

**COMMITTENTE:**

ASSOCIAZIONE ONLUS  
L'ALTRA META' DEL CIELO TELEFONO DONNA DI MERATE  
Via S. Ambrogio, 17 – 23807 MERATE  
C.F.94027160137

diennepierre

diennepierre  
architetti associati  
Massimo Negri  
Chiara Pagano  
Giovanni Ripamonti  
via Corti 2/c 23900 Lecco  
tel. e fax +39.0341.286647  
dnpr@pec.it  
www.dnpr.eu  
P.IVA e c.f.03059320139

**Comune di Olginate**

**Provincia di Lecco**

**OPERE DI MANUTENZIONE STRAORDINARIA DELL'UNITA' IMMOBILIARE SITA IN  
OLGINATE, VIA RONCO PRADERIGO 12\_ FG, 3 MAPP.174, SUB 40.  
PROGETTO DEFINITIVO-ESECUTIVO**

**ST-A RELAZIONE DI CALCOLO INTERVENTI DI RIPRISTINO E VERIFICA DI STABILITÀ  
DELLA SOLETTA DEI BALCONI**

**La progettista**

*Arch. Chiara Maria Cristina Pagano*

Giugno 2015

## INDICE

CAP.1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA	3
1. Oggetto	3
1.1 Descrizione degli elementi in oggetto e del degrado	3
1.2 Rilievo strutturale	6
CAP.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI ESISTENTI – TRAVETTI DEI BALCONI	10
2.1 Descrizione inquadramento normativo	10
2.2 Caratteristiche dei materiali	10
2.3 Analisi dei carichi	11
2.4 Verifica degli elementi	12
2.4.1 Verifica balcone lato ovest	12
2.4.2 Verifica balcone lato est	15
2.4.3 Conclusioni verifiche stato di fatto dei travetti dei balconi	18
CAP.3 PROGETTO STRUTTURA PER ANCORAGGIO PLAFONE INTONACATO	19
3.1 Descrizione degli interventi previsti	19
3.2 Caratteristiche dei materiali	19
3.3 Calcolo struttura per ancoraggio plafone intonacato	20

## CAP.1 RELAZIONE ILLUSTRATIVA

### 1. Oggetto

Il presente documento riporta le verifiche strutturali relative al progetto di manutenzione straordinaria di un appartamento sito al primo piano di una palazzina all'interno di un complesso residenziale in Via Ronco Praderigo a Olginate (Lc). In tale edificio si è rilevata la presenza di fenomeni di infiltrazioni d'acqua nei due balconi dei due opposti affacci, che hanno provocato il distacco dell'intonaco e di parte degli elementi di alleggerimento in laterizio.

#### 1.1 Descrizione degli elementi in oggetto e del degrado

L'intervento e le verifiche in oggetto risultano orientate al ripristino del plafone dei balconi danneggiati a causa di infiltrazioni d'acqua. Tali infiltrazioni continue hanno portato al distacco della parte inferiore degli elementi di alleggerimento in laterizio (pignatte) e dell'intonaco ad esse collegato; tale fenomeno, detto sfondellamento, risulta evidente nel balcone del lato ovest, laddove quasi tutta la superficie intradossale si è distaccata.



FOTO 1: Balcone ovest - intradosso

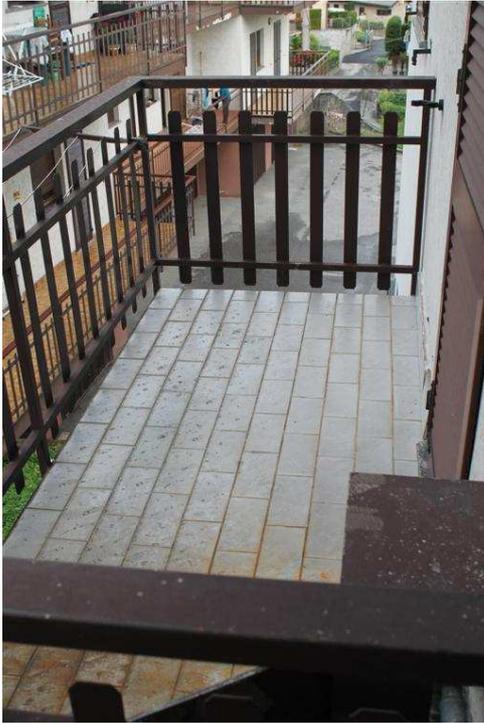


FOTO 2: Balcone ovest - estradosso

Il balcone del lato est mostra solo apparentemente un processo di sfondellamento più limitato. Tale prima osservazione risulta però ribaltata analizzando lo stato del degrado dell'intonaco dell'intradosso del balcone, che si presenta praticamente distaccato (soprattutto in punta al balcone) e sostanzialmente pericolante. Si consiglia pertanto di rimuovere il prima possibile l'intonaco e gli elementi in laterizio degradati. Si riportano di seguito delle immagini del balcone in oggetto:



FOTO 3: Balcone est – intradosso: intonaco pericolante



FOTO 4: Balcone est – intradosso: intonaco pericolante

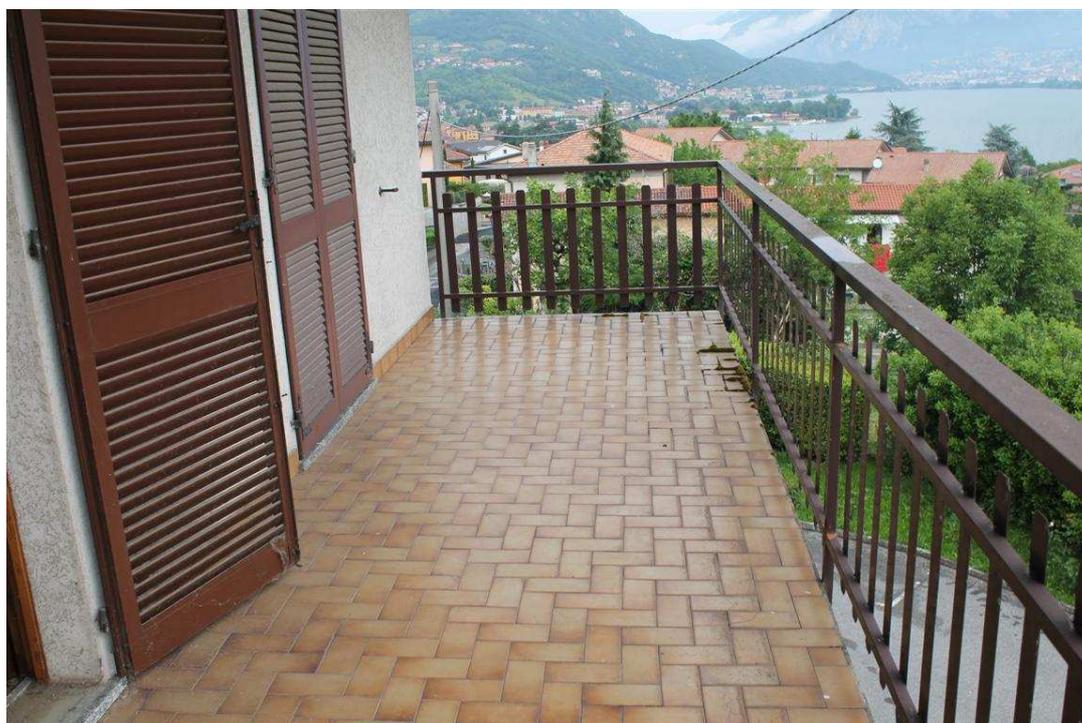


FOTO 5: Balcone est – estradosso: infiltrazioni d'acqua in punta al balcone

## 1.2 Rilievo strutturale

Per gli elementi strutturali in oggetto si è ritenuto opportuno eseguire dei saggi al fine di verificare lo stato di degradazione delle armature estradosali portanti ed eseguire conseguentemente una verifica statica dei travetti. Il rilievo è stato eseguito nelle giornate del 10 e 11 giugno 2015. Si riportano di seguito delle foto dei saggi eseguiti:

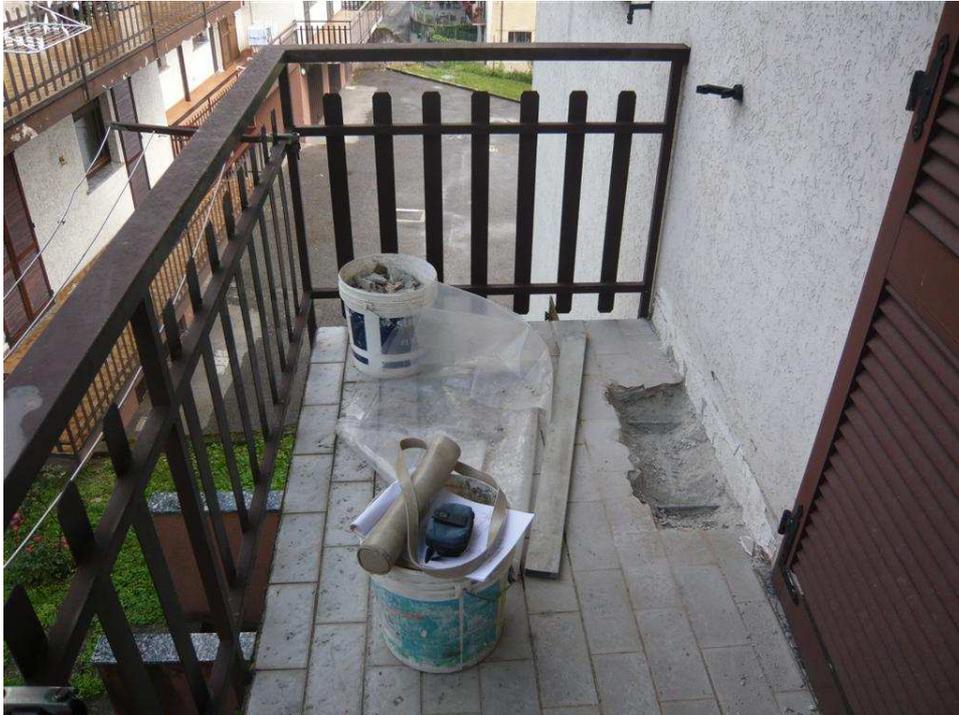


FOTO 6: Balcone ovest – estradosso: rilievo delle armature



FOTO 7: Balcone ovest – estradosso: rilievo delle armature (1d10 + 2d10)



FOTO 8: Balcone ovest – estradosso: rilievo delle armature (1d10 + 2d10 + 1d10 + 2d10)



FOTO 9: Balcone ovest – intradosso: armature intradossali, ossidazione

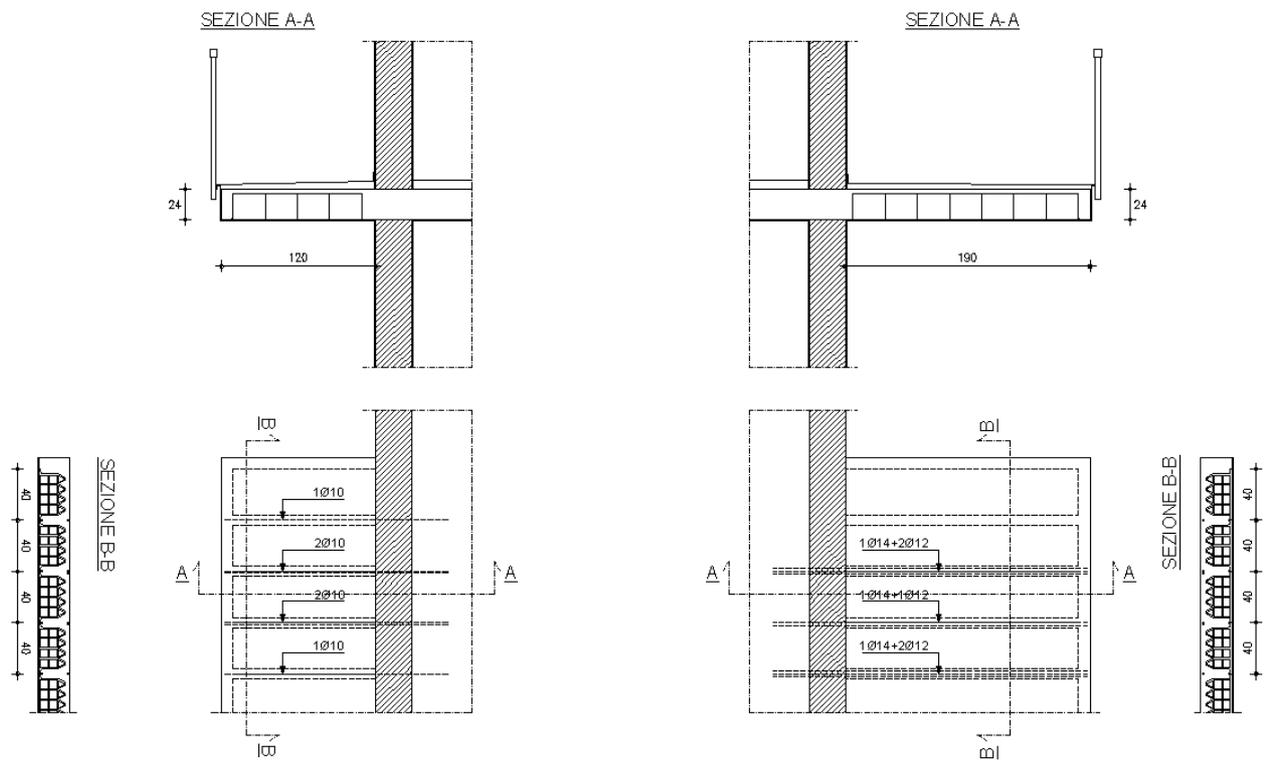


FOTO 10: Balcone est – estradosso: rilievo delle armature (1d14 + 2d12 alternati a 1d14 + 1d12)



FOTO 11: Balcone est – estradosso: rilievo delle armature (1d14 + 2d12 alternati a 1d14 + 1d12)

Si riporta di seguito uno schema dei balconi, stralciato dalla tavola di progetto:



## CAP.2 VERIFICA DEGLI ELEMENTI ESISTENTI – TRAVETTI DEI BALCONI

### 2.1 Descrizione inquadramento normativo

Le strutture verranno calcolate e verificate con il metodo degli stati limite, seguendo il metodo previsto dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni 2008 (DM 14 gennaio 2008). In fase di pre-verifica verranno svolte anche delle analisi con il metodo delle tensioni ammissibili, al fine di eseguire un ulteriore controllo dello stato tensionale.

### 2.2 Caratteristiche dei materiali

#### Calcestruzzo gettato in opera:

<i>Elemento</i>	<i>Classe</i>	<i>Rck (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i><math>\sigma_{adm}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</i>
Solette	C20/25	250	85

#### Acciaio d'armatura:

<i>Elemento</i>	<i>Classe</i>	<i>fyk (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i><math>\sigma_{adm}</math> (kg/cm<sup>2</sup>)</i>
Barre d'armatura	Fe38k	3.750	2.200

I valori di resistenza dei materiali sono assunti in relazione al confronto tra quanto rilevato in sito e alla normativa tecnica e all'uso dell'epoca della costruzione (fine anni '70).

Per quanto riguarda l'acciaio d'armatura, il rilievo ha mostrato delle barre in acciaio ad aderenza migliorata, in buono stato di conservazione all'estradosso dei solai. Viene pertanto in via comunque cautelativa assegnata la classe FeB38k, ovvero la classe più bassa tra gli acciai ad aderenza migliorata. Per il calcestruzzo non è stato possibile ottenere una superficie abbastanza ampia per la realizzazione di una prova sclerometria. Viene pertanto cautelativamente assegnata una classe Rck250, classe solitamente più bassa tra quelle usate ai tempi dell'edificazione del fabbricato.

I valori di resistenza dei presenti materiali sono assunti pari a quelli indicati nel cap. 11 delle NTC2008.

## 2.3 Analisi dei carichi

### CARICHI DI ESERCIZIO

Sulle solette è previsto un carico di:

Categoria C2: Balconi

$q_k = 400 \text{ kg/mq}$

$H_k = 200 \text{ kg/m}$

applicati a 1,20 m d'altezza

Vengono di seguito riportati i carichi applicati ai solai:

### CARICHI TOTALI

#### BALCONE CORTO:

PROPRIO	= Sol. 20+4	= <b>315 kg/mq</b>
PERMANENTI	= Intonaco sp. 1 cm	= 20 kg/mq
	= Massetto sp. 5 cm	= 100 kg/mq
	= Finitura sp. 1 cm	= 20 kg/mq
		-----
		= <b>140 kg/mq</b>
VARIABILI	=	= <b>400 kg/mq</b>
TOTALI		= <b>855 kg/mq</b>

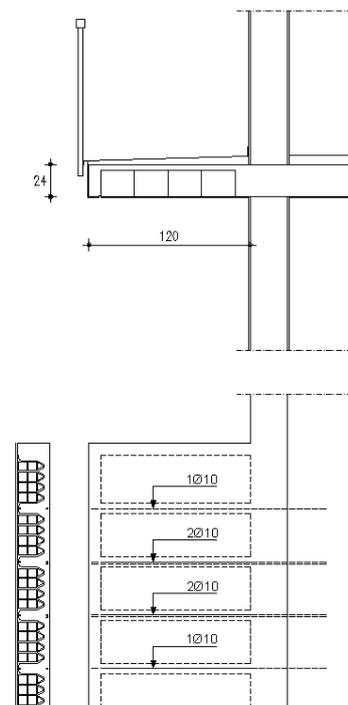
#### BALCONE LUNGO:

PROPRIO	= Sol. 20+4	= <b>315 kg/mq</b>
PERMANENTI	= Intonaco sp. 1 cm	= 20 kg/mq
	= Massetto sp. 3 cm	= 60 kg/mq
	= Finitura sp. 1 cm	= 20 kg/mq
		-----
		= <b>100 kg/mq</b>
VARIABILI	=	= <b>400 kg/mq</b>
TOTALI		= <b>815 kg/mq</b>

## 2.4 Verifica degli elementi

### 2.4.1 Verifica balcone lato ovest

Si riporta la verifica del solaio. I dati di calcolo risultano:



Carichi T.A.		Carichi S.L.U.	
G	= 455 kg/mq	= 592 kg/mq	
Q	= 400 kg/mq	= 600 kg/mq	
P <sub>tot</sub>	= 855 kg/mq	= 1.192 kg/mq	

M <sub>parap</sub>	= 240 kg m	= 360 kg m	
P <sub>parap</sub>	= 50 kg	= 65 kg	

L<sub>calc</sub> = 1,25 m

MTA	= 971 kg m	x 0,8 = 777 kg m	VTA	= 1.119 kg x 0,8	= 895 kg
ME <sub>d,SLU</sub>	= 1.373 kg m	x 0,8 = 1.098 kg m	VE <sub>d,SLU</sub>	= 1.555 kg x 0,8	= 1.244 kg

Viene svolta la verifica su una larghezza d'influenza individuata come segue:

L<sub>infl</sub> = 0,80 m

Arm = 2+1 d10

H<sub>tot</sub> = 24 cm

H<sub>cappa</sub> = 4 cm

$$L_{trav} = 8 \times 2 = 16 \text{ cm}$$

Vengono svolte le pre-verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili:

### VERIFICHE TENSIONI AMMISSIBILI

Viene svolta la verifica con il metodo delle tensioni ammissibili:

Nome lavoro:	Asse neutro: 7.052	Sigma cls: 60.0
	Mom. Inerzia: 9133.1	Sigma ferro: 1780.0
Larghezza soletta cm.: 80		
Larghezza anima cm.: 16		
Altezza tot. sezione cm.: 24		
Altezza soletta cm.: 4		
Ferri inferiori: 2D10		
Ferri superiori: 3D10		
Copriferro cm.: 3		
Momento kgm: -777		
Sforzo normale kg:		
Coefficiente M: 15		
Immettere il momento flettente in kgm, positivo se comprime le fibre di estradosso		

$$\sigma_f = 1.780 \text{ kg/cm}^2 < 2.200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

$$\sigma_c = 60 \text{ kg/cm}^2 < 85 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Verifica soddisfatta}$$

Viene svolta la verifica a taglio con il metodo delle tensioni ammissibili:

$$\tau = 895 \text{ kg} / (0.9 \times 23 \times 16) = 2,70 \text{ kg/cm}^2 < 5,33 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

## VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO

Viene svolta la verifica flessionale:

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	80	4	1	2.36	4
2	16	20	2	1.57	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> -10.98 kNm  
M<sub>xEd</sub> 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
 Centro  Baricentro cls  
 Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura  
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> -17.03 kNm  
σ<sub>c</sub> -14.17 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 19.73 ‰  
d 20 cm  
x 3.014 x/d 0.1507  
δ 0.7

Materiali  
 B450C ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² E<sub>s</sub> 200,000 N/mm²  
 C25/30 ε<sub>c2</sub> 2 ‰ ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰ f<sub>cd</sub> 14.17 N/mm²  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.957 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 9.75 N/mm²  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6  
 τ<sub>c1</sub> 1.829

Tipo Sezione  
 Rettan.re  Trapezi  
 a T  Circolare  
 Rettangoli  Coord.

Sezione C.A.  
 S.L.U.  Metodo n  
 Retta  Deviate  
 N° rett. 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello  
 Precompresso

$$M_{Ed} = -1.098 \text{ kg m} < M_{rd} = -1.703 \text{ kg m}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Viene svolta la verifica a taglio:

**DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE**  
 § 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo V<sub>Ed</sub> 12.44 [kN]  
 Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo sì [-]  
 Coefficiente C<sub>bd,c</sub> C<sub>bd,c</sub> 0.12 [-]  
 Coefficiente k k 1.98 [-]  
 Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l<sub>bd</sub> + d A 0.007012 [-]

figura 6.3 Definizione di A<sub>st</sub> nella espressione (6.2)  
 Legenda  
 A Sezione considerata

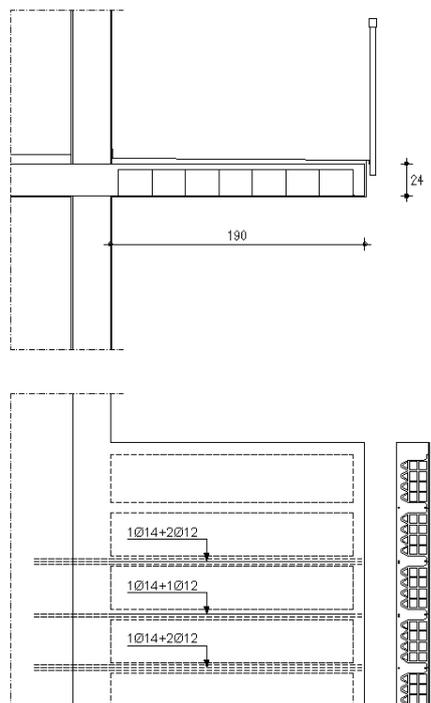
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso V<sub>bd,c</sub> 19.21 [kN]  
 Resistenza minima del calcestruzzo teso V<sub>bd,min</sub> 14.61 [kN]  
**Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso V<sub>Ed</sub> 19.21 [kN]**

$$V_{Ed} = 1.244 \text{ kg} < V_{rd} = 1.921 \text{ kg}$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 2.4.2 Verifica balcone lato est

Si riporta la verifica del solaio. I dati di calcolo risultano:



Carichi T.A.	Carichi S.L.U.
G = 415 kg/mq	= 540 kg/mq
Q = 400 kg/mq	= 600 kg/mq
Ptot = 815 kg/mq	= 1.140 kg/mq

Mparap = 240 kg m	= 360 kg m
Pparap = 50 kg	= 65 kg

Lcalc = 1,95 m

MTA = 1.887 kg m	x 0,8 = 1.510 kg m	VTA = 1.639 kg x 0,8	= 1.311 kg
MEd,SLU = 2.654 kg m	x 0,8 = 2.123 kg m	VEd,SLU = 2.288 kg x 0,8	= 1.830 kg

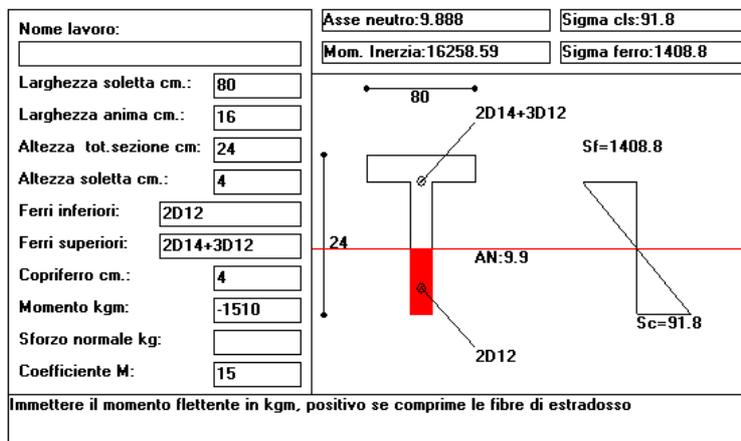
Viene svolta la verifica su una larghezza d'influenza individuata come segue:

Linfl = 0,80 m
Arm = 2d14 + 3d12
Htot = 24 cm
Hcappa = 4 cm
Ltrav = 8 x 2 = 16 cm

Vengono svolte le pre-verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili:

### PRE-VERIFICHE TENSIONI AMMISSIBILI

Viene svolta la pre-verifica a momento con il metodo delle tensioni ammissibili:



$\sigma_f = 1.410 \text{ kg/cm}^2 < 2.200 \text{ kg/cm}^2$       Verifica soddisfatta  
 $\sigma_c = 91,8 \text{ kg/cm}^2 < 85 \text{ kg/cm}^2$       Verifica non soddisfatta

Viene rilevato uno sforzo nel calcestruzzo superiore al valore ammissibile. Verrà pertanto svolta una verifica sezionale con il metodo degli stati limite, al fine di eseguire una verifica che indichi il grado di sicurezza secondo le normative vigenti del balcone in oggetto.

Viene svolta la verifica a taglio con il metodo delle tensioni ammissibili:

$$\tau = 1.311 \text{ kg} / (0.9 \times 23 \times 16) = 3,96 \text{ kg/cm}^2 < 5,33 \text{ kg/cm}^2$$

La verifica risulta soddisfatta.

Vengono svolte le verifiche con il metodo degli stati limite:

## VERIFICHE STATO LIMITE ULTIMO

Viene svolta la verifica flessionale:

Titolo : \_\_\_\_\_

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	80	4
2	16	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.47	4
2	2.26	22

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 kN  
M<sub>Ed</sub> -21.23 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0 kNm

P.to applicazione N  
Centro Baricentro cls  
Coord.[cm] xN 0 yN 0

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo S.L.U. + Metodo n  
Tipo flessione Retta Deviata  
N° rett. 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub> 0 cm Col. modello

Materiali FeB38k C20/25

ε<sub>su</sub> 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
f<sub>yd</sub> 326.1 N/mm² ε<sub>cu</sub> 3.5 ‰  
E<sub>s</sub> 200,000 N/mm² f<sub>cd</sub> 11.33 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.9 ‰  
ε<sub>syd</sub> 1.631 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 8.5 ‰  
σ<sub>s,adm</sub> 215 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.5333 ‰  
τ<sub>c1</sub> 1.686 ‰

M<sub>xRd</sub> -35.38 kNm  
σ<sub>c</sub> -11.33 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 326.1 N/mm²  
ε<sub>c</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 3.983 ‰  
d 20 cm  
x 9.354 x/d 0.4677  
δ 1

Precompresso

$$M_{Ed} = -2.123 \text{ kg m} < M_{rd} = 3.538 \text{ kg m}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Viene svolta la verifica a taglio:

DETERMINAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DELLA SEZIONE

§ 4.1.2.1.3.1 - ELEMENTI SENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO

Azione di Taglio sollecitante a Stato Limite Ultimo V<sub>Ed</sub> 18.3 [kN]  
Considerare o meno il contributo dell'armatura tesa nel calcolo si [-]  
Coefficienti C<sub>bd,c</sub> 0.12 [-]  
Coefficienti k k 1.98 [-]  
Rapporto geometrico d'armatura che si estende per non meno di l<sub>bd</sub> + d A 0.007012 [-]  
0.007012 [-]

figura 6.3 Definizione di A<sub>st</sub> nella espressione (6.2)

Legenda  
A Sezione considerata

Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso V<sub>bd,c</sub> 19.21 [kN]  
Resistenza minima del calcestruzzo teso V<sub>bd,min</sub> 14.61 [kN]  
Resistenza a taglio offerta dal calcestruzzo teso V<sub>bd</sub> 19.21 [kN]

$$V_{Ed} = 1.830 \text{ kg} < V_{rd} = 1.921 \text{ kg}$$

La verifica risulta soddisfatta.

### **2.4.3 Conclusioni verifiche stato di fatto dei travetti dei balconi**

Sono state svolte le verifiche flessionali e a taglio delle sezioni dei travetti portanti di entrambi i balconi; tali verifiche, condotte con il metodo degli stati limite, sono risultate soddisfatte.

Le valutazioni strutturali sono state condotte mediante calcoli analitici e non mediante prove di carico in sito, quindi partendo dal presupposto che le caratteristiche dei materiali (calcestruzzo e acciaio) rispecchino quelli considerati nelle verifiche. Non sono state condotte prove sui materiali.

Si prescrive il trattamento per la conservazione dei travetti esistenti mediante spazzolatura dei ferri d'armatura, trattamento con specifico prodotto di protezione anticorrosiva e successiva ricostruzione del copriferro con betoncino o malta appositamente.

Durante la fase di cantiere e di demolizione delle pignatte controllare la qualità del calcestruzzo in zona compressa dei travetti mediante prove sclerometriche. Qualora le caratteristiche rilevate risultassero scarse e/o inferiori a quelle considerate nei calcoli, interpellare la D.L.

Si rileva come le preverifiche svolte con il vecchio metodo delle tensioni ammissibili hanno mostrato uno sforzo leggermente superiore a quello ammissibile per il calcestruzzo compresso del balcone del lato Est; si fa notare però come tale verifica risulti comunque soddisfatta con l'analisi svolta agli stati limite e che la sezione considerata risulta verosimilmente sottostimata a favore di sicurezza, poiché l'incastro dei balconi con l'edificio presenta in modo apparentemente omogeneo un allargamento della trave di bordo.

Si evidenzia inoltre come i saggi svolti per i balconi in oggetto hanno mostrato l'assenza di una rete di ripartizione dei carichi nella cappa del solaio. Si ritiene pertanto opportuno prevedere l'inserimento di una rete elettrosaldata in acciaio strutturale all'interno della nuova cappa in calcestruzzo del massetto soprastante.

## CAP.3 PROGETTO STRUTTURA PER ANCORAGGIO PLAFONE INTONACATO

### 3.1 Descrizione degli interventi previsti

I balconi in oggetto presentano il problema dello sfondellamento (distacco dell'intonaco e di parte degli elementi di alleggerimento in laterizio) dovuto all'infiltrazione costante di acqua piovana.

Viene pertanto prevista la rimozione delle porzioni pericolanti del plafone dei balconi e il ripristino della superficie intonacata. Il nuovo plafone verrà realizzato ancora in intonaco, il quale verrà steso su una rete portaintonaco ancorata a sua volta alla struttura portante del balcone mediante barre in acciaio. La durabilità e la sicurezza dell'intervento verranno garantiti dal rifacimento del soprastante massetto e delle impermeabilizzazioni.

A seguito dei saggi svolti sui balconi, i quali hanno mostrato l'assenza di rete di ripartizione nella cappa del solaio laterocementizio, si prevede inoltre l'inserimento di una rete elettrosaldata all'interno dei nuovi massetti al fine di fornire una struttura in grado di ripartire con sicurezza i carichi di esercizio.

### 3.2 Caratteristiche dei materiali

#### Calcestruzzo gettato in opera:

<i>Elemento</i>	<i>Classe</i>	<i>Rck (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>p.s. (kg/cm<sup>2</sup>)</i>
Massetto	C25/30	300	1.600

#### Acciaio d'armatura:

<i>Elemento</i>	<i>Classe</i>	<i>fyk (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>σ<sub>a</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</i>
Rete e.s.	B450C	4.500	2.600

#### Barre in acciaio:

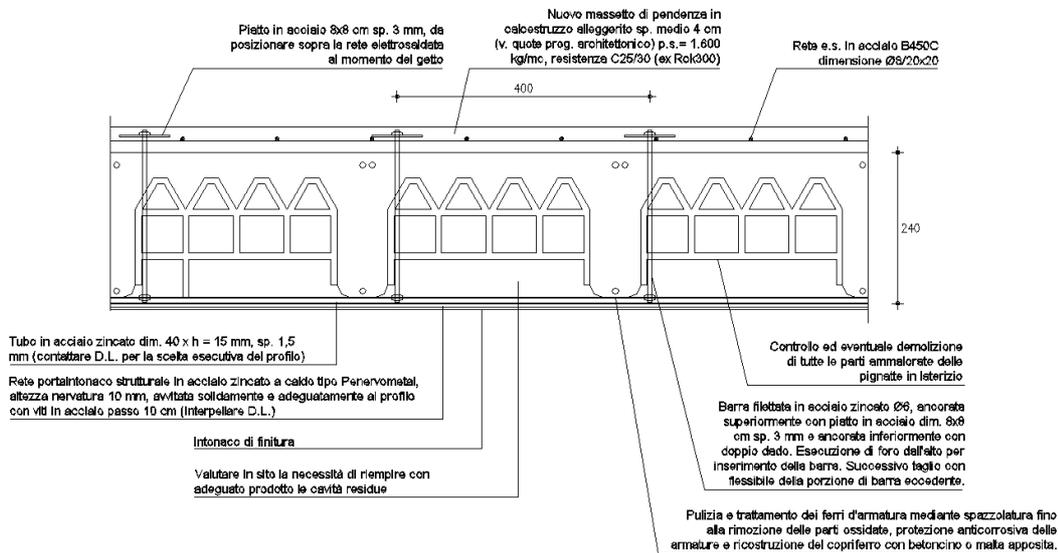
<i>Elemento</i>	<i>Classe</i>	<i>ftb (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>σ<sub>a</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</i>
Barre di collegamento	8.8	8.000	3.730

#### Profili in acciaio:

<i>Elemento</i>	<i>Classe</i>	<i>fyk (kg/cm<sup>2</sup>)</i>	<i>σ<sub>a</sub> (kg/cm<sup>2</sup>)</i>
Profili scatolati	S235	2.350	1.600

### 3.3 Calcolo struttura per ancoraggio plafone intonacato

Viene di seguito eseguita la verifica delle strutture per l'ancoraggio della nuova rete porta intonaco (la quale dovrà essere garantita per una luce di almeno 50 cm con un carico distribuito di 50 kg/mq). Alcune verifiche di alcuni elementi verranno svolte con il metodo delle T.A., come previsto dal cap. 2.7 delle NTC2008.

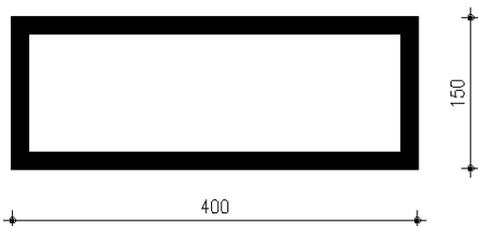


Si prevede l'utilizzo di profili in acciaio dim. 40 x  $h_{\min} = 15$  mm, sp. 1,5 mm.

Viene calcolato il momento agente:

$$\begin{aligned}
 P &= 50 \text{ kg/mq} \\
 L_{\text{infl}} &= 0,50 \text{ m} \\
 P_{\text{lin}} &= 25 \text{ kg/m} + 5 \text{ kg/m} = 30 \text{ kg/m} \\
 L_{\text{calc}} &= 0,40 \text{ m} \\
 M &= 0,60 \text{ kg m} \\
 M_{\text{Ed,SLU}} &= 0,78 \text{ kg m}
 \end{aligned}$$

Viene calcolato il momento resistente:



$$\begin{aligned}
 J &= 0,59 \text{ cm}^4 \\
 W &= 0,59 \text{ cm}^4 / 0,75 \text{ cm} = 0,78 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

Viene svolta la verifica in esercizio:

$$\sigma = 0,60 \times 100 / 0,78 = 77 \text{ kg/cmq}$$

La verifica risulta abbondantemente soddisfatta. Si sceglie di utilizzare un profilo ad alta rigidità relativa al fine

di dare stabilità al plafone.

Viene svolta la verifica allo stato ultimo:

$$\sigma = 0,78 \times 100 / 0,78 = 100 \text{ kg/cmq} < 2.350 / 1,25 = 1.880 \text{ kg/cmq}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Viene svolta la verifica delle barre in acciaio collegate alla soletta soprastante:

$$P = 60 \text{ kg/mq} \quad (\text{compresa sottostruttura})$$

$$A_{\text{infl}} = 0,40 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} = 0,2 \text{ mq}$$

$$G2 = 12 \text{ kg}$$

Viene svolta la verifica dello sforzo in esercizio sulla barra di diametro 6 mm:

$$\sigma = 12 \text{ kg} / 0,28 \text{ cmq} = 43 \text{ kg/cmq} < 3.730 \text{ kg/cmq}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Viene svolta la verifica a strappo del bullone sul profilo in acciaio:

$$G2 = 12 \text{ kg}$$

Viene calcolata la superficie circolare del profilo, considerando una rondella di diametro minimo 8 mm:

$$A = 0,15 \text{ cm} \times (0,8 \times 3,14) = 0,37 \text{ cm}^2$$

Viene svolta la verifica:

$$s = 12 \text{ kg} / 0,37 \text{ cm}^2 = 32 \text{ kg/cmq} < 1.600 / \sqrt{3} \text{ kg/cmq}$$

La verifica risulta soddisfatta.