, lavorano per una buona parte della loro resistenza a trazione.

Paragonando le barre di acciaio con quelle in GFRP si può dedurre che le ultime abbiano un buon comportamento di Pull-Out, a meno delle barre di diametro 20 mm.

In particolare le barre di 6 mm di diametro in GFRP hanno ottenuto un carico massimo di estrazione superiore a quello ottenuto dalle barre di acciaio dello stesso diametro; anche le tensioni sono state maggiori di quelle riscontrate per l'acciaio.

In accordo a quanto detto nella letteratura menzionata nel capitolo 3, è dimostrato quindi sperimentalmente, che le barre in GFRP a temperatura ambiente, hanno prestazioni di Pull-Out del tutto paragonabili a quelle dell'acciaio ordinario.

6. PROVE CALCESTRUZZO

Con riferimento a quanto detto nel capitolo 4.1, si forniscono in questo capitolo i dati ottenuti dalle prove sperimentali effettuate sui provini in calcestruzzo del getto 2. I provini sono ottenuti da carotaggi effettuati nelle solette da ponte utilizzate nei test a carico ciclico a diverse temperature; i prelievi sono stati eseguiti sulle zone non interessate dalle alte temperature, così da non aver alterazioni sui risultati delle prove a compressione semplice e trazione indiretta (brasiliana).

6.1. PROVE DI COMPRESSIONE SEMPLICE

Le prove di compressione semplice sono state eseguite con provini a temperatura ambiente (23°C) e con provini a 200°C e 500°C e il grafico 6.1 mostra i valori ottenuti della resistenza a compressione.

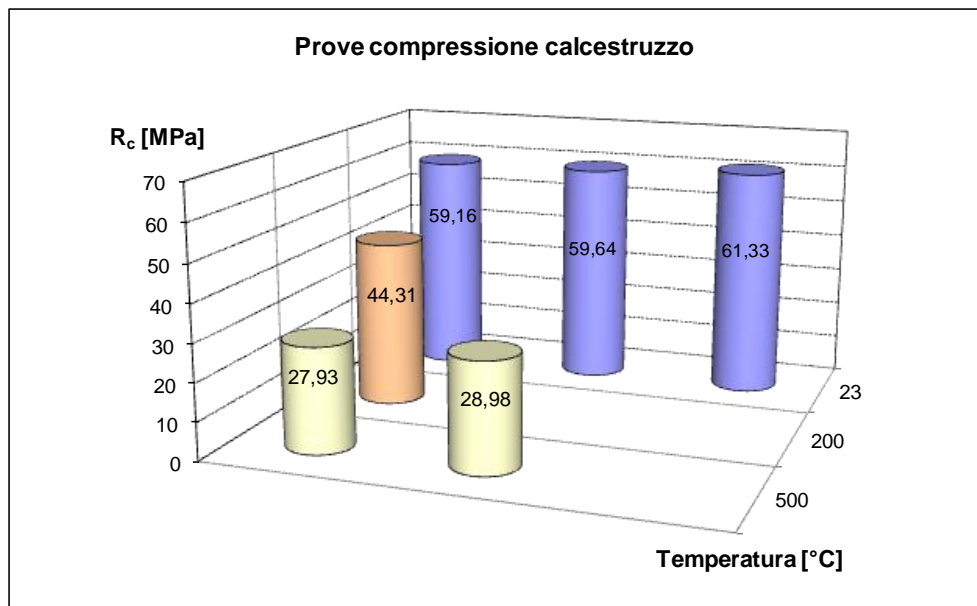


Grafico 6.1 Resistenza a compressione dei provini a diverse temperature

L'aumento della temperatura ha certamente influito sulla resistenza a compressione. Il grafico 6.2 rappresenta i valori medi della resistenza a compressione con la relativa deviazione standard.

Già a 200°C la diminuzione di resistenza è significativa; a 500°C il calcestruzzo è quasi completamente degradato. Da normativa [68] si dovrebbe avere una resistenza di compressione fino ai 1200°C e una resistenza a trazione fino ai 600°C.

Nella realtà il degrado del calcestruzzo avviene già intorno ai 600°C spesso a causa dello spalling e in altri casi per il comportamento degli aggregati [2].

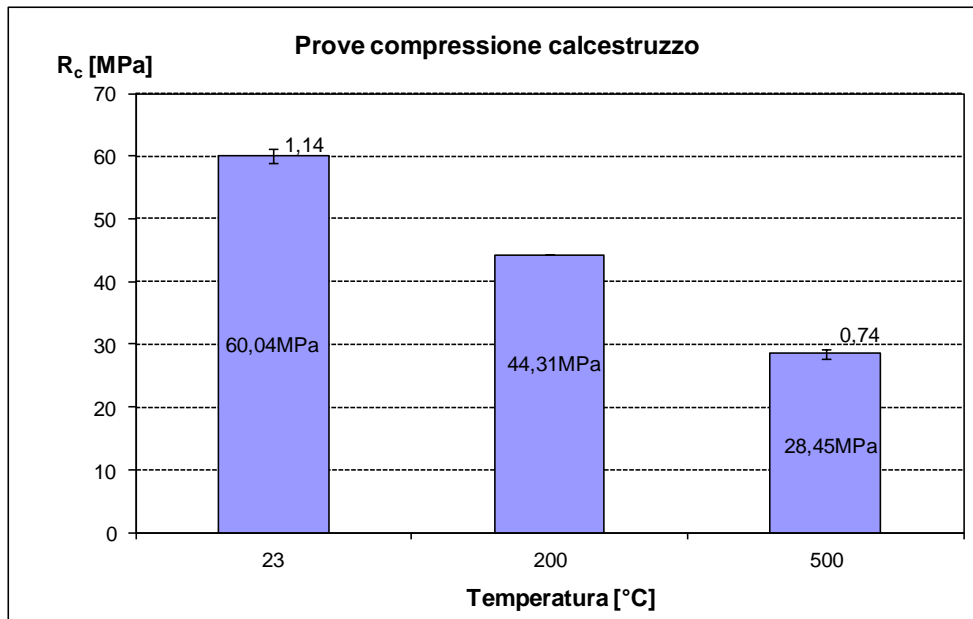


Grafico 6.2 Resistenza media a compressione ed errore relativo.

In percentuale, rispetto alla resistenza a compressione a temperatura ambiente si ottiene che a 200°C la resistenza a trazione è diminuita di circa il 26%, mentre a 500°C è diminuita del 53% (grafico 6.3).

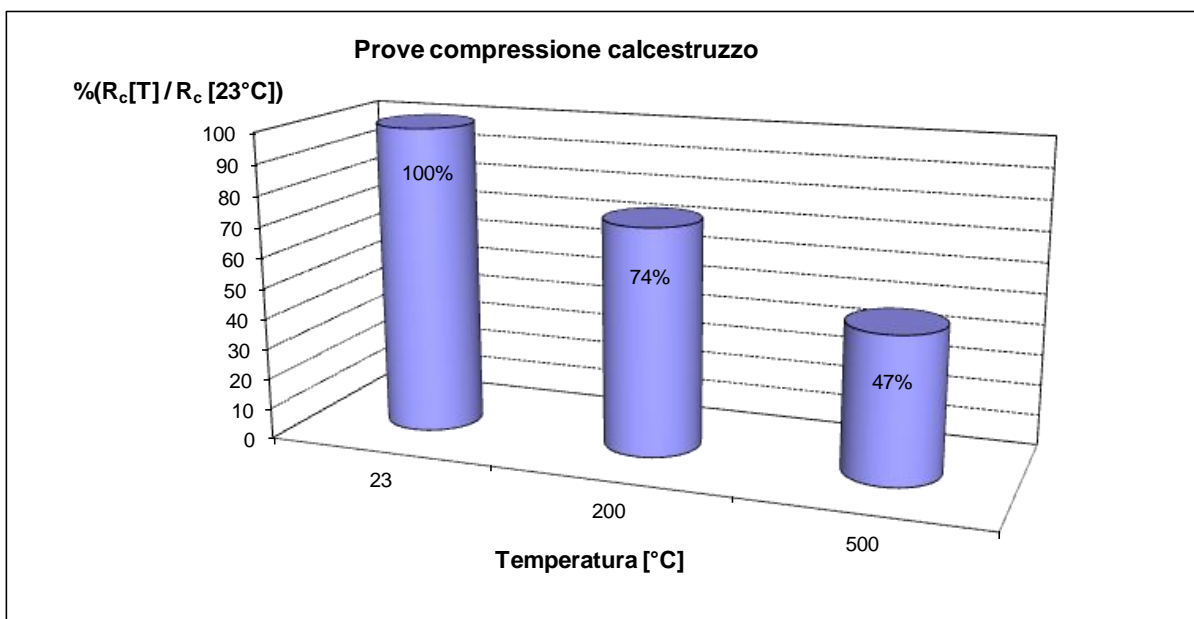


Grafico 6.3 Riduzione della resistenza del calcestruzzo in funzione della temperatura.

6.2. PROVE “BRASILIANE”

La norma di riferimento seguita è la UNI 6135/72.

Lo sperimentatore verifica la planarità delle facce dei provini cubici che deve risultare essere minore di 0.05 mm e la rettilineità dei provini cilindrici.

In caso che le stesse non lo siano, sottopone i provini a rettifica meccanica (foto 6.1).

Una volta posto il provino nella macchina (foto 6.2), lo sottopone ad una forza di compressione applicata lungo un segmento; per provini cubici il segmento viene compresso secondo le mezzerie di due facce parallele tramite due rulli di diametro pari allo spigolo del provino, per provini cilindrici la situazione viene realizzata collocandoli con l'asse orizzontale parallelo ai piatti della pressa e quindi comprimendoli secondo due opposte generatrici.

Inserisce quindi la velocità di prova che deve essere pari a $50 \frac{N}{cm^2 \cdot s}$.

Al momento della rottura, annota il valore del carico di rottura (kN)

Per l'attendibilità della prova la rottura deve avvenire secondo una superficie approssimativamente piana contenente le due linee di carico.

In tal caso, si ammette che la rottura avvenga per trazione indiretta e tensione pari a: $f_{ct} = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot A}$ dove:

P = Carico di rottura espresso in N

A = area della sezione di rottura teorica in cm^2



Foto 6.1

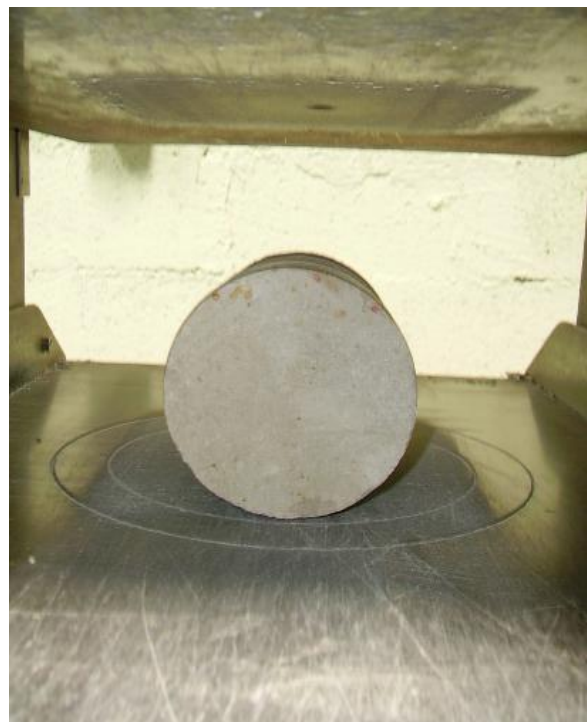


Foto 6.2

Le prove brasiliane sono state eseguite con provini a temperatura ambiente (23°C) e con provini a 200°C e 500°C e il grafico 6.4 mostra i valori della resistenza a trazione ottenuti.

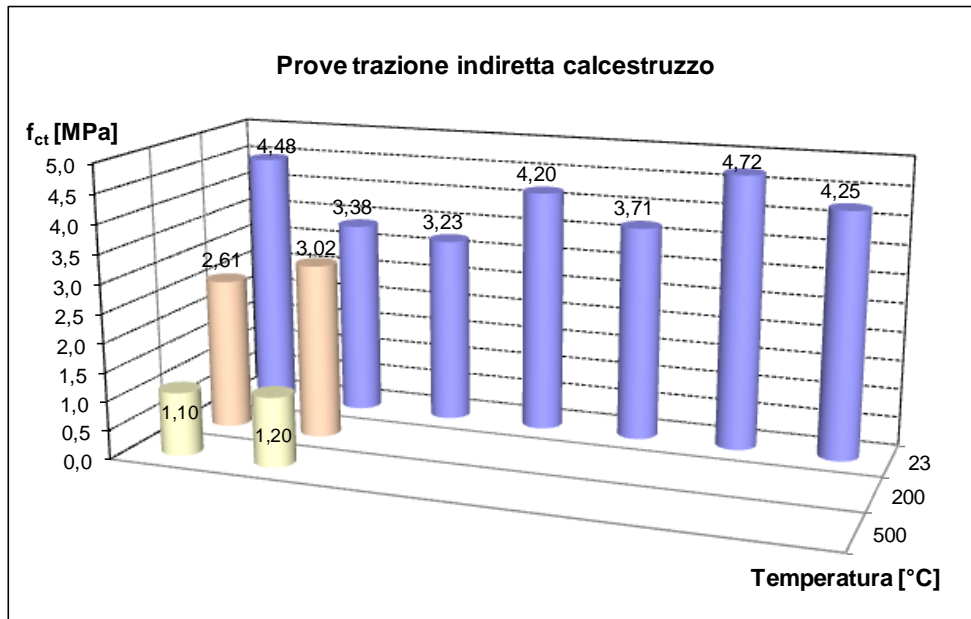


Grafico 6.4 Resistenza a trazione dei provini a diverse temperature.

L'aumento della temperatura ha certamente influito sulla resistenza a trazione. Il grafico 6.5 rappresenta i valori medi della resistenza a trazione con la relativa deviazione standard.

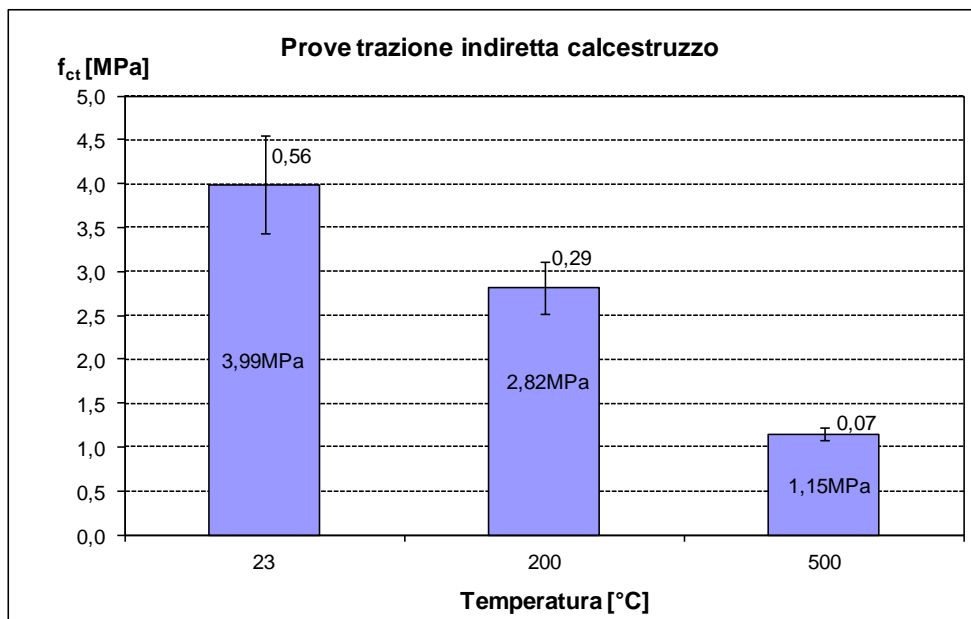


Grafico 6.5 Resistenza media a trazione ed errore relativo.

In percentuale, rispetto alla resistenza a trazione a temperatura ambiente si ottiene che a 200°C la resistenza a trazione è diminuita di circa il 29%, mentre a 500°C è diminuita del 71% (grafico 6.6).

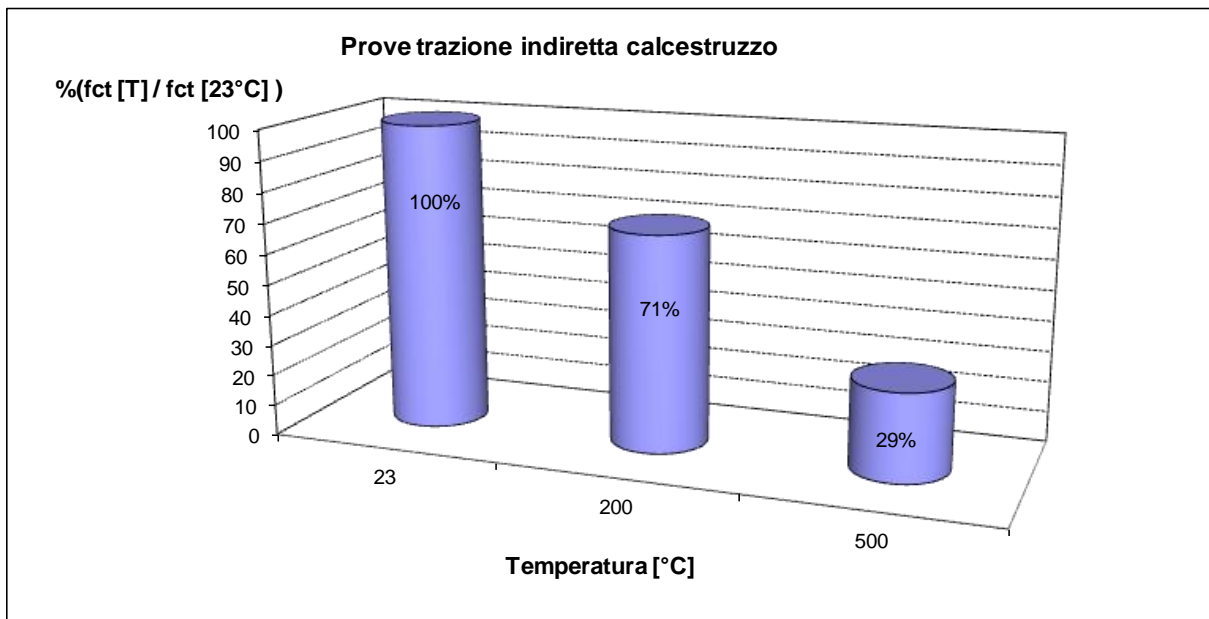


Grafico 6.6 Riduzione della resistenza a trazione del calcestruzzo in funzione della temperatura.

6.3. CONFRONTO CON I COEFFICIENTI $k_c(\vartheta)$ E $k_{ct}(\vartheta)$ (VEDI CAP. 4.1)

Nel capitolo 4.1, si era parlato dei coefficienti $k_c(\vartheta)$ e $k_{ct}(\vartheta)$, dipendenti dalla temperatura, necessari per il calcolo rispettivamente della resistenza a compressione ridotta $f_c(\vartheta)$ e di quella di trazione ridotta $f_{ct}(\vartheta)$ (equazioni 4.5 e 4.6).

Ricordiamo che da normativa [68] i coefficienti $k_c(\vartheta)$ valgono:

$$k_c(\vartheta) = 1,00 \quad \text{per } \vartheta [^{\circ}\text{C}] = 20$$

$$k_c(\vartheta) = 0,90 \quad \text{per } \vartheta [^{\circ}\text{C}] = 200$$

$$k_c(\vartheta) = 0,60 \quad \text{per } \vartheta [^{\circ}\text{C}] = 500$$

Mentre i $k_{ct}(\vartheta)$:

$$k_{ct}(\vartheta) = 1,00 \quad \text{per } \vartheta [^{\circ}\text{C}] = 20$$

$$k_{ct}(\vartheta) = 0,80 \quad \text{per } \vartheta [^{\circ}\text{C}] = 200$$

$$k_{ct}(\vartheta) = 0,20 \quad \text{per } \vartheta [^{\circ}\text{C}] = 500$$

Dunque, la riduzione della resistenza a compressione f_c è del:

0%	per il $k_c(\vartheta)$;	0% sperimentalmente	per $\vartheta [^{\circ}\text{C}] = 20$
10%	per il $k_c(\vartheta)$;	26% sperimentalmente	per $\vartheta [^{\circ}\text{C}] = 200$
40%	per il $k_c(\vartheta)$;	53% sperimentalmente	per $\vartheta [^{\circ}\text{C}] = 500$

Mentre, la riduzione di resistenza a trazione f_{ct} è del:

0%	per il $k_{ct}(\vartheta)$;	0% sperimentalmente	per $\vartheta [^{\circ}\text{C}] = 20$
20%	per il $k_{ct}(\vartheta)$;	29% sperimentalmente	per $\vartheta [^{\circ}\text{C}] = 200$
80%	per il $k_{ct}(\vartheta)$;	71% sperimentalmente	per $\vartheta [^{\circ}\text{C}] = 500$

La normativa [68] non è a favore di sicurezza, poiché la diminuzione di resistenza è minore rispetto ai dati sperimentali.

7. PROVE SOLETTE

I provini utilizzati sono tutti porzioni di solette da ponte e la loro geometria è mostrata in figura 7.1. Tali solette sono composte dai materiali descritti nel capitolo 4 e sono armate con 8 barre di diametro 16 mm in GFRP con elica: 3 barre superiori e 5 inferiori. I provini sono porzioni di solette da ponte e per tale ragione è giustificata l'assenza di armatura a taglio (effetto piastra). Le armature trasversali sono assenti per restare a favore di sicurezza (effetto trave snella).

I provini sono contraddistinti da 5 tipologie e ad ogni tipologia corrisponde un tipo di sovrapposizione dell'armatura inferiore:

- TIPO 1: armatura longitudinale inferiore senza sovrapposizioni (continua).
- TIPO 2: armatura longitudinale inferiore con sovrapposizioni lunghe.
- TIPO 3: armatura longitudinale inferiore con sovrapposizioni a uncino.
- TIPO 4: armatura longitudinale inferiore con sovrapposizioni medie.
- TIPO 5: armatura longitudinale inferiore con sovrapposizioni corte.

Le prove consistono nell'applicare alle solette tre cicli di carico - scarico e infine, un carico fino al collasso. I primi tre cicli avvengono controllando il valore del carico:

- primo ciclo: da 0 kN fino a 10 kN per tornare a 0 kN;
- secondo ciclo: da 0 kN fino a 10 kN per tornare a 0 kN;
- terzo ciclo: da 0 kN fino a 10 kN per tornare a 0 kN;

L'ultima fase di carico avviene controllando lo spostamento, fino al collasso del provino. Il carico è regolato da un martinetto ed agisce su di una impronta 20x30 cm situata in mezzeria del provino.

Le prove di carico avverranno sia a temperatura ambiente sia dopo aver esposto alcune solette a 200°C e altre a 500°C. I provini vengono esposti a queste temperature solo nella zona di sovrapposizione di armatura.

Le prove TIPO 1-1, 1-4, 3-1, 4-1 non sono state effettuate dagli autori della tesi, ma sono comunque disponibili i dati e le modalità di tali prove.

7.1. GEOMETRIA DELLA SEZIONE

La geometria delle porzioni di solette utilizzate nei test è la seguente:

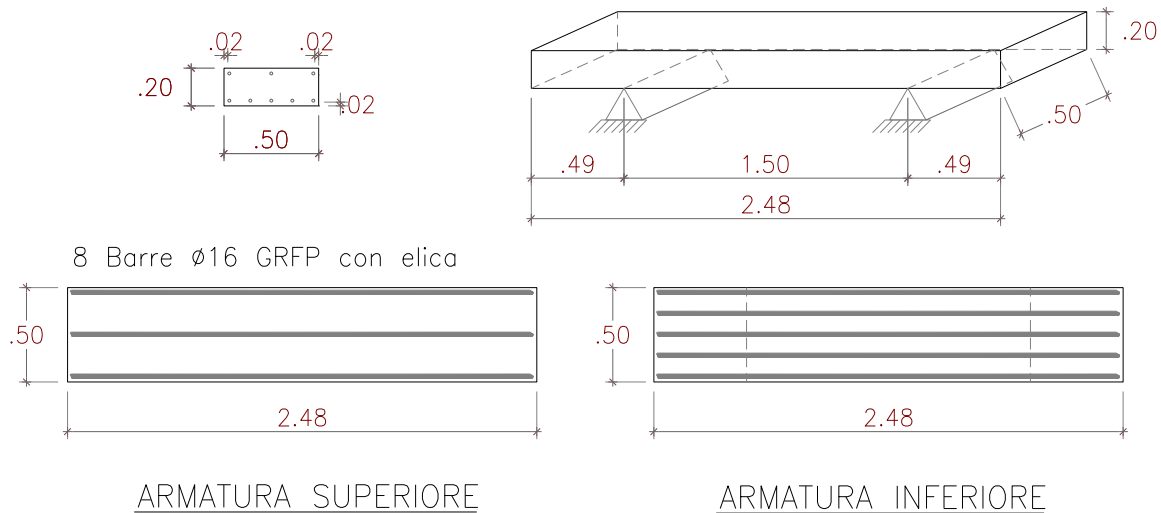


Figura 7.1 Geometria dei provini

L'impronta di carico è posta in mezzera del provino ed ha dimensioni 30 cm x 20 cm.

Come già si è accennato nell'introduzione (capitolo 1), la geometria e le caratteristiche delle porzioni di solette utilizzate per le seguenti prove, derivano dallo studio di Piasani M.A., Carvelli V., Poggi C. [1]. Si riporta in figura 7.2 la geometria adottata nello studio [1]. A differenza di quanto esposto in figura 7.2, le porzioni di soletta non hanno armatura trasversale, per la ridotta dimensione della larghezza delle stesse (comportamento a trave).

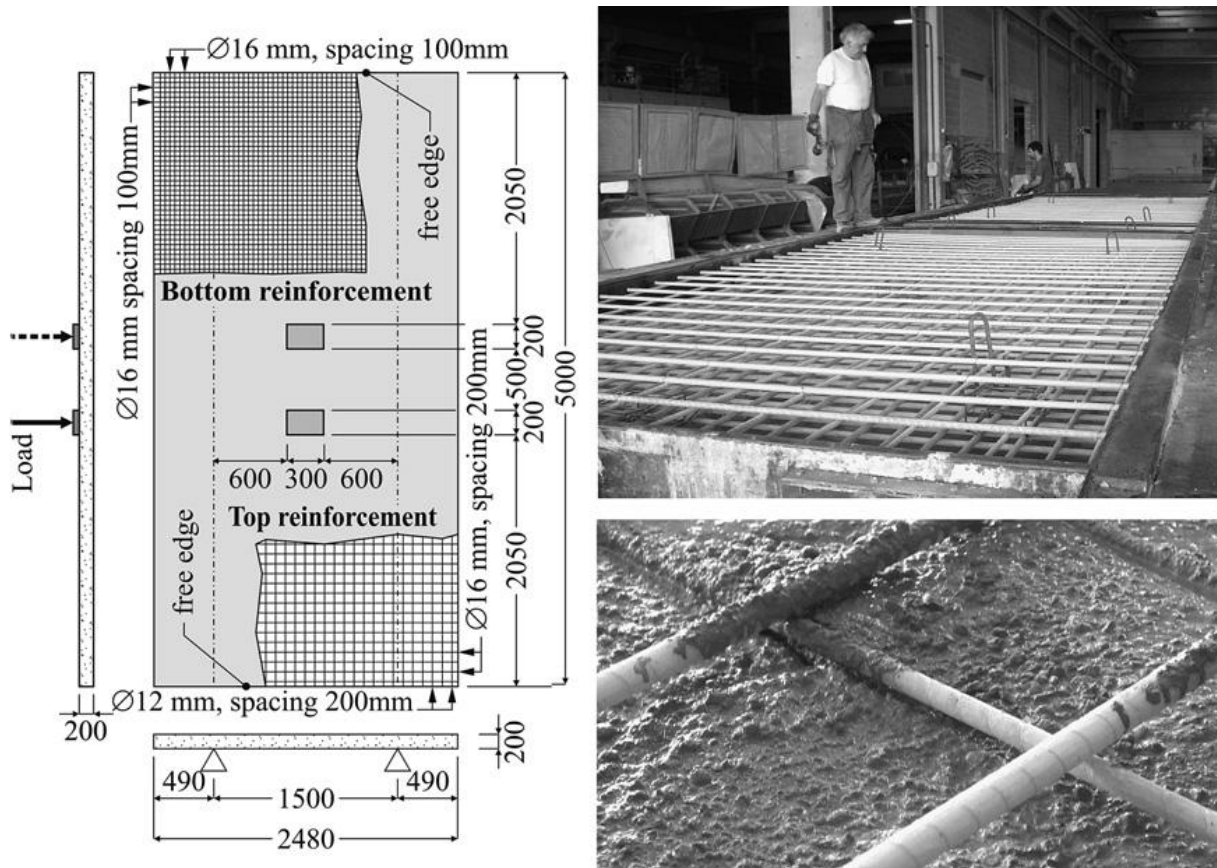


Figura 7.2

7.2. COMPORTAMENTI IPOTIZZATI

Verranno valutati due modelli di comportamento e si stabilirà quale dei due sarà più coerente con i dati sperimentali. I due modelli scelti si differenziano in quanto entrambi risultano prossimi alla realtà, ma col variare della temperatura e della tipologia di sovrapposizione dell'armatura inferiore, un modello risulterà più veritiero.

7.2.1. Effetto Arco

S'ipotizza un comportamento tirante - puntone della soletta, con una distribuzione ad arco del carico (p) nel provino, come mostrato in figura 7.3. Lo schema ipotizzato è dunque di un arco con una catena: l'arco è composto da due puntoni di calcestruzzo, che soggetti a sola compressione hanno il compito di distribuire la forza imposta, dall'estradosso alla base dell'arco stesso (appoggi), mentre gli appoggi dell'arco sono collegati dalla catena soggetta a sola trazione e formata dall'armatura inferiore a cui è richiesto di contrastare la spinta di apertura dell'arco.

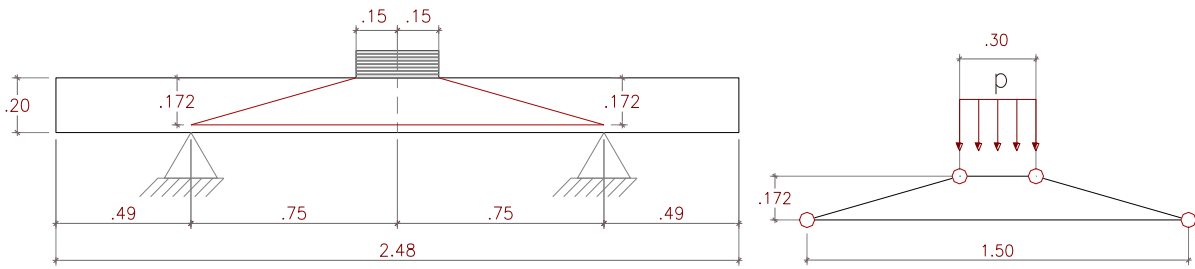


Figura 7.3 Modello "Effetto Arco" nel provino

Dalle prove effettuate, si calcoleranno secondo questo modello, le tensioni di trazione sulle barre di armatura inferiore e di compressione sul puntone di calcestruzzo (costanti).

7.2.2. Analisi sezionale a regime fessurato

S'ipotizza un secondo possibile comportamento dei provini. Tale modello consente di stabilire un andamento del taglio e del momento parabolico (calcolo statico lineare) e una conseguente trazione delle barre inferiori (non più costante) attraverso un calcolo sezionale a regime fessurato. L'uso di un'analisi strutturale lineare come calcolo dei momenti da utilizzare nell'analisi sezionale a regime fessurato, è un'approssimazione a favore di sicurezza e dettata dal modello statico (isostatico).

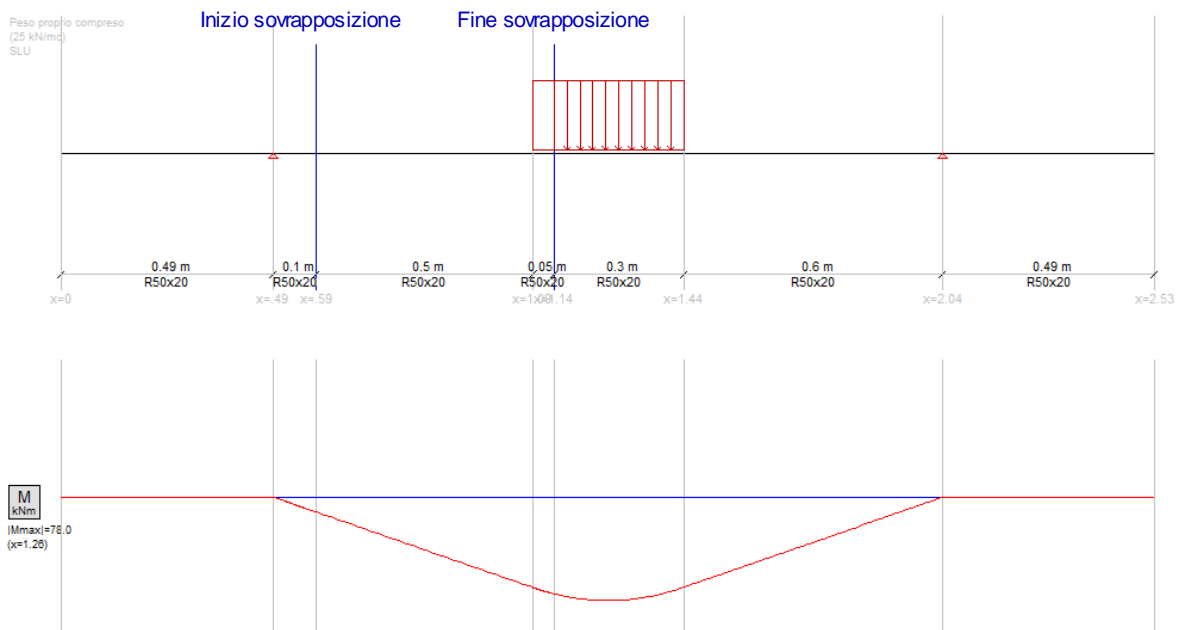


Figura 7.4

Col modello descritto saranno calcolate le tensioni delle barre di armatura inferiori e la resistenza a taglio della soletta.

7.3. TIPO DI CRISI

Le tipologie di crisi riscontrate durante le prove sono tre:

7.3.1. Taglio

Il taglio è stato il principale fattore di collasso dei provini utilizzati. La maggior parte dei provini si è rotta definitivamente per taglio, e quelli che hanno avuto altri tipi di collasso, comunque hanno avuto durante la prova, fessure lungo il flusso di taglio. A temperatura ambiente è stata l'unica causa di collasso dei provini (eccetto una prova).

È necessario ricordare, come mostrato in figura 7.1, che i provini non sono armati a taglio e che non hanno armatura trasversale. La rottura per taglio è caratterizzata da una lesione diagonale che si osserva dall'appoggio (o dal termine della sovrapposizione delle armature) fino all'impronta di carico. L'assenza di armatura a taglio e di armatura trasversale favorisce questo tipo di collasso.

7.3.2. Perdita di aderenza

Durante le prove, le solette semplicemente appoggiate, sono sottoposte ad una sollecitazione che dà luogo a compressione nel calcestruzzo superiore e tensione nelle barre di armatura inferiori. Il momento flettente che ne scaturisce ha un andamento parabolico passando da nullo sull'appoggio a massimo in mezzeria. La rottura lato calcestruzzo è evitata dalla presenza dell'impronta di carico che ne impedisce l'espulsione, mentre le barre inferiori continuano ad accumulare tensioni crescenti di trazione. Come si vedrà dai risultati ottenuti, la lunghezza e la tipologia di sovrapposizione e il danneggiamento dell'armatura per l'alta temperatura avranno un ruolo decisivo per determinare il tipo di rottura. Questi tre fattori, infatti, determinano la rottura per taglio quando hanno un comportamento tale da garantire l'aderenza tra barre e calcestruzzo, ma quando quest'ultima non è più assicurata, avviene lo slittamento delle barre, che riduce la capacità resistente a flessione, dando luogo ad una crisi con lesioni verticali in mezzeria (rottura per flessione) o in prossimità del termine della sovrapposizione delle barre di armatura.

La rottura per flessione è comunque associata alla perdita di aderenza e per tale ragione non viene distinta da quest'ultima.

Nel vertice finale dell'armatura di sovrapposizione si ha un picco di trazione dove, infatti, si crea la lesione di rottura. Le sovrapposizioni (se presenti) dell'armatura inferiore dei provini, iniziano in prossimità degli appoggi e terminano nei pressi del carico. La lesione si determina al termine della sovrapposizione vicino all'impronta di carico (e non vicino all'appoggio), poiché il momento flettente cresce dall'appoggio verso la mezzeria della soletta (figura 7.5) e dunque le tensioni, sono maggiori nel vertice vicino all'impronta di carico. La resistenza allo slittamento delle barre sarà dunque affidata alla sola lunghezza di sovrapposizione, zona in cui le barre sovrapposte, senza armatura trasversale, confidano nel solo confinamento del calcestruzzo per sopperire all'evento slittamento. Sarà proprio il calcestruzzo

confinante, che per l'alta temperatura e dunque per il distacco del copriferro, non garantirà l'aderenza e favorirà lo slittamento. Nella realtà, come definito dalle norme [68], nelle zone di sovrapposizione e soprattutto nei vertici delle stesse, è necessaria un'armatura trasversale o una staffatura di supporto, in modo da conferire al sistema una resistenza a trazione (slittamento), che confida in un sistema di tirante - puntone definito dalle due barre sovrapposte come tiranti orizzontali, dall'armatura di supporto come tiranti verticali e dal calcestruzzo confinante come puntone del traliccio (figura 7.6). I provini utilizzati nelle seguenti prove, non hanno armatura trasversale né armatura a taglio (i provini sono porzioni di soletta) e di ciò si terrà conto nella fase di discussione dei risultati ottenuti.

La perdita di aderenza, anche se dovuta al distacco del copriferro (spalling), viene considerata separatamente dal collasso per espulsione della barra (Capitolo 7.3.3). Quest'ultimo, se decisivo per il collasso, ha effetto esplosivo e immediato. Nel caso invece della perdita di aderenza per distacco del copriferro s'intende un evento lento con la perdita graduale del calcestruzzo confinante e col conseguente slittamento (perdita di aderenza).

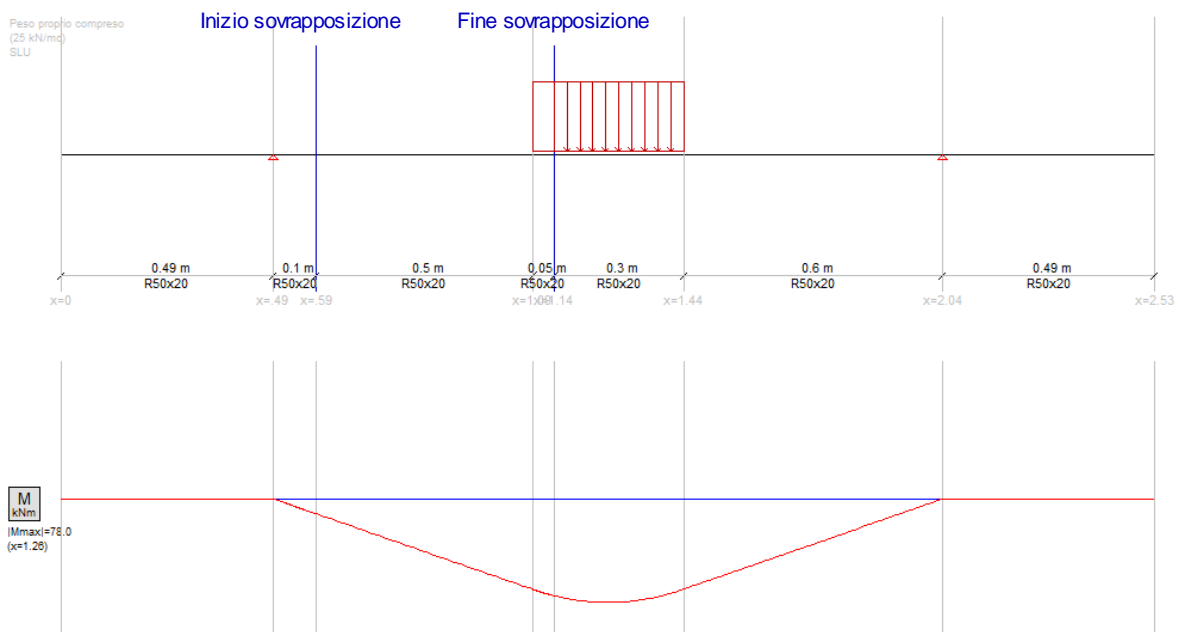


Figura 7.5

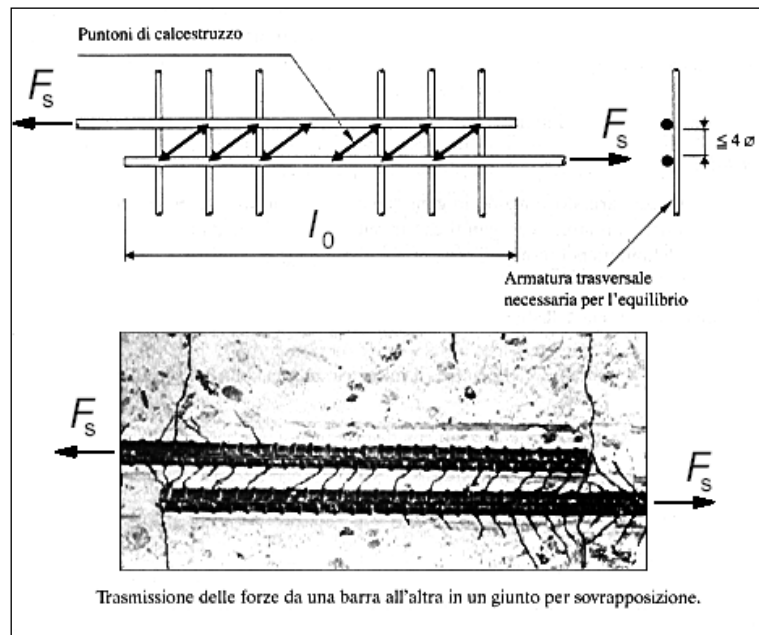


Figura 7.6

7.3.3. Espulsione rapida delle barre esterna

L'evento consiste nell'espulsione immediata ed esplosiva della barra di armatura inferiore e laterale della soletta. La barra esterna aveva accumulato una rilevante energia elastica (si pensi alla trave notevolmente deformata, sottoposta ad un carico prossimo ai 169 kN) e la fessura orizzontale sul calcestruzzo si era già originata per via dell'alta temperatura. Tale fessura si è propagata rapidamente per permettere di liberare l'energia immagazzinata dalla barra, con un effetto immediato ed esplosivo.

Tra le diverse prove effettuate su solette da ponte a diverse temperature (18 prove totali), tal evento di collasso si è ottenuto solo in un caso (Prova Tipo 1-6 a 500°C).

Per il calcestruzzo armato, il fenomeno del distacco esplosivo del copriferro (altrimenti detto "spalling", ossia "distacco") è un fenomeno pericoloso ed è indice di un notevole degrado delle proprietà meccaniche. Detto fenomeno si manifesta per effetto del brusco incremento di volume dell'acqua intrappolata nella pasta di calcestruzzo all'atto della presa del calcestruzzo. La pressione raggiunta dal vapore può determinare la rottura parziale delle sezioni di calcestruzzo con conseguente riduzione delle sezioni resistenti. Il classico crepitio che si ascolta durante un incendio di manufatti in calcestruzzo armato è indice di tale fenomeno [74].

In effetti, nel caso in questione, lo spalling si è verificato immediatamente sotto il forno causando una grande fessura orizzontale all'altezza dell'armatura inferiore (foto 7.1); quando il provino è caricato, la barra in flessione tende a tornare nella configurazione originale (orizzontale), trasmettendo le tensioni al calcestruzzo confinante. Quando quest'ultimo è lesionato o quando lo spessore del copriferro non è adeguato, le tensioni

trasmesse dalla barra confinante superano la resistenza del calcestruzzo, con la conseguente espulsione della barra.

Si deve ricordare che le solette in questione non hanno armature trasversali (oltre a non avere armatura a taglio) e ciò favorisce la possibilità che un tal evento accada (figura 7.6).



Foto 7.1

7.4. DESCRIZIONE DELLE PROVE

Le prove che sono state affrontate in laboratorio, consistono nel verificare il comportamento di una porzione di solaio da ponte soggetta ad alte temperature. Le solette in calcestruzzo ad alta resistenza sono vincolate in semplice appoggio, armate longitudinalmente con barre del tipo GFRP con l'elica, sotto l'azione di un carico variabile in mezzera.

Si utilizzano cinque tipi di provini, associando ad ogni tipologia una diversa sovrapposizione delle barre inferiori. Per ogni tipologia si eseguono prove a tre diverse temperature: 20°C (T.A.), 200°C e 500°C.

I provini hanno tutti la stessa geometria e gli stessi materiali: calcestruzzo ad alta resistenza e armatura in GFRP con l'elica di diametro 16 mm.

Il carico è regolato da un martinetto ed agisce su di una impronta 20x30 cm situata in mezzera del provino.

Lo scopo di tali prove è ottenere risultati affidabili per una valutazione di opere in GFRP nel campo degli Stati Limiti dopo un evento incendio. Inoltre, si fornisce uno studio sulla variazione della resistenza meccanica del calcestruzzo soggetto ad elevate temperature con prove di compressione e sull'aderenza delle barre in GFRP con elica, associato a delle prove di Pull-Out (capitoli 5 e 6).

7.4.1. Provino Tipo 1

I provini "Tipo 1" hanno le barre di armatura inferiore continue, senza sovrapposizioni figura 7.7.

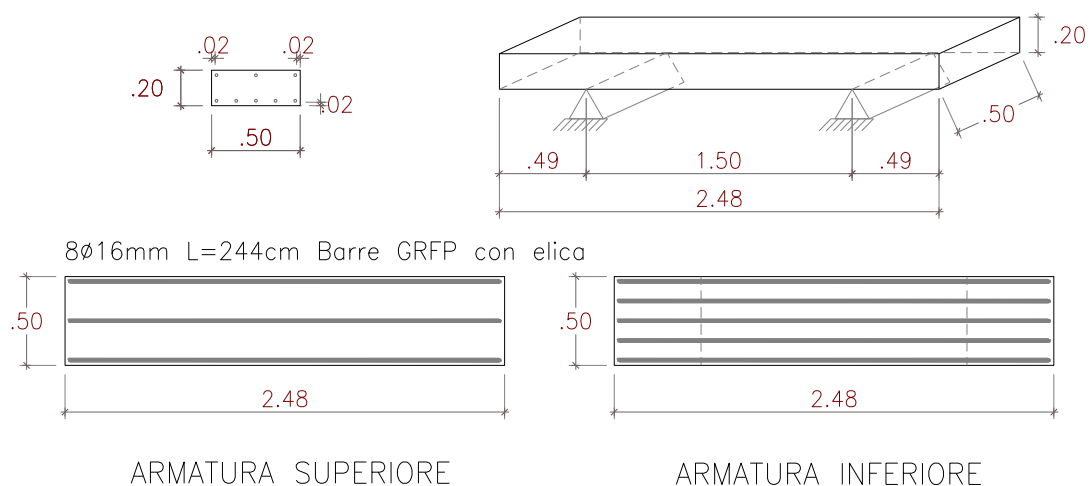


Figura 7.7 Geometria del provino Tipo 1

7.4.1.1 Prova Tipo 1-1

Provino Tipo 1-campione 1

- Data della prova: 19 novembre 2008
- Temperatura intradosso: T.A.
- Tipo calcestruzzo: Getto 1

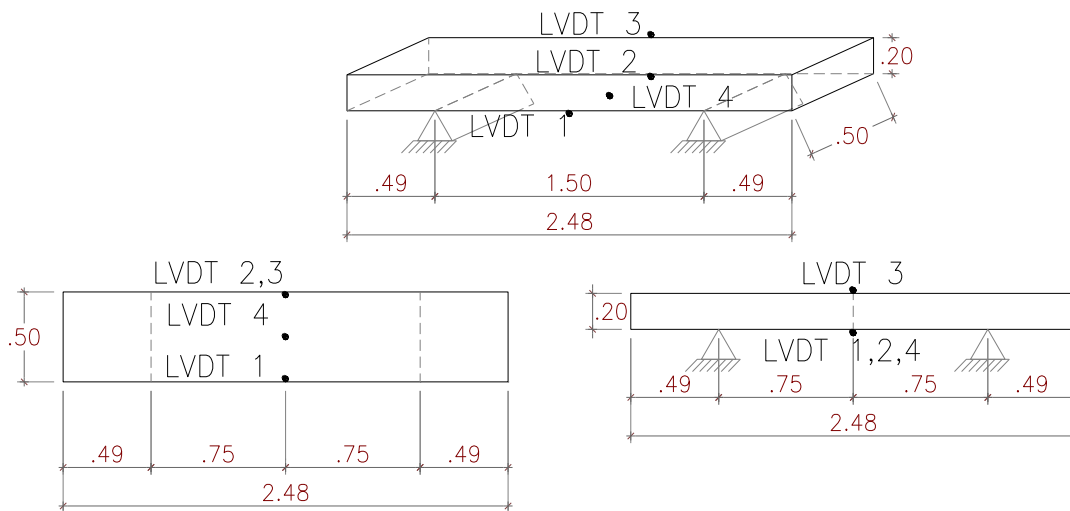


Figura 7.8 Predispensione dei trasduttori

Procedura di carico:

- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1 mm/sec
- **Carico massimo = 150.76 kN**

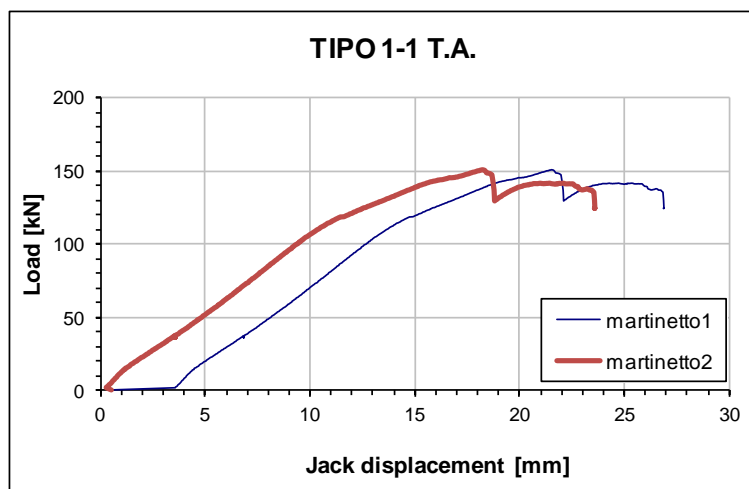


Grafico 7.1

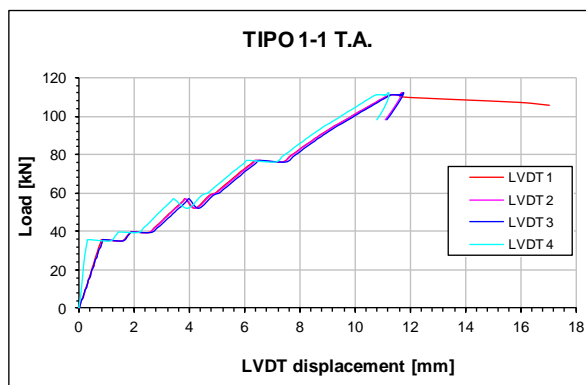


Grafico 7.2

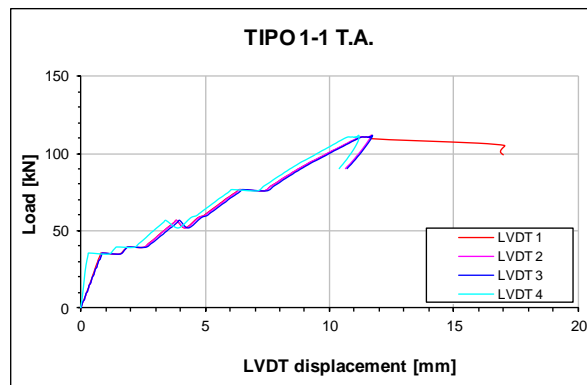


Grafico 7.3

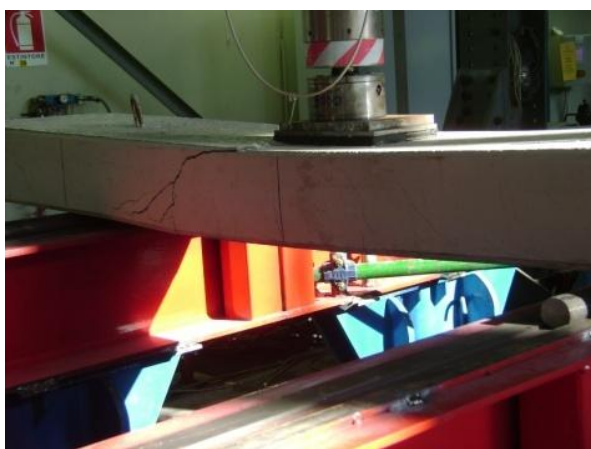


Foto 7.2



Foto 7.3



Foto 7.4

La prova qui descritta avviene a temperatura ambiente (T.A.). Il grafico 7.1 riporta la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. Dalla

curva ottenuta dal martinetto 1 , si osserva che all'aumentare del carico si ha una prima fase orizzontale, dovuta al fatto che il martinetto carica su di una piastra gommata e dunque le prime deformazioni misurate sono appunto della gomma dell'impronta di carico. La curva del martinetto 2 è stata depurata della fase di deformazione della gomma. La prima vera fase da osservare è dunque quella elastica, con un ramo continuo crescente. Attorno ai 35 kN si ha una variazione di pendenza della curva, con la formazione delle prime fessure nel calcestruzzo che si avviano dal lembo inferiore della soletta e, all'aumentare della forza, si propagano in direzione dell'impronta di carico, seguendo il flusso di taglio. La formazione delle cricche nel calcestruzzo è appunto detto "cracking".

All'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa, poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura. La rottura si verifica per taglio giacché il puntone di calcestruzzo raggiunge il limite di collasso. Sulle facce in cui è avvenuta la rottura, il calcestruzzo ha subito uno scorrimento dovuto al fatto che la resistenza a taglio è venuta a mancare per l'eccessivo carico (foto 7.2) e si è avuta la compenetrazione di una parte della soletta; tipico per gli elementi non armati a taglio con carichi concentrati, dove il punzonamento è un limite. La crepa della rottura si ha fra l'appoggio e l'impronta di carico.

7.4.1.2 Prova Tipo 1-4

Provino Tipo 1-campione 4

- Data della prova: 10 gennaio 2009
- Temperatura intradosso: 500°C
- Tipo calcestruzzo: Getto 1

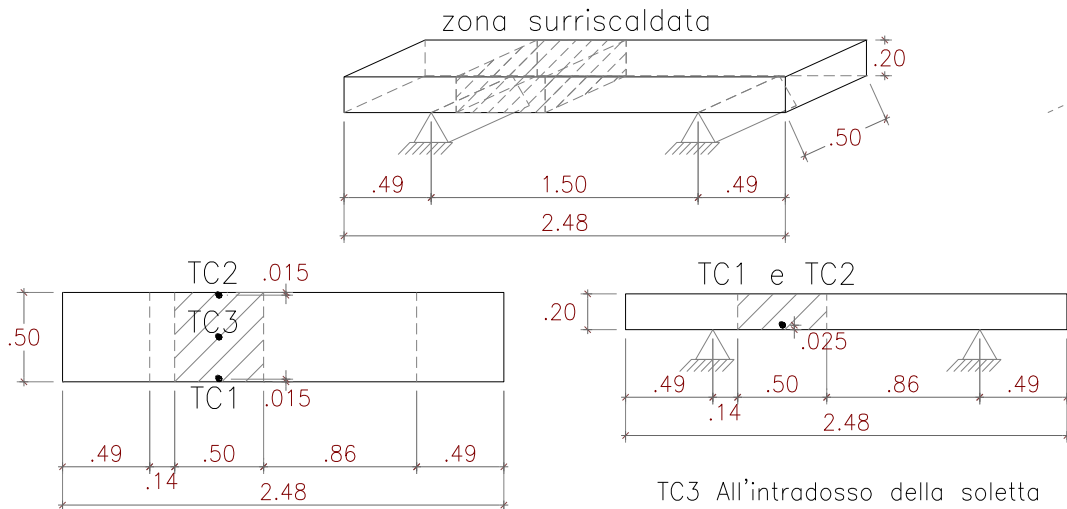


Figura 7.9

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2 kN/sec, con carico massimo = 10 kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4 kN/sec, con carico massimo = 20 kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4 kN/sec, con carico massimo = 20 kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5 kN/sec, con carico massimo = 40 kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 156.76 kN**

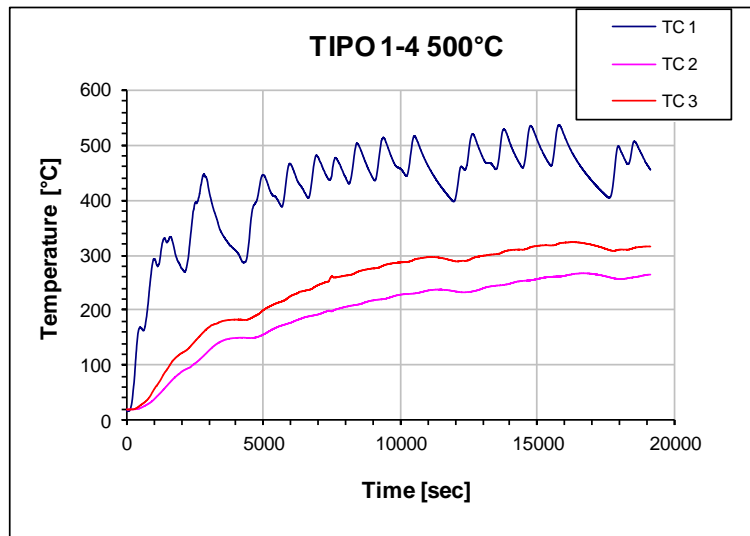


Grafico 7.4

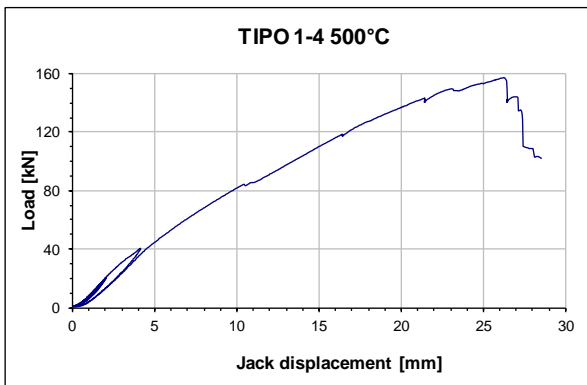


Grafico 7.5

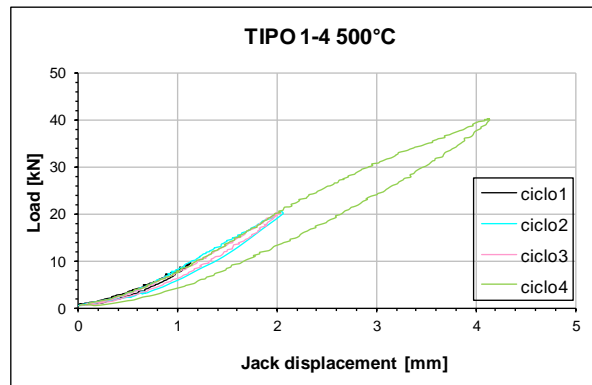


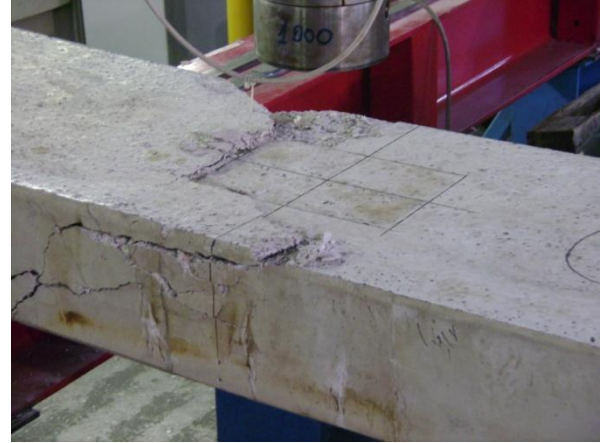
Grafico 7.6



Foto 7.5



Foto 7.6

**Foto 7.7****Foto 7.8**

In questa prova, una parte della soletta è stata riscaldata fino ad una temperatura di 500°C all'intradosso e tale temperatura viene mantenuta per circa due ore. Il grafico 7.4 riporta la temperatura al variare del tempo. Per riscaldare il provino è stato utilizzato un forno a resistenze, il quale per mantenere la temperatura che gli s'impone, alterna fasi di accensione e spegnimento, che spiegano l'andamento a fase del grafico. La temperatura imposta al forno si regola osservando la termocoppia TC3, che misura la temperatura all'intradosso del provino, all'interfaccia soletta - forno; le altre due curve (TC1 e TC2) misurano le temperature delle barre inferiori più esterne a circa la mezzera del forno. Per ottenere queste misurazioni si fora il provino all'altezza dell'armatura inferiore per una profondità pari al copriferro. In questi fori s'inseriscono le termocoppie 1 e 2.

La temperatura delle barre così ottenuta, si trova fra i 250°C e i 300°C, infatti, essendo la temperatura di transizione vetrosa della resina delle barre in GFRP di circa 180°C [84], si osserva che nella parte inferiore delle barre non vi è più la resina e le fibre sono annerite (vedi foto 7.7).

Il grafico 7.5 riporta la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. Dal grafico 7.6 si osservano i primi quattro cicli d'incremento graduale di carico e di scarico completo del provino. Il primo si arresta a 10 kN e dopo lo scarico del provino, iniziano in successione il secondo e il terzo ciclo che si arrestano a 20 kN di carico; terminato il terzo ciclo, si ha l'inizio del quarto, che comprende un incremento di carico fino a 40 kN e uno scarico completo. Si può osservare come per i primi tre cicli il comportamento della soletta sia elastico - lineare, mentre nel quarto ciclo si ha il "cracking" attorno ai 30 kN con una variazione di pendenza della curva e una deformazione residua visibile nel grafico 7.6; inizia a formarsi una crepa radiale nel calcestruzzo che parte dalla superficie barra - calcestruzzo. Dal grafico 7.5 inoltre si osservano altre variazioni di pendenza della curva forza - spostamento, indice che all'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa, poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura.

La rottura avviene per taglio poiché il puntone di calcestruzzo raggiunge il limite di collasso (foto 7.6) ed è avvenuta la compenetrazione di una parte della soletta. La crepa della rottura si ha fra l'appoggio e l'impronta di carico. In questo caso pur avendo perso l'aderenza delle barre nella porzione di soletta sottoposta ad alta temperatura per lungo tempo, la continuità dell'armatura ha garantito il funzionamento tirante - puntone ipotizzato, in quanto, pur essendo evaporata la resina di un tratto dalle barre inferiori, la restante armatura inferiore, che è rimasta al di sotto della temperatura di transizione vetrosa della resina, ha garantito l'aderenza barre - calcestruzzo e di conseguenza ha garantito il funzionamento della catena (tirante) del meccanismo dell'effetto arco. La rottura è dunque avvenuta per lo stesso principio per cui è avvenuta a T.A. e ciò è dimostrato anche dal valore del carico di collasso che si afferma ad un valore molto prossimo a quello ottenuto a T.A.

7.4.1.3 Prova Tipo 1-5

Provino Tipo 1-campione 5

- Data della prova: 7 aprile 2011
- Temperatura intradosso: T.A.
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

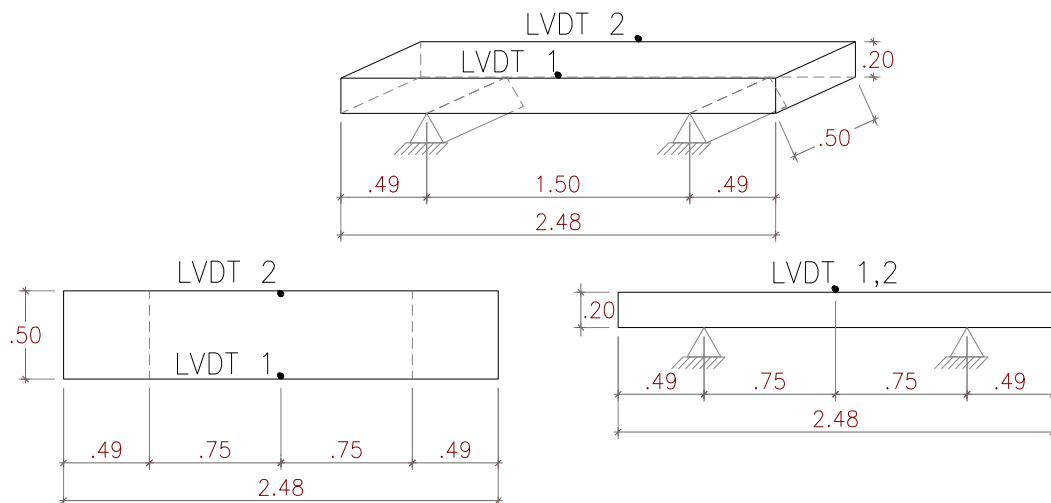


Figura 7.10

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2 kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4 kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5 kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1 mm/sec
- **Carico massimo = 175.61 kN**

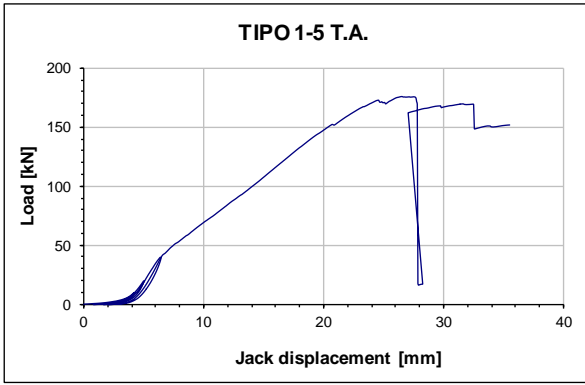


Grafico 7.7

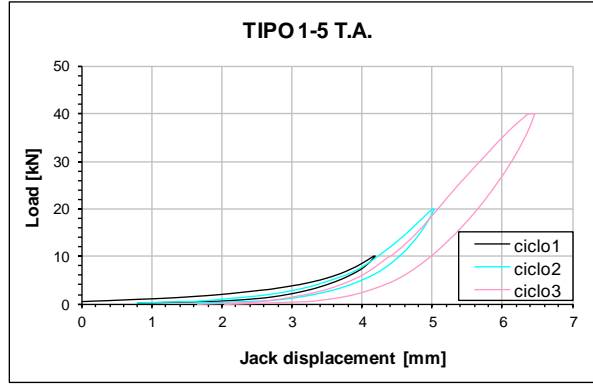


Grafico 7.8

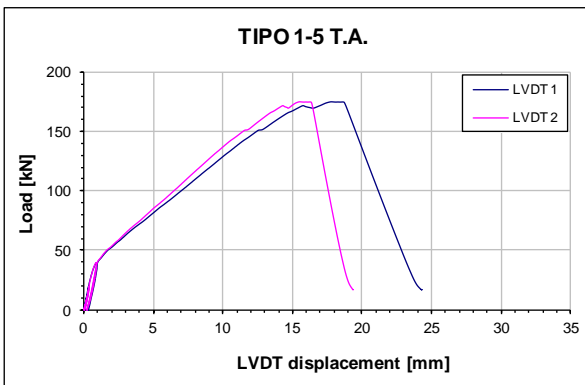


Grafico 7.9

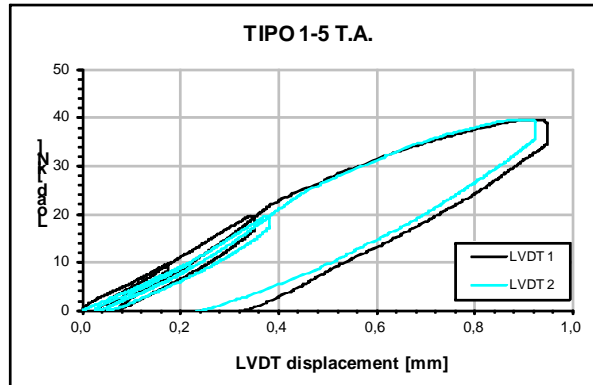


Grafico 7.10



Foto 7.9

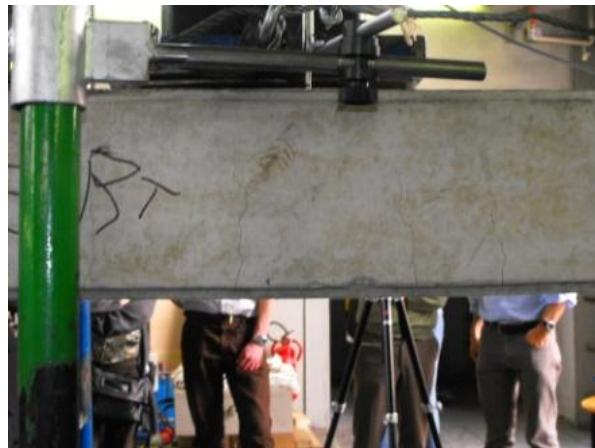


Foto 7.10

**Foto 7.11**

La prova qui descritta avviene a temperatura ambiente (T.A.). I grafici 7.7 e 7.8 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto, mentre i grafici 7.9 e 7.10 quella registrata con i trasduttori. Attorno ai 42 kN si ha una variazione di pendenza della curva, con la formazione delle prime fessure nel calcestruzzo, che si avviano dal lembo inferiore della soletta e, all'aumentare della forza, si propagano in direzione dell'impronta di carico seguendo il flusso di taglio. Il momento del "cracking" è possibile identificarlo come il momento in cui, per la prima volta, la linea del grafico forza - spostamento cambia pendenza e non sempre coincide con la formazione delle prime cricche sul calcestruzzo. Dal grafico si osservano altre variazioni di pendenza della curva all'aumentare del carico dovute all'incremento delle aperture delle fessure. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura. La rottura si verifica per taglio in quanto il puntone di calcestruzzo raggiunge il limite di collasso per l'eccessivo carico (foto 7.11) e si è avuta la compenetrazione di una parte della soletta. La crepa della rottura si ha fra l'appoggio e l'impronta di carico.

7.4.1.4 Prova Tipo 1-6

Provino Tipo 1-campione 6

- Data della prova: 6 aprile 2011
- Temperatura intradosso: 500°C
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

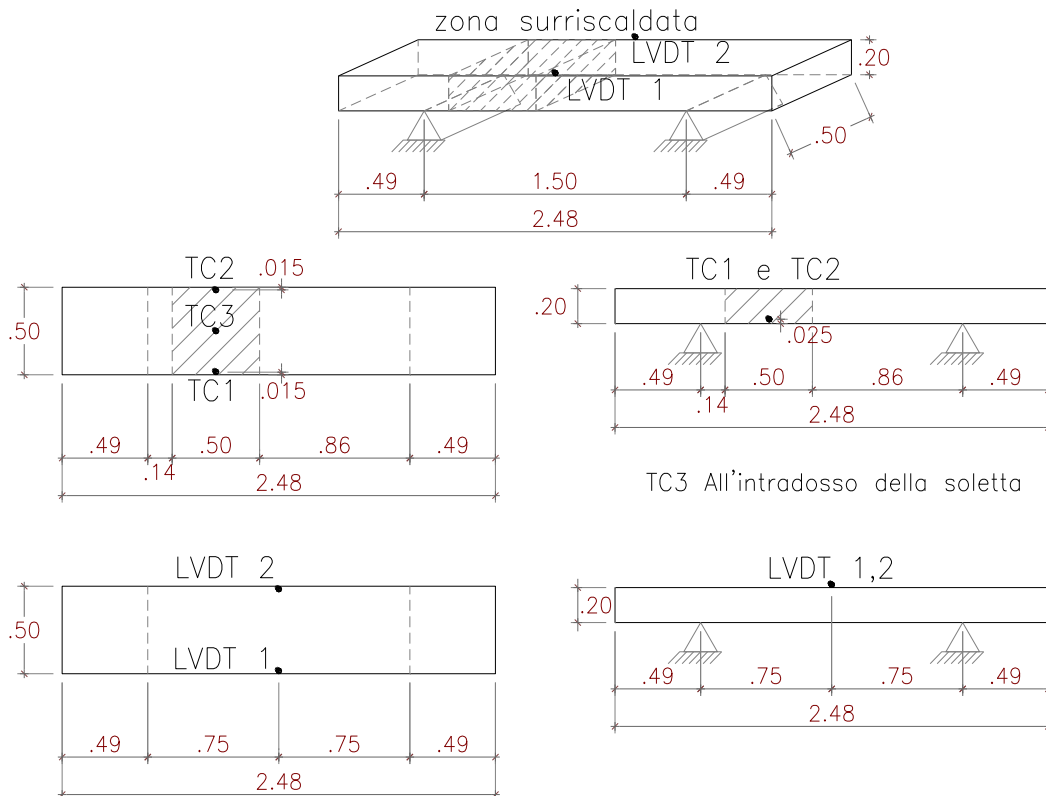


Figura 7.11

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2 kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4 kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5 kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1 mm/sec
- **Carico massimo = 169.40 kN**

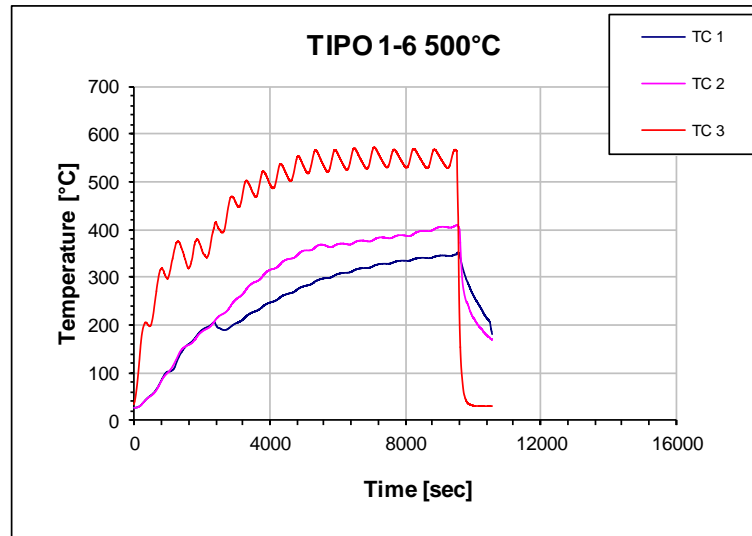


Grafico 7.11

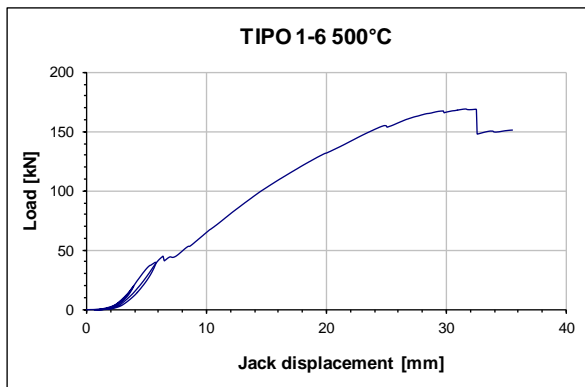


Grafico 7.12

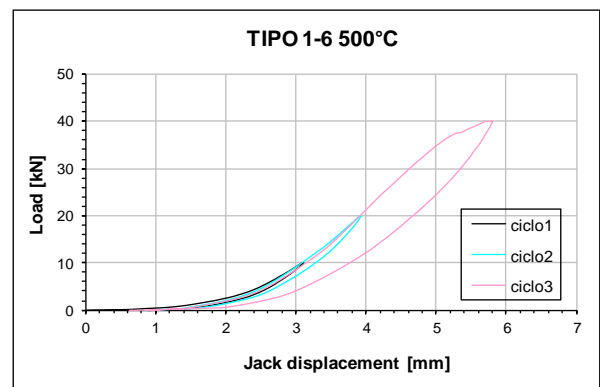


Grafico 7.13

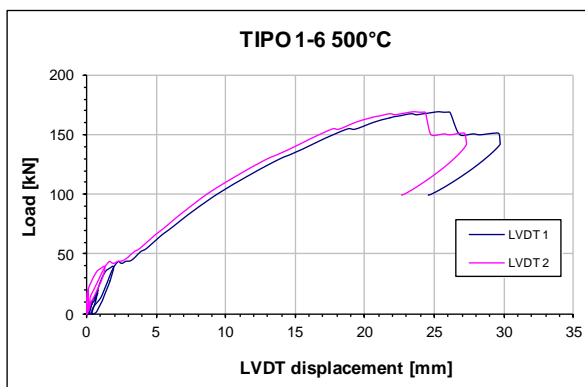


Grafico 7.14

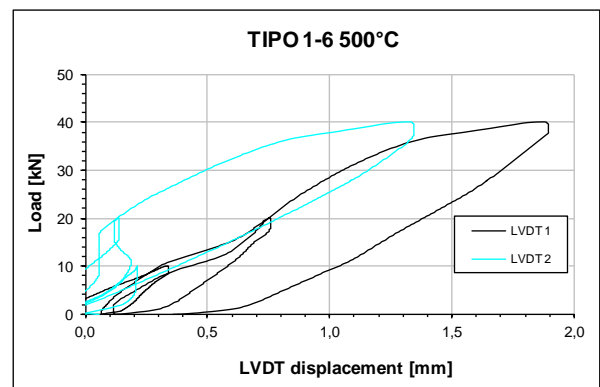


Grafico 7.15

**Foto 7.12****Foto 7.13****Foto 7.14****Foto 7.15****Foto 7.16****Foto 7.17**

In questa prova, una parte della soletta è stata riscaldata con il forno sopra i 500°C all'intradosso e tale temperatura viene mantenuta per circa un'ora e quaranta minuti. Il grafico 7.11 riporta la temperatura al variare del tempo.

La temperatura delle barre si trova fra i 350°C e i 400°C, infatti, essendo la temperatura di transizione vetrosa della resina delle barre in GFRP di circa 180°C [84], si osserva che nelle barre inferiori non vi è più la resina e le fibre sono annerite (foto 7.15 e 7.17).

I grafici 7.12 e 7.13 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto mentre i grafici 7.14 e 7.15 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dai trasduttori. Questa distinzione è stata effettuata per sopperire la prima fase di carico dove vengono registrati dal martinetto gli spostamenti della gomma dell'impronta di carico. Dai grafici 7.13 e 7.15 si osservano i primi tre cicli d'incremento graduale di carico e di scarico completo del provino. Il primo si arresta a 10 kN e dopo lo scarico del provino, inizia il secondo ciclo che si arresta a 20 kN di carico; terminato il secondo ciclo, si ha l'inizio del terzo, che comprende un incremento di carico fino a 40 kN e uno scarico completo. Si può osservare dal grafico 7.15 il craking attorno ai 37 kN con una variazione di pendenza della curva e una deformazione residua. Dal grafico 7.14 inoltre si osservano altre variazioni di pendenza della curva forza - spostamento, indice che, all'aumentare del carico, l'apertura delle fessure incrementa, poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura.

La rottura è stata interessante poiché in tutte le altre prove effettuate, non si è mai più ripetuta. Tale rottura è avvenuta per l'espulsione rapida della barra laterale inferiore della soletta. A inizio prova, quando è stato rimosso il forno, si è osservato un distacco di una parte di copriferro a provino scarico (foto 7.13), con una vistosa frattura orizzontale (spalling), esattamente nella zona soprastante il forno. Al collasso della soletta si è verificata l'espulsione di una barra (sul lato esterno della soletta), perché in parte, non più confinata dal calcestruzzo. Inoltre, si è potuto osservare e udire l'espulsione esplosiva del copriferro con il conseguente slittamento della barra e la rottura definitiva del provino (foto 7.14). Le crepe di rottura si hanno lievemente in diagonale dall'appoggio all'impronta di carico e sotto l'impronta di carico nel lato sottoposto ad alta temperatura (foto 7.14), poiché il calcestruzzo in questa zona è stato danneggiato. In questo caso, pur avendo perso l'aderenza delle barre nella porzione di soletta sottoposta ad alta temperatura per lungo tempo, la continuità dell'armatura ha garantito il funzionamento tirante-puntone ipotizzato, in quanto, pur essendo evaporata la resina di un tratto dalle barre inferiori, la restante armatura inferiore, che è rimasta sotto la temperatura di transizione vetrosa della resina, ha garantito l'aderenza barre-calcestruzzo e di conseguenza ha garantito il funzionamento della catena (tirante) del meccanismo dell'effetto arco. La rottura è dunque avvenuta quando la tensione sulle barre è stata tale da superare la capacità confinante del copriferro di calcestruzzo. Le fessure orizzontali all'altezza delle barre inferiori, sono dovute agli sforzi di trazione sul calcestruzzo confinante; le barre sovrapposte, infatti, seguendo il comportamento descritto in figura 7.6, trasferiscono la loro tensione di trazione sul calcestruzzo confinante e in mancanza di armatura trasversale o a taglio, ciò ha determinato il distacco del copriferro, che in questo caso è avvenuto lateralmente; probabilmente per un difetto di costruzione, il copriferro laterale è risultato

minore di quello inferiore. La barra esterna aveva accumulato una rilevante energia elastica (si pensi alla trave notevolmente deformata, sottoposta ad un carico prossimo ai 169 kN) e ha fatto sì che la fessura orizzontale sul calcestruzzo, già originata dall'alta temperatura e accentuata dagli sforzi di trazione delle barre sovrapposte, si propagasse rapidamente per permettere di liberare l'energia immagazzinata dalla barra. Il risultato è stato un'espulsione forte del copriferro con lancio di cocci e uno slittamento della barra dovuto al colpo di frusta della stessa. Il valore del carico di collasso si afferma ad un valore molto prossimo a quello ottenuto a T.A. in quanto il limite per espulsione della barra è vicino a quello per taglio della soletta, ma la deformazione registrata è stata più alta. La rottura non è avvenuta per taglio, come ci si aspettava, poiché il calcestruzzo danneggiato dall'alta temperatura ha fessurato prima lungo la verticale del carico, facendo diminuire (quasi a chiudere) le fessure dovute al taglio (inclinate dalla base del provino, verso l'impronta di carico). Una volta raggiunto il collasso e scaricato il provino, la soletta tende a ritornare alla propria configurazione iniziale (con una notevole deformazione residua) ed è interessante notare che la barra inferiore, ormai slittata verso la cricca di rottura (foto 7.16), nel tornare alla forma di partenza, faccia una tipica forma a "Z", dovuta appunto all'esuberato di fibre nella zona, come mostrato in foto 7.16.

7.4.2. Provino Tipo 2

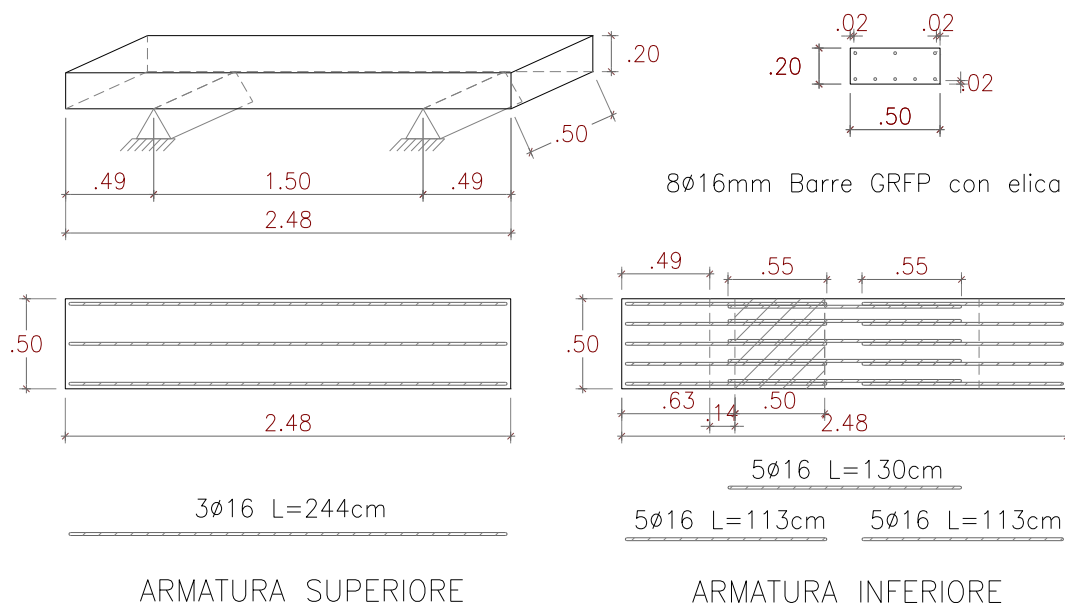


Figura 7.12. Geometria del provino Tipo 2

I provini "Tipo 2" hanno le barre di armatura inferiore con sovrapposizioni di 55 cm (figura 7.12).

7.4.2.1 Prova Tipo 2-1

Provino Tipo 2-campione 1

- Data della prova: 9 marzo 2011
- Temperatura intradosso: T.A.
- Tipo calcestruzzo: Getto 1
- Dati di spostamento: Martinetto

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2 kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4 kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5 kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1 mm/sec
- **Carico massimo = 193.52 kN**

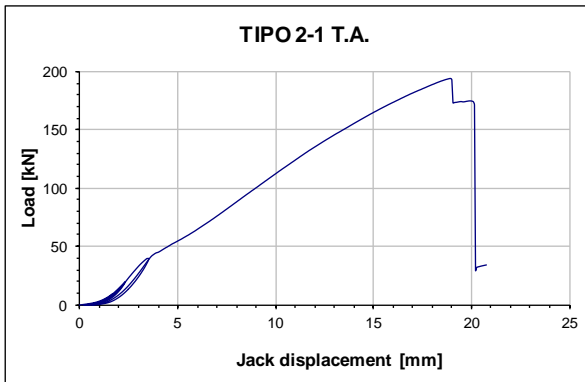


Grafico 7.16

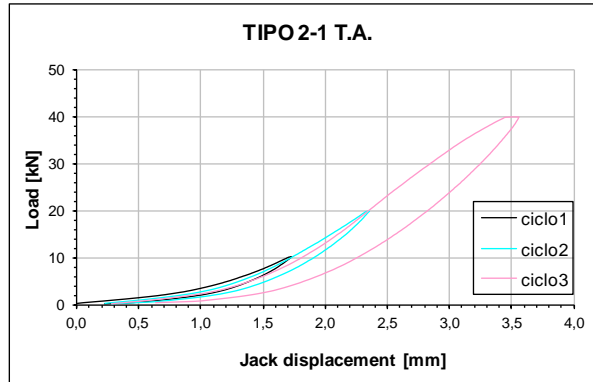


Grafico 7.17



Foto 7.18

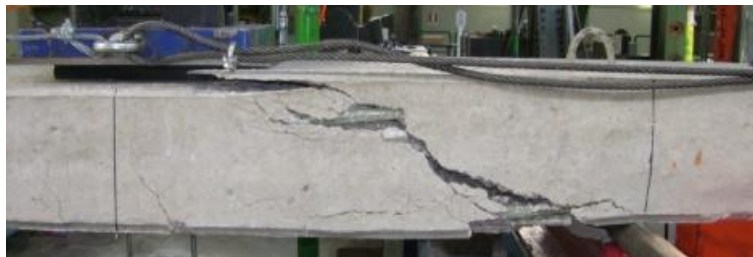


Foto 7.19



Foto 7.20

La prova qui descritta avviene a temperatura ambiente (T.A.). I grafici 7.16 e 7.17 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal

martinetto. Da questo grafico, si osserva che all'aumentare del carico si ha una prima fase orizzontale, dovuta al fatto che il martinetto carica su di una piastra gommata e dunque le prime deformazioni misurate sono appunto della gomma dell'impronta di carico. La prima vera fase da osservare è dunque quella elastica, con un ramo continuo crescente. Attorno ai 43 kN si ha una variazione di pendenza della curva (cracking) e la formazione delle prime fessure sul calcestruzzo, che si avviano dal lembo inferiore della soletta e, all'aumentare della forza, si propagano in direzione dell'impronta di carico, seguendo il flusso di taglio. All'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura.

L'elevato carico è dovuto alla presenza di una lunga sovrapposizione delle barre d'armatura inferiori, che oltre a garantire la continuità tra le barre, raddoppia l'armatura per una porzione sostanziale del provino. La rottura si verifica per taglio in quanto il puntone di calcestruzzo raggiunge il limite di collasso per l'eccessivo carico e deformazione (foto 7.19) e si è avuta la compenetrazione di una parte della soletta. La crepa della rottura si ha fra il termine della sovrapposizione delle barre e l'impronta di carico.

7.4.2.2 Prova Tipo 2-2

Provino Tipo 2-campione 2

- Data della prova: 11 aprile 2011
- Temperatura intradosso: T.A.
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

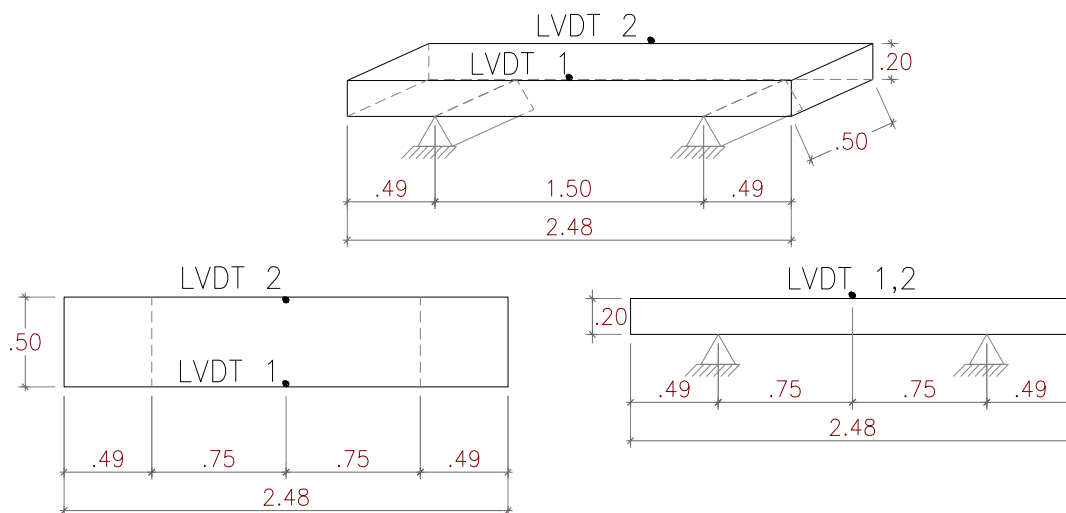


Figura 7.13

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2 kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4 kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5 kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 182.80 kN**

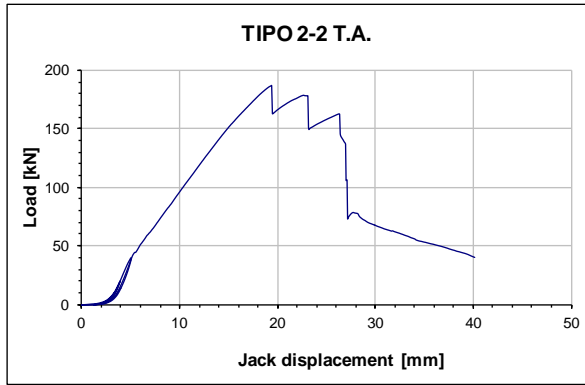


Grafico 7.18

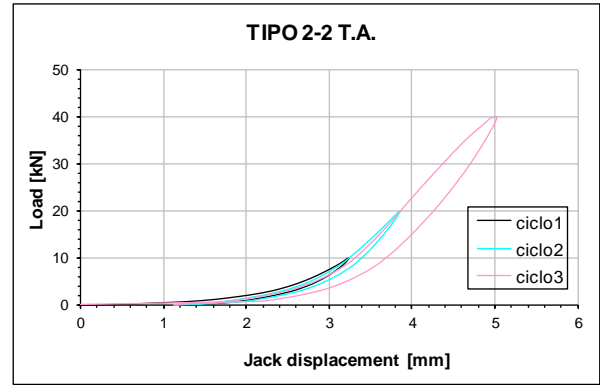


Grafico 7.19

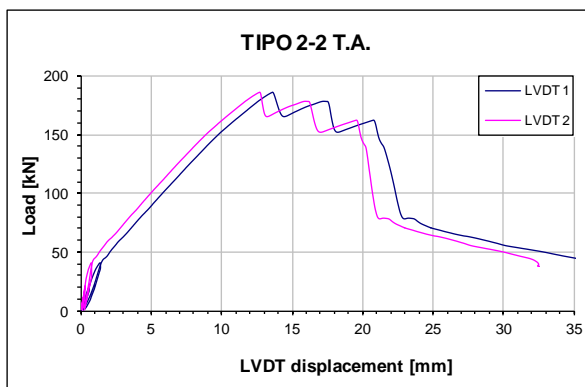


Grafico 7.20

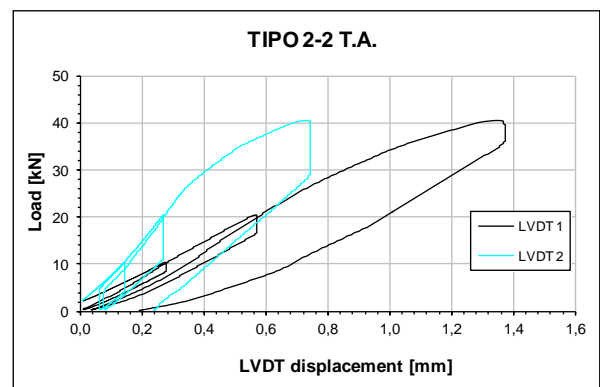


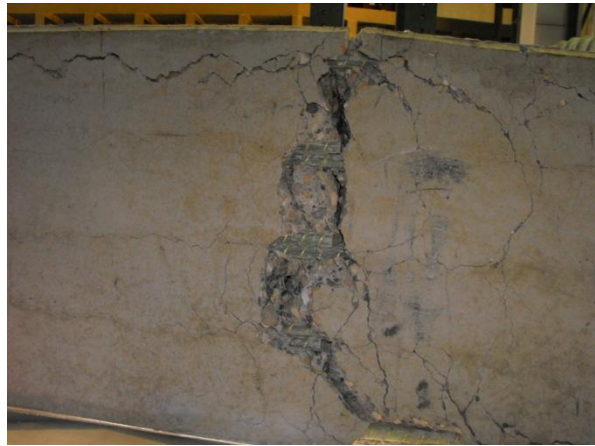
Grafico 7.21



Foto 7.21



Foto 7.22

**Foto 7.23****Foto 7.24**

La prova è la medesima di quella appena descritta (tipo 2-1). Il provino ha la stessa geometria, armatura e la prova avviene a T.A. Nonostante che i cicli di carico siano gli stessi, e che il cracking si ottenga anch'esso a circa 43 kN, la rottura avviene per perdita di aderenza delle barre dovuto al distacco del copriferro (foto 7.23 e 7.24) e non per taglio. La crepa di rottura, com'è evidente dalle Foto 7.22 e 7.24, interessa l'intera sezione trasversale della soletta che corrisponde al termine della sovrapposizione delle barre inferiori. In questo caso, una perdita eccessiva di aderenza tra calcestruzzo e barre, visibile da una crepa orizzontale all'altezza delle barre inferiori, ha fatto scorrere quest'ultime, innescando immediatamente il crescere della fessura verticale (foto 7.22 e 7.23), corrispondente al termine della sovrapposizione delle barre e interrompendo la crescita delle fessure lungo il flusso di taglio. Tali fessure orizzontali all'altezza delle barre inferiori, sono dovute agli sforzi di trazione sul calcestruzzo confinante; le barre sovrapposte, infatti, seguendo il comportamento descritto in figura 7.6, trasferiscono la loro tensione di trazione sul calcestruzzo confinante e in mancanza di armatura trasversale o a taglio, ciò ha determinato la fessurazione orizzontale del copriferro. Le fessure così create hanno determinato che la capacità portante del provino fosse affidata alle barre inferiori. Le possibilità del collasso sarebbero potute essere o la rottura delle barre inferiori o lo scorrimento delle stesse. Essendo la resistenza ultima a trazione delle barre in GFRP, molto elevata, lo scorrimento è stato il motivo del collasso. Il carico ultimo è comunque elevato ed è prossimo a quello ottenuto dalla prova precedente. Possiamo dunque dedurre che il limite di rottura per la perdita di aderenza e quello per taglio sono comunque vicini (a T.A.).

Questo tipo di collasso a temperatura ambiente è insolito. Il collasso sarebbe dovuto avvenire per taglio, anche in analisi delle altre prove effettuate. La perdita di aderenza dovuta al distacco del copriferro è giustificata se il calcestruzzo che confina le barre inferiori viene danneggiato dall'alta temperatura. L'aleatorietà dei provini comunque permette di formulare un'ipotesi di un copriferro ridotto o di imperfezioni nella gettata e dunque che una forte tensione delle barre inferiori deformate può aver causato un distacco del calcestruzzo confinante e di conseguenza una perdita di aderenza.

7.4.2.3 Prova Tipo 2-3

Provino Tipo 2-campione 3

- Data della prova: 11 aprile 2011
- Temperatura intradosso: 200°C
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

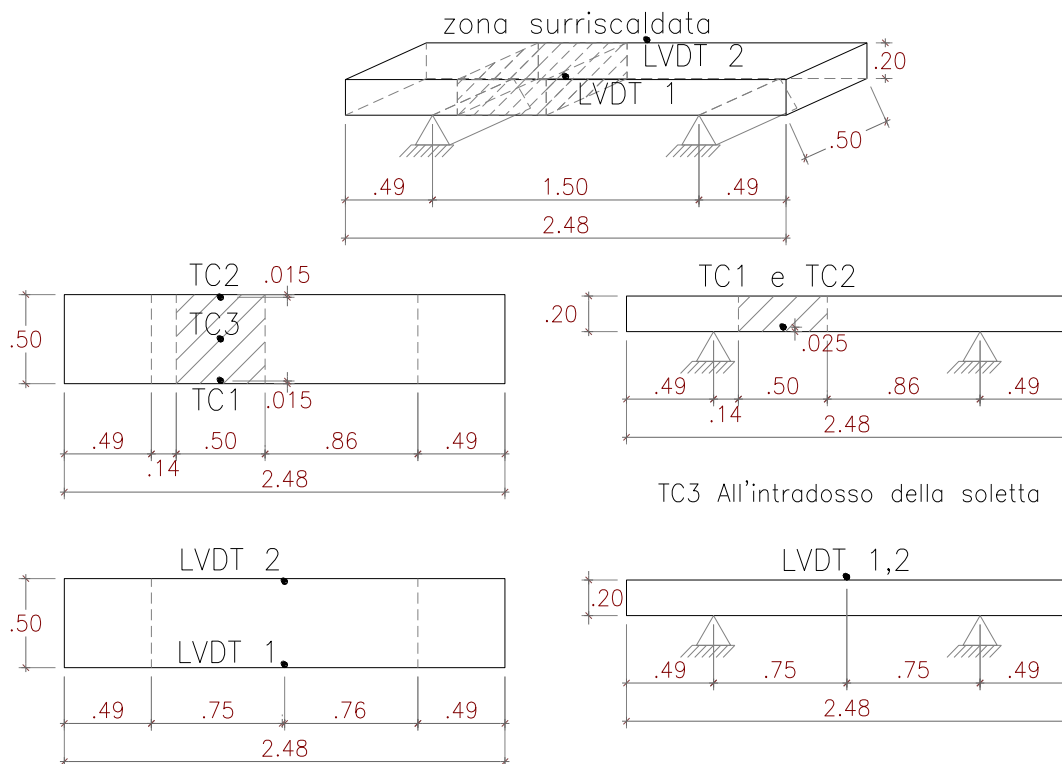


Figura 7.14

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 152.24 kN**

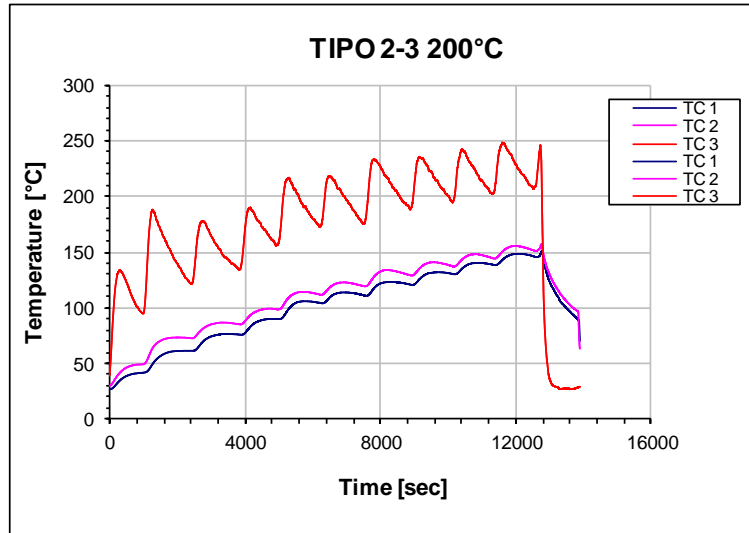


Grafico 7.22

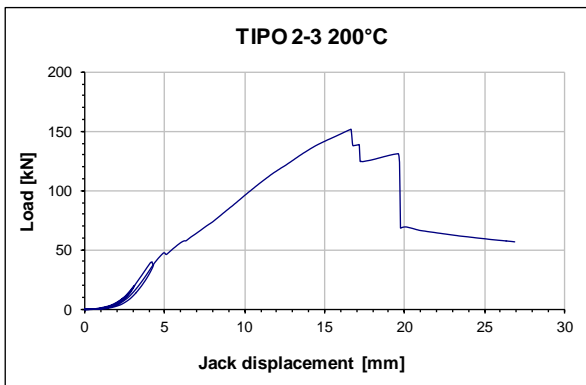


Grafico 7.23

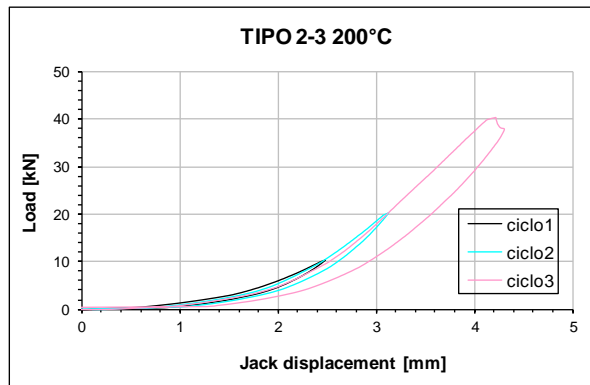


Grafico 7.24

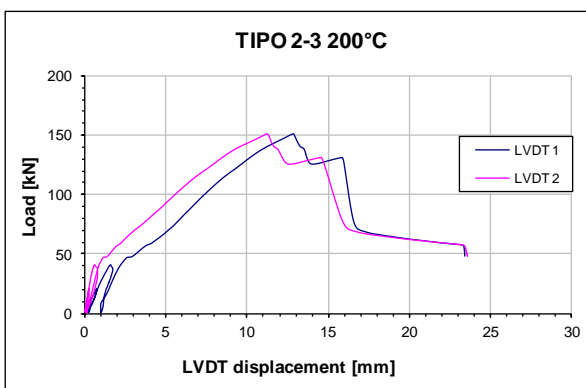


Grafico 7.25

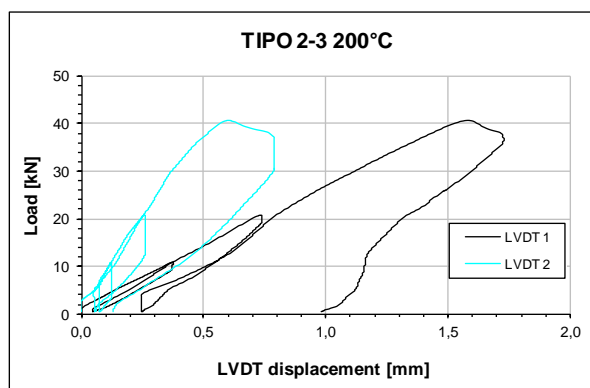
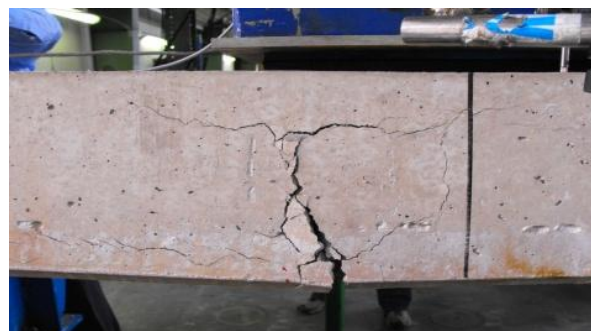
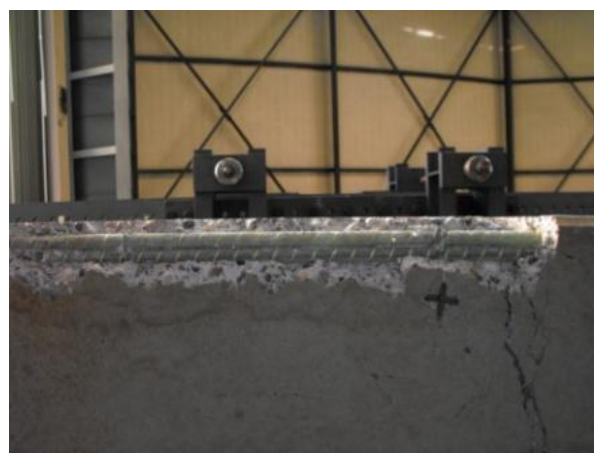


Grafico 7.26

**Foto 7.25****Foto 7.26****Foto 7.27****Foto 7.28**

In questa prova, una parte della soletta è stata riscaldata con il forno sopra i 200°C all'intradosso e tale temperatura viene mantenuta per circa un'ora e mezza. Il grafico 7.22 riporta la temperatura al variare del tempo.

La temperatura delle barre si trova fra i 100°C e i 150°C, infatti, essendo la temperatura di transizione vetrosa della resina delle barre in GFRP di circa 180°C [84], dalla foto 7.26 si osserva che le barre inferiori hanno ancora la resina e sono poco danneggiate dall'alta temperatura.

I grafici 7.23 e 7.24 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. I grafici 7.25 e 7.26 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dai trasduttori. Dai grafici 7.24 e 7.26 si osservano i primi tre cicli di incremento graduale di carico e di scarico completo del provino. Il primo si arresta a 10 kN e dopo lo scarico del provino, inizia il secondo ciclo che si arresta a 20 kN di carico; terminato il secondo ciclo, si ha l'inizio del terzo, che comprende un incremento di carico fino a 40 kN e uno scarico completo. Dal grafico 7.26 si può osservare il craking attorno ai 40 kN con una variazione di pendenza della curva e una deformazione residua. Dal grafico 7.25 inoltre si osservano altre variazioni di pendenza della curva forza - spostamento, indice che all'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa, poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura. La rottura si verifica per perdita di aderenza in quanto c'è

stato il distacco del copriferro nella parte sottoposta ad alta temperatura (foto 7.25). Si è potuto osservare e udire lo slittamento delle barre e la rottura definitiva del provino (foto 7.27). La crepa della rottura si ha lungo tutta la sezione trasversale della soletta, dove vi è il termine della sovrapposizione delle barre, nel lato sottoposto ad alta temperatura (foto 7.27), poiché il calcestruzzo in questa zona è stato danneggiato. La rottura non è avvenuta per taglio, poiché il calcestruzzo danneggiato dall'alta temperatura ha fessurato, durante la prova, lungo l'orizzontale all'altezza delle barre inferiori, causando la perdita di aderenza e lo scorrimento di quest'ultime. Il calcestruzzo ha dunque fessurato lungo la verticale del carico, facendo diminuire (quasi a chiudere) le fessure dovute al taglio (inclinate dalla base del provino, verso l'impronta di carico); tale fessura a imposto che la rottura avvenisse lungo la catena del meccanismo dell'effetto arco, o con la rottura o con lo slittamento delle barre. La rottura è appunto avvenuta per lo slittamento (foto 7.28).

7.4.2.4 Prova Tipo 2-4

Provino Tipo 2-campione 4

- Data della prova: 4 aprile 2011
- Temperatura intradosso: 500°C
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

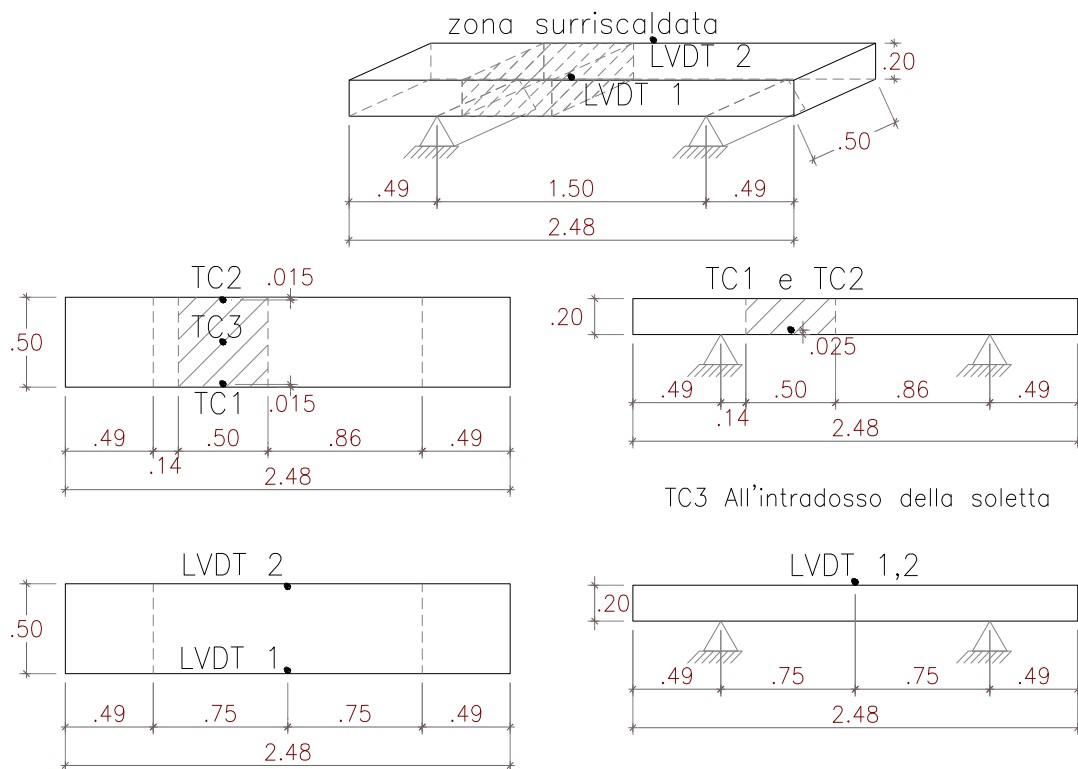


Figura 7.15

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 74.50 kN**

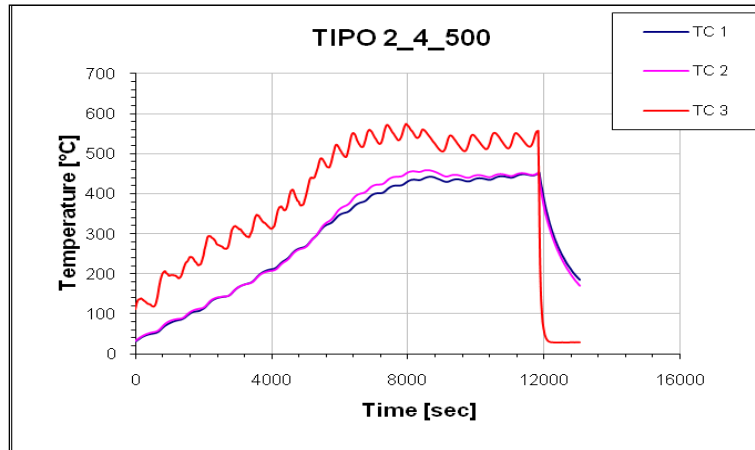


Grafico 7.27

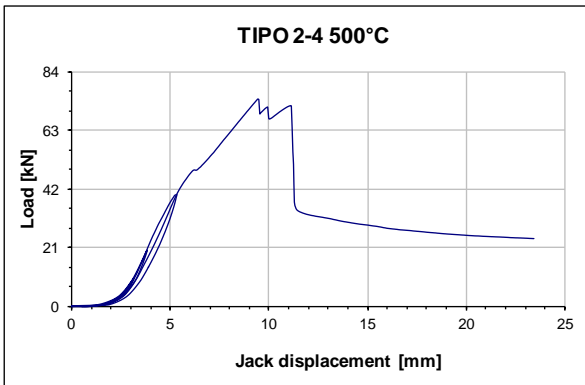


Grafico 7.28

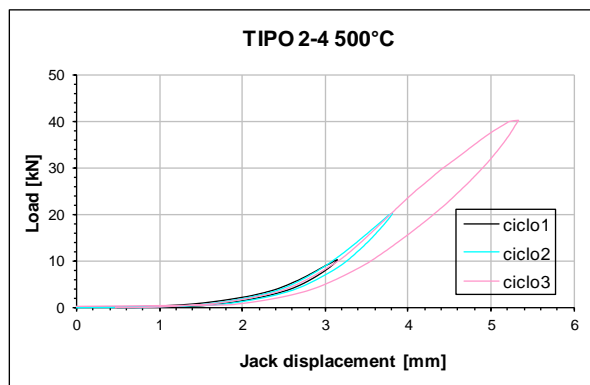


Grafico 7.29

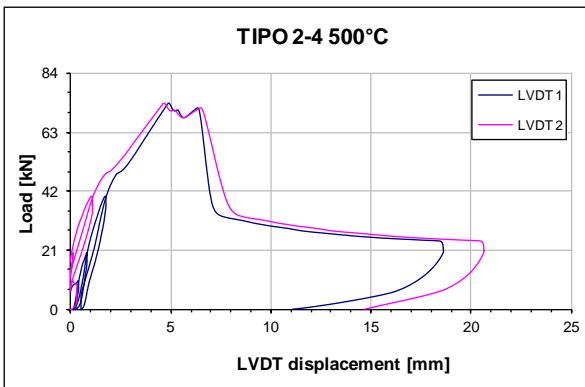


Grafico 7.30

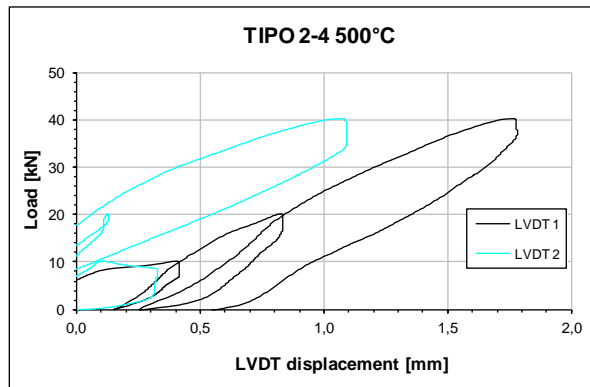


Grafico 7.31



Foto 7.29

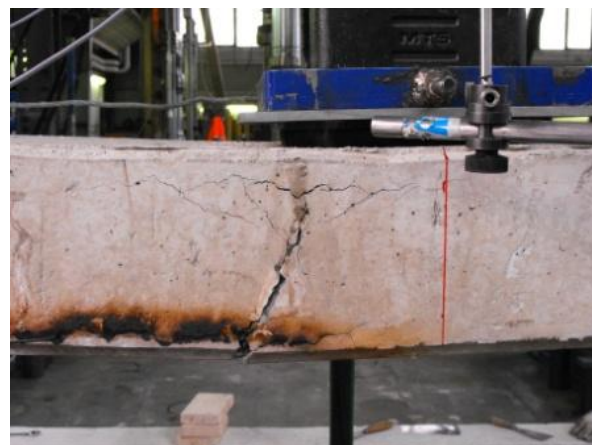


Foto 7.30



Foto 7.31



Foto 7.32



Foto 7.33

In questa prova, una parte della soletta è stata riscaldata con il forno sopra i 500°C all'intradosso e tale temperatura viene mantenuta per circa un' ora e mezza. Il grafico 7.27 riporta la temperatura al variare del tempo.

La temperatura delle barre si trova fra i 400°C e i 450°C, infatti, essendo la temperatura di transizione vetrosa della resina delle barre in GFRP di circa 180°C [84], si osserva che nelle barre inferiori non vi è più la resina e le fibre sono annerite (foto 7.30).

I grafici 7.28 e 7.29 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. I grafici 7.30 e 7.31 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dai trasduttori. Dai grafici 7.29 e 7.31 si osservano i primi tre cicli d'incremento graduale di carico e di scarico completo del provino. Il primo si arresta a 10 kN e dopo lo scarico del provino, inizia il secondo ciclo che si arresta a 20 kN di carico; terminato il secondo ciclo, si ha l'inizio del terzo, che comprende un incremento di carico fino a 40 kN e uno scarico completo. Si può osservare il cracking dai grafici 7.29 e 7.31 attorno ai 24 kN, con una variazione di pendenza della curva e una deformazione residua. Dal grafico 7.30 inoltre si osservano altre variazioni di pendenza della curva forza - spostamento, indice che all'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura. La rottura si verifica per perdita di aderenza dell'armatura inferiore in quanto: è avvenuto il distacco del copriferro inferiore, si è persa la continuità dell'armatura e la porzione di armatura sulla sovrapposizione danneggiata dall'alta temperatura ha perso tutta la capacità di aderenza col calcestruzzo (foto 7.30). Nel meccanismo dovuto all'effetto arco, aver danneggiato la sovrapposizione delle barre e dunque aver interrotto la continuità dell'armatura, ha significato rompere la catena - tirante, provocando un brusco calo nella capacità portante dell'arco. Ciò è dimostrato dal valore di carico di collasso registrato, ossia circa il 40% del carico del provino tipo 2 a T.A. della, il 47% del carico del provino tipo 2 a 200° e il 42% del carico del provino tipo 1 a 500°.

La crepa di rottura si ha lungo tutta la sezione trasversale della soletta, dove vi è il termine della sovrapposizione delle barre, nel lato sottoposto ad alta temperatura (foto 7.31 e 7.32), poiché il calcestruzzo in questa zona è stato danneggiato. La rottura non è avvenuta per taglio, poiché il calcestruzzo danneggiato dall'alta temperatura ha fessurato lungo l'orizzontale all'altezza delle barre inferiori causando la perdita di aderenza e lo scorrimento delle barre. Il calcestruzzo ha quindi fessurato lungo la verticale del carico, facendo diminuire (quasi a chiudere) le fessure dovute al taglio (inclinate dalla base del provino, verso l'impronta di carico); tale fessura a imposto che la rottura avvenisse lungo la catena del meccanismo dell'effetto arco, o con la rottura o con lo slittamento delle barre. La rottura è appunto avvenuta per la rottura della catena (foto 7.33), dovuta al fatto che, la sovrapposizione, non avendo più aderenza col calcestruzzo non ha più garantito la continuità, lasciando scorrere le barre separatamente.

7.4.2.5 Prova Tipo 2-5

Provino Tipo 2-campione 5

- Data della prova: 13 aprile 2011
- Temperatura intradosso: 200°C
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

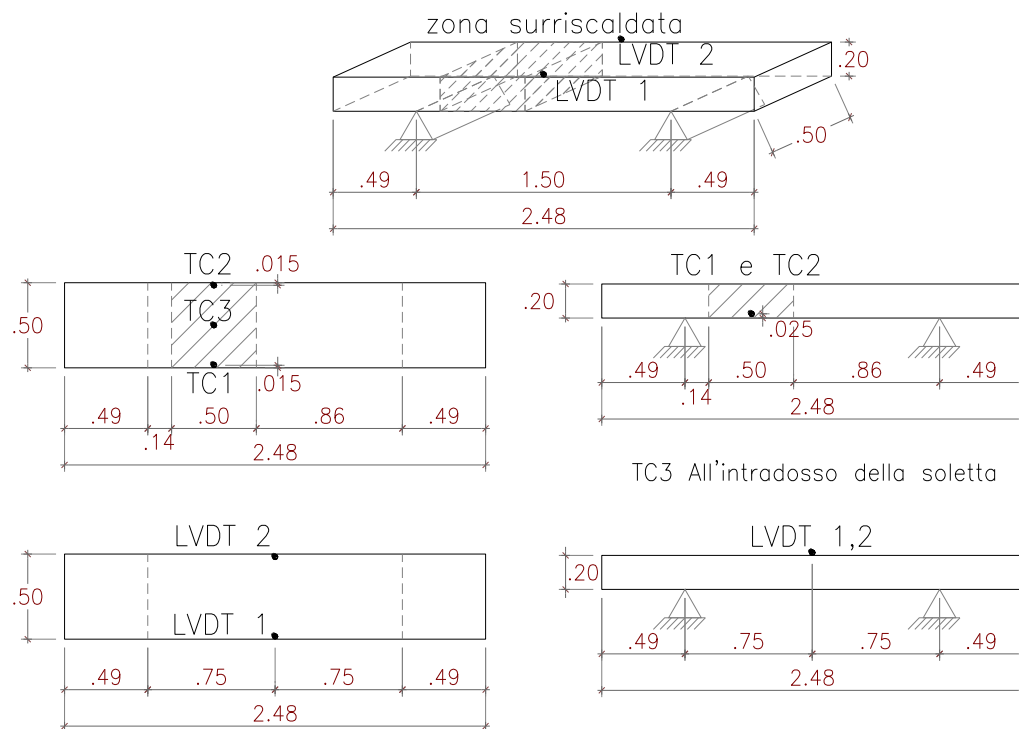


Figura 7.16

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 165.86 kN**

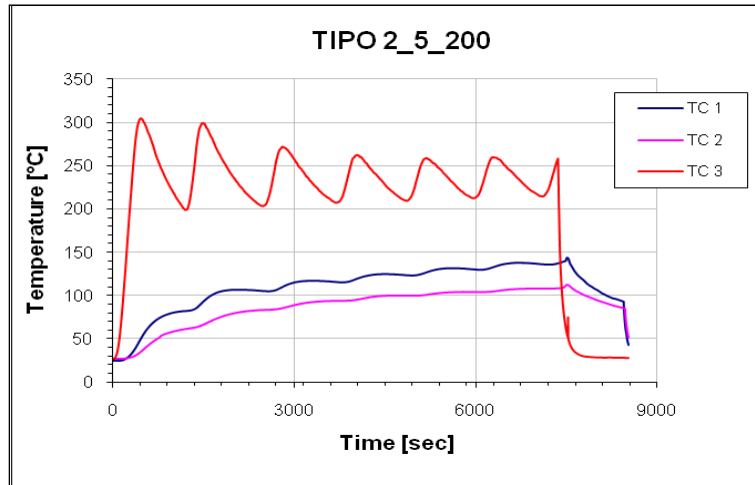


Grafico 7.32

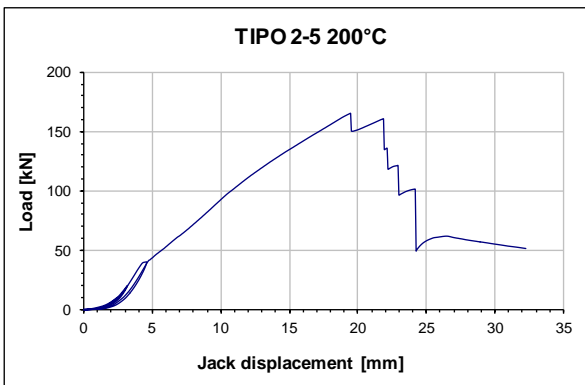


Grafico 7.33

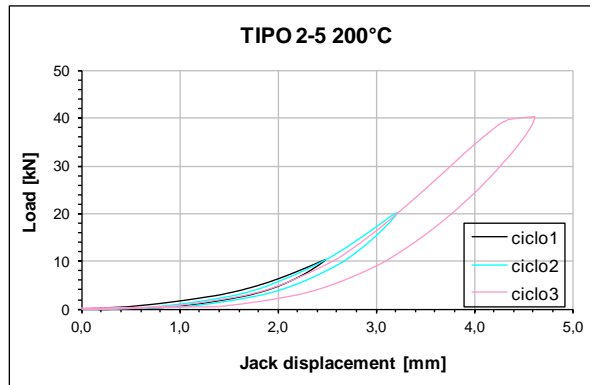


Grafico 7.34

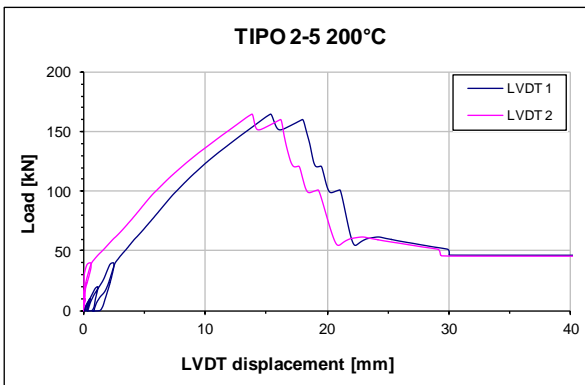


Grafico 7.35

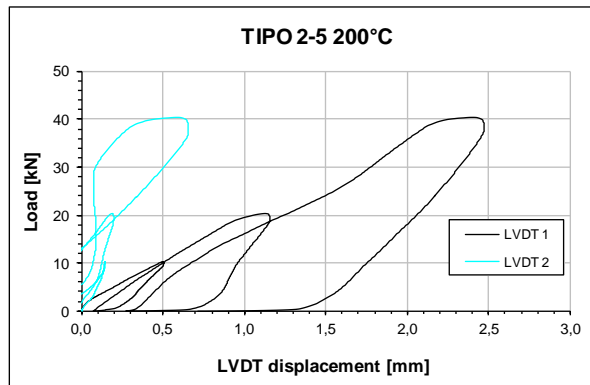


Grafico 7.36



Foto 7.34

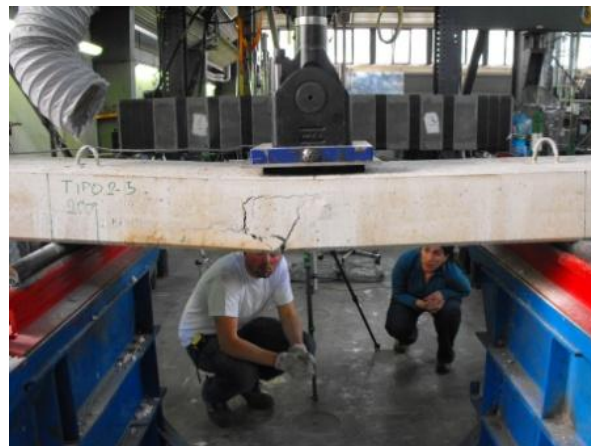


Foto 7.35



Foto 7.36



Foto 7.37



Foto 7.38

In questa prova, una parte della soletta viene riscaldata con il forno sopra i 200°C all'intradosso e tale temperatura viene mantenuta per più di due ore. Il grafico 7.32 riporta la temperatura al variare del tempo.

La temperatura delle barre si trova fra i 100°C e i 150°C, infatti, essendo la temperatura di transizione vetrosa della resina delle barre in GFRP di circa 180°C [84], dalla foto 7.36 si osserva che le barre inferiori hanno ancora la resina e sono poco danneggiate dall'alta temperatura.

I grafici 7.33 e 7.34 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. I grafici 7.35 e 7.39 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dai trasduttori. Dai grafici 7.34 e 7.39 si osservano i primi tre cicli d'incremento graduale di carico e di scarico completo del provino. Il primo si arresta a 10 kN e dopo lo scarico del provino, inizia il secondo ciclo che si arresta a 20 kN di carico; terminato il secondo ciclo, si ha l'inizio del terzo, che comprende un incremento di carico fino a 40 kN e uno scarico completo. Dal grafico 7.34 si può osservare il craking attorno ai 39 kN con una variazione di pendenza della curva e una deformazione residua. Dal grafico 7.33 inoltre si osservano altre variazioni di pendenza della curva forza - spostamento, indice che all'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa, poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura.

La rottura si verifica per perdita di aderenza in quanto il copriferro si è distaccato dalle barre, con una fessura visibile orizzontalmente all'altezza dell'armatura inferiore (foto 7.35). Si è potuto osservare e udire lo slittamento delle barre e la rottura definitiva del provino (foto 7.35). La crepa del collasso si ha lungo tutta la sezione trasversale della soletta dove vi è il termine della sovrapposizione delle barre, nel lato sottoposto ad alta temperatura (foto 7.38), poiché il calcestruzzo in questa zona è stato danneggiato. La rottura non è avvenuta per taglio, poiché il calcestruzzo danneggiato dall'alta temperatura e lo scorrimento delle barre ha fessurato prima lungo la verticale del carico, facendo diminuire (quasi a chiudere) le fessure dovute al taglio (inclinate dalla base del provino, verso l'impronta di carico); tale fessura a imposto che la rottura avvenisse lungo la catena del meccanismo dell'effetto arco per lo slittamento (foto 7.35).

7.4.3. Provino Tipo 3

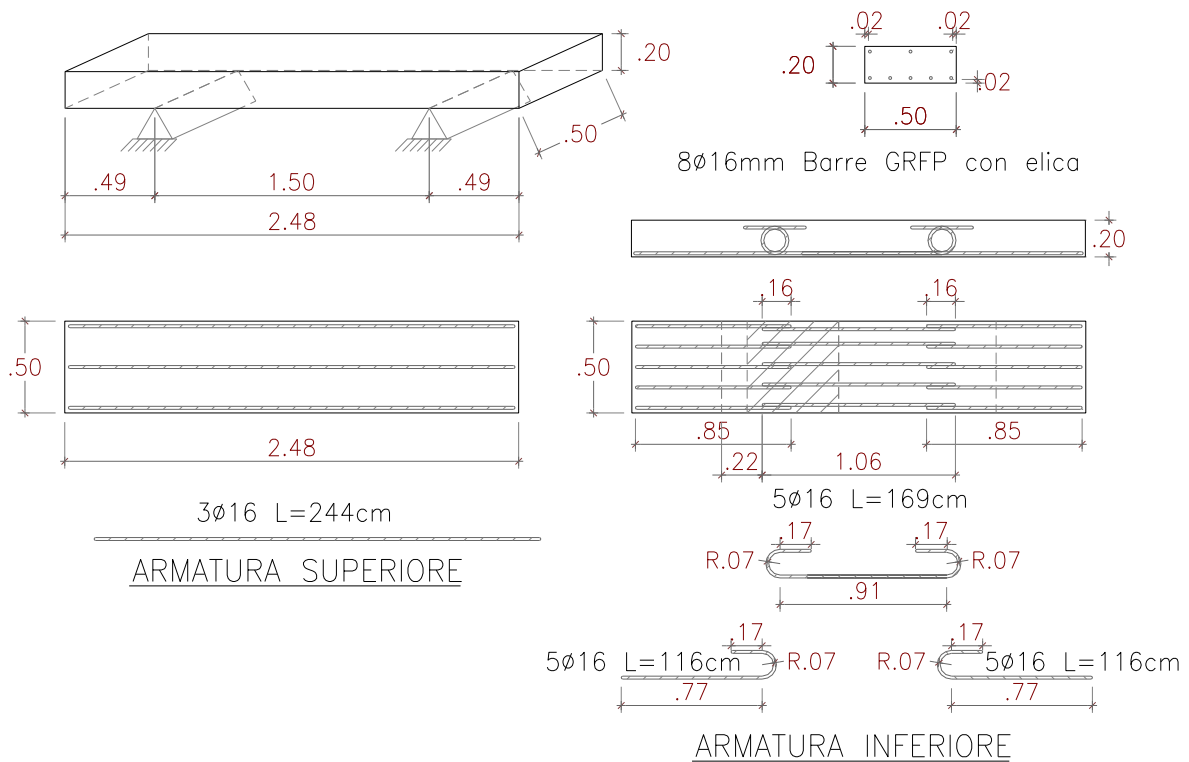


Figura 7.17. Geometria del provino Tipo 3

I provini "Tipo 3" hanno le barre di armatura inferiore con sovrapposizioni ad uncino (vedi figura 7.17).

7.4.3.1 Prova Tipo 3-1

Provino Tipo 3-campione 1

- Data della prova: 7 marzo 2011
- Temperatura intradosso: T.A.
- Tipo calcestruzzo: Getto 1
- Dati di spostamento: Martinetto

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 169.44 kN**

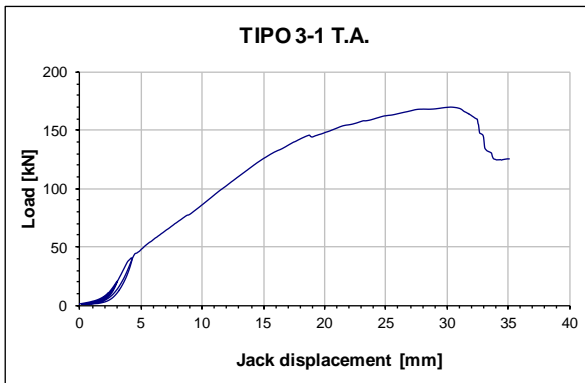


Grafico 7.37

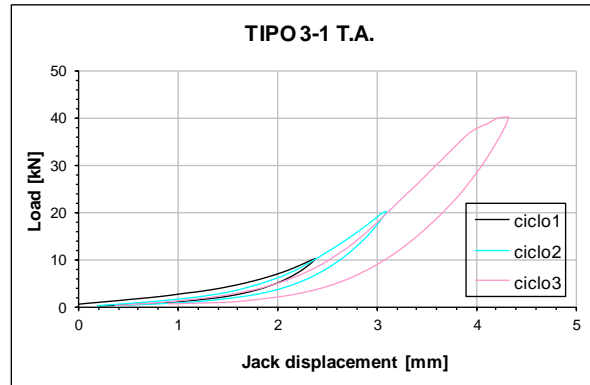


Grafico 7.38



Foto 7.39



Foto 7.40

**Foto 7.41**

La prova qui descritta avviene a temperatura ambiente (T.A.). I grafici 7.37 e 7.38 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. Attorno ai 37 kN si ha una variazione di pendenza della curva, con la formazione delle prime fessure del calcestruzzo che si avviano dal lembo inferiore della soletta e, all'aumentare della forza, si propagano in direzione dell'impronta di carico, seguendo il flusso di taglio (cracking). Dal grafico si osservano altre variazioni di pendenza della curva all'aumentare del carico dovute all'incremento delle aperture delle fessure, poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura.

La rottura si verifica per taglio in quanto il puntone di calcestruzzo raggiunge il limite di collasso per l'eccessivo carico (foto 7.40 e 7.41) e si è avuta la compenetrazione di una parte della soletta. La crepa della rottura si ha fra il termine della sovrapposizione delle barre e l'impronta di carico.

7.4.3.2 Prova Tipo 3-2

Provino Tipo 3-campione 2

- Data della prova: 12 aprile 2011
- Temperatura intradosso: T.A.
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

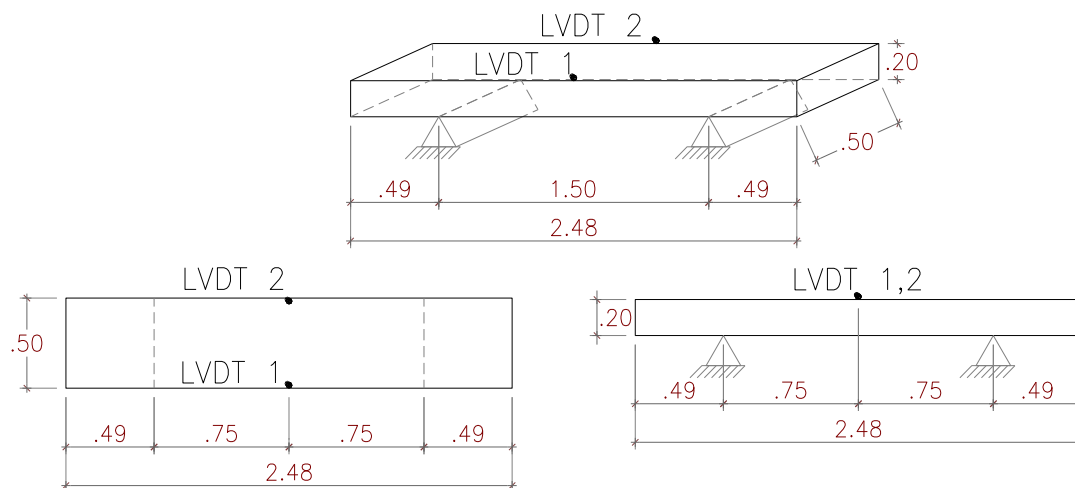


Figura 7.18

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 187.02 kN**

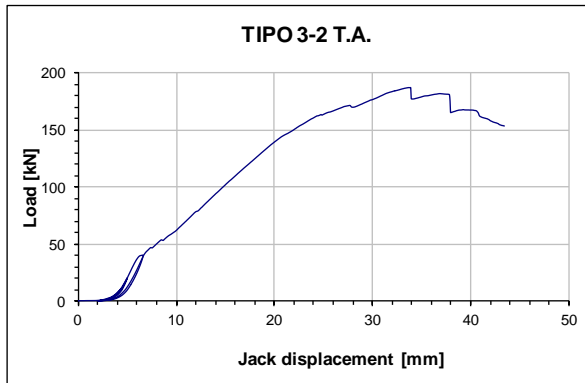


Grafico 7.39

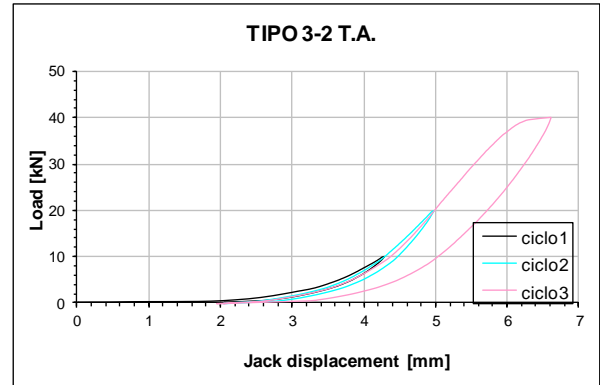


Grafico 7.40

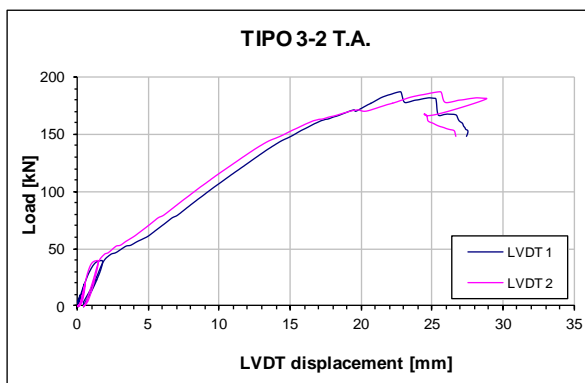


Grafico 7.41

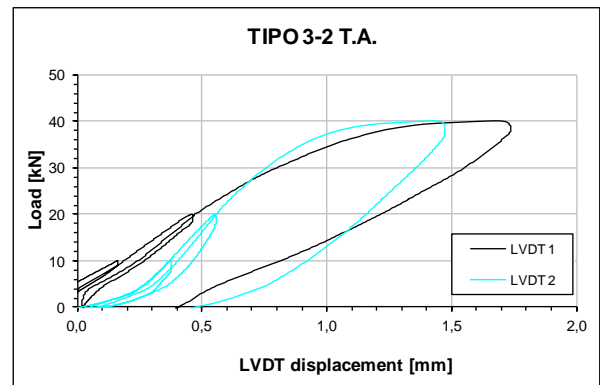


Grafico 7.42



Foto 7.42



Foto 7.43



Foto 7.44

La prova qui descritta avviene a temperatura ambiente (T.A.). I grafici 7.39 e 7.40 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. I grafici 7.41 e 7.42 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dai trasduttori. Dai grafici 7.40 e 7.42 si osservano i primi tre cicli d'incremento graduale di carico e di scarico completo del provino. I risultati ottenuti sono molto simili a quelli della prova precedente, infatti, le due prove sono identiche nella tipologia del provino e nell'applicazione del carico. In questo caso però si è raggiunto un maggior carico di collasso e sono stati sentiti due slittamenti delle barre prima del collasso, intesi però come un rilascio dovuto all'apertura dell'uncino di sovrapposizione, senza quindi la formazione di fessure verticali, com'è possibile vedere dai grafici 7.39 e 7.41 e dalla foto 7.43. L'elevato carico di collasso raggiunto è spiegabile dal fatto che, pur essendoci una piccola sovrapposizione delle barre inferiori, tale sovrapposizione è ad uncino (foto 7.44), ciò garantisce un miglior ancoraggio rispetto ad una sovrapposizione lineare della medesima lunghezza.

7.4.3.3 Prova Tipo 3-3

Provino Tipo 3-campione 3

- Data della prova: 29 marzo 2011
- Temperatura intradosso: 200°C
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

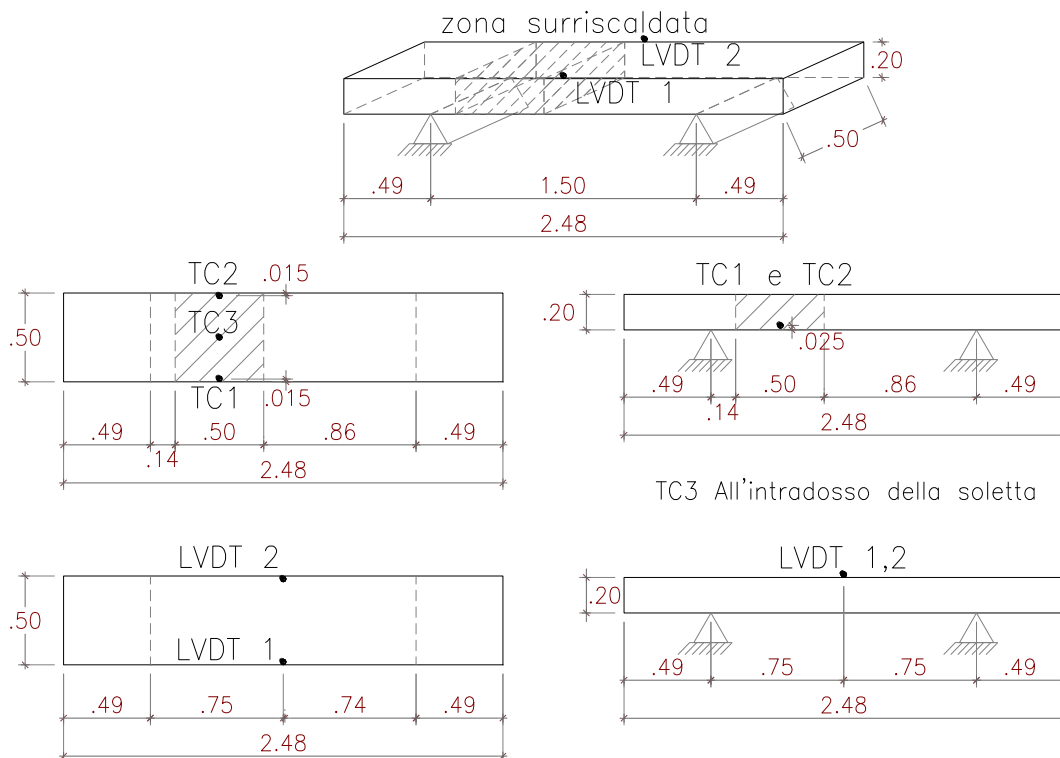


Figura 7.19

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 138.62 kN**

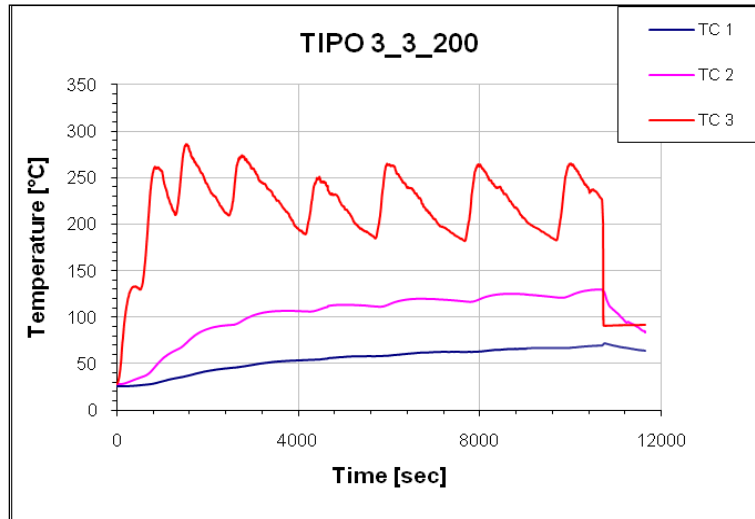


Grafico 7.43

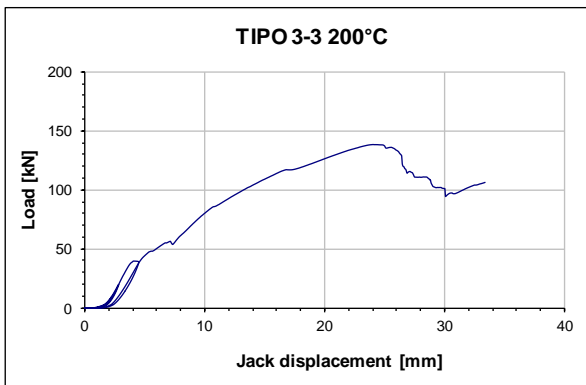


Grafico 7.44

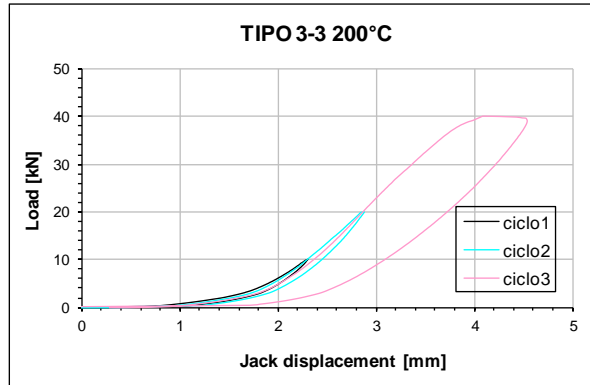


Grafico 7.45

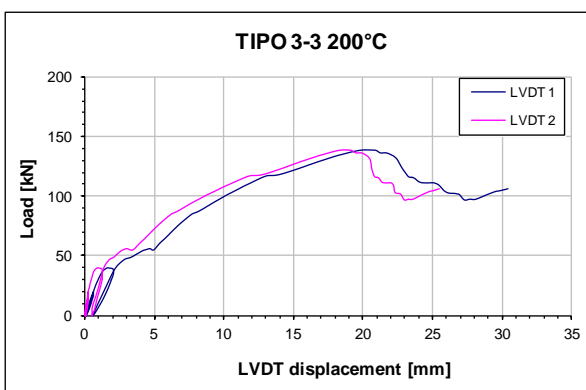


Grafico 7.46

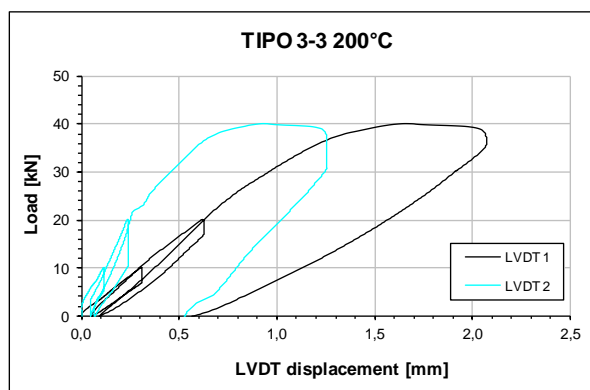


Grafico 7.47



Foto 7.45



Foto 7.46



Foto 7.47

In questa prova, una parte della soletta è stata riscaldata con il forno sopra i 200°C all'intradosso e tale temperatura viene mantenuta per più di due ore. Il grafico 7.43 riporta la temperatura al variare del tempo.

La temperatura delle barre si trova fra i 100°C e i 120°C, infatti, essendo la temperatura di transizione vetrosa della resina delle barre in GFRP di circa 180°C [84], dalla foto 7.47 si osserva che le barre inferiori hanno ancora la resina e risultano poco danneggiate dall'alta temperatura.

I grafici 7.44 e 7.45 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. I grafici 7.46 e 7.47 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dai trasduttori. Dai grafici 7.46 e 7.47 si osservano i primi tre cicli di incremento graduale di carico e di scarico completo del provino. Il primo si arresta a 10 kN e dopo lo scarico del provino, inizia il secondo ciclo che si arresta a 20 kN di carico; terminato il secondo ciclo, si ha l'inizio del terzo, che comprende un incremento di carico fino a 40 kN e uno scarico completo. Dal grafico 7.47 si può osservare il "cracking" attorno ai 37 kN con una variazione di pendenza della curva e una deformazione residua. Dal grafico 7.46 inoltre si osservano altre variazioni di pendenza della curva forza - spostamento, indice che all'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa, poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura.

La rottura avviene per taglio poiché il puntone di calcestruzzo raggiunge il limite di collasso per l'eccessivo carico e per il danneggiamento dovuto all'esposizione all'alta temperatura (foto 7.46). Si è avuta la compenetrazione di una parte della soletta. La crepa della rottura si ha fra il termine della sovrapposizione delle barre e l'impronta di carico.

7.4.3.4 Prova Tipo 3-4

Provino Tipo 3-campione 4

- Data della prova: 30 marzo 2011
- Temperatura intradosso: 500°C
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

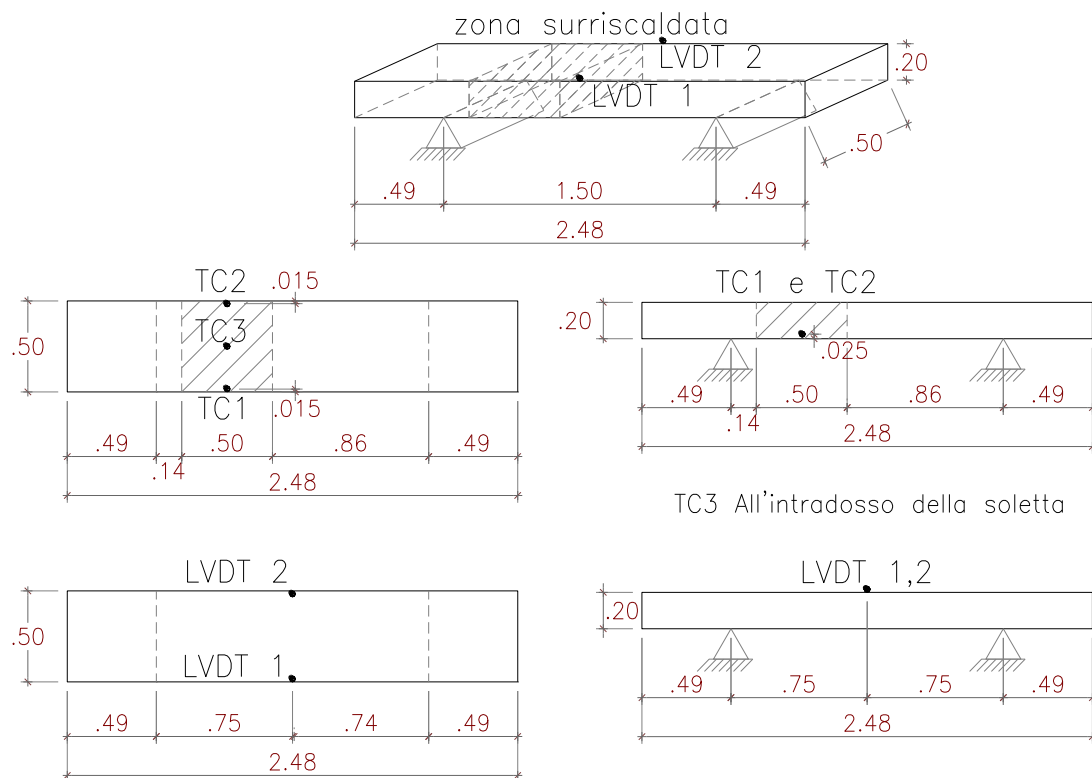


Figura 7.20

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 113.88 kN**

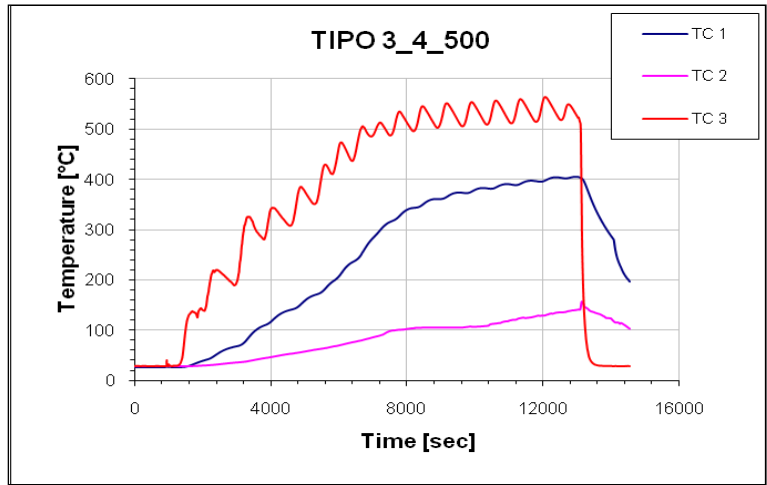


Grafico 7.48

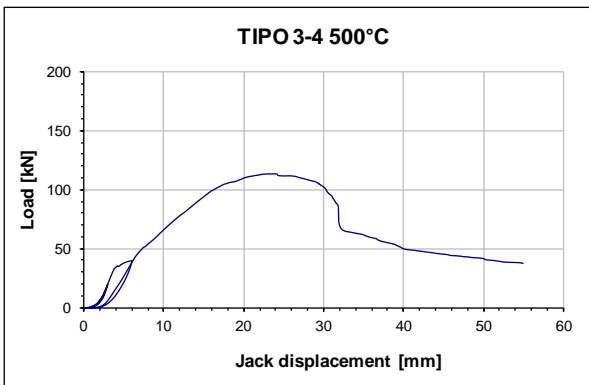


Grafico 7.49

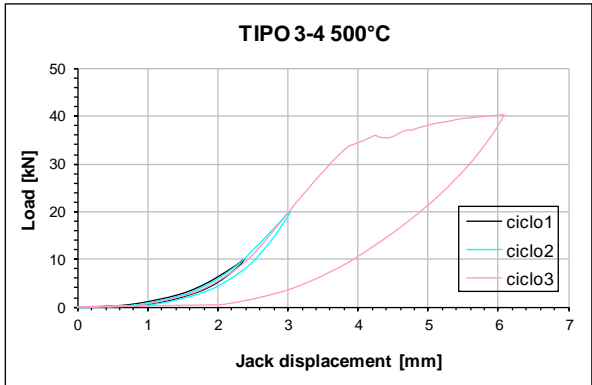


Grafico 7.50

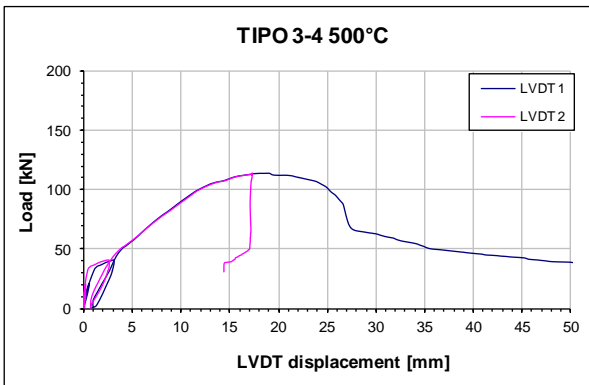


Grafico 7.51

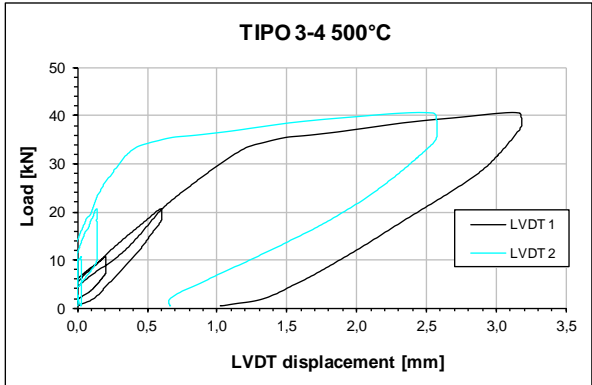
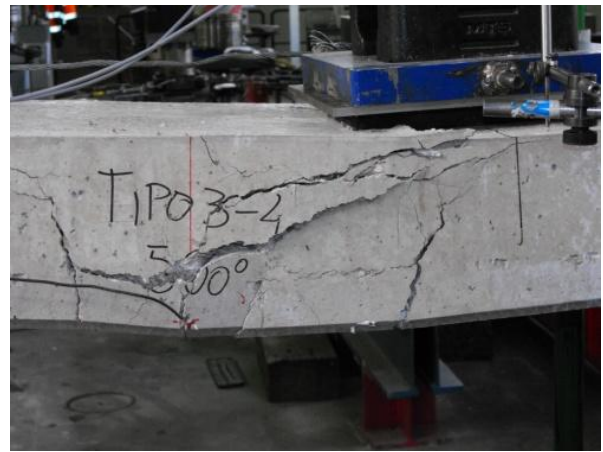


Grafico 7.52

**Foto 7.48****Foto 7.49****Foto 7.50**

In questa prova, una parte della soletta è stata riscaldata con il forno sopra i 500°C all'intradosso e tale temperatura viene mantenuta per circa un' ora e mezza. Il grafico 7.48 riporta la temperatura al variare del tempo.

La temperatura delle barre si trova fra i 350°C e i 400°C , infatti, essendo la temperatura di transizione vetrosa della resina delle barre in GFRP di circa 180°C [84], si osserva che nelle barre inferiori non vi è più la resina e le fibre sono annerite (foto 7.50).

I grafici 7.49 e 7.50 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. I grafici 7.51 e 7.52 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dai trasduttori. Dai grafici 7.50 e 7.52 si osservano i primi tre cicli di incremento graduale di carico e di scarico completo del provino. Il primo si arresta a 10 kN e dopo lo scarico del provino, inizia il secondo ciclo che si arresta a 20 kN di carico; terminato il secondo ciclo, si ha l'inizio del terzo, che comprende un incremento di carico fino a 40 kN e uno

scarico completo. Si può osservare il cracking dai grafici 7.50 e 7.52 attorno ai 33 kN, con una variazione di pendenza della curva e una deformazione residua. Dal grafico 7.49 inoltre si osservano altre variazioni di pendenza della curva forza-spostamento, indice che all'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura. La rottura si verifica per perdita di aderenza e taglio in quanto il puntone di calcestruzzo e l'allungamento delle barre inferiori hanno determinato il collasso. Parte delle barre inferiori, fortemente danneggiate dall'alta temperatura, hanno perso la resina e con questa, anche l'aderenza col calcestruzzo (foto 7.49); inoltre il distacco del copriferro ha ridotto ulteriormente l'aderenza barra - calcestruzzo e questo ha determinato una maggiore deformazione che ha favorito l'apertura della cricca verticale, mentre il carico e l'alta temperatura, danneggiando il calcestruzzo, hanno favorito la cricca di taglio. L'aderenza barre - calcestruzzo è stata comunque sufficientemente mantenuta, in quanto la parte di uncino nella zona superiore della soletta, non ha perso resina e dunque aderenza, garantendo così la continuità della catena. Ciò è dimostrato dal valore di carico di collasso registrato, ossia circa il 61% del carico del provino tipo 3 a T.A., l' 83% del carico del provino tipo 3 a 200°, il 153% del carico del provino tipo 2 a 500° e il 67% del carico del provino tipo 1 a 500°. La crepa di rottura si ha lungo tutta la sezione trasversale della soletta, dove vi è il termine della sovrapposizione delle barre e in verticale sotto l'impronta di carico, nel lato sottoposto ad alta temperatura (foto 7.48 e 7.49), poiché il calcestruzzo in questa zona è stato danneggiato.

7.4.3.5 Prova Tipo 3-5

Provino Tipo 3-campione 5

- Data della prova: 12 aprile 2011
- Temperatura intradosso: 200°C
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

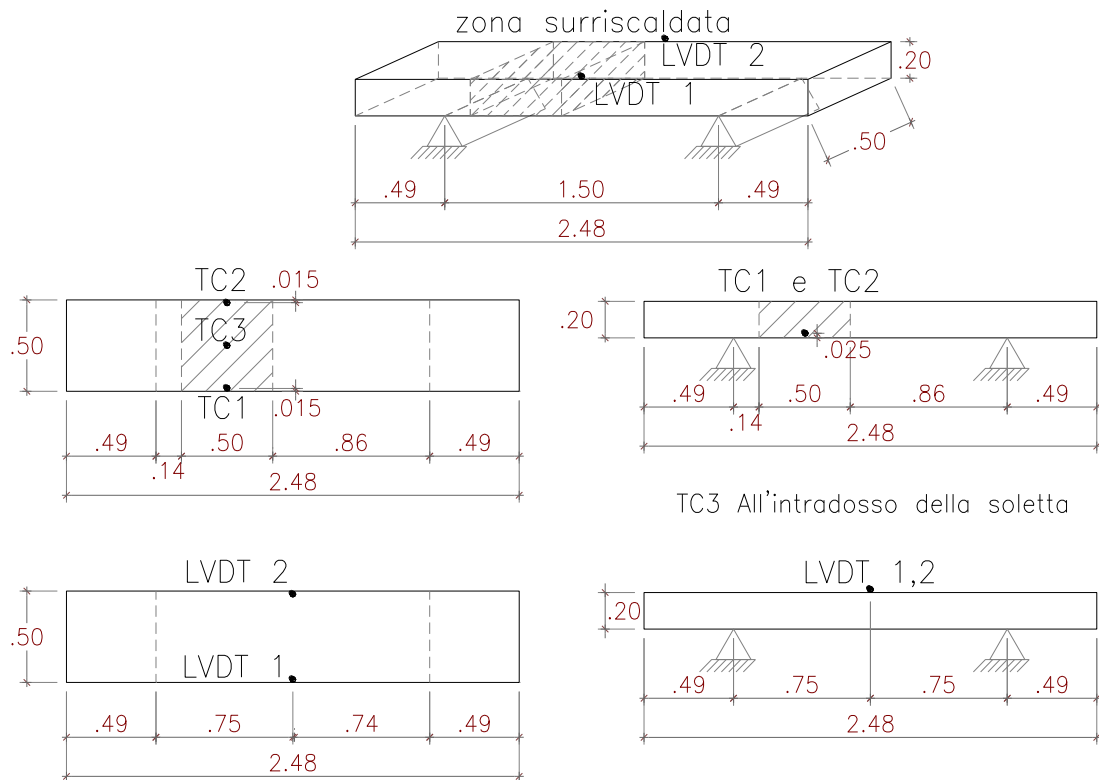


Figura 7.21

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 146.22 kN**

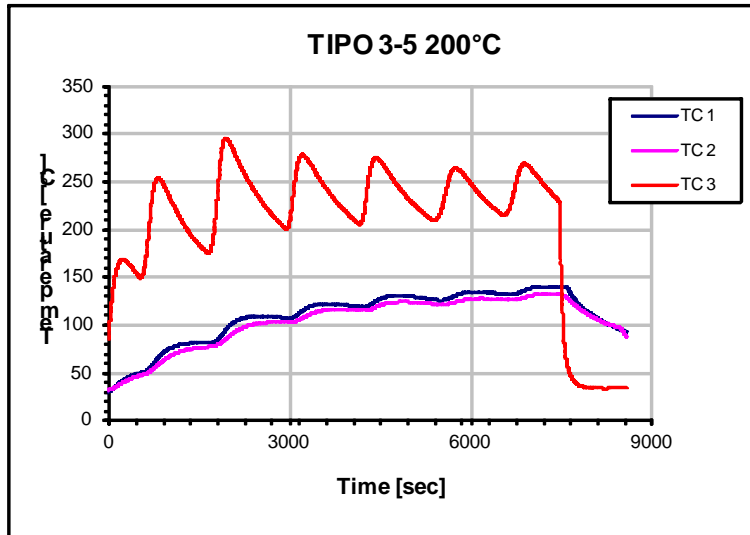


Grafico 7.53

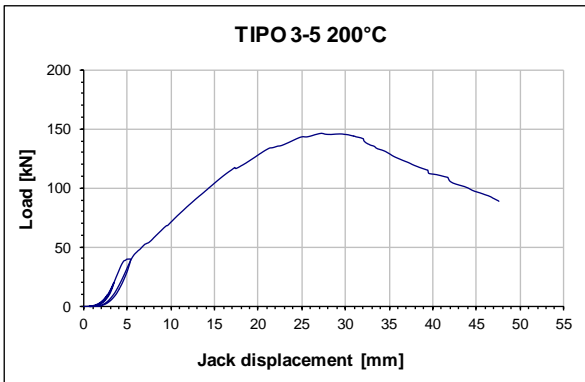


Grafico 7.54

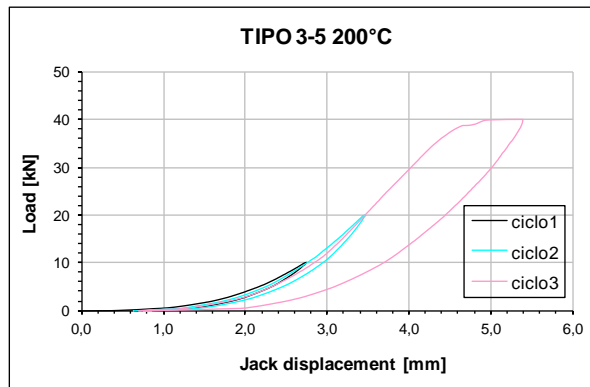


Grafico 7.55

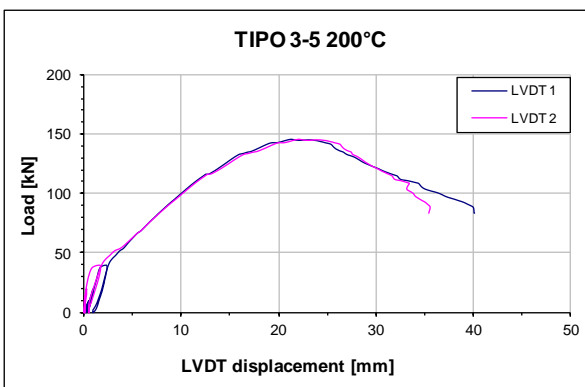


Grafico 7.56

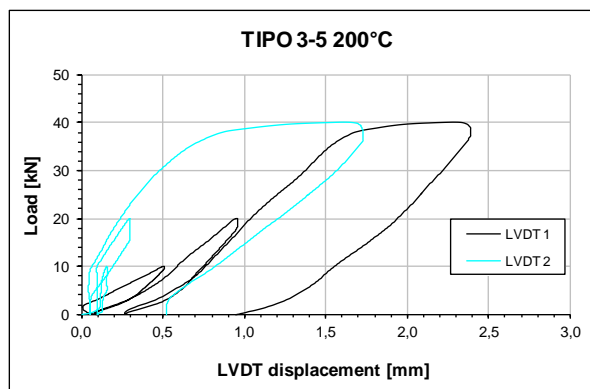


Grafico 7.57

**Foto 7.51****Foto 7.52****Foto 7.53**

In questa prova, una parte della soletta è stata riscaldata con il forno sopra i 200°C all'intradosso e tale temperatura viene mantenuta per più di due ore. Il grafico 7.53 riporta la temperatura al variare del tempo.

La temperatura delle barre si trova fra i 100°C e i 140°C, infatti, essendo la temperatura di transizione vetrosa della resina delle barre in GFRP di circa 180°C [84], dalla foto 7.53 si osserva che le barre inferiori hanno ancora la resina e risultano poco danneggiate dall'alta temperatura.

I grafici 7.54 e 7.55 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. I grafici 7.56 e 7.57 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dai trasduttori. Dai grafici 7.55 e 7.57 si osservano i primi tre cicli d'incremento graduale di carico e di scarico completo del provino. Il primo si arresta a 10 kN e dopo lo scarico del provino, inizia il secondo ciclo che si arresta a 20 kN di carico; terminato il secondo ciclo, si ha l'inizio del terzo, che comprende un incremento di carico fino a 40 kN e uno

scarico completo. Dal grafico 7.55 si può osservare il craking attorno ai 38 kN con una variazione di pendenza della curva e una deformazione residua. Dal grafico 7.54 inoltre si osservano altre variazioni di pendenza della curva forza-spostamento, indice che all'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa. Raggiunto il carico massimo, avviene la rottura. La rottura si verifica per taglio in quanto il puntone di calcestruzzo raggiunge il limite di collasso per l'eccessivo carico e per il danneggiamento dovuto all'esposizione ad alta temperatura (foto 7.52). Si è avuta la compenetrazione di una parte della soletta. La crepa della rottura si ha fra il termine della sovrapposizione delle barre e l'impronta di carico.

7.4.4. Provino Tipo 4

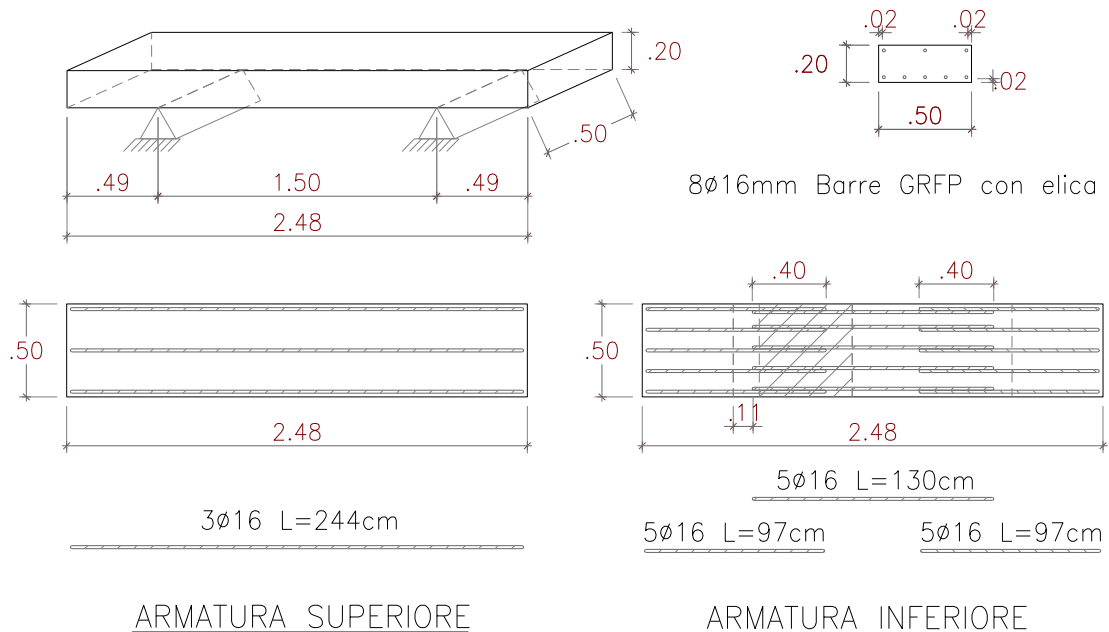


Figura 7.22. Geometria del provino Tipo 4

I provini "Tipo 4" hanno le barre di armatura inferiore con una sovrapposizioni di 40 cm (figura 7.22).

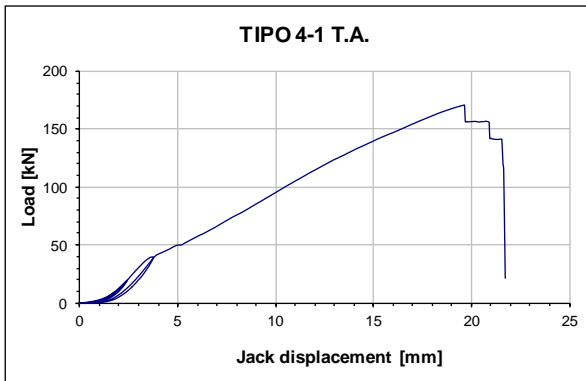
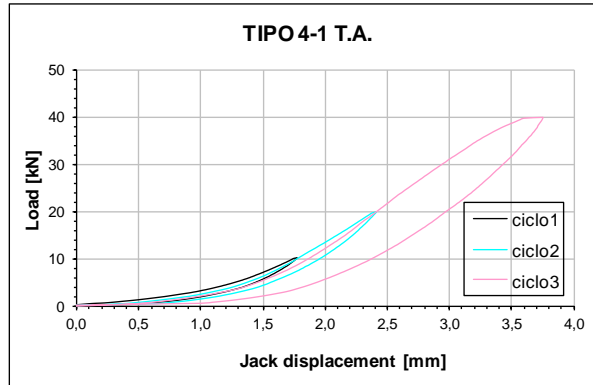
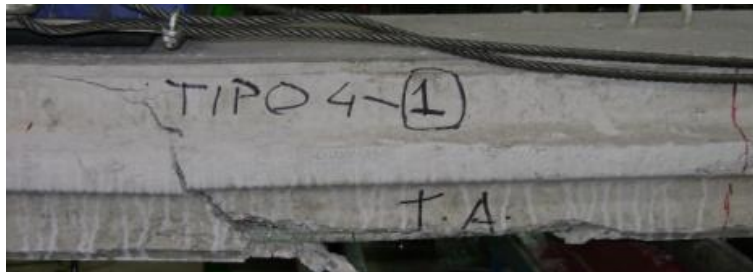
7.4.4.1 Prova Tipo 4-1

Provino Tipo 4-campione 1

- Data della prova: 14 marzo 2011
- Temperatura intradosso: T.A.
- Tipo calcestruzzo: Getto 1

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico - scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico - scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico - scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 171.14 kN**

**Grafico 7.58****Grafico 7.59****Foto 7.54****Foto 7.55**

**Foto 7.56**

La prova qui descritta avviene a temperatura ambiente (T.A.). I grafici 7.58 e 7.59 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. Dal grafico ottenuto dal martinetto, si osserva che all'aumentare del carico si ha una prima fase orizzontale, dovuta al fatto che il martinetto carica su di una piastra gommata e dunque le prime deformazioni misurate sono appunto della gomma dell'impronta di carico. La prima vera fase da osservare è dunque quella elastica, con un ramo continuo crescente. Attorno ai 39 kN si ha una variazione di pendenza della curva, con la formazione delle prime fessure del calcestruzzo (cracking) che si avviano dal lembo inferiore della soletta e, all'aumentare della forza, si propagano in direzione dell'impronta di carico, seguendo il flusso di taglio. All'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura. L'elevato carico è dovuto alla presenza di una sovrapposizione delle barre di armatura inferiori, che oltre a garantire la continuità tra le barre, raddoppia l'armatura per una porzione sostanziale del provino. La rottura si verifica per taglio in quanto il puntone di calcestruzzo raggiunge il limite di collasso per l'eccessivo carico e deformazione (foto 7.55 e 7.56) e si è avuta la compenetrazione di una parte della soletta. La crepa della rottura si ha fra il termine della sovrapposizione delle barre e l'impronta di carico (foto 7.55 e 7.56).

7.4.4.2 Prova Tipo 4-2

Provino Tipo 4-campione 2

- Data della prova: 8 marzo 2011
- Temperatura intradosso: T.A.
- Tipo calcestruzzo: Getto 1
- Dati di spostamento: Martinetto

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 172.36 kN**

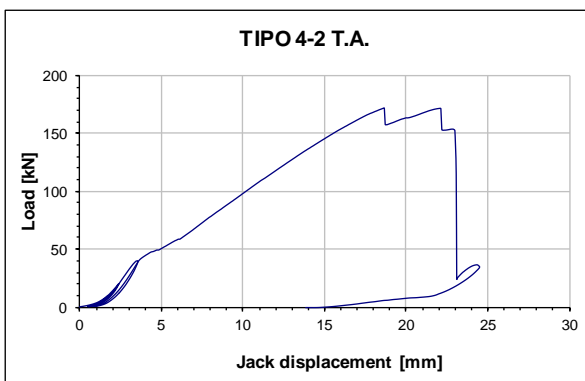


Grafico 7.60

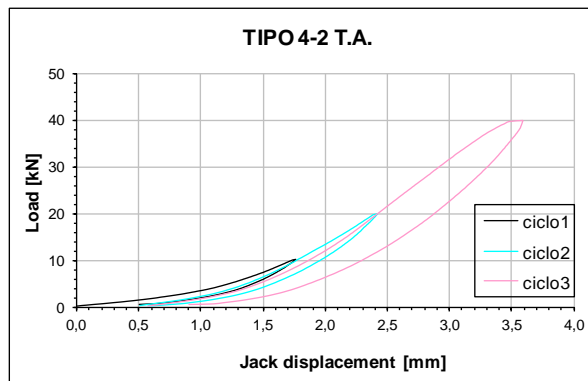


Grafico 7.61



Foto 7.57

**Foto 7.58**

La prova qui descritta avviene a temperatura ambiente (T.A.). I grafici 7.60 e 7.61 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. Attorno ai 39 kN si ha una variazione di pendenza della curva (cracking) e in seguito la formazione delle prime fessure sul calcestruzzo, che si avviano dal lembo inferiore della soletta e, all'aumentare della forza, si propagano in direzione dell'impronta di carico, seguendo il flusso di taglio. All'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura. L'elevato carico è dovuto alla presenza di una sovrapposizione delle barre di armatura inferiori, che oltre a garantire la continuità tra le barre, raddoppia l'armatura per una porzione sostanziale del provino. La rottura si verifica per taglio in quanto il puntone di calcestruzzo raggiunge il limite di collasso per l'eccessivo carico e deformazione (foto 7.57 e 7.58) e si è avuta la compenetrazione di una parte della soletta. La crepa della rottura si ha fra il termine della sovrapposizione delle barre e l'impronta di carico (foto 7.57 e 7.58).

7.4.5. Provino Tipo 5

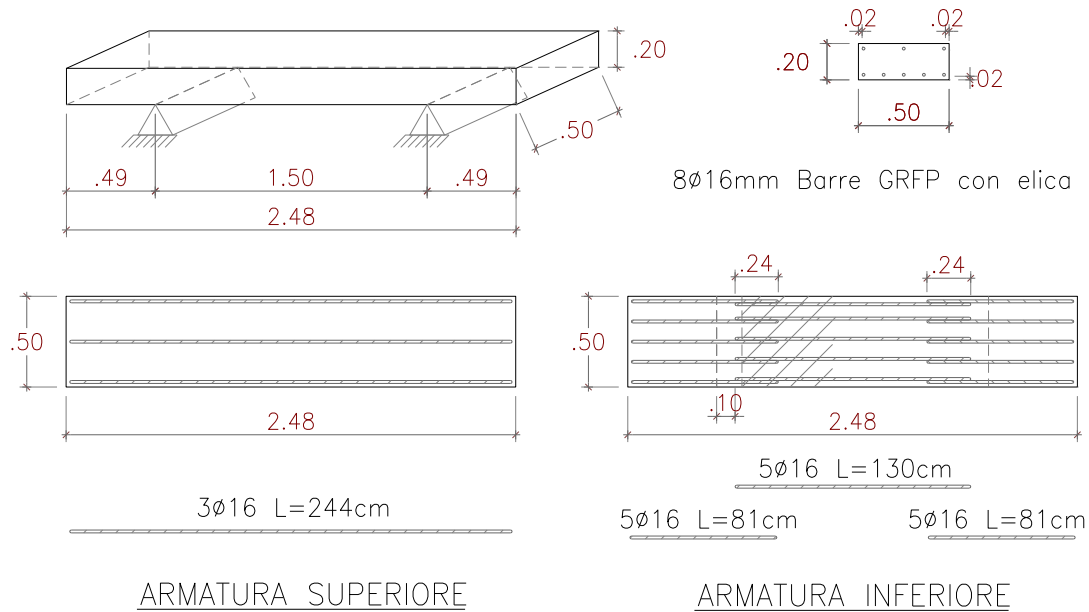


Figura 7.23. Geometria del provino Tipo 5

I provini "Tipo 5" hanno le barre di armatura inferiore con una sovrapposizioni di 24 cm (figura 7.23).

7.4.5.1 Prova Tipo 5-1

Provino Tipo 5-campione 1

- Data della prova: 14 aprile 2011
- Temperatura intradosso: T.A.
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

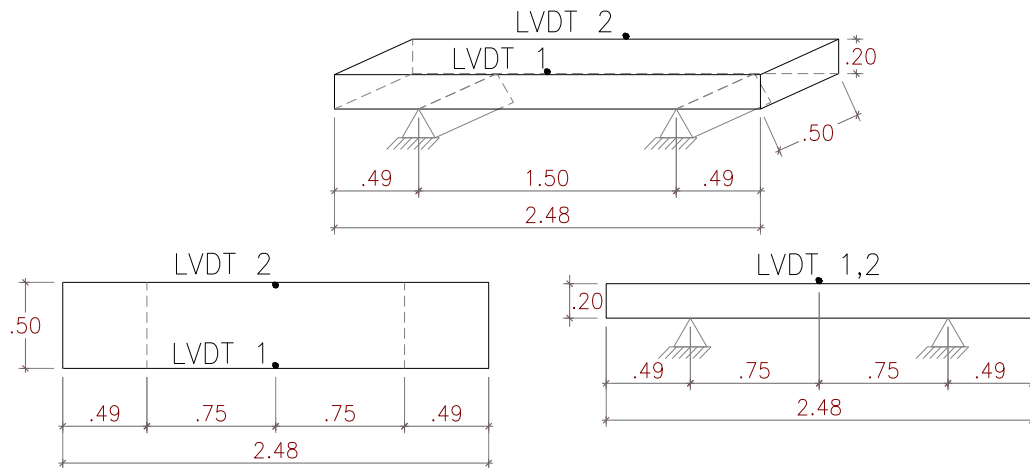


Figura 7.24

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 158.60 kN**

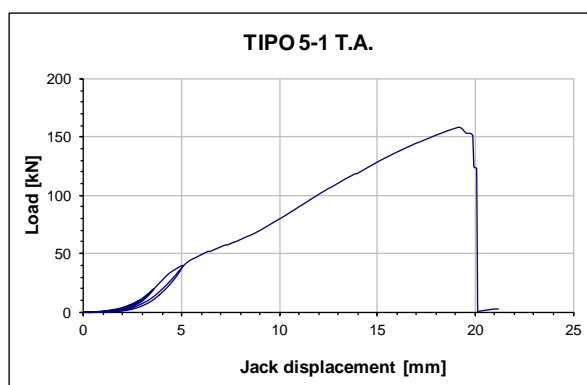


Grafico 7.62

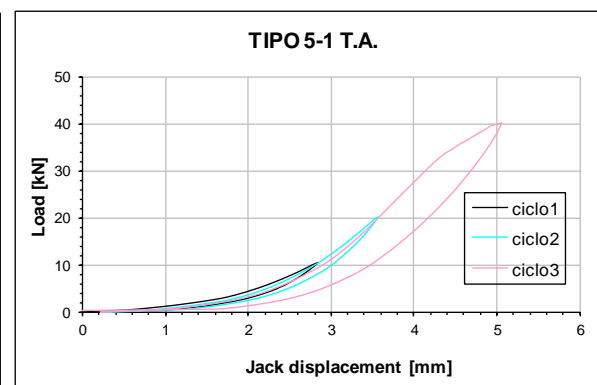


Grafico 7.63

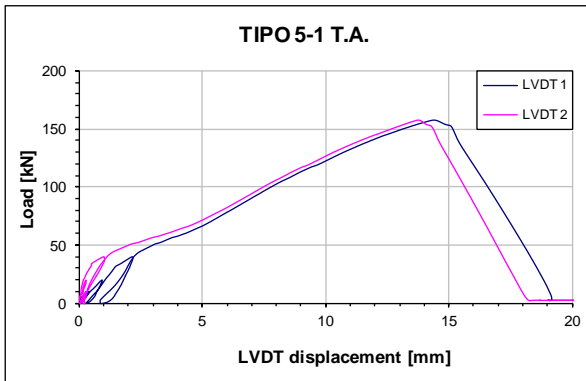


Grafico 7.64

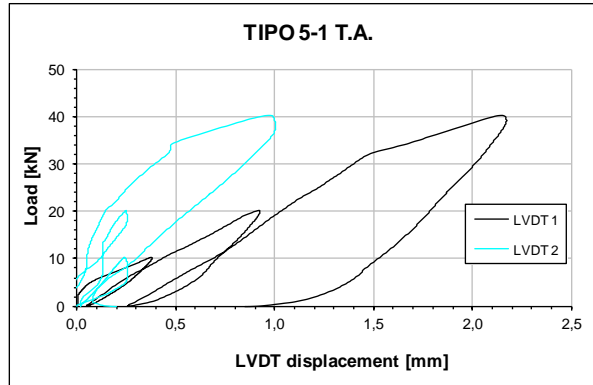


Grafico 7.65



Foto 7.59



Foto 7.60



Foto 7.61

La prova qui descritta avviene a temperatura ambiente (T.A.). I grafici 7.62 e 7.63 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal

martinetto. Dal grafico ottenuto dal martinetto, si osserva che all'aumentare del carico si ha una prima fase orizzontale, dovuta al fatto che il martinetto carica su di una piastra gommata e dunque le prime deformazioni misurate sono appunto della gomma dell'impronta di carico. La prima vera fase da osservare è dunque quella elastica, con un ramo continuo crescente. Attorno ai 33 kN si ha una variazione di pendenza della curva (cracking). All'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura. Il carico di collasso non è molto elevato e ciò è dovuto alla presenza di una piccola sovrapposizione delle barre di armatura inferiori, che, anche se raddoppia l'armatura per una porzione del provino, garantisce in misura limitata la continuità tra le barre. La rottura si verifica per taglio in quanto il puntone di calcestruzzo raggiunge il limite di collasso per l'eccessivo carico e deformazione (foto 7.60 e 7.61) e si è avuta la compenetrazione di una parte della soletta. La crepa della rottura si ha fra il termine della sovrapposizione delle barre e l'impronta di carico (foto 7.60 e 7.61).

7.4.5.2 Prova Tipo 5-2

Provino Tipo 5-campione 2

- Data della prova: 13 aprile 2011
- Temperatura intradosso: 200°C
- Tipo calcestruzzo: Getto 2

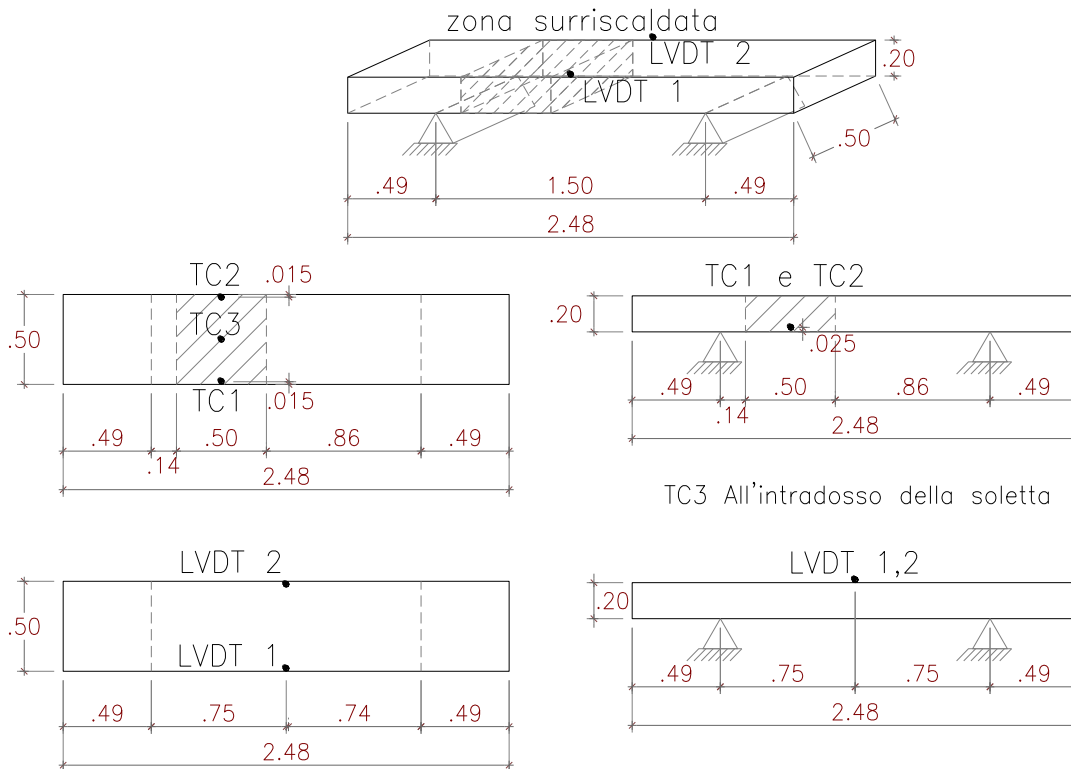


Figura 7.25

Procedura di carico:

- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.2kN/sec, con carico massimo = 10kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.4kN/sec, con carico massimo = 20kN
- Un ciclo di carico – scarico, in controllo di carico 0.5kN/sec, con carico massimo = 40kN
- Un rampa di carico fino a rottura, in controllo di spostamento 0.1mm/sec
- **Carico massimo = 147.04 kN**

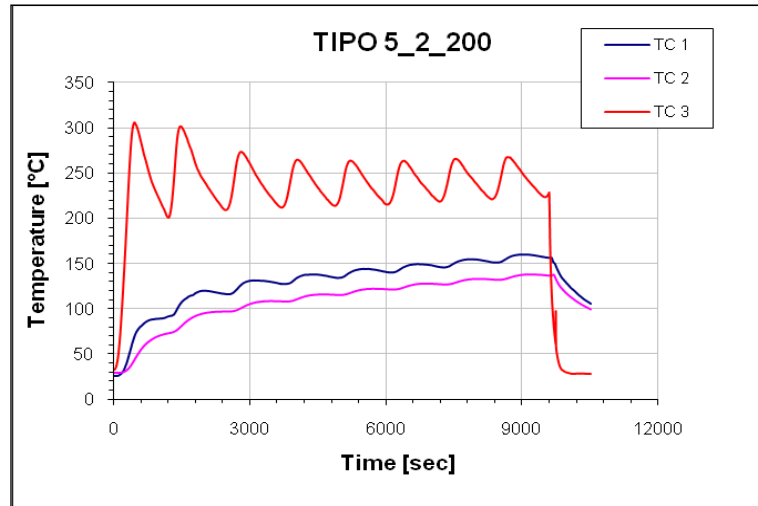


Grafico 7.66

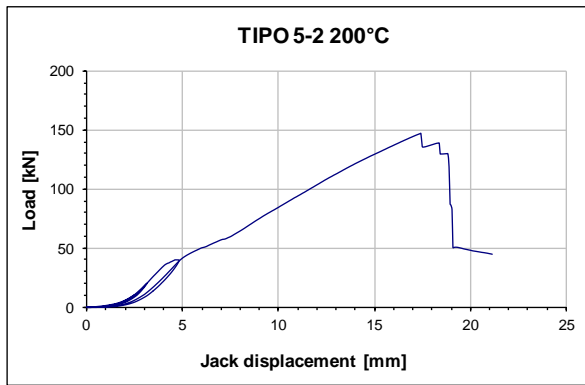


Grafico 7.67

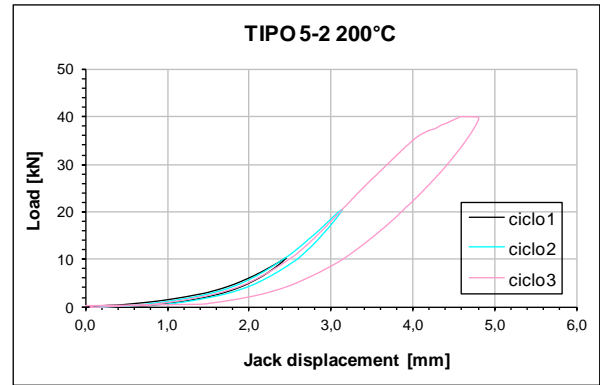


Grafico 7.68

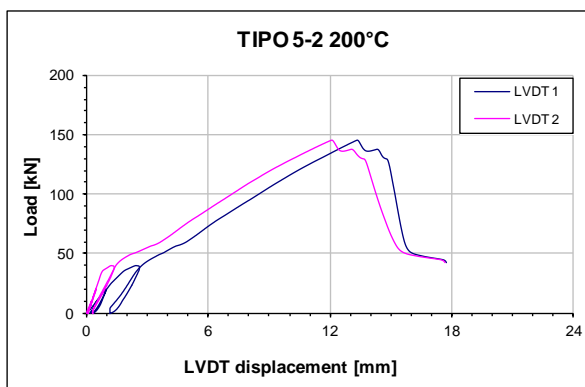


Grafico 7.69

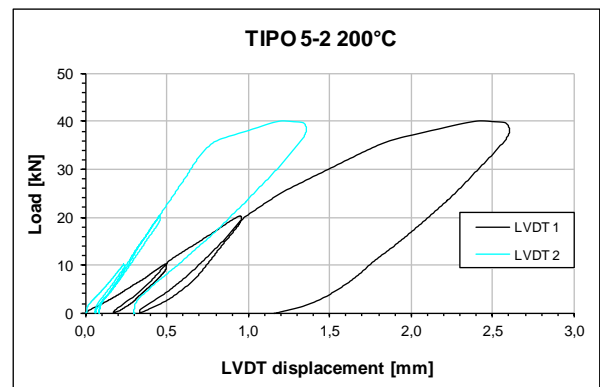


Grafico 7.70

**Foto 7.62****Foto 7.63****Foto 7.64****Foto 7.65****Foto 7.66**

In questa prova, una parte della soletta è stata riscaldata con il forno sopra i 200°C all'intradosso e tale temperatura viene mantenuta per più di due ore. Il grafico 7.66 riporta la temperatura al variare del tempo.

La temperatura delle barre si trova fra i 100°C e i 150°C, infatti, essendo la temperatura di transizione vetrosa della resina delle barre in GFRP di circa 180°C [84], dalla foto 7.64 si osserva che le barre inferiori hanno ancora la resina e risultano poco danneggiate dall'alta temperatura.

I grafici 7.67 e 7.68 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dal martinetto. I grafici 7.69 e 7.70 riportano la misurazione di forza e spostamento registrati dai trasduttori. Dai grafici 7.68 e 7.70 si osservano i primi tre cicli di incremento graduale di carico e di scarico completo del provino. Il primo si arresta a 10 kN e dopo lo scarico del provino, inizia il secondo ciclo che si arresta a 20 kN di carico; terminato il secondo ciclo, si ha l'inizio del terzo, che comprende un incremento di carico fino a 40 kN e uno scarico completo. Dal grafico 7.68 si può osservare il craking attorno ai 36 kN con una variazione di pendenza della curva e una deformazione residua. Dal grafico 7.67 inoltre si osservano altre variazioni di pendenza della curva forza - spostamento, indice che all'aumentare del carico l'apertura delle fessure incrementa, poiché la deformazione dell'armatura inferiore ha raggiunto valori superiori a quelli limite del calcestruzzo. Raggiunto il carico massimo avviene la rottura. Il carico di collasso non è molto elevato e ciò è dovuto alla presenza di una piccola sovrapposizione delle barre di armatura inferiori. La rottura si verifica per taglio e perdita di aderenza, in quanto il puntone di calcestruzzo e lo scorrimento delle barre inferiori hanno determinato il collasso (foto 7.63 e 7.66). Le barre inferiori, con una piccola sovrapposizione (foto 7.64), in concomitanza al distacco netto del copriferro (visibile con una lesione orizzontale all'altezza dell'armatura inferiore in foto 7.64), ha condotto ad una esigua aderenza col calcestruzzo. Questo ha determinato una maggiore deformazione che ha favorito l'apertura della cricca verticale, mentre il carico e la temperatura, danneggiando il calcestruzzo, hanno favorito la cricca di taglio. L'aderenza barre - calcestruzzo è stata comunque sufficiente, in quanto il valore di carico di collasso registrato è circa il 93% del carico del provino tipo 5 a T.A. e l'88% del carico del provino tipo 2 a 200°. La crepa di rottura si ha lungo tutta la sezione trasversale della soletta dove vi è il termine della sovrapposizione delle barre e in verticale sotto l'impronta di carico, nel lato sottoposto ad alta temperatura (foto 7.62 e 7.63), poiché il calcestruzzo in questa zona è stato danneggiato. Dalla foto 7.65 è ben visibile l'effetto avuto per la perdita di aderenza.

8. RIASSUNTO PROVE SOLETTE

8.1. CARICHI DI ROTTURA

Per le prove a temperatura ambiente (T.A.), si osserva che il provino tipo 2 è quello che sopporta più carico, poiché nella zona di maggior sollecitazione, dovuto alla sovrapposizione delle barre, presenta il doppio dell'armatura rispetto agli'altri provini; il carico più basso si ha per il provino TIPO 5, dove la sovrapposizione delle barre è la più piccola. Per i provini tipo 1, 3 e 4, il valore del carico di collasso è simile.

Per le prove a temperatura 200°C, pur non avendo dati per i provini tipo 1, ci si può aspettare un comportamento simile a quello avuto a T.A., poiché il comportamento meccanico dell'elemento rimane invariato, contando sul fatto che le armature in questo caso sono continue e che i valori ottenuti a 500° sono anch'essi vicini a quelli ottenuti a T.A.. Per i provini tipo 2, 3 e 5 si osserva una diminuzione del valore del carico rispetto a quello registrato a T.A. all'aumentare della temperatura, ottenendo i valori più bassi per i provini tipo 3 e tipo 5. Per i provini tipo 4 non sono state effettuate prove a 200°, ma si attendono valori del carico di rottura nel rango di quelli ottenuti per il tipo 2 e tipo 5.

Per le prove a temperatura 500°C, non ci sono cambiamenti nei dati di carico del provino tipo 1, mentre per i provini tipo 2, 3 c'è una notevole diminuzione del valore del carico, osservando che per il provino tipo 2 il carico di collasso è diminuito considerevolmente, perdendo circa del 60% della resistenza a T.A.. Per i provini tipo 4 e tipo 5 ci attendiamo un comportamento simile a quello avuto per il tipo 2, ma con una perdita di resistenza superiore.

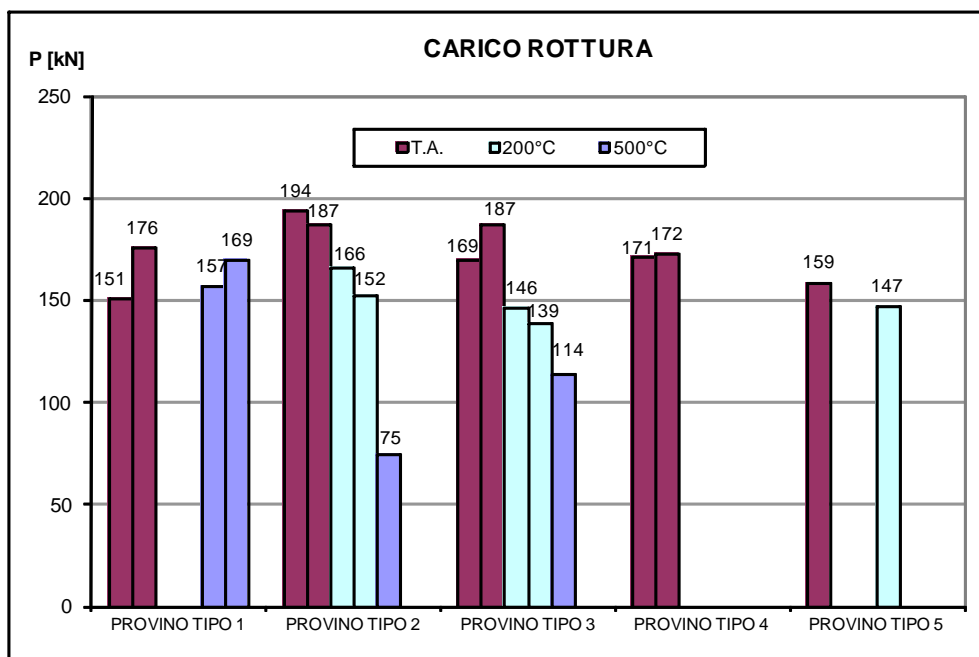


Grafico 8.1

Il grafico 8.1 mostra, secondo il tipo di soletta e della temperatura della prova, i valori del carico massimo di rottura.

La tabella 8.1 riassume i dati di carico massimo di rottura e di tipo di collasso, raccolti dalle prove sperimentali.

Prova	Temperatura [°C]	Carico rottura [kN]	Tipo di Rottura
TIPO 1-1	T.A.	150,76	Taglio
TIPO 1-4	500	156,76	Taglio
TIPO 1-5	T.A.	175,61	Taglio
TIPO 1-6	500	169,41	Espulsione barra
TIPO 2-1	T.A.	193,52	Taglio
TIPO 2-2	T.A.	186,80	Perdita d'aderenza
TIPO 2-3	200	152,24	Perdita d'aderenza
TIPO 2-4	500	74,50	Perdita d'aderenza
TIPO 2-5	200	165,86	Perdita d'aderenza
TIPO 3-1	T.A.	169,45	Taglio
TIPO 3-2	T.A.	187,02	Taglio
TIPO 3-3	200	138,63	Taglio
TIPO 3-4	500	113,88	Perdita d'aderenza e taglio
TIPO 3-5	200	146,22	Taglio
TIPO 4-1	T.A.	171,15	Taglio
TIPO 4-2	T.A.	172,36	Taglio
TIPO 5-1	T.A.	158,61	Taglio
TIPO 5-2	200	147,05	Perdita d'aderenza e taglio

Tabella 8.1

Si ricorda che le solette tipo 1-1, 1-4, 2-1, 3-1, 4-1, 4-2 sono tutte caratterizzate dal calcestruzzo del getto 1; le rimanenti appartengono al getto 2.

8.2. VARIAZIONE DELLA RIGIDEZZA DELLE SOLETTE

Con i risultati delle prove, valutando i grafici forza – spostamento nel primo tratto lineare, si sono ottenuti i valori delle pendenze, che caratterizzano le rigidezze dei provini (grafico 8.2).

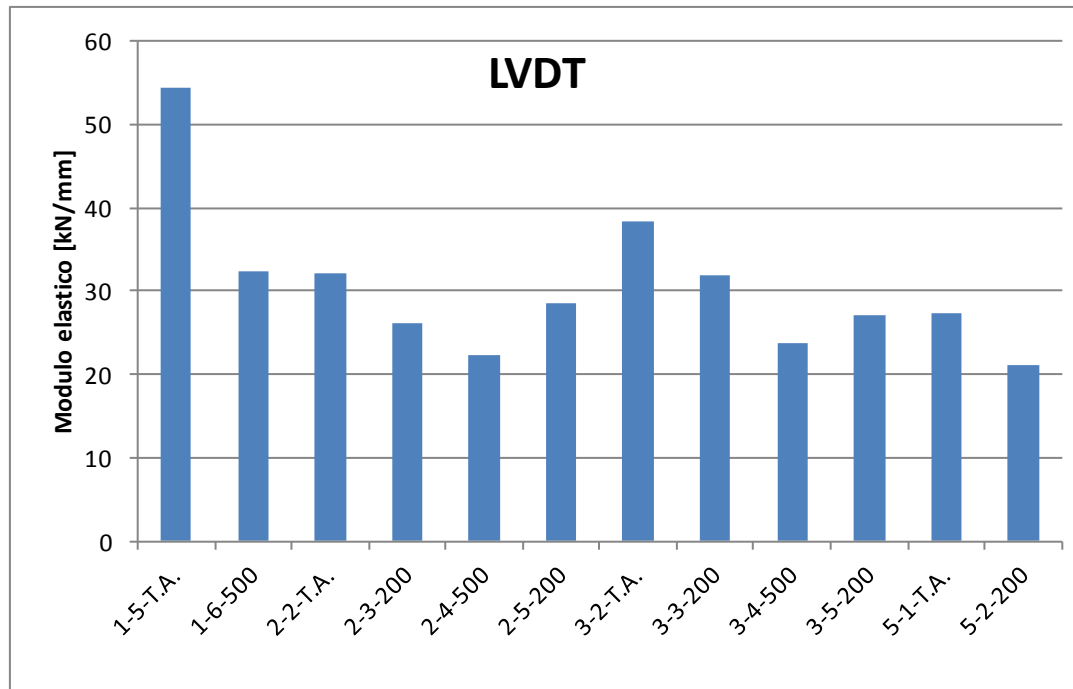


Grafico 8.2

Come si vede dal grafico 8.2 le rigidezze diminuiscono all'aumentare della temperatura e al variare della tipologia di sovrapposizione delle barre di armatura.

8.3. SECONDO IL TIPO DI PROVINO

8.3.1. Tipo 1

Dai grafici 8.3 e 8.5 si osserva che il comportamento della soletta del tipo 1 rispetto al carico di rottura è indipendente dalla temperatura. Le prove 1-1 e 1-4 sono state effettuate rispettivamente a novembre 2008 e a gennaio 2009 (getto 1), mentre le 1-5 e la 1-6 sono dell'aprile 2011 (getto 2); pur essendo i provini simili è prudente osservare il loro comportamento separatamente; le prime due prove hanno raggiunto un carico massimo sopra i 150 kN mentre per le altre due, il carico ha un valore di circa 170 kN. La conseguenza dell'elevata temperatura è visibile nel grafico 3.5 osservando la diversa deformazione subita per i provini a T.A. e a 500°C, poiché sotto l'azione dello stesso carico si ha uno spostamento più grande nel provino sottoposto a temperatura maggiore. Ciò è dimostrato dal carico di collasso, che si assesta a valori simili sia per le prove a T.A. che per quelle a 500°C.

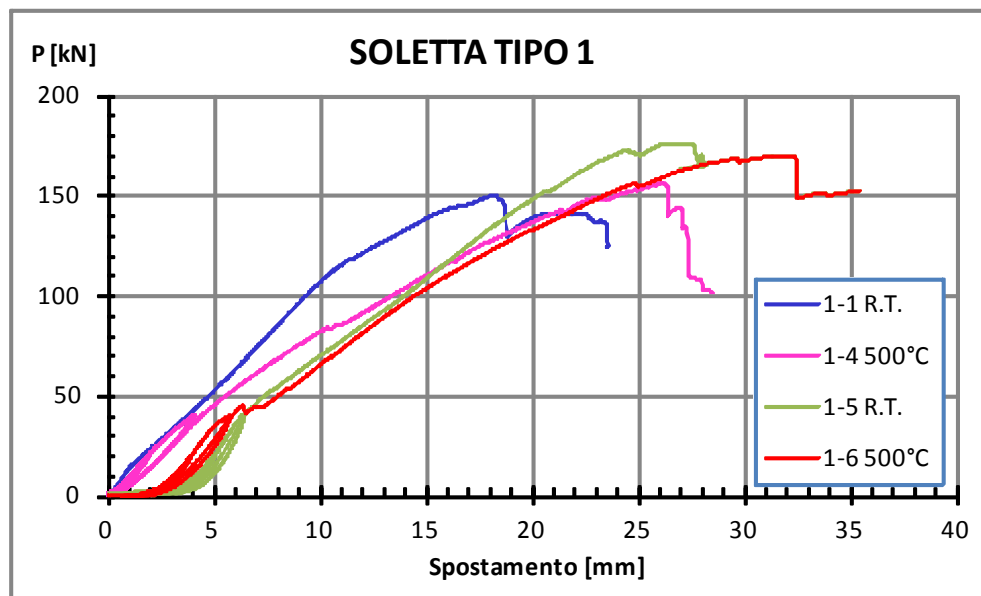


Grafico 8.3 Martinetto

Nel grafico 8.4, si osserva come, nei cicli di carico iniziali, la gomma dell'impronta di carico abbia risentito dell'alta temperatura, infatti, nelle fasi iniziali, per le prove a T.A., i dati riportati con il martinetto indicano valori di spostamento maggiori rispetto a quelli dei provini a 500°C, mentre i dati presi con i trasduttori riportano i reali spostamenti della soletta: a 500°C si hanno spostamenti maggiori.

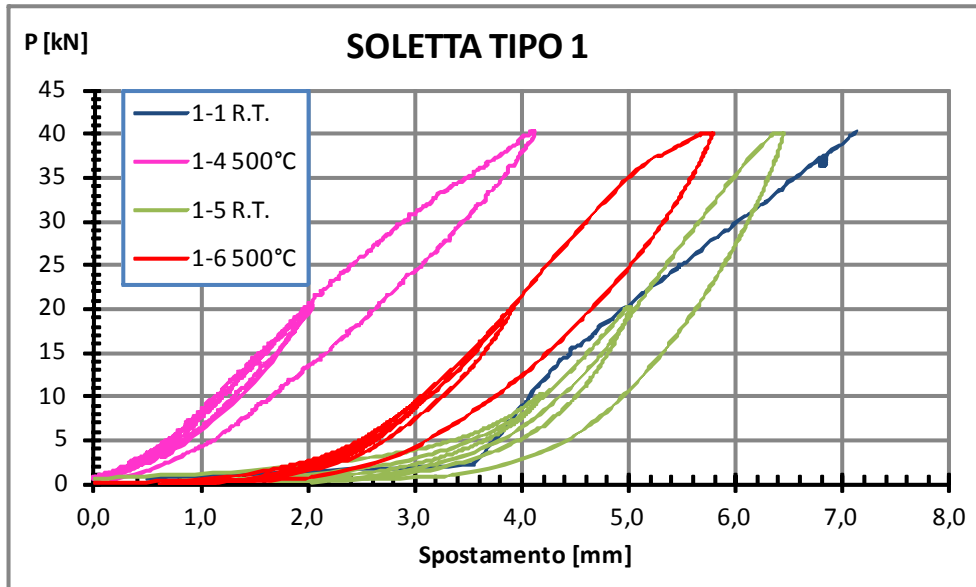


Grafico 8.4 Martinetto

I grafici 8.5 e 8.6 mostrano l'andamento forza - spostamento, misurato dai trasduttori, al netto della parte ciclica del carico.

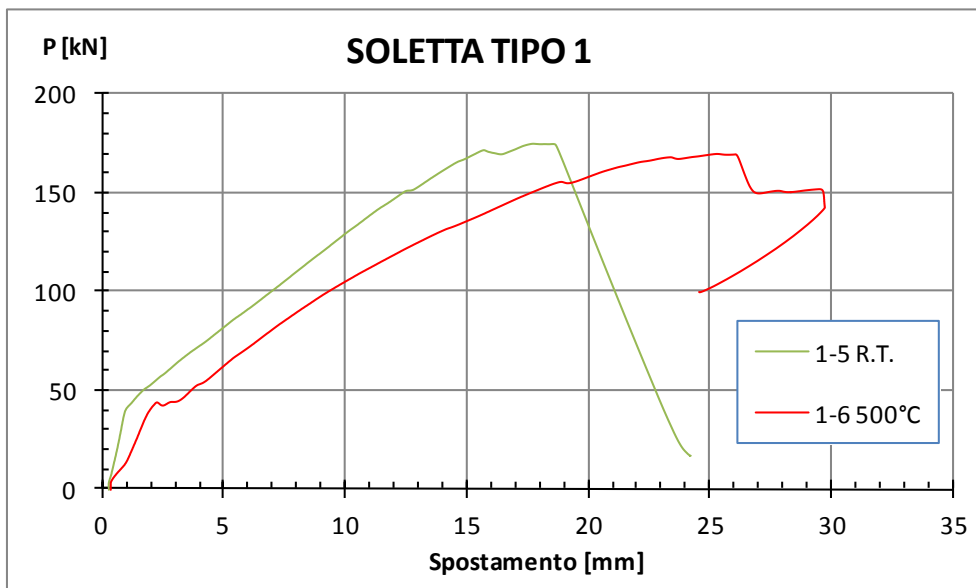


Grafico 8.5 LVDT

Il grafico 8.6 mostra l'andamento forza - spostamento della sola parte ciclica del carico, con valori misurati dai trasduttori.

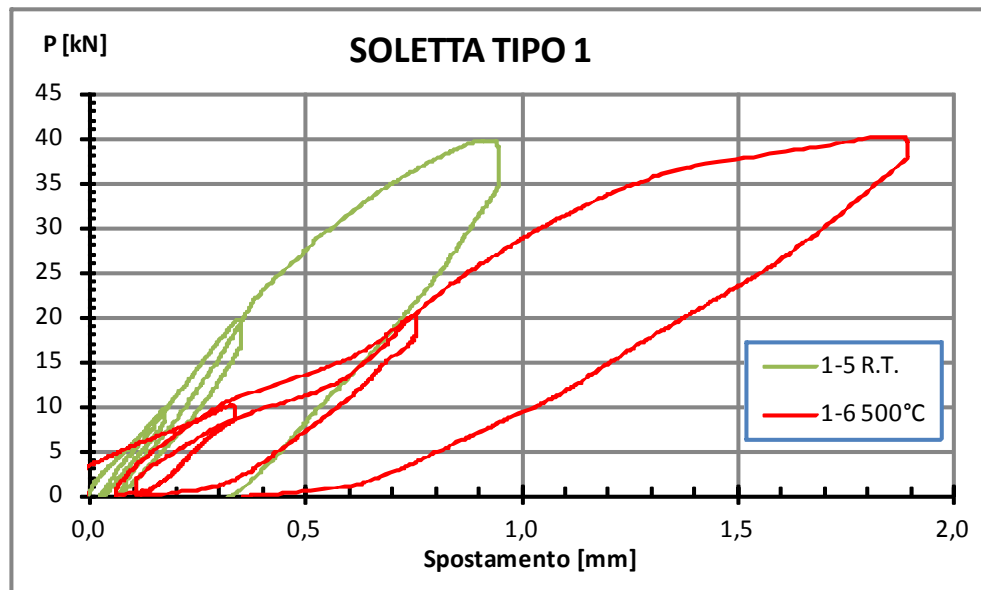


Grafico 8.6 LVDT

8.3.2. Tipo 2

Dai grafici 8.7 e 8.9 si osserva come la temperatura influisca sul comportamento della soletta del Tipo 2. Sotto lo stesso carico, all'aumentare della temperatura, lo spostamento cresce; infatti, più è elevata la temperatura, più le curve traslano verso il basso. Per la prova a 500°C otteniamo un valore di carico di collasso molto basso, poiché raggiunti e mantenuti i 500°C all'intradosso della soletta, la resina delle barre di armatura inferiori è severamente danneggiata, interrompendo così la continuità dell'armatura tesa; questo, nel meccanismo arco - catena significa rompere quest'ultima, confidando tutta la resistenza in quella del solo arco. Ciò non succede quando la temperatura resta sui 200°C, poiché a tale temperatura all'intradosso della soletta, le barre inferiori restano sotto la temperatura di transizione vetrosa della resina e dunque mantengono la loro conformità, garantendo la continuità dell'armatura tesa. Si può osservare anche dai grafici 8.8 e 8.10, dove sono tracciati per i primi tre cicli di carico e scarico, che assegnando un valore di carico, otteniamo che i corrispondenti valori di spostamento sono maggiori per le prove effettuate ad alte temperature.

Nei cicli di carico iniziali, nel grafico 8.8 che riporta i dati registrati dal martinetto, si osserva come la gomma dell'impronta di carico interferisce nelle fasi iniziali; dopo un certo valore di carico (circa a 5 kN), le curve hanno la stessa pendenza.

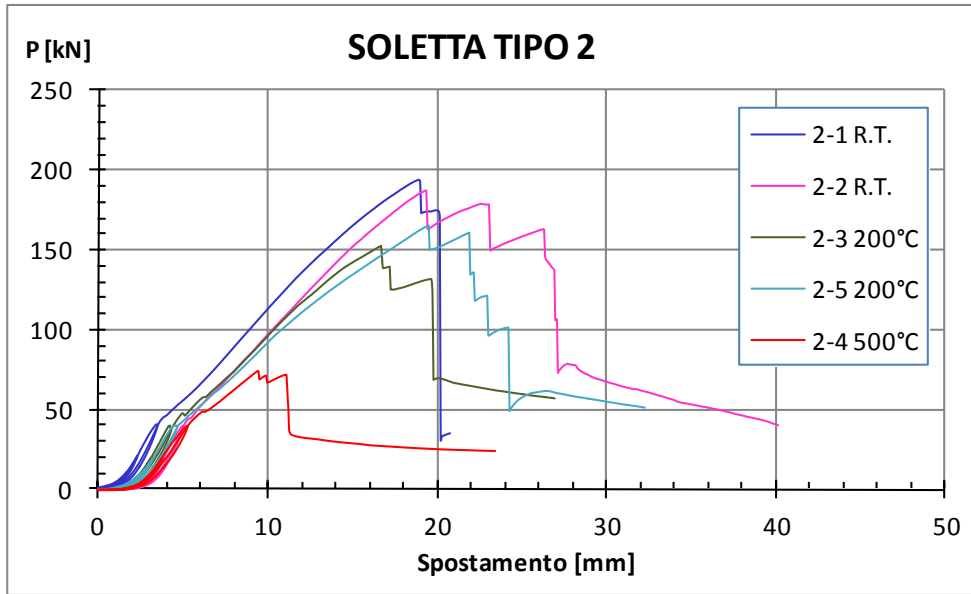


Grafico 8.7 Martinetto

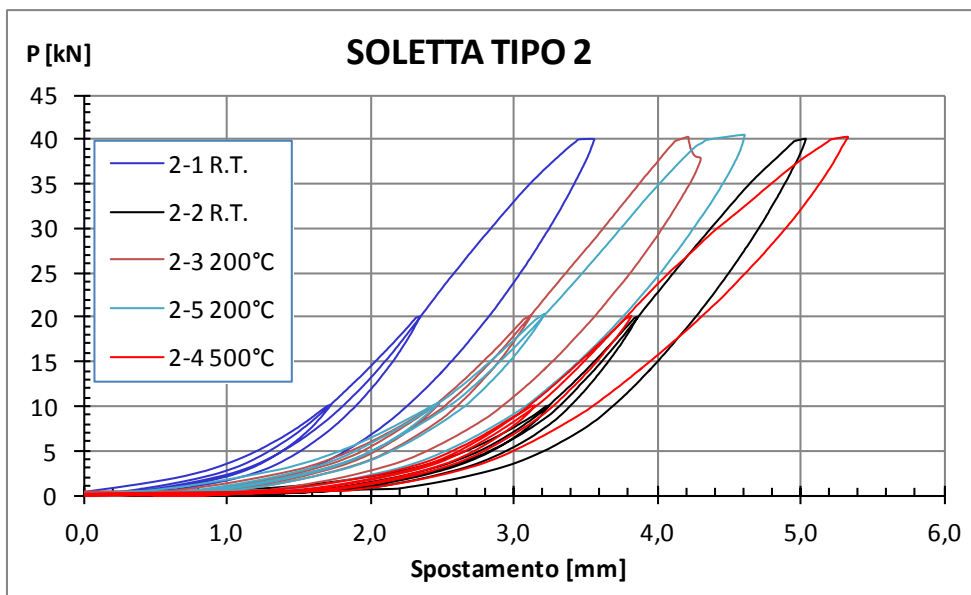


Grafico 8.8 Martinetto

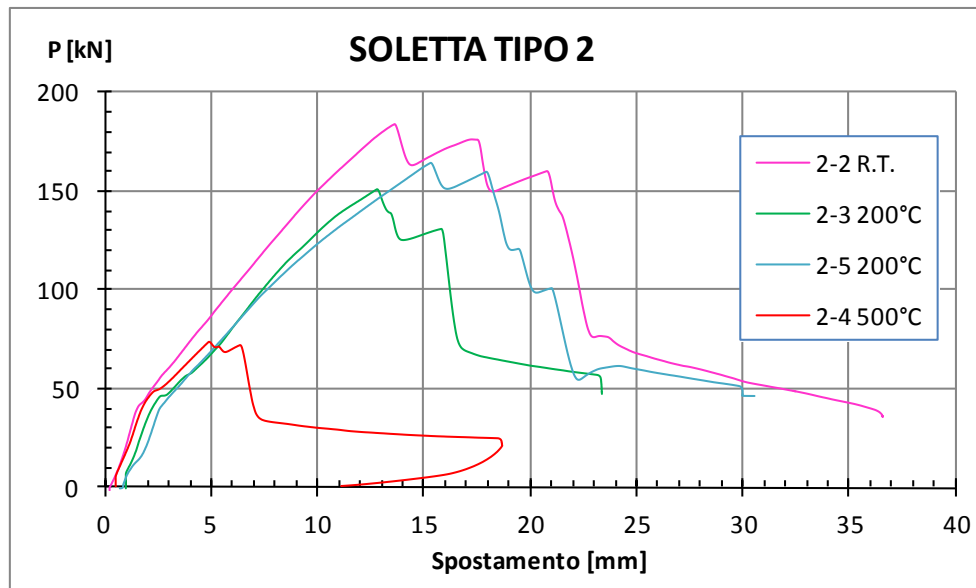


Grafico 8.9 LVDT

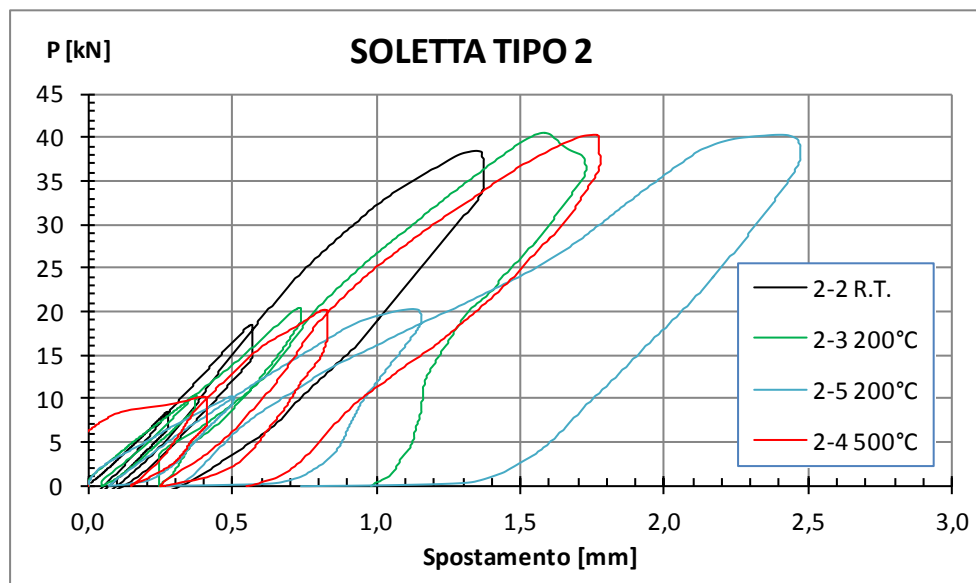


Grafico 8.10 LVDT

8.3.3. Tipo 3

Dai Grafici 8.11 e 8.13 si osserva come la temperatura influisca sul comportamento della soletta tipo 3. Sotto lo stesso carico, all'aumentare della temperatura, lo spostamento cresce; infatti, più è elevata la temperatura, più le curve traslano verso il basso. In questo caso però, la resistenza del provino diminuisce con minore intensità rispetto alle prove tipo 2. Sempre dai grafici è interessante notare come la deformazione di collasso sia molto vicina nonostante il variare della temperatura. Si può osservare invece dai grafici 8.12 e 8.14, dove sono tracciati per i primi tre cicli, che assegnando un valore di carico, otteniamo che i corrispondenti valori di spostamento sono

pressoché simili a tutte le temperature e solo superando i 35 kN otteniamo spostamenti maggiori per le prove effettuate ad alte temperature.

Nei cicli di carico iniziali, nei grafici 8.11 e 8.12, si osserva come la gomma dell'impronta di carico interferisce nelle fasi iniziali e come alla fine del terzo ciclo (intorno ai 40 kN), iniziata la fase di scarico, le curve tornino alla conformazione iniziale lasciando una deformazione residua sempre più grande all'aumentare della temperatura, visibile da un'apertura crescente delle curve.

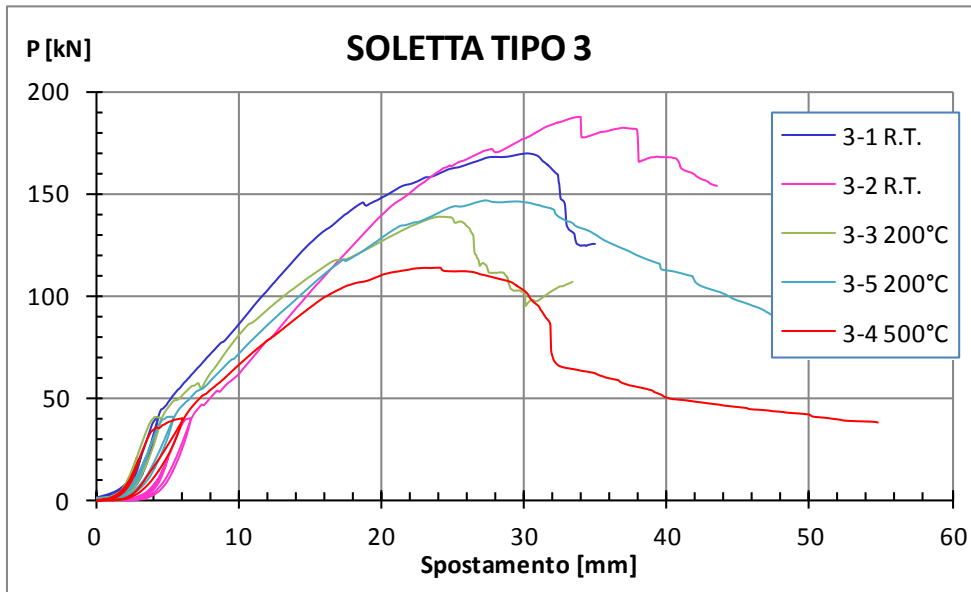


Grafico 8.11 Martinetto

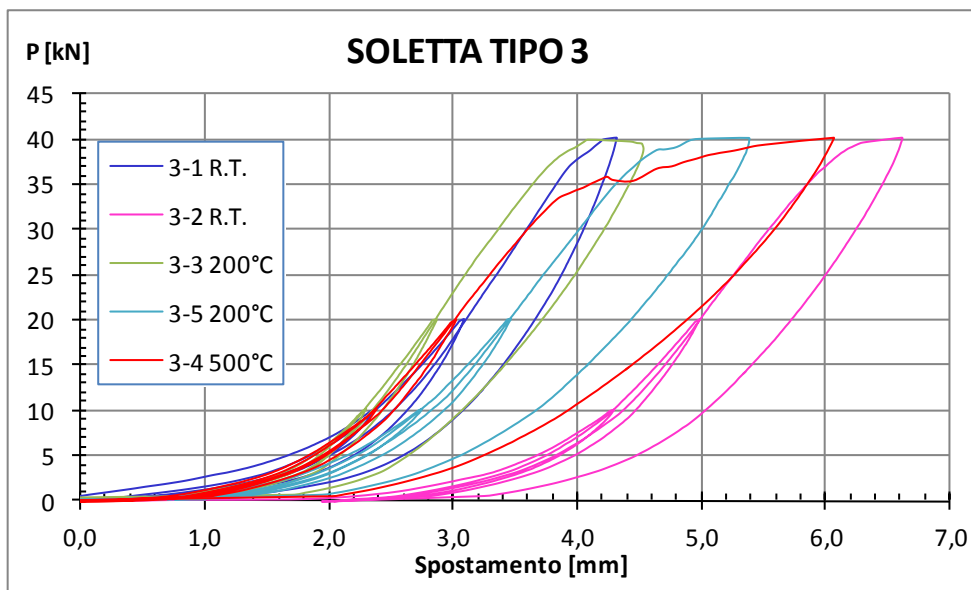


Grafico 8.12 Martinetto

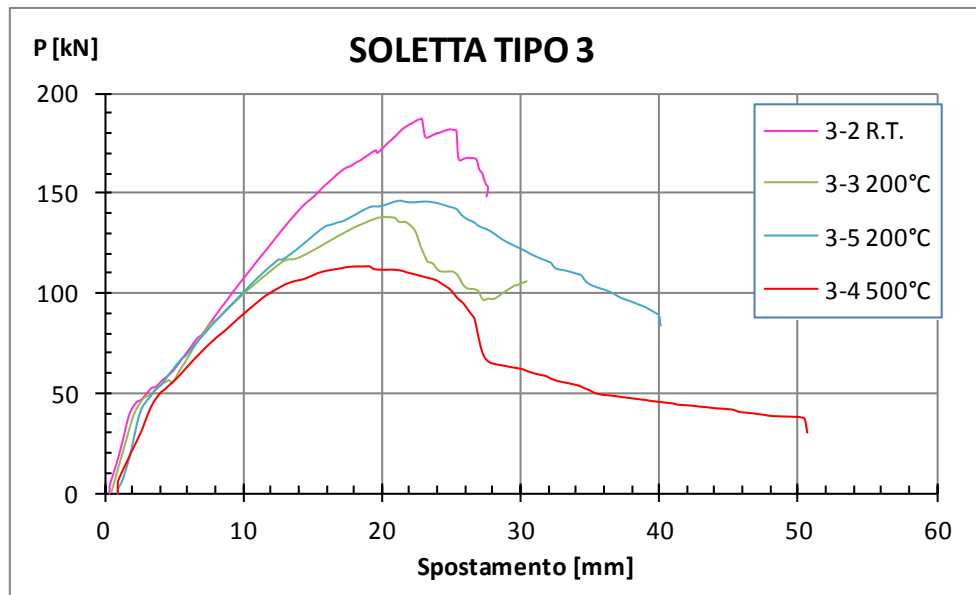


Grafico 8.13 LVDT

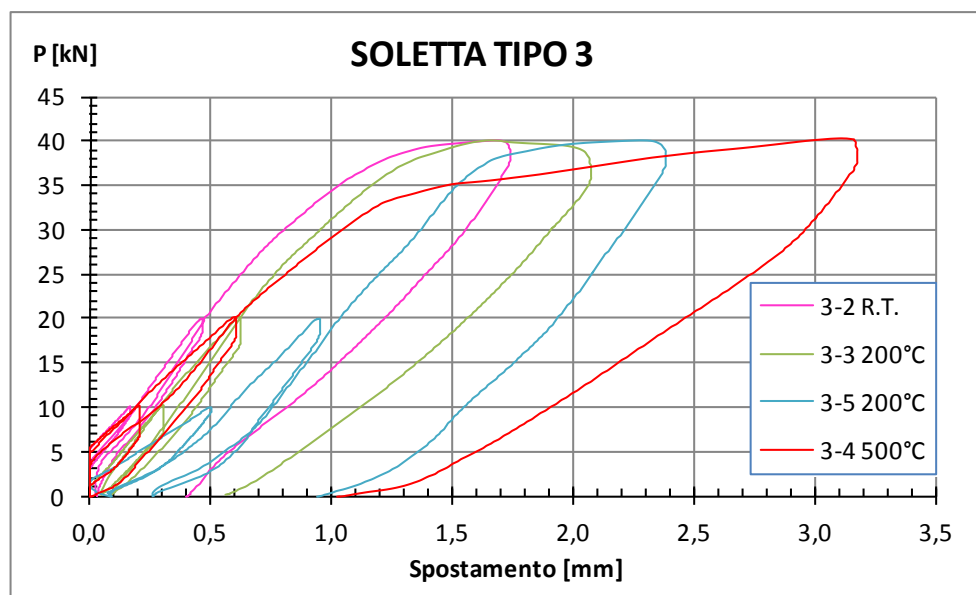


Grafico 8.14 LVDT

8.3.4. Tipo 4

Per i provini tipo 4 sono state effettuate solo prove a temperatura ambiente, si rimanda dunque al Capitolo 7.4.4.

8.3.5. Tipo 5

Dai grafici 8.15 e 8.17 si osserva che il carico di rottura della soletta TIPO 5 diminuisce moderatamente all'aumentare la temperatura (a 200°C meno dell'8%); allo stesso modo, la variazione dello spostamento di rottura è piccola. Pur non avendo dati per i provini tipo 5 a 500°C, in relazione ai risultati ottenuti per i provini tipo 2, si può ipotizzare che a tale temperatura

le barre inferiori (e il calcestruzzo) si danneggino così severamente da ottenere valori di carico di collasso molto bassi.

Nei cicli di carico iniziali, nei grafici 8.16 e 8.18, si osservano le fasi di carico e scarico dei provini. Il tratto orizzontale del grafico 8.16, indica la presenza della gomma dell'impronta di carico, mentre nel grafico 8.18 sono ben visibili le deformazioni residue dei provini, che accrescono con l'aumentare del carico e della temperatura.

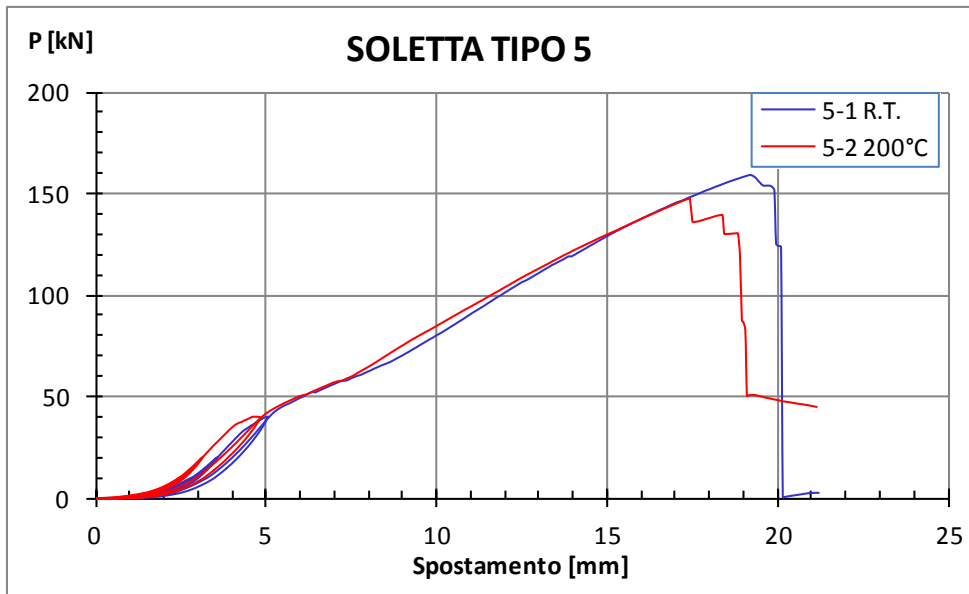


Grafico 8.15 Martinetto

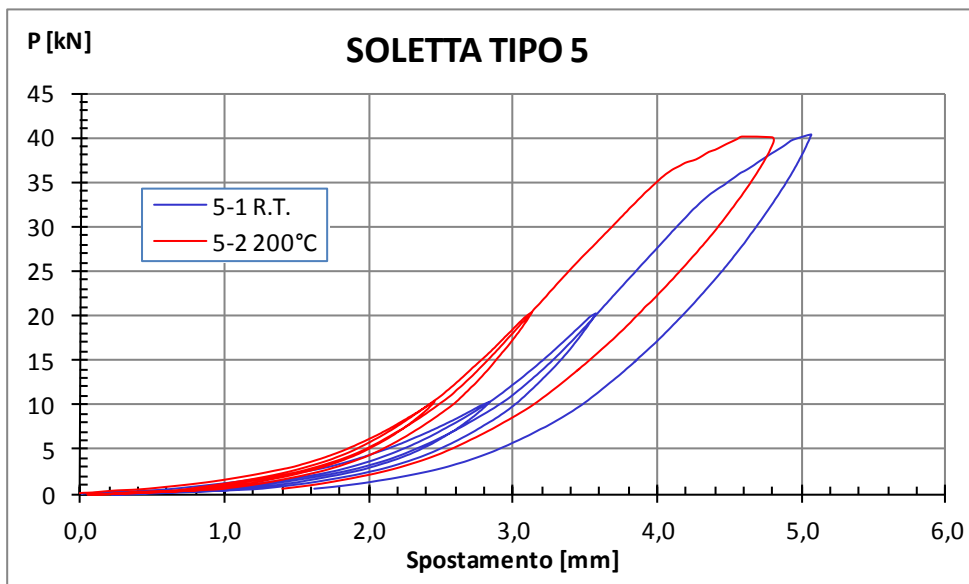


Grafico 8.16 Martinetto

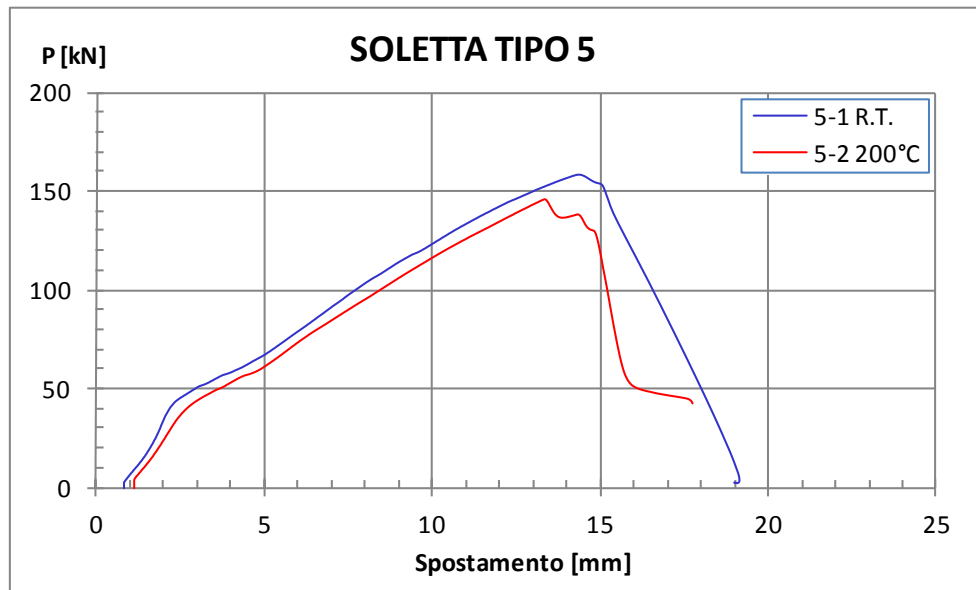


Grafico 8.17 LVDT

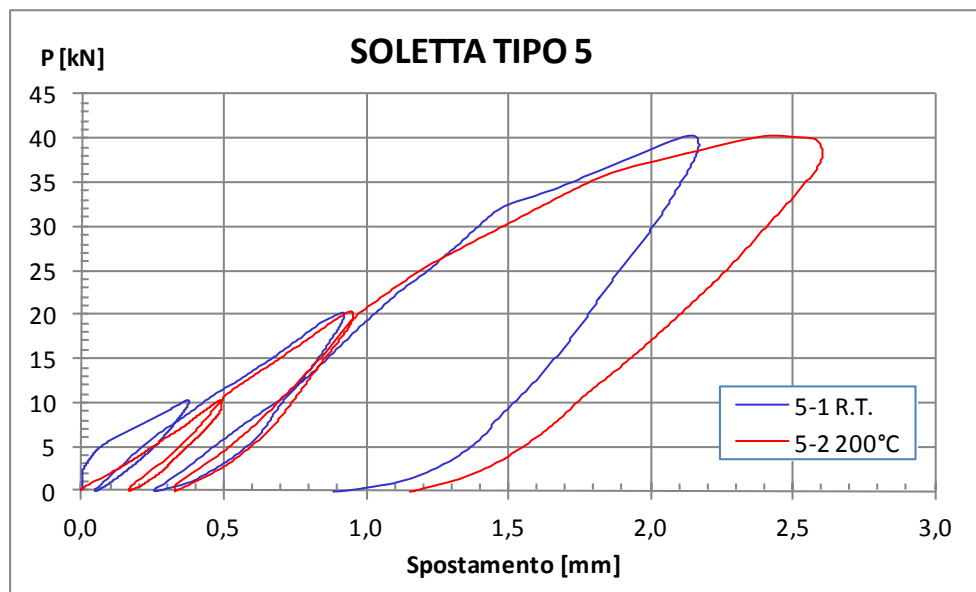


Grafico 8.18 LVDT

8.4. SECONDO LE TEMPERATURE DELLE PROVE

8.4.1. Temperatura ambiente (T.A.)

Per le prove a temperatura ambiente, si osserva che i provini tipo 3 presentano lo spostamento maggiore, mentre quelli tipo 2 hanno la rigidità maggiore e il carico massimo di portata. Dall'inizio delle curve si osservano le differenti pendenze, risultato delle diverse configurazioni di armatura inferiore dei provini.

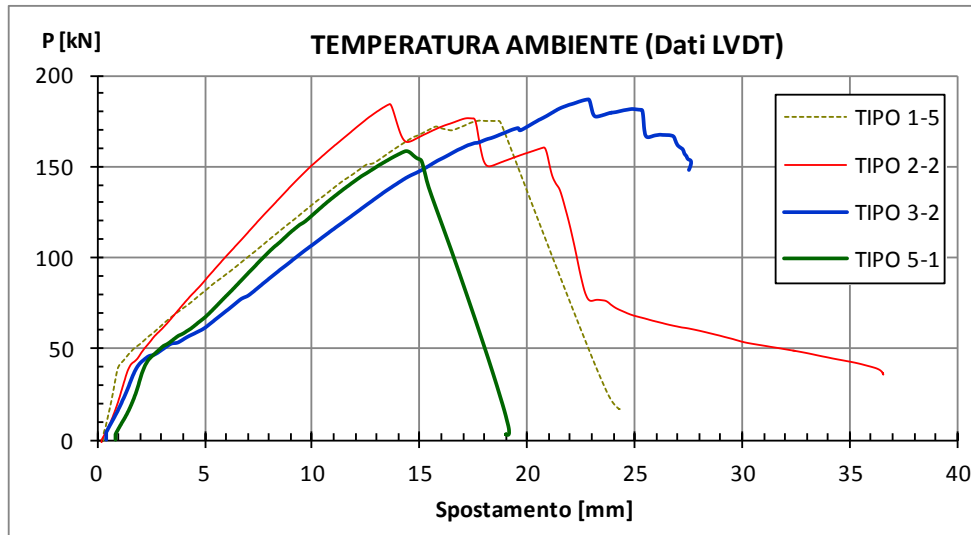


Grafico 8.19

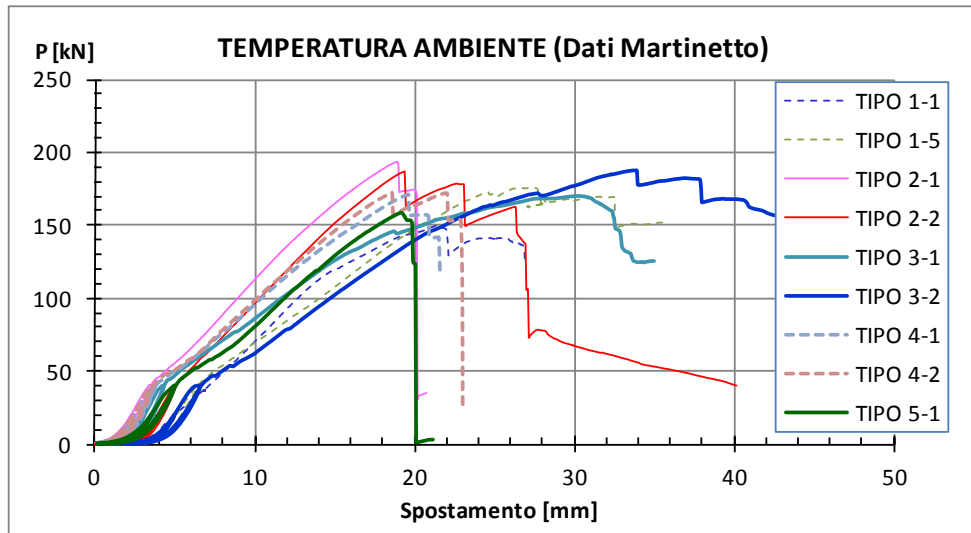


Grafico 8.20

8.4.2. Temperatura 200°C

Per le prove a temperatura 200°C, si osserva che i provini tipo 3 presentano lo spostamento maggiore e una rottura a taglio, mentre quelle tipo 2 e tipo 5

hanno la rigidezza maggiore è il carico più alto con rottura a flessione (perdita di aderenza). A questa temperatura la situazione rispecchia quella avuta a T.A.; le barre inferiori non hanno subito forti danneggiamenti dal calore e il comportamento è rimasto pressoché invariato. I provini tipo 3, con la particolarità della sovrapposizione ad uncino, hanno garantito un'ottima aderenza barre - calcestruzzo, evitando lo scorrere delle barre e imponendo che il collasso avvenisse per taglio (lato calcestruzzo). Questo tipo di provini però, avendo una sovrapposizione modesta, non hanno il raddoppio di armatura per una porzione considerevole di soletta e questo spiega il fatto che abbiano avuto meno rigidezza e più deformazione delle solette tipo 2 e tipo 5.

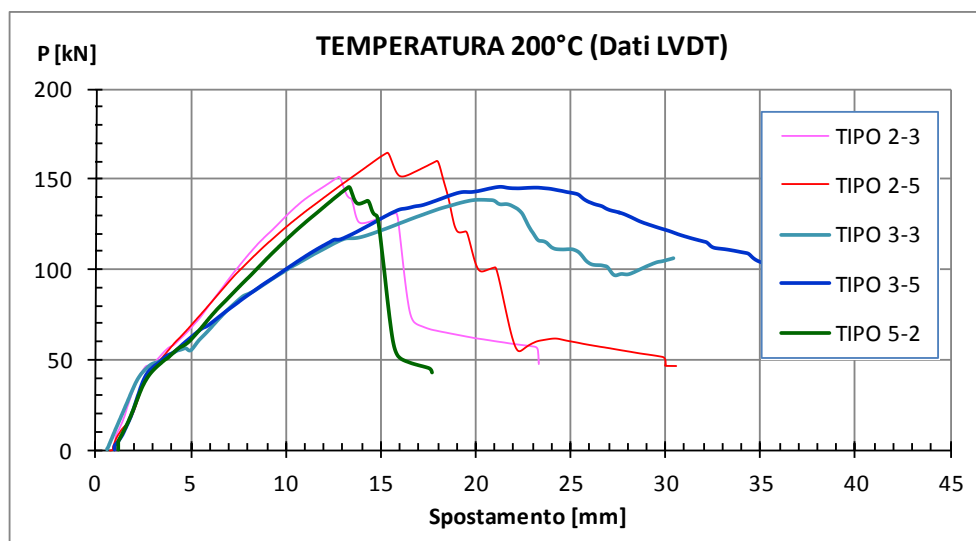


Grafico 8.21

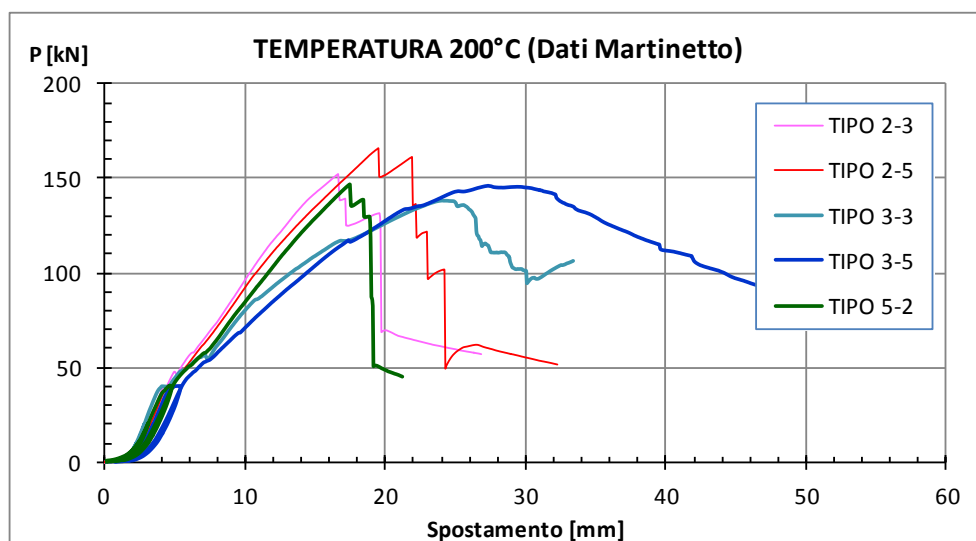


Grafico 8.22

8.4.3. Temperatura 500°C

Per le prove a temperatura di 500°C, i dati a nostra disposizione sono dei provini tipo 1, tipo 2 e tipo 3. Si osserva che il provino tipo 2 perde gran parte della sua capacità portante rispetto allo stesso provino a T.A. (circa il 60%), mentre i provini tipo 1 e tipo 3 hanno perdite di resistenza molto più modeste (rispettivamente il 4% e il 40%), ciò è dovuto al fatto che i provini tipo 2 a 500° interrompono la continuità delle barre d'armatura inferiori, mentre i provini tipo 1 e 3, seppur le barre vengano danneggiate in egual modo, mantengono la continuità dell'armatura proprio per la tipologia o l'assenza di sovrapposizione. Interessante è notare dai grafici 8.23 e 8.24 che, seppur con un valore di carico inferiore, gli spostamenti registrati al collasso del provino tipo 3 e tipo 1-6 sono molto simili.

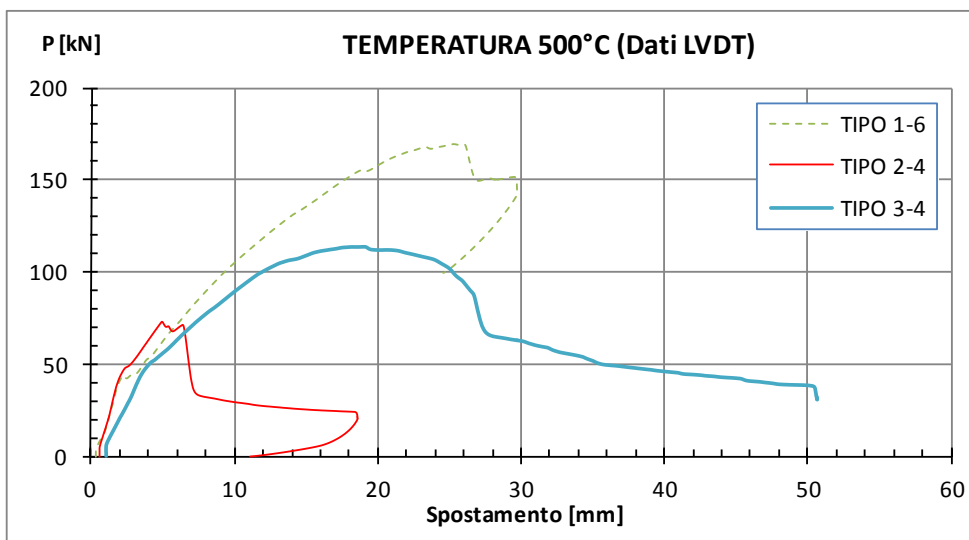


Grafico 8.23

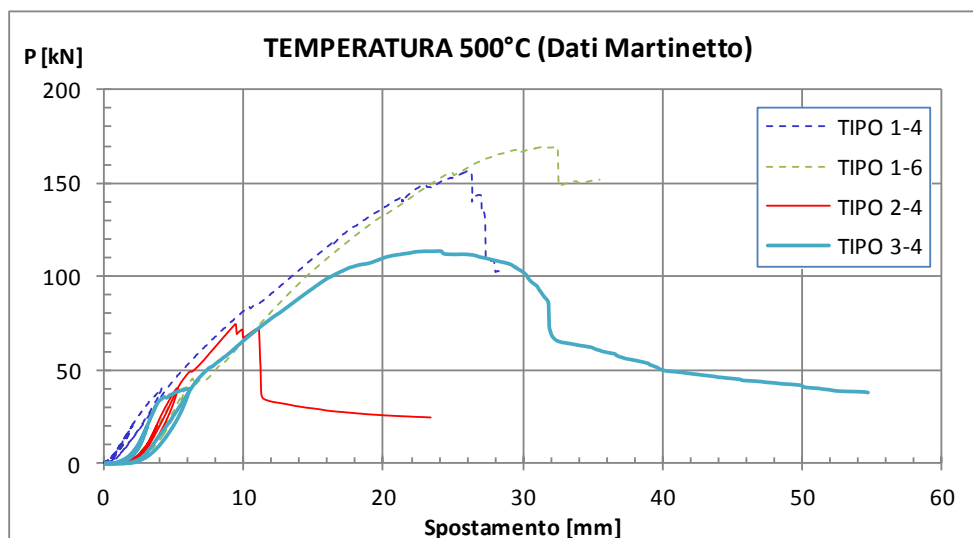


Grafico 8.24

8.5. CRACKING

Il momento di cracking è essenziale per la determinazione dell'istante in cui la soletta inizia a fessurarsi. Da quel momento in poi la soletta è in regime fessurato (decade la linearità).

Com'è possibile osservare dai grafici seguenti, il cracking, considerato come l'istante in cui la linea forza - spostamento cambia pendenza (che non sempre coincide con la comparsa delle prime fessure sul calcestruzzo), dipende dal tipo di provino e dalla temperatura della prova. Il tipo di provino e dunque la predisposizione delle armature inferiori, impone una certa deformabilità e resistenza a tutta la soletta che, ad un determinato carico avrà uno spostamento più o meno grande. La fessurazione nel calcestruzzo non avviene per lo scorrere delle barre, ma per la deformazione di quest'ultime.

Saranno proposti, per ogni tipologia di prova, i grafici forza - tempo e spostamento - tempo ottenuti dai dati registrati dal martinetto, in modo di offrire l'opportunità al lettore di verificare il momento di cracking delle prove (capitolo 8.5.1). Gli stessi grafici ottenuti dai dati registrati dai trasduttori, non sono qui proposti, poiché si vuole dare ai grafici proposti un titolo puramente esemplificativo. Nel capitolo 8.5.2 si riassumono nei grafici i valori ottenuti del carico di cracking e dello spostamento.

Si è suddiviso il carico in due fasi. La prima comprende i tre cicli di carico iniziali, mentre la seconda è l'ultima fase di carico, quella che porta al collasso della soletta. La suddivisione è dovuta al fatto che la prima fase di carico avviene a controllo di carico, mentre la seconda fase avviene a controllo di spostamento. Questa differenza di modalità di carico delle due fasi non permette di impostare un solo grafico dipendente dal tempo che comprenda entrambe le fasi. Se si facesse questo, si otterrebbero dei grafici come il grafico 5.25 o 8.26 (a titolo di esempio; prova tipo 2).

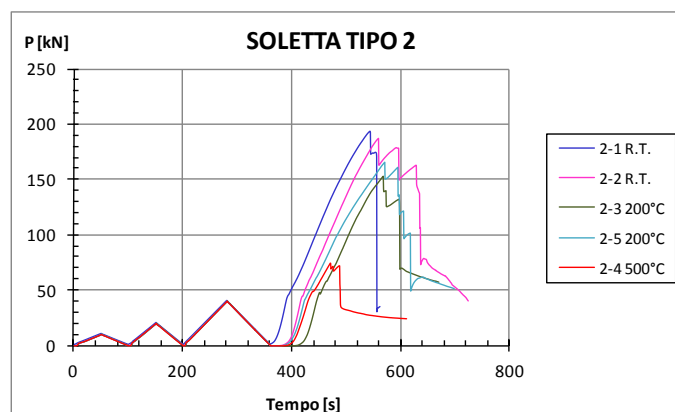
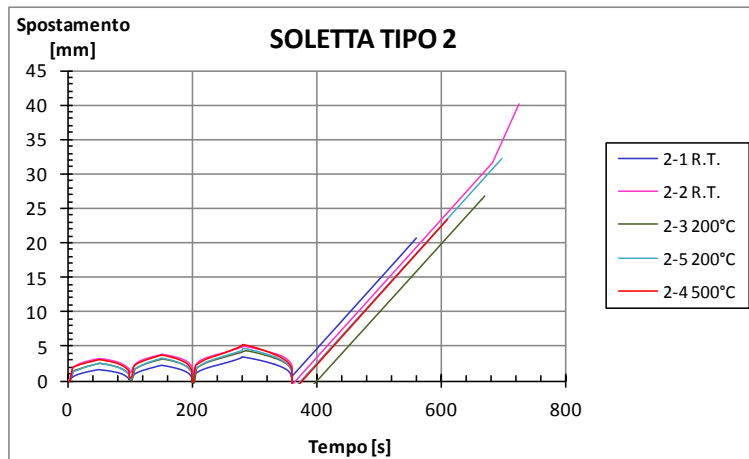


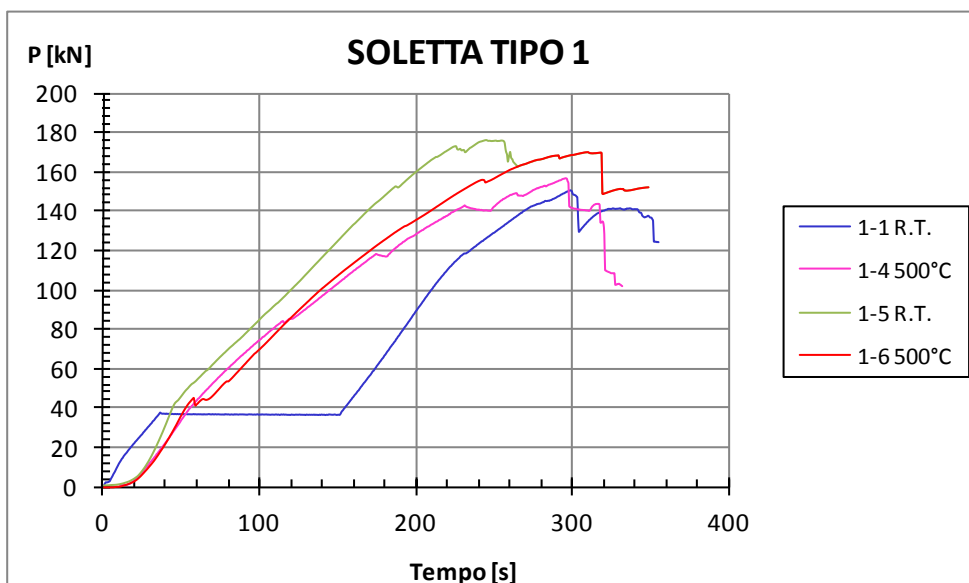
Grafico 8.25

**Grafico 8.26**

Verranno dunque riportati i grafici: spostamento - tempo per i primi tre cicli e carico - tempo per l'ultimo ciclo.

8.5.1. Grafici delle solette per individuazione del carico e degli spostamenti di cracking

8.5.1.1 Soletta TIPO 1

**Grafico 8.27**

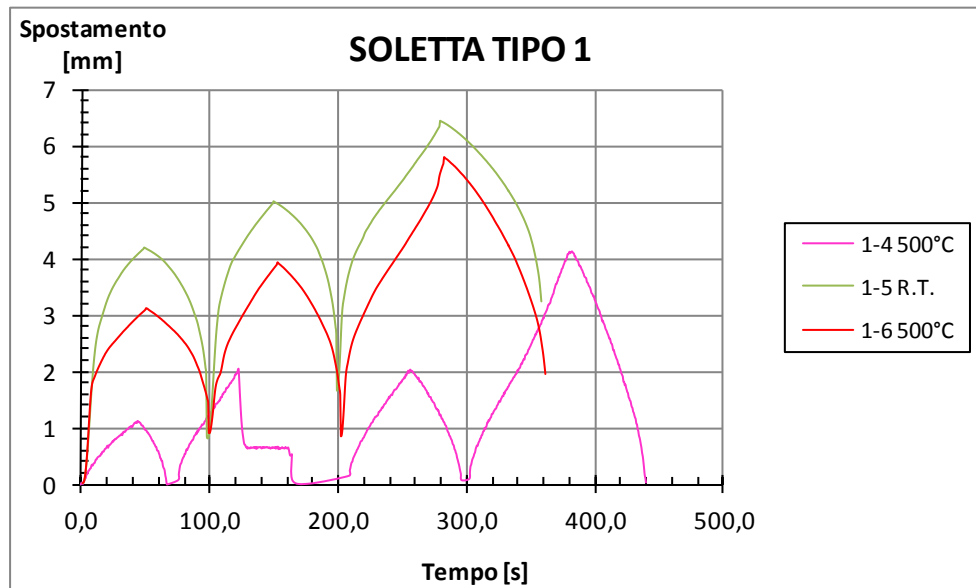


Grafico 8.28

8.5.1.2 Soletta TIPO 2

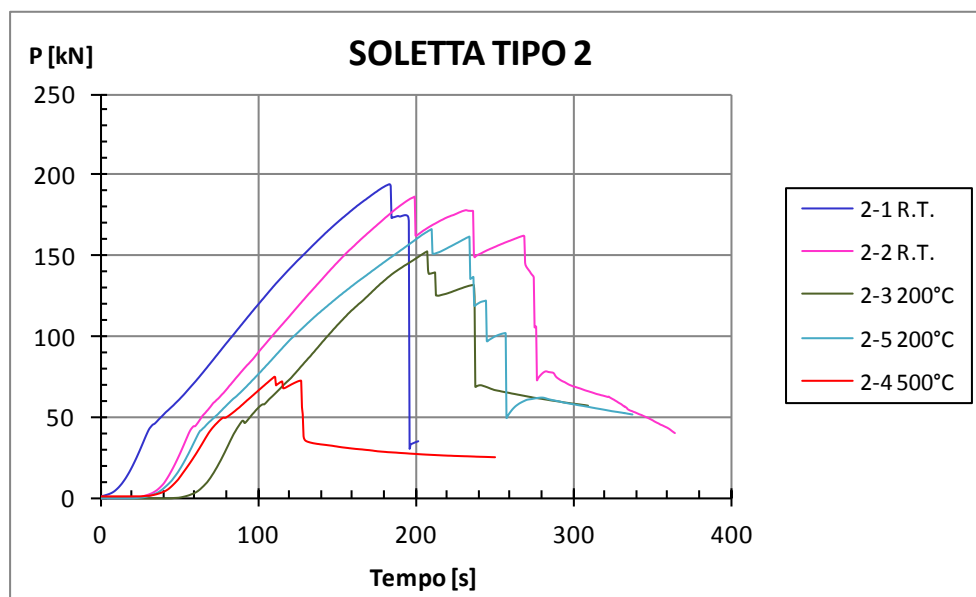


Grafico 8.29

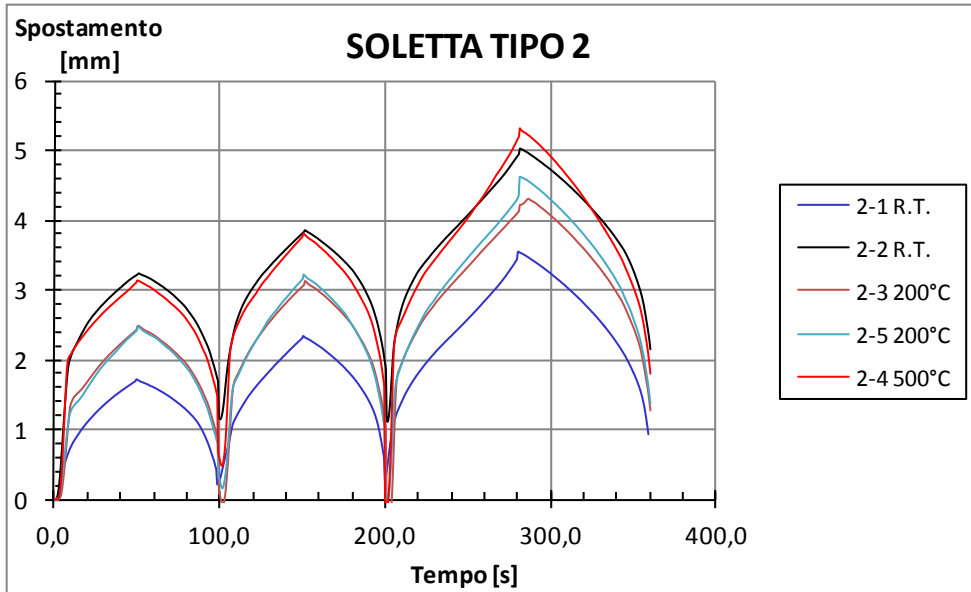


Grafico 8.30

8.5.1.3 Soletta TIPO 3

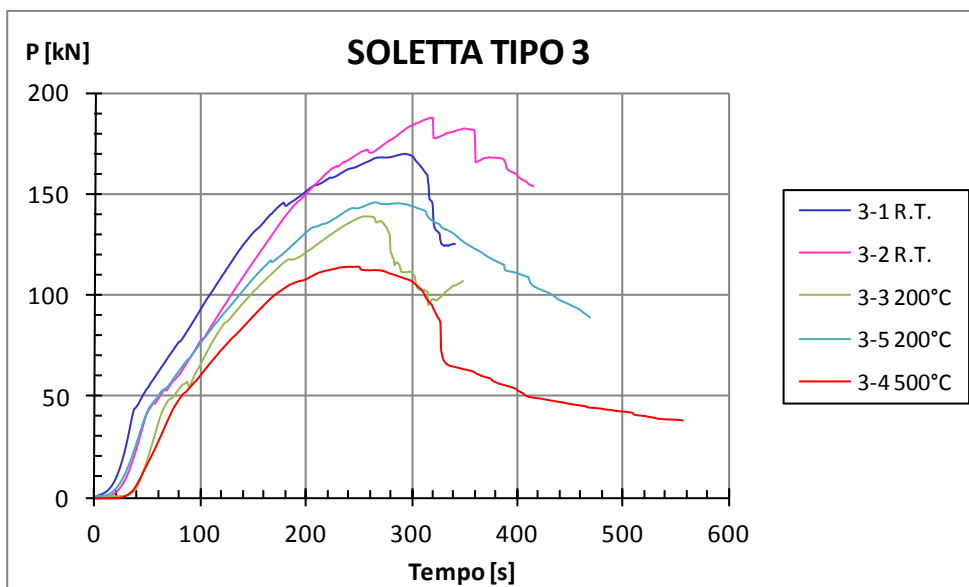


Grafico 8.31

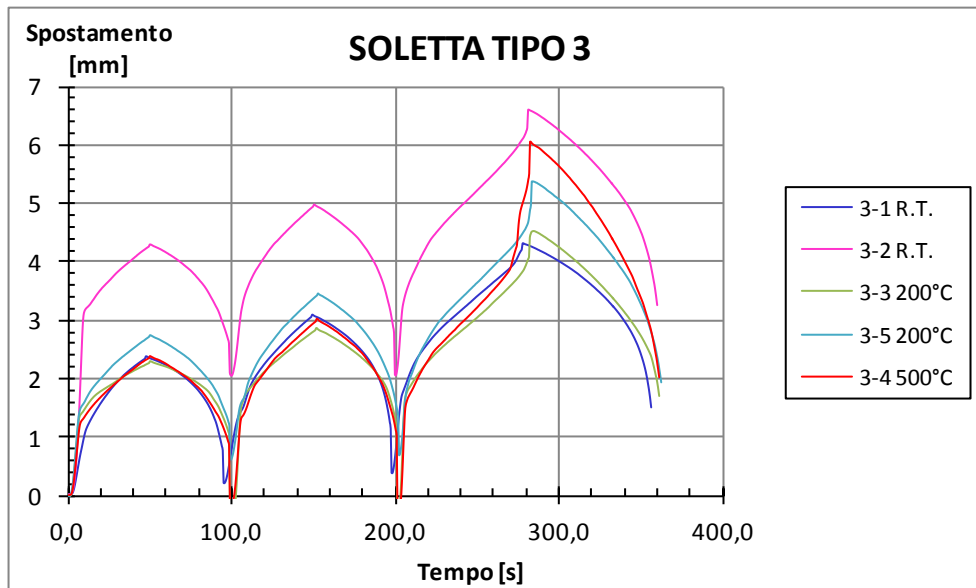


Grafico 8.32

8.5.1.4 Soletta TIPO 4

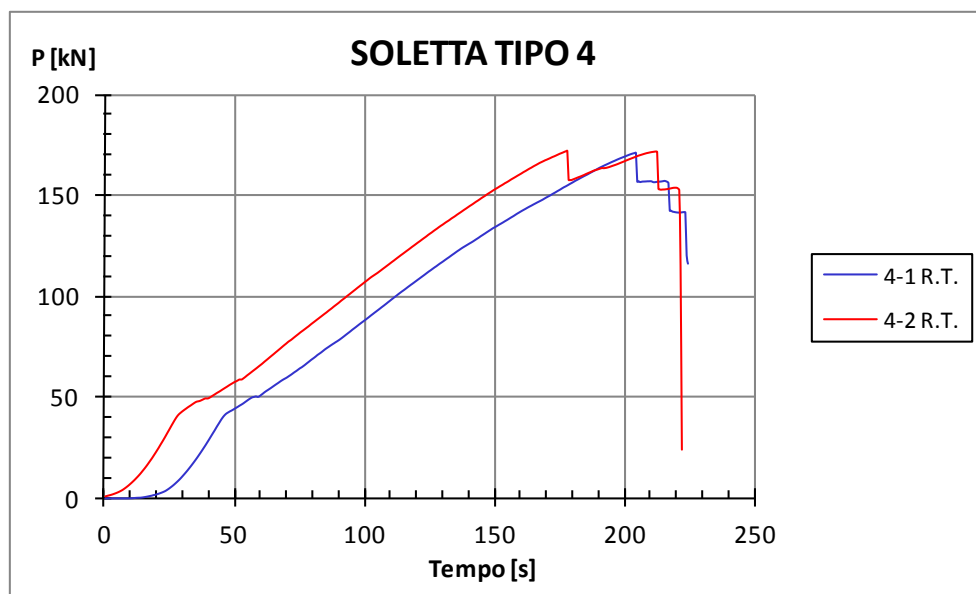
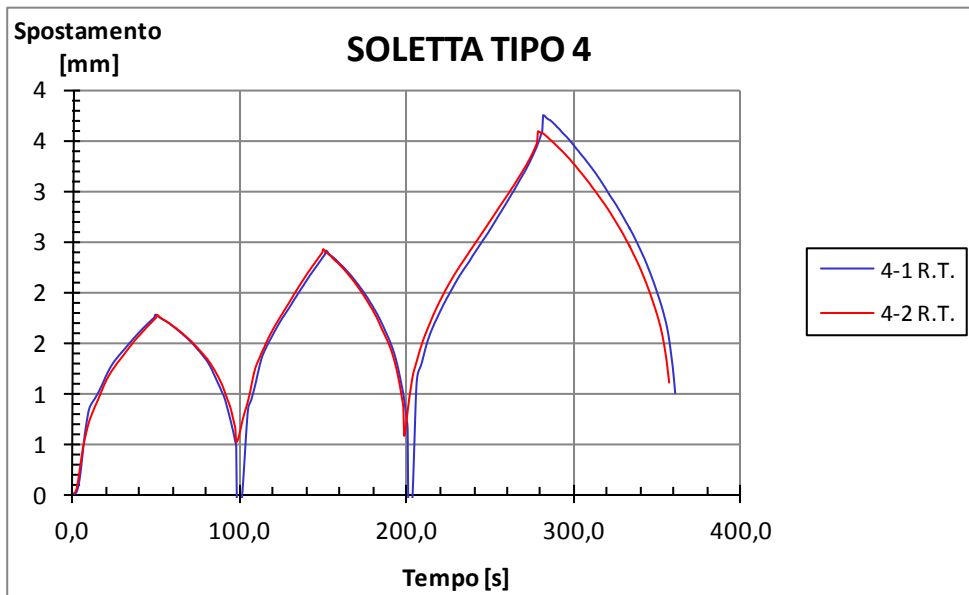
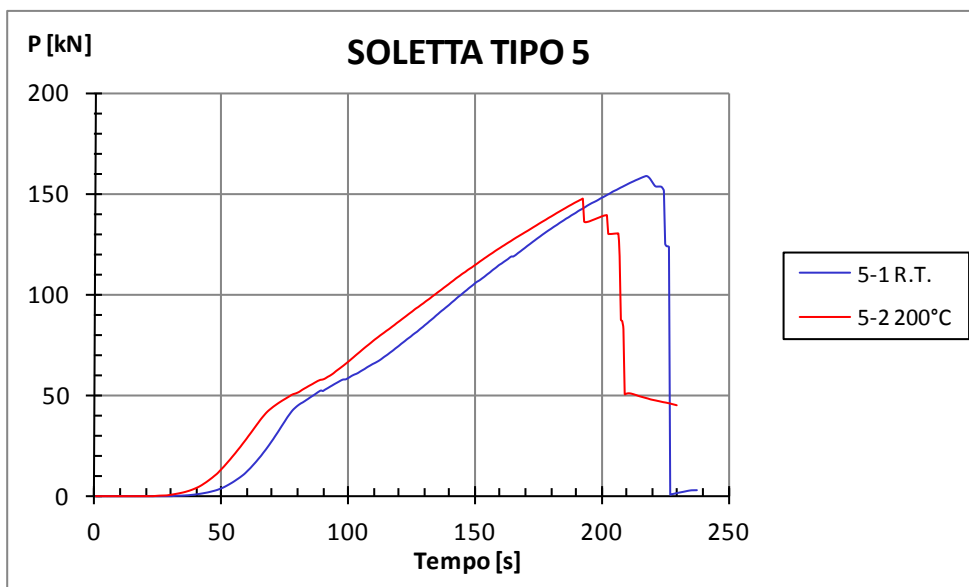
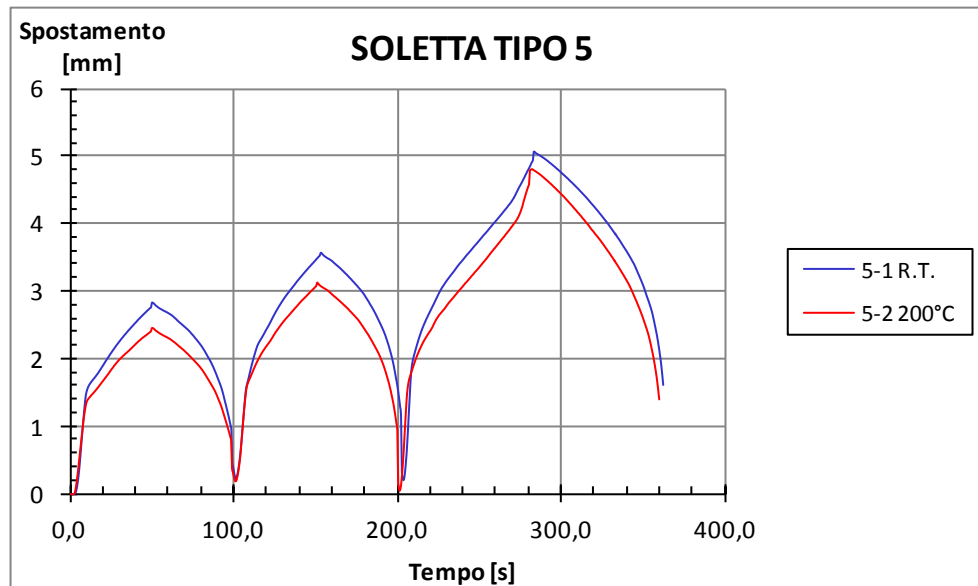


Grafico 8.33

**Grafico 8.34**

8.5.1.5 Soletta TIPO 5

**Grafico 8.35**

**Grafico 8.36**

8.5.2. Riassunto cracking da martinetto e LVDT

Carico cracking

Per i provini a 500°C, dai grafici carico - tempo, che individuano il comportamento delle solette, si osserva una prima fase di deformazione lineare fino a un punto dove varia la pendenza; questo punto, per questa temperatura, non può indicarsi come il carico di cracking. Nella realtà il provino si è fessurato durante l'esposizione all'alta temperatura (provino scarico). Nella foto 8.1 si osserva la soletta tipo 2-4 (500°C) nel momento in cui è stato rimosso il forno.

**Foto 8.1**

Per i provini a 200°C, dopo il riscaldamento, sulla superficie laterale si osserva una crepa longitudinale parallela alle barre (foto 8.2). Dai grafici carico - tempo si evince che il primo tratto lineare ha pendenza minore rispetto a quella a T.A., mentre il valore del carico è simile.



Foto 8.2

Seppur la variazione di pendenza del primo tratto lineare del grafico carico - tempo non sia il vero momento di cracking per le prove in temperatura, ma lo è solo per le prove a T.A., s'inseriscono comunque nei grafici seguenti i valori del carico nell'istante in cui si ha il cambiamento di pendenza, anche per le prove in temperatura.

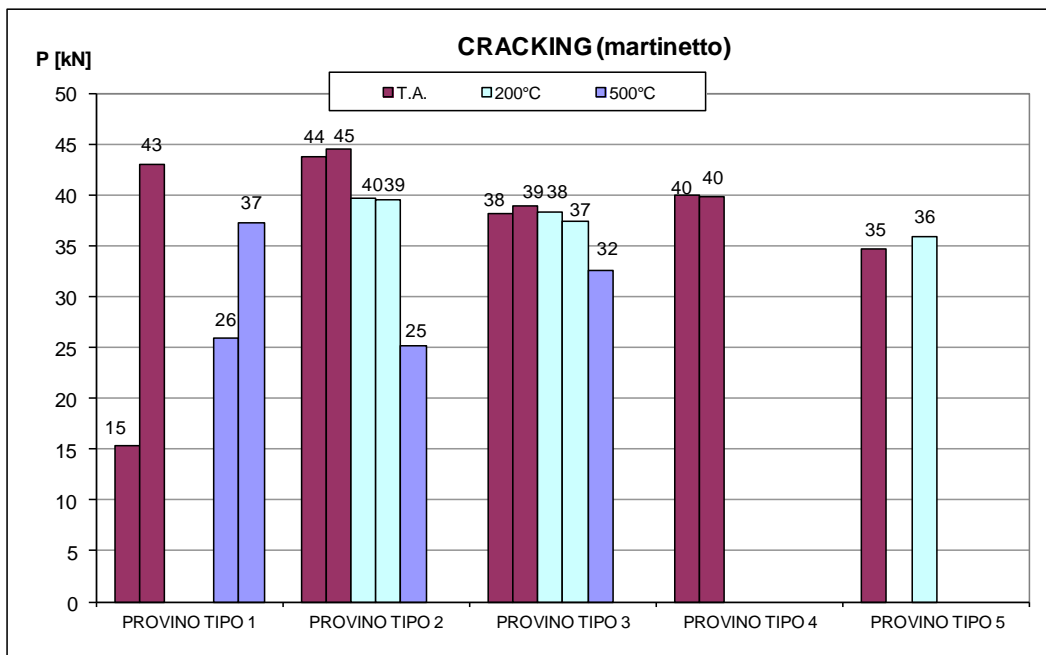
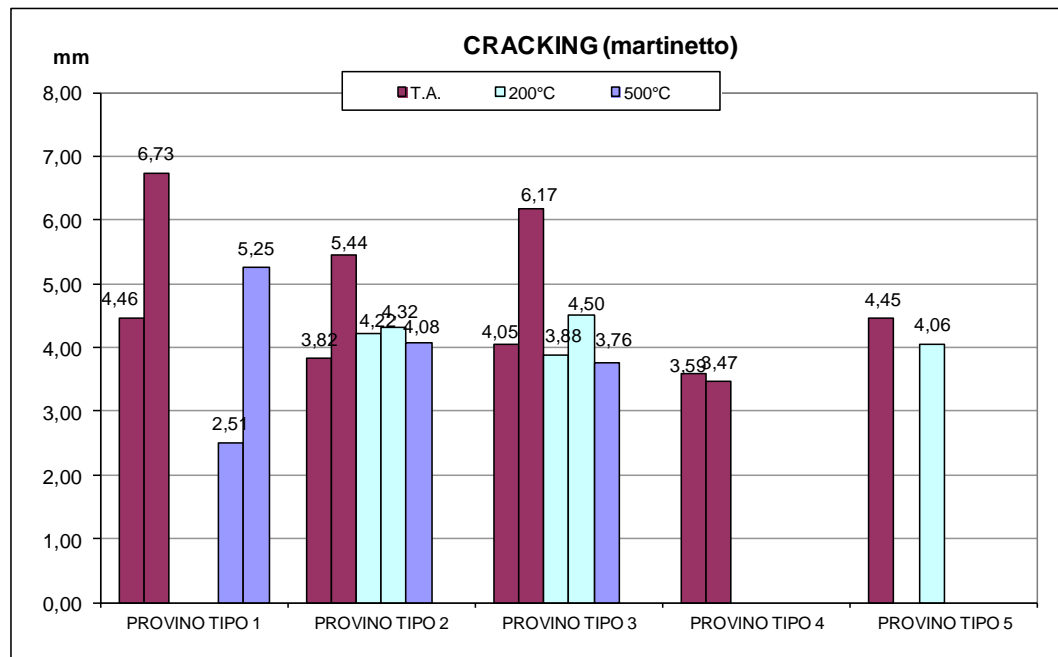
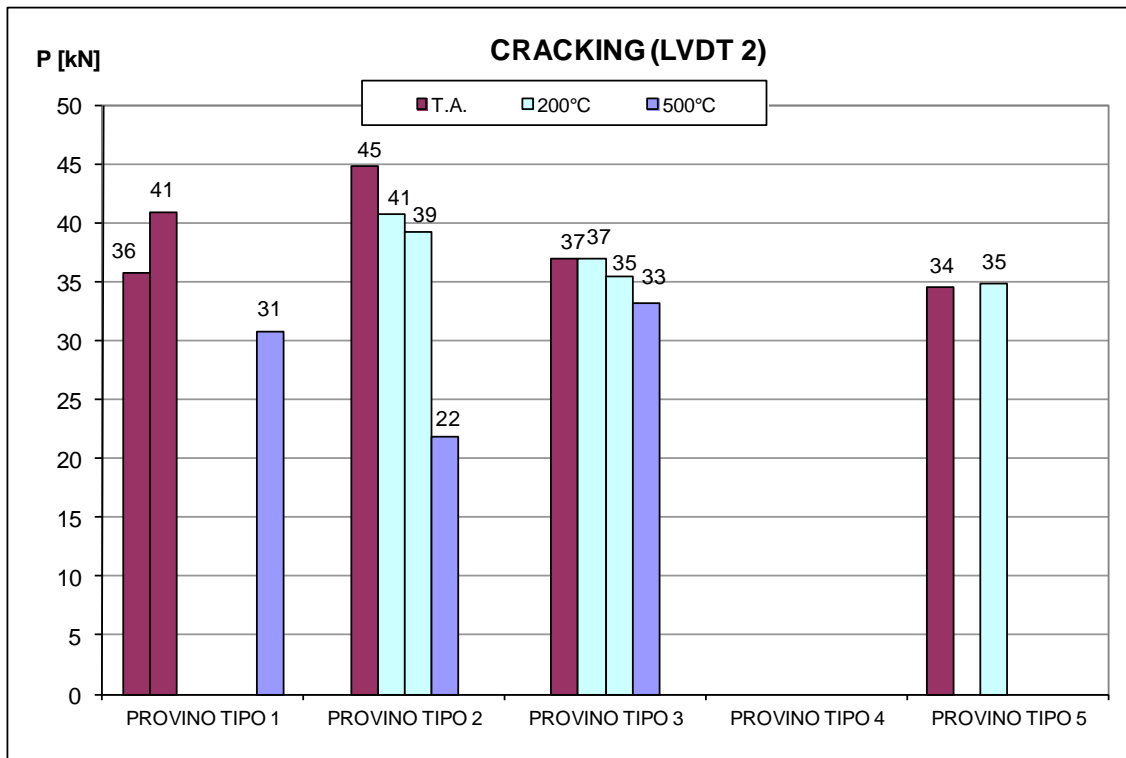


Grafico 8.37

Spostamento cracking**Grafico 8.38 Da martinetto**

A T.A. e a 200° si nota che il carico e lo spostamento sono molto simili o leggermente inferiori se valutati per tipologia di provino. A 500° invece si nota una notevole diminuzione sia del carico sia dello spostamento di cracking, questo perché il calcestruzzo e le barre sono danneggiate dall'alta temperatura: il calcestruzzo perde parte della sua elasticità e le barre perdono la resina e di conseguenza l'aderenza col calcestruzzo. La tipologia di provino induce un modesto incremento o diminuzione del carico e dello spostamento di cracking, ma sostanzialmente si possono ritenere come variazioni sperimentali.

Viene riportato invece nel grafico 8.39, il carico di craking ottenuto visualizzando i grafici registrati dal trasduttore. Saranno questi i valori corretti del carico di craking (si ricorda che i valori ottenuti dal martinetto non possono essere considerati come veritieri e sono stati posti solo per un'analisi visiva del carico di cracking da parte del lettore).

**Grafico 8.39 Da LVDT**

9. CALCOLO DEI DATI TEORICI E CONFRONTO CON QUELLI SPERIMENTALI

Si cerca un confronto tra la reale rottura della prova con quanto sarebbe stato previsto utilizzando l'analisi sezionale, l'effetto arco o ad ogni modo, le normative di riferimento. Si calcola dunque il taglio massimo e la trazione massima possibile secondo i due metodi teorici e secondo normativa, verificando quanto essi risultino veritieri.

9.1. CALCOLO DELLA τ DI ADERENZA DAI DATI SPERIMENTALI DI PULL-OUT

Si definisce la $\tau_{\max,l}$ come lo sforzo massimo di aderenza (andamento lineare) che può subire la barra di armatura, dove ϕ è il diametro della barra e $5 \cdot \phi$ è la lunghezza di aderenza. P_{\max} è il carico di Pull-Out (di estrazione) ottenuto per le barre di 16 mm di diametro (capitolo 5.7).

$$\tau_{\max,l} = \frac{P_{\max}}{(5 \cdot \phi) \cdot (\pi \cdot \phi)} \quad (9.1)$$

La τ così ottenuta considera l'andamento delle tensioni lineare (figura 9.1).

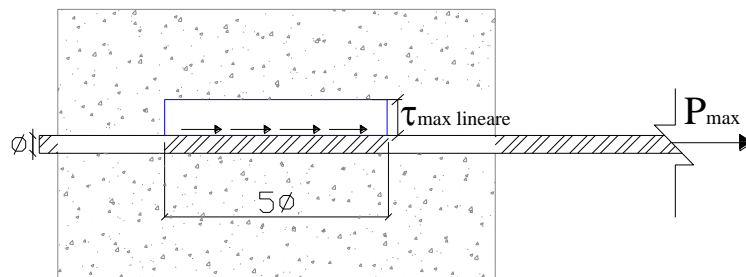


Figura 9.1

Nella realtà l'andamento delle tensioni non è lineare ma curvilineo, con un picco in prossimità del carico e una successiva decrescita verso la zona più in profondità nel calcestruzzo (figura 9.2).

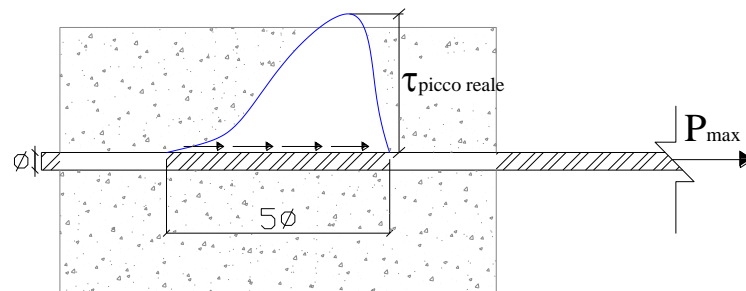


Figura 9.2

Raggiunta la τ di picco, l'adesione della barra col calcestruzzo viene a mancare immediatamente, con il conseguente sfilamento della stessa.

Per eseguire una valutazione più accurata che quella fatta pocanzi (tensioni lineari), si pensa all'andamento delle tensioni parabolico (figura 9.3). Le τ di picco saranno minori di quelle reali, ma con un errore a favore di sicurezza e un'accuratezza decisamente migliore della precedente.

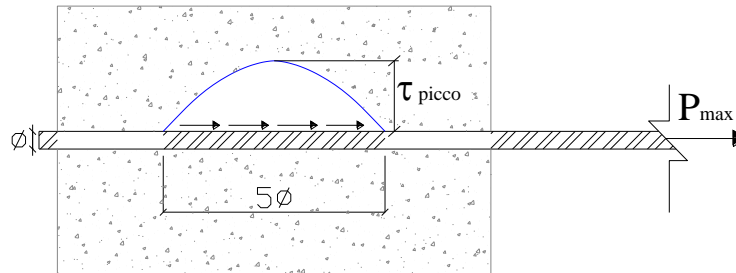


Figura 9.3

S'impone che l'aria della parabola sia uguale all'aria del rettangolo ottenuto con l'andamento lineare. Il picco è dunque dato da:

$$\tau_{picco} = \frac{3}{2} \cdot \tau_{max,l} \quad \text{poiché:} \quad (9.2)$$

L'area del rettangolo delle tensioni lineari vale $A_l = \tau_{max,l} \cdot 5 \cdot \phi$; l'area A di un segmento parabolico di base b e altezza a vale:

$$A = \frac{2}{3} a \cdot b \quad (\text{formula di Archimede}); \text{ dove:}$$

$$a = \tau_{picco} \quad \text{e} \quad b = 5 \cdot \phi; \quad \text{quindi:} \quad A = \frac{2}{3} \cdot \tau_{picco} \cdot 5 \cdot \phi.$$

Eguagliando le due aree si ottiene l'equazione 9.2.

Risultato sperimentale del pull-out

Prova	Ø16-1
Carico massimo [N] =	47239
$\tau_{\max,l}$ [MPa] =	11,75

Prova	Ø16-2
Carico massimo [N] =	54584
$\tau_{\max,l}$ [MPa] =	13,57

Prova	Ø16-3
Carico massimo [N] =	58530
$\tau_{\max,l}$ [MPa] =	14,56

Prova	Ø16-4
Carico massimo [N] =	51583
$\tau_{\max,l}$ [MPa] =	12,83

Prova	Ø16-5
Carico massimo [N] =	55176
$\tau_{\max,l}$ [MPa] =	13,72

Media delle prove di pull-out

Carico massimo [N] =	53422
Carico massimo [kN] =	53,42
$\tau_{\max,l}$ [MPa] =	13,29
τ_{picco} [MPa] =	19,93

Tabella 9.1

Tabella 9.2

9.2. TENSIONE ULTIMA DI ADERENZA f_{bd}

Definita come UNI EN 1992 Parte 1.1 [68]:

f_{bd} [MPa]: tensione ultima di aderenza

$$f_{bd} = 2.5 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd} \quad (9.3)$$

f_{ctd} [MPa]: resistenza a trazione di progetto

$$f_{ctd} = \frac{\alpha_{ct} \cdot f_{ctk}}{\gamma_c} \quad (9.4)$$

f_{ctk} [MPa]: resistenza a trazione di progetto caratteristico 0.05

$$f_{ctk} = 0.7 \cdot f_{ctm} \quad (9.5)$$

dove

- $\eta_1 = 1.0$ per buone condizioni di aderenza;
- $\eta_1 = 0.7$ per condizioni di aderenza mediocri;
- $\eta_2 = 1.0$ se $\phi \leq 32$ mm;
- $\eta_2 = (132 - \phi)/100$ se $\phi > 32$ mm;
- f_{ctm} = resistenza a trazione media del calcestruzzo;
- α_{ct} è pari a 1;
- γ_c = coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo.

La f_{bd} è concepita come uno sforzo medio massimo di estrazione che segue l'andamento lineare delle tensioni.

Dai dati TEORICI

Tensione ultima di aderenza	TA	200°C	500°C
f_{bd} [MPa]	3,32	3,09	2,74

Dai dati SPERIMENTALI

Tensione ultima di aderenza	TA	200°C	500°C
f_{bd} [MPa]	3,26	2,30	0,94

Tabella 9.3

9.3. ANALISI STRUTTURALE (TEORIA)

Una volta determinate le azioni della struttura con un'analisi lineare, si definisce lo schema del modello strutturale che si vuole determinare. Dall'analisi strutturale appropriata si trovano le sollecitazioni della struttura; una volta individuate, facendo l'analisi sezionale si possono ricavare le tensioni alle quali lavorano i materiali.



Analisi Strutturale Lineare

Le azioni che agiscono sui provini sono:

- Peso proprio (g), carico distribuito sulla superficie del provino.
- Temperatura imposta con il forno su una porzione della soletta.
- Il carico applicato sull'impronta con il martinetto in mezzzeria fino a raggiungere il collasso (P_{max}).

$$p = \frac{P_{max}}{0.30} \quad (9.6)$$

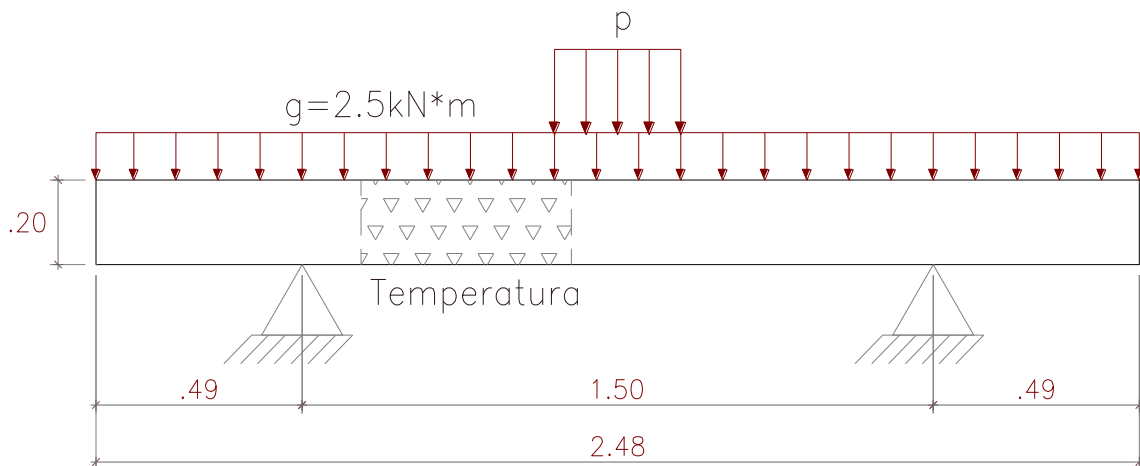


Figura 9.4

Lo schema che si adotta, consiste in una trave semplicemente appoggiata, staticamente determinata. Mediante le equazioni base della statica si possono ricavare gli andamenti e valori delle sollecitazioni.

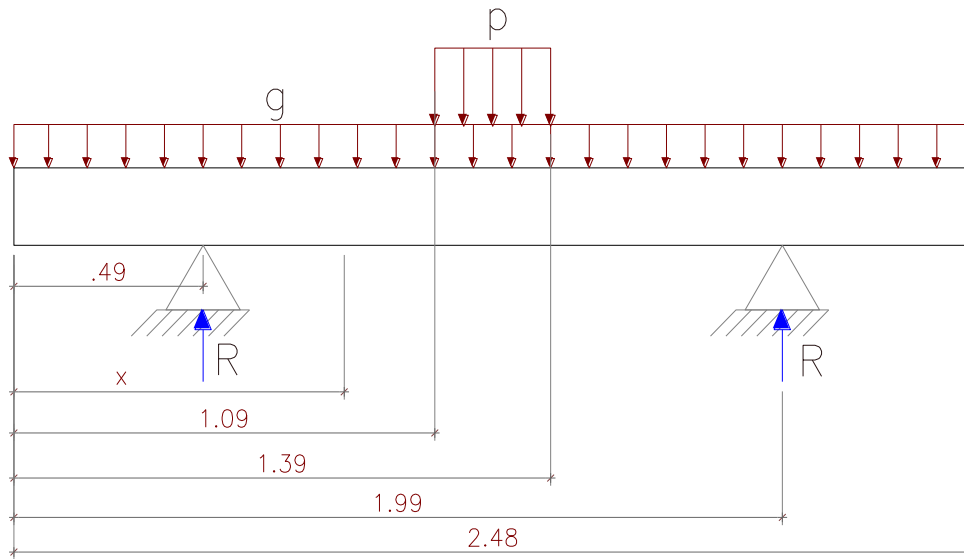


Figura 9.5

Forza assiale

$$\sum F_z = 0 = N \quad (9.7)$$

Forza tagliante

$$\sum F_y = 0 = 2 \cdot R - P_{\max} - g \cdot L \quad (9.8)$$

$$R = \frac{P_{\max} + g \cdot L}{2} \quad (L=2.48 \text{ m; lunghezza della trave}) \quad (9.9)$$

$$\begin{aligned} V(x) &= -g \cdot x & 0 \leq x < 0.49 \\ V(x) &= -g \cdot x + R & 0.49 \leq x < 1.09 \\ V(x) &= -g \cdot x + R - p \cdot (x - 1.09) & \text{per } 1.09 \leq x \leq 1.39 \\ V(x) &= -g \cdot x + R - p \cdot (0.30) & 1.39 < x \leq 1.99 \\ V(x) &= -g \cdot x + 2 \cdot R - p \cdot (0.30) & 1.99 < x \leq 2.48 \end{aligned} \quad (9.10 \text{ a,b,c,d,e})$$



Figura 9.6 Andamento della forza tagliante.

Momento flettente

$$\begin{aligned}
 M(x) &= -\frac{1}{2} g \cdot x^2 & 0 \leq x < 0.49 \\
 M(x) &= -\frac{1}{2} g \cdot x^2 + R \cdot (x - 0.49) & 0.49 \leq x < 1.09 \\
 M(x) &= -\frac{1}{2} g \cdot x^2 + R \cdot (x - 0.49) - \frac{1}{2} p \cdot (x - 1.09)^2 & 1.09 \leq x \leq 1.39 \\
 M(x) &= -\frac{1}{2} g \cdot x^2 + R \cdot (x - 0.49) - \frac{1}{2} p \cdot (0.30) \cdot (x - 1.24) & 1.39 < x \leq 1.99 \\
 M(x) &= -\frac{1}{2} g \cdot x^2 + R \cdot (2 \cdot x - 0.49) \cdot 2.48 - \frac{1}{2} p \cdot (0.30) \cdot (x - 1.24) & 1.99 < x \leq 2.48
 \end{aligned}
 \tag{9.11 a,b,c,d,e}$$



Figura 9.7 Andamento del momento flettente.

9.3.1. Analisi Sezionale in regime fessurato

Il calcolo dello stato tensionale in esercizio può effettuarsi assumendo un comportamento lineare elastico dei materiali, considerando la sezione totalmente reagente allorché la tensione di trazione nel calcestruzzo sia inferiore o uguale a f_{ctm} , oppure la sezione fessurata, astraendo dal contributo offerto dal calcestruzzo integro tra le fessure, allorché risulti che la tensione di trazione nel calcestruzzo sia superiore a f_{ctm} [75].

Nei casi in esame il calcestruzzo è sempre fessurato.

I momenti adottati per l'analisi sezionale in regime fessurato sono stati calcolati con un'analisi strutturale lineare. In linea di principio, i momenti sarebbero dovuti essere calcolati con un'analisi non lineare, con una diminuzione degli stessi. Lo schema statico (isostatico) però, ci permette di utilizzare i momenti ricavati da un'analisi lineare.

In effetti, le strutture in cemento armato prevalentemente inflesse, nell'evoluzione della risposta a carichi, danno luogo a deformazioni rotazionali anelastiche, dovute essenzialmente a tre cause.

La prima è la fessurazione per superamento della resistenza a trazione del conglomerato.

La seconda è la plasticizzazione delle armature per superamento del limite di elasticità (le barre in GFRP hanno la caratteristica di avere un comportamento puramente elastico fino a rottura).

La terza è la plasticizzazione del calcestruzzo compresso.

Nel caso di strutture isostatiche però, che sono liberamente dilatibili, tali deformazioni sono compatibili coi vincoli e la conseguenza è un semplice aumento dell'inflessione [75].

Poiché la legge assunta per il calcestruzzo, che ne esclude la resistenza a trazione, è di tipo non lineare, le equazioni risolvanti assumono forme differenti in dipendenza del segno assunto dalle deformazioni [75].

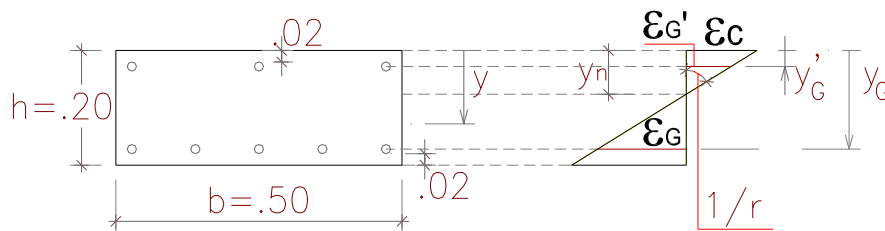


Figura 9.8

Per quanto appena detto, la sezione segue i principi di equilibrio e di congruenza. Il comportamento dei materiali, è determinato dalle loro proprietà meccaniche, e la sezione risulta essere inflessa, pertanto si ha:

- Calcestruzzo

$$\sigma_c = E_{cm} \cdot \varepsilon_c \quad \text{per } 0 \leq y \leq y_n \quad (9.12)$$

$$\sigma_c = 0 \quad \text{per } y_n \leq y \leq h \quad (9.13)$$

y = quota dal lembo superiore della sezione della soletta (positiva verso il basso)

y_n = posizione asse neutro

h (altezza sezione)

- Barre GFRP

$$\sigma_G = E_G \cdot \varepsilon_G \quad (9.14)$$

Nel caso che l'elemento sia sollecitato unicamente per flessione, $N=0$, si ha:

- Trazione N

$$N = N_c + N_G = 0 \quad (9.15)$$

$$N_c = \int_0^{y_n} E_c \cdot \frac{1}{r} \cdot (y - y_n) \cdot b(y) dy \quad (9.16)$$

$$N_G = \sum_{i=1}^n \left[E_G \cdot \frac{1}{r} \cdot (y_{Gi} - y_n) \cdot A_{Gi} \right] \quad (9.17)$$

- Momento M

$$M = M_c + M_G = M + N \cdot \text{eccentricità} \quad (9.18)$$

$$M_c = \int_0^{y_n} E_c \cdot \frac{1}{r} \cdot (y - y_n)^2 \cdot b(y) dy \quad (9.19)$$

$$M_G = \sum_{i=1}^n \left[E_g \cdot \frac{1}{r} \cdot (y_{Gi} - y_n)^2 \cdot A_{Gi} \right] \quad (9.20)$$

9.3.2. Effetto arco

S'ipotizza un comportamento tirante - puntone della soletta, con una distribuzione ad arco del carico (p) nel provino, come mostrato in figura 9.9. Lo schema ipotizzato è dunque di un arco con una catena. L'arco è composto da due puntoni di calcestruzzo, che soggetti a sola compressione hanno il compito di distribuire la forza imposta, dall'estradosso alla base dell'arco stesso (appoggi), mentre gli appoggi dell'arco sono collegati dalla catena soggetta a sola trazione e formata dall'armatura inferiore a cui è richiesto di contrastare la spinta di apertura dell'arco.

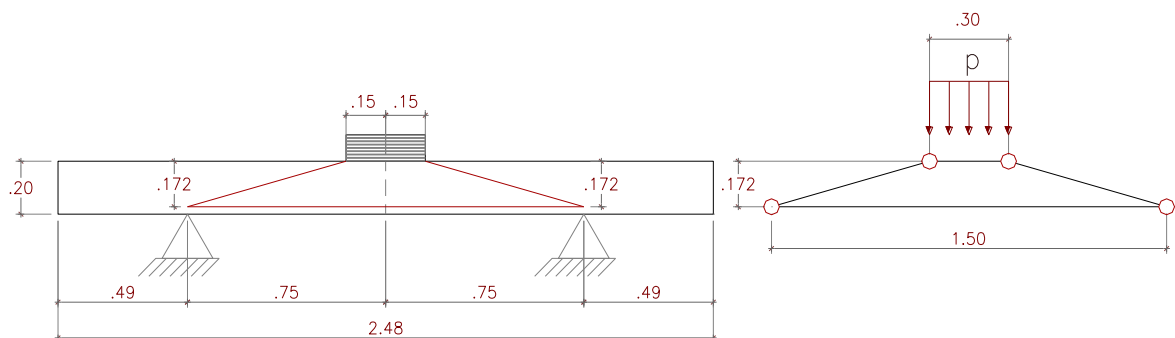


Figura 9.9

Lo schema del comportamento si rappresenta nella figura 9.10 dove:

- P indica il carico massimo distribuito nell'impronta di carico
- l è la lunghezza dell'impronta di carico, pari a 30 cm.

- d è l'altezza utile dell'arco, pari a 17,2 cm; è l'altezza della sezione depurata del copriferro inferiore e del raggio delle barre.
- s è la proiezione del puntone inclinato di calcestruzzo sull'orizzontale (catena), pari a 60 cm.
- L è la lunghezza della catena, pari alla distanza tra gli appoggi, pari a 150 cm.

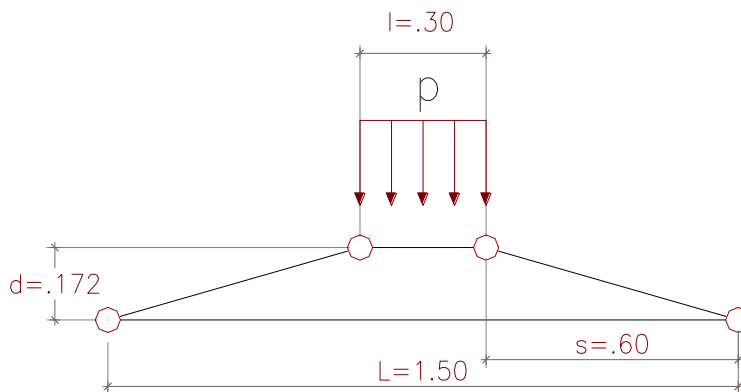


Figura 9.10

Per tenere in conto il peso proprio della soletta, si aggiungono delle forze concentrate sugli appoggi pari a 3,1 kN, come in figura 9.11:

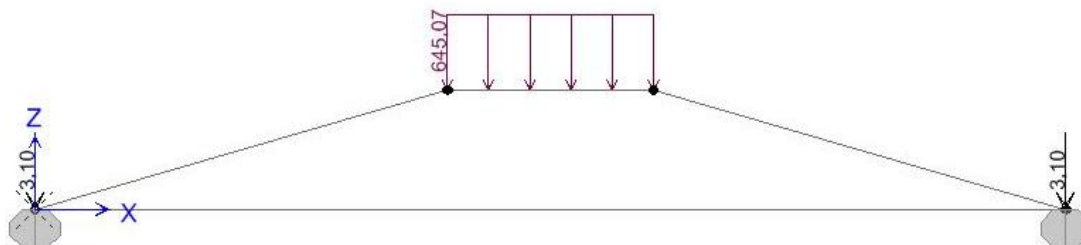


Figura 9.11

- Reazioni negli appoggi $R = \frac{1}{2} p \cdot l + 3,10$ (9.21)

- Trazione nella singola barra, essendo n il numero di barre

$$F = \frac{p \cdot l^2}{n \cdot d} \quad (9.22)$$

- Inclinazione puntone di calcestruzzo

$$\alpha = \arctan \frac{d}{s} = 15,99^\circ = 16^\circ \quad (9.23)$$

- Compressione del puntone inclinato di calcestruzzo

$$C = p \cdot l \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot \sin \alpha + \frac{l}{d} \cdot \cos \alpha \right) \quad (9.24)$$

9.4. CALCOLO DELLA TRAZIONE MASSIMA SULLA SINGOLA BARRA

9.4.1. Analisi sezionale in regime fessurato

Dal carico massimo ottenuto (riassunto in tabella 9.4), con le espressioni 9.11, si ricava il momento a della sezione a una distanza x (tabella 9.5).

Prova	Temperatura - Getto	Carico massimo di rottura [kN]
TIPO 1-6	500 - Getto 2	169,4
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	186,8
TIPO 2-3	200 - Getto 2	152,2
TIPO 2-4	500 - Getto 2	74,5
TIPO 2-5	200 - Getto 2	165,9
TIPO 3-4	500 - Getto 2	113,9
TIPO 5-2	200 - Getto 2	147,05

Tabella 9.4

Nella tabella successiva (9.5) si riassumono invece, i valori presi per le x e i conseguenti momenti.

Prova	x per calcolare M [m]	$M(x)$ [kN·m]
TIPO 1-6	1,24	57,6
TIPO 2-2	1,08	55,5
TIPO 2-3	1,08	45,3
TIPO 2-4	1,24	25,5
TIPO 2-5	1,08	49,3
TIPO 3-4	1,24	38,8
TIPO 5-2	1,08	43,75

Tabella 9.5

Si indica con x , la posizione in cui si calcolerà il momento e quindi la trazione sulle barre di armatura inferiore. La variabile x ha come origine l'inizio della soletta e segue longitudinalmente la stessa (figura 9.5). In tal modo si ricerca la tensione della barra nella sua sola parte terminale, ossia la zona più soggetta a scorrere. Per le barre in GFRP di 16 mm di diametro, la lunghezza massima di ancoraggio è di 49 cm (circa $30 \cdot \phi$); oltre tale misura, gli effetti dell'aderenza non si risentono sulla resistenza allo scorrimento [82]. Di conseguenza si ricerca la x in modo tale da corrispondere alla distanza di 49

cm dal termine della barra di armatura di sovrapposizione. Nelle figure seguenti, sono riportate le x scelte secondo le tipologie di sovrapposizione:

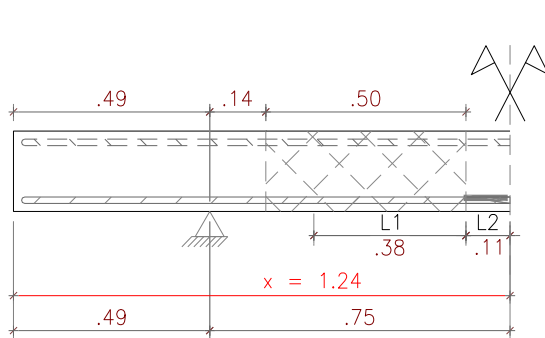


Figura 9.12 Tipo 1 (500°C)

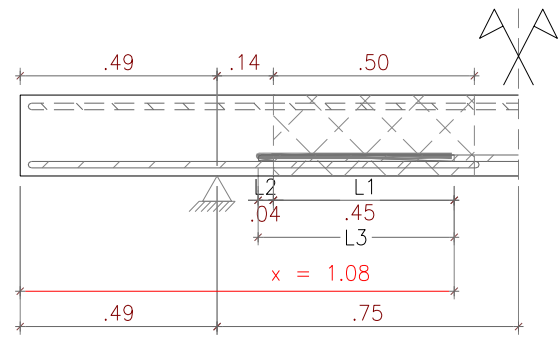


Figura 9.13 Tipo 2 (T.A. e 200°C)

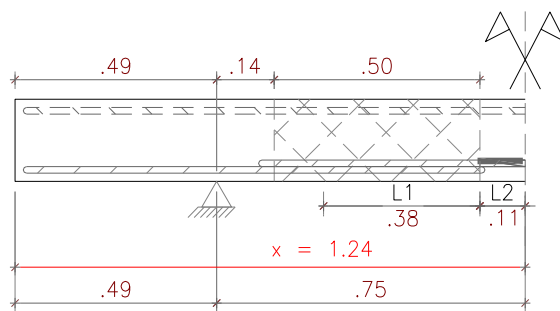


Figura 9.14 Tipo 2 (200°C)

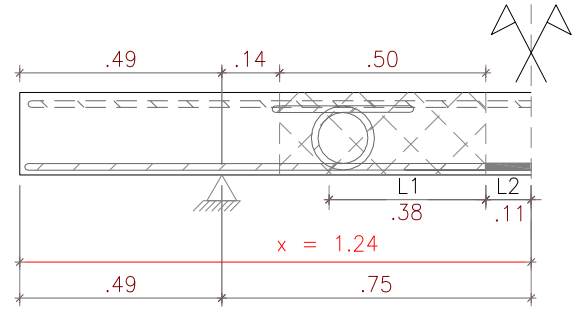


Figura 9.15 Tipo 3 (500°C)

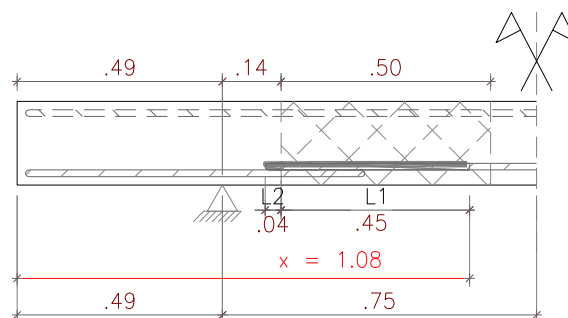


Figura 9.16 Tipo 5 (500°C)

Per quanto riguarda le prove effettuate a 500°C, la zona di armatura danneggiata dall'alta temperatura si è pensata come un'interruzione dell'armatura stessa ossia, non è stata in grado di trasferire le tensioni alla zona successiva. Tale porzione inoltre ha un contributo nullo in termini di resistenza allo slittamento.

Siccome tale porzione ha interrotto l'armatura, l'inizio della barra danneggiata sarà il termine della lunghezza di aderenza (si retrocede da tale punto di massimo 49 cm o comunque fino alla mezzeria della soletta). Le prove effettuate utilizzando la temperatura di 500°C, che hanno ceduto per perdita di aderenza, sono state le prove tipo 1-6, 2-4 e 3-4.

La prova tipo 1-6, che in realtà ha ceduto per l'espulsione della barra esterna, viene comunque qui analizzata in termini di tensioni di aderenza.

Per le prove tipo 1-6 (foto 9.1), 2-4 (foto 9.2) e 3-4 (foto 9.3), il tratto di armatura danneggiato dall'alta temperatura, ha interrotto la stessa, lasciando solo una piccola porzione di armatura a resistere alla trazione. Tale porzione è stata considerata tra la mezzeria della soletta e l'inizio della parte danneggiata.



Foto 9.1 Prova tipo 1-6



Foto 9.2 Prova tipo 2-4



Foto 9.3 Prova tipo 3-4

Per queste prove, infatti, la rottura è avvenuta nella sezione corrispondente all'inizio della porzione danneggiata (foto 9.4, 9.5 e 9.6 per la prova 1-6, 2-4 e 3-4), poiché ha slittato la porzione immediatamente precedente.



Foto 9.4 Prova tipo 1-6

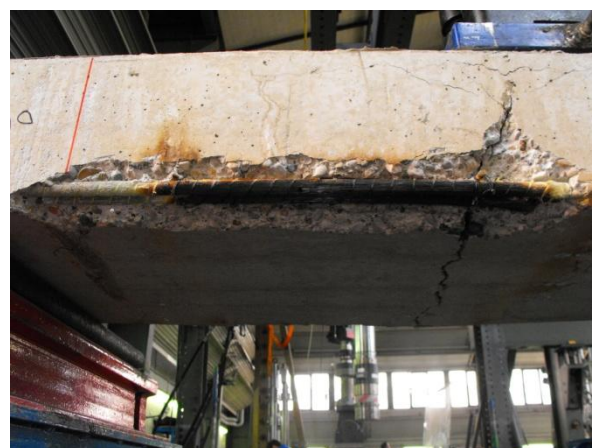


Foto 9.5 Prova tipo 2-4



Foto 9.6 Prova tipo 3-4

Per la prova a temperatura ambiente (T.A.) e le prove a 200°C, dove le barre non hanno subito gravi danneggiamenti, la rottura si è formata a circa 49 cm dal termine della barra di sovrapposizione, come annunciato dalla teoria. A titolo di esempio si mostra nelle foto le rotture delle prove 2-3 e 2-5:



Foto 9.7 Prova tipo 2-3



Foto 9.8 Prova tipo 2-5

Con le scelte prese come spiegato sopra, si passa al calcolo delle tensioni di aderenza. In tabella 9.4 sono riassunti i valori di carico massimo sperimentale di rottura dei provini.

Mediante l'analisi sezionale si possono ricavare le trazioni massime nelle singole barre [75].

- Trazione massima nella singola barra $F = \sigma_G \cdot A_G$ (9.25)

- Tensione nelle barre della sezione fessurata

$$\sigma_G = \frac{\alpha_e \cdot M \cdot (y_G - y_n)}{I_{y_n}^*} \quad (9.26)$$

- Armatura superiore, $A_G' = \frac{n' \cdot \pi \cdot \phi^2}{4}$ (9.27)

- Armatura inferiore, $A_G = \frac{n \cdot \pi \cdot \phi^2}{4}$ (9.28)

- Rapporto fra i moduli, $\alpha_e = \frac{E_G}{E_{cm}}$ (9.29)

- Momento statico della sezione omogeneizzata nel caso flessione semplice $S_{y_n}^* = 0$

$$S_{y_n}^* = -\frac{b \cdot y_n^2}{2} + \alpha_e \cdot [A_G \cdot (d - y_n) + A_G' \cdot (d' - y_n)] = 0 \quad (9.30)$$

La quale diventa un'equazione del tipo $A \cdot x^2 + B \cdot x + C = 0$ con cui si può ricavare y_n .

- Momento d'inerzia della sezione parzializzata omogeneizzata (solo parte del calcestruzzo che lavora)

$$I_{y_n}^* = \frac{b \cdot y_n^3}{3} + \alpha_e \cdot [A_G \cdot (d - y_n)^2 + A_G' \cdot (d' - y_n)^2] \quad (9.31)$$

In tabella 9.6 sono riportate le trazioni nelle singole barre calcolate come appena detto.

Prova	x per calcolare M [m]	Analisi sezionale regime fessurato	
		σ massima dalle barre [MPa]	Trazione massima nella singola barra [kN]
TIPO 1-6	1,24	350,35	70,44
TIPO 2-2	1,08	338,50	68,06
TIPO 2-3	1,08	276,29	55,55
TIPO 2-4	1,24	155,88	31,34
TIPO 2-5	1,08	300,80	60,48
TIPO 3-4	1,24	236,98	47,65
TIPO 5-2	1,08	266,21	53,52

Tabella 9.6

9.4.2. Analisi secondo l'effetto arco

Come specificato nel capitolo 9.3.2 si procede al calcolo delle forze di trazione sulle barre inferiori (catena dell'arco) e della forza di compressione sul puntone di calcestruzzo per ogni prova effettuata. Ottenute l'azione sulla singola barra, basterà dividere per l'area della stessa per ricavare la tensione.

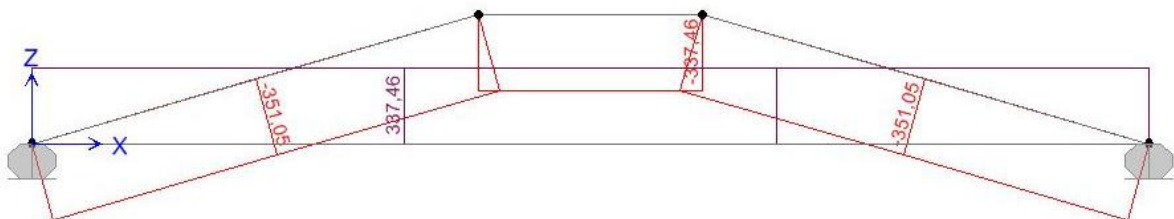


Figura 9.17 Diagramma azioni assiali

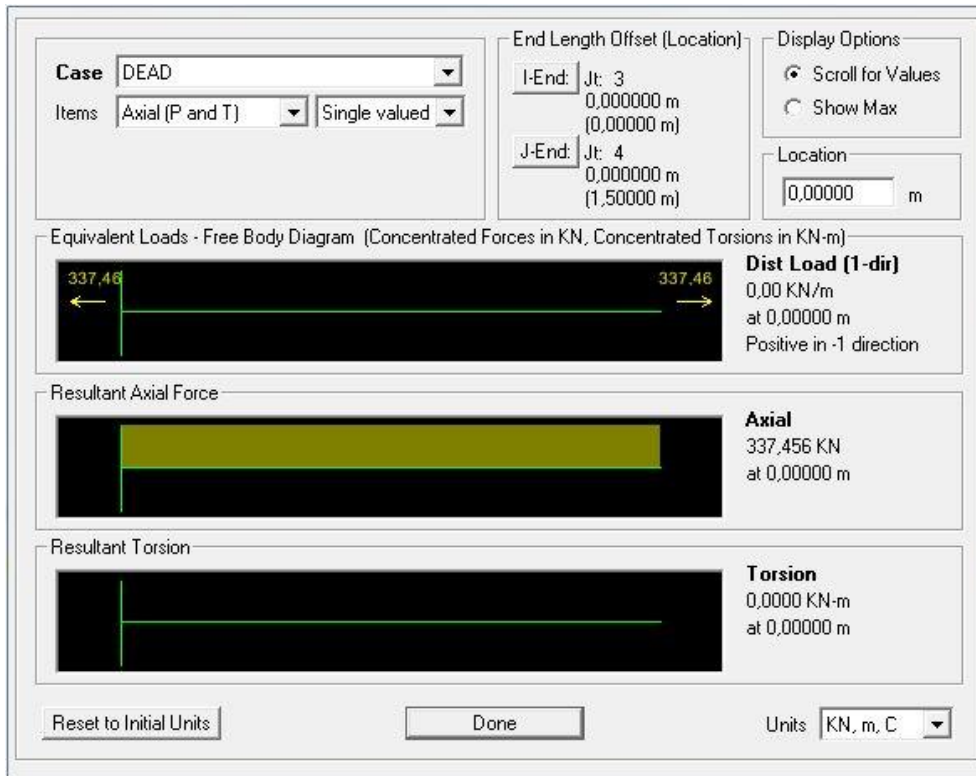


Figura 9.18 Sollecitazioni nella catena

I risultati ottenuti per ogni prova sono visibili in tabella 9.7.

Prova	Temperatura - Getto	Carico massimo di rottura [kN]	EFFETO ARCO	
			Compressione massima nel puntone [kN]	Trazione massima nelle barre [kN]
TIPO 1-6	500 - Getto 2	169,40926	307,38	295,48
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	186,8019	338,94	325,82
TIPO 2-3	200 - Getto 2	152,24294	276,24	265,54
TIPO 2-4	500 - Getto 2	74,502899	135,18	129,95
TIPO 2-5	200 - Getto 2	165,86096	300,94	289,29
TIPO 3-4	500 - Getto 2	113,88466	206,64	198,64
TIPO 5-2	200 - Getto 2	147,04639	266,81	256,48

Tabella 9.7

9.4.3. Confronto tra l'analisi sezionale e secondo l'effetto Arco:

Nella tabella 9.8 sono poste le prove in ordine crescente di temperatura.

		CONFRONTO			
		Analisi sezionale	Effetto Arco		
Prova	Temperatura	Trazione massima nella singola barra [kN]	Trazione massima nella singola barra [kN]	Metodo con cui si ottiene la trazione MAGGIORE	Scarto tra i due metodi [kN]
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	68,06	65,16	Analisi Sezionale	2,90
TIPO 2-3	200 - Getto 2	55,55	53,11	Analisi Sezionale	2,44
TIPO 2-5	200 - Getto 2	60,48	57,86	Analisi Sezionale	2,62
TIPO 5-2	200 - Getto 2	53,52	51,30	Analisi Sezionale	2,23
TIPO 1-6	500 - Getto 2	70,44	59,10	Analisi Sezionale	11,35
TIPO 2-4	500 - Getto 2	31,34	25,99	Analisi Sezionale	5,35
TIPO 3-4	500 - Getto 2	47,65	39,73	Analisi Sezionale	7,92

Tabella 9.8

Le differenze della tensione nella singola barra tra analisi sezionale ed effetto arco vanno da 1,43 kN a 11,35 kN. La differenza tra i due metodi è davvero modesta.

L'analisi sezionale, a differenza di quella secondo il modello arco - catena, considera la deformazione della soletta variabile longitudinalmente e di conseguenza anche la tensione nelle barre lente è variabile.

Di seguito (tabella 9.9) si riportano gli stessi risultati, ma in ordine di differenza dei risultati dei due metodi di analisi.

		CONFRONTO			
		Analisi sezionale	EFFETTO ARCO		
Prova	Temperatura	Trazione massima nella singola barra [kN]	Trazione massima nella singola barra [kN]	Metodo con cui si ottiene la trazione MAGGIORE	Scarto tra i due metodi [kN]
TIPO 2-4	500 - Getto 2	31,34	25,99	Analisi Sezionale	5,35
TIPO 5-2	200 - Getto 2	53,52	51,30	Analisi Sezionale	2,23
TIPO 2-3	200 - Getto 2	55,55	53,11	Analisi Sezionale	2,44
TIPO 2-5	200 - Getto 2	60,48	57,86	Analisi Sezionale	2,62
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	68,06	65,16	Analisi Sezionale	2,90
TIPO 3-4	500 - Getto 2	47,65	39,73	Analisi Sezionale	7,92
TIPO 1-6	500 - Getto 2	70,44	59,10	Analisi Sezionale	11,35

Tabella 9.9

L'analisi sezionale giunge a valori maggiori di trazione per le tipologie di solette 1 e 3, ossia per le tipologie senza sovrapposizione di armatura o con sovrapposizione corte ad uncino a 500°C. Si deve ricordare che la tensione sulla singola barra ottenuta con l'analisi sezionale dipende dal parametro x

scelto; al crescere di x , cresce anche il momento e quindi la tensione nella singola barra. Diverso è per l'analisi col modello "effetto arco", dove la tensione nelle barre inferiori resta costante e quindi la sezione considerata non influisce sui risultati.

9.5. ROTTURA

9.5.1. Sperimentale

Prova	Tipo di Rottura REALE	Temperatura - Getto
TIPO 1-1	Taglio	T.A. - Getto 1
TIPO 1-4	Taglio	500 - Getto 1
TIPO 1-5	Taglio	T.A. - Getto 2
TIPO 1-6	Espulsione barra	500 - Getto 2
TIPO 2-1	Taglio	T.A. - Getto 1
TIPO 2-2	Perdita d'aderenza	T.A. - Getto 2
TIPO 2-3	Perdita d'aderenza	200 - Getto 2
TIPO 2-4	Perdita d'aderenza	500 - Getto 2
TIPO 2-5	Perdita d'aderenza	200 - Getto 2
TIPO 3-1	Taglio	T.A. - Getto 1
TIPO 3-2	Taglio	T.A. - Getto 2
TIPO 3-3	Taglio	200 - Getto 2
TIPO 3-4	Aderenza e Taglio	500 - Getto 2
TIPO 3-5	Taglio	200 - Getto 2
TIPO 4-1	Taglio	T.A. - Getto 1
TIPO 4-2	Taglio	T.A. - Getto 1
TIPO 5-1	Taglio	T.A. - Getto 2
TIPO 5-2	Aderenza e Taglio	200 - Getto 2

Tabella 9.10 Tipo di rottura reale nei provini

Le prove che hanno ceduto per perdita d'aderenza barra – calcestruzzo sono tutte dello stesso getto 2. Le prove che hanno ceduto per taglio appartengono a due getti diversi. Del getto 1 sono le prove tipo 1-1, 1-4, 2-1, 3-1, 4-1, 4-2, le restanti sono del getto 2.

Il getto 1 (capitolo 4.1) è più prestazionale, garantendo un'ottimale tenuta di aderenza con le barre di armatura.

9.5.2. Perdita di aderenza

Calcolo dei coefficienti k (sperimentali) per la riduzione della resistenza di aderenza delle barre in GFRP con il calcestruzzo, in funzione della temperatura [65].

$$k[\#] = 1 - 4 \cdot 10^{-6} \cdot (T - 20) - 3 \cdot 10^{-5} \cdot (T - 20)^2 \quad (9.32)$$

$T[^\circ C]$ è la temperatura a cui si vuole calcolare k .

I coefficienti ottenuti in tabella 9.11 sono stati calcolati valutando cinque diverse temperature:

$k[\#]$ a T.A. corrisponde a k calcolato a $T[^\circ C] = 20$

$k[\#]$ a $200^\circ C$ corrisponde a k calcolato a $T[^\circ C] = 170$

k [#] adiacenti a 200°C corrisponde a k calcolato a $T[^{\circ}\text{C}] = 80$

k [#] a 500°C corrisponde a k calcolato a $T[^{\circ}\text{C}] = 350$

k [#] adiacenti a 500°C corrisponde a k calcolato a $T[^{\circ}\text{C}] = 140$

Le temperature sono state rilevate sulle barre di armature durante le prove sperimentali, mentre le temperature indicate sono quelle raggiunte dal forno; sono quest'ultime che si citeranno in avanti come riferimento.

T barre a T.A.	20	$^{\circ}\text{C}$
T barre a 200°C	170	$^{\circ}\text{C}$
T barre adiacenti a 200°C	80	$^{\circ}\text{C}$
T barre a 500°C	350	$^{\circ}\text{C}$
T barre adiacenti a 500°C	140	$^{\circ}\text{C}$
Coeff. k a T.A.	1,00	#
Coeff. k a 200°C	0,32	#
Coeff. k adiac. 200°C	0,89	#
Coeff. k a 500°C	0,00	#
Coeff. k adiac. 500°C	0,57	#

Tabella 9.11

Per una valutazione più accurata, s'impone un determinato coefficiente k per la porzione di armatura soprastante il forno, e un diverso k per la porzione adiacente (poiché, quest'ultima si trova a una più bassa temperatura della porzione scaldata direttamente).

- L_1 = lunghezza della porzione di barra soprastante il forno, direttamente interessata dall'alta temperatura;
- L_2 = lunghezza della porzione di barra adiacente al forno, parzialmente interessata dall'alta temperatura;
- L_3 = lunghezza della porzione di barra non interessata dall'alta temperatura;

Prova	Temperatura - Getto	L_1 [cm]	L_2 [cm]	L_3 [cm]
TIPO 1-6	500 - Getto 2	38	11	0
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	0	0	49
TIPO 2-3	200 - Getto 2	43	4	0
TIPO 2-4	500 - Getto 2	38	11	0
TIPO 2-5	200 - Getto 2	43	4	0
TIPO 3-4	500 - Getto 2	38	11	0
TIPO 5-2	200 - Getto 2	45	4	0

Tabella 9.12

Dalla trazione massima sulla singola bara (F) si ottiene la τ_{media} nel seguente modo

- Per la prova a T = 20°C (T.A.):

$$\tau_{media} = \frac{F}{Area_{contatto}} = \frac{F}{\pi \cdot \phi \cdot L_3} \quad (9.33)$$

- Per le prove a T = 200°C:

$$\tau_{media} = \frac{F}{\pi \cdot \phi} \cdot \left[\frac{k_{200^{\circ}C}}{L_1} \cdot \left(\frac{L_1}{L_1 \cdot L_2} \right) + \frac{k_{Adiacente a 200^{\circ}C}}{L_2} \cdot \left(\frac{L_2}{L_1 \cdot L_2} \right) \right] \quad (9.34)$$

- Per le prove a T = 500°C:

$$\tau_{media} = \frac{F}{\pi \cdot \phi} \cdot \left[\frac{k_{500^{\circ}C}}{L_1} \cdot \left(\frac{L_1}{L_1 \cdot L_2} \right) + \frac{k_{Adiacente a 500^{\circ}C}}{L_2} \cdot \left(\frac{L_2}{L_1 \cdot L_2} \right) \right] \quad (9.35)$$

Le τ da Pull-Out in tabella 9.13, sono quelle ricavate nel capitolo 5.9, diminuite dei coefficienti k in proporzione alla lunghezza di ancoraggio delle relative tipologie di solette.

Prova	Temperatura - Getto	τ di aderenza massima da pull-out [MPa]	Analisi sezionale	EFFETTO ARCO
			τ di aderenza media dalla barra [MPa]	τ di aderenza media dalla barra [MPa]
TIPO 1-6	500 - Getto 2	1,69	1,62	1,36
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	13,29	2,76	2,65
TIPO 2-3	200 - Getto 2	4,95	2,86	2,73
TIPO 2-4	500 - Getto 2	1,69	0,72	0,60
TIPO 2-5	200 - Getto 2	4,95	3,11	2,98
TIPO 3-4	500 - Getto 2	1,69	1,10	0,92
TIPO 5-2	200 - Getto 2	4,92	2,64	2,53

Tabella 9.13

Si è pensato di rendere in percentuale le singole lunghezze L_1 , L_2 e L_3 rispetto alla lunghezza totale considerata, in modo da poter ricreare la medesima situazione sulla lunghezza di ancoraggio delle prove di Pull-Out. Non si è effettuata la scomposizione nelle equazioni 9.34 e 9.35, proprio per le ragioni appena dette.

La τ_{media} di Pull-Out corrispondente alla situazione analizzata avrà come F la forza media di Pull-Out in Newton per le barre di 16 mm; $L_3 = 5 \cdot \phi$ (capitolo 5); L_1 e L_2 al denominatore nella frazioni con i coefficienti k saranno sempre $L_1 = L_2 = L_3 = 5 \cdot \phi$, mentre i rimanenti L_1 e L_2 devono essere presi dalla tabella 9.12 a seconda del caso considerato.

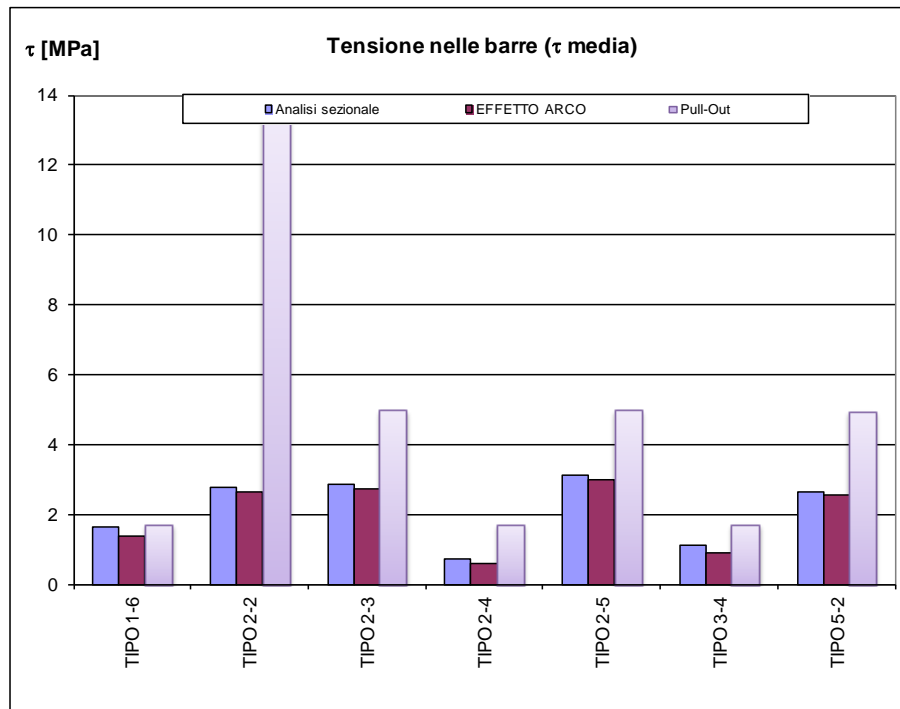


Grafico 9.1

Questa stima della τ di aderenza è però una media (diagramma rettangolare) della reale distribuzione delle tensioni sulla superficie di contatto col calcestruzzo.

Si procede dunque ad un calcolo ancora più accurato, valutando la distribuzione delle tensioni con andamento parabolico: si mantiene la stessa area del diagramma rettangolare prima ipotizzato; si valuta la parabola con la medesima area e passante per i punti di inizio e fine lunghezza di aderenza; si calcola il picco (vertice) della parabola.

Infatti, è corretto valutare che, se si eguaglia o si supera la τ massima da Pull-Out nel solo picco della parabola, si ha un immediato scorrimento di tutta la barra, per un propagarsi immediato della cricca tra barra e calcestruzzo e conseguente perdita di aderenza.

$$A = \tau_{media} \cdot La = \frac{F}{\pi \cdot \phi} \quad (9.36)$$

Sapendo che l'area di una parabola è pari a:

$$A_{parabola} = \frac{2}{3} \cdot y \cdot La \quad (9.37)$$

Eguagliando le aree, chiamando y il picco e considerando l'andamento delle tensioni parabolico:

$$y = \frac{3}{2} \cdot \tau_{media} = \tau_{picco} \quad (9.38)$$

Il grafico 9.1 rispetto alle τ_{picco} sarà proporzionalmente lo stesso ma con i valori più prossimi alla realtà.

Nella tabella 9.14 sono mostrati i risultati delle τ_{picco} :

Prova	Temperatura - Getto	τ di picco di aderenza da pull-out [MPa]	Analisi sezionale	EFFETTO ARCO
			Picco della τ di aderenza ottenuta considerando l'andamento delle tensioni parabolico [MPa]	Picco della τ di aderenza ottenuta considerando l'andamento delle tensioni parabolico [MPa]
TIPO 1-6	500 - Getto 2	2,54	2,43	2,04
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	19,93	4,14	3,97
TIPO 2-3	200 - Getto 2	7,43	4,29	4,10
TIPO 2-4	500 - Getto 2	2,54	1,08	0,90
TIPO 2-5	200 - Getto 2	7,43	4,67	4,47
TIPO 3-4	500 - Getto 2	2,54	1,65	1,37
TIPO 5-2	200 - Getto 2	7,39	3,96	3,80

Tabella 9.14

Si riporta dunque anche il grafico 9.2 delle τ_{picco} :

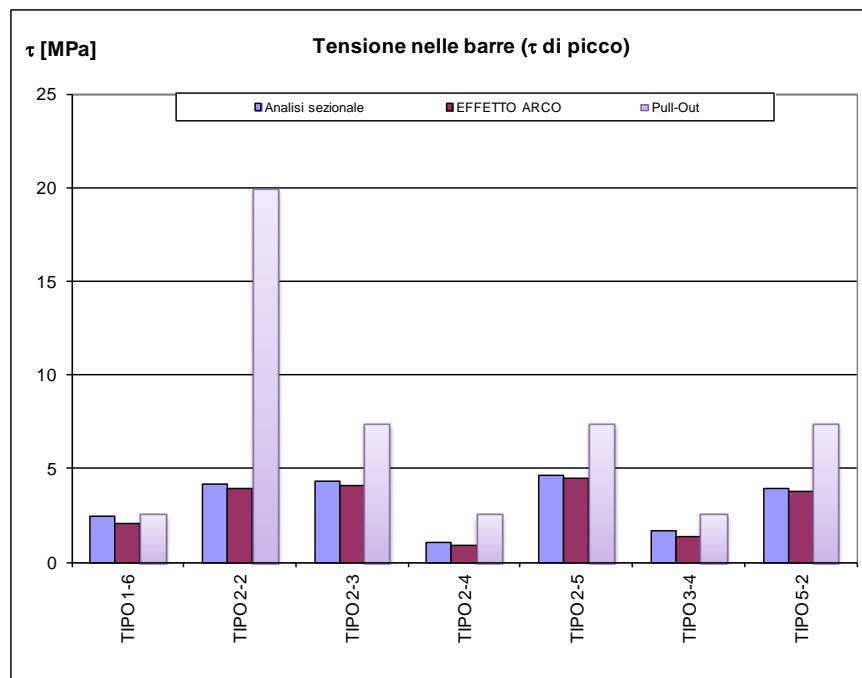


Grafico 9.2

La τ di aderenza ottenute da Pull-Out, sono diminuite dai coefficienti k in funzione della temperatura. Queste sono le τ a cui si dovrebbe avere la perdita di aderenza delle barre nelle solette, calcolata dal carico massimo per

il quale è avvenuto il collasso della stessa, con l'analisi sezionale o con il concetto di effetto arco.

Si pensi ora alle τ da Pull-Out in tabella 9.14 (grafico 9.2). A 200°C (prove tipo 2-3, 2-5 e 5-2) la riduzione delle τ (di Pull-Out) è notevole e i metodi di analisi secondo l'effetto e l'analisi sezionale mantengono un errore rispetto a quelli ottenuti da Pull-Out di circa 45%. Ciò è motivato dal fatto che a 200°C, ancor prima di imporre il carico sul provino, le barre di armatura inferiore avevano già un certo distacco dal calcestruzzo, com'è visibile dalla crepa orizzontale in foto 9.9 della prova 2-3. Tale crepa si è formata anche per le prove 2-5 e 5-2. Ciò è dovuto al fatto che a tale temperatura, la differenza di dilatazione termica dei due materiali, calcestruzzo e GFRP, crea delle tensioni di trazione nel calcestruzzo che scaturiscono il distacco parziale del copriferro (tabella 9.15).

Temperatura barra [°C]	Coefficiente di dilatazione termica cls [$10^{-6} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$]	Coefficiente di dilatazione termica GFRP [$10^{-6} \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$]	Dilatazione cls [mm]	Dilatazione GFRP [mm]	Differenza [mm]	Deformazione ε_c del cls [‰]
20	10	22	0,0032	0,00704	0,00384	0,24
80			0,0128	0,02816	0,01536	0,96
140			0,0224	0,04928	0,02688	1,68
170			0,0272	0,05984	0,03264	2,04
350			0,056	0,1232	0,0672	4,19

Tabella 9.15



Foto 9.9

Per la prova a 200°C la temperatura sulle barre è di 170°C.

Sempre in riferimento alla tabella 9.14 (grafico 9.2), la prova tipo 2-2 a temperatura ambiente è sinceramente molto distante da quanto ricercato con

l'analisi teorica. Il carico di collasso è molto vicino a quello ottenuto per la stessa tipologia di soletta a T.A. che ha ceduto per taglio. Prima della rottura definitiva della soletta, le diverse e ampie fessure nel calcestruzzo, hanno fatto sì che gran parte del copriferro si distaccasse, diminuendo così la superficie di aderenza delle barre, che hanno finito per slittare. La grande differenza tra i dati di Pull-Out e quelli dei metodi teorici è dunque attribuibile ad una eccessiva valutazione della superficie di aderenza. Infatti, Tali fessure orizzontali all'altezza delle barre inferiori, sono dovute agli sforzi di trazione sul calcestruzzo confinante; le barre sovrapposte, seguendo il comportamento descritto in figura 7.5, trasferiscono la loro tensione di trazione sul calcestruzzo confinante e in mancanza di armatura trasversale o a taglio, ciò ha determinato la fessurazione orizzontale del copriferro.

Per quanto riguarda le temperature di 500°C (prove tipo 1-6, 2-4 e 3-4) la τ di aderenza è modesta poiché l'aderenza barra - calcestruzzo resta solo nella zona adiacente al forno. Il valore massimo a 500°C si ha per le prove tipo 1-6 e 3-4 poiché, nel primo caso no si ha una sovrapposizione, mentre nel secondo caso la sovrapposizione è corta, ma ad uncino. Questo tipo di sovrapposizione, infatti, anche ad alte temperature, lascia una parte di essa non danneggiata, in quanto una porzione di uncino è sufficientemente distante dall'intradosso caldo da rimanere intatta (foto 9.10).



Foto 9.10

Se confrontassimo le τ_{media} ottenute con l'analisi sezionale e l'effetto arco, con la tensione ultima di aderenza f_{bd} che dipende dalla temperatura, [68], si otterrebbero i seguenti risultati (si vuole confrontare la normativa con i valori reali ottenuti):

Prova	Temperatura - Getto	f_{bd} tensione ultima di aderenza [MPa]	Analisi sezionale	EFFETTO ARCO
			τ di aderenza media dalla barra [MPa]	τ di aderenza media dalla barra [MPa]
TIPO 1-6	500 - Getto 2	0,94	1,62	1,36
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	3,26	2,76	2,65
TIPO 2-3	200 - Getto 2	2,30	2,86	2,73
TIPO 2-4	500 - Getto 2	0,94	0,72	0,60
TIPO 2-5	200 - Getto 2	2,30	3,11	2,98
TIPO 3-4	500 - Getto 2	0,94	1,10	0,92
TIPO 5-2	200 - Getto 2	2,30	2,64	2,53

Tabella 9.16

La f_{bd} è stata ottenuta come spiegato nel capitolo 9.2, utilizzando i valori sperimentali del calcestruzzo in funzione della temperatura (capitolo 6).

Per meglio visualizzare il confronto, si riportano i dati della tabella 9.15 sul grafico 9.3.

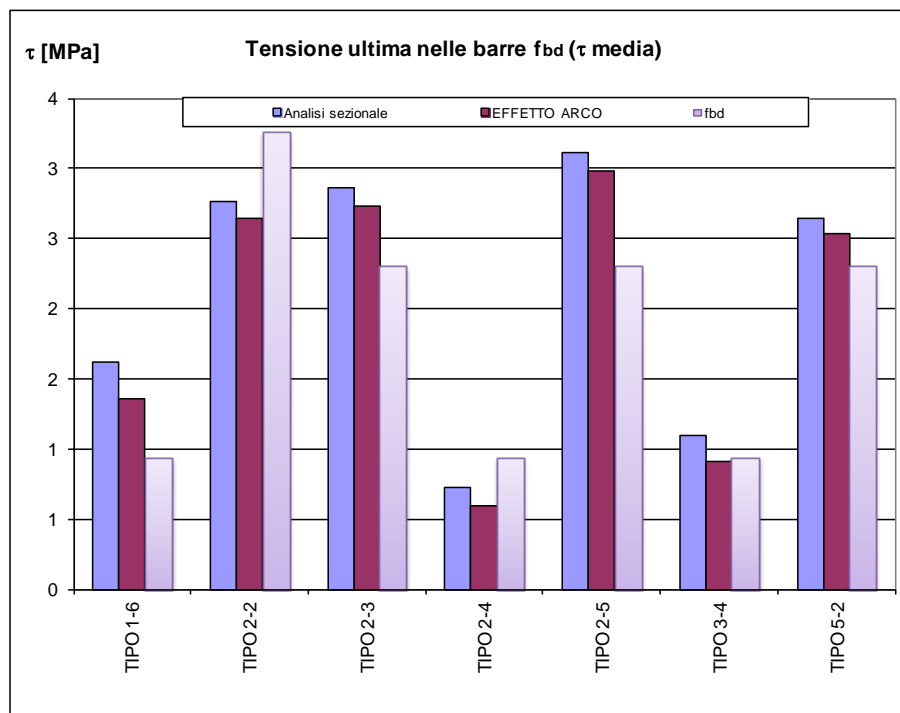


Grafico 9.3

Le tre valutazioni presentate sembrano essere concordanti. Essendo f_{bd} un valore da normativa, si pensa che per rimanere a favore di sicurezza, lo scarto tra la f_{bd} e le τ_{media} reali debba essere maggiore (a sfavore di f_{bd}). In effetti, ciò accade se consideriamo le τ_{picco} reali.

Prova	Temperatura - Getto	f_{bd} tensione ultima di aderenza [MPa]	Analisi sezionale	EFFETTO ARCO
			Picco della τ di aderenza ottenuta considerando l'andamento delle tensioni parabolico [MPa]	Picco della τ di aderenza ottenuta considerando l'andamento delle tensioni parabolico [MPa]
TIPO 1-6	500 - Getto 2	0,94	2,43	2,04
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	3,26	4,14	3,97
TIPO 2-3	200 - Getto 2	2,30	4,29	4,10
TIPO 2-4	500 - Getto 2	0,94	1,08	0,90
TIPO 2-5	200 - Getto 2	2,30	4,67	4,47
TIPO 3-4	500 - Getto 2	0,94	1,65	1,37
TIPO 5-2	200 - Getto 2	2,30	3,96	3,80

Tabella 9.17

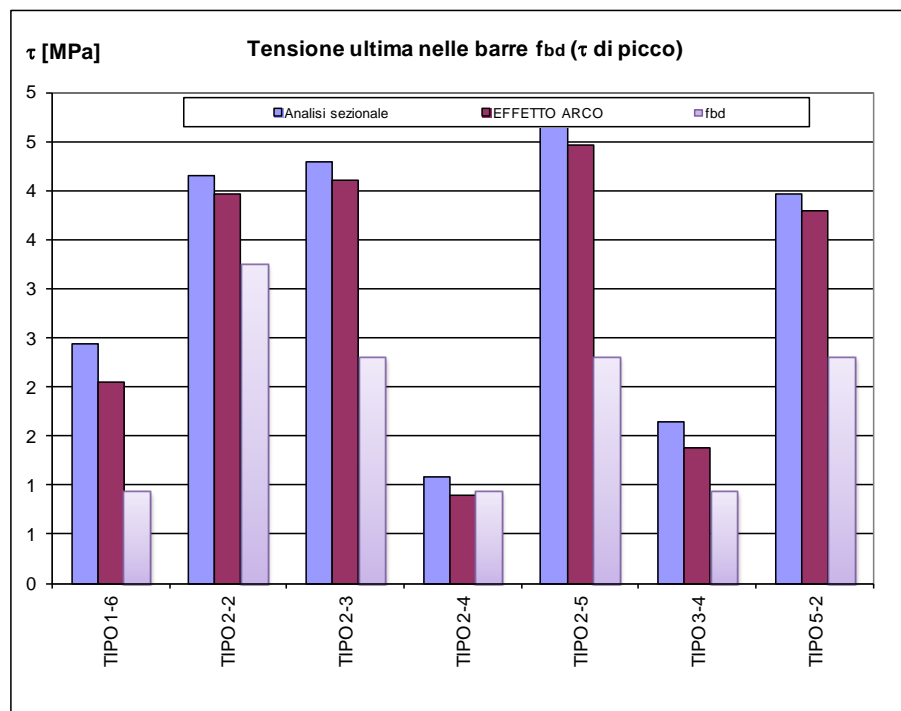


Grafico 9.4

È da notare, osservando le tabelle 9.15 e 9.16 (grafici 9.3 e 9.4), che la f_{bd} è a favore di sicurezza e più vicina alla realtà se sono considerate le τ con andamento lineare.

9.5.3. Taglio

Il valore di taglio massimo si presenta all'appoggio, com'è indicato nella figura 9.6. Il valore di R si ricava dall'espressione (9.9).

Secondo il CNR DT 203 - 2006 [50], il valore del taglio resistente per elementi privi di armatura a taglio ed armati con armatura lenta in GFRP è determinato nel seguente modo:

- Contributo del calcestruzzo:

$$V_{Rd,ct} = 1.3 \cdot \left(\frac{E_G}{E_S} \right)^{1/2} \cdot \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1.2 + 40 \cdot \rho_1) \cdot b \cdot d \quad (9.39)$$

- V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio, nel caso in esame:

$$V_{Ed} = R \quad (9.40)$$

- V_{Rd} è la resistenza a taglio allo SLU di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio:

$$V_{Rd} = \min \{ V_{Rd,ct}; V_{Rd,max} \} \quad (9.41)$$

- $V_{Rd,max}$ è la resistenza della biella compressa di calcestruzzo in accordo con la normativa [68]:

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} \cdot b \cdot z \cdot \nu_1 \cdot f_{cd}}{\cot(\Phi) + \tan(\Phi)} \quad (9.42)$$

- ρ_1 è il rapporto geometrico di armatura longitudinale $\leq 0,02$:

$$\rho_1 = \frac{A_G}{b \cdot d} \quad (9.43)$$

- b è la larghezza minima della sezione
- d è la altezza utile della sezione
- d' è la distanza dal lembo superiore al centro geometrico delle barre superiori

- z è il braccio della coppia interna $z = d - d'$ (9.44)

- $\alpha_{cw} = 1$ per strutture non precomprese

$$\begin{aligned} \alpha_{cw} &= 1 + \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} && \text{per } 0 < \sigma_{cp} < 0,25 \cdot f_{cd} \\ \alpha_{cw} &= 1.25 && \text{per } 0,25 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < 0,5 \cdot f_{cd} \end{aligned} \quad (9.45 \text{ a,b,c,d})$$

$$\alpha_{cw} = 2.5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{f_{cd}} \right) \quad \text{per } 0,5 \cdot f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$$

- σ_{cp} è la tensione di compressione del calcestruzzo in corrispondenza dell'asse baricentrico dovuta alla forza assiale e/o alla precompressione.

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{ed}}{A_c} < 0,2 \cdot f_{cd} \quad (9.46)$$

- N_{ed} è la forza assiale e/o di precompressione.

- A_c è l'area della sezione di calcestruzzo $A_c = b \cdot d$ (9.47)

- f_{cd} è la resistenza di progetto del calcestruzzo $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$ (9.48)

- ϑ è l'inclinazione del puntone di calcestruzzo [68]

$$1 \leq \cot\Phi \leq 2,5 \quad \text{quindi} \quad 21,8^\circ \leq \Phi \leq 45^\circ$$

- $v_1 = 0.6$ per $f_{ck} \leq 60$ MPa (9.49a,b) [68]

$$v_1 = 0.9 - \frac{f_{ck}}{200} > 0.5 \quad \text{per } f_{ck} \geq 60 \text{ Mpa}$$

- τ_{Rd} è la tensione di rottura di calcolo a taglio pari a

$$\tau_{Rd} = 0.25 \cdot f_{ct} \quad (9.50)$$

- k è pari a 1 per elementi in cui più del 50% dell'armatura tesa sia interrotta; altrimenti:

$$k = 1.6 - d \geq 1 \quad \text{con } d \text{ espresso in metri} \quad (9.51)$$

- Si deve anche verificare che $1.3 \cdot \left(\frac{E_G}{E_s} \right)^{1/2} \leq 1$ (9.52)

- E_G è il modulo elastico delle barre in GFRP

- E_s è il modulo elastico dell'acciaio

Si riassumono i valori definiti qui sopra (tabelle 9.18 e 9.19) e si procede al calcolo del taglio resistente a temperatura ambiente (tabella 9.20).

Φ [mm] =	16	coeff. per f_{ck} [#] =	0,83
n [#] =	5	f_{ck} [MPa] =	49,80
h [mm] =	200,0	γ_c [#] =	1,50
d' [mm] =	28,0	f_{cd} [MPa] =	33,20
d [mm] =	172,0	coeff. per f_{ct} [#] =	0,30
z [mm] =	144,0	f_{ct} [MPa] =	4,06
b [mm] =	500,0	coeff. per τ_{Rd} [#] =	0,25
R_{ckTA} [MPa] =	60	τ_{Rd} [MPa] =	1,02
R_{ck200° [MPa] =	54	ρ_1 [#] =	0,01
R_{ck500° [MPa] =	45	ρ_1 corretto [#] =	0,01
ϑ [°] =	16	k [#] =	1,00
ϑ [rad] =	NO armatura trasversale	k corretto [#] =	1,00
E_s [MPa] =	200000	v_1 [#] =	NO armatura trasversale
E_G [MPa] =	40800	σ_{cp} [MPa] =	0,00
$1,3 \cdot (E_f/E_s)^{1/2}$ =	0,59	σ_{cp} corretto [MPa] =	0,00
A_G [mm ²] =	1005,31	α_{cw} [#] =	1,00
A_c [mm ²] =	86000,00	α_{cw} corretto [#] =	NO armatura trasversale
N_{ed} [N] =	0,00		

Tabella 9.18

Tabella 9.19

T.A.

$V_{Rd,ct}$ [N] =	85485,53
$V_{Rd,max}$ [N] =	NO armatura trasversale

Dunque:

V_{Rd} [N] =	85485,53
V_{Rd} [kN] =	85,49

Tabella 9.20

Il valore di resistenza a taglio in tabella 9.20, è stato calcolato con i valori di resistenza del calcestruzzo teorici a temperatura ambiente.

Il modulo elastico dell'acciaio e delle barre in GFRP varia con la temperatura, si scrivono in tabella 9.26 gli errori tra i valori tra i V_{Rd} ottenuti secondo le direttive delle due normative e il taglio reale di collasso R, per le varie prove, facendo variare i moduli elastici con i coefficienti k dettati da Saafi [2] e nella 9.27 senza far variare i moduli elastici. Si ricorda che le temperature sulle barre di armatura è inferiore a quella del forno all'intradosso della soletta. Per il forno a 200°C la temperatura per cui si calcola il coefficiente riduttivo k sarà 170 °C, mentre per il forno a 500°C la temperatura alle barre sarà 350°C. I coefficienti riduttivi k sono qui di seguito esplicitati:

$$E_{G,T} = k_G \cdot E_{G,20^\circ C}; \quad E_{s,T} = k_s \cdot E_{G,20^\circ C} \quad (9.53, 9.54)$$

$$k_G [\#] = 1 \quad \text{per} \quad 0 \leq T[^\circ C] \leq 100 \quad (9.55)$$

$$k_G [\#] = 1,25 - 0,0025 \cdot T \quad \text{per} \quad 100 \leq T[^\circ C] \leq 300 \quad (9.56)$$

$$k_G [\#] = 2 - 0,005 \cdot T \quad \text{per} \quad 300 \leq T[^\circ C] \leq 400 \quad (9.57)$$

$$k_G [\#] = 0 \quad \text{per} \quad 400 \leq T[^\circ C] \quad (9.58)$$

$$k_s [\#] = 1 \quad \text{per} \quad 0 \leq T[^\circ C] \leq 100 \quad (9.59)$$

$$k_s [\#] = 1,10 - 0,001 \cdot T \quad \text{per} \quad 100 \leq T[^\circ C] \leq 500 \quad (9.60)$$

$$k_s [\#] = 2,05 - 0,0029 \cdot T \quad \text{per} \quad 500 \leq T[^\circ C] \leq 600 \quad (9.61)$$

$$k_s [\#] = 1,39 - 0,0018 \cdot T \quad \text{per} \quad 600 \leq T[^\circ C] \leq 700 \quad (9.62)$$

$$k_s [\#] = 0,41 - 0,0004 \cdot T \quad \text{per} \quad 700 \leq T[^\circ C] \leq 800 \quad (9.63)$$

$$k_s [\#] = 0,27 - 0,000225 \cdot T \quad \text{per} \quad 800 \leq T[^\circ C] \leq 1200 \quad (9.64)$$

$$k_s [\#] = 0 \quad \text{per} \quad 1200 \leq T[^\circ C] \quad (9.65)$$

Secondo la NTC - 2008 [32], il valore del taglio resistente per elementi privi di armatura a taglio è determinato nel seguente modo:

$$V_{Ed} = (v_{\min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \quad (9.66)$$

$$v_{\min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} \quad (9.67)$$

$$V_{Rd} = \left[\frac{0,18 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (9.68)$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{1/2} \leq 2 \quad (9.69)$$

- V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio
- V_{Rd} è la resistenza a taglio di progetto dell'elemento privo di armatura a taglio
- R_{ckTA} è la resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo a TA

- R_{ck200° è la resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo a 200°C
- R_{ck500° è la resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo a 500°C

Si riassumono i valori definiti qui sopra (tabelle 9.18 e 9.19) e si procede al calcolo del taglio resistente a temperatura ambiente (tabella 9.20).

Φ [mm] =	16	N_{ed} [N] =	0,00
n [#] =	5	coeff. per f_{ck} [#] =	0,83
h [mm] =	200,0	f_{ck} [MPa] =	49,80
d' [mm] =	28,0	γ_c [#] =	1,50
d [mm] =	172,0	f_{cd} [MPa] =	33,20
z [mm] =	144,0	coeff. per f_{ct} [#] =	0,30
b [mm] =	500,0	f_{ct} [MPa] =	4,06
R_{ckTA} [MPa] =	60	coeff. per τ_{Rd} [#] =	0,25
R_{ck200° [MPa] =	54	τ_{Rd} [MPa] =	1,02
R_{ck500° [MPa] =	45	ρ_1 [#] =	0,01
ϑ [°] =	16	ρ_1 corretto [#] =	0,01
ϑ [rad] =	NO armatura trasversale	k [#] =	1,00
E_s [MPa] =	200000	k corretto [#] =	1,00
E_G [MPa] =	40800	v_1 [#] =	NO armatura trasversale
$1,3 \cdot (E_f/E_s)^{1/2}$ =	0,59	σ_{cp} [MPa] =	0,00
A_G [mm ²] =	1005,31	σ_{cp} corretto [MPa] =	0,00
A_c [mm ²] =	86000,00	α_{cw} [#] =	1,00
		α_{cw} corretto [#] =	NO armatura trasversale

Tabella 9.21

Tabella 9.22

V_{Ed} [N] =	63643,23
V_{Rd} [N] =	79993,24
V_{Rd} [kN] =	79,99

Tabella 9.23

Il valore di resistenza a taglio in tabella 9.23, è stato calcolato con i valori di resistenza del calcestruzzo teorici a temperatura ambiente.

Si riassumono i valori dei tagli resistenti e del taglio agente (R) per ogni prova che ha ceduto per taglio (tabelle 9.24, 9.25, 9.26, 9.27 e grafico 9.5).

La tabella 9.24 mostra il confronto tra il taglio resistente calcolato secondo le normative, utilizzando i valori di resistenza del calcestruzzo ridotta con i coefficienti teorici $k(\vartheta)$ (capitolo 4.1).

Prova	Temperatura - Getto	Dati cls teorici		R appoggio [kN]
		Taglio Resistente [kN] (da CNR)	Taglio Resistente [kN] (da D.M. 2008)	
TIPO 1-1	T.A. - Getto 1	85,49	79,99	78,48
TIPO 1-4	500 - Getto 1	70,57	72,68	81,48
TIPO 1-5	T.A. - Getto 2	85,49	79,99	90,91
TIPO 1-6	500 - Getto 2	70,57	72,68	87,80
TIPO 2-1	T.A. - Getto 1	85,49	79,99	99,86
TIPO 3-1	T.A. - Getto 1	85,49	79,99	87,82
TIPO 3-2	T.A. - Getto 2	85,49	79,99	96,61
TIPO 3-3	200 - Getto 2	79,69	77,23	72,41
TIPO 3-4	500 - Getto 2	70,57	72,68	60,04
TIPO 3-5	200 - Getto 2	79,69	77,23	76,21
TIPO 4-1	T.A. - Getto 1	85,49	79,99	88,67
TIPO 4-2	T.A. - Getto 1	85,49	79,99	89,28
TIPO 5-1	T.A. - Getto 2	85,49	79,99	82,40
TIPO 5-2	200 - Getto 2	79,69	77,23	76,62

Tabella 9.24

La tabella 9.25 mostra il confronto tra il taglio resistente calcolato secondo le normative, utilizzando i valori di resistenza ridotta del calcestruzzo trovati sperimentalmente (capitolo 6).

Prova	Temperatura - Getto	Dati cls sperimentali		R appoggio [kN]
		Taglio Resistente [kN] (da CNR)	Taglio Resistente [kN] (da D.M. 2008)	
TIPO 1-1	T.A. - Getto 1	84,00	79,99	78,48
TIPO 1-4	500 - Getto 1	24,21	62,38	81,48
TIPO 1-5	T.A. - Getto 2	84,00	79,99	90,91
TIPO 1-6	500 - Getto 2	24,21	62,38	87,80
TIPO 2-1	T.A. - Getto 1	84,00	79,99	99,86
TIPO 3-1	T.A. - Getto 1	84,00	79,99	87,82
TIPO 3-2	T.A. - Getto 2	84,00	79,99	96,61
TIPO 3-3	200 - Getto 2	59,37	72,31	72,41
TIPO 3-4	500 - Getto 2	24,21	62,38	60,04
TIPO 3-5	200 - Getto 2	59,37	72,31	76,21
TIPO 4-1	T.A. - Getto 1	84,00	79,99	88,67
TIPO 4-2	T.A. - Getto 1	84,00	79,99	89,28
TIPO 5-1	T.A. - Getto 2	84,00	79,99	82,40
TIPO 5-2	200 - Getto 2	59,37	72,31	76,62

Tabella 9.25

Le tabelle 9.24 e 9.25 mostrano i risultati ottenuti senza variare il modulo elastico dell'acciaio e delle barre in GFRP

Prova	Dati cls teorici		Dati cls sperimentali		Tipo di Rottura REALE
	errore CNR	errore D.M.	errore CNR	errore D.M.	
TIPO 1-1	9%	2%	7%	2%	Taglio
TIPO 1-4	-13%	-11%	-70%	-23%	Taglio
TIPO 1-5	-6%	-12%	-8%	-12%	Taglio
TIPO 1-6	-20%	-17%	-72%	-29%	Espulsione barra
TIPO 2-1	-14%	-20%	-16%	-20%	Taglio
TIPO 3-1	-3%	-9%	-4%	-9%	Taglio
TIPO 3-2	-12%	-17%	-13%	-17%	Taglio
TIPO 3-3	10%	7%	-18%	0%	Taglio
TIPO 3-4	18%	21%	-60%	4%	Aderenza e Taglio
TIPO 3-5	5%	1%	-22%	-5%	Taglio
TIPO 4-1	-4%	-10%	-5%	-10%	Taglio
TIPO 4-2	-4%	-10%	-6%	-10%	Taglio
TIPO 5-1	4%	-3%	2%	-3%	Taglio
TIPO 5-2	4%	1%	-23%	-6%	Aderenza e Taglio

Tabella 9.26

Dalla tabella 9.26 si evince che tra le due normative [32, 50] è più prossima alla realtà è la NTC – 2008 [32] se si considerano i dati relativi al calcestruzzo sperimentali e la CNR DT 203 – 2006 [50] se si ricavano tali valori teoricamente.

Per entrambe le normative si hanno risultati peggiori se si considerano i valori del calcestruzzo sperimentali e sempre per entrambe, le soluzioni si allontanano dalla realtà al crescere della temperatura.

In tabella 9.27 sono riportati gli errori se fossero stati utilizzati i coefficienti k.

Prova	Dati cls teorici		Dati cls sperimentali	
	errore CNR	errore D.M.	errore CNR	errore D.M.
TIPO 1-1	9%	2%	7%	2%
TIPO 1-4	-50%	-11%	-83%	-23%
TIPO 1-5	-6%	-12%	-8%	-12%
TIPO 1-6	-54%	-17%	-84%	-29%
TIPO 2-1	-14%	-20%	-16%	-20%
TIPO 3-1	-3%	-9%	-4%	-9%
TIPO 3-2	-12%	-17%	-13%	-17%
TIPO 3-3	4%	7%	-23%	0%
TIPO 3-4	-32%	21%	-77%	4%
TIPO 3-5	-2%	1%	-27%	-5%
TIPO 4-1	-4%	-10%	-5%	-10%
TIPO 4-2	-4%	-10%	-6%	-10%
TIPO 5-1	4%	-3%	2%	-3%
TIPO 5-2	-2%	1%	-27%	-6%

Tabella 9.27

Se avessimo adottato i valori ridotti dei moduli elastici delle barre in acciaio e delle barre in GFRP in funzione della temperatura, seguendo i valori di k esplicitati precedentemente si sarebbero ottenuti risultati peggiori (tabella 9.27).

È da ricordare che i coefficienti k riducono il modulo elastico delle barre in acciaio e in GFRP e che quindi influenzano il calcolo secondo le direttive della CNR e non quello della NTC.

Nel grafico 9.5 si visualizzano i risultati ottenuti senza l'utilizzo dei coefficienti k e con i valori relativi del calcestruzzo ricavati teoricamente.

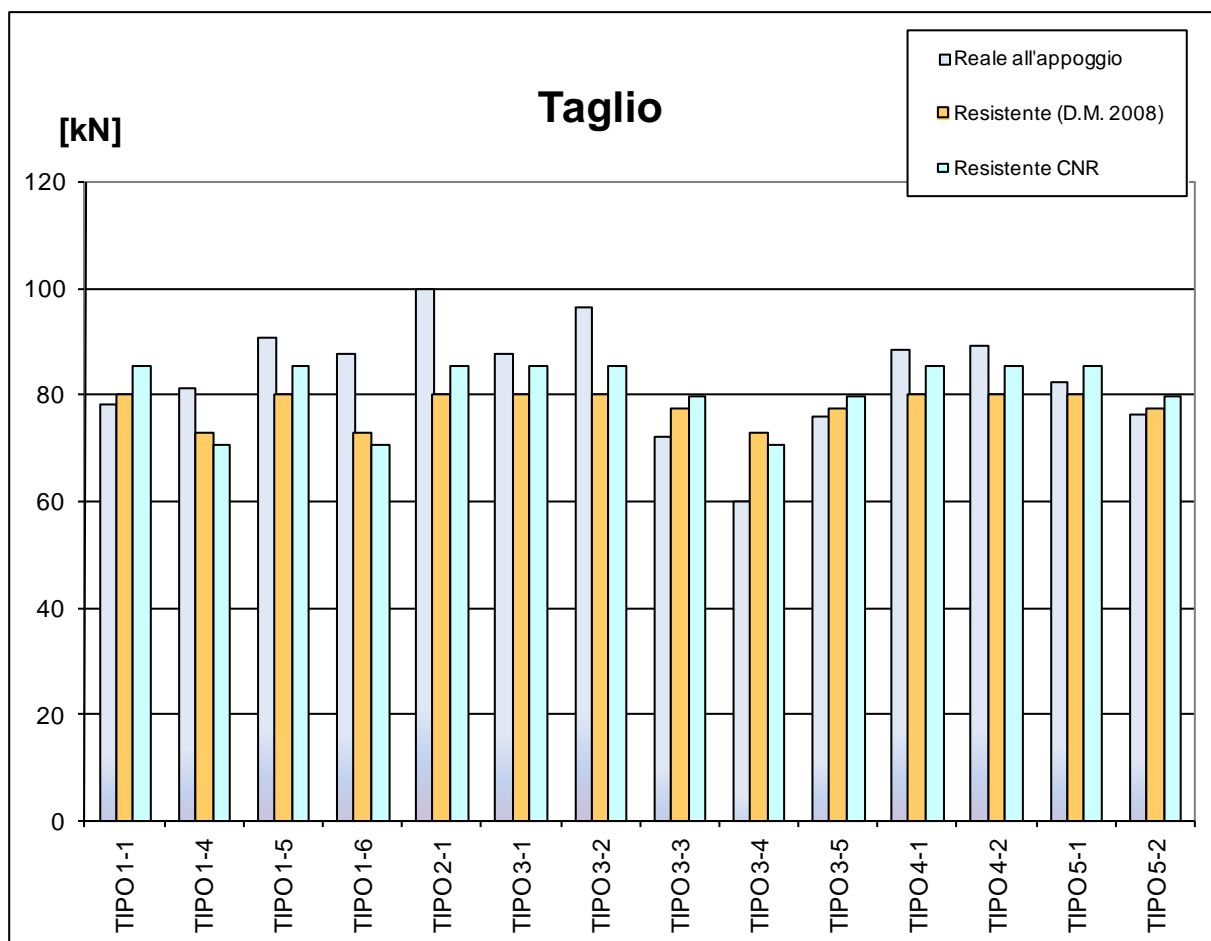


Grafico 9.5

Come si evince dal grafico 9.5, le normative [32, 50] approssimano bene i dati reali.

9.6. CRACKING

Si procede a valutare il carico di "cracking" secondo la normativa vigente. Nel caso di calcestruzzo armato, ci sono due alternative per poter calcolare il carico di cracking. La prima segue la norma UNI EN 1992-1-2 [33], che riguarda gli elementi in c.a. con barre in acciaio e la seconda segue la normativa CNR-DT 203-2006 [50] che fa riferimento agli elementi armati con barre in FRP. Il parametro che marca la differenza tra le due normative è l'area tesa efficace, definita come la superficie della zona del calcestruzzo che circonda le armature tese. Di seguito sono riportate le espressioni utilizzate per ricavare il momento di "cracking". Il carico si calcola partendo dalle espressioni del momento del capitolo 9.3 per ottenere:

$$P_{cr} = \frac{M_{cr} - 0,403}{0,3375} \quad (9.70)$$

$$M_{cr} = 0,9 \cdot \delta \cdot \lambda \cdot \left(1 + \alpha_e \cdot \frac{\rho_G}{\lambda} \right) \cdot b \cdot h^2 \cdot f_{ct,eff} \cdot k_t \quad (9.71)$$

Dove:

b è la base della sezione, per i provini è pari a 500 mm;

h è l'altezza della sezione, per i provini è pari a 200 mm;

E_G è il modulo d'elasticità delle barre in GFRP;

E_C è il modulo d'elasticità del material calcestruzzo;

$\delta = \frac{d}{h}$ è il rapporto tra l'altezza utile e la altezza della sezione; (9.72)

$\alpha_e = \frac{E_G}{E_C}$ è il rapporto tra i moduli d'elasticità dei materiali della sezione (9.73)

$\rho_G = \frac{A_G}{b \cdot h}$ è il rapporto tra l'area di armatura e l'area della sezione (9.74)

λ è l'altezza effettiva della zona del calcestruzzo che circonda le armature tese. È questo il parametro che differenzia le due normative;

$\lambda = 2,5 \cdot (1 - \delta)$ per la CNR-DT 203-2006 [50] (9.75)

$\lambda = \min \left[2,5 \cdot (1 - \delta); \left(1 - \frac{\xi_n}{3} \right); 0,5 \right]$ per la UNI EN 1992-1-2 [33] (9.76)

$\xi_n = \frac{y_n}{h}$ è il rapporto tra l'asse neutro della sezione e l'altezza (9.77)

Il momento statico della sezione omogeneizzata è nullo per carico assiale nullo, con l'equazione quadratica 9.78 si ricava il valore dell'asse neutro y_n .

$$S_{y_n}^* = \frac{b}{2} \cdot y_n^2 + \alpha_e \cdot (A_G + A_G') \cdot y_n - (A_G \cdot d + A_G' \cdot d') = 0 \quad (9.78)$$

k_t è un fattore che dipende dal tipo di carico. È pari a 0,6 per carichi di breve durata e 0,4 per carichi di lunga durata; nel caso dei provini si prende il primo caso.

$f_{ct,eff}$ è il valore medio della resistenza a trazione $f_{cm}(t)$ del calcestruzzo al tempo in cui si ritiene possano svilupparsi le lesioni; per il caso in studio, si prendono i valori di f_{ct} (tabelle 4.2 e 4.3) reali ottenuti dalle prove sperimentali di trazione (capitolo 6.2).

Siccome ci sono dati teorici e sperimentali dei due getti di calcestruzzo, sono stati ricavati i valori di M_{cr} con i due approcci per le diverse temperature e per i valori teorici e sperimentali del calcestruzzo (tabella 9.28 e 9.29).

Prova	Getto	Temperatura [°C]	UNI EN 1992-1-2 [33]			
			M_{cr} [kN*m] Teorico	Pcr [kN] Teorico	M_{cr} [kN*m] Sperimentale	Pcr [kN] Sperimentale
Getto 1-T.A.	1	T.A.	11,19	31,96	-	-
Getto 1-200°C	1	200	8,97	25,38	-	-
Getto 1-500°C	1	500	2,26	5,50	-	-
Getto 2-T.A.	2	T.A.	11,49	32,85	11,26	32,16
Getto 2-200°C	2	200	9,21	26,09	8,00	22,50
Getto 2-500°C	2	500	2,32	5,68	3,29	8,54

Tabella 9.28

Prova	Getto	Temperatura [°C]	CNR-DT 203-2006 [50]			
			M_{cr} [kN*m] Teorico	Pcr [kN] Teorico	M_{cr} [kN*m] Sperimentale	Pcr [kN] Sperimentale
Getto 1-T.A.	1	T.A.	13,29	38,18	-	-
Getto 1-200°C	1	200	10,64	30,34	-	-
Getto 1-500°C	1	500	2,67	6,72	-	-
Getto 2-T.A.	2	T.A.	13,64	39,21	13,37	38,43
Getto 2-200°C	2	200	10,92	31,16	9,48	26,89
Getto 2-500°C	2	500	2,74	6,93	3,88	10,31

Tabella 9.29

Il grafico 9.6 visualizza i dati delle tabelle 9.28 e 9.29, mentre il grafico 9.7 confronta i valori del carico di cracking trovati analiticamente, con quelli ricavati dai grafici forza - tempo sperimentali.

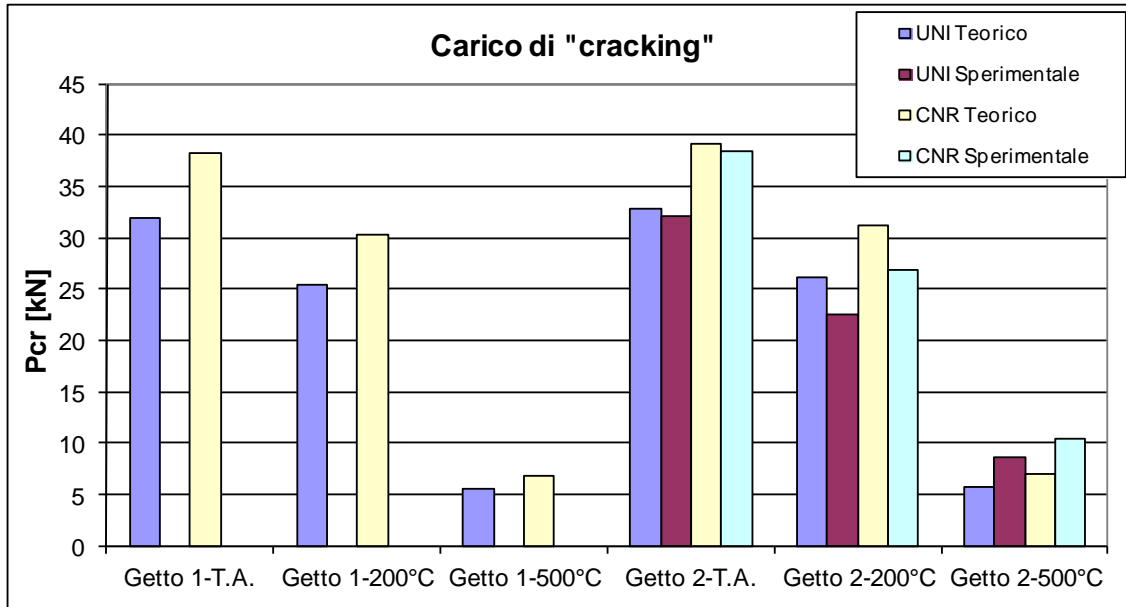


Grafico 9.6

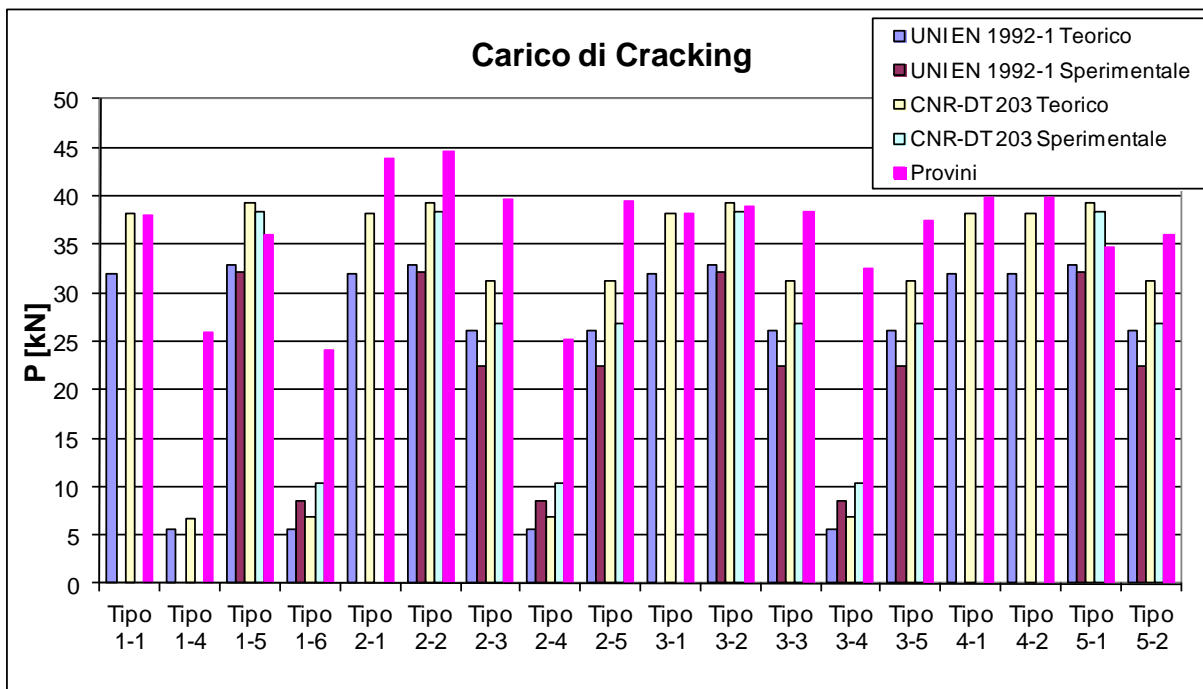


Grafico 9.7 Carico di "cracking" reale e sperimentale

Come è stato detto nel capitolo 8.5.2, i valori sperimentali presi come carico di cracking per le prove a 500°C (Tipo 1-4, Tipo 1-6, Tipo 2-4, Tipo 3-4) erano solo delle variazioni di pendenza che non corrispondono al momento di prima fessurazione, poiché ancora prima di caricare il provino, l'alta temperatura aveva già fessurato il calcestruzzo; inoltre, anche le proprietà delle barre sono state modificate (prestazionalmente diminuite) dall'alta temperatura.

Il raggiungimento di un carico di cracking sperimentale maggiore rispetto a quello teorico nei provini tipo 2, può essere giustificato dalle sovrapposizioni delle barre di armatura inferiore nella vicinanza alla mezzeria della soletta, cioè il raddoppio dell'armatura.

10. COMPORTAMENTO IN ESERCIZIO

Come affermato dallo studio di Pisani M.A., Carvelli V. e Poggi C. [1], le solette da ponte hanno un comportamento ottimale in esercizio. Si vuole verificare che ciò sia ancora valido se interviene l'alta temperatura.

Il carico utilizzato in [1] è di 95 kN (190 kN tandem) su un'impronta di 30 cm x 20 cm, che corrisponde al carico massimo tra i cinque modelli considerati nella normativa [32] per le prove a fatica, comunque a favore di sicurezza se confrontato con le combinazioni di carico per le condizioni in esercizio. Le prove descritte in questo elaborato hanno la stessa impronta di carico e quindi per tale valore di carico si effettueranno le valutazioni per il comportamento in esercizio.

Il carico di 95 kN sarebbe un valore significativo nei confronti dei carichi di rottura dei provini; ciò significherebbe che per il carico di esercizio, la soletta sarebbe già fessurata e prossima al collasso. Questo è dovuto al fatto che in realtà, i provini considerati, sono delle porzioni di soletta, ossia strisce di una soletta reale (sezione trasversale nella figura 7.2) e che quindi durante i test hanno avuto un comportamento da trave senza il contributo dell'effetto piastra.

Per confrontare il valore reale del carico da imporre alle porzioni di soletta, è necessario valutare il momento in mezzzeria della piastra soggetta al carico concentrato di 95 kN, ridotto dei coefficienti definiti da Bareš [84]. Si ricerca, infine, il carico da imporre al martinetto, che produce il momento trovato.

Per considerare l'effetto piastra, dunque, si determina il momento con i coefficienti mostrati da Bareš [84].

Per ottenere il coefficiente riduttivo corretto, è necessario conoscere:

- la tipologia di vincolo della piastra;
- μ , ossia il coefficiente di Poisson;
- $\lambda = \frac{b}{a}$, ossia il rapporto tra le dimensioni della soletta, sapendo che a è la luce tra gli appoggi e b è la lunghezza della soletta;
- $\frac{b_1}{a}$, essendo b_1 la lunghezza corrispondente a b dell'impronta di carico;
- $\frac{a_1}{a}$, essendo a_1 la lunghezza corrispondente ad a dell'impronta di carico.

Si assume la piastra di lunghezza infinita ($b = \infty$) su due appoggi distanti 1,5 m ($a = 1,5m$); $\mu = 0,15$; $\lambda = \infty$; $\frac{b_1}{a} = \frac{0,20}{1,50} = 0,13$; $\frac{a_1}{a} = \frac{0,30}{1,5} = 0,2$.

Il coefficiente ottenuto per M_{xs} è 0,237. Il momento in mezzeria della porzione di soletta sarà dunque:

$M_{xs} = 0,237 \cdot 95 = 22,5 kN \frac{m}{m}$, ossia il valore del momento flettente in mezzeria per unità di lunghezza della sezione trasversale a x.

Essendo i nostri provini larghi 0,5 m, ne consegue che il momento in mezzeria sia:

$$M_{xs} = 11,26 kNm$$

Per tale valore di M_{xs} si ha un carico di martinetto corrispondente sui provini di 20,4 kN.

Per il seguente carico si ottengono gli spostamenti riassunti in tabella 10.1.

Dati sperimentali sulle solette		
Prova	Temperatura - Getto	Freccia in mezzeria da LVDT [mm]
TIPO 1-5	T.A. - Getto 2	0,36
TIPO 1-6	500 - Getto 2	0,75
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	0,63
TIPO 2-3	200 - Getto 2	0,79
TIPO 2-4	500 - Getto 2	0,84
TIPO 2-5	200 - Getto 2	1,27
TIPO 3-2	T.A. - Getto 2	0,56
TIPO 3-3	200 - Getto 2	0,63
TIPO 3-4	500 - Getto 2	0,62
TIPO 3-5	200 - Getto 2	1,05
TIPO 5-1	T.A. - Getto 2	1,05
TIPO 5-2	200 - Getto 2	1,00

Tabella 10.1

Dalla tabella 10.1 è possibile osservare che anche ad alte temperature, vengono rispettati i limiti di normativa [68] (equazioni 10.1 e 10.2).

I provini tipo 3, con sovrapposizione ad uncino, subiscono meno l'influenza dell'alta temperatura, in quanto parte dell'uncino resta all'estradosso della soletta, dove la temperatura è notevolmente minore, rimanendo intatto. I provini tipo 1 hanno un incremento in termini di spostamento notevole all'aumentare della temperatura, ma sempre entro limiti accettabili. Confrontando i provini tipo 2, 4 e 5 si osserva che hanno spostamenti maggiori al ridursi la sovrapposizione. Infatti, si ricorda che le lunghezze di sovrapposizioni delle barre nelle solette tipo 2 sono di 55 cm, delle tipo 4 sono di 40 cm e delle tipo 5 di soli 24 cm.

Il valore del carico così ottenuto è comunque un valore maggiore del carico di cracking calcolato teoricamente, per i provini che sono stati esposti a 500°C.

Se si volessero analizzare le solette anche per la combinazione di carico quasi permanente (meno sfavorevole rispetto alla combinazione frequente perché privi dei carichi accidentali), si otterrebbero valori di resistenza ottimi anche per le prove a 500°C. Per tale combinazione di carico, infatti, si otterrebbe un carico corrispondente al martinetto di 3,3 kN. Per tale carico non sussistono problemi di resistenza neanche per le prove a 500°C.

Si ricorda che i risultati ottenuti riguardano le porzioni di solette, ma senza armatura trasversale, dunque i valori che si otterrebbero nel caso reale sarebbero ancora migliori.

È necessario però imporre l'effetto piastra (come spiegato sopra) per analizzare criticamente i provini. Una considerazione dei carichi presi da normativa [32], come ad esempio la combinazione frequente, senza ulteriori riduzioni, imporrebbe che la porzione di soletta, ora pensata come una vera e propria trave, debba sostenere i carichi che invece andrebbero a discapito dell'intera soletta.

Si pensi ora di commettere l'errore di considerare la porzione di soletta come una trave (non armata a taglio) e di imporre i carichi (tra i quali quelli da traffico) nel modo più sfavorevole.

La condizione di carico considerata è la frequente [32], ossia: il peso proprio è preso senza coefficienti; i carichi permanenti portati sono presi senza coefficienti se sfavorevoli e nulli se favorevoli; i carichi da traffico variabili sono considerati solo se sfavorevoli e comunque ridotti del 60%; i carichi concentrati (tandem) vengono considerati solo se sfavorevoli e comunque ridotti del 25 %.

La freccia totale non deve superare $L/250$ per la salvaguardia dell'elemento strutturale e $L/500$ per la salvaguardia degli elementi non strutturali, dove L è la luce della soletta [32].

$$f_{\text{lim},250} = \frac{L}{250} = \frac{1500}{250} = 6 \text{ mm}; \quad f_{\text{lim},500} = \frac{L}{500} = \frac{1500}{500} = 3 \text{ mm} \quad (10.1, 10.2)$$

Contributo del peso proprio:

$$f_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{p_{\text{pesoproprio}} \cdot L^4}{E_c \cdot J} \quad (10.3)$$

Per calcolare la freccia è necessario considerare anche i contributi dei carichi permanenti e degli accidentali:

$$f_Q = \frac{Q \cdot L^3}{48 \cdot E_c \cdot J}; \quad f_{g_2} = \frac{5}{384} \cdot \frac{g_2 \cdot L^4}{E_c \cdot J}; \quad f_q = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot L^4}{E_c \cdot J} \quad (10.4, 10.5, 10.6)$$

Q e q sono i carichi accidentali; g_2 è il totale dei carichi permanenti. Q è un carico concentrato e per massimizzare il suo contributo sulla freccia, si è posto tal carico in mezzeria. q e g_2 sono carichi distribuiti su tutta la luce L.

$L [m] = 1,50$ è la luce della soletta.

I valori dei carichi si assumono [32]:

$Q[kN] = 150$ (su un'impronta di 0,4 m per 0,4 m; 300 kN tandem);

$$q \left[\frac{kN}{m^2} \right] = 9;$$

$$g_2 \left[\frac{kN}{m^2} \right] = 3;$$

$$p_{proprio} \left[\frac{kN}{m^2} \right] = 25 \cdot 0,2 = 5 \quad \text{per uno spessore di impalcato di 0,2 m; } \gamma_{cls} \left[\frac{kN}{m^3} \right] = 25.$$

$q \left[\frac{kN}{m^2} \right]$, $g_2 \left[\frac{kN}{m^2} \right]$ e $p_{proprio} \left[\frac{kN}{m^2} \right]$ devono essere moltiplicati per la larghezza dell'impalcato (per la soletta è 0,5 m), ottenendo quindi:

$$q \left[\frac{kN}{m} \right] = 4,5; \quad g_2 \left[\frac{kN}{m} \right] = 1,5; \quad p_{proprio} \left[\frac{kN}{m} \right] = 2,5$$

Si vuole eseguire il calcolo secondo la combinazione di carico frequente.

$$q \left[\frac{kN}{m} \right] = 4,5 \cdot 0,4 = 1,8; \quad g_2 \left[\frac{kN}{m} \right] = 1,5; \quad p_{proprio} \left[\frac{kN}{m} \right] = 2,5; \quad Q[kN] = 150 \cdot 0,75 = 112,5$$

La freccia dovuta al peso proprio, ai carichi permanenti e ai carichi accidentali q possono essere calcolati direttamente da:

$$f_{p,g_2,q} = \frac{5}{384} \cdot \frac{P \cdot L^4}{E_c \cdot J}; \quad \text{con:} \quad P \left[\frac{kN}{m} \right] = q + g_2 + p_{proprio} = 8,5.$$

$$f_{tot} = f_p + f_Q + f_{g_2} + f_q = f_{p,g_2,q} + f_Q \quad (10.7)$$

$$J = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (10.8)$$

$$J [m^4] = \frac{0,5 \cdot 0,2^3}{12} = 3,33 \cdot 10^{-4}$$

Il modulo elastico E_c varia con la temperatura e cambia anche a seconda se i valori sono ottenuti sperimentalmente o teoricamente. Si calcola la freccia totale (in mezzeria).

$$f_{tot} = \frac{5}{384} \cdot \frac{P \cdot L^4}{E_c \cdot J} + \frac{Q \cdot L^3}{48 \cdot E_c \cdot J} \quad (10.9)$$

$$f_{tot} [mm] = \frac{5}{384} \frac{P \left[\frac{N}{mm} \right] \cdot L^4 [mm^4]}{E_c [MPa] \cdot J [mm^4]} + \frac{1}{48} \frac{Q [N] \cdot L^3 [mm^3]}{E_c [MPa] \cdot J [mm^4]} \quad (10.10)$$

$$f_{tot} [m] = \frac{5}{384} \frac{P \left[\frac{kN}{m} \right] \cdot L^4 [m^4]}{E_c [Pa] \cdot J [m^4]} + \frac{1}{48} \frac{Q [kN] \cdot L^3 [m^3]}{E_c [Pa] \cdot J [m^4]} \quad (10.11)$$

$$f_{tot} [mm] = \frac{24902,34}{E_c [MPa]} \quad (10.12)$$

Di conseguenza, le frecce risultano essere:

Con E_c ottenuta da dati teorici:

$$E_{c,T.A.} [MPa] = 35610 \quad \text{per cui} \quad f_{tot} [mm] = 0,70$$

$$E_{c,200^\circ C.} [MPa] = 34500 \quad \text{per cui} \quad f_{tot} [mm] = 0,72$$

$$E_{c,500^\circ C.} [MPa] = 30550 \quad \text{per cui} \quad f_{tot} [mm] = 0,81$$

Con E_c ottenuta da dati sperimentali:

$$E_{c,T.A.} [MPa] = 37670 \quad \text{per cui} \quad f_{tot} [mm] = 0,66$$

$$E_{c,200^\circ C.} [MPa] = 34390 \quad \text{per cui} \quad f_{tot} [mm] = 0,72$$

$$E_{c,500^\circ C.} [MPa] = 30110 \quad \text{per cui} \quad f_{tot} [mm] = 0,83$$

Ricercando il valore del carico di martinetto corrispondente, si valuta la soletta soggetta ai carichi sopra citati. Si ottiene un valore del momento in mezzeria della soletta paria a 37,8 kN·m (freccia di 0,78 mm). A questo valore del momento, corrisponde un carico di martinetto P pari a 111 kN (p = 370 kN/m).

Si vuole far osservare come considerando la porzione della soletta come una trave, gli spostamenti siano di almeno un ordine di grandezza in più.

Basta, infatti, osservare i grafici carico – spostamento delle prove (capitolo 7) e valutare al carico pari a 111 kN, quanto sia lo spostamento registrato. Per una lettura facilitata dei grafici si riportano i valori degli spostamenti in mezzeria, registrati con un carico al martinetto di 111 kN.

Si ottiene che:

Dati sperimentali sulle solette			
Prova	Temperatura - Getto	Freccia in mezzzeria da martinetto [mm]	Freccia in mezzzeria da LVDT [mm]
TIPO 1-1	T.A. - Getto 1	10,46	-
TIPO 1-4	500 - Getto 1	15,5	-
TIPO 1-5	T.A. - Getto 2	15,4	8,1
TIPO 1-6	500 - Getto 2	16,2	10,9
TIPO 2-1	T.A. - Getto 1	9,9	-
TIPO 2-2	T.A. - Getto 2	11,3	6,8
TIPO 2-3	200 - Getto 2	11,4	8,2
TIPO 2-4	500 - Getto 2	Carico max: 74,5 kN	Carico max: 74,5 kN
TIPO 2-5	200 - Getto 2	11,8	8,6
TIPO 3-1	T.A. - Getto 1	13	-
TIPO 3-2	T.A. - Getto 2	16,1	10,4
TIPO 3-3	200 - Getto 2	15,3	11,9
TIPO 3-4	500 - Getto 2	20,5	15,8
TIPO 3-5	200 - Getto 2	16,1	11,5
TIPO 4-1	T.A. - Getto 1	11,6	-
TIPO 4-2	T.A. - Getto 1	11,3	-
TIPO 5-1	T.A. - Getto 2	13	8,7
TIPO 5-2	200 - Getto 2	12,8	9,5

Tabella 10.2

I valori da martinetto sono stati inseriti solo perché non per tutte le prove sono disponibili le misurazioni dei trasduttori (LVDT).

Come mostrato in tabella 10.2, la grande deformabilità del materiale GFRP (molto prossima al calcestruzzo), induce grandi deformazioni, ma ciò non giustifica questa grande differenza tra i risultati teorici e sperimentali. Infatti avendo considerato la porzione di soletta come una trave, ha indotto un valore di carico corrispondente di martinetto notevolmente alto, tanto da richiedere una valutazione del valore della freccia, in regime fessurato.

Si procede dunque al calcolo della freccia in mezzzeria in regime fessurato sotto i carichi della combinazione frequente esplicitati poco sopra.

Il calcolo delle frecce per elementi inflessi di calcestruzzo armato con barre di FRP può essere eseguito mediante integrazione del diagramma delle curvature. Queste ultime possono essere valutate attraverso un'analisi non lineare che tenga conto della fessurazione e dell'effetto irrigidente del calcestruzzo teso. In alternativa, sono possibili analisi semplificate del tipo di quelle in uso per le ordinarie sezioni di calcestruzzo armato dell'UNI EN 1992-1-2 [50].

$$f\left(\frac{L}{2}\right)[mm] = f_i\left(\frac{L}{2}\right) \cdot \left[1 + \frac{\Delta f\left(\frac{L}{2}\right)}{f_i\left(\frac{L}{2}\right)}\right] \quad (10.13)$$

$f_i\left(\frac{L}{2}\right)$ è la freccia in mezzeria calcolata nell'ipotesi di sezione interamente reagente;

$\Delta f\left(\frac{L}{2}\right)$ è il contributo alla freccia calcolata nell'ipotesi di sezione parzializzata;

$$f_i\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{M_{\max} \cdot L^2}{12 \cdot E_c \cdot I_{I^*}} \quad (10.14)$$

$$\Delta f\left(\frac{L}{2}\right) = \frac{M_{\max} \cdot L^2}{12 \cdot E_c \cdot I_{I^*}} \cdot \left\{ (g-1) \cdot \left[1 - 8 \cdot \xi_1^3 - 3 \cdot \beta \cdot (1 - 2 \cdot \xi_1) \right] \right\} \quad (10.15)$$

M_{\max} è il momento massimo per il quale si vuole calcolare la freccia;

E_c è il modulo di elasticità del materiale calcestruzzo (capitolo 4);

I_{I^*} è il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata considerando i due materiali: calcestruzzo e barre in GFRP;

$$I_{I^*} = \frac{b \cdot h^3}{12} + (b \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - y_{G^*} \right)^2 \quad (10.16)$$

y_{G^*} è il baricentro della sezione omogeneizzata (nel primo stadio $y_n = y_{G^*}$)

y_n è l'asse neutro della sezione reagente.

$$y_{G^*} = \frac{\frac{h}{2} \cdot A_c + d \cdot A_G + d' \cdot A_G'}{A^*} \quad (10.17)$$

Dove A_c è l'area della sezione, A_G è l'area dell'armatura inferiore, A_G' è l'area dell'armatura superiore, $\frac{h}{2}$ il baricentro della sezione in calcestruzzo, d la distanza del baricentro delle barre inferiori e d' la distanza del baricentro delle barre superiori.

A^* è l'area della sezione omogeneizzata,

$$A^* = A_c + \alpha_e \cdot (A_G + A_G') \quad (10.18)$$

g è il rapporto dalle inerzie omogeneizzate in primo e secondo stadio,

$$g = \frac{I_I^*}{I_{II}^*} \quad (10.19)$$

I_{II}^* è il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata in regime fessurato;

$$I_{II}^* = \frac{b \cdot y_n^3}{12} + \alpha_e \cdot A_G \cdot (d - y_n)^2 \quad (10.20)$$

Per il secondo stadio, y_n è determinato dall'espressione 9.78.

β è il rapporto delle armature inferiore e superiore,

$$\beta = \frac{A_G'}{A_G} \quad (10.21)$$

ξ_1 rappresenta l'ascissa dove inizia la prima sezione fessurata, dipende dal diagramma del momento dell'elemento, il quale dipende del carico e del momento di "cracking".

$$\xi_1 = \frac{1}{2 \cdot \lambda} \quad \text{per carico concentrato} \quad (10.22)$$

$$\xi_1 = \frac{1}{2} \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{\lambda - 1}{\lambda}} \right) \quad \text{per carico distribuito} \quad (10.23)$$

λ è il rapporto tra il M_{\max} (momento massimo) e il M_{cr} , (momento di "cracking", ossia M per il quale inizia la fessurazione).

$$\lambda = \frac{M_{\max}}{M_{cr}} \quad (10.24)$$

In questo caso, per valutare la freccia, si prende la condizione di carico frequente; come si è visto nel capitolo precedente (10.3), ci sono due tipi di contributi, un carico distribuito p valutato con l'espressione 10.27 e un carico concentrato Q .

$$p = q + g_2 + p_{proprio} = 8,5 \frac{kN}{m} \quad (10.25)$$

I valori di q , g_2 , $p_{proprio}$ e Q sono i seguenti (come definiti nel capitolo 10.3):

$q \left[\frac{kN}{m} \right] = 4,5 \cdot 0,4 = 1,8$; $g_2 \left[\frac{kN}{m} \right] = 1,5$; $p_{proprio} \left[\frac{kN}{m} \right] = 2,5$; $Q [kN] = 150 \cdot 0,75 = 112,5$ (su un'impronta di 0,4 m x 0,4 m).

$$M_{\max} = \frac{Q \cdot L}{4} + \frac{P \cdot L^2}{8} = 43,8 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad (10.26)$$

Si ricerca un carico concentrato P in mezzeria (equazione 10.29) che induca alla soletta lo stesso M_{\max} .

$$P = \frac{4 \cdot M_{\max}}{L} = 116,85 \text{ [kN]} \quad (10.27)$$

Per valutare il M_{cr} , ci sono diverse alternative:

- Il primo metodo utilizza l'espressione generalizzata per una sezione rettangolare in calcestruzzo [75].

$$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_I^* \quad (10.28)$$

- Il secondo metodo, quello valutato nel capitolo 9.6, segue la normativa UNI EN 1992-1-2 [33]
- Il terzo metodo, anch'esso valutato nel capitolo 9.6, segue la normativa CNR-DT 203-2006 [50]

Di seguito si riportano le tabelle con i risultati della freccia in mezzeria per i tre metodi menzionati (tabelle 10.2, 10.3, 10.4 rispettivamente per il primo, secondo e terzo metodo) e il grafico con l'insieme dei risultati per paragonare i suddetti metodi. Le tabelle e il grafico sono suddivisi per i due differenti getti di calcestruzzo ad ogni temperatura di prova (T.A., 200°C e 500°C).

Prova	Getto	Temperatura [°C]	$M_{cr} = f_{ctm} \cdot W_I^* \text{ [75]}$					
			Teorico			Sperimentale		
			$f_I(L/2)$ [mm]	$\Delta f(L/2)$ [mm]	$f(L/2)$ [mm]	$f_I(L/2)$ [mm]	$\Delta f(L/2)$ [mm]	$f(L/2)$ [mm]
Getto 1-T.A.	1	T.A.	0,661	7,079	7,740	-	-	-
Getto 1-200	1	200	0,682	7,469	8,151	-	-	-
Getto 1-500	1	500	0,768	8,112	8,880	-	-	-
Getto 2-T.A.	2	T.A.	0,680	7,003	7,683	0,644	7,003	7,646
Getto 2-200	2	200	0,701	7,410	8,111	0,704	7,410	8,114
Getto 2-500	2	500	0,790	8,082	8,873	0,802	8,082	8,884

Tabella 10.3

Prova	Getto	Temperatura [°C]	UNI EN 1992-1-2 [33]					
			Teorico			Sperimentale		
			$f_I(L/2)$ [mm]	$\Delta f(L/2)$ [mm]	$f(L/2)$ [mm]	$f_I(L/2)$ [mm]	$\Delta f(L/2)$ [mm]	$f(L/2)$ [mm]
Getto 1-T.A.	1	T.A.	0,686	7,765	8,451	-	-	-
Getto 1-200	1	200	0,707	8,028	8,736	-	-	-
Getto 1-500	1	500	0,797	8,433	9,230	-	-	-
Getto 2-T.A.	2	T.A.	0,705	7,703	8,408	0,667	7,703	8,371
Getto 2-200	2	200	0,728	7,978	8,706	0,730	7,978	8,708
Getto 2-500	2	500	0,820	8,403	9,223	0,832	8,403	9,235

Tabella 10.4

CNR-DT 203-2006 [50]								
Prova	Getto	Temperatura [°C]	Teorico			Sperimentale		
			$f_t(L/2)$ [mm]	$\Delta f(L/2)$ [mm]	$f(L/2)$ [mm]	$f_t(L/2)$ [mm]	$\Delta f(L/2)$ [mm]	$f(L/2)$ [mm]
Getto 1-T.A.	1	T.A.	0,686	7,450	8,136	-	-	-
Getto 1-200	1	200	0,707	7,819	8,526	-	-	-
Getto 1-500	1	500	0,797	8,419	9,216	-	-	-
Getto 2-T.A.	2	T.A.	0,705	7,375	8,080	0,667	7,375	8,042
Getto 2-200	2	200	0,728	7,760	8,487	0,730	7,760	8,490
Getto 2-500	2	500	0,820	8,388	9,208	0,832	8,388	9,220

Tabella 10.5

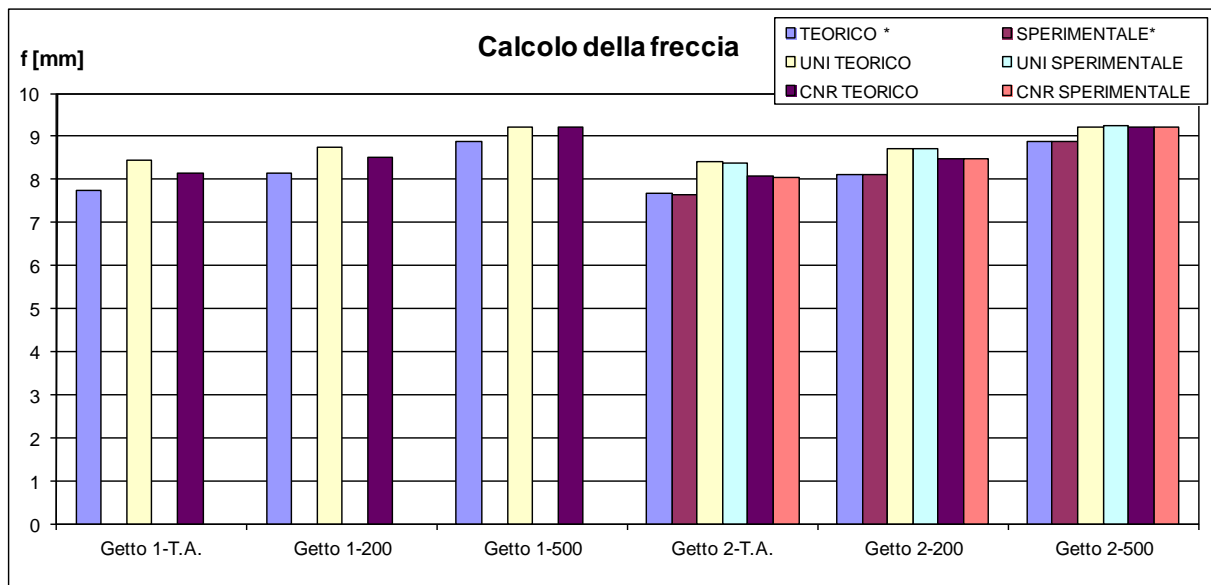


Grafico 10.1 Calcolo della freccia al variare la temperatura

Per confrontare i risultati sperimentali riassunti in tabella 10.2 con quelli ricavati dai tre differenti metodi, si riportano nelle tabelle 10.5, 10.6 e 10.7 i risultati ottenuti per ogni tipologia di provino; le tabelle sono in ordine di numerazione del metodo adottato.

			Mcr = fctm·WI* [75]					
			Teorico			Sperimentale		
Prova	Getto	Temperatura [°C]	f _I (L/2) [mm]	Δf(L/2) [mm]	f(L/2) [mm]	f _I (L/2) [mm]	Δf(L/2) [mm]	f(L/2) [mm]
Tipo 1-1	1	T.A.	0,661	7,079	7,740	-	-	-
Tipo 1-4	1	500	0,768	8,112	8,880	-	-	-
Tipo 1-5	2	T.A.	0,680	7,003	7,683	0,644	7,003	7,646
Tipo 1-6	2	500	0,790	8,082	8,873	0,802	8,082	8,884
Tipo 2-1	1	T.A.	0,661	7,079	7,740	-	-	-
Tipo 2-2	2	T.A.	0,680	7,003	7,683	0,644	7,003	7,646
Tipo 2-3	2	200	0,701	7,410	8,111	0,704	7,410	8,114
Tipo 2-4	2	500	0,790	8,082	8,873	0,802	8,082	8,884
Tipo 2-5	2	200	0,701	7,410	8,111	0,704	7,410	8,114
Tipo 3-1	1	T.A.	0,661	7,079	7,740	-	-	-
Tipo 3-2	2	T.A.	0,680	7,003	7,683	0,644	7,003	7,646
Tipo 3-3	2	200	0,701	7,410	8,111	0,704	7,410	8,114
Tipo 3-4	2	500	0,790	8,082	8,873	0,802	8,082	8,884
Tipo 3-5	2	200	0,701	7,410	8,111	0,704	7,410	8,114
Tipo 4-1	1	T.A.	0,661	7,079	7,740	-	-	-
Tipo 4-2	1	T.A.	0,661	7,079	7,740	-	-	-
Tipo 5-1	2	T.A.	0,680	7,003	7,683	0,644	7,003	7,646
Tipo 5-2	2	200	0,701	7,410	8,111	0,704	7,410	8,114

Tabella 10.6

			UNI EN 1992-1-2 [33]					
			Teorico			Sperimentale		
Prova	Getto	Temperatura [°C]	f _I (L/2) [mm]	Δf(L/2) [mm]	f(L/2) [mm]	f _I (L/2) [mm]	Δf(L/2) [mm]	f(L/2) [mm]
Tipo 1-1	1	T.A.	0,686	7,765	8,451	-	-	-
Tipo 1-4	1	500	0,797	8,433	9,230	-	-	-
Tipo 1-5	2	T.A.	0,705	7,703	8,408	0,667	7,703	8,371
Tipo 1-6	2	500	0,820	8,403	9,223	0,832	8,403	9,235
Tipo 2-1	1	T.A.	0,686	7,765	8,451	-	-	-
Tipo 2-2	2	T.A.	0,705	7,703	8,408	0,667	7,703	8,371
Tipo 2-3	2	200	0,728	7,978	8,706	0,730	7,978	8,708
Tipo 2-4	2	500	0,820	8,403	9,223	0,832	8,403	9,235
Tipo 2-5	2	200	0,728	7,978	8,706	0,730	7,978	8,708
Tipo 3-1	1	T.A.	0,686	7,765	8,451	-	-	-
Tipo 3-2	2	T.A.	0,705	7,703	8,408	0,667	7,703	8,371
Tipo 3-3	2	200	0,728	7,978	8,706	0,730	7,978	8,708
Tipo 3-4	2	500	0,820	8,403	9,223	0,832	8,403	9,235
Tipo 3-5	2	200	0,728	7,978	8,706	0,730	7,978	8,708
Tipo 4-1	1	T.A.	0,686	7,765	8,451	-	-	-
Tipo 4-2	1	T.A.	0,686	7,765	8,451	-	-	-
Tipo 5-1	2	T.A.	0,705	7,703	8,408	0,667	7,703	8,371
Tipo 5-2	2	200	0,728	7,978	8,706	0,730	7,978	8,708

Tabella 10.7

CNR-DT 203-2006 [50]								
Prova	Getto	Temperatura [°C]	Teorico			Sperimentale		
			$f_t(L/2)$ [mm]	$\Delta f(L/2)$ [mm]	$f(L/2)$ [mm]	$f_t(L/2)$ [mm]	$\Delta f(L/2)$ [mm]	$f(L/2)$ [mm]
Tipo 1-1	1	T.A.	0,686	7,450	8,136	-	-	-
Tipo 1-4	1	500	0,797	8,419	9,216	-	-	-
Tipo 1-5	2	T.A.	0,705	7,375	8,080	0,667	7,375	8,042
Tipo 1-6	2	500	0,820	8,388	9,208	0,832	8,388	9,220
Tipo 2-1	1	T.A.	0,686	7,450	8,136	-	-	-
Tipo 2-2	2	T.A.	0,705	7,375	8,080	0,667	7,375	8,042
Tipo 2-3	2	200	0,728	7,760	8,487	0,730	7,760	8,490
Tipo 2-4	2	500	0,820	8,388	9,208	0,832	8,388	9,220
Tipo 2-5	2	200	0,728	7,760	8,487	0,730	7,760	8,490
Tipo 3-1	1	T.A.	0,686	7,450	8,136	-	-	-
Tipo 3-2	2	T.A.	0,705	7,375	8,080	0,667	7,375	8,042
Tipo 3-3	2	200	0,728	7,760	8,487	0,730	7,760	8,490
Tipo 3-4	2	500	0,820	8,388	9,208	0,832	8,388	9,220
Tipo 3-5	2	200	0,728	7,760	8,487	0,730	7,760	8,490
Tipo 4-1	1	T.A.	0,686	7,450	8,136	-	-	-
Tipo 4-2	1	T.A.	0,686	7,450	8,136	-	-	-
Tipo 5-1	2	T.A.	0,705	7,375	8,080	0,667	7,375	8,042
Tipo 5-2	2	200	0,728	7,760	8,487	0,730	7,760	8,490

Tabella 10.8

È fondamentale osservare che con un calcolo che tiene in conto della fessurazione, per qual si voglia metodo teorico, i risultati analitici della freccia in mezzeria corrispondono alla realtà, ossia a quelli ricavati sperimentalmente. Gli errori più grandi tra i dati analitici e sperimentali, si verificano per le prove tipo 3.

Per avere un riscontro diretto tra le tre metodologie di calcolo si veda il grafico successivo 10.2.

Si sono ritrovati secondo la teoria i valori sperimentali. Ciò non toglie il fatto che, se fossero questi i valori reali di spostamento in mezzeria in esercizio, sarebbero inaccettabili.

L'errore consiste nell'aver considerato la striscia di soletta come una trave. La porzione di soletta invece, è stata armata (in proporzione) considerando il contributo di tutte le altre strisce che compongono la piastra e inoltre, considerando il contributo trasversale.

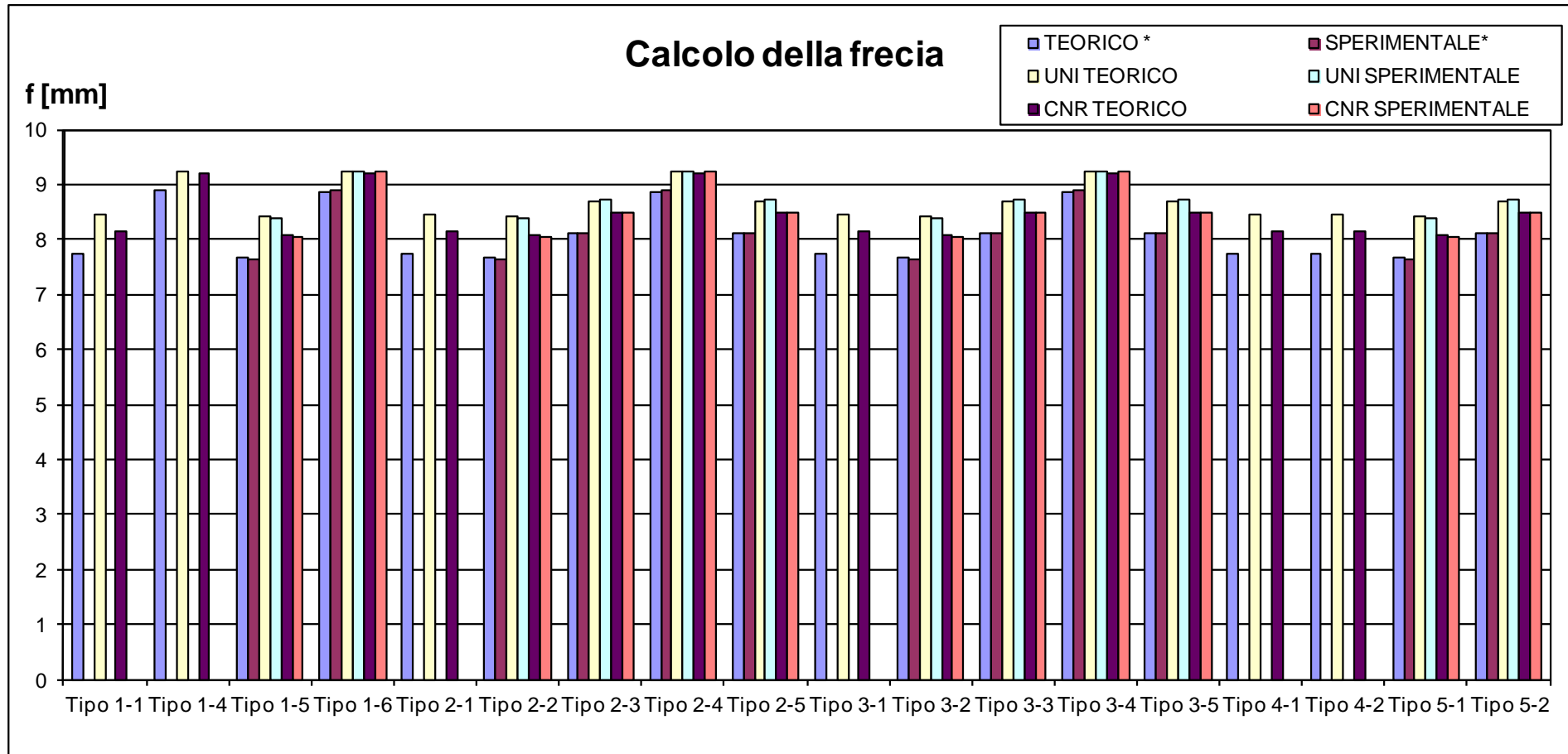


Grafico 10.2 Calcolo della freccia al variare la temperatura

11. CONCLUSIONI

Come già dimostrato nello studio che ha condotto a questo elaborato [1] a temperatura ambiente le prestazioni delle solette da ponte armate con barre in GFRP hanno prestazioni notevoli, sia alla resistenza ultima che a fatica.

I test effettuati sulle porzioni di solette da ponte, hanno portato a concludere che l'alta temperatura è effettivamente una limitazione delle prestazioni dell'armatura in GFRP.

La temperatura cui si percepiscono le prime diminuzioni prestazionali delle solette è relativamente bassa (200°C nell'intradosso, circa 180°C alle barre), ma se anche si aumentasse la temperatura fino ai 500°C all'intradosso, tutte le tipologie di sovrapposizioni hanno comunque garantito la capacità di portare il proprio peso e di resistere ai carichi d'esercizio.

È fondamentale però ribadire che l'alta temperatura ha riguardato solo la zona corrispondente alle sovrapposizioni e quindi, un incendio che coinvolgerebbe, per un tempo sufficientemente lungo, una porzione più grande dell'impalcato porterebbe a prestazioni decisamente minori.

Fino alla temperatura di 200°C però, le caratteristiche e le resistenze dei materiali variano poco e di conseguenza anche il loro comportamento sotto i carichi imposti. Anche la rigidità della soletta non subisce grandi variazioni. Ciò che risente di questa temperatura è la resina delle barre in GFRP. Già a questa temperatura modesta, si raggiunge la transizione vetrosa del polimero (vinilestere epossidica) che ricopre le fibre di vetro e costituisce la parte esterna delle barre in GFRP. Per la porzione di barre cui si arriva questa temperatura, non è più garantita l'aderenza col calcestruzzo. Le prove effettuate a 200°C, a meno delle solette con la sovrapposizione di armatura inferiore a uncino, hanno tutte ceduto per perdita di aderenza. La tipologia ad uncino, come tutti i provini a temperatura ambiente hanno ceduto per taglio, in quanto l'aderenza in questi casi è ancora rispettata; per le prove a temperatura ambiente è garantita l'aderenza in quanto le barre mantengono le loro caratteristiche ottimali, mentre per i provini ad uncino viene raggiunta la temperatura critica, ma solo nella parte inferiore dell'armatura, lasciando la parte superiore dell'uncino a garantire l'aderenza col calcestruzzo.

Diversamente accade alla temperatura di 500°C dove anche il provino ad uncini cede per perdita di aderenza. In questo caso, infatti, la zona inferiore dell'armatura non ha perso semplicemente una percentuale delle sue caratteristiche meccaniche, ma è stata talmente danneggiata da aver interrotto la stessa armatura, dividendo la parte superiore con quella inferiore dell'uncino; così facendo, si è persa la funzionalità stessa dell'uncino, che comunque a confronto con la sovrapposizione lineare ha avuto un comportamento migliore.

Per il problema che si riferisce all'alta temperatura, quindi per le prove a 500°C (prove tipo 1-6, 2-4, 3-4), si è osservato che il provino senza sovrapposizioni ha avuto una riduzione di carico ultimo del 3,5% rispetto a quello a temperature ambiente; per il provino con la sovrapposizione corta ad

uncini (16 cm) la riduzione è stata del 40%, mentre per il provino con sovrapposizione lunga (retta di 55 cm) è stata del 60%. È evidente che la soluzione ad uncini, come tipologia di sovrapposizione, è la migliore tra quelle analizzate (le restanti tipologie di sovrapposizione sono rette medie di 40 cm e corte di 24 cm). La difficoltà nel produrre barre con uncini in testa è però, un notevole svantaggio economico, per via degli alti costi di produzione.

Sempre per la temperatura di 500°C, la variazione di rigidità osservata rispetto a quella misurata a temperatura ambiente, si è avvertita maggiormente nelle solette senza sovrapposizioni (circa il 40%), ma in questo caso la tipologia con sovrapposizioni lunghe ha avuto una riduzione minore rispetto alla tipologia ad uncini (rispettivamente 30% e 38%).

Bisogna far notare però che ad alte temperature, anche se a livello prestazionale, le porzioni di soletta hanno ancora capacità portanti, l'intradosso della soletta è comunque severamente danneggiato.

Per temperature modeste, fino a circa 200°C all'intradosso dell'impalcato è possibile continuare a utilizzare la soletta senza interventi rilevanti. Per temperature più elevate si prevedono un'azione di ripristino del calcestruzzo nella zona danneggiata e in seguito un intervento o con laminati incollati esternamente o con barre di superficie (NSM, near surface mounted) [3] solo quando la superficie danneggiata si trova in una zona tale da poter intervenire con tale metodo (NSM); in entrambi i casi, per sopperire alla riduzione di rigidità si prevede l'uso di CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymer), ossia di materiale fibro-rinforzato in carbonio. Quest'ultimo, infatti, avendo un modulo elastico di molto più grande rispetto a quello del GFRP, aiuterebbe a rimediare al problema della perdita di rigidità.

Per quanto riguarda l'approccio teorico per determinare il problema reale, sia il metodo dell'analisi sezionale in regime fessurato che l'arco catena possono essere utilizzati come prima approssimazione del caso reale di perdita di aderenza, soprattutto ad alte temperature. L'utilizzo di tali metodi deve considerare la corretta lunghezza di armatura (lunghezza d'ancoraggio) che resta a garantire l'aderenza col calcestruzzo, e la lunghezza massima oltre la quale non ha più senso ipotizzare resistenza a trazione. Si vuole fortemente ricordare che nel caso di soletta reale, sarebbe presente l'armatura trasversale che, come mostrato in figura 7.6, contribuirebbe ad aumentare la resistenza all'estrazione della barra. È necessario che il copriferro minimo sia sempre garantito, altrimenti avverrà una perdita considerevole di questa resistenza. Nel caso estremo della prova 1-6, il copriferro laterale, per difetto di confezionamento della soletta, è risultato essere minore di quello inferiore, causando l'espulsione della barra laterale. Ciò non è ovviamente possibile per la soletta reale, dove la faccia laterale non è libera, ma confinata.

Sia il Decreto Ministeriale NTC – 2008 [32], che la CNR DT 2003 – 2006 [50] hanno fornito metodi analitici che hanno dato risultati prossimi a quelli ottenuti dalle prove sperimentali. È quindi possibile seguire le direttive di queste norme per conoscere ciò che avverrà per il taglio. Anche in questo caso si ricorda che non essendo presente l'armatura trasversale, i risultati di

resistenza a taglio sono ovviamente minori rispetto a quelli per punzonamento della soletta.

Dai dati ottenuti, in linea con quanto affermato in letteratura, le barre in GFRP come armatura di solette da ponte è una valida soluzione come sostituzione alle barre di armatura in acciaio ordinario, sia per la loro alta resistenza a trazione, resistenza alla corrosione, basso peso specifico, esiguo rilassamento meccanico, buona tenacità e alta resistenza a fatica, sia per la possibilità di soluzioni efficaci contro l'effetto delle alte temperature, come l'uso di sovrapposizioni ad uncino, una maggiorazione del copriferro, l'uso di isolanti all'intradosso della solette, etc., nonché la possibilità di intervenire dopo l'evento incendio senza il pericolo di crollo immediato.

12. BIBLIOGRAFIA

- [1] Fatigue behaviour of concrete bridge deck slabs reinforced with GFRP bars, Carvellig Valte, Pisani Marco Andrea, Poggi Carlo, Department of Structural Engineering, Politecnico di Milano, Piazza Leonardo da Vinci 32, 20133 Milano, Italy.
- [2] Saafi Mohamed , Effect of fire on FRP reinforced concrete members, Elsevier Science Materials Composite Structures 58 2002, pp 11-20, Alabama A & M University , Normal, 2002.
- [3] Nanni Antonio, North American design guidelines for concrete reinforcement and strengthening using FRP: principles, applications and unresolved issues, Construction and Building Materials 17 2003 pp 439-446, Missouri, USA.
- [4] Cheng J.J. Roger, Van Zwol Tim, Steel Free Bridge Deck: Field Performance and Evaluation, International Workshop on Innovative Bridge Deck Technologies, Winnipeg Canada, 2005.
- [5] Benmokrane Brahim e El-Salakawi Ehab, Design, construction and Testing of Innovate concrete Bridge decks using FRP reinforcing bars, International Workshop on Innovative Bridge Deck Technologies, Winnipeg Canada, 2005.
- [6] Sherif El-Gamal1 and Brahim Benmokrane (2006),” Design of concrete bridge deck slabs using different types and diameters of GFRP bars”, Université de Sherbrooke.
- [7] Eden Ruth, Bowen David, Haldane_Wilson Rick, Long Term Durability and Life Cycle Cost Analysis of Steel Free Bridge Decks Slabs.
- [8] Almerich Ana Isabel, Diseño según estados limites, de estructuras de hormigón armado con redondos de fibra de vidrio GFRP, Tesis Doctoral Universidad Politecnica de Valencia, 2010.
- [9] Taerwe, Luc and Stijn Matthys, FRP for Concrete Construction: Activities in Europe, Concrete International, 21:33-36, October, 1999.
- [10] Cusson Renée, Xi Yunping, The Behavior Of Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement In Low Temperature Environmental Climates, Department of Civil, Environmental & Architectural Engineering, University of Colorado, Denver 2002.
- [11] Taerwe, Luc. FRP Developments and Applications in Europe, Fiber-Reinforced-Plastic Reinforcement for Concrete Structures: Properties and Applications. Ed. by Antonio Nanni. New York: Elsevier, 1993.

- [12] Taerwe, Luc and Stijn Matthys, Concrete Slabs Reinforced with FRP Grids. I: One-Way Bending, *Journal of Composites for Construction*, 4:145-153, August, 2000.
- [13] Taerwe, Luc and Stijn Matthys, Concrete Slabs Reinforced with FRP Grids. II: Two-Way Bending, *Journal of Composites for Construction*, vol. 4, August, 2000.
- [14] Ferrier, E., Hamelin P. and Nasser P., Fatigue Behavior of Composite Reinforcement for Concrete Structures, Fourth International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (SP-188). Ed. by Antonio Nanni, Charles Dolan, Sami Rizkalla. Farmington Hills: ACI International, 1999.
- [15] Fukuyama, Hiroshi, FRP Composites in Japan, *Concrete International*, 21:29-32. October, 1999.
- [16] Tanano, Hiroyuki, Masuda Yoshihiro and Tomosawa F., Characteristics and Performance Evaluation Methods of Continuous Fiber Bars-State of the Art Studies on Fire Properties and Durability of Continuous Fiber-reinforced Concrete in Japan, Fourth International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (SP-188). Ed. by Antonio Nanni, Charles Dolan, Sami Rizkalla. Farmington Hills: ACI International, 1999.
- [17] Uomoto, Taketo and Katsuki F. Prediction of Deterioration of FRP Rods Due to Alkali Attack, Non-Metallic (FRP) Reinforced for Concrete Structures: Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2). Ed. by Luc Taerwe. New York: E & FN Spon, 1995.
- [18] Uomoto, Taketo and Nishimura Tsugio, Deterioration of Aramid, Glass, and Carbon Fibers Due to Alkali, Acid, and Water in Different Temperatures, Fourth International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (SP-188). Ed. by Antonio Nanni, Charles Dolan, Sami Rizkalla. Farmington Hills: ACI International, 1999.
- [19] Uomoto, Taketo and Nishimura Tsugio, Ohga H., Static and Fatigue Strength of FRP Rods for Concrete Reinforcement, Non-Metallic (FRP) Reinforced for Concrete Structures: Proceedings of the Second International RILEM Symposium (FRPRCS-2), Ed. by Luc Taerwe, New York: E & FN Spon, 1995.
- [20] Sugiyama, Tetsuya, Tomita Saki, Kouzaki Satoshi, Sato Yasuhiko, Ueda Tamon, Kobayashi and Akira. Development of Continuous Fiber Flexible Reinforcement, Fourth International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (SP-188), Ed. by Antonio Nanni, Charles Dolan, Sami Rizkalla. Farmington Hills: ACI International, 1999.

- [21] Renaud Claude M. e Greenwood Mark E., Effect of Glass Fibres and Environments on Long-Term Durability of GFRP Composite, Available from: <http://www.efuc.org/index.php?channel=downloads>.
- [22] Oliva Michael, Bank Lawrence et al., Reinforcing Concrete Bridge Decks with Prefabricated FRP Grids and Stay-in-place Formwork. The University of Wisconsin-Madison, 2005.
- [23] T. Hassan, et al., Fibre reinforced polymer reinforcing bars for bridge decks, Canadian Journal of Civil Engineering 27 pp 839–849, 2000.
- [24] ACI Committee 440, ACI Guide for the Design and Construction of Concrete Reinforced with FRP Bars, ACI 440.1R-03, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2003.
- [25] Mufti Aftab, Onofrei Maria et al., Durability of GFRP Reinforced Concrete in field Structures, 7th International Symposium on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structure New Orleans, USA, November 2005.
- [26] Mufti Aftab, Onofrei Maria et al. Report on studies of Concrete Reinforced with GFRP Specimens from Field Demonstration Structures. ISIS Canada Research Network Review, 2005.
- [27] Tardif D, Neale K.W., et al., Use of CFRP in precast prestressed high performance concrete for innovate bridge deck systems, University of Sherbrooke, International Workshop on Innovative Bridge Deck Technologies, Winnipeg Canada, 2005.
- [28] El-Ragaby Amr et al., Fatigue analysis of concrete bridge deck slabs reinforced with E-glass/vinyl ester FRP reinforcing bars, Construction and Building Materials Composites: Part B 38 2007 pp 703-711, Canada.
- [29] Klowak Chad, Memon Amjad, Mufti Aftab, Static and fatigue investigation of second generation steel-free bridge decks, Construction and Building Materials Composites 28 2006 pp 890-897, Canada.
- [30] Sadek Amr et al., Fire Resistance Testing of Concrete Beams Reinforced by GFRP Rebars, European Journal of Scientific Research, Vol.15 No.2 (2006), pp. 190-200, EuroJournals Publishing, Inc. Kuwait 2006.
- [31] Sadek Amr et al., Fire Resistance Testing of Concrete Slabs Reinforced by GFRP Rebars, European Journal of Scientific Research, Vol.19 No.3 (2008), pp. 599-607, EuroJournals Publishing, Inc. Kuwait 2008.
- [32] Decreto Ministeriale, NTC 14-01-2008.
- [33] Eurocodice 2, UNI EN 1992 Parte 1.2.

- [34] Eurocodice 1, UNI EN 1991 Parte 1.2.
- [35] FDS 5 & SMV 5 Technical Reference and User's Guide, maggiori informazioni sui software FDS & SMV sono consultabili sul sito web www.fire.nist.gov/fds.
- [36] Straus7 API Manual R2.3, maggiori informazioni sul software Straus7 sono consultabili sul sito web: www.straus7.com.
- [37] Kodur V.K.R., Baingo D., Fire Resistance of FRP Reinforced Concrete Slabs, National Research Council Canada, 1998.
- [38] Abbasi Abdolkarim, Paul J. Hogg, Temperature and environmental effects on glass fibre rebar: modulus, strength and interfacial bond strength with concrete, Department of Materials, Queen Mary, University of London, Elsevier, Composites: Part B 36 (2005) pp394–404, London, 2005.
- [39] Kodur V.K.R., Integrating Fire Resistance into Infrastructure Projects, National Research Council Canada, International Workshop on Innovative Bridge Deck Technologies, Winnipeg Canada, 2005.
- [40] Zha X.X., Three-dimensional non-linear analysis of reinforced concrete members in fire, Building and Environment 38 (2003) 297 – 307, University of Science and Technology , Wuhan (China), 2002.
- [41] Boiocchi Elisa. Mechanical Characterization of E-Glass Singles Fibres After High Temperature Exposure. Tesi di Laurea, Politecnico di Milano. 2007-2008.
- [42] Rehm G, Franke L. Kunstharzgebundene Glasfaserstable als Bewehrung im Betonbau. Die Bautechnik 1974;4:115–20.
- [43] Sen R. Investigation of S-2 glass/epoxy strands in concrete. In: Nanni A, Dolan C, editors. Int. Symposium on Fiber Reinforced Plastic Reinforcement for Concrete Structures. ACI SP-183, 1993. p. 15–33.
- [44] Rostasy F. Fiber composite elements and techniques as nonmetallic reinforcement of concrete. Brite Project 4142/BREU-CT 910515, Evaluation of Potential and Production Technologies of FRP, Technical Report Task 1, 1992.
- [45] Plecnik J. Temperature effects on epoxy adhesives. J Struct Eng, ASCE 1986;106(1):99–113.
- [46] Available from: <http://www.gluguru.com/Epoxies/epoxies.html>.
- [47] Blontrock H, Taerwe L, Matthys S. Properties of fiber reinforced plastics at elevated temperatures with regards to fire resistance of reinforced concrete members. In: Fourth International Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Baltimore, American Concrete Institute (ACI), 1999. p. 43–54.

- [48] Wang Y.C., Kodur V., Variation of strength and stiffness of fibre reinforced polymer reinforcing bars with temperature, *Elsevier Cement & Concrete Composite* 27 2005 pp 864-874, University of Manchester & National Research Council Canada, 2002.
- [49] Wang Y.C., Wong P.M.H., V. Kodur, An experimental study of the mechanical properties of fibre reinforced polymer (FRP) and steel reinforcing bars at elevated temperatures, *Composite Structures* 80 (2007) 131-140, Elsevier 2006.
- [50] CNR DT 200 - 2004 e 203 - 2006
- [51] Fico Raffaello, Limit States Design Of Concrete Structures Reinforced With Frp Bars, Ph. D. Thesis University of Naples Federico II, Naples, 2007.
- [52] Nanni A. e Faza S., Design And Construction Of Concrete Reinforced With Frp Bars: An Emerging Technology, *Proceeding of ACI Dallas Convention*, 2001.
- [53] Dao Ming, Asaro Robert J, A study on failure prediction and design criteria for fiber composites under fire degradation, *Elsevier Science Materials Composites: Part A* 30 1999 pp 123-131, University of California, San Diego, 1999.
- [54] British Standard Institutions fire tests on building materials and structures: Part 20. Method of determination of the fire resistance of elements of constructions, 1987.
- [55] ASTM E-119, Standard methods of fire tests of building constructions and materials, Part 18, 1976.
- [56] Desai S. Design of reinforced concrete beams under fire conditions. *Mag Concr Res* 1998;50(1):75-83.
- [57] Abbasi Abdolkarim, Paul J. Hogg, Fire testing of concrete beams with fibre reinforced plastic rebar, Department of Materials, Queen Mary, University of London, *Elsevier, Composites: Part A* 37 (2006) pp1142-1150, London, 2005.
- [58] Lim Linus, Buchanan Andrew et al., Numerical modelling of two-way reinforced concrete slabs in fire, *Engineering Structures* 26 (2004) 1081-1091 Elsevier, 2004.
- [59] Nigro Emidio, Manfredi Gaetano et al. High-temperature behaviour of concrete slabs reinforced with FRP bars. Department of Structural Engineering, University of Naples "Federico II". Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering. Zurich, Switzerland (CICE2008).

- [60] Pisani Marco A., Non-linear strain distributions due to temperature effects in compact cross-sections, *Politecnico di Milano, Engineering Structures* 26 (2004) 1349–1363, Elsevier, Milano 2004.
- [61] Nigro E et al. Fire resistance of concrete slabs reinforced with FRP bars. Part II: Experimental results and numerical simulations on the thermal field. *Composites: Part B* (2011), University of Naples - Italy, 2011.
- [62] Aiello M. A., Focacci F. et al. Cracking Of Concrete Cover In Frp Reinforced Concrete Elements Under Thermal Loads, Loads," Selected Presentation Proc., 4th International Symposium on FRP for Reinforcement of Concrete Structures (FRPRCS4), Baltimore, MD, Nov. 1999, pp. 233-243.
- [63] Keller Thomas, Tracy Craig, Hugi Erich, Fire endurance of loaded and liquid-cooled GFRP slabs for construction, Elsevier, *Composites: Part A* 37 (2006) 1055–1067, Swiss Federal Institute of Technology, Lausanne, Switzerland, 2005.
- [64] The Building Regulations 2000 Fire Safety, Amendments 2002 to Approved Document B (Fire safety) published by TSO (The Stationary Office) and available online www.tso.co.uk/bookshop.
- [65] Katz Amnon, Berman Neta. Modeling the effect of high temperature on the bond of FRP reinforcing bars to concrete, National Building Research Institute, Institute of Technology, Israel, *Cement & Concrete Composites* 22 (2000), p433-443.
- [66] Nigro E et al. Fire resistance of concrete slabs reinforced with FRP bars. Part I: Experimental investigations on the mechanical behavior. *Composites: Part B* (2011). University of Naples - Italy, 2011.
- [67] Mouritz A.P., Simple models for determining the mechanical properties of burnt FRP composites, Elsevier *Materials Science & Engineering A* 359 2003 pp 237-246, Royal Melbourne Institute of Technology, 2003.
- [68] Eurocodice 2, UNI EN 1992 Parte 1.1.
- [69] Focacci, F.; Nanni, A.; Bakis, C.E. (2000) "Local bond-slip relationship for FRP reinforcement in concrete". *Journal Composites of Construction* 4, pp. 24-31.
- [70] Plizzari, Giovanni. L'aderenza tra l'acciaio e il calcestruzzo. Università di Brescia 2006.
- [71] D. J. Oehlers*, FRP Plates Adhesively Bonded to Reinforced Concrete Beams: Generic Debonding Mechanisms. *Advances in Structural Engineering*, Volume 9 Number 6 December 2006, p737-750.

- [72] L. Bouazaoui, A. Li. Analysis of Steel/Concrete Interfacial Shear Stress by Means of Pull-Out Test, *International Journal of Adhesion & Adhesives* 28 (2008), p101–108.
- [73] Eurocodice 2, UNI EN 1992 Parte 2.
- [74] Ministero dell'Interno, Dipartimento dei Vigili del fuoco del soccorso pubblico e della difesa civile, Corso di costruzioni, dissesti statici e puntellamenti, 2007.
- [75] Aicap. Progettazione di strutture in calcestruzzo armato. Edizione Pubblicamento. Roma 2008.
- [76] Dejke Valter, durability and service life prediction of Gfrp for concrete reinforcement, Chalmers University of Technology, Department of Building Materials, Sweden.
- [77] Phillips Kimberly A., Harlan Matthew et al., Performance of a Bridge Deck with Glass Fiber Reinforced Polymer Bars as the Top Mat of Reinforcement, Virginia Polytechnic Institute & State University, Virginia, USA, 2005.
- [78] Eitel Amy Katherine, Performance Of A Gfrp Reinforced Concrete Bridge Deck, Ph Degree Department of Civil Engineering, Case Western Reserve University, 2005.
- [79] Asaro Robert et al., Structural response of FRP composites during fire, Elsevier, *Composite Structures* 87 (2009) 382–393, United States 2008.
- [80] Ferrier, E. and Hamelin P. Influence of Time-Temperature-Loading on Carbon Epoxy Reinforcement for Concrete Structures, Fourth International Symposium on Fiber-Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (SP-188). Ed. by Antonio Nanni, Charles Dolan, Sami Rizkalla. Farmington Hills: ACI International, 1999.
- [81] Aviable from: www.gotthard-strassentunnel.ch.
- [82] ASLAN FRP, aviable from: <http://aslanfrp.com/>.
- [83] FIDIA S.r.l., website: www.fidiaglobalservice.com.
- [84] Bareš Richard, Calcolo di lastre e piastre, Prefazione di Mola Franco, Clup, Milano, 1986.

RINGRAZIAMENTI

Ringraziamo vivamente i professori Ing. Marco Andrea Pisani e Ing. Valter Carvelli per il Loro apporto fondamentale, sostegno e disponibilità per tutta la durata della tesi. Li ringraziamo sentitamente anche della loro apertura nei nostri confronti, a condividere la Loro esperienza e la Loro conoscenza sul campo, con gentilezza e cordialità.

Ringraziamo tutto il personale di laboratorio, che fisicamente ci ha aiutato nell'effettuare tutte le prove sperimentali.