

**progetto, coordinamento, sicurezza e  
direzione lavori per intervento di  
consolidamento strutturale, restauro e  
ripristino cortile pensile dei cani in corte  
nuova | palazzo ducale | mantova**

**progetto esecutivo**

---

committente

**palazzo ducale di mantova**

piazza paccagnini | 3  
46100 mantova | italia

---

**r.t.p. arch. giampaolo benedini | arch. vittorio  
longheu | ing. antonio sproccati | arch. giorgio  
campedelli**

**architetto vittorio longheu**

via chiassi | 71  
46100 mantova | italia  
0376 . 355924  
info@vittoriolongheu.it

**architetto giampaolo benedini**

via santi martiri | 2a  
46100 mantova | italia  
0376 . 323462  
info@benedinipartners.it

**ingegnere antonio sproccati**

via cremona | 27-2  
46100 mantova | italia  
0376 . 263879  
antonio.sproccati@ingex.it

---

**relazione strutturale**

n. elaborato

**ES | R.03**

data

**giugno 2023**

aggiornamenti

**B L S D E S I G N**

pagina intenzionalmente bianca

# INDICE

<b>1</b>	<b>INTRODUZIONE.....</b>	<b>4</b>
1.1	Premessa .....	4
1.2	Descrizione generale del cortile allo stato di fatto .....	5
<b>2</b>	<b>ANALISI DEL DEGRADO E DELLO STATO FESSURATIVO.....</b>	<b>13</b>
2.1	Rilievo del Prof. Faccio del febbraio 2013 .....	13
2.2	Stato di degrado .....	13
<b>3</b>	<b>QUADRO NORMATIVO E DI RIFERIMENTO.....</b>	<b>19</b>
<b>4</b>	<b>INTERVENTI IN PROGETTO .....</b>	<b>20</b>
4.1	Premessa .....	20
4.2	Interventi di ripristino del solaio.....	21
4.2.1	Asportazione del copriferro ammalorato .....	21
4.2.2	Passivazione dei ferri esposti .....	21
4.2.3	Ricostruzione del copriferro .....	21
4.2.4	Rasatura di finitura (nuovo copriferro).....	22
4.2.5	Controllo delle condizioni delle travi agli appoggi ed eventuale risanamento .....	22
4.3	Inquadramento ai sensi del cap. 8 del D.M. 17/01/2018 .....	22
<b>5</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DESUNTE DALLE INDAGINI.....</b>	<b>23</b>
5.1	Rilievo .....	23
5.2	Saggi e prove specialistiche sui materiali.....	23
5.2.1	Saggi .....	23
5.2.2	Prove specialistiche e di laboratorio .....	24
5.2.3	Risultati dei saggi e delle prove .....	24
5.2.3.1	<i>SUF_01 – scavo ad estradosso .....</i>	<i>24</i>
5.2.3.2	<i>ARM_01 – armatura inferiore e staffe della trave principale in mezzeria.....</i>	<i>24</i>
5.2.3.3	<i>ARM_02 – armatura inferiore e staffe della trave principale all'appoggio su muro .....</i>	<i>24</i>
5.2.3.4	<i>ARM_03 – armatura inferiore e staffe della trave secondaria in mezzeria e all'appoggio su quella principale .....</i>	<i>25</i>
5.2.3.5	<i>ARM_04 – armatura superiore soletta, trave secondaria e trave principale .....</i>	<i>25</i>
5.2.3.6	<i>ARM_05 – armatura inferiore soletta.....</i>	<i>25</i>
5.2.3.7	<i>CAR_01, CAR_02, CAR_03.....</i>	<i>26</i>
5.2.3.8	<i>SRB_01, SRB_02.....</i>	<i>26</i>
5.2.3.9	<i>BAR_01, BAR_02, BAR_03.....</i>	<i>27</i>
5.2.3.10	<i>Schemi grafici sezioni in mezzeria .....</i>	<i>27</i>
5.3	Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza .....	28
5.3.1	Calcestruzzo e acciaio da c.a. ....	28

5.3.1.1	Indagini esaustive per rilievo dei dettagli costruttivi .....	29
5.3.1.2	Prove esaustive per le proprietà dei materiali.....	29
5.4	<b>Parametri dei materiali adottati e coefficienti di sicurezza .....</b>	<b>30</b>
5.4.1	Calcestruzzo .....	30
5.4.2	Acciaio da calcestruzzo armato .....	31
6	<b>ANALISI DEI CARICHI .....</b>	<b>33</b>
6.1	<b>Stato di fatto .....</b>	<b>33</b>
6.2	<b>Stato di progetto.....</b>	<b>33</b>
6.3	<b>Peso proprio trave principale e secondaria .....</b>	<b>34</b>
7	<b>VERIFICHE PER CARICHI VERTICALI.....</b>	<b>35</b>
7.1	<b>Stato di fatto .....</b>	<b>35</b>
7.1.1	Trave Principale .....	35
7.1.1.1	Flessione in mezzeria .....	35
7.1.1.2	Taglio all'appoggio ( $x=0.0\text{ m}$ , $h=120\text{ cm}$ ) .....	37
7.1.2	Trave Secondaria .....	39
7.1.2.1	Flessione in mezzeria .....	39
7.1.2.2	Taglio all'appoggio ( $x=0$ , $h=100\text{ cm}$ ) .....	41
7.1.3	Soletta .....	43
7.1.3.1	Flessione in mezzeria .....	43
7.1.3.2	Taglio all'appoggio.....	44
7.2	<b>Stato di progetto.....</b>	<b>46</b>
7.2.1	Trave Principale .....	46
7.2.1.1	Flessione in mezzeria .....	46
7.2.1.2	Taglio all'appoggio ( $x=0.0\text{ m}$ , $h=120\text{ cm}$ ) .....	47
7.2.1.3	Taglio al cambio di sezione ( $x=0.9\text{ m}$ , $h=100\text{ cm}$ ) .....	48
7.2.2	Trave Secondaria .....	50
7.2.2.1	Flessione in mezzeria .....	50
7.2.2.2	Taglio all'appoggio ( $x=0$ , $h=100\text{ cm}$ ) .....	51
7.2.2.3	Taglio al cambio di sezione ( $x=1.65\text{ m}$ , $h=45\text{ cm}$ ) .....	52
7.2.3	Soletta .....	54
7.2.3.1	Flessione in mezzeria .....	54
7.2.3.2	Taglio all'appoggio.....	54
7.3	<b>Sintesi dei risultati .....</b>	<b>55</b>
8	<b>CONCLUSIONI .....</b>	<b>56</b>

# 1 INTRODUZIONE

## 1.1 Premessa

La presente relazione riguarda gli interventi relativi alle strutture da eseguirsi nell'ambito dei lavori "...di consolidamento strutturale, restauro e ripristino del sistema di scolo delle acque piovane del Cortile pensile dei Cani in Corte Nuova e realizzazione scala d'emergenza esterna" presso il complesso di Palazzo Ducale a Mantova, CUP F67H19003710001, CIG 94817045AA.

In particolare, la presente relazione riguarda i soli interventi sul Cortile dei Cani, primo stralcio del progetto complessivo che riguarda anche la nuova scala di emergenza esterna da realizzarsi nel retro dell'abside della basilica di S. Barbara. Quest'ultima verrà progettata a livello esecutivo in un secondo momento, una volta reperiti i fondi per la sua realizzazione.

Più nello specifico, la relazione riguarda la valutazione della capacità portante del solaio del cortile nei confronti delle azioni previste dalla normativa vigente, nella condizione di progetto, che prevede la sostituzione del terreno di ricoprimento del cortile con altro materiale più leggero, nell'ambito anche della sistemazione del sistema di scolo delle acque piovane del cortile.

Il Cortile dei Cani si trova all'interno del complesso museale di Palazzo Ducale a Mantova e più precisamente all'interno della cosiddetta Corte Nuova.

L'immagine sottostante individua il cortile nel complesso di Palazzo Ducale.



**Figura 1-1 Individuazione del Cortile dei Cani nel complesso di Palazzo Ducale**

## 1.2 Descrizione generale del cortile allo stato di fatto

Il Cortile dei Cani è un cortile pensile la cui struttura portante orizzontale, su cui è realizzato il giardino costituisce copertura di un ambiente interrato attualmente utilizzato come deposito/magazzino.

Le seguenti foto storiche mostrano l'ambiente del cortile prima della realizzazione del solaio.



Figura 1-2 Vista del cortile verso OVEST prima della realizzazione del solaio nel 1930 (loggia al piano nobile, archi al piano interrato)



**Figura 1-3 Vista del cortile verso SUD prima della realizzazione del solaio (decorazioni al piano nobile)**



**Figura 1-4 Vista del cortile verso NORD dopo la realizzazione del solaio**

Dalla documentazione dell'epoca fornita si evince che il solaio è stato realizzato nel 1930.

Il solaio ha forma pressoché rettangolare e dimensioni, misurate tra i muri del giardino, di circa 14.20x12.40 m. Le dimensioni misurate invece tra i muri dell'interrato sono pari a circa 13.50x12 m.

La struttura portante verticale è costituita dai muri perimetrali in laterizio pieno del cortile, visibili dalle foto storiche, e da un pilastro centrale di dimensioni 195x130 cm realizzato in

muratura di mattoni pieni e sormontato da una soletta di ripartizione in c.a. di spessore 25 cm, su cui poi è impostata un'altra piccola soletta, di finitura, di spessore 10 cm rastremata.

Il pilastro centrale è stato realizzato nel 1930 insieme al solaio.

Il solaio è costituito da una soletta piena di spessore 15 cm, che appoggia su travi secondarie ad interasse 170 cm circa le quali, a loro volta, appoggiano sui muri perimetrali dei lati lunghi e sulle due travi principali.

Queste ultime appoggiano sui muri perimetrali dei lati corti e sul pilastro centrale.

Sono presenti in totale 16 travi secondarie che possono anche essere viste come 8 travi da due campate ciascuna, in cui l'appoggio di mezzeria è dato dalle travi principali.

Le due travi principali, a differenza delle travi secondarie, non presentano continuità strutturale, essendo collegate solo in corrispondenza della soletta.

La seguente Figura 1-5 mostra il cortile nel suo stato attuale, si noti la loggia sul lato OVEST e le decorazioni sul lato SUD già visibili nelle precedenti Figura 1-2 e Figura 1-3.



**Figura 1-5 Vista del cortile verso SUD-OVEST allo stato attuale**

Dal pilastro centrale, infine, spicca un pilastrino più piccolo probabilmente a supporto localizzato della vasca d'acqua centrale.

Le seguenti figure mostrano l'ambiente all'interrato (intradosso solaio) dove è possibile vedere in Figura 1-6 il pilastro centrale su cui poggiano le due travi principali, senza continuità, e le prime travi secondarie.

In Figura 1-7 di nuovo la trave principale in appoggio sul muro EST, dove è presente anche un contromuro sul quale però la trave non appoggia; in Figura 1-8 le altre travi secondarie a due campate in appoggio intermedio sulla trave principale, nonché il muro lato OVEST con gli archi all'interrato.



**Figura 1-6 Intradosso solaio (pilastro centrale, appoggio travi principali)**



**Figura 1-7 Intradosso solaio (trave principale e secondarie, muro EST con contromuro)**



**Figura 1-8 Intradosso solaio (trave principale e secondaria, muro OVEST con archi)**

Le travi, principali e secondarie, hanno sezione variabile.

Le travi principali, di larghezza 40 cm costante, hanno altezza (misurata dall'intradosso della soletta, quindi un ribassamento) di circa 83-85 cm in mezzeria, che si mantiene tale fino a circa 60-70 cm dagli appoggi dove aumenta linearmente fino a 105 cm sull'appoggio centrale e 110 cm sugli appoggi sui muri.

Le travi secondarie, di larghezza 28-30 cm costante, hanno altezza (misurata dall'intradosso della soletta, quindi un ribassamento) di circa 30 cm in mezzeria che si mantiene tale fino a circa 165 cm dagli appoggi dove aumenta linearmente fino a 83-85 cm (che è appunto il ribassamento della trave principale).

Nella Figura 1-9 è riportato uno stralcio della relazione del solaio depositata presso il Genio Civile nel 1930. La relazione riporta alcune interessanti informazioni relativamente alla geometria (confermate da rilievo visivo in situ dove i travoni T' sono le travi principali, e le travi T'' sono le travi secondarie), allo schema statico di calcolo adottato e ai carichi di dimensionamento. Si tralascia la parte della relazione relativa alla stima economica del tempo.

Si sottolinea che la relazione dichiara che il solaio è stato calcolato per un carico di 2000 daN/mq onnicomprensivi.

Il peso proprio delle strutture è stato stimato in 360 daN/mq (è il peso della sola soletta) per rimanenti utili 1640 daN/mq, che comprendono sia il permanente non strutturale (terreno vegetale) sia il sovraccarico (carico da transito).

Per il permanente non strutturale furono considerati circa 50-60 cm di terreno umido.

Dallo scavo eseguito durante la campagna di prove sui materiali sono invece stati rilevati circa 70-80 cm di terreno.

All'estradosso il getto della soletta è stato completato da una "cappa impermeabile a cemento", come indicato nella stima economica dell'intervento del 1930.

1  
 Copertura del Cortile " DEI CANI " IN PALAZZO DUCALE = MANTOVA  
 mediante solettone nervato in cemento armato

RELAZIONE

Assunto il vano da ricoprire delle dimensioni  $11.30 \times 13.35$ ,  
 e tentate varie altre soluzioni, è apparsa più conveniente  
 la creazione di un unico ritto centrale in calcestruzzo,  
 delle dimensioni in sezione di m.  $1.00 \times 1.00$  [esuberanti  
 come sostegno della sovrastante impalcata ma consigliabili  
 allo scopo di maggiormente ripartire gli sforzi]. =

Su esso ritto centrale poggiano due travoni maestri ( T' )  
 (A-B - B-C) che sono, per così dire la spina dorsale dell' impalcatura



progettata . = Da essi travoni di dipar =  
 tono le travi secondarie ( T'' ) aventi  
 gli interassi a ml 1.65 circa , le quali  
 alla loro volta portano la soletta . =

Detta soletta avrà lo spessore di cm 15 ed è calcolata per  
 sostenere un carico di Qli 20 al mq , compreso il peso proprio.

Essendo il peso proprio di essa di Qli 3.60, rimangono Qli  
16.40 al mq a disposizione per il carico di terra e di persone  
 transittanti . = Si possono quindi mettere con sicurezza 50/60  
 cm di terra bagnata , rimanendo ampio margine per il transito. =

Le travi secondarie T'' avranno [compreso lo spessore di  
 soletta] la altezza di m. 0.45 in mezzzeria, e m 1.00 all' incastro  
 e la larghezza costante di m. 0.30 . =

Le travi principali T' avranno l' altezza di m. 1. = ( sempre com  
 prensiva della soletta in mezzzeria , e di m. 1.25 all' appogg  
 gio semincastrato . e la larghezza costante di m. 0.40 -

Tutte queste strutture sono state calcolate a norma di regola  
 mento : assumendo per la soletta un Momento  $1/10 pl^2$  sia in mezz  
 zzeria che all' incastro . = per le travi (T'')  $1/12$  sia in mezzzeria  
 che all' incastro e per le (T') [che espressamente si sono lasciate  
 liberamente appoggiate allo scopo di prevenire possibili abbassa

2  
 menti della struttura preesistente cui andrà ad insistere il  
 progettato pilone ] si è assunto  $1/8$  in mezzzeria e  $1/24$  in cor  
 rispondenza all' incastro imperfetto ( quasi appoggio libero) . =

Figura 1-9 Stralcio della relazione illustrativa del 1930

## **2 ANALISI DEL DEGRADO E DELLO STATO FESSURATIVO**

### **2.1 Rilievo del Prof. Faccio del febbraio 2013**

Nel febbraio del 2013 il Prof. Faccio ha eseguito un rilievo completo del degrado delle strutture all'intradosso del solaio; in particolare sono stati registrati diversi livelli di profondità di degrado del copriferro e i ferri di armatura che risultano esposti.

Il sottoscritto ingegnere, sulla scorta del rilievo del 2013, ha eseguito un sopralluogo per verificare nuovamente lo stato di degrado, senza rilevare sostanziali incrementi dello stesso rispetto a quello riportato del 2013.

### **2.2 Stato di degrado**

Lo stato di degrado delle strutture è stato rilevato tramite semplice ispezione visiva degli elementi strutturali all'intradosso, essendo l'intradosso della soletta ricoperto da terreno vegetale.

Non sono state rilevate particolari fessurazioni o inflessioni, sia nel calcestruzzo delle strutture orizzontali che nelle murature di appoggio, che possano far pensare alla presenza di sollecitazioni eccessive.

Sono stati rilevati, tuttavia, estesi difetti di costruzione e un degrado molto diffuso di tutte le strutture in c.a.: soletta, travi secondarie e travi principali.

Quanto sopra si presenta con le seguenti caratteristiche di seguito elencate.

- Nidi di ghiaia diffusi soprattutto sul fondo della soletta e agli spigoli delle travi; i nidi di ghiaia non sono un vero e proprio elemento di degrado quanto un difetto di realizzazione originale che potrebbe essere dovuto ad una miscela non ottimale dei componenti del conglomerato cementizio, una scarsa/assente vibrazione post getto, giunti tra casseforme non a tenuta, getto eseguito da eccessiva altezza....
- Assenza di copriferro in particolare sulle staffe e barre a contatto con i casseri; anche questo è un degrado un diffuso difetto di costruzione.
- Ossidazione delle armature longitudinali e delle staffe che, tuttavia, non presentano particolari riduzioni di sezione.

L'ossidazione si presenta comunque compatta senza particolari esfoliazioni; fanno eccezione 2-3 appoggi a muro di una trave principale e di un paio di travi secondarie dove barre longitudinali e l'ultima staffa risultano completamente corrose e sfaldate, probabilmente per la maggiore presenza di umidità dovuta, probabilmente, all'umidità di risalita dal muro in laterizio oppure alla infiltrazione dell'acqua piovana del cortile all'interfaccia tra soletta e muro.

- Espulsione del copriferro dovuto all'ossidazione delle barre di armatura associate anche ad un esiguo copriferro, talvolta anche nullo con barre a contatto con i casseri.
- Scorticamento della parte più superficiale del conglomerato cementizio nei dintorni dei nidi di ghiaia, poveri di matrice legante.
- Espulsione/assenza/deorticamento del copriferro con spessori da millimetrici (ad esempio in corrispondenza dei nidi di ghiaia della soletta) a spessori anche di 4-5 cm in corrispondenza dell'armatura inferiore delle travi principali e secondarie sugli spigoli,

costituita da barre di diametro di 20-28 mm piuttosto vicine tra di loro, con difficoltà quindi in fase realizzativa di efficace penetrazione ed avvolgimento delle barre da parte della matrice del conglomerato cementizio.

Il degrado descritto sembra però interessare il solo intradosso delle strutture.

Infatti, grazie ad uno scavo esploratore ad estradosso, è stato possibile mettere in evidenza una porzione (ancorché limitata) dell'armatura all'estradosso che è apparsa in uno stato di buona conservazione (assenza di ruggine, acciaio pulito e di colore grigio), nonché una porzione di soletta che presenta buona compattezza e uniformità. Probabilmente la “cappa impermeabile a cemento” indicata nella stima economica della relazione del 1930 e rilevata anche nella carota CAR\_01, estratta da GEOLAB nell'ambito delle prove specialistiche sui materiali di cui si relazionerà in seguito come “strato di boiaccia di spessore 2 mm”, grazie alla sua compattezza e bassa porosità ha protetto o rallentato fortemente la penetrazione dell'anidride carbonica nella soletta dall'alto e quindi la depassivazione con conseguente arrugginimento dei ferri superiori. Anche il terreno di ricoprimento potrebbe avere svolto un ruolo di protezione dalla carbonatazione.

Si riportano alcune immagini del degrado rilevato all'intradosso del solaio e una foto che testimonia le buone condizioni di conservazione delle strutture all'estradosso.



**Figura 2-1 Espulsione di copriferro intradosso soletta e nidi di ghiaia**



**Figura 2-2 Espulsione di copriferro intradosso soletta e trave principale all'appoggio, nidi di ghiaia, copriferro assente sulle staffe**



**Figura 2-3 Espulsione di copriferro intradosso trave principale, rottura ferri e staffe, nidi di ghiaia, copriferro assente sulle staffe**



**Figura 2-4 Espulsione di copriferro con cavità intradosso trave principale, nidi di ghiaia agli spigoli, copriferro assente sulle staffe**



**Figura 2-5 Buona condizione di conservazione delle barre superiori, assenza di ruggine (dopo scarifica copriferro per rilievo armature)**

### **3 QUADRO NORMATIVO E DI RIFERIMENTO**

La presente relazione di calcolo è stata redatta in accordo alle Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui al D.M.17-01-2018 (NTC2018) con relativa Circolare esplicativa. n. 7 del 21-01-2019.

Tali norme, ai fini dell'ottenimento delle prestazioni richieste, permettono di utilizzare indicazioni applicative contenute in altre normative e documenti tecnici di comprovata validità.

- UNI EN 1992-1-1- Eurocodice 2 (anno 2009): Progettazione delle strutture di calcestruzzo - Parte1-1: Regole generali e regole per gli edifici

## 4 INTERVENTI IN PROGETTO

### 4.1 Premessa

Come si vedrà nel capitolo delle verifiche di resistenza, il solaio del Cortile dei Cani, attualmente, non possiede sufficiente capacità portante nei confronti dei carichi verticali agenti allo stato di fatto, con i sovraccarichi previsti dalla normativa vigente per l'attuale utilizzo del cortile (museo, sala per esposizioni, categoria C3).

L'insufficiente capacità portante è dovuta ad una carenza di armatura metallica resistente, a flessione (e anche a taglio per la trave principale), secondo quanto rilevato in situ.

Per risolvere il problema e rendere idoneo il solaio alla sua destinazione d'uso sono possibili diverse soluzioni (o una loro combinazione):

1. incremento della capacità portante degli elementi esistenti tramite inserimento di armatura resistente aggiuntiva (ad esempio tessuti in fibre di carbonio/vetro/basalto incollati con apposite resine);
2. messa in opera di nuovi elementi strutturali con funzione di supporto a quelli esistenti, finalizzata alla riduzione delle sollecitazioni in questi ultimi;
3. messa in opera di nuovi elementi strutturali con funzione di completa sostituzione nella funzione portante di quelli esistenti, mantenendo questi ultimi;
4. messa in opera di nuovi elementi strutturali con funzione di completa sostituzione nella funzione portante di quelli esistenti, eliminando, anche parzialmente, questi ultimi;
5. riduzione dei carichi agenti in modo da ridurre le sollecitazioni sugli elementi esistenti.

Trattandosi di bene tutelato ci si è orientati verso una soluzione tale da minimizzare le alterazioni dell'esistente o l'introduzione di nuovi elementi strutturali estranei.

Inoltre, la bassa resistenza a compressione del calcestruzzo rilevata renderebbe poco efficaci interventi che prevedono la messa in opera di consolidamenti con fibre di materiale composito, essendo questi limitati dal collasso per strappo della parte più superficiale del supporto cementizio.

La necessità di rivedere il sistema di scolo delle acque piovane del cortile ha permesso di progettare una nuova stratigrafia di finitura, sopra il solaio, molto più leggera di quella attuale (costituita da circa 80 cm di terreno vegetale). La nuova stratigrafia prevede l'utilizzo di un particolare sistema di giardino pensile leggero e di spessore contenuto, insieme a specifici pannelli di polistirolo con funzione di riempimento del rimanente spessore ad arrivare alla soletta.

Come si vedrà il carico permanente non strutturale si dimezza (da più di 1400 daN/mq a 750 daN/mq).

Il sovraccarico di categoria C3 da 500 daN/mq rimane, invece, invariato.

Questa riduzione di carico comporta una proporzionale riduzione delle sollecitazioni negli elementi strutturali che, a questo punto, possiedono sufficiente capacità portante per i nuovi carichi ridotti, così come verrà mostrato al Capitolo 7.2.

Per poter continuare a garantire la capacità portante teorica che gli elementi strutturali esistenti possono sviluppare sono però necessari diffusi interventi di riparazione e ripristino del degrado descritto al capitolo precedente, finalizzati al recupero delle condizioni che garantiscono la durabilità delle strutture.

In altre parole, gli interventi strutturali previsti sul solaio consistono semplicemente nella riduzione dei carichi agenti e nel ripristino dei danni e difetti che il tempo ha provocato sulle strutture.

## **4.2 Interventi di ripristino del solaio**

Gli interventi di riparazione del degrado del solaio sono finalizzati alla ricostituzione della sezione resistente originaria degli elementi strutturali e soprattutto al ripristino delle condizioni di naturale protezione dalla corrosione dell'armatura metallica.

L'intervento si sviluppa in 4 fasi:

1. asportazione del copriferro ammalorato;
2. protezione passivante dei ferri esposti;
3. ricostruzione del copriferro;
4. rasatura finale protettiva in modo da garantire, in ogni caso, almeno 15 mm di copriferro.

### **4.2.1 Asportazione del copriferro ammalorato**

Innanzitutto, è necessario rimuovere il copriferro che si presenta ammalorato, degradato, decoeso, sfarinato o comunque in via di distacco. L'operazione può essere eseguita a mano o con piccoli mezzi meccanici e il controllo dello stato del copriferro dovrà essere esteso a tutta la superficie a vista del calcestruzzo attraverso battitura a mano con martello.

### **4.2.2 Passivazione dei ferri esposti**

Successivamente è necessario preparare i ferri d'armatura esposti per stesura della malta passivante. Sarà quindi necessaria una spazzolatura manuale e sabbiatura meccanica per pulirli da materiali incoerenti, grassi, oli e ruggine e riportarli allo stato di metallo bianco.

La malta passivante (tipo MAPEI Mapefer o Mapefer 1k o KERAKOLL Eco Steel P), da stendere a pennello, ha la doppia funzione di:

- protezione anticorrosiva dei ferri di armatura del calcestruzzo (protezione attiva attraverso inibitori di corrosione e passiva attraverso l'alta alcalinità);
- promotore di adesione per le malte impiegate successivamente per il ripristino/ricostruzione del copriferro.

### **4.2.3 Ricostruzione del copriferro**

Dopo la passivazione dei ferri con malta specifica dovrà essere ricostruito il copriferro, a ripristinare la sezione originale degli elementi strutturali.

Il copriferro verrà ricostruito a mano con specifica malta tissotropica, fibrorinforzata a ritiro compensato (tipo MAPEI Mapegrout Tissotropico o Planitop Rasa e Ripara R4 in funzione dello spessore da ripristinare o KERAKOLL linea Geolite).

Il copriferro ovviamente verrà ripristinato sia nelle zone che ne sono già attualmente prive, sia nelle ulteriori zone da cui dovesse distaccarsi nella prima fase di descritta in precedenza.

Prima della posa della malta da ripristino la superficie di sottofondo dovrà essere bagnata fino a saturazione.

Dopo la posa della malta questa dovrà essere stagionata.

#### **4.2.4 Rasatura di finitura (nuovo copriferro)**

Essendo presenti molte staffe esposte perché senza copriferro (barre appoggiate ai casseri) si rende necessario ricostruire su tutta la superficie ad intradosso del solaio e delle travi un nuovo copriferro uniforme di spessore 15 mm, quindi anche nelle zone dove già presente o ripristinato.

Si può utilizzare nuovamente il prodotto MAPEI Tissotropico.

#### **4.2.5 Controllo delle condizioni delle travi agli appoggi ed eventuale risanamento**

Il degrado maggiore dei ferri d'armatura, con esfoliazione profonda delle barre, è stato rilevato in corrispondenza di alcuni appoggi delle travi sui muri in laterizio.

Per questo motivo si prevede il controllo delle condizioni delle travi all'interno del muro di appoggio tramite demolizione localizzata della muratura nei dintorni con profondità di circa 1 testa ed eventuale risanamento delle barre con le stesse tecniche e materiali descritti ai capitoli precedenti.

Ovviamente il risanamento dovrà limitarsi alle facce verticali delle travi.

### **4.3 Inquadramento ai sensi del cap. 8 del D.M. 17/01/2018**

Ai sensi del cap. 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni gli interventi sugli edifici esistenti devono essere classificati in una delle tre fattispecie indicate: interventi di riparazione o locali, interventi di miglioramento, interventi di adeguamento.

Gli interventi strutturali previsti si configurano come interventi di riparazione o intervento locale. Trattasi infatti di semplice riparazione di un danno, ancorché molto diffuso, dovuto alla vetustà delle strutture, senza particolari modifiche alla struttura portante o alterazioni del comportamento sismico globale della costruzione. Inoltre, la riduzione del carico permanente sopra il solaio apporta un beneficio anche ai fini sismici riducendo le masse sismiche in gioco.

**Pertanto, l'intervento sull'edificio esistente può essere classificato come intervento di riparazione o intervento locale ai sensi del cap. 8d del D.M. 17/01/2018.**

Non è necessaria, pertanto, una Valutazione della Sicurezza globale dell'opera, essendo sufficiente la valutazione della variazione locale (del solo solaio) del livello di sicurezza.

## **5 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI DESUNTE DALLE INDAGINI**

### **5.1 Rilievo**

E' stato eseguito un rilievo geometrico utile al controllo ed integrazione delle informazioni riportate nella relazione al genio civile del 1930 e di quanto riportato nel rilievo del degrado già eseguito nel febbraio del 2013 e, comunque, orientato alla raccolta di dati per la verifica delle strutture in opera ed il progetto delle opere di consolidamento.

È stato poi eseguito un rilievo visivo delle condizioni ed estensione del degrado delle opere in c.a. all'intradosso.

Sono state eseguite indagini specialistiche sui materiali, calcestruzzo e acciaio di armatura, nonché un rilievo delle armature resistenti in opera al fine di inquadrare le caratteristiche di resistenza e rigidità dei materiali e definire le sezioni resistenti dei vari elementi strutturali portanti.

### **5.2 Saggi e prove specialistiche sui materiali**

Come richiesto dalla normativa tecnica vigente, per la caratterizzazione meccanica dei materiali in opera occorre prevedere una serie di indagini e prove.

Le modalità di svolgimento delle prove previste nel seguito sono conformi alle specifiche riportate nonché alle indicazioni contenute nel documento *“Linee guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili”* a cura di DPC, RELUIS, AGI, ALGI e ALIG.

Trattandosi di edificio vincolato è stata acquisita preliminarmente l'Autorizzazione della Soprintendenza per i beni architettonici e paesaggistici di Brescia, Cremona e Mantova.

La campagna di saggi e prove diagnostiche specialistiche è stata eseguita dalla ditta GEOLAB s.r.l. che ha redatto il documento *“Indagini diagnostiche Cortile dei Cani – R.P. n. 230909 – agg. 02”*. Si rimanda al documento originale per i dettagli sull'esecuzione delle prove e sulla loro ubicazione.

Si allega alla presente relazione il documento di GEOLAB.

#### **5.2.1 Saggi**

Sono stati eseguiti i seguenti saggi conoscitivi:

- SUF\_01: scavo esplorativo all'estradosso finalizzato alla determinazione dello spessore effettivo di terreno sopra il solaio e al raggiungimento della soletta per esecuzione di altri saggi e prove diagnostiche;
- ARM\_01: rimozione del copriferro per rilievo dell'armatura inferiore e delle staffe in mezzera della trave principale;
- ARM\_02: rimozione del copriferro per rilievo dell'armatura inferiore e delle staffe all'appoggio sul muro della trave principale;
- ARM\_03: rimozione del copriferro per rilievo dell'armatura inferiore e delle staffe in mezzera e all'appoggio della trave secondaria sulla principale;
- ARM\_04: rimozione del copriferro per rilievo dell'armatura ad estradosso all'incrocio delle travi secondarie con la trave principale;

- ARM\_05: rimozione del copriferro per rilievo dell'armatura inferiore della soletta;

### **5.2.2 Prove specialistiche e di laboratorio**

È stata condotta una campagna di indagini sulle strutture in c.a. In particolare, sono state eseguite le seguenti prove:

- CAR\_01, CAR\_02, CAR\_03: prove di rottura a compressione su carote di calcestruzzo, previa verifica del fronte di carbonatazione, prelevate rispettivamente dalla soletta, dalla trave secondaria e dalla trave principale;
- SRB\_01, SRB\_02: prove combinata SONREB (sclerometro e prova ultrasonica) su calcestruzzo, rispettivamente sulla trave secondaria e sulla trave principale;
- BAR\_01, BAR\_02, BAR\_03: prova di trazione su spezzoni di barre da c.a. prelevate rispettivamente dalla staffa della trave principale, dal ferro longitudinale superiore della trave principale, dalla staffa della trave secondaria;

### **5.2.3 Risultati dei saggi e delle prove**

Per le immagini, schemi grafici e le esatte ubicazioni dei saggi e delle prove si rimanda al documento redatto da GEOLAB. Nel seguito si riportano sinteticamente i risultati salienti dei rilievi e prove specialistiche. La loro elaborazione, finalizzata alla determinazione delle resistenze dei materiali in opera, verrà eseguita in un capitolo successivo.

#### **5.2.3.1 SUF\_01 – scavo ad estradosso**

Lo scavo ha evidenziato uno spessore di terreno vegetale superficiale di circa 55-60 cm e più in profondità uno strato di misto granulare grossolano di spessore 20-25 cm. Lo spessore di materiale effettivamente presente è pari a circa 80 cm, superiori ai 50-60 cm indicati nella relazione al genio civile del 1930. La soletta è risultata di spessore 15 cm (da foro passante).

#### **5.2.3.2 ARM\_01 – armatura inferiore e staffe della trave principale in mezzeria**

7Ø28 lisci inferiori con copriferro 15-18 mm

staffe Ø8/10 lisce

Larghezza sezione 40 cm

Ribassamento sezione 83-85 cm

#### **5.2.3.3 ARM\_02 – armatura inferiore e staffe della trave principale all'appoggio su muro**

7Ø28 lisci inferiori con copriferro 15-18 mm

staffe Ø8/10 lisce

Larghezza sezione 40 cm

Ribassamento sezione 105 cm

*5.2.3.4 ARM\_03 – armatura inferiore e staffe della trave secondaria in mezzeria e all'appoggio su quella principale*

MEZZERIA

8Ø20 lisci inferiori con copriferro 15 mm

staffe Ø8/17 lisce

Larghezza sezione 30 cm

Ribassamento sezione 30 cm

APPOGGIO SU TRAVE PRINCIPALE

2Ø20 lisci inferiori continui + 4Ø20 lisci inferiori che ripiegano verso l'alto a 50 cm dalla faccia della trave principale

staffe Ø8/17 lisce

Larghezza sezione 30 cm

Ribassamento sezione 83-85 cm

*5.2.3.5 ARM\_04 – armatura superiore soletta, trave secondaria e trave principale*

SOLETTA

1Ø10/20-30 superiore longitudinale (perpendicolari alla trave secondaria)

1Ø8 trasversale (parallelo alla trave secondaria)

TRAVE SECONDARIA

3Ø10 superiori continui

1Ø20 superiore continuo

3Ø20 lisci superiori provenienti da una trave secondaria che piegano sulla faccia della trave principale

3Ø20 lisci superiori provenienti dal proseguimento della trave secondaria che piegano sull'altra faccia della trave principale

Si hanno quindi 3Ø10+1Ø20 continui e 3Ø20 sovrapposti per circa 40 cm.

TRAVE PRINCIPALE

3Ø10 lisci superiori

staffa Ø8/10 liscia (confrontando con quanto rilevato all'intradosso potrebbe essere a 4 bracci verticali)

*5.2.3.6 ARM\_05 – armatura inferiore soletta*

1Ø10/30 longitudinali, con sovrapposizione in mezzeria (tra due travi secondarie) di circa 40 cm

1Ø8 trasversale centrato

Copriferro quasi nullo

### 5.2.3.7 CAR\_01, CAR\_02, CAR\_03

Le carote estratte dalle travi (principale e secondaria) hanno lunghezza di circa 160 mm e una profondità di carbonatazione di 70-90 mm.

La carota estratta dalla soletta ha lunghezza 110 mm (carotaggio non passante eseguito dall'estradosso) e non risulta carbonatata. Si rileva uno strato di boiaccia di un paio di millimetri che probabilmente corrisponde alla "cappa impermeabile a cemento" indicata nella stima economica della relazione del 1930. Tale boiaccia compatta e poco porosa ha probabilmente protetto la soletta dall'esposizione all'anidride carbonica, impedendone la penetrazione nel calcestruzzo, agendo da protezione alla carbonatazione, cosa che non è avvenuta per le travi all'intradosso.

Si riporta la tabella dei risultati delle prove di compressione delle carote, dopo rettifica per portarle ad un rapporto H/D pari ad 1.



**GEOLAB s.r.l.**  
Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)  
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405  
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it  
Partita I.v.a 01985350170

**Rapporto di prova**  
**n. 230907**  
**pagina 2 di 2**

---

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 11/05/2023

### CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI PROVINI UNI EN 12390-3/2009

Data esecuzione: 24/03/2023 - 24/03/2023

Identificatore / Contrassegno	Data prelievo	Data prova	Dimensioni			Toll. (1)	Massa Volum. [kg/m³]	Carico [kN]	Resistenza unitaria [MPa]	Cond.	Tipo rottura (2)
			D [mm]	H [mm]	H/D [mm]						
<b>Soletta</b>											
CAR_01	21/03/2023	24/03/2023	95	95	1	RT	2.360	259,1	36,6	Asciutto	1
<b>Trave secondaria</b>											
CAR_02	21/03/2023	24/03/2023	95	95	1	RT	2.268	92,8	13,1	Asciutto	1
<b>Trave principale</b>											
CAR_03	21/03/2023	24/03/2023	95	95	1	RT	2.294	210,9	29,8	Asciutto	1

### 5.2.3.8 SRB\_01, SRB\_02

Si riporta la tabella riassuntiva dei risultati delle due prove Sonreb, comprensive anche delle correlazioni per la stima della resistenza a compressione.

Tabella dei risultati							
ID	Elemento strutturale	Indice sclerometrico  Is	Velocità di propagazione  Vu m/s	Stima della resistenza a compressione			
				RILEM NDT4 MPa	Di Leo e Pascale MPa	Del Monte et al. MPa	Gasparik MPa
SRB_01	Trave secondaria	32	4068	23.4	31.2	27.1	28.3
SRB_02	Trave principale	31	3932	20.9	28.2	25.1	26.0

### 5.2.3.9 BAR\_01, BAR\_02, BAR\_03

Si riporta la tabella dei risultati delle prove di trazione eseguiti sui tre campioni di armatura prelevati.



**GEOLAB s.r.l.**

Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)  
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405  
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it  
Partita i.v.a 01985350170

**Rapporto di prova**

**n. 230908**

**pagina 2 di 2**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 11/05/2023

### MATERIALI METALLICI. PROVA DI TRAZIONE

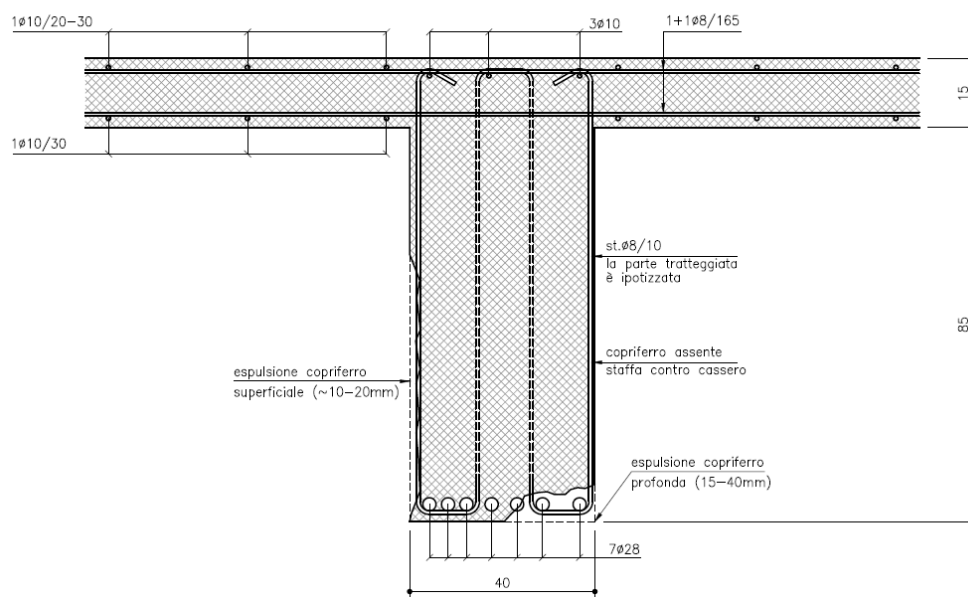
UNI EN 10002-1/1992

Data esecuzione: 05/04/2023

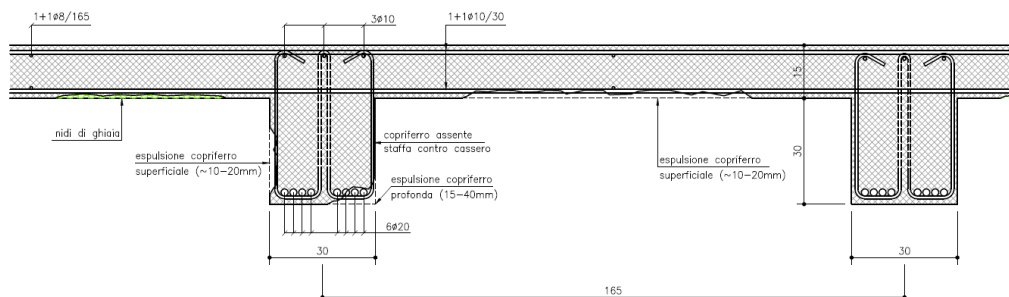
Sigla provino	Massa lin. [g/m]	Diam. equip. [mm]	Sezione effett. [mm <sup>2</sup> ]	Allung. A5 [%]	Carico unitario		Rapporto		Piegamento		Marchio
					fy-f(0,2) [MPa]	ft [MPa]	ft/fy	fy/fyk	esito	# mand [mm]	
BAR_01 - Ø8	358	7,6	45,61	30,25	337	444	1,32	-	-	-	-
BAR_02 - Ø10	642	10,2	81,82	31,20	433	515	1,19	-	-	-	-
BAR_03 - Ø8	364	7,7	46,32	31,00	323	407	1,26	-	-	-	-

### 5.2.3.10 Schemi grafici sezioni in mezzzeria

#### Sezione mezzzeria trave principale



#### Sezione mezzzeria travi secondarie



### 5.3 Livelli di Conoscenza e Fattori di Confidenza

Le NTC2018 prevedono 3 Livelli di Conoscenza (LC) in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Ad ogni livello di conoscenza è associato un Fattore di Confidenza (FC) specifico.

Il fattore di confidenza è utilizzato come fattore riduttivo per il calcolo della resistenza dei materiali in opera, a partire dai risultati delle prove su di essi eseguite.

Il numero e la tipologia di indagini necessarie per pervenire ad un dato livello di conoscenza sono suggeriti nella Circolare del 21/01/2019 n. 7.

#### 5.3.1 Calcestruzzo e acciaio da c.a.

La Circolare n. 7 propone, in funzione della tipologia dell'edificio in esame (edificio in muratura, in c.a., in acciaio) diversi livelli di approfondimento dei rilievi e numero minimo di prove sui materiali per conseguire un certo Livello di Conoscenza. Il solaio in esame, anche se facente parte di un edificio in muratura, è realizzato in calcestruzzo armato e pertanto, per la sola valutazione della sua capacità portante, si farà riferimento alle tabelle C8.5.IV e C8.5.V.

In particolare, la tabella C8.5.V è relativa ad “*edifici di c.a.*”, ovvero ad interi fabbricati, ed infatti il numero di prove cui si correla il livello di approfondimento dell'indagine fa riferimento ai metri quadri di piano dell'edificio. In questo caso, anche trattandosi di un singolo solaio di dimensioni inferiori ai 300 mq della tabella, sono stati usati gli stessi criteri di correlazione tra il numero di prove e il livello di approfondimento.

Si sottolinea infine che la tabella C8.5.V è comunque “*esclusivamente orientativa*”.

Si riporta la tabella C8.5.V della Circolare n. 7 nella quale sono suggerite le frequenze dei controlli per il rilievo e delle prove sui materiali per gli edifici in c.a., al fine di raggiungere i livelli minimi relativi ai diversi livelli di conoscenza.

Tabella C8.5.V – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)(d)</sup>
	Per ogni elemento “primario” (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Per l'edificio in esame, in base ai rilievi eseguiti ed al numero e diffusione delle prove diagnostiche, sulla base di quanto previsto dalla Circolare n. 7 al punto C8.5.4.2, si rileva quanto segue:

- 1) la geometria (carpenterie) è stata dedotta dalla relazione al genio civile e comunque è stato eseguito un **rilievo completo** delle geometrie salienti degli elementi strutturali;
- 2) per i dettagli strutturali (tipo e quantità armature) sono state eseguite **indagini esaustive** in situ;
- 3) per le proprietà dei materiali sono state eseguite **prove esaustive** in situ.

Per tale motivo si ritiene di aver raggiunto un **livello di conoscenza LC3** con un **fattore di confidenza FC pari a 1.00** sia per il calcestruzzo che per l'armatura da c.a.. Quanto sopra è evidenziato nella tabella C8.5.IV della Circolare n. 7 che segue.

Nei successivi paragrafi si giustifica il raggiungimento del numero minimo e delle percentuali minime di indagini ricordando infine, come riportato nelle note esplicative alla tabella C8.5.V) che il numero minimo di indagini (comunque orientativo) può essere valutato anche in considerazione della ripetitività delle situazioni in opera.

A tale riguardo si considerano identiche le due travi principali (stesso carico, stessa luce e schema statico di calcolo, come anche riportato nella relazione del 1930), si considerano tutte uguali le travi secondarie (stesso carico, stessa luce e schema statico di calcolo, come anche riportato nella relazione del 1930), si considerano tutti uguali i campi di soletta tra le travi secondarie.

**Tabella C8.5.IV** – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(\*) A meno delle ulteriori prescrizioni già fornite nel § C8.5.4.

#### 5.3.1.1 Indagini esaustive per rilievo dei dettagli costruttivi

Per quanto riguarda il solaio sono state eseguite indagini per il rilievo della:

- armatura inferiore e staffe in mezzera su una delle due travi principali (50%, o 100% se ne si considera la ripetitività), per calcolo di trave in semplice appoggio;
- armatura inferiore e staffe all'appoggio su una delle due travi principali (50%, o 100% se ne si considera la ripetitività), per calcolo di trave in semplice appoggio;
- armatura inferiore e staffe in mezzera su una delle 16 travi secondarie (100% se ne si considera la ripetitività), per calcolo di trave in semplice appoggio;
- armatura superiore di continuità su una coppia delle 8 coppie di travi secondarie (100% se ne si considera la ripetitività), per eventuale calcolo di trave in su più appoggi in continuità;
- armatura inferiore e superiore di un campo di soletta tra due travi secondarie (100% se ne si considera la ripetitività).

Tenendo quindi conto della ripetitività degli elementi strutturali si ritiene soddisfatto il requisito *orientativo* di **indagini esaustive** indicato in tabella C8.5.V della Circolare n. 7.

#### 5.3.1.2 Prove esaustive per le proprietà dei materiali

Il solaio ha una superficie in pianta di circa 160 mq, inferiori ai 300 mq indicati nella tabella C8.5.V.

Sono stati prelevati 3 provini di calcestruzzo e 3 provini di barre da c.a.

In aggiunta sono state eseguite 2 prove non distruttive per la valutazione della resistenza a compressione del calcestruzzo (SONREB).

Si ritiene soddisfatto il requisito *orientativo* di **prove esaustive** indicato in tabella C8.5.V della Circolare n. 7.

## 5.4 Parametri dei materiali adottati e coefficienti di sicurezza

### 5.4.1 Calcestruzzo

Per poter utilizzare nei calcoli di verifica le resistenze derivanti dai risultati delle prove di schiacciamento delle carote estratte dalla struttura è necessario eseguire delle elaborazioni per tener conto dei seguenti parametri:

1. rapporto H/D tra altezza e diametro della carota;
2. rapporto tra il diametro degli inerti del calcestruzzo della carota rispetto al diametro della stessa;
3. influenza del disturbo provocato dal carotaggio sul provino;
4. influenza dell'eventuale presenza di armature nella carota.

Sulla base di quanto contenuto nella letteratura tecnica, per il passaggio dalla resistenza a schiacciamento della carota alla resistenza su provino con rapporto H/D=2, che rappresenta la resistenza cilindrica da utilizzare nei calcoli, si è tenuto conto dei parametri sopra elencati attraverso 4 coefficienti:

**C1:** trasforma la resistenza allo schiacciamento di un provino con rapporto H/D qualsiasi in quella di un provino con rapporto H/D=2; si è assunto:

$$C1 = \frac{4.882}{(6.882 - \frac{H}{D})}$$

Si vede che  $C1 = 0.83$  per H/D=1

Mentre  $C1 = 1.00$  per H/D=2

**C2:** tiene conto del rapporto tra il diametro degli inerti e il diametro della carota: si è assunto sempre C2=1.

**C3:** tiene conto del disturbo del carotaggio; questo fattore è superiore all'unità ed aumenta al diminuire della resistenza del calcestruzzo: si è considerato C3=1.2 per resistenze minori di 150 daN/cm<sup>2</sup> e C3=1.1 per resistenze maggiori di 150 daN/cm<sup>2</sup> (Cfr. Collepari e Coppola);

**C4:** si è considerato C4=1 in quanto le carote prelevate non contengono barre di armatura.

Dunque si sono considerati diversi da 1 solo i coefficienti C1 e C3.

I valori della resistenza della carota misurata in laboratorio ( $f_{C,carota}$ ) sono stati elaborati per passare alla resistenza cilindrica ( $f_c$ ) per provino con H/D=2 tenendo conto dell'influenza degli effetti sopra elencati.

Nella seguente tabella sono riportati i risultati delle elaborazioni dei risultati delle prove a schiacciamento, insieme a quelli delle prove Sonreb. I valori in rosso relativi alle Sonreb sono valori calcolati a partire dai valori di correlazione che forniscono una resistenza cubica  $R_c$ , che viene poi appunto trasformata in resistenza cilindrica con il fattore riduttivo 0.83.

	$f_{c,carota}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	H/D	C1	C3	$f_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$R_c$ [N/mm <sup>2</sup> ]
CAR_01	36.6	1	0.83	1.1	33.4	-
CAR_02	13.1	1	0.83	1.2	13.0	-
CAR_03	29.8	1	0.83	1.1	27.2	-
SRB_01	-	-	-	-	19.4	23.4
SRB_02	-	-	-	-	17.3	20.9

Si calcola il valore medio della resistenza cilindrica, considerando, a favore di sicurezza, la correlazione Sonreb più sfavorevole.

Il valore medio è pari a:

$$f_{c,med} = 22.1 \text{ N/mm}^2$$

Se si considerasse invece la correlazione Sonreb più favorevole la resistenza a compressione cilindrica salirebbe a 24.6 N/mm<sup>2</sup> (+11%)

Nei calcoli di verifica si introdurrà un valore convenzionale  $f'_c$  ottenuto dividendo  $f_{c,med}$  per il Fattore di Confidenza che è stato assunto pari a 1.0, ottenendo così il valore di resistenza a compressione caratteristico.

Pertanto:

$$f'_{ck} = f_{c,med} / 1.0 = 22.1 \text{ N/mm}^2 = 221 \text{ daN/cm}^2$$

La relazione al genio civile del 1930, nella stima economica riporta “cemento armato con Q.li 3 di cemento per mc di impasto”.

I modelli di calcolo da impiegarsi per le verifiche di resistenza sono quelli previsti delle NTC2018.

In particolare la resistenza di calcolo  $f_{cd}$  per le verifiche di resistenza degli elementi duttili e fragili sarà calcolata con la formula usuale:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} * f_{ck} / \gamma_c \quad \text{assumendo } \alpha_{cc} = 0.85 \text{ in tutte le condizioni di carico e } f_{ck} = f'_{ck}$$

Il coefficiente parziale  $\gamma_c$  sarà assunto a favore di sicurezza pari a 1.5 sia per gli elementi o meccanismi duttili che fragili

#### 5.4.2 Acciaio da calcestruzzo armato

Si riporta in tabella la resistenza a snervamento delle 3 barre testate.

	elemento	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_t$ [N/mm <sup>2</sup> ]
BAR_01	staffa	337	444
BAR_02	barra long. sup.	433	515
BAR_03	staffa	323	407

Se si considerano valide tutti e tre i valori di snervamento ottenuti si ottiene un valore medio pari a 364 N/mm<sup>2</sup>.

Considerando un Fattore di Confidenza pari a 1 la resistenza a trazione caratteristica è di nuovo pari a 364 N/mm<sup>2</sup>.

La nota b) della tabella C8.5.V riporta che per l'identificazione della classe d'acciaio devono essere considerati i diametri di più diffuso impiego, ad esclusione delle staffe.

Escludendo quindi le staffe, che peraltro esibiscono valori di resistenza a snervamento e a rottura omogenei tra loro ma diversi da quello della barra longitudinale, si avrebbe un solo provino valido e pertanto si ricadrebbe, nella tabella C8.5.V, nel caso di prove limitate e

quindi Livello di Conoscenza LC1 e Fattore di Confidenza pari a 1.35. La resistenza a trazione caratteristica sarebbe pari a  $433/1.35=320 \text{ N/mm}^2$ .

A favore di sicurezza si adotta:

$$f_{yk} = 300 \text{ N/mm}^2 = 3000 \text{ daN/cm}^2$$

I modelli di calcolo da impiegarsi per le verifiche di resistenza sono quelli previsti delle NTC2018.

In particolare, la resistenza di calcolo  $f_{yd}$  per le verifiche di resistenza degli elementi duttili e fragili sarà calcolata con la formula usuale:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_a \quad \text{assumendo } f_{yk} = f_{yk}$$

Il coefficiente parziale  $\gamma_a$  sarà assunto a favore di sicurezza pari a 1.15 sia per gli elementi o meccanismi duttili che fragili.

## 6 ANALISI DEI CARICHI

Di seguito si riportano le analisi dei carichi utilizzate nelle verifiche statiche per carichi verticali degli elementi del solaio: trave principale, trave secondaria e soletta.

Le due analisi sono quelle relative allo stato di fatto e allo stato di progetto, dove si riduce notevolmente il carico permanente non strutturale. Il sovraccarico invece rimane invariato.

I carichi permanenti strutturali caratteristici sono indicati come  $G_{1k}$ , i permanenti non strutturali caratteristici come  $G_{2k}$  ed i sovraccarichi caratteristici come  $q_k$ .

### 6.1 Stato di fatto

Solaio Cortile dei Cani											
analisi dei carichi STATO DI FATTO											
soletta sp. 15 cm	=	2500*0.15	=	375.0	kg/mq	375	$G_{1k}$				
terreno 80 cm	=	1800*0.8	=	1440.0	kg/mq	1440	$G_{2k}$				
Sovraccarico (cat. C3 musei)	=	500	=	500.0	kg/mq	580	$q_k$				
Neve ( $\psi_0 = 0.5$ )	=	80	=	80.0	kg/mq						
						2395					

Il sovraccarico principale è quello di **categoria C3** “*Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie*”.

Il carico da neve è stato assunto pari al valore di riferimento che per la provincia di Mantova è pari a  $q_{sk} = 100$  daN/mq ridotto del coefficiente di forma per copertura orizzontale  $\mu=0.8$ .

### 6.2 Stato di progetto

Solaio Cortile dei Cani											
analisi dei carichi STATO DI PROGETTO											
soletta sp. 15 cm	=	2500*0.15	=	375.0	kg/mq	375	$G_{1k}$				
intonaco su soletta		0.015*2000	=	30.0	kg/mq						
terreno 40 cm		0.4*1750	=	700.0	kg/mq	750	$G_{2k}$				
Geofoam		0.4*50	=	20.0	kg/mq						
Sovraccarico (cat. C3 musei)	=	500	=	500.0	kg/mq	580	$q_k$				
Neve ( $\psi_0 = 0.5$ )	=	80	=	80.0	kg/mq						

Il carico permanente non strutturale praticamente si dimezza per la sostituzione del terreno vegetale con un riempimento in polistirolo leggero.

Si noti che è stato utilizzato per il terreno un peso specifico standard, trascurando il vantaggio che si può eventualmente ottenere impiegando un terreno alleggerito specifico per giardini pensili.

### 6.3 Peso proprio trave principale e secondaria

Le due travi hanno altezza variabile sulla loro luce.

Per semplicità, ed a favore di sicurezza, se ne calcola il peso a metro lineare uniforme. Si considera la sola parte ribassata, il peso della soletta da 15 cm è già incluso nelle analisi dei carichi precedenti.

$$PP_{TP} = 2500 \cdot 0.4 \cdot [(0.85 + 1.05) \cdot 0.9 / 2 + 0.85 \cdot 4.7] / (0.9 + 4.7 + 0.9) = 878 \text{ daN/m}$$

**Assunti                      880 daN/m**

$$PP_{TS} = 2500 \cdot 0.3 \cdot [(0.3 + 0.85) \cdot 1.65 / 2 + 0.3 \cdot 2.5] / (1.65 + 2.5 + 1.65) = 342$$

**Assunti                      345daN/m**

## 7 VERIFICHE PER CARICHI VERTICALI

### 7.1 Stato di fatto

#### 7.1.1 Trave Principale

##### 7.1.1.1 Flessione in mezzeria

Si esegue la sola verifica a flessione della trave principale, con schema statico di trave in semplice appoggio, luce di calcolo 6.4 m. Si assume una larghezza di influenza di 6 m. Le travi secondarie hanno un interasse di 1.65 m.

Si calcola il momento sollecitante.

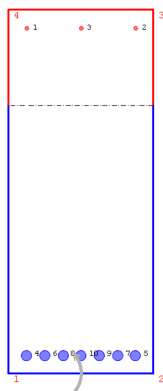
TRAVE PRINCIPALE				
			Y	
PP_tr_princ_rib	880	daN/m	1.3	
PP_tr_sec_rib	345	daN/m	1.3	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	1440	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
i_tr_sec	1.65	m		
b	6	m		
$Q_k$	16266	daN/m		
$Q_d$	23521	daN/m	1.45	
L	6.4	m		
$M_{Sd} [ql^2/8]$	120428	daNm		

Si calcola il momento resistente, utilizzando i parametri di resistenza dei materiali ed i coefficienti parziali di sicurezza discussi ai capitoli precedenti.

L'armatura resistente è costituita da 7Ø28 inferiori e 3Ø10 superiori.

Materials									
$f_{ck}$	221.00	daN/cm <sup>2</sup>	Concrete Curve	$f_{yk}$	3 000.00	daN/cm <sup>2</sup>	Steel Curve		
$\gamma_e$	1.50			$\gamma_s$	1.15				
$\alpha_{cc}$	0.85			Esu	10.00	$\gamma_{st}$			
n	2			Esteel	2 060 000.00	daN/cm <sup>2</sup>			
$\varepsilon_{c2}$	2.00	$\gamma_{st}$							
$\varepsilon_{cu2}$	3.50	$\gamma_{st}$							
Design Stresses									
Nsd		daN	Tension Positive			Calculation of resistant stresses			
Mxxsd	- 120 680.00	daNm	Positive if tends TOP fibers			Stresses and Interaction Curve			
Myysd	-	daNm	Positive if tends LEFT fibers						
Design strength at constant N									
Nrd	-	daN	$\varepsilon_c$ min $\gamma_{st}$	- 3.50		Safety Marg	Utilization		
Mxxrd	- 94 923.44	daNm	$\varepsilon_s$ max $\gamma_{st}$	9.18		0.79	1.27		
Myrd	-	daNm	$\xi = x/d$	0.276	Type of failure	Concrete + Steel			
Design strength at constant eccentricity									
Nrd	-	daN	$\varepsilon_c$ min $\gamma_{st}$	- 3.50		Safety Marg	Utilization		
Mxxrd	- 94 923.44	daNm	$\varepsilon_s$ max $\gamma_{st}$	9.18		0.79	1.27		
Myrd	-	daNm	$\xi = x/d$	0.276	Type of failure	Concrete + Steel			

Section Geometry									
B	40	cm							View Section
H	100	cm							
	4000	cm <sup>2</sup>						cm	As cm <sup>2</sup> %
Afsup1	3	10						Csup1	5.00 2.36 0.06%
Afsup2								Csup2	0.00 0.00%
Afsup3								Csup3	0.00 0.00%
Afsup4								Csup4	0.00 0.00%
	n	$\phi$ (mm)	n	$\phi$ (mm)	n	$\phi$ (mm)			2.36 0.06%
Afint4								Cinf3	0.00 0.00%
Afint3								Cinf3	0.00 0.00%
Afint2								Cinf2	0.00 0.00%
Afint1	7	28						Cinf1	5.00 43.10 1.08%
									43.10 1.08%
Lateral rebar									
2 X	n	$\phi$ (mm)	d inf (cm)	d sup (cm)				cm	
Af lat1								C lat1	5.00 0.00 0.00%
Af lat2								C lat2	0.00 0.00%
									0.00 0.00%



La verifica non risulta soddisfatta:

$$M_{Sd\_TOT} = 120428 \text{ daNm} > M_{Rd} = 94920 \text{ daNm}$$

7.1.1.2 Taglio all'appoggio ( $x=0.0$  m,  $h=120$  cm)

Si calcola la sollecitazione di taglio all'appoggio.

TRAVE PRINCIPALE				
			Y	
PP_tr_princ_rib	880	daN/m	1.3	
PP_tr_sec_rib	345	daN/m	1.3	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	1440	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
i_tr_sec	1.65	m		
b	6	m		
$Q_k$	16266	daN/m		
$Q_d$	23521	daN/m	1.45	
L	6.4	m		
x=	0	m		
$V_{Sd(x)}$	75268	daN		

Si calcola il taglio resistente, utilizzando i parametri di resistenza dei materiali ed i coefficienti parziali di sicurezza discussi ai capitoli precedenti.

L'armatura resistente è costituita da staffe Ø8/10 a due braccia.

<b>Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti - NTC2018 - 4.1.2.3.5</b>		
<b>Title : Validazione taglio resistente</b>		
Parametro	Valore	Unità Note
$f_{ck}$	22	Mpa
$\gamma_c$	1.50	Coefficiente parziale per il cls
$\alpha_{cc}$	0.85	Coefficiente per tenere conto degli effetti a lungo periodo
$f_{yk}$	300	Mpa
$\gamma_s$	1.15	Coefficiente parziale per il acciaio
$h$	1 200	mm Altezza della sezione
$c$	50	mm Copriferro
$d$	1 150	mm Altezza utile della sezione
$b_w$	400	mm Larghezza della sezione
$A_{sl}$	-	mm <sup>2</sup> Area dell'armatura longitudinale tesa
$N_{ed}$	0	kN Azione normale sollecitante
$A_c$	480000	mm <sup>2</sup> Area della sezione di calcestruzzo
$\sigma_{cp}$	-	Mpa Tensione media assiale della sezione $N_{Ed}/A_c$
$N_{legs}$	2	Numero braccia delle staffe
$D_{stirrups}$	8	mm Diametro delle staffe
$s$	100	mm Passo delle staffe
$\cot \theta$	2.50	$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$
$\alpha$	90.00	° <b>se verticale <math>\alpha = 90^\circ</math></b> ; Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$\theta$	21.80	°
$f_{cd}$	12.52	Mpa $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
$f_{yd}$	260.87	Mpa $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
<b>Resistenza a taglio senza armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5</b>		
$k$	1.42	$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ $k_{max} = 2$
$\rho_l$	0.00%	$\rho_l = (\rho_{lx} \rho_{ly})^{0.5}$ $\rho_{l,max} = 2\%$
$v_{min}$	0.28	Mpa $v_{min} = 0.035 k^{(3/2)} f_{ck}^{(1/2)}$
$v_{Rd,c}$	0.28	Mpa $v_{Rd,c} = 0.18 * k (100 \rho_l f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}$ not less than $(v_{min} + 0.15 \sigma_{cp})$ $\sigma_{cp}$ not more than $(0.2 f_{ck})$
$V_{Rd,c}$	127.7	kN $V_{Rd,c} = v_{Rd,c} d b_w$
<b>Resistenza di progetto a "taglio compressione" con armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5.2</b>		
$\tan \theta$	0.40	
$\cot \theta$	2.50	
$\cot \theta + \tan \theta$	2.90	
$\cot \alpha$	0.00	
$\sin \alpha$	1.00	
$\cot \theta + \cot \alpha$	2.50	
$1 + \cot^2 \theta$	7.25	
$\alpha_c$	1.00	$\alpha_c = (1 + \sigma_{cp} / f_{cd})$ for $\sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$ $\alpha_c = 1.25$ for $0.25 < \sigma_{cp} < 0.50 f_{cd}$ $\alpha_c = 2.5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd})$ for $0.50 < \sigma_{cp} < f_{cd}$
$v$	0.50	
$v_{Rd,max}$	2.16	MPa $v_{Rd,max} = \alpha_c v f_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$
$V_{Rd,max}$	893.9	kN $V_{Rd,max} = v_{Rd,max} b_w (0.9 d)$
<b>Resistenza di progetto a "taglio trazione" con armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5.2</b>		
$V_{Rd,s}$	678.6	kN $V_{Rd,s} = A_{sw} (0.9d/s) f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$

La verifica non risulta soddisfatta:

$$V_{sd\_TOT} = 75268 \text{ daN} > V_{Rd,s} = 67860 \text{ daN}$$

### 7.1.2 Trave Secondaria

#### 7.1.2.1 Flessione in mezzeria

Si esegue la sola verifica a flessione della trave secondaria, con schema statico di trave in semplice appoggio, luce di calcolo 6.0 m. Si assume una larghezza di influenza di 1.65 m, che è il loro interasse.

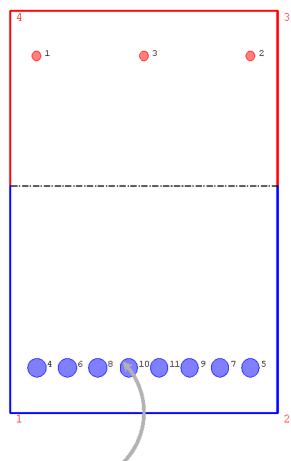
Si calcola il momento sollecitante.

TRAVE SECONDARIA				
			Y	
PP_tr_sec_rib	345	daN/m	1.3	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	1440	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
intonaco_tr_sec	37	daN/m	1.5	
b	1.65	m		
$Q_k$	4268	daN/m		
$Q_d$	6209	daN/m	1.45	
L	6	m		
$M_{Sd} [ql^2/8]$	27940	daNm		

Si calcola il momento resistente, utilizzando i parametri di resistenza dei materiali ed i coefficienti parziali di sicurezza discussi ai capitoli precedenti.

L'armatura resistente è costituita da 8Ø20 inferiori e 3Ø10 superiori.

Materials										Section Geometry									
$f_{ck}$	221.00	daN/cm <sup>2</sup>	Concrete	$f_{yk}$	3 000.00	daN/cm <sup>2</sup>	Steel	B	30	cm							View		
$\gamma_e$	1.50		Curve	$\gamma_s$	1.15		Curve	H	45	cm							Section		
$\alpha_{cc}$	0.85			Esu	10.00	$\gamma_{ss}$													
n	2			Esteel	2 060 000.00	daN/cm <sup>2</sup>													
$\epsilon_{c2}$	2.00	$\gamma_{ss}$						Afsup1	3	10				Csup1	5.00	2.36	0.17%		
$\epsilon_{cu2}$	3.50	$\gamma_{ss}$						Afsup2						Csup2		0.00	0.00%		
								Afsup3						Csup3		0.00	0.00%		
								Afsup4						Csup4		0.00	0.00%		
Design Stresses																			
Nsd		daN	Tension Positive			Calculation of resistant stresses		n	$\phi$ (mm)	n	$\phi$ (mm)	n	$\phi$ (mm)			2.36	0.17%		
Mxxsd	- 27 725.00	daNm	Positive if tends TOP fibers			Stresses and Interaction Curve		Afnt4						Cnt3		0.00	0.00%		
Myysd	-	daNm	Positive if tends LEFT fibers				Afnt3							Cnt3		0.00	0.00%		
								Afnt2						Cnt2		0.00	0.00%		
								Afnt1	8	20				Cnt1	5.00	25.13	1.86%		
																		25.13	1.86%
Design strength at constant N										Lateral rebar									
Nrd	-	daN	$\epsilon_c$ min $\gamma_{ss}$	- 3.50		Safety Marg	Utilization	2 X	n	$\phi$ (mm)	d inf (cm)	d sup (cm)		cm					
Mxxrd	- 21 089.62	daNm	$\epsilon_c$ max $\gamma_{ss}$	3.67		0.76	1.31	Af lat 1						C lat 1	3.00	0.00	0.00%		
Myrd	-	daNm	$\xi = x/d$	0.488	Type of failure	Concrete + Steel		Af lat 2						C lat 2		0.00	0.00%		
Design strength at constant eccentricity																			
Nrd	-	daN	$\epsilon_c$ min $\gamma_{ss}$	- 3.50		Safety Marg	Utilization												
Mxxrd	- 21 089.62	daNm	$\epsilon_c$ max $\gamma_{ss}$	3.67		0.76	1.31												
Myrd	-	daNm	$\xi = x/d$	0.488	Type of failure	Concrete + Steel													



La verifica non risulta soddisfatta:

$$M_{Sd\_TOT} = 27940 \text{ daNm} > M_{Rd} = 21090 \text{ daNm}$$

### 7.1.2.2 Taglio all'appoggio ( $x=0$ , $h=100$ cm)

Si calcola la sollecitazione di taglio all'appoggio.

TRAVE SECONDARIA				
			Y	
PP_tr_sec_rib	345	daN/m	1.3	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	1440	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
intonaco_tr_sec	37	daN/m	1.5	
b	1.65	m		
$Q_k$	4268	daN/m		
$Q_d$	6209	daN/m	1.45	
L	6	m		
x=	0	m		
$V_{Sd(x)}$	18627	daN		

Si calcola il taglio resistente, utilizzando i parametri di resistenza dei materiali ed i coefficienti parziali di sicurezza discussi ai capitoli precedenti.

L'armatura resistente è costituita da staffe Ø8/17 a due braccia.

<b>Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti - NTC2018 - 4.1.2.3.5</b>			
<b>Title : Validazione taglio resistente</b>			
Parametro	Valore	Unità	Note
$f_{ck}$	22	Mpa	
$\gamma_c$	1.50		Coefficiente parziale per il cls
$\alpha_{cc}$	0.85		Coefficiente per tenere conto degli effetti a lungo periodo
$f_{yk}$	300	Mpa	
$\gamma_s$	1.15		Coefficiente parziale per il acciaio
$h$	1 000	mm	Altezza della sezione
$c$	50	mm	Copriferro
$d$	950	mm	Altezza utile della sezione
$b_w$	300	mm	Larghezza della sezione
$A_{sl}$	-	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
$N_{ed}$	0	kN	Azione normale sollecitante
$A_c$	300000	mm <sup>2</sup>	Area della sezione di calcestruzzo
$\sigma_{cp}$	-	Mpa	Tensione media assiale della sezione $N_{ed}/A_c$
$N_{legs}$	2		Numero braccia delle staffe
$D_{stirrups}$	8	mm	Diametro delle staffe
$s$	170	mm	Passo delle staffe
$\cot \theta$	2.50		$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$
$\alpha$	90.00	°	se verticale $\alpha = 90^\circ$ ; Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$\theta$	21.80	°	
$f_{cd}$	12.52	Mpa	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
$f_{yd}$	260.87	Mpa	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
<b>Resistenza a taglio senza armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5</b>			
$k$	1.46		$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ $k_{max} = 2$
$\rho_l$	0.00%		$\rho_l = (\rho_{lx} \rho_{ly})^{0.5}$ $\rho_{l,max} = 2\%$
$v_{min}$	0.29	Mpa	$v_{min} = 0.035 k^{(3/2)} f_{ck}^{(1/2)}$
$v_{Rd,c}$	0.29	Mpa	$v_{Rd,c} = 0.18 * k (100 \rho_l f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}$ not less than $(v_{min} + 0.15 \sigma_{cp})$ $\sigma_{cp}$ not more than $(0.2 f_{ck})$
$V_{Rd,c}$	82.6	kN	$V_{Rd,c} = v_{Rd,c} d b_w$
<b>Resistenza di progetto a "taglio compressione" con armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5.2</b>			
$\tan \theta$	0.40		
$\cot \theta$	2.50		
$\cot \theta + \tan \theta$	2.90		
$\cot \alpha$	0.00		
$\sin \alpha$	1.00		
$\cot \theta + \cot \alpha$	2.50		
$1 + \cot^2 \theta$	7.25		
$\alpha_c$	1.00		$\alpha_c = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ for $\sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$ $\alpha_c = 1.25$ for $0.25 < \sigma_{cp} < 0.50 f_{cd}$ $\alpha_c = 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ for $0.50 < \sigma_{cp} < f_{cd}$
$v$	0.50		
$v_{Rd,max}$	2.16	MPa	$v_{Rd,max} = \alpha_c v f_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$
$V_{Rd,max}$	553.8	kN	$V_{Rd,max} = v_{Rd,max} b_w (0.9 d)$
<b>Resistenza di progetto a "taglio trazione" con armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5.2</b>			
$V_{Rd,s}$	329.7	kN	$V_{Rd,s} = A_{sw} (0.9d/s) f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$

La verifica risulta soddisfatta:

$$V_{sd\_TOT} = 18627 \text{ daN} < V_{Rd,s} = 32970 \text{ daN}$$

### 7.1.3 Soletta

#### 7.1.3.1 Flessione in mezzeria

Si esegue la sola verifica a flessione di 90 cm di soletta (perché poi il momento resistente verrà calcolato più facilmente di nuovo sui 90 cm avendo un passo dell'armatura resistente di 30 cm) che appoggia tra due travi secondarie, con schema statico di trave in semplice appoggio, luce di calcolo 1.65 m, che appunto è l'interasse delle travi secondarie.

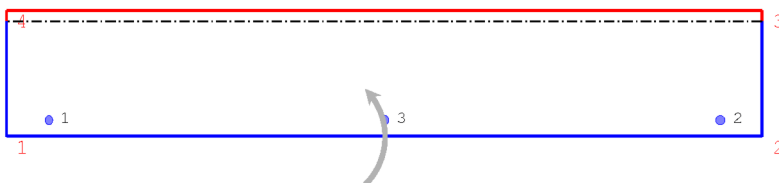
Si calcola il momento sollecitante.

SOLETTA				
			Y	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	1440	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
b	0.9	m		
$Q_k$	2120	daN/m		
$Q_d$	3112	daN/m	1.47	
L	1.65	m		
$M_{Sd} [ql^2/8]$	1059	daNm		

Si calcola il momento resistente, utilizzando i parametri di resistenza dei materiali ed i coefficienti parziali di sicurezza discussi ai capitoli precedenti.

L'armatura resistente è costituita da 1Ø10/30 inferiore.

Materials					Section Geometry				
$f_{yk}$	221.00	daN/cm <sup>2</sup>	Concrete	$f_{yk}$	3 000.00	daN/cm <sup>2</sup>	Steel		
$\gamma_c$	1.50		Concrete Curve	$\gamma_s$	1.15		Steel Curve		
$\alpha_{cc}$	0.85		E <sub>su</sub>	10.00	$\gamma_{st}$				
n	2		E <sub>steel</sub>	2 060 000.00	daN/cm <sup>2</sup>				
$\varepsilon_{cz}$	2.00	$\gamma_{st}$							
$\varepsilon_{cu2}$	3.50	$\gamma_{st}$							
Design Stresses					Lateral rebar				
N <sub>sld</sub>		daN	Tension Positive	Calculation of resistant stresses	2 X	n	$\phi$ (mm)	d inf (cm)	d sup (cm)
M <sub>xxsd</sub>	-	1 065.00	daNm	Positive if tends TOP fibers	Af <sub>lat1</sub>				C <sub>lat1</sub>
M <sub>yyd</sub>	-		daNm	Positive if tends LEFT fibers	Af <sub>lat2</sub>				C <sub>lat2</sub>
Design strength at constant N					View Section				
N <sub>rd</sub>	-	daN	$\varepsilon_c$ min $\gamma_{st}$	1.06		As	cm <sup>2</sup>	%	
M <sub>xxrd</sub>	-	772.11	daNm	$\varepsilon_s$ max $\gamma_{st}$					
M <sub>yyrd</sub>	-	daNm	$\xi = x/d$	0.096					
			Type of failure	Steel					
Design strength at constant eccentricity									
N <sub>rd</sub>	-	daN	$\varepsilon_c$ min $\gamma_{st}$	1.06					
M <sub>xxrd</sub>	-	772.11	daNm	$\varepsilon_s$ max $\gamma_{st}$					
M <sub>yyrd</sub>	-	daNm	$\xi = x/d$	0.096					
			Type of failure	Steel					



La verifica non risulta soddisfatta:

$$M_{Sd\_SOL\_90cm} = 1059 \text{ daNm} > M_{Rd} = 772 \text{ daNm}$$

### 7.1.3.2 Taglio all'appoggio

Si calcola la sollecitazione di taglio per 90 cm di soletta. La resistenza a taglio infatti, che verrà calcolata per elementi privi di armatura a taglio, dipende dall'armatura longitudinale che ha passo 30 cm per la quale viene comodo calcolare il taglio resistente appunto per una larghezza di 90 cm.

SOLETTA				
			$\gamma$	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	1440	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
b	0.9	m		
$Q_k$	2120	daN/m		
$Q_d$	3112	daN/m	1.47	
L	1.65	m		

x=	0	m
$V_{Sd(x)}$	2567	daN

L'armatura resistente al taglio è quella longitudinale ovvero Ø10 con passo di 30 cm.

Si calcola la resistenza al taglio della soletta priva di armatura al taglio. Si considerano 3Ø10 longitudinali tesi.

<b>Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglienti - NTC2018 - 4.1.2.3.5</b>		
<b>Title : Validazione taglio resistente</b>		
Parametro	Valore	Unità Note
$f_{ck}$	22	Mpa
$\gamma_c$	1.50	Coefficiente parziale per il cls
$\alpha_{cc}$	0.85	Coefficiente per tenere conto degli effetti a lungo periodo
$f_{yk}$	300	Mpa
$\gamma_s$	1.15	Coefficiente parziale per il acciaio
$h$	150	mm Altezza della sezione
$c$	20	mm Copriferro
$d$	130	mm Altezza utile della sezione
$b_w$	900	mm Larghezza della sezione
$A_{sl}$	237.0	mm <sup>2</sup> Area dell'armatura longitudinale tesa
$N_{ed}$	0	kN Azione normale sollecitante
$A_c$	135000	mm <sup>2</sup> Area della sezione di calcestruzzo
$\sigma_{cp}$	-	Mpa Tensione media assiale della sezione $N_{ed}/A_c$
$N_{legs}$	2	Numero braccia delle staffe
$D_{stirrups}$	8	mm Diametro delle staffe
$s$	170	mm Passo delle staffe
$\cot \theta$	2.50	$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$
$\alpha$	90.00	° <b>se verticale <math>\alpha = 90^\circ</math></b> ; Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$\theta$	21.80	°
$f_{cd}$	12.52	Mpa $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
$f_{yd}$	260.87	Mpa $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
<b>Resistenza a taglio senza armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5</b>		
$k$	2.00	$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ $k_{max} = 2$
$\rho_l$	0.20%	$\rho_l = (\rho_x \rho_y)^{0.5}$ $\rho_{l,max} = 2\%$
$v_{min}$	0.47	Mpa $v_{min} = 0.035 k^{(3/2)} f_{ck}^{(1/2)}$
$V_{Rd,c}$	0.47	Mpa $V_{Rd,c} = 0.18 * k (100 \rho_l f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}$ not less than $(v_{min} + 0.15 \sigma_{cp})$ $\sigma_{cp}$ not more than $(0.2 f_{ck})$
$V_{Rd,c}$	54.4	kN $V_{Rd,c} = v_{Rd,c} d b_w$

La verifica risulta soddisfatta:

$$V_{Sd\_SOL\_90cm} = 2567 \text{ daN} < V_{Rd,c} = 5440 \text{ daN}$$

## 7.2 Stato di progetto

Si rieseguo le verifiche di resistenza precedenti considerando però l'analisi dei carichi allo stato di progetto, ovvero con la forte riduzione dei carichi permanenti non strutturali. Si eseguono poi anche le verifiche di resistenza a taglio dei vari elementi.

### 7.2.1 Trave Principale

#### 7.2.1.1 Flessione in mezzeria

Si calcola il momento sollecitante.

TRAVERE PRINCIPALE				
			Y	
PP_tr_princ_rib	880	daN/m	1.3	
PP_tr_sec_rib	345	daN/m	1.3	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	750	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
intonaco_tr_princ	65	daN/m	1.5	
intonaco_tr_sec	37	daN/m	1.5	
i_tr_sec	1.65	m		
b	6	m		
$Q_k$	12324	daN/m		
$Q_d$	17608	daN/m	1.43	
L	6.4	m		
$M_{Sd} [ql^2/8]$	90155	daNm		

Il momento resistente non varia rispetto alla verifica nello stato di fatto.

L'armatura resistente è costituita da 7Ø28 inferiori e 3Ø10 superiori.

La verifica risulta soddisfatta:

$$M_{Sd\_TOT} = 90155 \text{ daNm} < M_{Rd} = 94920 \text{ daNm}.$$

### 7.2.1.2 Taglio all'appoggio ( $x=0.0$ m, $h=120$ cm)

Si calcola la sollecitazione di taglio all'appoggio.

TRAVE PRINCIPALE				
			Y	
PP_tr_princ_rib	880	daN/m	1.3	
PP_tr_sec_rib	345	daN/m	1.3	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	750	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
intonaco_tr_princ	65	daN/m	1.5	
intonaco_tr_sec	37	daN/m	1.5	
i_tr_sec	1.65	m		
b	6	m		
$Q_k$	12324	daN/m		
$Q_d$	17608	daN/m	1.43	
L	6.4	m		
x=	0	m		
$V_{Sd(x)}$	56347	daN		

Il taglio resistente non varia rispetto alla verifica nello stato di fatto.

L'armatura resistente è costituita da staffe Ø8/10 a due braccia.

La verifica risulta soddisfatta:

$$V_{Sd\_TOT} = 56347 \text{ daN} < V_{Rd,s} = 67860 \text{ daN}$$

### 7.2.1.3 Taglio al cambio di sezione ( $x=0.9\text{ m}$ , $h=100\text{ cm}$ )

Si calcola la sollecitazione di taglio a distanza 90 cm dall'appoggio, dove la sezione da variabile diventa costante con il minimo ribassamento di 85 cm.

TRAVE PRINCIPALE				
			Y	
PP_tr_princ_rib	880	daN/m	1.3	
PP_tr_sec_rib	345	daN/m	1.3	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	750	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
intonaco_tr_princ	65	daN/m	1.5	
intonaco_tr_sec	37	daN/m	1.5	
i_tr_sec	1.65	m		
b	6	m		
$Q_k$	12324	daN/m		
$Q_d$	17608	daN/m	1.43	
L	6.4	m		
x=	0.9	m		
$V_{Sd(x)}$	40499	daN		

Si calcola il taglio resistente, utilizzando i parametri di resistenza dei materiali ed i coefficienti parziali di sicurezza discussi ai capitoli precedenti.

L'armatura resistente è costituita da staffe Ø8/10 a due braccia.

<b>Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti - NTC2018 - 4.1.2.3.5</b>			
<b>Title : Validazione taglio resistente</b>			
Parametro	Valore	Unità	Note
$f_{ck}$	22	Mpa	
$\gamma_c$	1.50		Coefficiente parziale per il cls
$\alpha_{cc}$	0.85		Coefficiente per tenere conto degli effetti a lungo periodo
$f_{yk}$	300	Mpa	
$\gamma_s$	1.15		Coefficiente parziale per il acciaio
$h$	1 000	mm	Altezza della sezione
$c$	50	mm	Copriferro
$d$	950	mm	Altezza utile della sezione
$b_w$	400	mm	Larghezza della sezione
$A_{sl}$	-	mm <sup>2</sup>	Area dell'armatura longitudinale tesa
$N_{ed}$	0	kN	Azione normale sollecitante
$A_c$	400000	mm <sup>2</sup>	Area della sezione di calcestruzzo
$\sigma_{cp}$	-	Mpa	Tensione media assiale della sezione $N_{ed}/A_c$
$N_{legs}$	2		Numero braccia delle staffe
$D_{stirrups}$	8	mm	Diametro delle staffe
$s$	100	mm	Passo delle staffe
$\cot \theta$	2.50		$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$
$\alpha$	90.00	°	se verticale $\alpha = 90^\circ$ ; Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$\theta$	21.80	°	
$f_{cd}$	12.52	Mpa	$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
$f_{yd}$	260.87	Mpa	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
<b>Resistenza a taglio senza armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5</b>			
$k$	1.46		$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ $k_{max} = 2$
$\rho_l$	0.00%		$\rho_l = (\rho_{lx} \rho_{ly})^{0.5}$ $\rho_{l,max} = 2\%$
$v_{min}$	0.29	Mpa	$v_{min} = 0.035 k^{(3/2)} f_{ck}^{(1/2)}$
$V_{Rd,c}$	0.29	Mpa	$V_{Rd,c} = 0.18 * k (100 \rho_l f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}$ not less than $(v_{min} + 0.15 \sigma_{cp})$ $\sigma_{cp}$ not more than $(0.2 f_{ck})$
$V_{Rd,c}$	110.2	kN	$V_{Rd,c} = V_{Rd,c} d b_w$
<b>Resistenza di progetto a "taglio compressione" con armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5.2</b>			
$\tan \theta$	0.40		
$\cot \theta$	2.50		
$\cot \theta + \tan \theta$	2.90		
$\cot \alpha$	0.00		
$\sin \alpha$	1.00		
$\cot \theta + \cot \alpha$	2.50		
$1 + \cot^2 \theta$	7.25		
$\alpha_c$	1.00		$\alpha_c = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ for $\sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$ $\alpha_c = 1.25$ for $0.25 < \sigma_{cp} < 0.50 f_{cd}$ $\alpha_c = 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ for $0.50 < \sigma_{cp} < f_{cd}$
$v$	0.50		
$V_{Rd,max}$	2.16	MPa	$V_{Rd,max} = \alpha_c v f_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$
$V_{Rd,max}$	738.4	kN	$V_{Rd,max} = V_{Rd,max} b_w (0.9 d)$
<b>Resistenza di progetto a "taglio trazione" con armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5.2</b>			
$V_{Rd,s}$	560.6	kN	$V_{Rd,s} = A_{sw} (0.9d/s) f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$

La verifica risulta soddisfatta:

$$V_{sd\_TOT} = 40499 \text{ daN} < V_{Rd,s} = 56060 \text{ daN}$$

## 7.2.2 Trave Secondaria

### 7.2.2.1 Flessione in mezzeria

Si calcola il momento sollecitante.

TRAVE SECONDARIA				
			Y	
PP_tr_sec_rib	345	daN/m	1.3	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	750	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
intonaco_tr_sec	37	daN/m	1.5	
b	1.65	m		
$Q_k$	3129	daN/m		
$Q_d$	4501	daN/m	1.44	
L	6	m		
$M_{Sd} [ql^2/8]$	20255	daNm		

Il momento resistente non varia rispetto alla verifica nello stato di fatto.

L'armatura resistente è costituita da 8Ø20 inferiori e 3Ø10 superiori.

La verifica risulta soddisfatta:

$$M_{Sd\_TOT} = 20255 \text{ daNm} < M_{Rd} = 21090 \text{ daNm}$$

### 7.2.2.2 Taglio all'appoggio ( $x=0$ , $h=100$ cm)

Si calcola la sollecitazione di taglio all'appoggio.

TRAVE SECONDARIA				
			$\gamma$	
PP_tr_sec_rib	345	daN/m	1.3	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	750	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
intonaco_tr_sec	37	daN/m	1.5	
b	1.65	m		
$Q_k$	3129	daN/m		
$Q_d$	4501	daN/m	1.44	
L	6	m		
$x=$	0	m		
$V_{Sd(x)}$	13503	daN		

Il taglio resistente non varia rispetto alla verifica nello stato di fatto.

L'armatura resistente è costituita da staffe Ø8/17 a due braccia.

La verifica risulta soddisfatta:

$$V_{Sd\_TOT} = 13503 \text{ daN} < V_{Rd,s} = 32970 \text{ daN}$$

### 7.2.2.3 Taglio al cambio di sezione ( $x=1.65\text{ m}$ , $h=45\text{ cm}$ )

Si calcola la sollecitazione di taglio a distanza 165 cm dall'appoggio, dove la sezione da variabile diventa costante con il minimo ribassamento di 30 cm.

TRAVE SECONDARIA				
			Y	
PP_tr_sec_rib	345	daN/m	1.3	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	750	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
intonaco_tr_sec	37	daN/m	1.5	
b	1.65	m		
$Q_k$	3129	daN/m		
$Q_d$	4501	daN/m	1.44	
L	6	m		

x=	1.65	m
$V_{Sd(x)}$	6077	daN

Si calcola il taglio resistente, utilizzando i parametri di resistenza dei materiali ed i coefficienti parziali di sicurezza discussi ai capitoli precedenti.

L'armatura resistente è costituita da staffe Ø8/17 a due braccia.

<b>Resistenza nei confronti di sollecitazioni taglianti - NTC2018 - 4.1.2.3.5</b>		
<b>Title : Validazione taglio resistente</b>		
Parametro	Valore	Unità Note
$f_{ck}$	22	Mpa
$\gamma_c$	1.50	Coefficiente parziale per il cls
$\alpha_{cc}$	0.85	Coefficiente per tenere conto degli effetti a lungo periodo
$f_{yk}$	300	Mpa
$\gamma_s$	1.15	Coefficiente parziale per il acciaio
$h$	450	mm Altezza della sezione
$c$	50	mm Copriferro
$d$	400	mm Altezza utile della sezione
$b_w$	300	mm Larghezza della sezione
$A_{s1}$	-	mm <sup>2</sup> Area dell'armatura longitudinale tesa
$N_{ed}$	0	kN Azione normale sollecitante
$A_c$	135000	mm <sup>2</sup> Area della sezione di calcestruzzo
$\sigma_{cp}$	-	Mpa Tensione media assiale della sezione $N_{Ed}/A_c$
$N_{legs}$	2	Numero braccia delle staffe
$D_{stirrups}$	8	mm Diametro delle staffe
$s$	170	mm Passo delle staffe
$\cot \theta$	2.50	$1 \leq \cot \theta \leq 2.5$
$\alpha$	90.00	° se verticale $\alpha = 90^\circ$ ; Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;
$\theta$	21.80	°
$f_{cd}$	12.52	Mpa $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$
$f_{yd}$	260.87	Mpa $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$
<b>Resistenza a taglio senza armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5</b>		
$k$	1.71	$k = 1 + (200/d)^{0.5}$ $k_{max} = 2$
$\rho_l$	0.00%	$\rho_l = (\rho_{lx} \rho_{ly})^{0.5}$ $\rho_{l,max} = 2\%$
$v_{min}$	0.37	Mpa $v_{min} = 0.035 k^{(3/2)} f_{ck}^{(1/2)}$
$v_{Rd,c}$	0.37	Mpa $v_{Rd,c} = 0.18 * k (100 \rho_l f_{ck})^{(1/3)} / \gamma_c + 0.15 \sigma_{cp}$ not less than $(v_{min} + 0.15 \sigma_{cp})$ $\sigma_{cp}$ not more than $(0.2 f_{ck})$
$V_{Rd,c}$	44.0	kN $V_{Rd,c} = v_{Rd,c} d b_w$
<b>Resistenza di progetto a "taglio compressione" con armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5.2</b>		
$\tan \theta$	0.40	
$\cot \theta$	2.50	
$\cot \theta + \tan \theta$	2.90	
$\cot \alpha$	0.00	
$\sin \alpha$	1.00	
$\cot \theta + \cot \alpha$	2.50	
$1 + \cot^2 \theta$	7.25	
$\alpha_c$	1.00	$\alpha_c = (1 + \sigma_{cp}/f_{cd})$ for $\sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$ $\alpha_c = 1.25$ for $0.25 < \sigma_{cp} < 0.50 f_{cd}$ $\alpha_c = 2.5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$ for $0.50 < \sigma_{cp} < f_{cd}$
$v$	0.50	
$v_{Rd,max}$	2.16	MPa $v_{Rd,max} = \alpha_c v (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta)$
$V_{Rd,max}$	233.2	kN $V_{Rd,max} = v_{Rd,max} b_w (0.9 d)$
<b>Resistenza di progetto a "taglio trazione" con armatura a taglio - NTC 2018 - P.to 4.1.2.3.5.2</b>		
$V_{Rd,s}$	138.8	kN $V_{Rd,s} = A_{sw} (0.9d/s) f_{yd} (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$

La verifica risulta soddisfatta:

$$V_{sd\_TOT} = 6077 \text{ daN} < V_{Rd,s} = 13880 \text{ daN}$$

### 7.2.3 Soletta

#### 7.2.3.1 Flessione in mezzeria

Si calcola il momento sollecitante per una larghezza di soletta di 90 cm.

SOLETTA				
			Y	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	750	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
b	0.9	m		
$Q_k$	1499	daN/m		
$Q_d$	2180	daN/m	1.45	
L	1.65	m		
$M_{Sd} [ql^2/8]$	742	daNm		

Il momento resistente non varia rispetto alla verifica nello stato di fatto.

L'armatura resistente è costituita da 1Ø10/30 inferiore.

La verifica risulta soddisfatta:

$$M_{Sd\_SOL\_90cm} = 742 \text{ daNm} < M_{Rd} = 772 \text{ daNm}$$

#### 7.2.3.2 Taglio all'appoggio

Si calcola la sollecitazione di taglio.

SOLETTA				
			Y	
PP_soletta	375	daN/mq	1.3	
g2_solaio	750	daN/mq	1.5	
q1 (C3)	500	daN/mq	1.5	$\psi_0$
q2 (neve)	80	daN/mq	1.5	0.5
b	0.9	m		
$Q_k$	1499	daN/m		
$Q_d$	2180	daN/m	1.45	
L	1.65	m		
x=	0	m		
$V_{Sd(x)}$	1799	daN		

Il taglio resistente non varia rispetto alla verifica nello stato di fatto.

L'armatura resistente è costituita da 1Ø10/30 inferiore (resistenza al taglio per elementi privi di armatura al taglio).

La verifica risulta soddisfatta:

$$V_{Sd\_SOL\_90cm} = 1799 \text{ daN} < V_{Rd,c} = 5440 \text{ daN}$$

### 7.3 Sintesi dei risultati

Si riportano nella seguente tabella i risultati ottenuti per le verifiche allo stato di progetto, ovvero riducendo i sovraccarichi all'estradosso come illustrato nel Capitolo 4.

elemento	flessione mezzeria [daNm]		taglio appoggio [daN]		taglio cambio di sezione [daN]	
trave principale	$M_{Rd}$	94 920	$V_{Rds}$	67 860	$V_{Rds}$	56 060
	$M_{Sd} (ql^2/8)$	90 155	$V_{Sd} (ql/2)$	56 347	$V_{Sd}(x=90 \text{ cm})$	40 499
	$M_{Sd}/M_{Rd}$	<b>0.95</b>	$V_{Sd}/V_{Rds}$	<b>0.83</b>	$V_{Sd}/V_{Rds}$	<b>0.72</b>
trave secondaria	$M_{Rd}$	21 090	$V_{Rds}$	32 970	$V_{Rds}$	13 880
	$M_{Sd} (ql^2/8)$	20 255	$V_{Sd} (ql/2)$	13 503	$V_{Sd}(x=165 \text{ cm})$	6 077
	$M_{Sd}/M_{Rd}$	<b>0.96</b>	$V_{Sd}/V_{Rds}$	<b>0.41</b>	$V_{Sd}/V_{Rds}$	<b>0.44</b>
soletta	$M_{Rd}$	772	$V_{Rdc}$	5 440	-	-
	$M_{Sd} (ql^2/8)$	742	$V_{Sd} (ql/2)$	1 799	-	-
	$M_{Sd}/M_{Rd}$	<b>0.96</b>	$V_{Sd}/V_{Rds}$	<b>0.33</b>	-	-

## 8 CONCLUSIONI

Il solaio che sostiene il giardino pensile del Cortile dei Cani presso la Corte Nuova del complesso di Palazzo Ducale è stato realizzato nel 1930 interamente in calcestruzzo armato gettato in opera.

Il solaio è costituito da una soletta di spessore 15 cm appoggiato su travi secondarie ad interasse 1.65 m che a loro volta appoggiano sui muri perimetrali e sulle due travi principali. Le travi principali appoggiano sui muri perimetrali e su un pilastro centrale.

La soletta è ricoperta da terreno vegetale per uno spessore di circa 70-80 cm.

Sono stati eseguiti una serie di saggi e prove di laboratorio per determinare l'armatura resistente nelle sezioni salienti delle strutture e le caratteristiche meccaniche dei materiali in opera.

Allo stato attuale gli elementi strutturali del solaio non possiedono sufficiente capacità portante nei confronti dei carichi permanenti agenti e del sovraccarico prescritto da normativa.

Sostituendo il riempimento di terreno vegetale all'estradosso solaio con una nuova stratigrafia più leggera è possibile praticamente dimezzare il carico permanente strutturale. Con questo nuovo carico ridotto le strutture possiedono sufficiente capacità portante.

Non sono pertanto necessari particolari interventi di consolidamento statico, quali incollaggio di fibre di materiale composito o inserimento di elementi rompitratta.

Tuttavia, è necessario riparare il diffuso degrado delle strutture causato dal tempo e da alcuni dettagli di realizzazione del 1930 non particolarmente curati, al fine di ripristinare le condizioni che garantiscono la durabilità e quindi l'affidabilità delle strutture.

Sono presenti nidi di ghiaia, espulsioni più o meno diffuse del copriferro e corrosione degli stessi, ferri senza copriferro perché a contatto con i casseri in fase di getto. Non è stato però rilevato particolare degrado delle strutture all'estradosso.

Il ripristino delle strutture consiste pertanto nella rimozione del copriferro in fase di distacco o degradato, passivazione dei ferri di armatura esposti, ricostruzione del copriferro originale, realizzazione di un nuovo copriferro aggiuntivo su tutta la superficie inferiore del solaio.

## ALLEGATI

*Indagini diagnostiche Cortile dei Cani – R.P. n. 230909 – agg. 02* redatto da GEOLAB s.r.l.  
Mantova, lì giugno 2023

Ing. Antonio Sproccati




## RELAZIONE ILLUSTRATIVA RISULTATI DI PROVA

Pagina 1 di 13

CLIENTE	<b>MINISTERO DELLA CULTURA – PALAZZO DUCALE DI MANTOVA</b>
LOCALITA'	<b>Piazza Paccagnini 3 – 46100 Mantova</b>
LAVORO	<b>Indagini diagnostiche</b>

CONTRATTO	<b>Determina n°6 dell'8/2/2023</b>
-----------	------------------------------------

REPORT	<b>Indagini diagnostiche Cortile dei Cani_REV01</b>	<b>R.P. n.230909- agg.02</b>
--------	---	------------------------------

Il presente aggiornamento sostituisce integralmente la versione precedente



**Brescia, 28/05/2023**

**IL TECNICO**  
**GEOLAB srl**

## LEGENDA INDAGINI

ARM\_xx: Rimozione del copriferro e rilievo dell'armatura presente e rilievo

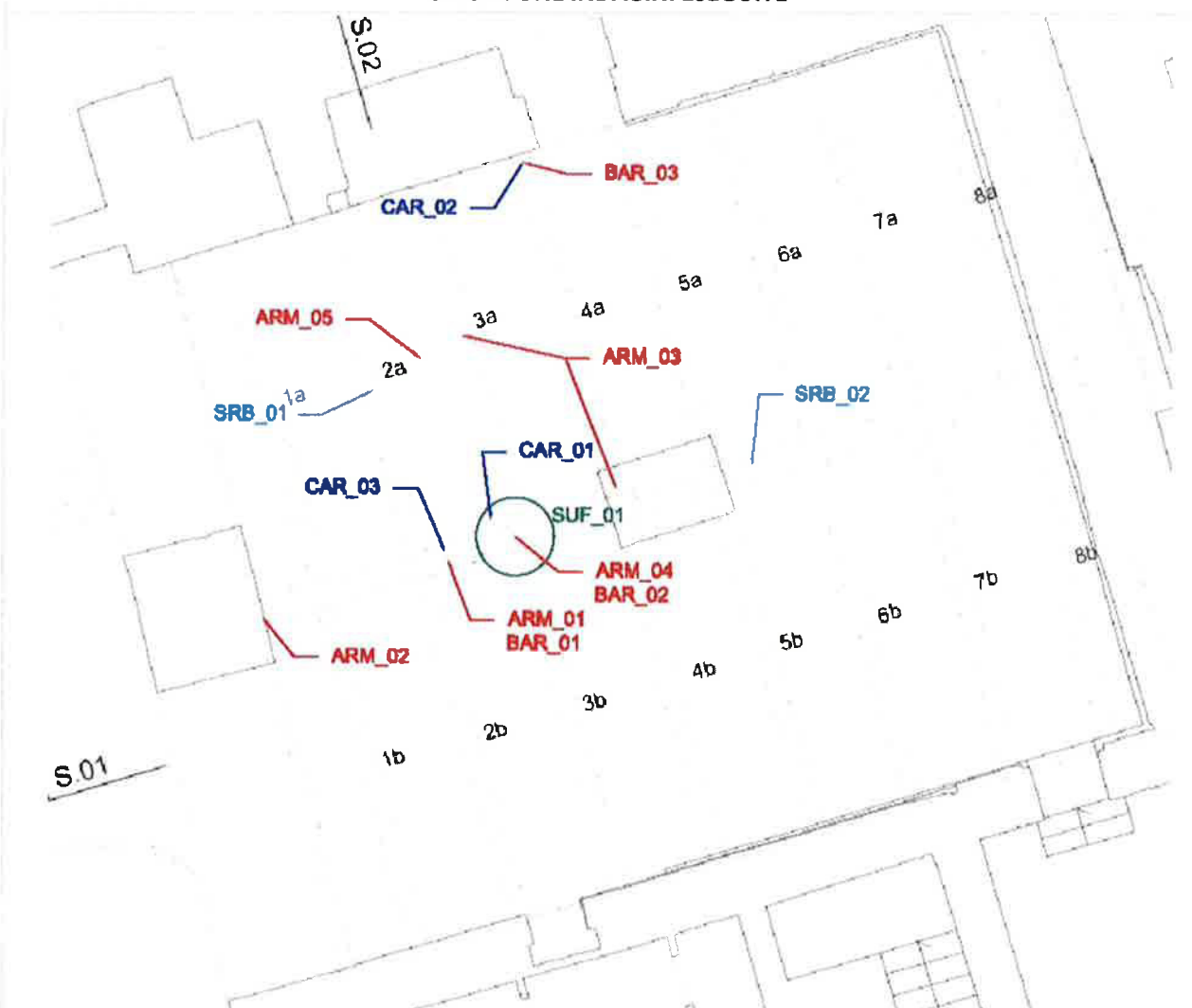
CAR\_xx: Prelievo di carota di calcestruzzo

BAR\_xx: Prelievo di spezzone di armatura

SRB\_xx: Prova Sonreb

SUF\_xx: Scavo e rinterro con rilievo

## UBICAZIONE INDAGINI ESEGUITE

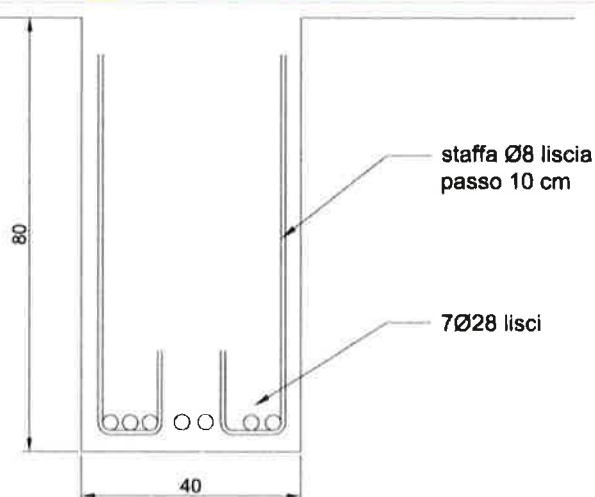
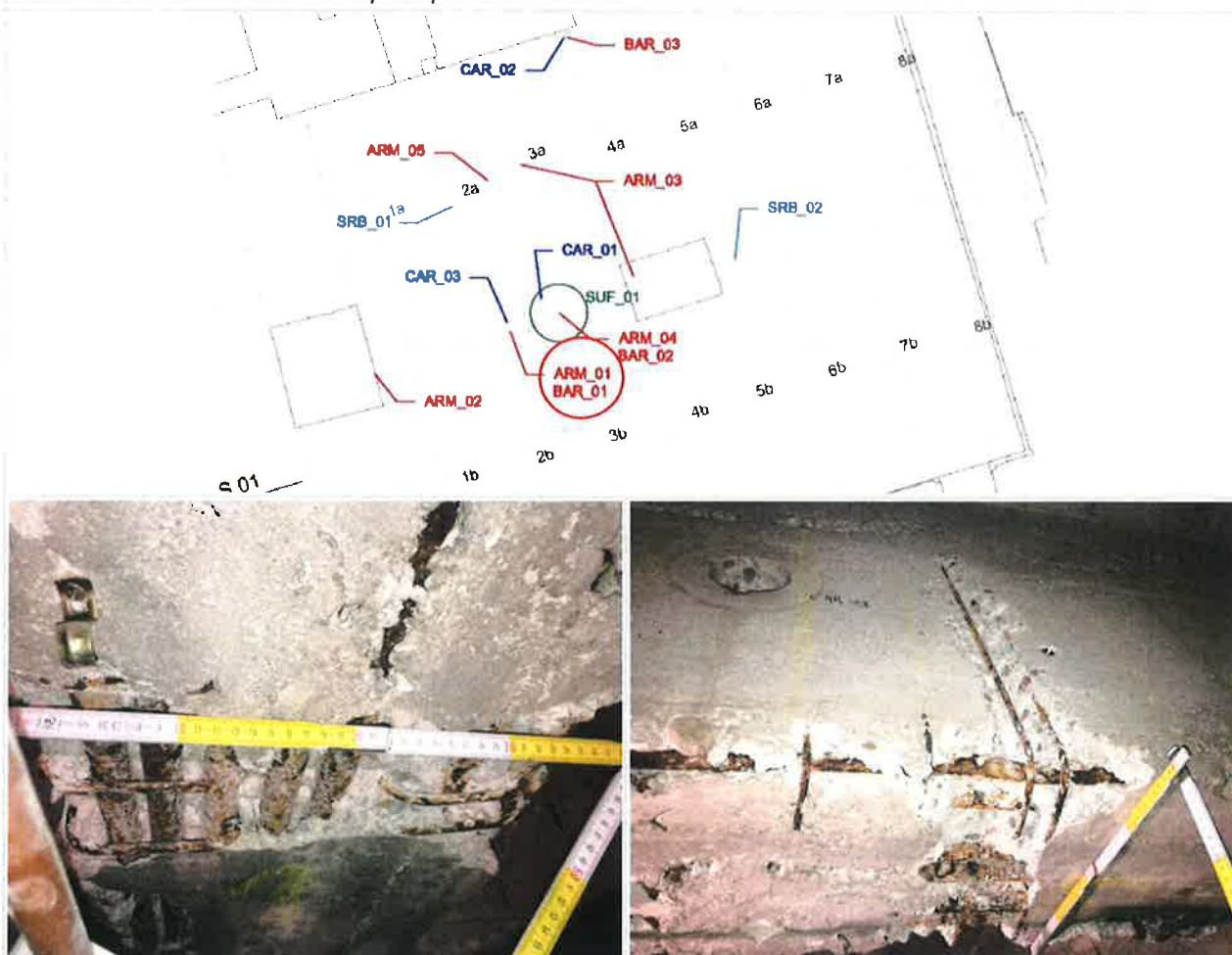


\*i risultati di prova dei prelievi di carote CAR\_01, CAR\_02 e CAR\_03 sono nel rapporto di prova n°230907

\*i risultati di prova dei prelievi di carote BAR\_01, BAR\_02 e BAR\_03 sono nel rapporto di prova n°230908

## ARM\_01

Rilievo da intradosso della trave principale in mezzera.

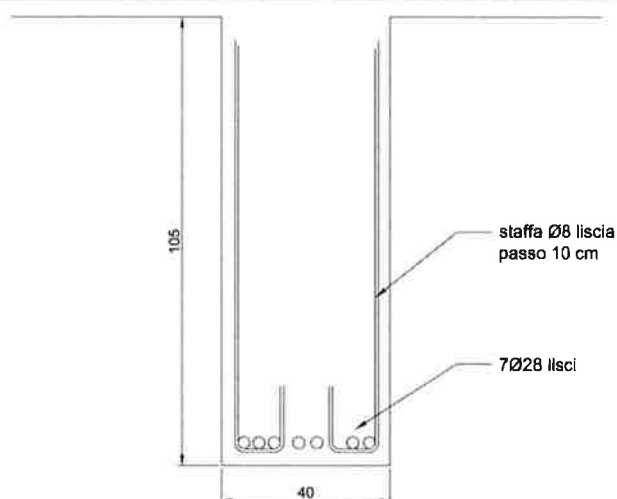
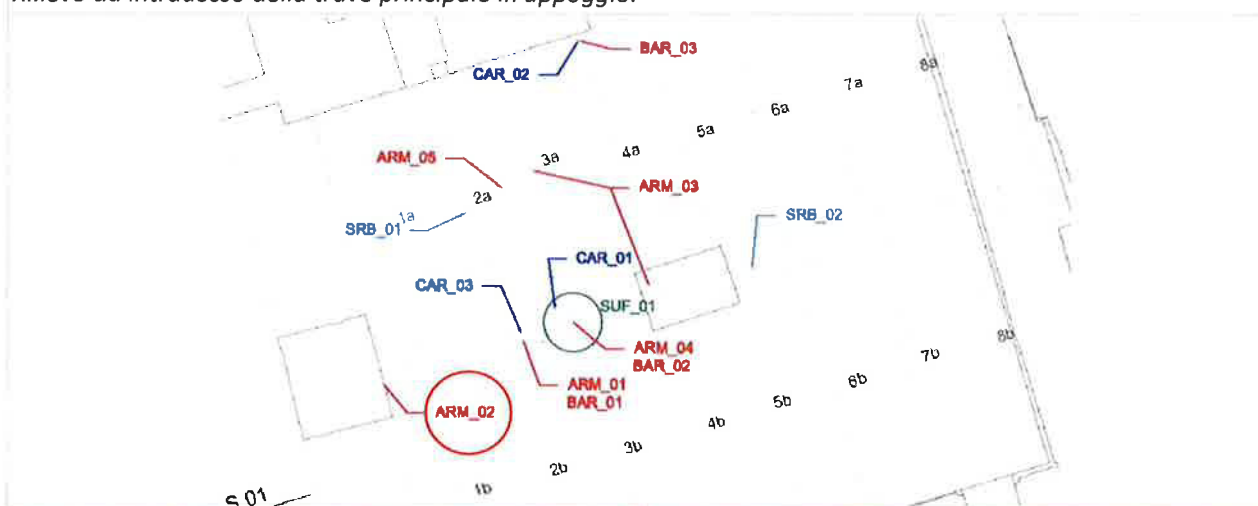


Trave principale in c.a. di larghezza 40 cm, intradossata 80 cm.

Armata all'intradosso con n.7Ø28 lisci con copriferro 15÷18 mm, n.2 staffe lisce Ø8 passo 10 cm con copriferro 10÷12 mm. Severa delaminazione del copriferro con esposizione dell'armatura in evidente stato di ossidazione.

## ARM\_02

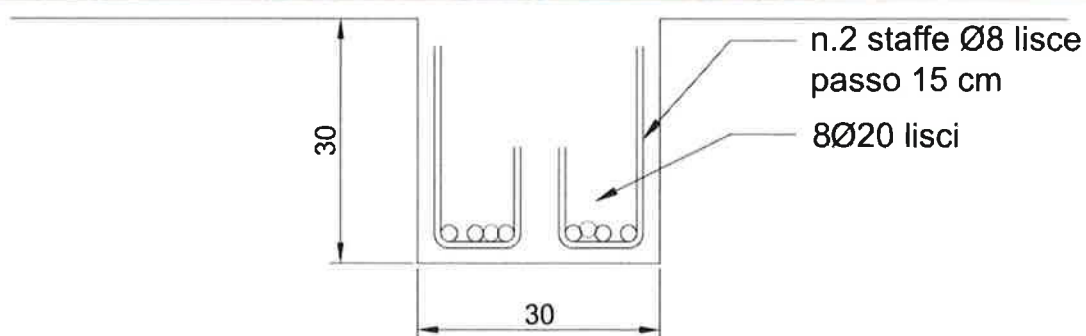
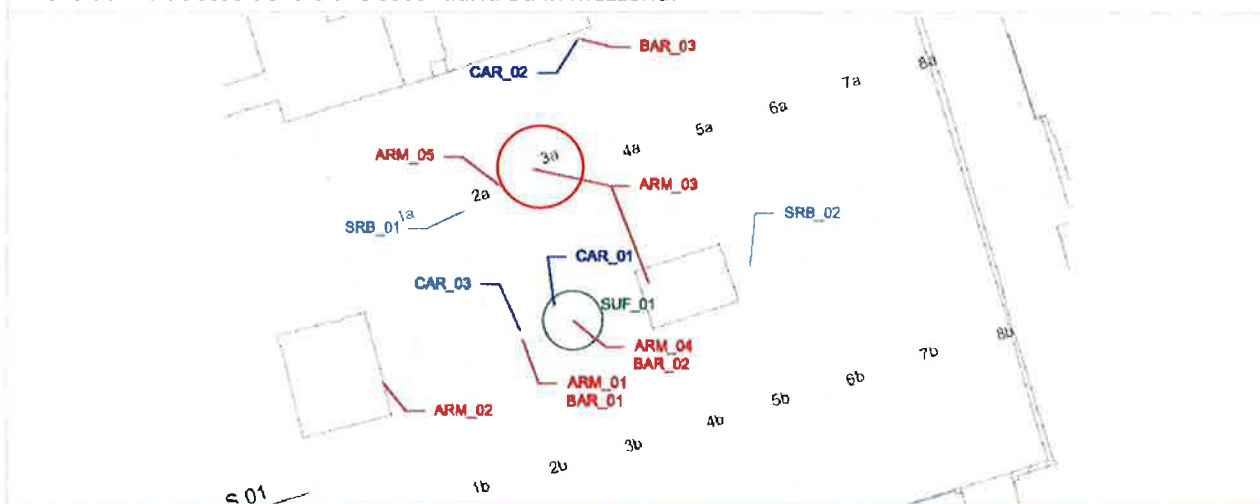
Rilievo da intradosso della trave principale in appoggio.



Trave principale in c.a. di larghezza 40 cm, intradossata 105cm. Armata all'intradosso con n.7Ø28 lisci con copriferro 15÷18 mm, n.2 staffe lisce Ø8 passo 10 cm con copriferro 10÷12 mm. Severa delaminazione del copriferro con esposizione dell'armatura in severo stato di ossidazione e corrosione. Presenza di vespai e nidi di ghiaia.

## ARM\_03

Rilievo da intradosso della trave secondaria 3a in mezzeria.



Trave secondaria in c.a. di larghezza 30 cm, intradossata in mezzeria di 30 cm.

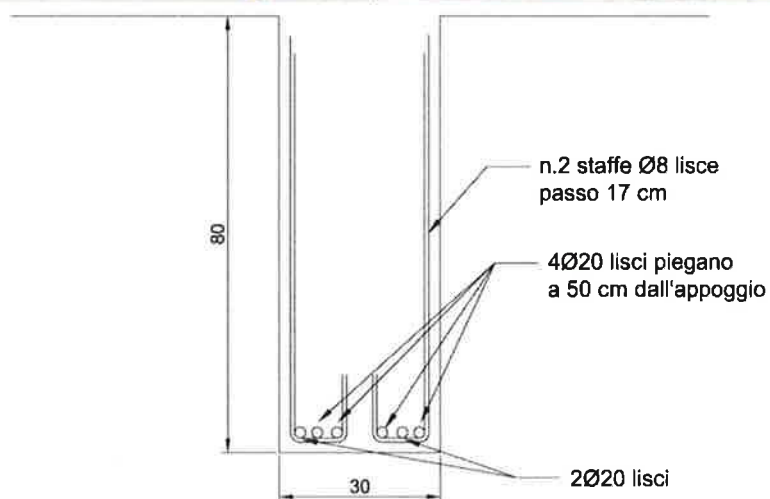
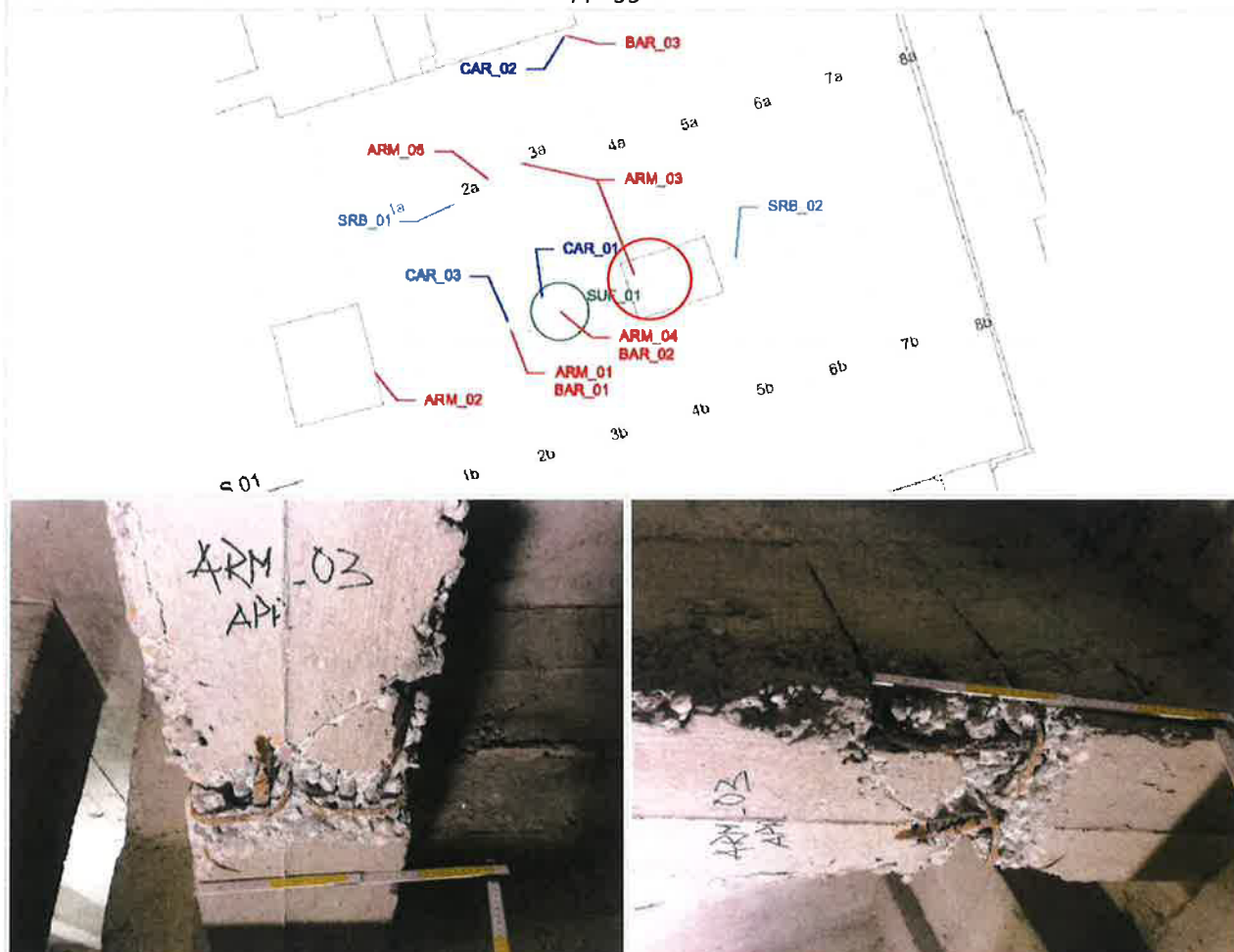
Armata all'intradosso con n. 6Ø20 lisci con copriferro 15 mm, n. 2 staffe Ø8 lisce passo 15÷17 cm con copriferro 10 mm.

Severa delaminazione del copriferro con esposizione dell'armatura in evidente stato di ossidazione.

Presenza estesa di nidi di ghiaia e vespai nel calcestruzzo.

## ARM\_03

Rilievo da intradosso della trave secondaria 2a in appoggio.

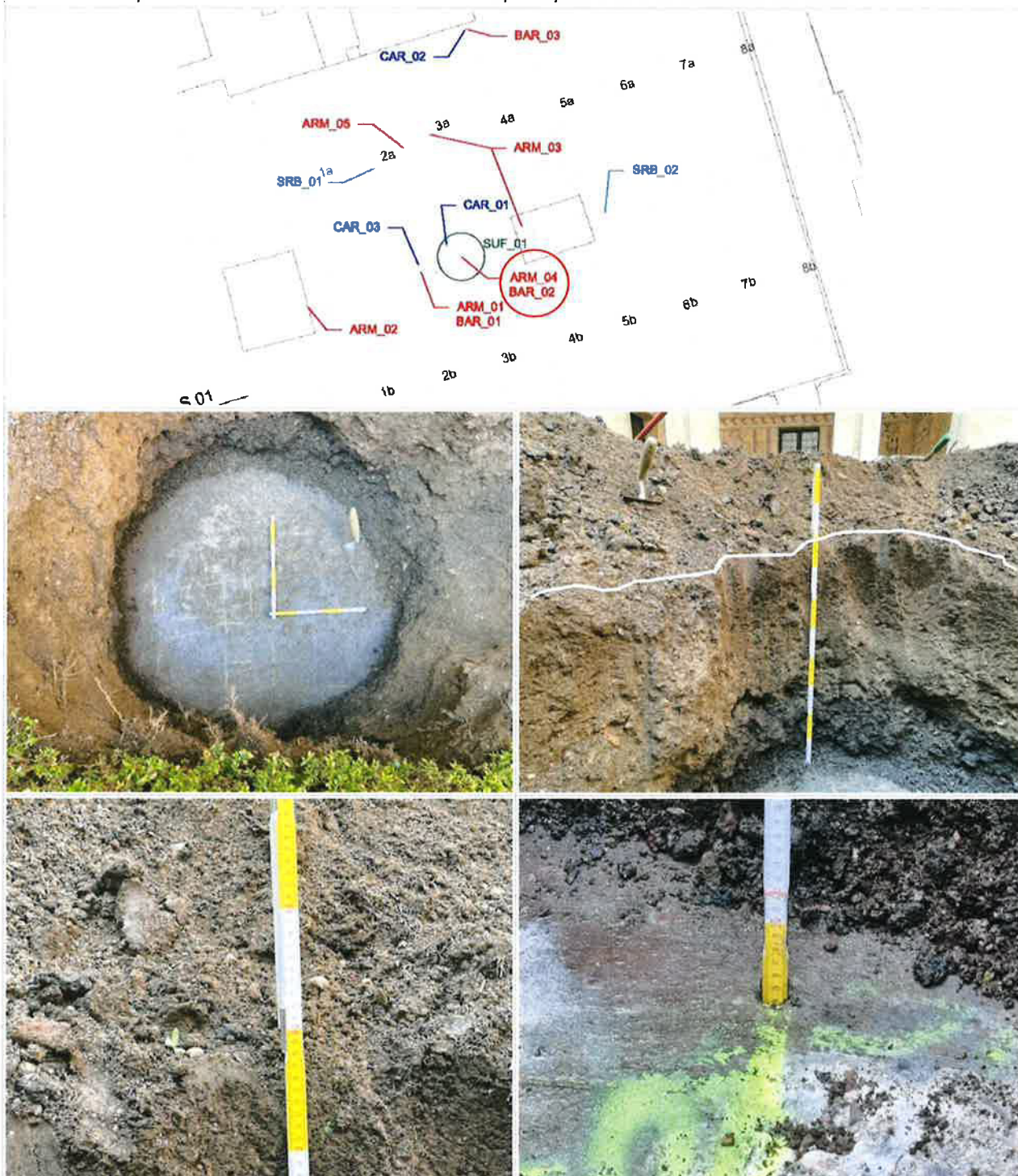


Trave secondaria in c.a. di larghezza 30 cm, intradossata all'appoggio di 80 cm.

Armata all'intradosso con n. 6Ø20 lisci che piegano a 50 cm dall'appoggio e n. 2Ø20 lisci, n. 2 staffe Ø8 lisce passo 17 cm con copriferro 10 mm. Severa delaminazione del copriferro con esposizione dell'armatura in evidente stato di ossidazione. Presenza di nidi di ghiaia e vespai nel calcestruzzo.

## SUF\_01 (ARM\_04)

Scavo in corrispondenza della connessione tra la trave principale e la trave secondaria 3a-3b.

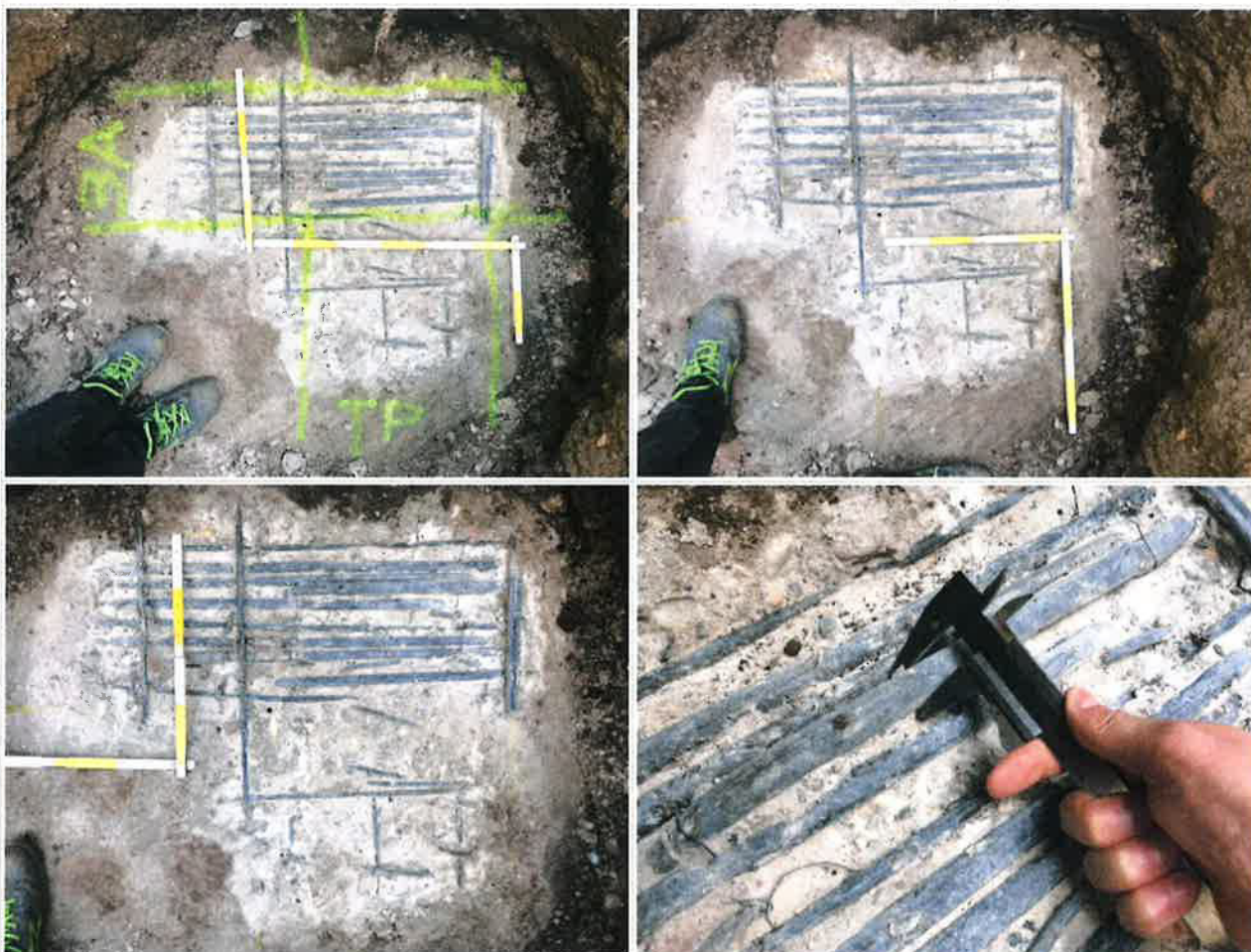
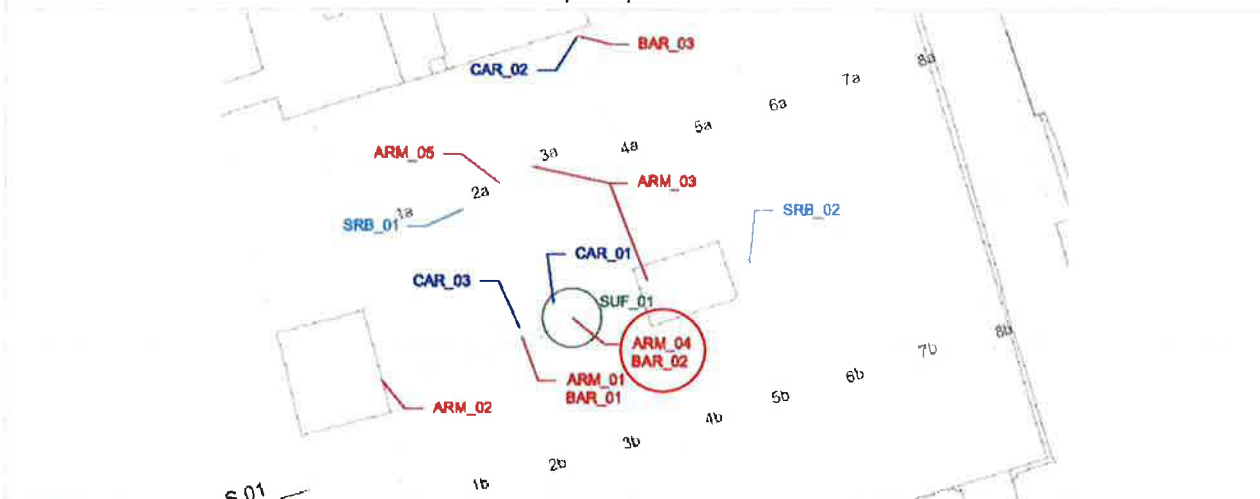


Statigrafia dall'estradosso:

- Terreno vegetale di spessore 55÷60 cm.
- Misto granulare grossolano - drenante di spessore 20÷25 cm
- Strato di boiaccia di spessore 2 mm.
- Soletta in c.a. di spessore 15 cm.

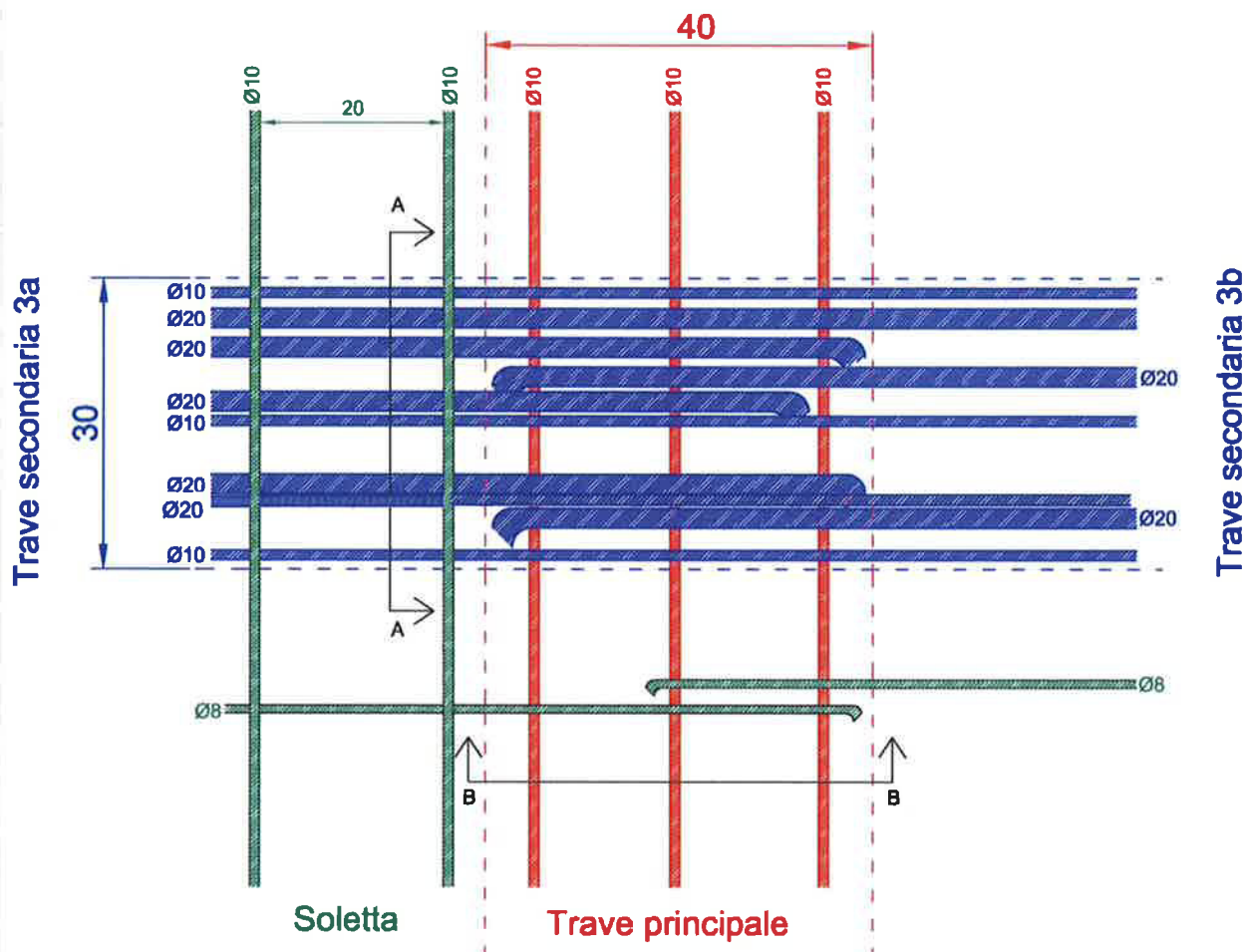
## ARM\_04

Rilievo da estradosso della connessione tra trave principale e trave secondaria 3a-3b.

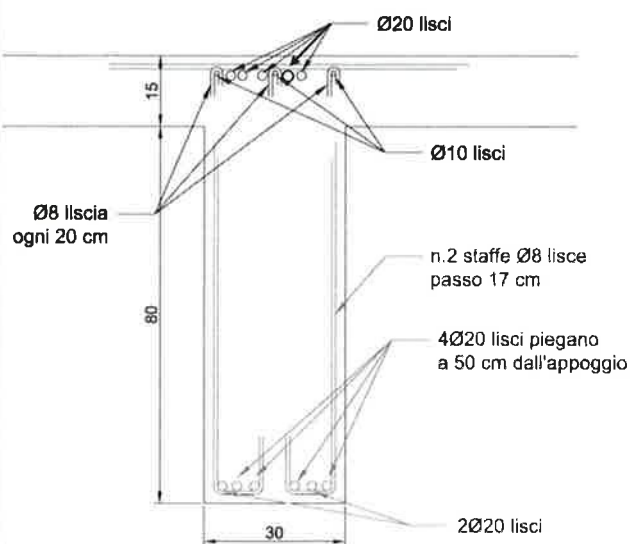


## ARM\_04

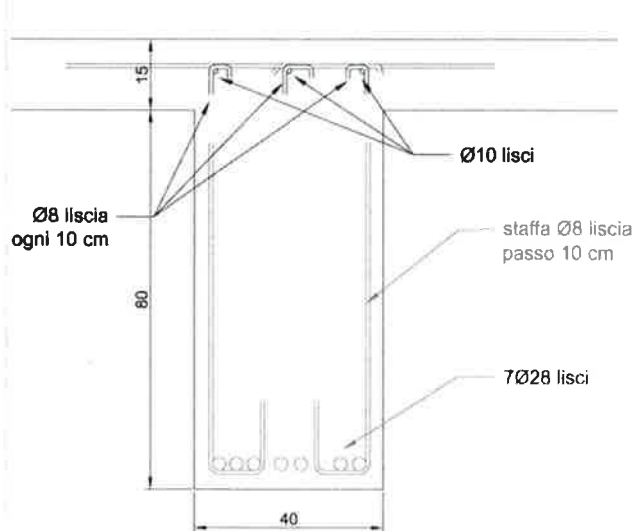
Rilievo da estradosso della connessione tra trave principale e trave secondaria 3a-3b.



Armatura in corrispondenza della connessione tra trave principale e secondaria – Vista da estradosso



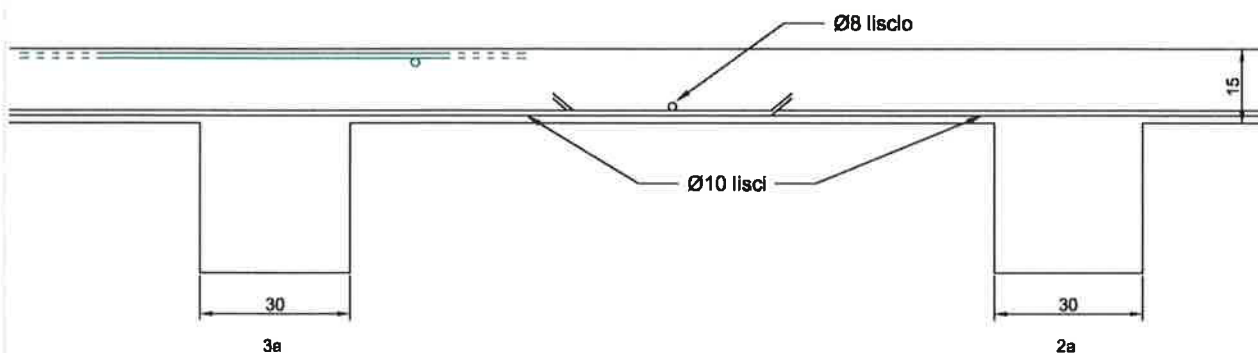
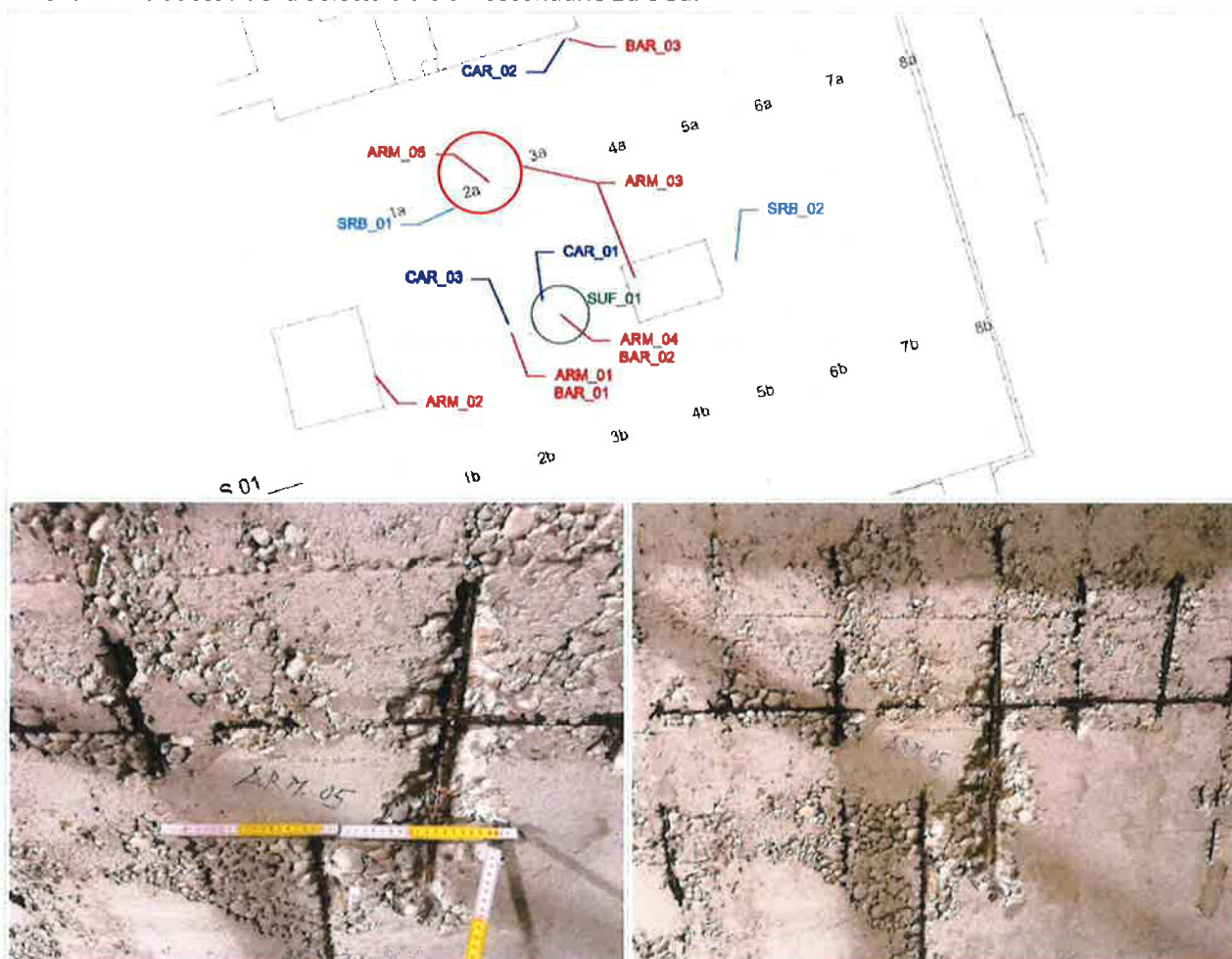
Trave secondaria – Sez. A-A



Trave principale - Sez. B-B

## ARM\_05

Rilievo da intradosso della Soletta tra travi secondarie 2a e 3a.



Soletta in c.a. di spessore 15 cm armata con Ø10 lisci longitudinali ogni 30 cm che piegano a 20÷40 cm dalla mezzeria tra le due travi secondarie. Armatura trasversale comporta da 1Ø8 liscio posto in mezzeria. Severa delaminazione del copriferro con esposizione dell'armatura in evidente stato avanzato di ossidazione. Calcestruzzo che presenta zone estese con nidi di ghiaia e vespai.

## CAR\_01, CAR\_02, CAR\_03

Determinazione della profondità di carbonatazione nel calcestruzzo UNI 9944:1992

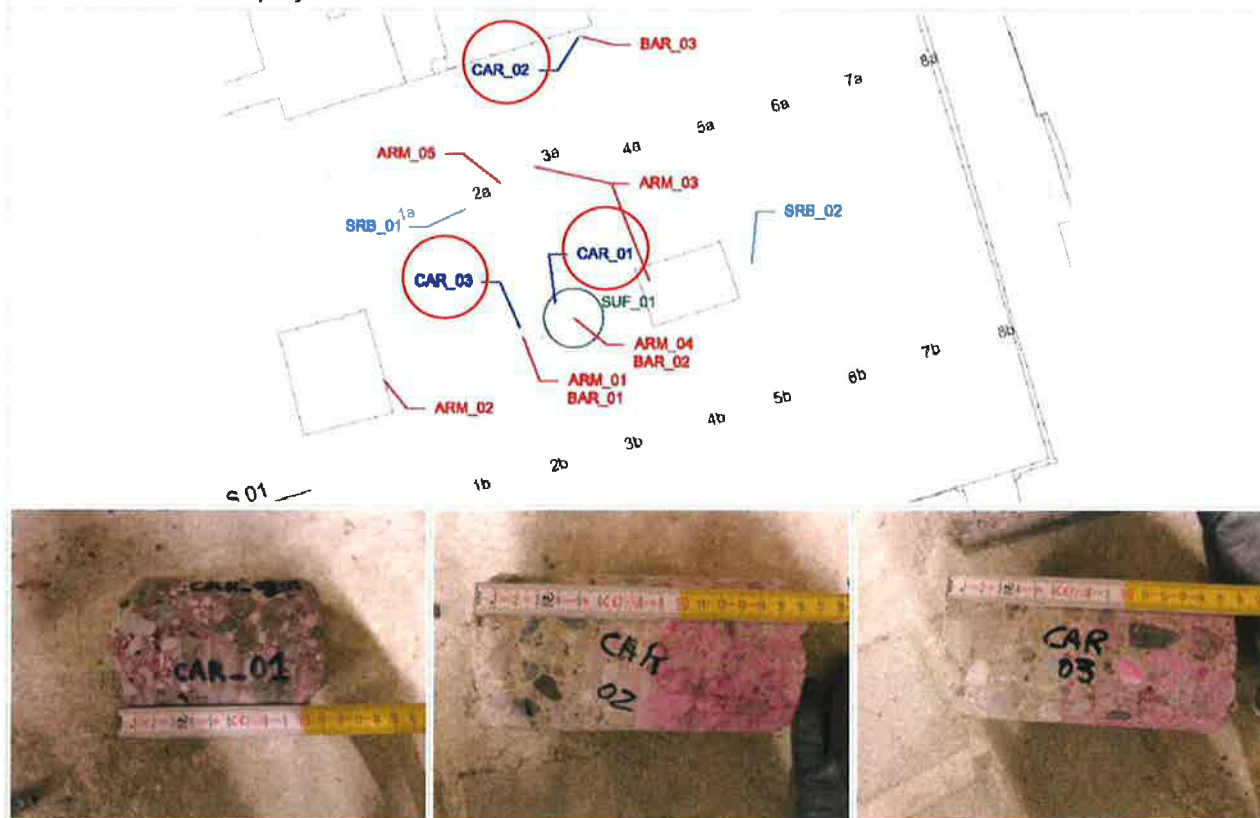


Tabella dei risultati

Campione	Elemento strutturale	Dimensioni del provino		Profondità di carbonatazione		Fronte di carbonatazione
		d	h	media	max	
		mm	mm	mm	mm	
CAR_01	Soletta	95	110	0	0	-
CAR_02	Trave secondaria	95	163	85	90	Parallela
CAR_03	Trave principale	95	158	65	70	Parallela

**SRB\_01, SRB\_02**

*Metodo combinato SONREB: Prova sclerometrica e prova ultrasonica su calcestruzzo. Stima della resistenza del calcestruzzo in opera. UNI EN 12504-2 / UNI EN 12504-4*

**Premessa**

I metodi combinati consistono nell'applicazione di due o più metodi d'indagine per la valutazione della resistenza del calcestruzzo.

Tra i metodi combinati più noti si ricorda il metodo SONREB: misura dell'indice di rimbalzo + misura della velocità di propagazione degli ultrasuoni

**Prova sclerometrica:**

Il metodo dell'indice di rimbalzo utilizza lo sclerometro per misurare l'energia elastica assorbita dal calcestruzzo a seguito di un impatto. L'energia assorbita dal calcestruzzo è correlata alla rigidità e alla resistenza meccanica mediante relazioni empiriche.

**Prova ultrasonica:**

L'indagine ultrasonica è una indagine mediante la quale viene determinata la velocità di propagazione degli impulsi delle onde longitudinali ultrasoniche nel calcestruzzo indurito.

I fattori che maggiormente influenzano le misurazioni sono:

- 1) dimensioni degli inerti: la maggior presenza di inerti grandi, nella composizione granulometrica del calcestruzzo, fa aumentare la velocità anche se la resistenza resta costante;
- 2) età del conglomerato: la velocità, al contrario della resistenza, è inversamente proporzionale all'età di stagionatura, e ciò sembra vada addebitato alle microfessurazioni che si verificano (riduzione di velocità), mentre le reazioni di indurimento continuano nel tempo (aumento di resistenza);
- 3) contenuto di umidità: all'aumentare del contenuto di umidità si registra un aumento della velocità fino al 5% ed una diminuzione del carico di rottura;
- 4) presenza di armature che dovrebbero essere possibilmente evitate

*Stima della resistenza a compressione con il metodo SONREB,*

$$R_c = A \times v_p^B \times N^C$$

dove:

$v_p$  = velocità degli ultrasuoni

N = indice di rimbalzo

A, B, C = costanti di determinazione sperimentale mediante prove distruttive su carote o in alternativa da correlazioni empiriche di letteratura tra cui le più note:

RILEM NDT4  $R_c = 7,695 \times 10^{-11} \times v_p^{2,6} \times N^{1,4}$  dove  $V_p$  è in m/sec

Di Leo e Pascale (1994)  $R_c = 1,2 \times 10^{-9} \times v_p^{2,446} \times N^{1,058}$  dove  $V_p$  è in m/sec

Del Monte et al. (2004)  $R_c = 4,40 \times 10^{-7} \times (v_p^3 \times N^2)^{0,5634}$  dove  $V_p$  è in m/sec

Gasparik (1984)  $R_c = 0,0286 \times v_p^{1,85} \times N^{1,246}$  dove  $V_p$  è in m/sec

## SRB\_01, SRB\_02

Metodo combinato SONREB: Prova sclerometrica e prova ultrasonica su calcestruzzo. Stima della resistenza del calcestruzzo in opera. UNI EN 12504-2 / UNI EN 12504-4

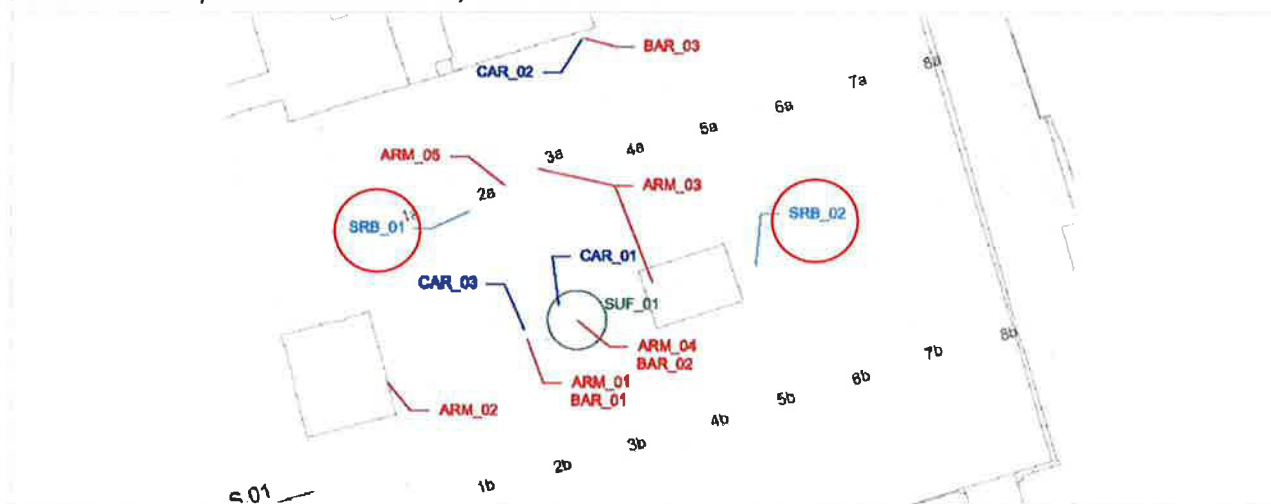


Tabella dei risultati

ID	Elemento strutturale	Indice sclerometrico Is	Velocità di propagazione Vu m/s	Stima della resistenza a compressione			
				RILEM NDT4 MPa	Di Leo e Pascale MPa	Del Monte et al. MPa	Gasparik MPa
SRB_01	Trave secondaria	32	4068	23.4	31.2	27.1	28.3
SRB_02	Trave principale	31	3932	20.9	28.2	25.1	26.0



**GEOLAB s.r.l.**

Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)  
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405  
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it  
Partita i.v.a 01985350170

**Rapporto di prova**

**n. 230907**

**pagina 1 di 2**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 11/05/2023

Campione ricevuto il 23/03/2023

Committente

MIN. DELLA CULTURA - PALAZZO DUCALE DI MANTOVA

Piazza Paccagnini 3 - 46100 Mantova (MN)

Riferimenti

Determina n.6 dell'8/2/2023

Descrizione

N. 3 Carote di cls identificate con sigla

Cantiere

Incarico per indagini diagnostiche e geognostiche presso Palazzo Ducale di Mantova

Data prelievo

Prelievo effettuato da

Prelievo effettuato da personale Geolab

Dati forniti da

Committente

Direzione lavori

Ing. Andrea Sproccati

**IL PRESENTE RAPPORTO È COMPOSTO DAI SEGUENTI RISULTATI DI PROVA**

- CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI PROVINI

UNI EN 12390-3/2009

I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.

È vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB srl

*Il responsabile tecnico*



GEOLAB s.r.l.

Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)  
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405  
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it  
Partita i.v.a 01985350170

Rapporto di prova

n. 230907

pagina 2 di 2

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 11/05/2023

**CALCESTRUZZO INDURITO - RESISTENZA ALLA COMPRESSIONE DEI PROVINI**

UNI EN 12390-3/2009

Data esecuzione: 24/03/2023 - 24/03/2023

Identificatore / Contrassegno	Data prelievo	Data prova	Dimensioni			Toll. (1)	Massa Volum. [kg/m <sup>3</sup> ]	Carico [kN]	Resistenza unitaria [MPa]	Cond.	Tipo rottura (2)
			D [mm]	H [mm]	H/D [mm]						
Soletta											
CAR_01	21/03/2023	24/03/2023	95	95	1	RT	2.360	259,1	36,6	Asciutto	1
Trave secondaria											
CAR_02	21/03/2023	24/03/2023	95	95	1	RT	2.268	92,8	13,1	Asciutto	1
Trave principale											
CAR_03	21/03/2023	24/03/2023	95	95	1	RT	2.294	210,9	29,8	Asciutto	1

(1) Esito verifiche dimensionali, planarità e perpendicolarità. RT. = Rettifica campione per ripristinare le condizioni geometriche richieste (2) Esito rottura :  
1=soddisfacente, 2=non soddisfacente

I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.  
È vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB srl

*Il responsabile tecnico*



**GEOLAB s.r.l.**

Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)  
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405  
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it  
Partita i.v.a 01985350170

**Rapporto di prova**

**n. 230908**

**pagina 1 di 2**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 11/05/2023

Campione ricevuto il 23/03/2023

Committente

MIN. DELLA CULTURA - PALAZZO DUCALE DI MANTOVA

Piazza Paccagnini 3 - 46100 Mantova (MN)

Riferimenti

Determina n.6 dell'8/2/2023

Descrizione

N.3 spezzoni di barre in acciaio identificate con sigla

Cantiere

Incarico per indagini diagnostiche e geognostiche presso Palazzo Ducale di Mantova

Data prelievo

Prelievo effettuato da

Prelievo effettuato da personale Geolab

Dati forniti da

Committente

Direzione lavori

Ing. Andrea Sproccati

## IL PRESENTE RAPPORTO È COMPOSTO DAI SEGUENTI RISULTATI DI PROVA

- MATERIALI METALLICI. PROVA DI TRAZIONE

UNI EN 10002-1/1992

I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.  
È vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB srl

  
Il responsabile tecnico



**GEOLAB s.r.l.**

Via Cernaia, 24 - 25124 Brescia (BS)  
Telefono 030/3543925 Fax 030/3532405  
www.geolab.bs.it - geolab@geolab.bs.it  
Partita i.v.a 01985350170

**Rapporto di prova**

**n. 230908**

**pagina 2 di 2**

Laboratorio operante in sistema di Qualità Aziendale Certificato secondo la UNI EN ISO 9001 da CERSA

Brescia li 11/05/2023

**MATERIALI METALLICI. PROVA DI TRAZIONE**

UNI EN 10002-1/1992

Data esecuzione: 05/04/2023

Sigla provino	Massa lin. [g/m]	Diam. equip. [mm]	Sezione effett. [mm <sup>2</sup> ]	Allung. A5 [%]	Carico unitario		Rapporto		Piegamento		Marchio
					fy-f(0,2) [MPa]	ft [MPa]	ft/fy	fy/fyk	esito	# mand [mm]	
BAR_01 - Ø8	358	7,6	45,61	30,25	337	444	1,32	-	-	-	-
BAR_02 - Ø10	642	10,2	81,82	31,20	433	515	1,19	-	-	-	-
BAR_03 - Ø8	364	7,7	46,32	31,00	323	407	1,26	-	-	-	-

I risultati si riferiscono solo ai campioni sottoposti a prova.

È vietata la riproduzione parziale del presente documento senza autorizzazione scritta di GEOLAB srl

*Il responsabile tecnico*