

# 4

## PROGETTO TECNOLOGICO



## 4.1 - TRASMITTANZA

La trasmittanza è una grandezza fisica che misura la quantità di calore scambiato da un materiale o un corpo per unità di superficie e unità di temperatura, definendo la capacità isolante di un singolo elemento. L'unità di misura utilizzata nel sistema di riferimento internazionale è  $W/m^2K$ .

Ci sono moltissime situazioni climatiche differenti sulla terra date dalle molteplici combinazioni tra i vari fenomeni, quindi si deve ricorrere a semplificazioni per classificarle in modo generale. Un metodo efficace è quello basato sulle diverse condizioni di irradiazione dovuta al fatto che l'asse terrestre è inclinato e la terra compie un leggero movimento ondulatorio chiamato precessione.

Le tre grandi fasce climatiche sono:

- zona tropicale ed equatoriale,
- zone temperate,
- zone polari.

In Italia, esistono sei zone climatiche classificate con le lettere alfabetiche, da A a F.

Per semplificare e poter avere gli strumenti di misura per il nostro progetto, gli elementi che costituiscono l'involucro del fabbricato, cioè i componenti, di materiali con i relativi spessori, necessari per verificare attraverso il calcolo della trasmittanza termica  $U$ , rispetto i valori desiderati nel comfort, ci mettiamo nella zona climatica A, con i seguenti valori:

Zona Climatica	Strutture verticali opache	Strutture orizzontali o inclinate opache		Chiusure apribili
		Coperture	Pavimenti	
<b>A</b>	<b>0.54</b>	<b>0.32</b>	<b>0.60</b>	<b>3.7</b>
B	0.41	0.32	0.46	2.4
C	0.34	0.32	0.40	2.1
D	0.29	0.26	0.34	2.0
E	0.27	0.24	0.30	1.8
F	0.26	0.23	0.28	1.6

Tabella 4.1

La trasmittanza misura quindi la quantità di calore che nell'unità di tempo attraverso un elemento della superficie di  $1 \text{ m}^2$  in presenza di una differenza di temperatura di  $1 \text{ K}$  tra l'interno e l'esterno. Nella formula si tiene conto di una trasmissione di calore da un aeriforme ad un altro aeriforme, separati dalla lastra piana del materiale in esame, per irraggiamento, convezione e conducibilità termica interna.

$$g = \frac{1}{\frac{1}{h_i} + \sum \frac{s}{\lambda} + \frac{1}{h_e}}$$

$h_i$  e  $h_e$  [ $\text{W}/\text{m}^2\text{K}$ ] sono i coefficienti di adduzione interna ed esterna;

$s$  [ $\text{m}$ ] è lo spessore del materiale;

$\lambda$  [ $\text{W}/\text{mK}$ ] è la conducibilità termica del materiale.

## 4.2 - SFASAMENTO TERMICO

Lo sfasamento è il tempo, misurato in ore che intercorre fra la massima temperatura all'esterno e la massima temperatura all'interno. L'attenuazione (o lo smorzamento) e lo sfasamento dell'onda termica caratterizzano pesantemente la dinamica termica sia a regime invernale che estivo. Però va specificato che nel caso in esame siamo solo in regime estivo.

Il valore ottimale dello sfasamento è di 12 ore ed è altrettanto importante avere uno sfasamento di almeno 8 ore e non minore di 10 ore vista la temperatura media sempre alta tutto l'anno.

Il valore di sfasamento termico è molto spesso trascurato nella progettazione convenzionale ed è certamente importante per determinare il comfort termico che ci impone la LABA de Douala, come tale ha importanti ripercussioni in termini di risparmio energetico in un paese dove la corrente elettrica normale non è garantito a nemmeno per 24 ore.

### 4.3 - ACUSTICA

Negli ultimi anni l'attenzione allo studio della trasmittanza del rumore negli edifici e la caratterizzazione dei materiali con cui vengono realizzati ha assunto una notevole importanza sia per l'emanazione di una nuova legislazione cogente nelle grandi metropoli del mondo, che per l'accresciuta sensibilità al problema dell'inquinamento acustico.

In Camerun non esiste una legge che indichi i criteri progettuali in questo senso ma, siccome parliamo di comfort acustico, ci riferiamo alla Legge Regionale n. 13 della Regione Lombardia, che definisce le norme in materia di inquinamento acustico. Questa legge stabilisce i requisiti da valutare a priori in fase progettuale con metodi previsionali.

Per diffondersi nell'ambiente il rumore ha bisogno di un mezzo elastico (gas, liquido o solido). Nel caso specifico della propagazione del rumore all'interno di un edificio, tale mezzo è costituito dagli stessi elementi strutturali che lo compongono, quali pareti e solai. La trasmissione del suono avviene secondo due distinti meccanismi di propagazione:

- trasmissione per via aerea,
- trasmissione per via strutturale.

Nel primo caso il rumore si propaga senza incontrare ostacoli solidi (ad esempio attraverso condotte d'aria o aperture), mentre nel secondo caso la propagazione avviene attraverso le strutture solide dell'edificio, cioè tramite vibrazioni elastiche. Di norma la trasmissione del rumore attraverso due ambienti interessa entrambi i due meccanismi anche se per ciascun componente edilizio bisogna distinguere tra trasmissione diretta e laterale.

Si ha trasmissione diretta quando la trasmissione del rumore nell'ambiente ricevente avviene attraverso il solo elemento strutturale considerato (parete divisoria o solaio), mentre è laterale quando la trasmissione del rumore nell'ambiente ricevente avviene attraverso gli elementi strutturali adiacenti a quello considerato.

Per capire bene come possa un elemento strutturale ostacolare la propagazione del rumore è necessario analizzare in maniera semplificata il fenomeno fisico della propagazione del rumore aereo attraverso un divisorio.

Partendo dal principio fondamentale che "nulla si crea e nulla si distrugge, ma tutto si trasforma", quando un'onda sonora incide su una parete espressa sotto forma di potenza sonora ( $W_i$ ), questa si scompone in più componenti: una parte viene riflessa nell'ambiente sorgente ( $W_r$ ) e l'altra parte penetra nella parete, trasformandosi in energia vibrazionale. Quest'ultima viene a sua volta scorporata in una parte che si dissipa in calore ( $W_d$ ) mentre l'altra viene trasmessa nell'ambiente ricevente ( $W_t$ ). Quindi è evidente che la quantità di energia che viene assorbita e trasmessa dalla partizione dipende dalle caratteristiche fisiche del materiale impiegato.

Qualora si proceda ad una misura in opera, il parametro misurato è indicato come potere fonoisolante apparente ( $R_w'$ ), il quale differisce dal valore di laboratorio per la specifica posa in opera del componente e per effetto della trasmissione laterale, fattori che inducono i valori di fono isolamento ad un abbassamento.

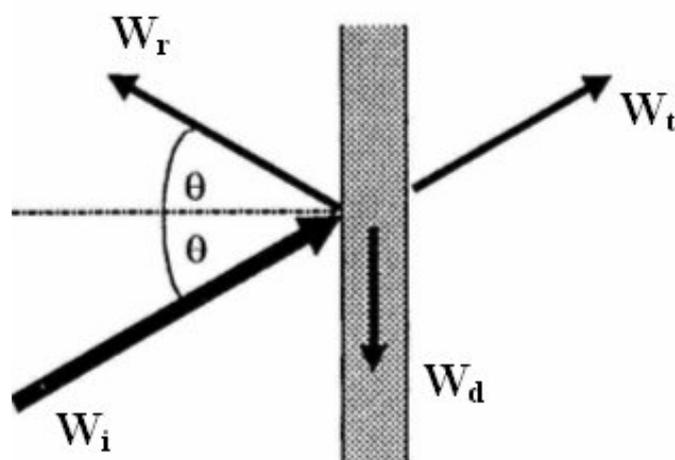


Figura 4.1 Ripartizione dell'energia sonora incidente su una parete

La classificazione degli ambienti è in classi:

Classe A: edifici adibiti a residenza

Classe B: edifici adibiti ad uffici

Classe C: edifici adibiti ad alberghi o pensioni

Classe D: edifici adibiti ad ospedali, cliniche o case di cura

**Classe E: edifici adibiti ad attività scolastiche a tutti i livelli,**

Valore limite:

**$R'_w$  50 dB** Indice potere fono isolante apparente

**$D_{2m,nT,w}$  48 dB** Indice isolamento acustico facciata normalizzato

**$L'_{n,w}$  58 dB** Indice livello di rumore da calpestio normalizzato

Classe F: edifici adibiti ad attività ricreative o di culto

Classe G: edifici adibiti ad attività commerciali

#### 4.4 - CHIUSURE ORIZZONTALI

Ora entriamo nel dettaglio dei materiali e analizziamo le singole stratigrafie scelte. Come detto all'inizio di questo capitolo ci riferiamo a una località italiana allo scopo di avere gli strumenti con cui fare un confronto ragionevole.

Ciò detto, l'isola di Lampedusa è il Comune italiano con caratteristiche climatiche estive quasi simili a quelle di Douala - Camerun.

**Caratteristiche termiche:**

Trasmittanza 0,32 W/(m<sup>2</sup>K)

Attenuazione: 0,000

Sfasamento: 14h41'

**Localizzazione:**

Stato: Italia

Regione: Sicilia

Provincia: Agrigento

Comune: Lampedusa e Linosa

Zona: A

Coord: 35° 30' N, 12° 34' E

Altitudine: 133 m s.l.m

## 4.4.1 – C.O.01

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spess. (m)</b>	<b>Resist. (m<sup>2</sup>K/W)</b>	<b>Condutt. (W/mK)</b>	<b>Densità (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cal. Spec. (J/kg K)</b>
Pavimentazione in legno massiccio	0,030	0,41	0,18	1100	2500
Isolante in lana di legno (Celenit N)	0,050	0,75	0,065	360	1810
Solaio in pignatte di CLS	0,300	0,56	0,46	1600	840
Intonaco civile	0,020	0,017	0,900	1800	837
<b>Totale</b>	<b>0,400</b>	<b>1,737</b>			

Tabella 4.2 Materiali e valori corrispondenti

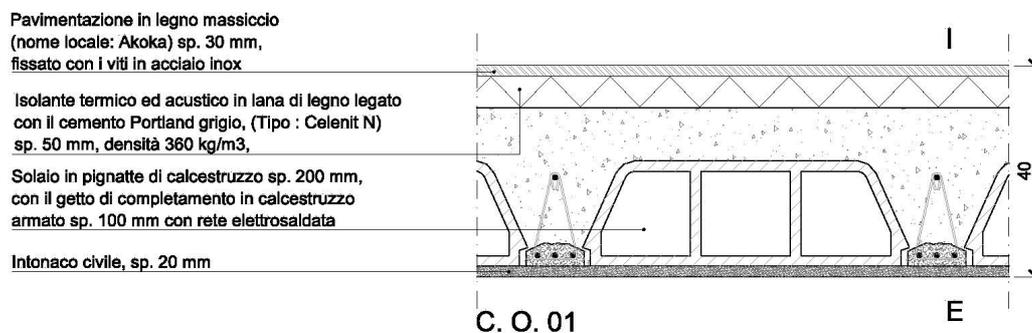


Figura 4.2

$$U = 0,576 \text{ W/m}^2\text{K}$$

$$\text{Peso} = 5,67 \text{ KN/m}^2$$

## 4.4.2 – C.O.02

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spess. (m)</b>	<b>Resist. (m<sup>2</sup>K/W)</b>	<b>Conduitt. (W/mK)</b>	<b>Densità (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cal. Spec. (J/kg K)</b>
Massetto in C A	0,100	0,22	0,26	1300	837
Membrana bituminosa	0,003	0,059	0,170	900	837
Magrone	0,050	0,11	0,13	1200	837
Vespaio	0,550	0,00	0,00	0000	000
<b>Totale</b>	<b>0,700</b>	<b>0,389</b>			

Tabella 4.3 Materiali e valori corrispondenti

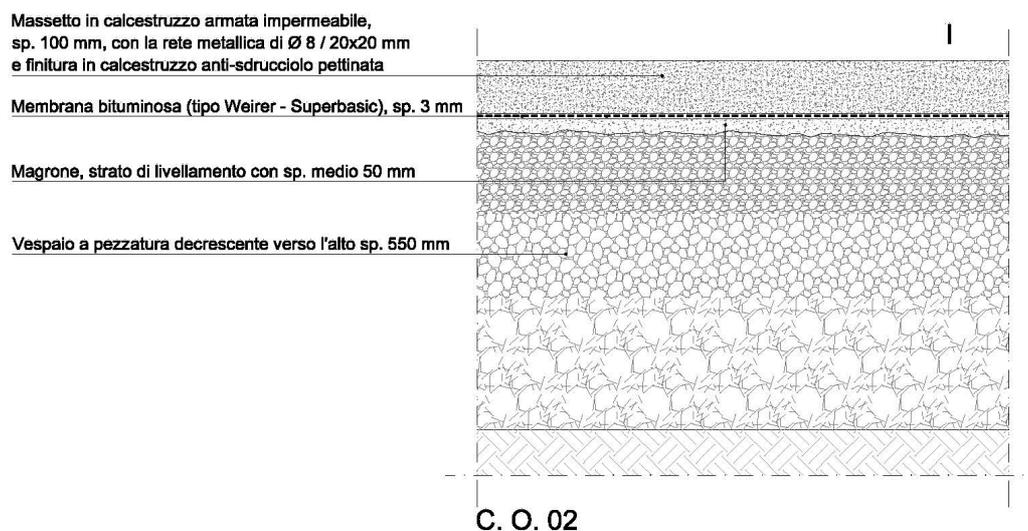


Figura 4.3

$$U = 2,570 \text{ W/m}^2\text{K}$$

$$\text{Peso} = 1,927 \text{ KN/m}^2$$

## 4.4.3 – C.O.03

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spess. (m)</b>	<b>Resist. (m<sup>2</sup>K/W)</b>	<b>Condutt. (W/mK)</b>	<b>Densità (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cal. Spec. (J/kg K)</b>
Pavimentazione in legno massiccio	0,030	0,41	0,18	1100	2500
Isolante in lana di legno (Celenit N)	0,050	0,75	0,065	360	1810
Solaio in pignatte di CLS	0,300	0,56	0,46	1600	840
Intonaco civile	0,020	0,017	0,900	1800	837
Soletta tagliafuoco	0,04	0,32	0,16	1000	700
<b>Totale</b>	<b>0,450</b>	<b>2,057</b>			

Tabella 4.4 Materiali e valori corrispondenti

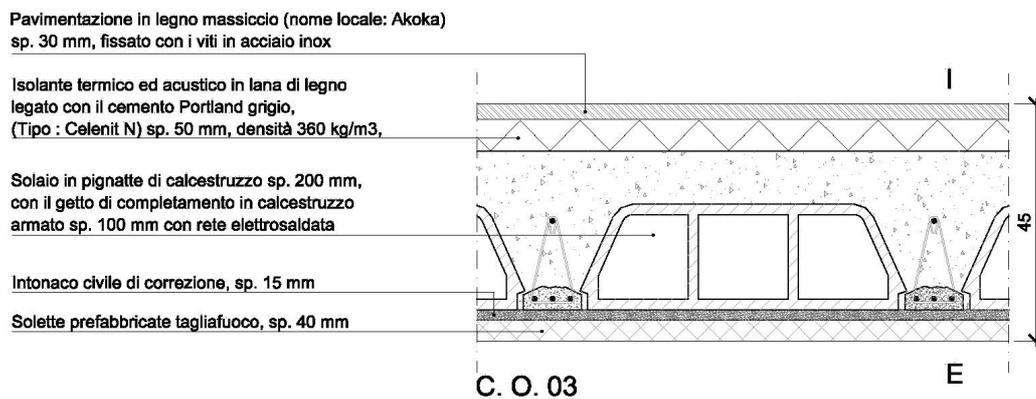


Figura 4.4

$$U = 0,486 \text{ W/m}^2\text{K}$$

$$\text{Peso} = 6,07 \text{ KN/m}^2$$

## 4.5 - CHIUSURE VERTICALI

Anche in questa parte entriamo nel dettaglio dei materiali e analizziamo le singole stratigrafie scelte. Come detto all'inizio di questo capitolo ci riferiamo a una località italiana allo scopo di avere gli strumenti con cui fare un confronto ragionevole.

Ciò detto, l'isola di Lampedusa è il Comune italiano con caratteristiche climatiche estive quasi simili a quelle di Douala - Camerun.

**Caratteristiche termiche:**

Trasmittanza: 0,32 W/(m<sup>2</sup>K)

Attenuazione: 0,000

Sfasamento: 18h20'

**Localizzazione:**

Stato: Italia

Regione: Sicilia

Provincia: Agrigento

Comune: Lampedusa e Linosa

Zona: A

Coord: 35° 30' N, 12° 34' E

Altitudine: 133 m s.l.m

## 4.5.1 – C.V.01

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spess. (m)</b>	<b>Resist. (m<sup>2</sup>K/W)</b>	<b>Conduitt. (W/mK)</b>	<b>Densità (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cal. Spec. (J/kg K)</b>
Muro in CA	0,200	0,481	0,520	1300	837
Isolante in fibre di legno ( Celenit FL/150)	0,060	1,500	0,039	160	2100
Cartongesso	0,025	0,119	0,210	900	837
<b>Totale</b>	<b>0,290</b>	<b>2,100</b>			

Tabella 4.5 Materiali e valori corrispondenti

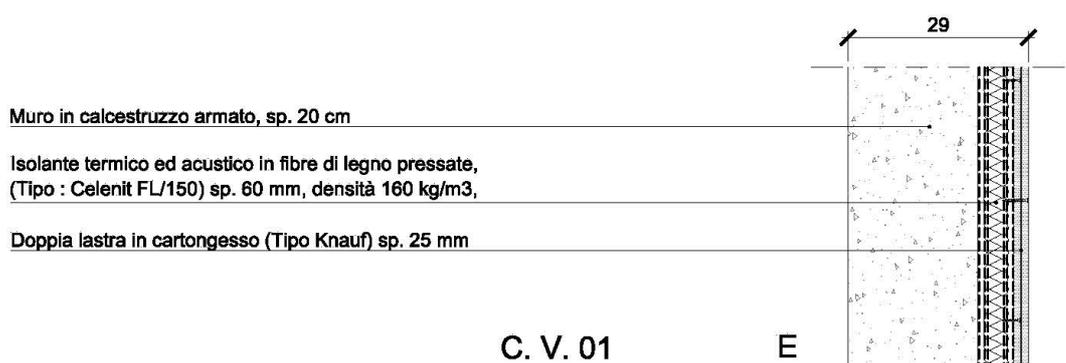


Figura 4.5

$$U = 0,476 \text{ W/m}^2\text{K}$$

Considerando l'altezza del piano a 3,60 m, avremo come:

$$\text{Peso lineare} = 10,520 \text{ KN/m}$$

## 4.5.2 – C.V.02

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spess. (m)</b>	<b>Resist. (m<sup>2</sup>K/W)</b>	<b>Conduitt. (W/mK)</b>	<b>Densità (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cal. Spec. (J/kg K)</b>
Cartongesso	0,025	0,119	0,210	900	837
Isolante in fibre di legno ( Celenit FL/150)	0,060	1,500	0,039	160	2100
Mattone in cemento di dim: 20x20x40 (cm)	0,200	0,270	0,700	1100	837
Intonaco civile	0,020	0,017	0,900	1800	837
<b>Totale</b>	<b>0,300</b>	<b>1,900</b>			

Tabella 4.6 Materiali e valori corrispondenti

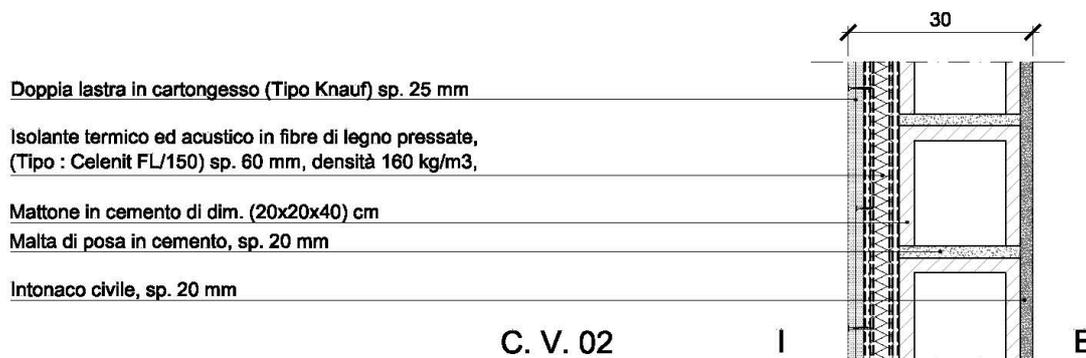


Figura 4.6

$$U = 0,526 \text{ W/m}^2\text{K}$$

Considerando l'altezza del piano a 3,60 m, avremo come:

$$\text{Peso lineare} = 10,372 \text{ KN/m}$$

## 4.5.3 – C.V.03

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spess. (m)</b>	<b>Resist. (m<sup>2</sup>K/W)</b>	<b>Conduitt. (W/mK)</b>	<b>Densità (kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Cal. Spec. (J/kg K)</b>
Drenaggio	0,900	0,000	0,00	2800	000
Membrana bituminosa	0,003	0,059	0,170	900	837
Muro in CA	0,280	0,673	0,728	1300	837
Intonaco civile	0,020	0,017	0,900	1800	837
<b>Totale</b>	<b>0,300</b>	<b>0,800</b>			

Tabella 4.7 Materiali e valori corrispondenti

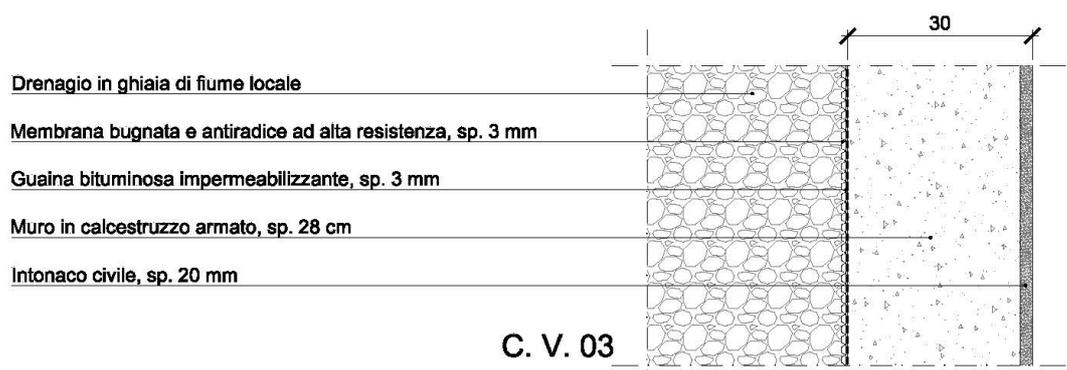


Figura 4.7

$$U = 1,250 \text{ W/m}^2\text{K}$$

Considerando l'altezza del piano a 3,60 m, avremo come:

$$\text{Peso lineare} = 14,500 \text{ KN/m}$$

## 4.5.4 – C.V.04

Stratigrafia:

Materiale	Spess. (m)	Resist. (m <sup>2</sup> K/W)	Conduitt. (W/mK)	Densità (kg/m <sup>3</sup> )	Cal. Spec. (J/kg K)
Cartongesso	0,025	0,119	0,210	900	837
Isolante in fibre di legno ( Celenit FL/150)	0,060	1,500	0,039	160	2100
Mattone in cemento di dim: 15x20x40 (cm)	0,150	0,220	0,500	1300	837
Intonaco civile	0,020	0,017	0,900	1800	837
<b>Totale</b>	<b>0,250</b>	<b>1,846</b>			

Tabella 4.8 Materiali e valori corrispondenti

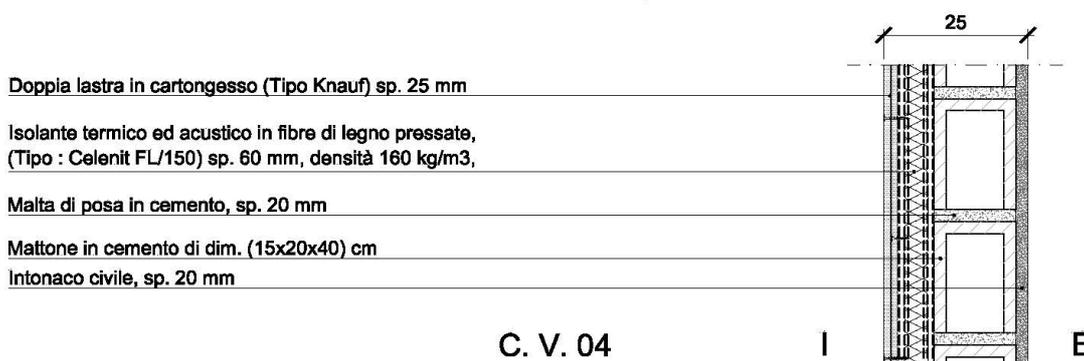


Figura 4.8

$$U = 0,542 \text{ W/m}^2\text{K}$$

Considerando l'altezza del piano a 3,60 m, avremo come:

Peso lineare = 9,470 KN/m

Però va tenuto conto della superficie delle vetrate che sono di circa 70% nelle chiusure verticali di interesse.

Quindi avremo in 2,63 m<sup>2</sup>, un'area di partizione verticale di 1,10 m<sup>2</sup>.

Con l'altezza di 3,60 m, avremo:

$$\text{Peso lineare effettivo } G_2 = 3,78 \text{ KN/m}$$

In seguito, useremo  $g_2 = 1,60 \text{ KN/m}^2$

## 4.6 - PARTIZIONI ORIZZONTALI

Entrando nel dettaglio dei materiali e analizzandone le singole stratigrafie scelte, ci limiteremo a determinare i vari pesi che serviranno in seguito per i calcoli delle strutture, o meglio per il dimensionamento.

### 4.6.1 – P.O.01

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Peso unitario (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Pavimento in piastrelle	in 0,015	18	0,27
Massetto allettamento	di 0,040	24	0,96
Membrana bituminosa	0,003	9	0,027
Massetto pendenza	di 0,040	24	0,96
Getto in C A	0,200	24	4,80
<b>Totale</b>	<b>0,300</b>		<b>7,017</b>

Tabella 4.9 Materiali e valori corrispondenti

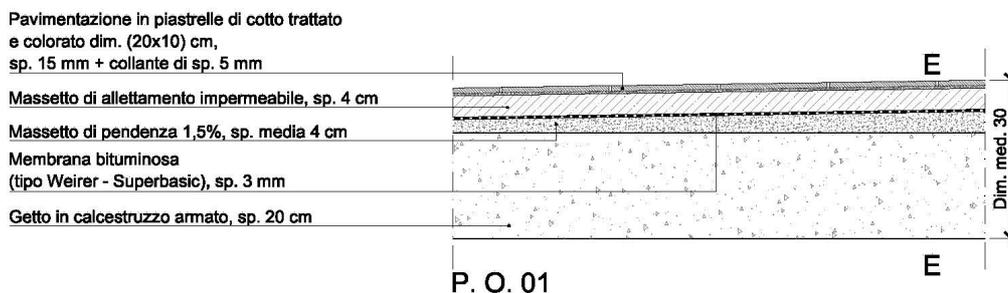


Figura 4.9

**Peso = 7,017 KN/m<sup>2</sup>**

## 4.6.2 – P.O.02

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Peso unitario (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Pavimento in legno	0,030	11	0,33
Isolante (tipo Celenit N)	0,050	3,6	0,18
Solaio in latero cemento	0,30	/	4,80
Intonaco civile	0,015	21	0,315
Isolante (tipo Celenit FN/150)	0,060	1,6	0,096
Controsoffitto (tipo Kanauf)	0,019	9	0,171
<b>Totale</b>	<b>0,750</b>		<b>5,900</b>

Tabella 4.10 Materiali e valori corrispondenti

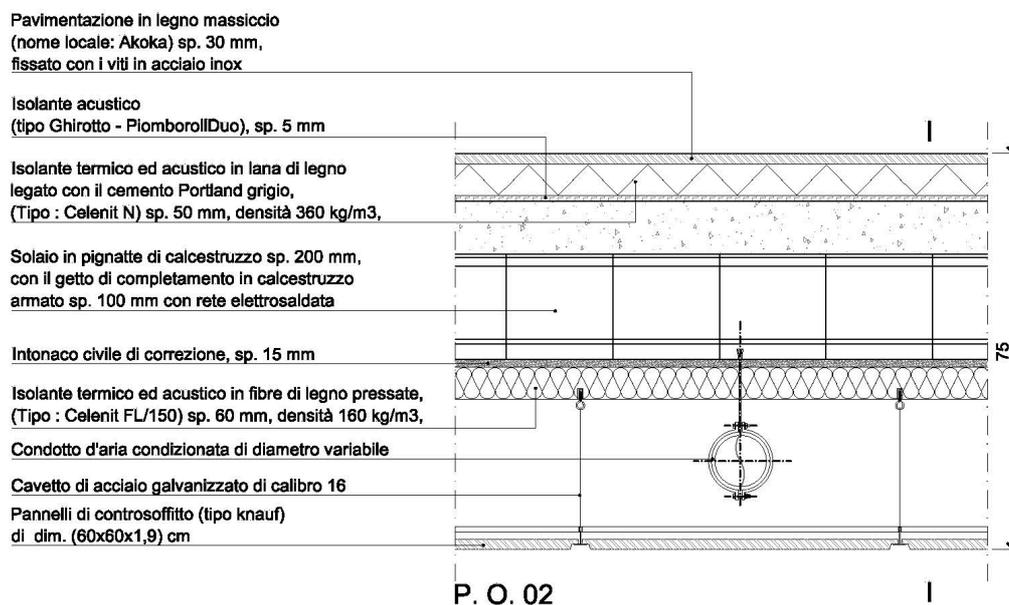


Figura 4.10

**Peso = 5,900 KN/m<sup>2</sup>**

## 4.6.3 – P.O.03

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Peso unitario (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Pavimento in piastrelle	in 0,015	18	0,27
Massetto allettamento	di 0,040	24	0,96
Solaio in latero cemento	0,30	/	4,80
Intonaco civile	0,015	21	0,315
Soletta tagliafuoco	0,040	10	0,40
<b>Totale</b>	<b>0,420</b>		<b>6,750</b>

Tabella 4.11 Materiali e valori corrispondenti

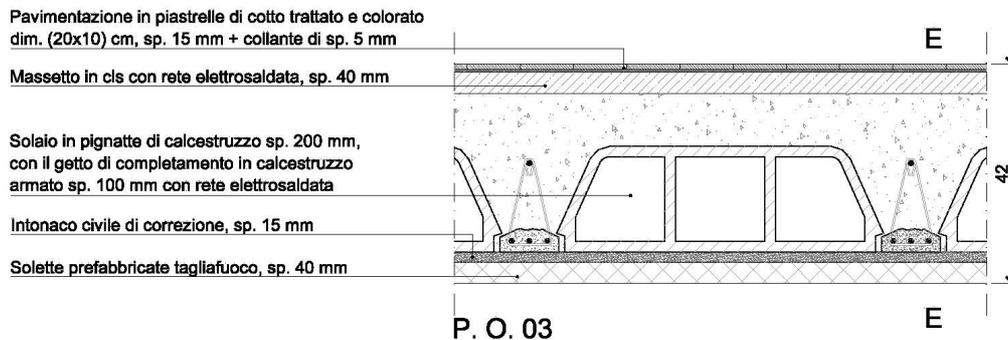


Figura 4.11

**Peso = 6,750 KN/m<sup>2</sup>**

## 4.7 - PARTIZIONI VERTICALI

Anche qui entriamo nel dettaglio dei materiali ed analizziamo le singole stratigrafie scelte, limitandoci a determinare i vari pesi che serviranno in seguito per i calcoli delle strutture riferendoci alla NTC 2008. Per questo è meglio precisare che l'altezza del piano è di 3,50 m.

### 4.7.1 – P.V.01

Stratigrafia:

Materiale	Spessore (m)	Peso unitario (KN/m <sup>3</sup> )	Peso (KN/m <sup>2</sup> )
Blocchi di mattoni in terracotta	0,090	20	1,80
Muro in CA	0,200	24	4,80
<b>Totale</b>	<b>0,300</b>		<b>6,60</b>

Tabella 4.12 Materiali e valori corrispondenti

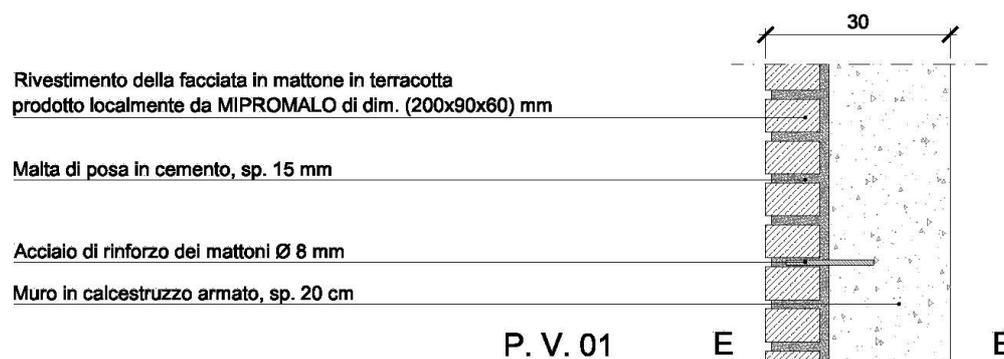


Figura 4.12

Considerando l'altezza del piano a 3,60 m, avremo come:

**Peso lineare = 23,760 KN/m**

## 4.7.2 – P.V.02

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Peso unitario (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Cartongesso	0,025	9	0,225
Isolante in fibre di legno (Celenit FL/150)	0,060	1,6	0,096
Intercapedine	0,130	0,00	0,000
Isolante in fibre di legno (Celenit FL/150)	0,060	1,6	0,096
Cartongesso	0,025	9	0,225
<b>Totale</b>	<b>0,300</b>		<b>0,642</b>

Tabella 4.13 Materiali e valori corrispondenti

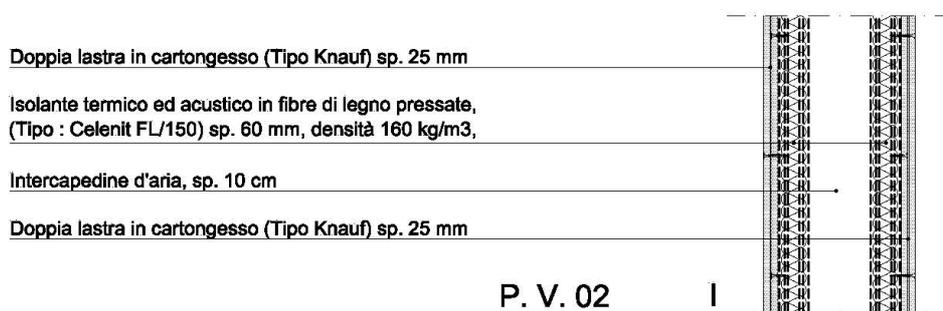


Figura 4.13

Considerando l'altezza del piano a 3,60 m, avremo come:

**Peso lineare  $G_2 = 2,320$  KN/m**

Il carico  **$g_2 = 1,20$  KN/m<sup>2</sup>**

## 4.7.3 – P.V.03

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Peso unitario (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Intonaco civile	0,020	18	0,36
Mattone in cemento di dim: 20x20x40 (cm)	0,200	11	2,20
Intonaco civile	0,020	18	0,36
<b>Totale</b>	<b>0,250</b>		<b>2,92</b>

Tabella 4.14 Materiali e valori corrispondenti

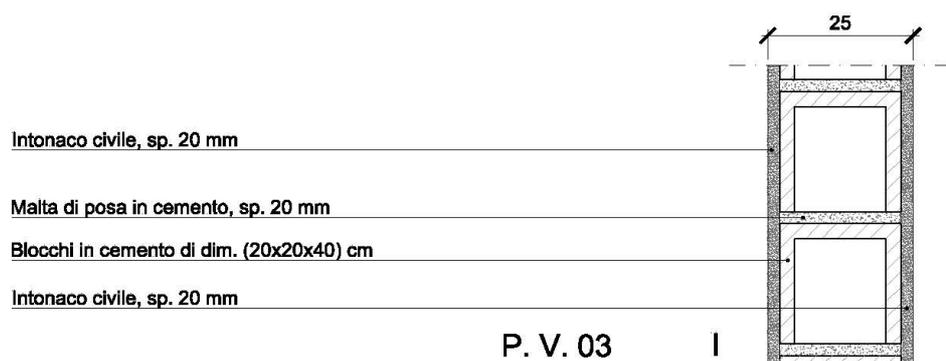


Figura 4.14

Considerando l'altezza del piano a 3,60 m, avremo come:

Peso lineare = 10,520 KN/m

Va tenuto conto ugualmente della superficie delle vetrate che sono di circa 60%.

Quindi, avremo in 2,92 m<sup>2</sup>, un'area di partizione verticale di 1,20 m<sup>2</sup>.

Con l'altezza di 3,60 m, avremo:

**Peso lineare effettivo di 4,32 KN/m**

## 4.7.4 – P.V.04

Stratigrafia:

<b>Materiale</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Peso unitario (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Cartongesso	0,025	9	0,225
Isolante in fibre di legno (Celenit FL/150)	0,060	1,6	0,096
Isolante in fibre di legno (Celenit FL/150)	0,060	1,6	0,096
Cartongesso	0,025	9	0,225
<b>Totale</b>	<b>0,180</b>		<b>0,642</b>

Tabella 4.15 Materiali e valori corrispondenti

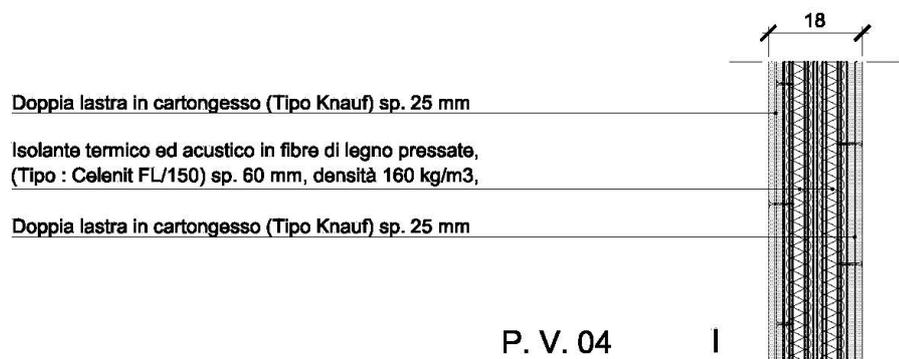


Figura 4.15

Considerando l'altezza del piano a 3,60 m, avremo come:

**Peso lineare  $G_2 = 2,320 \text{ KN/m}$**

Il carico  **$g_2 = 1,20 \text{ KN/m}^2$**

## 4.8 -PARTICOLARI

In questo punto si vedono alcuni approcci che sono stati adottati come soluzioni nell'intento di rendere efficiente il nostro edificio trattando i nodi. Questo comporta una cura particolare nel mettere assieme i materiali nei punti delicati, con maggiore attenzione ai dettagli. In seguito sono mostrati alcuni nodi ritenuti particolari:

Navigatore:



Figura 4.16

N. 01

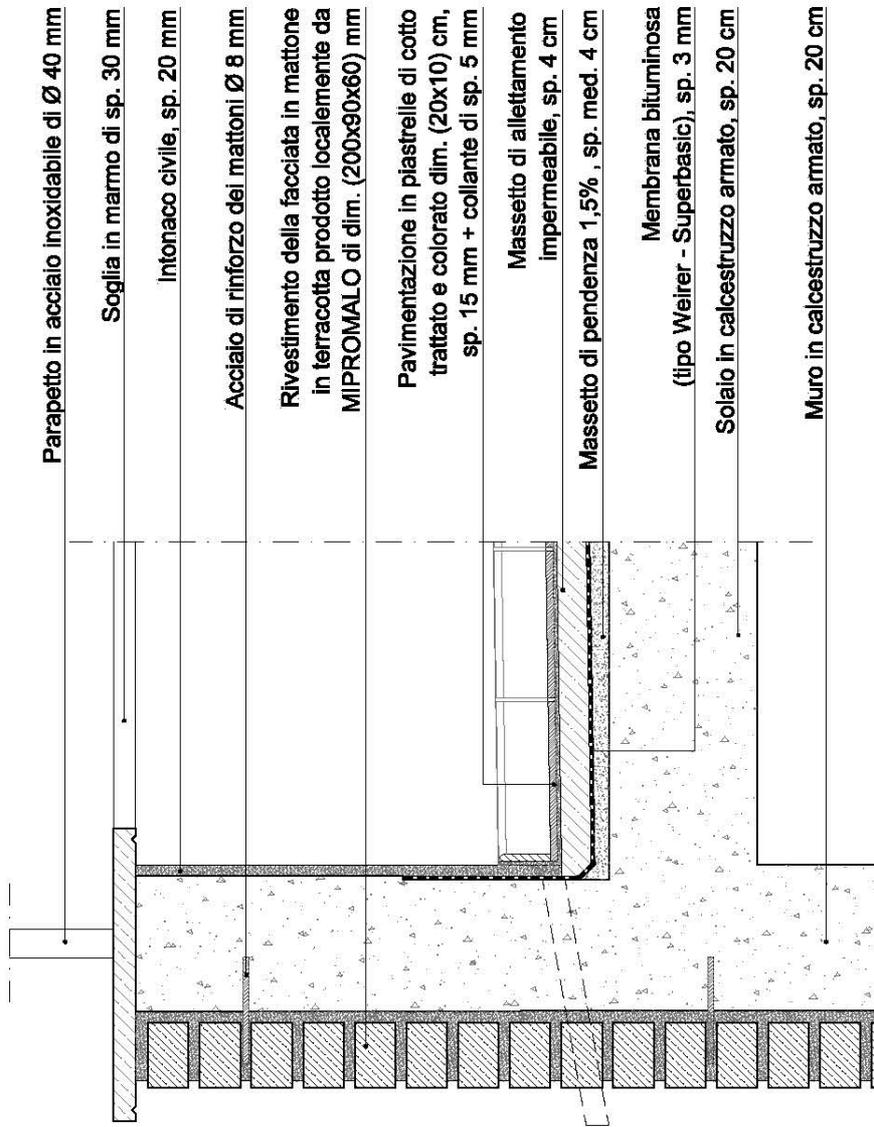


Figura 4.17

N. 02

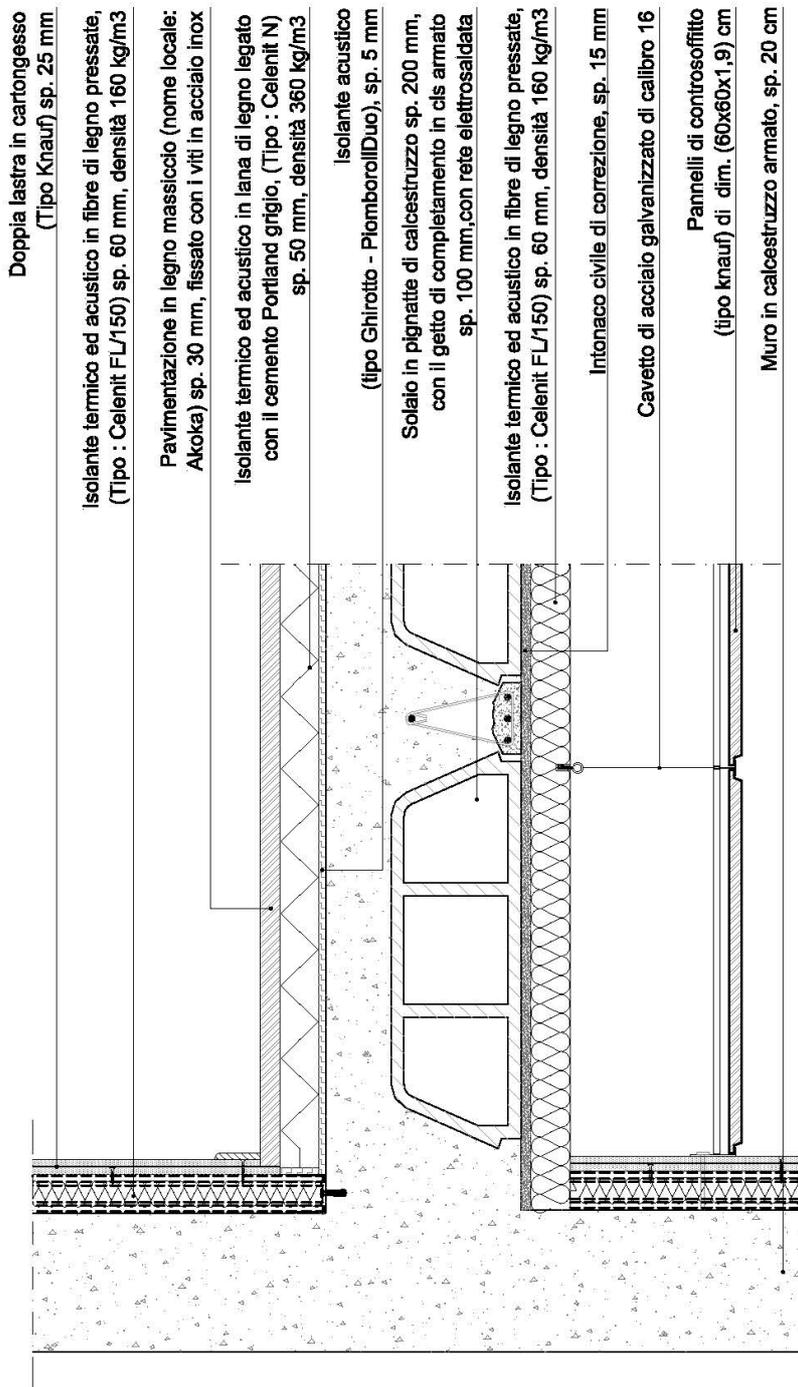


Figura 4.18

N. 03

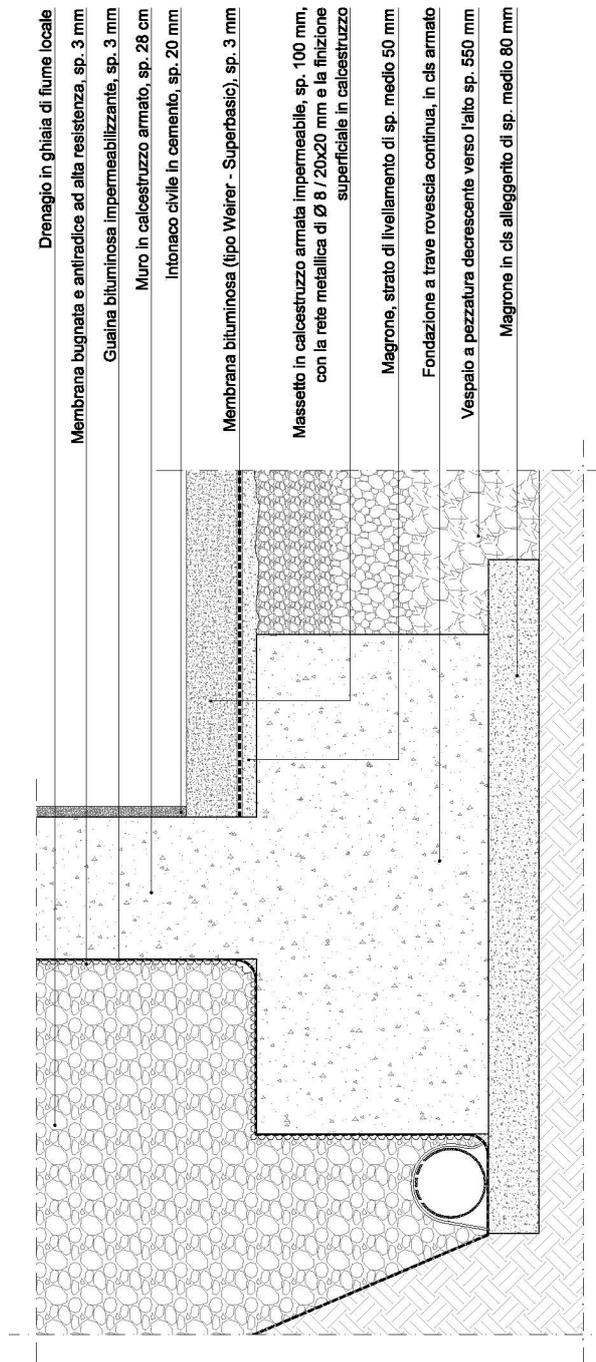


Figura 4.19



5

## PROGETTO STRUTTURALE



## 5.1 - CARATTERISTICHE GENERALI DEL PROGETTO

Il progetto è costituito da tre blocchi: due grandi laterali che ospitano aule, uffici e appartamenti e un piccolo blocco centrale che fa da aula Magna. I blocchi laterali si sviluppano su cinque piani fuori terra, uniti da collegamenti ai piani primo, secondo e terzo dell'edificio, mentre il blocco centrale rimane a un piano. Va precisato subito che il piano secondo e terzo del fabbricato sono uniti da passerelle sospese con tiranti, ripresi dalle travi reticolari del tetto che copre la piazza sottostante, le quali trasmettendo i carichi ai blocchi laterali che li sorreggono.

L'edificio è stato progettato secondo un impianto simmetrico e regolare, per avere un facile controllo strutturale, tenendo conto della presenza del parcheggio e dei magazzini al piano interrato.

## 5.2 - CARATTERISTICHE STRUTTURALI

Il progetto prevede una struttura interamente in cemento armato, proprio per una questione pratica dovuta al fatto che la tecnologia che permette di utilizzare elementi in acciaio non è ancora ben conosciuta nel paese.

Useremo quindi dei muri portanti e i vani ascensori e scala come controvento, e il solaio sarà fatto da pignatte in cemento con il getto di completamento in calcestruzzo armato.

Il tetto sarà fatto con dei reticoli in acciaio ad L, mentre le passerelle sospese saranno progettate in legno lamellare tipo GL 28h. I tiranti saranno preferibilmente in acciaio inox, vista la vicinanza della città all'oceano Atlantico.

Prima di entrare nel dettaglio, diciamo che le luci tra gli assi variano e siccome ci concentreremo su un solo blocco, avremo per la trave più carica una luce di 4,60 m e un solaio di 7,30 m d'involuppo. Il corpo tipo ha le seguenti dimensioni negli assi: 38,25 m di lunghezza per 11,55 m di larghezza.

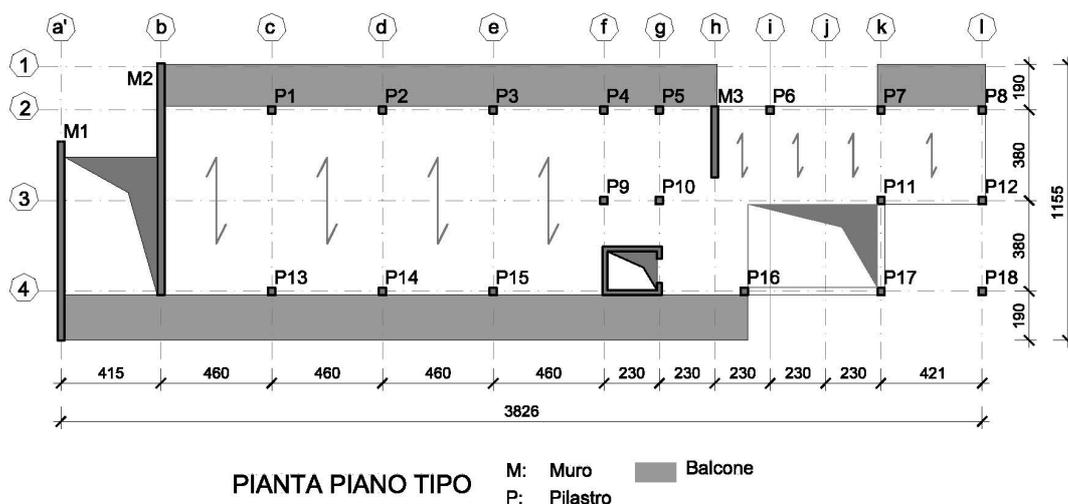


Figura 5.1

### 5.3 - AZIONI AGENTI

Si definisce “azione” ogni causa capace di indurre gli Stati Limite in una struttura. Le azioni agenti sulle costruzioni possono essere classificate in diversi modi e secondo diverse categorie, a seconda del parametro analizzato.

Nella Normativa di riferimento, (Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008, Paragrafo 2.4.1.3), si distinguono le azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo:

**a) permanenti (G):** azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione; la loro variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare approssimativamente, costanti nel tempo.

Fanno parte di questa categoria:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali;
- peso proprio del terreno, quando pertinente;
- forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno);
- forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) ( $G_1$ );
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali ( $G_2$ );

**b) variabili (Q):** azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo; si distinguono in:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

**c) eccezionali (A):** azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura, come incendi, esplosioni, urti ed impatti;

**d) sismiche (E):** azioni derivanti dai terremoti.

### 5.3.1 – CARATTERIZZAZIONE DELLE AZIONI ELEMENTARI

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura  $F_d$  è ottenuto dal suo valore caratteristico  $F_k$ , come indicato nel NTC 2016 (Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008, paragrafo 2.3).

Il valore caratteristico  $G_k$  di azioni permanenti caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10 si può assumere coincidente con il valore medio.

Nel caso di azioni variabili caratterizzate da distribuzioni dei valori estremi dipendenti dal tempo, si assume come valore caratteristico quello caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno. Per le azioni ambientali (neve, vento, temperatura) il periodo di ritorno è posto uguale a 50 anni, corrispondente ad una probabilità di eccedenza del 2% su base annua; per le azioni da traffico sui ponti stradali il periodo di ritorno è convenzionalmente assunto pari a 1000 anni.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni, i termini  $Q_{kj}$  rappresentano le azioni variabili di diversa natura che possono agire contemporaneamente:  $Q_{k1}$  rappresenta l'azione variabile di base e  $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$  le azioni variabili d'accompagnamento, che possono agire contemporaneamente a quella di base.

Con riferimento alla durata relativa ai livelli di intensità di un'azione variabile, si definiscono:

- valore quasi permanente  $\psi_{2j} \cdot Q_{kj}$ : il valore istantaneo superato oltre il 50% del tempo nel periodo di riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale alla media della distribuzione temporale dell'intensità;

- valore frequente  $\psi_{1j} \cdot Q_{kj}$ : il valore superato per un periodo totale di tempo che rappresenti una piccola frazione del periodo di

riferimento. Indicativamente, esso può assumersi uguale al frattile 95% della distribuzione temporale dell'intensità;

- valore di combinazione  $\psi_{0j} \cdot Q_{kj}$ : il valore tale che la probabilità di superamento degli effetti causati dalla concomitanza con altre azioni sia circa la stessa di quella associata al valore caratteristico di una singola azione.

Nel caso in cui la caratterizzazione probabilistica dell'azione considerata non sia disponibile, ad essa può essere attribuito il valore nominale. Nel seguito sono indicati con pedice k i valori caratteristici; senza pedice k i valori nominali.

Categoria/Azione variabile	$\psi$	$\psi$	$\psi$
Categoria A - Ambienti ad uso	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi,	0,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU). Ne faremo ampio uso per il predimensionamento delle nostre strutture.

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Con i coefficienti seguenti:

**Tab. 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

### 5.3.2 – PESO PROPRIO DEI MATERIALI STRUTTURALI ( $G_1$ )

Il peso proprio dei materiali strutturali dipende strettamente dalle dimensioni geometriche e dai pesi dell'unità di volume dei materiali con cui sono realizzate le parti strutturali della costruzione. Per il nostro caso useremo il calcestruzzo e si procederà in seguito alla loro determinazione.

### 5.3.3 – CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI ( $G_2$ )

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione, quali quelli

relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

I carichi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi dell'unità di volume dei materiali costituenti.

In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unidirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti portati ed i carichi variabili potranno assumersi, per la verifica d'insieme, come uniformemente ripartiti.

I tramezzi e gli impianti leggeri di edifici per abitazioni, scuole e uffici possono assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale.

In base a queste indicazioni e in base alle soluzioni tecnologiche adottate, è stato effettuato il calcolo del peso proprio delle varie stratigrafie presenti all'interno del nostro progetto, servendosi dei valori forniti dalla NTC 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008, tabella 3.1.1) e dei vari pesi degli elementi componenti, ricavati dalle schede tecniche o da altre norme di riferimento.

#### 5.3.4 – ELEMENTI DIVISORI INTERNI

Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente portato uniformemente distribuito  $g_2$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_2$  ora definito dipende dal peso proprio per unità di lunghezza  $G_2$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisorii con  $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisorii con  $1,00 < G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m} : g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisorii con  $2,00 < G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m} : g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisorii con  $3,00 < G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m} : g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$ ;
- per elementi divisorii con  $4,00 < G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m} : g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$ .

Nel nostro caso, per mantenere un sufficiente margine di sicurezza, si tiene conto della condizione più gravosa. Di conseguenza si considera un carico

**$g_2 = 1,20 \text{ KN/m}^2$**  per muri interni, o meglio per le partizioni verticali,

**$g_2 = 1,60 \text{ KN/m}^2$**  per muri esterni, per le chiusure verticali,

### 5.3.5 – CARICHI VARIABILI

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, e tali modelli di azioni possono essere costituiti da:

- carichi verticali uniformemente distribuiti  $q_k$  [ $\text{kN/m}^2$ ],
- carichi verticali concentrati  $Q_k$  [ $\text{kN}$ ],
- carichi orizzontali lineari  $H_k$  [ $\text{kN/m}$ ].

I valori dei vari tipi di carichi sono riportati nella tabella seguente, tratta dal NTC 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008, tabella 3.1.II).

In base a tali dati il nostro edificio risulta appartenente alle Categorie seguenti:

**A/ Ambienti ad uso residenziale**, i cui parametri di riferimento sono:

- $q_k = 2 \text{ kN/m}^2$
- $Q_k = 2 \text{ kN}$
- $H_k = 1 \text{ kN/m}$

**C/ Ambienti suscettibili di affollamento**, i cui parametri di riferimento sono:

- $q_k = 4 \text{ kN/m}^2$
- $Q_k = 4 \text{ kN}$
- $H_k = 2 \text{ kN/m}$

**Balconi e ballatoi:**

- $q_k \geq 4 \text{ kN/m}^2$
- $Q_k \geq 4 \text{ kN}$
- $H_k \geq 2 \text{ kN/m}$

**H-I-K/ Coperture**, i cui parametri di riferimento sono:

- $q_k = 0,5 \text{ kN/m}^2$
- $Q_k = 1,20 \text{ kN}$
- $H_k = 1 \text{ kN/m}$

**Tab. 3.1.II** - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento)	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, alberghi e ospedali, atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
	≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00	

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
D	<b>Ambienti ad uso commerciale</b>			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
	<b>Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale</b>			
E	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
	<b>Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)</b>			
F-G	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
	<b>Coperture</b>			
H-I-K	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

\* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.

\*\* per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

## 5.4 – AZIONE DEL VENTO

Il vento è considerato in genere in direzione orizzontale ed esercita sull'edificio un'azione che comporta effetti “dinamici”, visto che varia nel tempo e nello spazio. Per questo motivo si tende a considerare l'azione del vento come azione statica equivalente, cioè una combinazione di pressioni e depressioni agenti su tutti gli elementi che costituiscono la superficie esterna ed interna della costruzione; tra questi valori viene scelto naturalmente come riferimento quello più gravoso.

Per le costruzioni di forma o tipologia inusuale, oppure di grande altezza o lunghezza, o di rilevante snellezza e leggerezza, o di notevole flessibilità e ridotte capacità dissipative, il vento può dare luogo ad effetti la cui valutazione richiede l'uso di metodologie di calcolo e sperimentali adeguate allo stato dell'arte e che tengano conto della dinamica del sistema. L'azione totale agente sulla costruzione viene considerata come somma di tutte le azioni agenti sui singoli elementi e viene ricavata considerando come azione del vento quella corrispondente ad uno dei due assi della pianta dell'edificio.

Nel caso in esame, la posizione dell'edificio e della città in particolare non presenta una velocità del vento rilevante da doverla considerare nei calcoli. Da ricerche fatte a Douala l'anno scorso, diversi studi Ingegneristici davano la scarsa forza del vento in città.

A conferma di tale fenomeno, anche i dati dell'agenzia nazionale aeroportuale danno la massima velocità del vento nel mese di Agosto a:  $V = 2 \text{ m/s}$ .

## 5.5 – AZIONE DELLA TEMPERATURA

Di norma le variazioni giornaliere e stagionali della temperatura esterna, dovute a irraggiamento solare e convezione, comportano variazioni della distribuzione di temperatura nei singoli elementi strutturali secondo la NTC 2008 (Norme Tecniche per le Costruzioni D.M. 14/01/2008, capitolo 3.5). La severità delle azioni termiche è in generale influenzata da più fattori, quali le condizioni climatiche del sito, l'esposizione, la massa complessiva della struttura e l'eventuale presenza di elementi non strutturali isolanti. Nel caso specifico, considerata una differenza di temperatura di circa 12°C (20°C e 32°C), quindi non eccessiva, le strutture in acciaio, in legno e in calcestruzzo non soffrirebbero delle azioni della temperatura. Quindi l'azione della temperatura risulta trascurabile.

## 5.6 – STRUTTURA

Dopo aver illustrato e spiegato nei capitoli precedenti i motivi che hanno portato alla definizione delle forme architettoniche, passo in questa sezione ad analizzare le varie parti portanti della struttura, compresi i materiali utilizzati e gli schemi adottati per il pre-dimensionamento.

Faremo uso solo dello Stato Limite Ultimo (SLU) del pre-dimensionamento per le verifiche. In seguito esamineremo la passerella, il reticolo del tetto che copre la piazza, le travi e i pilastri. Ciò detto, useremo rispettivamente il legno lamellare, l'acciaio e infine il calcestruzzo come materiali strutturali.

Le strutture si sviluppano secondo due direzioni principali, ortogonali tra loro, il che ha permesso di avere degli schemi strutturali modulari che permettono un alto livello di standardizzazione dei singoli elementi che vanno a comporre l'insieme dei telai dell'edificio, influenzando in maniera positiva sui costi e sui tempi di messa in opera. Tenendo conto della scarsa qualifica della mano d'opera del paese, è fondamentale questa ricerca di moduli regolari evitano che nodi complessi.

La complessità dell'edificio fa sì che ci limitiamo ai calcoli per dimensionare e verificare gli elementi fondamentali che ne compongono lo scheletro dell'edificio, secondo le tappe che seguono.

### 5.6.1 – PASSERELLA IN LEGNO LAMELLARE

#### Riferimenti normativi

- NTC 2008

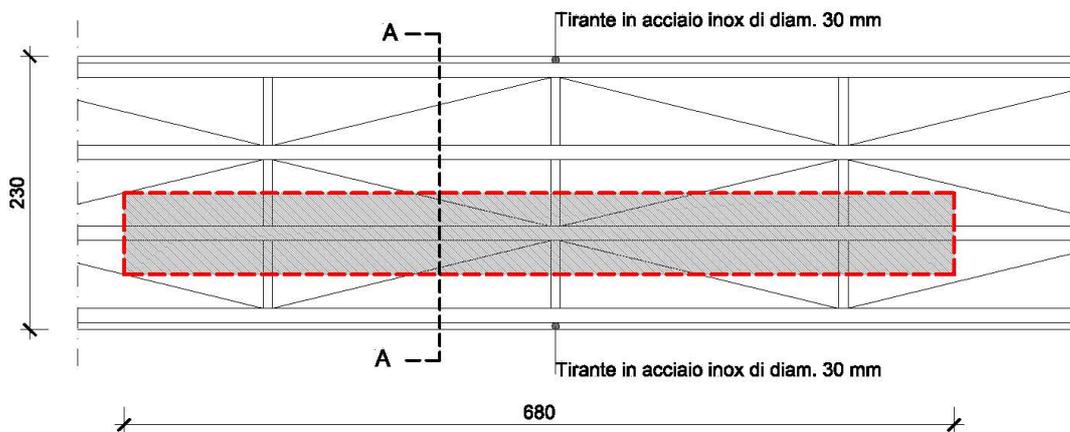
- Eurocodice 5 Progettazione delle strutture di legno

Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici

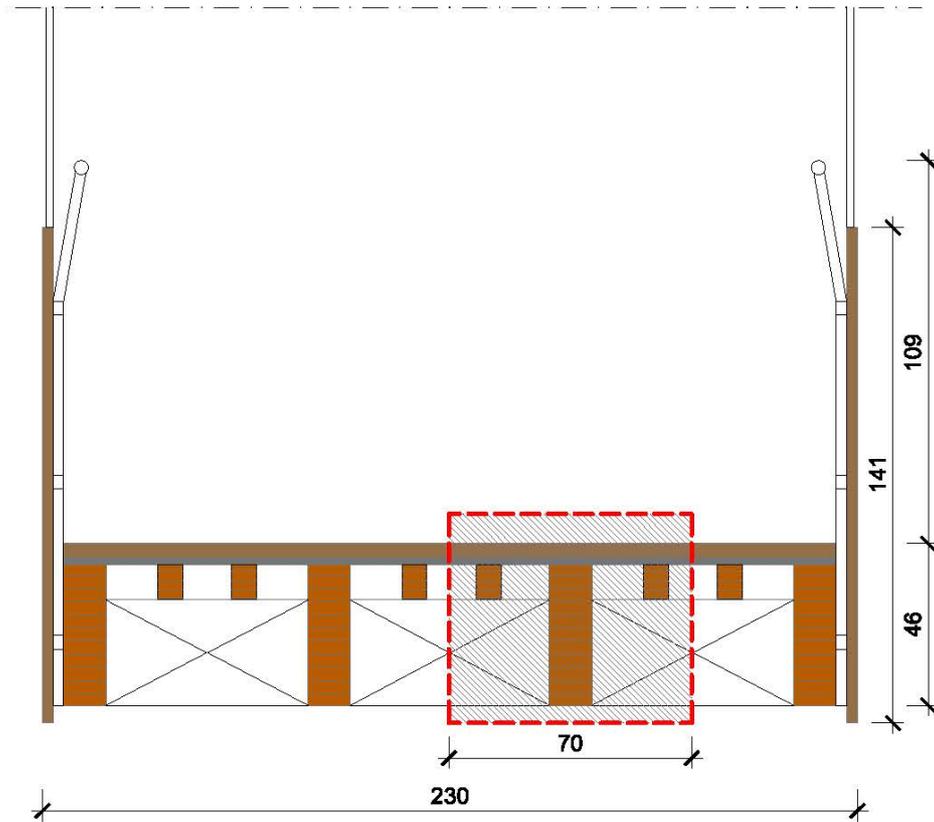
La passerella è composta di travi di legno lamellare come illustrano i disegni successivi in pianta e in sezione. Per effettuare il dimensionamento di tali travi, analizziamo i carichi che devono portare nella posizione più sfavorevole rispetto alla struttura. Poiché l'impianto della nostra passerella è simmetrico, siamo certi che non esistono condizioni di carico più gravose e dunque siamo a favore di sicurezza.

Prendiamo dunque la trave illustrata sia in pianta che in sezione con la sua area d'influenza.

#### Area d'influenza della trave più carica in legno lamellare



PIANTA



SEZIONE A-A

### Dimensionamento della trave

Verifica **SLU** (combinazione fondamentale)

Per il calcolo della capacità portante della trave maggiormente portante, è necessario considerare lo stato limite ultimo (SLU), considerando, poiché siamo ancora in fase di predimensionamento, come peso permanente strutturale  $G_1$  il solo peso del compensato e dei listelli di legno.

In tale condizione si utilizzerà la combinazione fondamentale:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Dove:

- G rappresenta le azioni permanenti che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterla considerare con sufficiente approssimazione costante nel tempo. È il caso del peso proprio degli elementi strutturali ( $G_1$ ) e degli elementi non strutturali ( $G_2$ ).

- Q rappresenta le azioni variabili. In particolare si indica con  $Q_{k1}$  l'azione variabile dominante e con  $Q_{k2}$ ,  $Q_{k3}$ , ... le azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante.

**Tab. 2.6.I** – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Materiali	Sp. (m)	Densità (KN/m <sup>3</sup> )	Peso (KN/m <sup>2</sup> )
Legno (sapelli)	0,04	0,7	0,028
Compensato di legno	0,02	0,5	0,01
<b>Totale G</b>			<b>0,038</b>

## SLU

$G_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_1$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\gamma G1$	$\gamma Q1$
0,04	5,00	1,3	1,5

$$G = 0,04 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 5,00 \text{ KN/m}^2$$

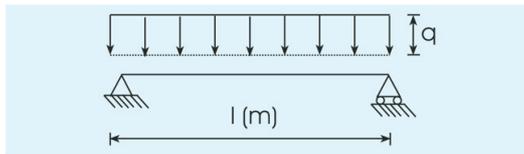
Allora, il carico ottenuto nella combinazione fondamentale allo SLU è: **7,55 kN/m<sup>2</sup>** senza il peso della trave. Moltiplicando con la larghezza ( $l = 70 \text{ cm}$ ) dell'area d'influenza, avremo  $F_d$ .

$$\text{Cioè } F_d = \mathbf{5,30 \text{ kN/m}}$$

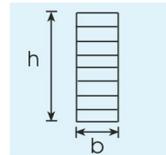
Veriche **SLU**

Per il dimensionamento della trave in studio, è stato considerato uno schema di trave appoggio - appoggio di luce pari a **6,80 m**. Fissiamo la base della trave a 120 mm, trascurando il peso proprio, e con  $F_d = \mathbf{5,30 \text{ KN/m}}$ , scegliamo dalla tabella seguente la trave di altezza 500 mm.

## DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA TRAVI IN LEGNO LAMELLARE



Travi in legno lamellare calcolate su due appoggi, in flessione retta e con carico uniformemente ripartito.  
 Legno lamellare BS 11  
 Freccia massima= 1/300 della luce calcolo



## TABELLA DELLE SEZIONI b x h (cm)

kg/ml ml	100	150	200	250	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200
2,00	8x12	10x16	10x16	10x16	10x16	10x16	10x16						
2,50	8x12	8x12	8x12	8x12	10x16	10x16	10x16	10x16	10x20	10x20	10x20	10x20	10x24
3,00	10x16	10x16	10x16	10x16	10x16	10x20	10x20	10x20	10x24	10x24	10x24	10x24	10x24
3,50	10x16	10x16	10x16	10x20	10x20	10x20	10x24	10x24	10x24	10x28	10x28	10x28	10x32
4,00	10x16	10x16	10x20	10x20	10x24	10x24	10x24	10x28	10x32	10x32	10x32	10x32	10x32
4,50	10x16	10x20	10x24	10x24	10x24	10x28	10x32	10x32	10x32	10x32	10x32	10x36	10x40
5,00	10x20	10x24	10x24	10x24	10x28	10x32	10x32	10x32	10x36	10x36	10x40	10x40	10x40
5,50	10x20	10x24	10x24	10x28	10x32	10x32	10x32	10x36	10x40	10x40	12x40	12x40	12x44
6,00	10x24	10x24	10x32	10x32	10x32	10x36	10x36	10x36	12x40	12x40	12x44	12x44	12x48
6,50	10x24	10x28	10x32	10x32	10x32	10x36	10x40	12x36	12x44	12x44	12x44	14x48	14x52
7,00	10x24	10x32	10x32	10x36	12x36	12x40	12x40	12x40	12x44	14x44	14x44	14x52	14x52
7,50	10x28	10x32	10x36	10x36	12x36	12x40	12x52	12x44	12x44	14x52	14x52	14x52	14x52
8,00	10x32	10x32	10x36	10x40	12x40	14x44	14x44	12x48	14x44	14x52	14x52	16x52	16x56
8,50	10x32	10x36	10x40	12x40	12x44	12x48	14x48	14x48	14x52	16x52	16x56	16x56	16x60
9,00	10x32	10x36	12x40	12x44	12x44	14x48	14x52	14x52	16x52	16x56	16x56	16x60	16x64
9,50	10x36	10x40	12x40	12x44	12x48	14x52	14x52	16x52	16x56	16x60	16x62	16x64	18x64
10,00	10x36	12x40	12x44	12x48	14x48	14x52	16x52	16x56	16x60	16x64	16x64	18x64	18x64
11,00	10x40	12x44	12x48	14x52	14x52	16x52	16x60	16x60	18x60	18x64	18x64	18x72	20x72
12,00	12x40	12x48	14x52	14x52	16x52	16x52	16x60	18x64	18x68	18x72	20x72	20x72	20x80

Ora riprendiamo i calcoli considerando il peso della trave stessa, compreso il peso del controvento ipotizzato con il legno lamellare di sezione (8x12) cm. Dalle stime fatte, avra una lunghezza nell'area d'influenza di 20 m.

Materiali	Sp. (m)	Peso (KN/m <sup>2</sup> )	Peso (KN/ml)
Legno (sapelli)	0,04	0,028	0,020
Compensato di legno	0,02	0,01	0,007
Legno lamellare	0,12	1,52	0,18
Controvento	0,08	0,45	0,11
<b>Totale G</b>			<b>0,32</b>

### Combinazione **SLU**

$G_1$ [kN/m]	$Q_1$ [kN/m]	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{Q1}$
0,32	3,50	1,3	1,5

Con:  $G = 0,32$  KN/m  
 $Q = 3,50$  KN/m

Dalla combinazione fondamentale e considerando il peso della trave caricata, i relativi accessori di controvento in legno lamellare e l'acciaio del supporto tirantato, troviamo una  $F_d = 5,67$  kN/m

Sulla base dei risultati ottenuti e tenendo conto che sarà necessario soddisfare anche la verifica a taglio e la verifica di deformabilità includendo il contributo del peso proprio della trave, si è deciso di fare quindi una:

#### Verifica a flessione.

$$\sigma_{m,d} \leq f_{m,d} \quad \text{oppure} \quad \sigma_{m,d} \leq \frac{k_{mod} \cdot f_{m,k}}{\gamma_M}$$

dove  $\sigma_{m,d}$  = valore di calcolo della tensione di flessione nella sezione determinant  
 $f_{m,k}$  = valore caratteristico della resistenza alla flessione del materiale consi  
 $f_{m,d}$  = valore di calcolo della resistenza alla flessione per il caso consideratc  
 $\sigma_{m,d} = \frac{M_d}{W}$

Siccome la trave è del tipo GL24h, vediamo le sue caratteristiche nella tabella seguente:

Classe di resistenza del legno lamellare incollato		GL 24h	GL 28h	GL 32h	GL 36h
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$	24	28	32	36
Resistenza a trazione	$f_{t,0,g,k}$	16,5	19,5	22,5	26
	$f_{t,90,g,k}$	0,4	0,45	0,5	0,6
Resistenza a compressione	$f_{c,0,g,k}$	24	26,5	29	31
	$f_{c,90,g,k}$	2,7	3,0	3,3	3,6
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$	2,7	3,2	3,8	4,3
Modulo di elasticità	$E_{0,g,mean}$	11 600	12 600	13 700	14 700
	$E_{0,g,05}$	9 400	10 200	11 100	11 900
	$E_{90,g,mean}$	390	420	460	490
Modulo di taglio	$G_{g,mean}$	720	780	850	910
Massa volumica	$\rho_{g,k}$	380	410	430	450

Considerando il momento massimo e imponendo come tensione normale massima proprio la resistenza a flessione del materiale, partendo dal modulo di resistenza minimo,  $W_{min}$ , avremo:

Momento massimo:  **$M_{max} = 21,85 \text{ KN/m}$**

Tensione massima:  **$\sigma_A = 9,93 \text{ N/m}^2$**

Tensione di flessione:  **$\sigma_{md} = 6,875 \text{ N/m}^2$**

Dunque, risulta che  **$\sigma_A > \sigma_{md}$**

## VERIFICATO

Momento massimo:  **$M_{max} = 21,85 \text{ KN/m}$**

Taglio massimo:  **$V_{max} = 19,28 \text{ KN}$**

Tensione normale massimo:  **$f_{vd} = 2,7 \text{ N/mm}^2$**

Tensione tangenziale massimo:  **$T_d = 0,62 \text{ N/mm}^2$**

Allora, risulta che  **$f_{vd} > T_d$**

## VERIFICATO

### Calcolo della freccia.

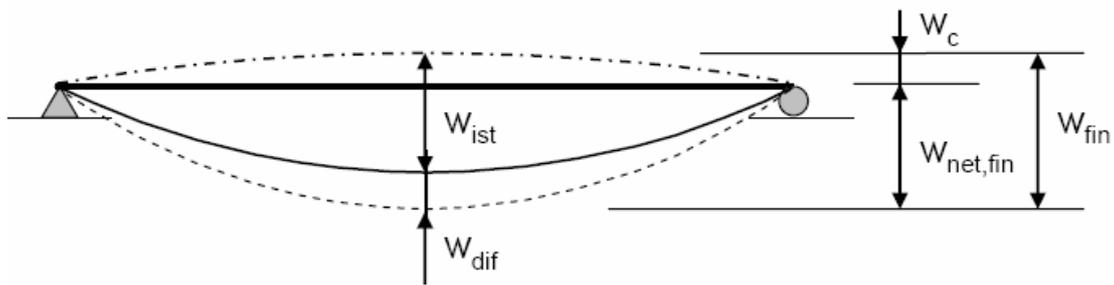
Il secondo criterio di dimensionamento riguarda lo stato limite alle condizioni effettive di esercizio, SLE.

Di regola si verifica che le deformazioni dell'elemento considerato non superino i limiti prestabiliti. In casi particolari, che non trattiamo, può essere necessario considerare anche le vibrazioni e le oscillazioni della struttura.

Parlando di stati limite di esercizio (SLE) occorre tenere conto dei carichi e delle sollecitazioni effettive agenti sulla struttura presa in considerazione. Il valore di calcolo delle sollecitazioni limite non è quindi aumentato alcun coefficiente di sicurezza. Si terrà comunque conto dei carichi effettivi agenti sulla struttura nella loro combinazione più sfavorevole come abbiamo fatto in precedenza.

Nel caso di una trave inflessa, la deformazione può essere suddivisa nelle seguenti componenti:

- la deformazione iniziale  $w_{ist}$  al momento dell'applicazione del carico
- la deformazione totale  $w_{fin}$  corrispondente al valore massimo della deformazione effettiva tenendo conto degli effetti viscosi
- la deformazione totale  $w_{net,fin}$  rispetto alla posizione di riferimento teorica
- la contro freccia  $w_c$ .



La deformazione iniziale vale come criterio per l'attitudine al funzionamento dell'elemento strutturale considerato ed evita l'instaurarsi di deformazioni che possano creare un malfunzionamento della costruzione (pendenza della superficie "piana" troppo grande, fessure negli elementi rigidi e fragili delle installazioni) o delle difficoltà nell'utilizzazione (deformazioni percettibili).

Per la deformazione totale valgono le stesse considerazioni nel caso di effetti a lungo termine (compatibilità della deformazione della struttura con quella degli elementi secondari, dei rivestimenti o delle pareti intermedie e non portanti).

Con la deformazione effettiva si tiene conto dell'effetto dell'aspetto della struttura, cioè della deformazione soggettivamente percepita dall'occhio umano. L'uso di una contro freccia permette di rendere percettibile soltanto una parte della deformazione effettiva evitando di aumentare la rigidità della struttura unicamente per ragioni estetiche.

Nella pratica la definizione dei limiti massimi delle deformazione dà spesso adito a discussioni. Non trattandosi di una condizione di sicurezza strutturale, ma di una questione di compatibilità di diverse parti della costruzione o addirittura di estetica, sembra piuttosto sensato non fissare dei limiti categorici e lasciare al progettista un

certo margine di manovra. Rientra quindi nella responsabilità del progettista definire in modo esatto i limiti massimi, tenendo conto della situazione effettiva di utilizzazione e delle caratteristiche della struttura presa in considerazione.

### **Secondo la NTC 2008**

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore  $1/(1+k_{def})$  per le membrature e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti. Il coefficiente  $k_{def}$  tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità e dell'umidità del materiale.

### **Secondo EC5**

I valori limite massimi riferiti a una trave inflessa su due appoggi consigliati sono:

per  $w_{ist}$ :  $l/300$  fino a  $l/500$

per  $w_{net,fin}$ :  $l/250$  fino a  $l/350$

per  $w_{fin}$ :  $l/150$  fino a  $l/300$

dove  $l$  è la campata della trave o la distanza fra gli appoggi.

### **Secondo Nicole**

I valori limite massimi raccomandati sono:

per  $w_{2,ist}$ :  $l/300$

per  $w_{\text{net,fin}}$ :  $l/200$

per  $w_{2,\text{fin}}$ :  $l/200$

dove  $l$  è la campata della trave o la distanza fra gli appoggi.

Nei calcoli successivi, seguiamo EC5 per le verifiche.

Con  $F_{\text{SLE}} = 3,82 \text{ kN/m}$

$U_{\text{ist}} = 14,33 \text{ mm}$ ,  $W_{\text{ist}} = 22,67 \text{ mm}$

Allora, risulta che  $W_{\text{ist}} > U_{\text{ist}}$

**VERIFICATO**

$U_{\text{fin}} = 1,20 \text{ mm}$ ,  $W_{\text{fin}} = 45,33 \text{ mm}$

Allora, risulta che  $W_{\text{fin}} > U_{\text{fin}}$

**VERIFICATO**

$U_{\text{net,fin}} = 23,37 \text{ mm}$ ,  $W_{\text{net,fin}} = 27,20 \text{ mm}$

Allora, risulta che  $W_{\text{net,fin}} > U_{\text{net,fin}}$

**VERIFICATO**

## 5.6.2 - PREDIMENSIONAMENTO DEL TIRANTE

In questa fase dei calcoli, prima di dimensionare il tirante dobbiamo trovare i carichi vari allo SLU che questo andrà a portare. Per fare ciò, iniziamo col calcolare i carichi permanenti che gravano sul tirante.

Materiali	Sp. (m)	Peso (KN/m <sup>2</sup> )	Peso (KN)
Legno (sapelli)	0,04	0,028	0,22
Compensato di legno	0,02	0,01	0,08
Legno lamellare	0,12	1,52	2,48
Controvento	0,08	0,45	1,09
Parapetto	0,03	0,032	0,20
Accessori e vari			0,50
<b>Totale G</b>			<b>4,57</b>

G <sub>1</sub> [kN]	Q <sub>1</sub> [kN]	γG1	γQ1
4,57	39,10	1,3	1,5

Con: G = 4,54 KN

Q = 39,10 KN

Il peso ottenuto nella combinazione fondamentale (SLU) è

**P<sub>SLU</sub> = 64,60 kN**

Considerando un tirante in acciaio con le caratteristiche seguenti,

Acciai laminati				
Norma e tipo di acciaio	Spessore nominale della membratura			
	$t \leq 40 \text{ mm}$		$40 \text{ mm} < t \leq 80 \text{ mm}$	
EN 10025-2	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

Troviamo dopo il calcolo un diametro  $D = 18 \text{ mm}$ .

Dalla tabella OPPO dei profili metallici, scegliamo  $D = 30 \text{ mm}$  e andiamo a verificare.

$$P_{SLU} = P_{sd} = 64,60 \text{ kN}$$

$$P_{Rd} = 185,13 \text{ kN}$$

Allora, risulta che  $P_{Rd} > P_{sd}$

### VERIFICATO

In seguito, visto che le passerelle sono due, cioè una al secondo piano e l'altra al terzo, considerando i pesi identici, valutiamo il tirante finale che le sorregge.

$$P_{SLU} = P_{sd} = 129,20 \text{ kN}$$

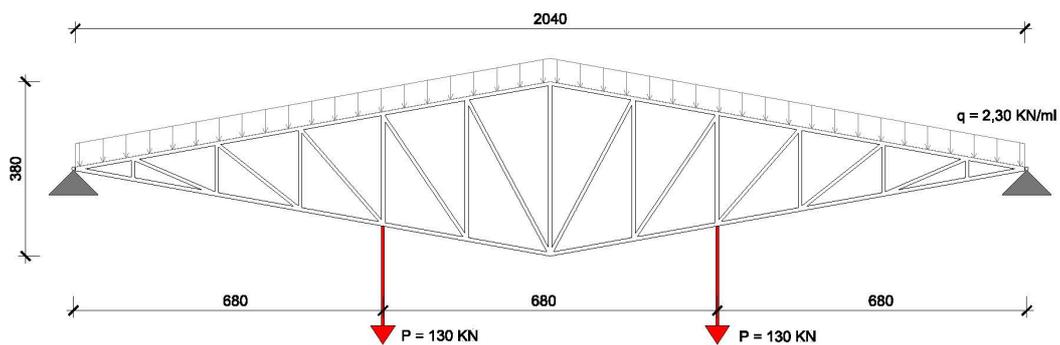
Scegliendo  $D = 30 \text{ mm}$ , avremo:

$$P_{Rd} = 185,13 \text{ kN}$$

Anche qui risulta che  $P_{Rd} > P_{sd}$

## VERIFICATO

In conclusione avremo un carico  $P = 130 \text{ kN}$ , circa come indicato nel grafico sottostante, che graverà sulla struttura reticolare del tetto. Ne terremo conto nei passi successivi nella valuta della trave reticolare in acciaio.

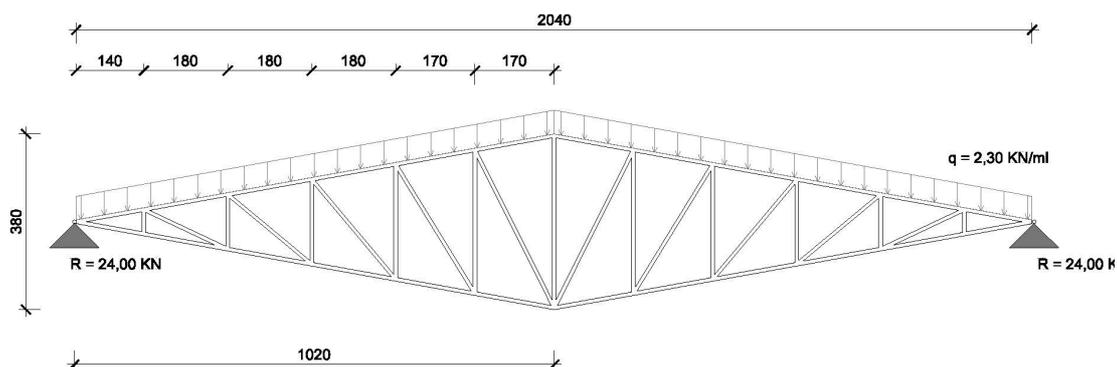


### 5.6.3 – TRAVE RETICOLARE IN ACCIAIO

#### Riferimenti normativi

- NTC 2008
  - Eurocodice 3 Progettazione delle strutture di acciaio
- Parte 1-1: Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici

#### Schema trave reticolare

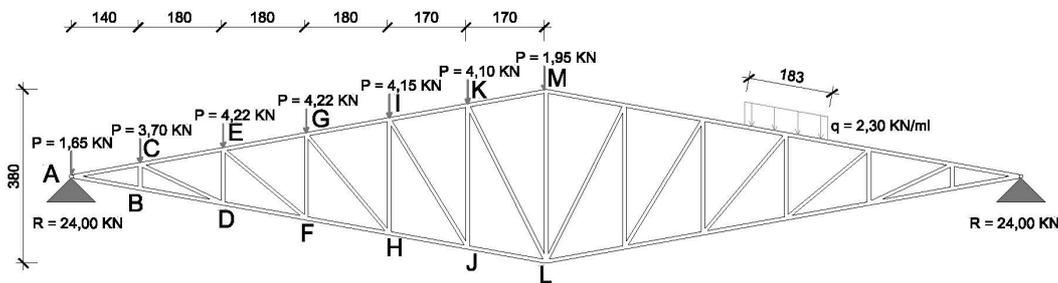


L'inserimento delle travi reticolari è impiegato vista la luce che abbiamo da coprire per avere una piazza aperta e funzionale ad ogni stagione dell'anno in una città dal tasso di piovosità altissimo. La grandezza della luce dello spazio da coprire ci spinge quindi a progettare la reticolare in acciaio, per una questione di leggerezza e affidabilità.

Si sceglie di studiare in seguito le travi che non sorreggono le passerelle.

Per il dimensionamento si dovranno calcolare innanzitutto le azioni agenti ed effettuare le rispettive verifiche a seconda dei carichi applicati, seguendo le indicazioni della NTC 2008 e l'eurocodice 3.

Per determinare la struttura della trave reticolare si inizia a Suddividere la forza incidente proveniente dalla copertura con una distribuzione puntuale in corrispondenza della posizione dei pilastri che sorreggono la copertura.



Dalla forma complessa della trave, i valori delle forze incidenti sui nodi variano da un nodo all'altro come possiamo notare. La lunghezza della trave si compone ugualmente in diverse campate e di dimensioni diverse per una distanza totale di **20,40 m**.

Dalla risoluzione dell'isostatica abbiamo determinato le reazioni vincolari esterne negli appoggi, considerati vincoli di carrelli.

Per quanto riguarda le forze interne si è preferito usare il metodo di RITTER, dove sono usciti i massimi:

Compressione,  $N_{comp} = 67 \text{ KN}$ , nel lembo inferiore e l'asta **F-H**,

Trazione,  $N_{traz} = 90 \text{ KN}$ , l'asta inclinata **C-D**.

Per il dimensionamento della trave reticolare in acciaio, consideriamo l'asta compressa così siamo a favore sicurezza.

Determiniamo la sezione dell'acciaio resistente con le caratteristiche seguenti:

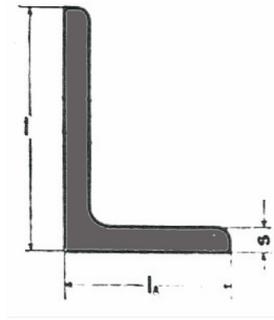
Acciai laminati				
Norma tipo acciaio	Spessore nominale della membratura			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
EN 10025-2	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>y</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]	f <sub>u</sub> [N/mm <sup>2</sup> ]
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550

Deve essere verificato che  $N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$

Dai calcoli,  $A = 300 \text{ mm}^2$

Dalla tabella dei profili a L scegliamo quello di dimensione 60x40x5 (mm),

## PROFILATI A L a lati disuguali e a spigoli arrotondati



Designazione l x l1 x s mm	Sezione cm	Peso al ml Kg	Designazione l x l1 x s mm	Sezione cm	Peso al ml Kg
40 x 25 x 4	245	1,92	90 x 70 x 8	1225	9,62
40 x 25 x 5	301	2,36	90 x 70 x 9	1368	10,8
40 x 25 x 6	363	2,85	90 x 70 x 10	1510	11,8
45 x 30 x 4	287	2,25	90 x 70 x 11	1645	12,9
45 x 30 x 5	353	2,77	90 x 70 x 12	1783	14,0
45 x 30 x 6	417	3,27	100 x 65 x 7	1120	8,77
60 x 30 x 5	429	3,37	100 x 65 x 8	1270	9,97
60 x 30 x 6	508	3,99	100 x 65 x 9	1410	11,1
60 x 40 x 5	479	3,76	100 x 65 x 10	1560	12,3
60 x 40 x 6	568	4,46	100 x 65 x 11	1700	13,4
60 x 40 x 7	655	5,14	100 x 65 x 12	1850	14,5
70 x 50 x 6	693	5,44	120 x 80 x 8	1550	12,2
70 x 50 x 7	800	6,28	120 x 80 x 9	1729	13,6
70 x 50 x 8	905	7,10	120 x 80 x 10	1910	15,0
70 x 50 x 9	1010	7,93	120 x 80 x 11	2094	16,4
70 x 50 x 10	1110	8,71	120 x 80 x 12	2270	17,8
80 x 60 x 7	936	7,35	120 x 80 x 13	2445	19,2
80 x 60 x 8	1060	8,33	130 x 65 x 8	1510	11,9
80 x 60 x 9	1180	9,3	130 x 65 x 9	1690	13,3
80 x 60 x 10	1310	10,2	130 x 65 x 10	1860	14,6
80 x 60 x 11	1328	10,5	130 x 65 x 11	2040	16,0
80 x 60 x 12	1550	12,2	130 x 65 x 12	2210	17,3
90 x 70 x 7	1080	8,48	130 x 65 x 13	2386	18,8

I profilati a L a lati disuguali, sono di regola forniti sciolti in lunghezze commerciali; lunghezze varie da 3,5 a 7 m con una tolleranza in peso del 6% in barre di lunghezza minima di 3 m. A richiesta possono essere forniti in lunghezze fisse.

Siccome useremo due profili a L, avremo  $A = 958 \text{ mm}^2$

$$N_{c,Rd} = 214 \text{ KN}$$

Con  $N_{Ed} = 60 \text{ KN}$ ,

Quindi, risulta essere soddisfatto in quanto:

$$N_{Ed} \leq N_{c,Rd}$$

### VERIFICATO

Considerando anche la verifica a trazione con  $N_{Ed} = 90 \text{ KN}$ ,  
risulta essere soddisfatto in quanto

$$N_{Ed} \leq N_{t,Rd}$$

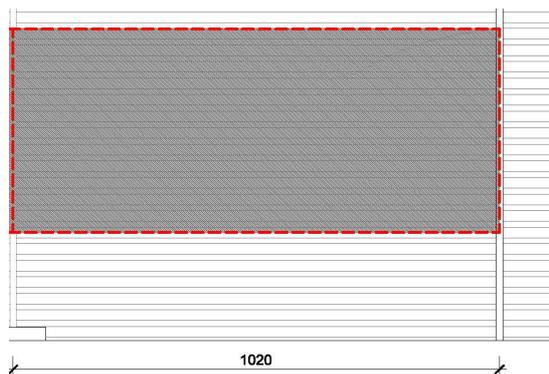
### VERIFICATO

Quindi possiamo dire che le verifiche del tetto reticolare sono state soddisfatte, compreso anche il peso proprio della struttura.

### Analizziamo ora i pesi

Tetto della piazza:

Area d'influenza del tetto della piazza (10,20 x 4,60) m<sup>2</sup>



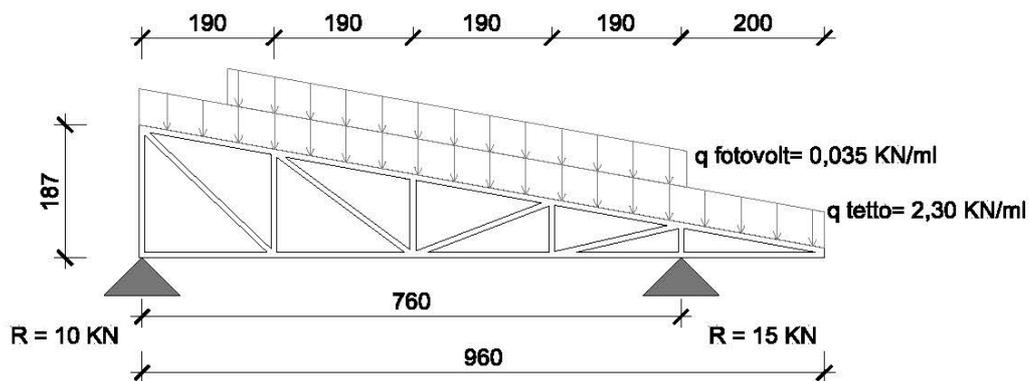
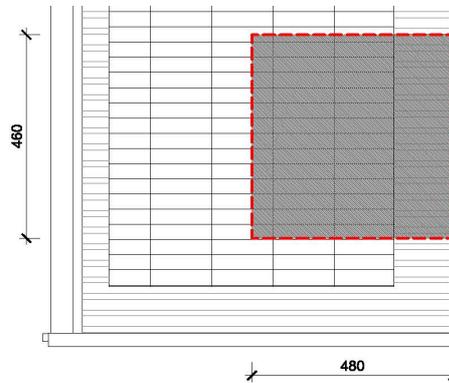
Pesi:

$$G_1 = 11,70 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 11,40 \text{ KN}$$

Tetto dell'edificio:

Area d'influenza del tetto della piazza (4,60 x 4,80) m<sup>2</sup>



Pesi:

$$G_1 = 9,90 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 11,00 \text{ KN}$$

Sommando tutti i pesi dei due tetti, avremo  $N_{SLU}$ :

Combinazione **SLU**

$G_1$ [kN]	$Q_1$ [kN]	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{Q1}$
21,60	22,40	1,3	1,5

$$G_1 = 21,60 \text{ KN}$$

$$Q_1 = 22,40 \text{ KN}$$

La reazione al piede del pilastro sotto il tetto allo stato limite ultimo sarà:

$$N_{\text{SLU}} = 62 \text{ KN.}$$

#### 5.6.4 – DIMENSIONAMENTO DEL SOLAIO IN CALCESTRUZZO

Riferimenti normativi:
Eurocodice 2,
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, cap. 4.1.2.2: Verifiche agli stati limiti
EUROCODICE 2 prospetto 4; UNI-EN 206-1; UNI 11104: classe di esposizione ambientale
Riferimenti generali dal libro Cemento Armato Calcolo agli stati limite, VOL. 2A , G. Toniolo, M. Di Prisco.

La struttura è realizzata in cemento armato ordinario con un calcestruzzo di classe di resistenza C35/45 ed acciaio B450C.

La scelta della classe di resistenza del calcestruzzo non è a caso, ma dettata dalle possibili cause di degrado a cui può essere sottoposta la struttura durante la sua vita utile nelle condizioni ambientali in cui essa verrà a trovarsi. Ricordiamo che siamo non tanto lontani dall'oceano Atlantico, quindi consideriamo che la struttura è realizzata in un ambiente moderatamente umido in cui è possibile la corrosione delle armature per da carbonatazione. L'Eurocodice 2 (versione del

novembre 2005) inquadra tali condizioni ambientali nella classe di esposizione XC3 (calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia) e prescrive l'uso di un calcestruzzo di classe C35/40.

Il valore caratteristico della resistenza cilindrica  $f_{ck}$  (cioè determinata su provini cilindrici) è pari a 35 MPa con un valore caratteristico della resistenza cubica  $R_{ck}$  (cioè su provini cubici) di 40 MPa.

Il valore di progetto della resistenza a compressione è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 35 / 1.5 = 19,8 \text{ MPa.}$$

Il valore del modulo elastico del calcestruzzo, determinato secondo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (punto 11.2.10.3), è  $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 31476 \text{ MPa,}$

con  $f_{cm} = f_{ck} + 8$  valore medio della resistenza cilindrica media.

L'acciaio **B450C** ha un valore caratteristico della tensione di snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ , il valore della resistenza da utilizzare nel calcolo è  $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$ . Il valore del modulo elastico dell'acciaio adottato è 200000 MPa.

### **Dimensionamento della sezione**

Il solaio interno dell'edificio è realizzato in cemento armato gettato in opera con le pignatte di alleggerimento in cemento. Innanzitutto si procede con un predimensionamento dello stesso e si esegue un disegno che approssimi la sua sezione.

Le indicazioni fornite dall'Eurocodice 2 (punto 7.4.2) con l'obiettivo di mantenere limitate le inflessioni in esercizio possono essere utili per la scelta dello spessore del solaio. In realtà, molto più spesso si utilizza localmente  $h_s = 24$  cm, cioè (20 + 4). Qui ora si cerca di seguire il D.M. 9/01/1996 che prescrive nel caso di solaio vincolato in semplice appoggio monodirezionale un rapporto tra luce di calcolo del solaio e spessore dello stesso non superiore a 30 cm. In Italia, tale prescrizione che è più condizionante di quelle stipulate dall'Eurocodice 2, anche se non più prescrittiva, è stata dunque prudenzialmente considerato per il dimensionamento (verifica) del solaio. In definitiva, il dimensionamento del solaio è stato effettuato imponendo:

$$h_s \geq L_s/25$$

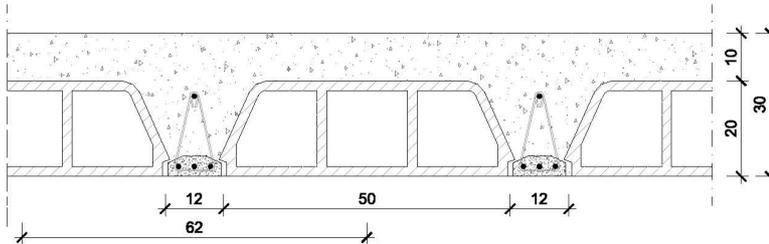
con  $L_s = 730$  cm, allora risulta verificato il dimensionamento dove

$$30 > 29,20 \text{ (cm)}.$$

Come già in precedenza specificato, il calcestruzzo utilizzato appartiene alla classe 35/45 (classe di esposizione XC3) e ad una classe strutturale S3. In queste condizioni le armature devono essere messe in opera in modo da assicurare un ricoprimento di spessore pari a 20 mm, valore minimo richiesto dall'Eurocodice 2. In più c'è lo spostamento dovuto ad eventuali errori di esecuzione fissato a 5 mm dall'appendice nazionale per l'applicazione dell'Eurocodice 2 quando "l'esecuzione è sottoposta ad un sistema di assicurazione della qualità nel quale sia inclusa la misurazione del ricoprimento" (armature messe in opera mediante distanziatori).

Alla fine, sommando al valore di  $h_s = 29,20$  cm ottenuto con il pre-dimensionamento, quello del copriferro appena trovato che è di 20 mm, si ottiene un valore minimo di altezza del solaio pari a 22 cm.

E' quindi giustificato che l'utilizzo locale che assegna al solaio uno spessore di **(20 + 10) cm** è sempre a favore della sicurezza. Il solaio strutturale è quindi rappresentato nel modo seguente:



Dall'abaco soprastante e dall'immagine, vediamo le pignatte di alleggerimento aventi una lunghezza pari a 50 cm, la larghezza di 20 cm e un'altezza di 20 cm. Le travette sono di larghezza 12 cm e la soletta di completamento ha uno spessore di 10 cm.



Le dimensioni dei travetti e della cappa sono stati scelti dalla scheda tecnica una volta definita l'altezza minima del solaio. Sempre da scheda tecnica ed analisi peso si ricava il peso proprio del solaio pari a 5,90 KN/mq (valore comprensivo anche dei 4 cm della caldana).

## Analisi dei carichi

### Solaio tipo

Materiale	Spessore (m)	Peso unitario (KN/m <sup>3</sup> )	Peso (KN/m <sup>2</sup> )
Pavimento in legno	0,030	11	0,33
Isolante (tipo Celenit N)	0,050	3,6	0,18
Solaio in latero cemento	0,30	/	4,80
Intonaco civile	0,015	21	0,315
Isolante (tipo Celenit FN/150)	0,060	1,6	0,096
Controsoffitto (tipo Knauf)	0,019	9	0,171
<b>Totale</b>	<b>0,750</b>		<b>5,900</b>

Pavimentazione in legno massiccio  
(nome locale: Akoka) sp. 30 mm,  
fissato con i viti in acciaio inox

Isolante acustico  
(tipo Ghirotto - PlomborollDuo), sp. 5 mm

Isolante termico ed acustico in lana di legno  
legato con il cemento Portland grigio,  
(Tipo : Celenit N) sp. 50 mm, densità 360 kg/m<sup>3</sup>,

Solaio in pignatte di calcestruzzo sp. 200 mm,  
con il getto di completamento in calcestruzzo  
armato sp. 100 mm con rete elettrosaldata

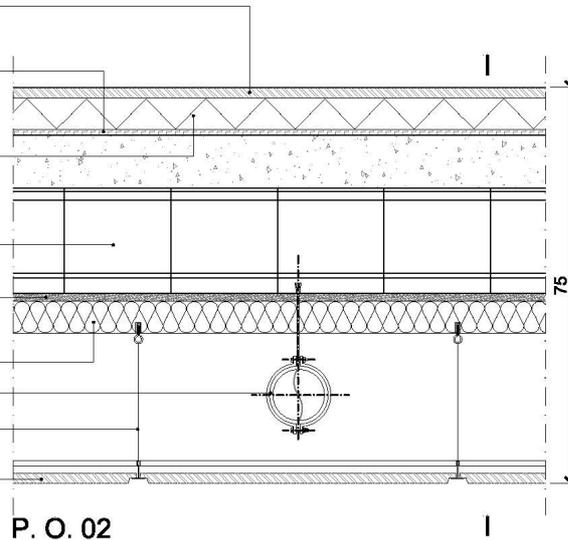
Intonaco civile di correzione, sp. 15 mm

Isolante termico ed acustico in fibre di legno pressate,  
(Tipo : Celenit FL/150) sp. 60 mm, densità 160 kg/m<sup>3</sup>,

Condotto d'aria condizionata di diametro variabile

Cavetto di acciaio galvanizzato di calibro 16

Pannelli di controsoffitto (tipo knauf)  
di dim. (60x60x1,9) cm



**Peso = 5,900 KN/m<sup>2</sup>**

## Balcone tipo

<b>Materiale</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Peso unitario (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Pavimento in piastrelle	0,015	18	0,27
Massetto allettamento	0,040	24	0,96
Membrana bituminosa	0,003	9	0,027
Massetto pendenza	0,040	24	0,96
Getto in C A	0,200	24	4,80
<b>Totale</b>	<b>0,300</b>		<b>7,017</b>

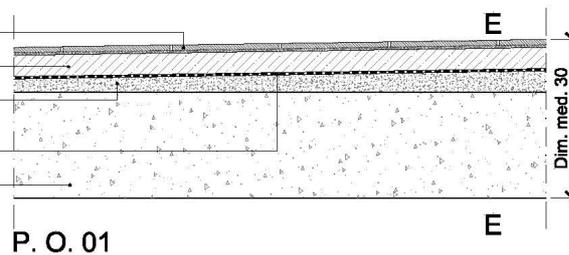
Pavimentazione in piastrelle di cotto trattato e colorato dim. (20x10) cm, sp. 15 mm + collante di sp. 5 mm

Massetto di allettamento impermeabile, sp. 4 cm

Massetto di pendenza 1,5%, sp. media 4 cm

Membrana bituminosa (tipo Weirer - Superbasic), sp. 3 mm

Getto in calcestruzzo armato, sp. 20 cm



**Peso = 7,017 KN/m<sup>2</sup>**

## Chiusura verticale tipo

<b>Materiale</b>	<b>Spess. (m)</b>	<b>Densità (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso (kN/m<sup>2</sup>)</b>
Cartongesso	0,025	9	0,23
Isolante in fibre di legno ( Celenit FL/150)	0,060	16	0,96
Mattone in cemento di dim: 15x20x40 (cm)	0,150	13	1,95
Intonaco civile	0,020	18	0,36
<b>Totale</b>	<b>0,250</b>		<b>3,50</b>

Doppia lastra in cartongesso (Tipo Knauf) sp. 25 mm

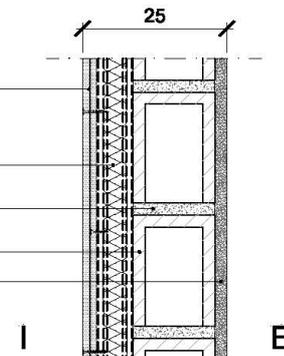
Isolante termico ed acustico in fibre di legno pressate,  
(Tipo : Celenit FL/150) sp. 60 mm, densità 160 kg/m<sup>3</sup>,

Malta di posa in cemento, sp. 20 mm

Mattone in cemento di dim. (15x20x40) cm

Intonaco civile, sp. 20 mm

C. V. 04



Considerando l'altezza del piano a 3,60 m, avremo come:

Peso lineare = 12,25 KN/m

Però, va tenuto conto della superficie delle vetrate che sono di circa 70% nelle chiusure verticali di interesse.

Avremo in 2,63 m<sup>2</sup>, l'area della partizione verticale di 1,10 m<sup>2</sup>.

Con l'altezza di 3,60 m avremo:

**Peso lineare effettivo G<sub>2</sub> = 3,78 KN/m**

In seguito useremo  $g_2 = 1,60 \text{ KN/m}^2$   
 Partizione verticale tipo

<b>Materiale</b>	<b>Spessore (m)</b>	<b>Peso unitario (KN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Peso (KN/m<sup>2</sup>)</b>
Cartongesso	0,025	9	0,225
Isolante in fibre di legno (Celenit FL/150)	0,060	1,6	0,096
Intercapedine	0,130	0,00	0,000
Isolante in fibre di legno (Celenit FL/150)	0,060	1,6	0,096
Cartongesso	0,025	9	0,225
<b>Totale</b>	<b>0,300</b>		<b>0,642</b>

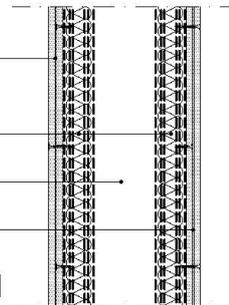
Doppia lastra in cartongesso (Tipo Knauf) sp. 25 mm

Isolante termico ed acustico in fibre di legno pressate,  
 (Tipo : Celenit FL/150) sp. 60 mm, densità 160 kg/m<sup>3</sup>,

Intercapedine d'aria, sp. 10 cm

Doppia lastra in cartongesso (Tipo Knauf) sp. 25 mm

P. V. 02



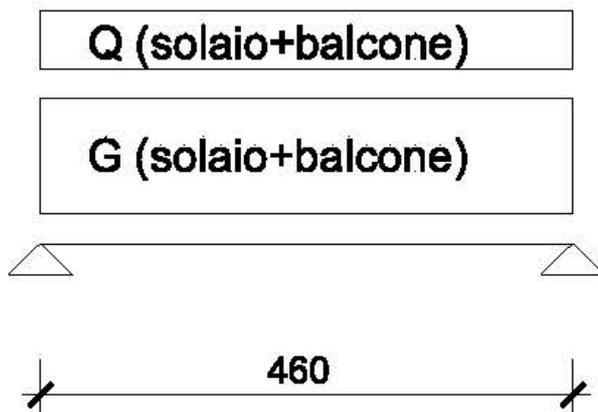
Considerando l'altezza del piano a 3,60 m, avremo come:

**Peso lineare  $G_2 = 2,320 \text{ KN/m}$**

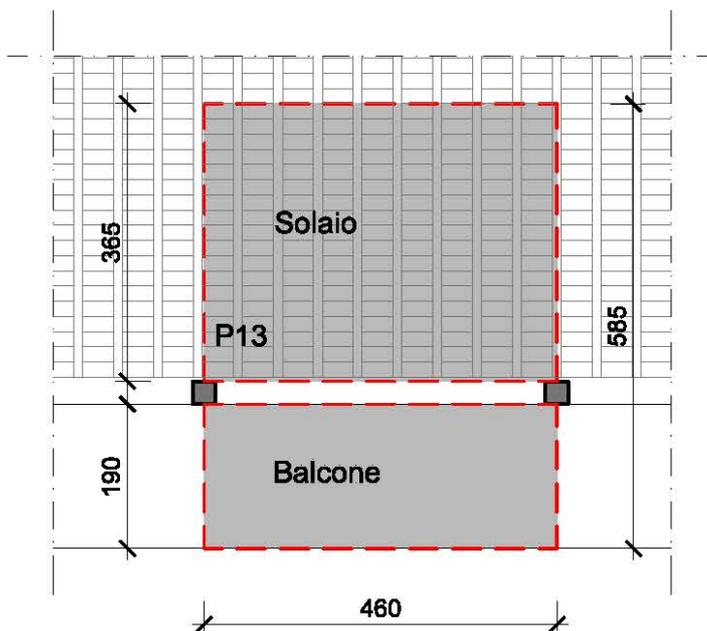
Il carico  $g_2 = 1,20 \text{ KN/m}^2$

### Predimensionamento della sezione della trave

Assimiliamo la trave in questa forma, dai carichi del solaio e del balcone.



Area d'influenza pesi sulla trave



Area d'influenza delle travi.  
A solaio = 365 x 460 (cm)  
A balcone = 190 x 460 (cm)

Combinazione **SLU**

$G_1$ [kN/m]	$Q_1$ [kN/m]	$\gamma G1$	$\gamma Q1$
41,00	24,10	1,3	1,5

Con il solaio di area (3,65 x 4,60) m<sup>2</sup>:

$$G_1 = 5,90 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 4,00 \text{ KN/m}^2$$

$$g_1 = 1,60 \text{ KN/m}^2$$

Con il balcone (1,90 x 4,60) m<sup>2</sup>:

$$G_1 = 7,02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 5,00 \text{ KN/m}^2$$

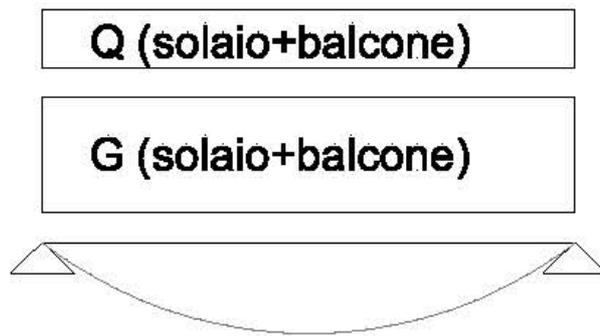
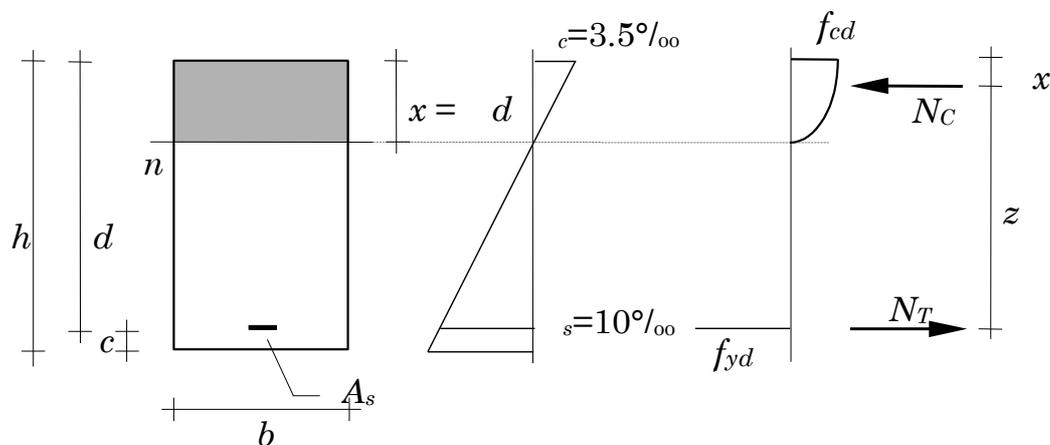
Sviluppando, avremo:

$$\mathbf{q_{slu} = 78,45 \text{ KN/m}}$$

Ora consideriamo uno schema statico semplificato (trave appoggio - appoggio), dove il massimo momento si trova in mezzzeria ed è:

$$\mathbf{M_{slu} = ql^2/8.}$$

$$\mathbf{M_{slu} = 208 \text{ KNm}}$$

**SLU**

Ora, considerando un'armatura compressa pari al 25% di quella tesa ed una larghezza della sezione  $b$  pari a 25 cm, si va a determinare l'altezza utile necessaria  $d$  della trave mediante le equazioni seguenti:

- Equazione di equilibrio alla traslazione lungo l'asse della trave.

$$b \cdot \Psi \cdot x \cdot f_{cd} - A_s \cdot f_{yd} = N, \text{ con } N = 0$$

- Equazione di equilibrio alla rotazione (intorno al baricentro geometrico della sezione).

$$b \cdot \Psi \cdot X \cdot f_{cd} (H/2 - \lambda X) + A_s \cdot f_{yd} (H/2 - c) = M_{rd}$$

- Equazione di congruenza

$$0,35\%/x = \varepsilon'_s / x - d' = \varepsilon_s / d - x$$

Avendo in queste equazioni 4 incognite, b, H, X, A<sub>s</sub>.

Fissiamo la posizione dell'asse neutro

$$\xi = x/d = 0,259$$

Ipotizziamo che la rottura avvenga in regione 2

$$\Psi = 0,810$$

$$\lambda = 0,416$$

Imponendo l'equilibrio alla rotazione rispetto all'asse passante per il baricentro delle armature tese A<sub>s</sub>, si ha:

$$M_{sd} = b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot \Psi \cdot \xi \cdot (1 - \lambda \xi) = b \cdot d^2 \cdot f_{cd} \cdot c$$

$$\text{Dove } c = \Psi \cdot \xi \cdot (1 - \lambda \xi)$$

L'altezza utile d della trave è pari a:

$$d = \sqrt{1/c} \cdot \sqrt{(M_{sd}/b \cdot f_{dc})} = r_{slu} \cdot \sqrt{(M_{sd}/b \cdot f_{dc})}$$

Fissiamo il valore della base b = 250 mm

$$r_{slu} = 1 / \sqrt{(\Psi \cdot \xi \cdot (1 - \lambda \xi))}$$

$$r_{slu} = 2,31$$

$$\text{Allora, } d = r_{slu} \cdot \sqrt{(M_{sd}/b \cdot f_{dc})}$$

$$d = 473,53 \text{ mm}$$

$$h = d + c$$

$$\text{Con } c = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Avremo } h = 504 \text{ mm}$$

Alla fine, avremo una trave di base b = 25 cm, l'altezza h = 55 cm e c = 3 cm.

**Verifica con il peso della trave.**

Combinazione **SLU**

$G_1$ [kN/m]	$Q_1$ [kN/m]	$\gamma G1$	$\gamma Q1$
44,30	24,10	1,3	1,5

Con il solaio di area (3,65 x 4,60) m<sup>2</sup>:

$$G_1 = 5,90 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 4,00 \text{ KN/m}^2$$

$$g_1 = 1,60 \text{ KN/m}^2$$

Con il balcone (1,90 x 4,60) m<sup>2</sup>:

$$G_1 = 7,02 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_1 = 5,00 \text{ KN/m}^2$$

Con la trave (0,25 x 0,55) m<sup>2</sup>:

$$G_1 = 3,30 \text{ KN/m}$$

$$Q_1 = 0,00 \text{ KN/m}$$

Sviluppando, avremo:

$$\mathbf{q_{slu} = 94,00 \text{ KN/m}}$$

Ora consideriamo uno schema statico semplificato (trave appoggio - appoggio), dove il massimo momento si trova in mezzeria ed è:

$$\mathbf{M_{slu} = ql^2/8.}$$

$$\mathbf{M_{slu} = 249 \text{ KNm}}$$

Con lo stesso procedimento di prima, troviamo:

L'altezza utile  $d$  della trave è pari a:

$$d = \sqrt[3]{1/c \cdot \sqrt{(M_{sd}/b \cdot f_{dc})}} = r_{slu} \cdot \sqrt[3]{(M_{sd}/b \cdot f_{cd})}$$

Fissiamo il valore della base  $b = 250 \text{ mm}$

$$r_{slu} = 1 / \sqrt[3]{(\Psi \cdot \xi \cdot (1 - \lambda \xi))}$$

$$r_{slu} = 2,31$$

Allora,  $d = r_{slu} \cdot \sqrt[3]{(M_{sd}/b \cdot f_{dc})}$

$$d = 518,09 \text{ mm}$$

$$h = d + c$$

Con  $c = 30 \text{ mm}$

Avremo  $h = 549 \text{ mm}$

Allora è soddisfatta la verifica anche con il peso della trave.

Infine, avremo una trave:

di base  $b = 25 \text{ cm}$ ,

L'altezza scelta  $h = 55 \text{ cm}$ ,

Il copriferro  $c = 3 \text{ cm}$ .

Dalla prescrizione della normativa, la percentuale di armatura tesa o compressa non deve superare il limite  $A_{s,max} = 4\% \cdot A_c$

Dove  $A_c$  è l'area della sezione della trave.

Quindi  $A_{s,max} = 4\% \cdot A_c$

$$A_{s,max} = 5500 \text{ mm}^2$$

**Armatura longitudinale della trave.**

**Verifica in zona tesa:**

$$A_{s,max} = 0,26.b.h.(f_{ctm}/f_{yk})$$

$$\text{con } f_{ctm} = 3,20 \text{ Mpa}$$

$$\text{Allora, } A_{s,min} = 240,36 \text{ mm}^2$$

Risulta soddisfatto in quanto:

$$A_{s,min} \ll A_{s,max}$$

### **Verificato**

La trave ha staffe a due braccia, quindi si avranno come minimo due correnti inferiori e due correnti superiori. L'area minima di armatura è ovviamente per le zone tese.

### **Un'altra verifica**

L'armatura minima in una generica sezione deve essere in grado di assorbire il momento flettente di calcolo e ciò si verifica con la formula seguente, con  $M_{slu} = 249 \text{ KNm}$ :

$$A_{s,min} = M_{slu}/(0,9.d.f_{yd})$$

$$\text{con } d = h - c$$

$$\text{Allora, } A_{s,min} = 1360 \text{ mm}^2$$

Risulta soddisfatto in quanto:

$$A_{s,min} \leq A_{s,max}$$

$$1360 \text{ mm}^2 \leq 5500 \text{ mm}^2$$

### **Verificato**

### 5.6.5 – DIMENSIONAMENTO DEL PILASTRO IN CALCESTRUZZO

Riferimenti normativi
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, cap. 4.1.2.2: Verifiche agli stati limite
Norme Tecniche per le Costruzioni 2008, cap. 4.1.2.2.5: Verifica delle tensioni di esercizio Eurocodice 2 prospetto 7.4.1: predimensionamento solaio
Eurocodice 2 8.7: sovrapposizioni e dispositivi meccanici di giunzione
Riferimenti generali dal libro Cemento Armato Calcolo agli stati limite, VOL. 2A, G. Toniolo, M. Di Prisco.

Premessa:

Per scelta i pilastri oggetto di studio non sono dalla parte che sopportano anche i pesi della passerella tramite le travi reticolari precedentemente dimensionate ma reggono, come già calcolato sopra, i pesi delle travi reticolari normali per la copertura in generale.

Tornando sul pilastro, la struttura è realizzata in cemento armato ordinario con un calcestruzzo di classe di resistenza C35/45 ed acciaio B450C.

La scelta della classe di resistenza del calcestruzzo non è a caso, ma ben dettata dalle possibili cause di degrado a cui può essere sottoposta la struttura durante la sua vita utile nelle condizioni ambientali in cui essa verrà a trovarsi. Ricordiamo che siamo non tanto lontano dall'oceano Atlantico, quindi consideriamo che la struttura è realizzata in un ambiente moderatamente umido in cui è

possibile la corrosione delle armature promossa da carbonatazione. L'Eurocodice 2 (versione del novembre 2005) inquadra tali condizioni ambientali nella classe di esposizione XC3 (calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia) e prescrive l'uso di un calcestruzzo di classe C35/40.

Il valore caratteristico della resistenza cilindrica  $f_{ck}$  (cioè determinata su provini cilindrici) è pari a 35 MPa con un valore caratteristico della resistenza cubica  $R_{ck}$  (cioè su provini cubici) di 40 MPa.

Il valore di progetto della resistenza a compressione è:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 35 / 1.5 = 19,8 \text{ MPa.}$$

Il valore del modulo elastico del calcestruzzo, determinato secondo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (punto 11.2.10.3), è  $E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0,3} = 31476 \text{ MPa}$ ,

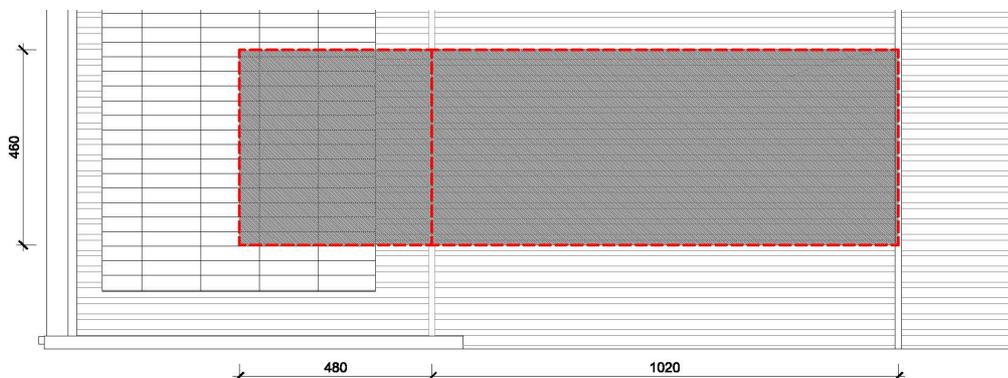
con  $f_{cm} = f_{ck} + 8$  valore medio della resistenza cilindrica media.

L'acciaio **B450C** ha un valore caratteristico della tensione di snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$ . Il valore della resistenza da utilizzare nel calcolo è  $f_{yd} = 450 / 1.15 = 391.3 \text{ MPa}$ . Il valore del modulo elastico dell'acciaio adottato è 200000 MPa.

## Dimensionamento

La prima operazione necessaria per il dimensionamento dei pilastri è l'analisi dei carichi che gravano su ciascun pilastro, dall'alto verso il basso. Il carico viene trasmesso a ciascun pilastro dalle travi che sopportano diverse aliquote di carico (soffitto, peso proprio e tamponature). Il carico agente sulle travi è in buona parte costituito dal peso di una zona di soffitto, individuata tagliando idealmente a metà ciascun travetto delle campate di soffitto adiacenti più, ovviamente, i travetti degli sbalzi per intero. Questo carico si ripartisce tra i pilastri di estremità di ciascuna campata di trave. In definitiva su ciascun pilastro gravano i carichi disposti in un'area che può essere denominata area di influenza. Tale area deve essere maggiorata mediante coefficienti di sicurezza parziale che tengono conto, separatamente, della continuità del soffitto e della continuità della trave. Inoltre si è tenuto conto sia del peso proprio delle travi e, ove presente, del peso della tamponatura. Pensando alla sequenza di trasmissione del carico, dal soffitto alla trave e quindi al pilastro, si è proceduto individuando l'area di influenza di ciascun pilastro, maggiorata mediante coefficiente di sicurezza parziale.

Area d'influenza dalla copertura sul primo pilastro al quarto piano



Partendo dalla copertura con i pesi seguenti;

$$G_1 = 21,60 \text{ KN},$$

$$Q_1 = 22,40 \text{ KN},$$

avremo nella combinazione SLU:

$G_1$ [kN]	$Q_1$ [kN]	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{Q1}$
21,60	22,40	1,3	1,5

$$\mathbf{N_{SLU} = 62 \text{ KN.}}$$

In seguito dobbiamo calcolare il coefficiente di sicurezza parziale della copertura dalla formula:

$$\gamma_f^* = \frac{\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_G 2G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k}}{G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k}}$$

E troviamo:

$$\mathbf{\gamma_{f1}^* = 1,40}$$

Proseguendo, troviamo che  $\mathbf{N_{Ed} = 87 \text{ KN}}$ ,

$$\text{dalla formula } \mathbf{N_{Ed} = \gamma_f^* N_{SLU}}$$

Da ciò avremo a prima estimazione  $\mathbf{A_{Ed} = 3132 \text{ mm}^2}$ .

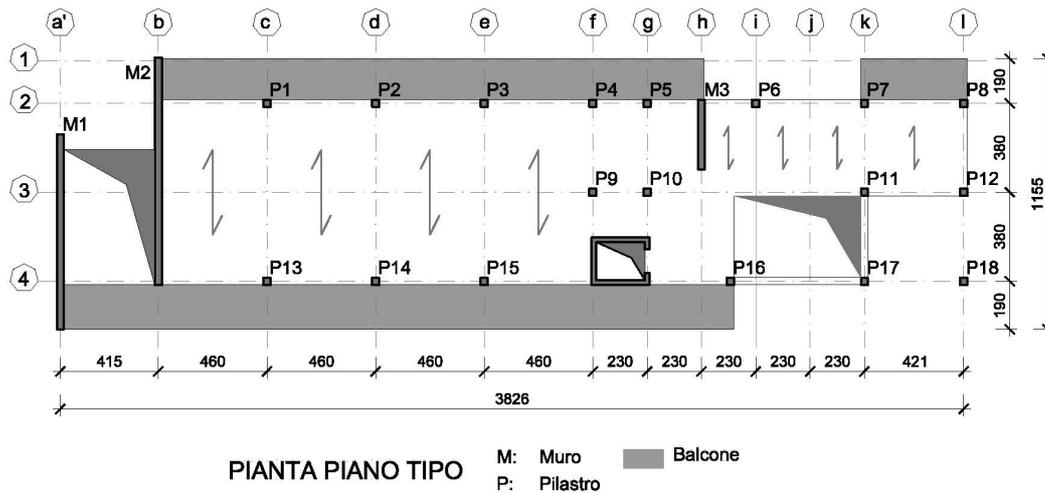
Tratta dalla formula  $\mathbf{A_{Ed} = N_{SLU} / f_{cd}}$

Scegliamo una sezione  $\mathbf{A_{co} = 200 \times 200 \text{ mm}^2}$ ,

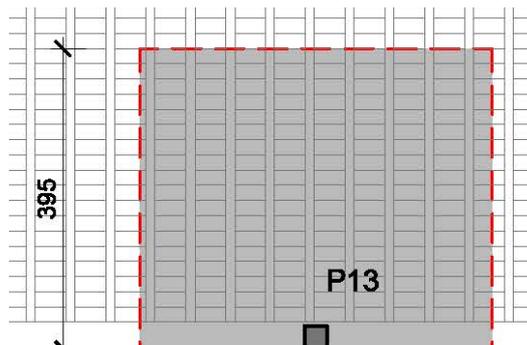
$$\mathbf{A_{co} = 40000 \text{ mm}^2}.$$

La sezione del pilastro è verificata in quanto  $\mathbf{A_{co} > A_{Ed}}$ .

Proseguiamo identificando il pilastro carico che nel caso in studio non è quello centrato, ma uno scelto tra P1, P2, P3, P13, P14, P15.



Prendiamo P13, con l'area d'influenza del piano quarto senza balcone:



Partendo dai carichi con area d'influenza ( 3,95 x 4,60) m<sup>2</sup>, avremo:

$$G_1 = 116,50 \text{ KN,}$$

$$Q_1 = 36,40 \text{ KN,}$$

avremo nella combinazione SLU:

$G_1$ [kN]	$Q_1$ [kN]	$\gamma_{G1}$	$\gamma_{Q1}$
116,50	36,40	1,3	1,5

$$N_{SLU} = 206 \text{ KN.}$$

In seguito dobbiamo calcolare il coefficiente di sicurezza parziale della copertura dalla formula:

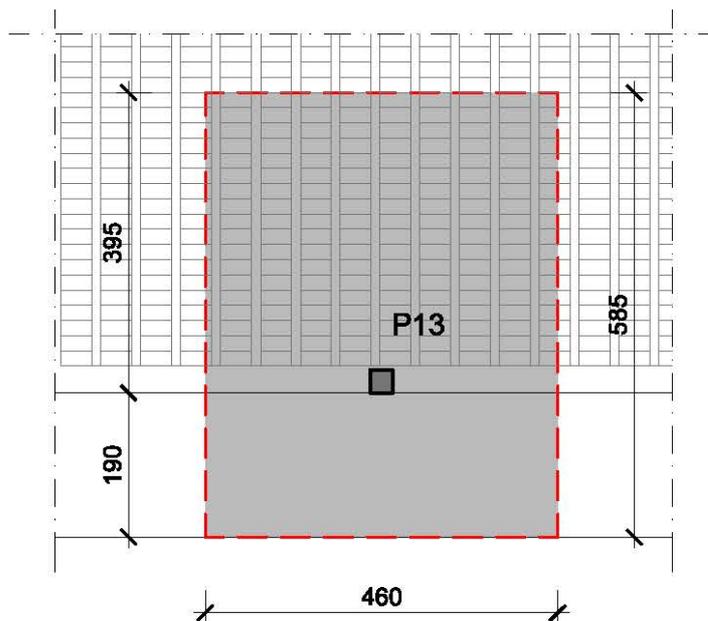
$$\gamma_f^* = \frac{\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_{G2} G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k}}{G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k}}$$

E troviamo:  $\gamma_{f2}^* = 1,35$

Proseguendo troviamo che  $N_{Ed} = 278 \text{ KN}$ ,

dalla formula  $N_{Ed} = \gamma_f^* N_{SLU}$

Proseguiamo con P13, l'area d'influenza del resto dei piani con balcone:



Partendo dai carichi con area d'influenza:

Solaio ( 3,95 x 4,60) m<sup>2</sup>, avremo:

$$G_1 = 116,50 \text{ KN,}$$

$$Q_1 = 36,40 \text{ KN,}$$

Balcone ( 1,90 x 4,60) m<sup>2</sup>, avremo:

$$G_1 = 62,00 \text{ KN,}$$

$$Q_1 = 44,00 \text{ KN,}$$

avremo nella combinazione SLU:

G <sub>1</sub> [kN]	Q <sub>1</sub> [kN]	γG1	γQ1
116,50 + 62,00	36,40 + 44,00	1,3	1,5

$$N_{SLU} = 353 \text{ KN.}$$

In seguito dobbiamo calcolare il coefficiente di sicurezza parziale della copertura dalla formula:

$$\gamma_f^* = \frac{\gamma_{G1} G_{1k} + \gamma_G 2G_{2k} + \gamma_{Q1} Q_{1k}}{G_{1k} + G_{2k} + Q_{1k}}$$

E troviamo:  $\gamma_{f3}^* = 1,36$

Proseguendo, troviamo che  $N_{Ed} = 480 \text{ KN}$ ,

dalla formula  $N_{Ed} = \gamma_f^* N_{SLU}$

Ricapitolando, i vari coefficienti di sicurezza parziale saranno:

	Copertura = $\gamma_{f1}^*$	Solaio 4P $\gamma_{f2}^*$	Resto solaio $\gamma_{f3}^*$
<b>γ</b>	1,40	1,35	1,36

Predimensionamento della sezione						
Pilastro	$F_k$ (KN)	$N_{slu}$ (KN)	$N_{Ed}$ (KN)	$A_o$ (mm <sup>2</sup> )	$b \times h$ (mm)	dim (cm)
Copertura	62	62	87	4394	60000	30x20
4 piano	206	262	354	17879	60000	30x20
3 piano	353	621	845	42677	60000	30x20
2 piano	353	974	1325	66920	120000	40x30
1 piano	353	1327	1805	91162	120000	40x30
Piano terra	353	1680	2285	115405	120000	40x30
P. interrato	353	2033	2765	139647	160000	40x40

### Verifica con peso proprio pilastro

Ora si calcolano i pesi propri dei pilastri appena dimensionati, che verranno sommati alle forze  $F_k$ . Si verificherà quindi che le sezioni prima trovate siano adatte a supportare anche il peso del pilastro stesso.

$$P_{\text{pilastro}} = b \times h \times H \times \rho_s$$

Dove :

-  $\rho_s = 24 \text{ KN/m}^3$  è il peso specifico del calcestruzzo,

-  $H = 3,50$  m è l'altezza di interpiano.

Pesi propri dei pilastri	
Pilastro	$F_k$ (KN)
Copertura	6,00
4 piano	6,00
3 piano	6,00
2 piano	11,00
1 piano	11,00
Piano terra	11,00
P. interrato	20,00

Riportiamo ora dei dati della verifica e confrontiamo :

Predimensionamento della sezione						
<b>Pilastro</b>	<b>F<sub>k</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>N<sub>slu</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>N<sub>Ed</sub></b> <b>(KN)</b>	<b>A<sub>co</sub> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>bxh</b> <b>(mm)</b>	<b>dim</b> <b>(cm)</b>
<b>Copertura</b>	68	68	95	4798	60000	30x20
<b>4 piano</b>	212	280	372	18788	60000	30x20
<b>3 piano</b>	364	644	876	44243	60000	30x20
<b>2 piano</b>	364	1008	1371	69243	120000	40x30
<b>1 piano</b>	364	1372	1866	94243	120000	40x30
<b>Piano terra</b>	364	1736	2361	119243	120000	40x30
<b>P. interrato</b>	373	2109	2869	144899	160000	40x40

In conclusione, si nota che le sezioni prima dimensionate presentano un'area maggiore della nuova area calcolata con l'aggiunta del peso dei pilastri. Pertanto rispettano questa verifica e possono essere adottate con serenità.

## **Predimensionamento dell'armatura.**

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore o uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Ciò garantisce un buon confinamento del calcestruzzo come riportato al cap. 4.1.6.1.2 delle NTC 2008 "Armatura dei pilastri". Essa fornisce inoltre la formula per il valore di area minima da soddisfare, da questa si deducono per il predimensionamento tre limiti di progetto che impongono, come già detto, dei valori minimi per l'area di armatura. Tra questi si dovrà scegliere il massimo valore.

- Limite geometrico

$$A_{s \text{ min}} (\text{mm}^2) = A_c \times \rho_s$$

$$\text{Dove: } 0,3\% \leq A_{s, \text{min}} \leq 4\%$$

$$\text{con } 0,3\% \leq \rho_s \leq 4\%.$$

- Limite meccanico

$$A_{s \text{ min}} (\text{mm}^2) = 0,10 N_{Ed} / f_{yd}$$

con  $f_{yd} = 391,3 \text{ MPa}$  (acciaio B450C) e  $N_{Ed}$  forza normale di esercizio per combinazione di calcolo rara.

- Limite tecnologico

Il numero minimo di ferri per pilastro è 4 e il diametro delle barre longitudinali non deve essere minore di 12 mm ( $4 \Phi 12 \text{ mm}^2$ ).

Quindi, l'area minima dovrà essere:

$$A_{s \text{ min}} (\text{mm}^2) = 452 \text{ mm}^2$$

Ora, impongo la sezione del pilastro a  $(250 \times 400) \text{ mm}^2$  alla base dell'edificio fino al primo piano e di  $(250 \times 250) \text{ mm}^2$  dal secondo

piano in su con  $\rho_s \leq 4\%$ . La normativa indica un range che parte da 0,3 % a 6%. Avremo quindi:

Predimensionamento dell'armatura						
<b>Pilastro</b>	<b>A<sub>c</sub></b> <b>(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>s-min</sub></b> <b>(mm<sup>2</sup>)</b> Geometrica	<b>A<sub>s-min</sub></b> <b>(mm<sup>2</sup>)</b> Meccanica	<b>4 Φ 12</b> <b>(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>A<sub>s</sub></b> <b>(mm<sup>2</sup>)</b>	<b>N° x Φ</b>
<b>Copertura</b>	62500	188	25	452	804	4 Φ 16
<b>4 piano</b>	62500	188	95	452	804	4 Φ 16
<b>3 piano</b>	62500	188	224	452	804	4 Φ 16
<b>2 piano</b>	62500	188	342	452	804	4 Φ 16
<b>1 piano</b>	100000	300	477	452	1257	6 Φ 16
<b>Piano terra</b>	100000	300	604	452	1257	6 Φ 16
<b>P. interrato</b>	100000	300	734	452	3186	6 Φ 26

Si ottiene dunque per tutte le sezioni il limite dominante che è quello tecnologico (valore prevedibile non essendo il pilastro eccessivamente caricato, viceversa per pilastri molto caricati il limite dominante è solitamente quello meccanico).

Si adotterà quindi per tutti i pilastri un'armatura longitudinale costituita da barre di diametro 16 mm, ma con il numero di barre in funzione al piano del pilastro.

## Verifiche

### Allo SLE

Si calcola prima il valore dell'area omogenizzata:

$$A_{ie} \text{ (mm}^2\text{)} = A_c + \alpha_e A_s$$

Con  $\alpha_e$  coefficiente di omogeneizzazione, equivalente al rapporto tra il modulo elastico dell'acciaio e il modulo elastico del calcestruzzo.

La normativa fissa tale valore a 15 (sebbene il rapporto tra i moduli istantanei sia circa 6, per tenere conto degli effetti delle deformazioni viscoso si assume convenzionalmente tale coefficiente pari a 15).

Si dovrà verificare la seguente relazione:  $\sigma_c = N / A_{ie} \leq \sigma_{c \text{ adm}} = 0,6 f_{ck}$

dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo, di valore  $35 \text{ N/mm}^2$  per il calcestruzzo C35/45, pertanto  $\sigma_{c.adm} = 19,8 \text{ N/mm}^2$ ; mentre  $\sigma_c$  è la massima tensione di compressione di calcestruzzo per combinazione caratteristica (rara).

Verifica allo SLE						
Pilastro	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$A_{ie}$ (mm <sup>2</sup> )	$N_{Ed}$ (KN)	$\sigma_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_c \leq 19,8$ N/mm <sup>2</sup>
Copertura	62500	804	74560	96	1,29	Verificato
4 piano	62500	804	74560	362	4,87	Verificato
3 piano	62500	804	74560	853	11,44	Verificato
2 piano	62500	804	74560	1336	17,92	Verificato
1 piano	100000	1257	118855	1818	15,30	Verificato
Piano terra	100000	1257	118855	2285	19,23	Verificato
P. interrato	100000	3186	147790	2786	18,84	Verificato

### Allo SLU

Sarà necessario calcolare il valore dell'azione assiale resistente  $N_{Rd}$  con la formula:

$$N_{Rd} = (A_c \times f_{cd}) + (A_s \times f_{yd})$$

$$\text{con } f_{cd} = 19,8 \text{ N/mm}^2 \text{ e } f_{yd} = 392 \text{ N/mm}^2.$$

Questo valore  $N_{Rd}$  sarà confrontato con l'azione assiale agente di progetto  $N_{ed}$  precedentemente calcolato e si dovrà verificare che il coefficiente di sicurezza  $\gamma$  sia maggiore di 1.

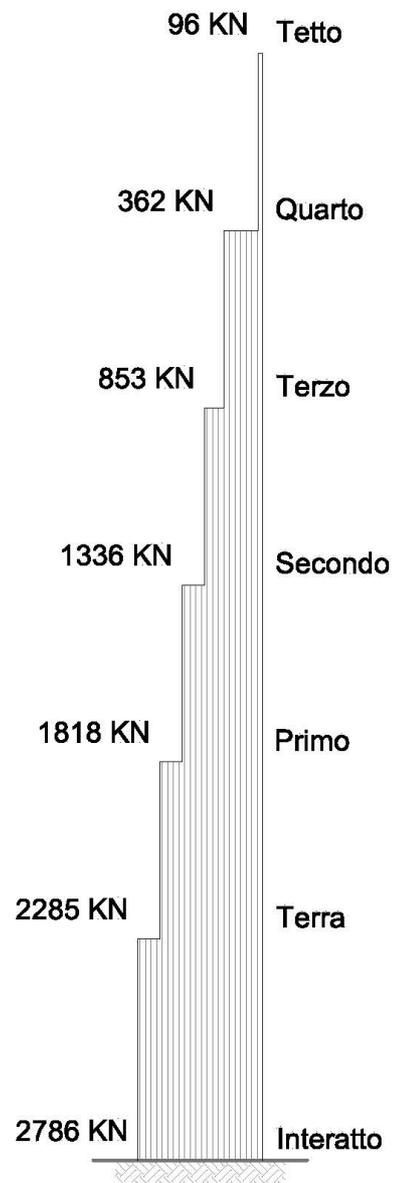
$$\gamma = N_{Rd} / N_{ed} \geq 1$$

Verifica allo SLU						
Pilastro	$A_c$ (mm <sup>2</sup> )	$A_s$ (mm <sup>2</sup> )	$N_{Ed}$ (KN)	$N_{Rd}$ (KN)	$\gamma =$ $N_{Rd}/$ $N_{ed}$	$\gamma \geq 1$
<b>Copertura</b>	62500	804	96	1553	16,17	Verificato
<b>4 piano</b>	62500	804	362	1553	4,30	Verificato
<b>3 piano</b>	62500	804	853	1553	1,83	Verificato
<b>2 piano</b>	62500	804	1336	1553	1,16	Verificato
<b>1 piano</b>	10000 0	1257	1818	2473	1,40	Verificato
<b>Piano terra</b>	10000 0	1257	2285	2473	1,10	Verificato
<b>P. interrato</b>	10000 0	3186	2786	3229	1,15	Verificato

Dai risultati ottenuti si rileva che le armature longitudinali dei pilastri sono conformi anche alla verifica allo stato limite ultimo.

Avremmo potuto continuare con le armature trasversali, ma ci fermiamo qui con il predimensionamento.

Grafico dei carichi verticali sui pilastri allo SLU.



Ricapitolando avremo:

Dati definitivi				
<b>Pilastro</b>	<b><math>A_c</math> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>dim (mm)</b>	<b><math>A_s</math> (mm<sup>2</sup>)</b>	<b>N° x <math>\Phi</math></b>
<b>Copertura</b>	62500	250 x 250	804	4 $\Phi$ 16
<b>4 piano</b>	62500	250 x 250	804	4 $\Phi$ 16
<b>3 piano</b>	62500	250 x 250	804	4 $\Phi$ 16
<b>2 piano</b>	62500	250 x 250	804	4 $\Phi$ 16
<b>1 piano</b>	100000	400 x 250	1257	6 $\Phi$ 16
<b>Piano terra</b>	100000	400 x 250	1257	6 $\Phi$ 16
<b>P. interrato</b>	100000	400 x 250	304	8 $\Phi$ 22



# 6

## PROGETTO IMPIANTISTICO



Lo studio riguardante questo capitolo del progetto andrà a concentrarsi sul dimensionamento e la verifica di uno solo blocco dei tre edifici progettati, in particolare su quello che presenta un consumo più elevato di aria condizionata e quindi necessita di apparecchiature di maggiori dimensioni.

Per capirci meglio, l'edificio scelto è il blocco di destra mettendosi di fronte al prospetto Ovest, quello che ospita gli uffici, la biblioteca, le aule e gli appartamenti al piano superiore, con il prospetto principale posto a Sud. Questa scelta viene motivata dal fatto che tale blocco conterrà un maggior numero di utenza (studenti, professori e personale ausiliario), anche se non su tutto l'edificio contemporaneamente, ma su tempo maggiore e continuo.

L'edificio è stato analizzato sotto la caratteristica della stagione calda, cioè estiva per intenderci, considerando un fabbisogno continuo e regolare durante l'anno anche se con variazioni di temperature modeste. Tutte queste considerazioni hanno lo scopo di dimensionare l'apparecchiatura necessaria a soddisfare il fabbisogno dell'edificio in pieno regime.

L'unità di trattamento dell'aria è stata collocata al piano quarto in uno spazio appositamente pensato.

Infine è stato studiato l'impianto fotovoltaico a pannelli, grazie al quale viene diminuito il fabbisogno energetico.

## 6.1 – FABBISOGNO

Considerando il periodo continuo durante l'anno e per mantenere in tutti gli ambienti internamente condizionati i valori di temperatura ed umidità relativa desiderata, si dovrà sottrarre il calore sensibile e il calore latente che per trasmissione, infiltrazione ed irraggiamento, si trasmettono all'interno dei locali. Inoltre saranno sottratti anche il calore sensibile e il calore latente che si producono all'interno dei locali stessi. Precisiamo già da ora che la città di Douala, zona del progetto, è una delle località più umide del paese con un tasso che si aggira intorno all'80% di media. L'impianto sarà dimensionato facendo riferimento a ben precise condizioni per l'area esterna, mettendoci nella stagione più sfavorevole che è quella secca del mese di gennaio già menzionato in precedenza.

## 6.2 – CONDIZIONI DEL PROGETTO

Il valore della temperatura esterna del progetto riguardante la località di Douala-Camerun si attiene a una temperatura esterna  $T_e = 33^\circ\text{C}$ .

Le condizioni interne che si vogliono garantire sono tra i  $20 \div 22^\circ\text{C}$  con U.R. del 50% con un margine di 5 punti percentuali.

Per la determinazione del carico termico si dovranno computare gli apporti di calore dall'esterno (Suddivisi in sensibile e latente) e gli eventuali carichi termici dovuti alla produzione di calore interna agli ambienti.

$$Q_{\text{tot}} = Q_i + Q_t + Q_v + Q_c$$

Dove:

- $Q_i$  è il carico termico per irraggiamento (sensibile);
- $Q_t$  è il carico termico per trasmissione (sensibile);
- $Q_v$  è il carico termico per ventilazione (sensibile + latente);
- $Q_c$  è il carico termico interno (sensibile + latente).

Per il calcolo del carico termico per irraggiamento abbiamo suddiviso le superfici in trasparenti ed opache. Bisogna anche considerare la differenza tra calore sensibile e latente: il primo dipende dalla differenza di temperatura, ed è dato dalle radiazioni solari entranti dalle pareti vetrate, dalle trasmissioni attraverso il vetro e attraverso i muri, quindi si contrasta raffreddando, mentre il secondo dipende dall'umidità e si contrasta deumidificando.

Ai fini del progetto impiantistico bisogna quindi stabilire il giorno e l'ora in cui si ha la situazione più critica.

### 6.3 - GRUPPO FRIGORIFERO

Il gruppo frigorifero si compone di un sistema di apparecchiature che, attraverso l'asportazione di calore, permettono il raffrescamento di uno o più ambienti, i quali devono avere una temperatura minore di quella circostante, in genere l'ambiente esterno. La quantità di calore da sottrarre è definita potenza frigorifera. Essa deve eguagliare la quantità di calore che entra dall'esterno attraverso le pareti di un edificio definita potenza termica. Generalmente questo impianto presenta una configurazione standard che prevede una prima macchina, definita evaporatore, collocata all'interno dell'ambiente dal quale è necessario sottrarre calore. Tale evaporatore trasmette il calore asportato ad una seconda macchina, chiamata condensatore, che disperde il calore tolto all'ambiente e quello generato dalla compressione del fluido.

E' necessario che questo secondo apparecchio sia posto all'esterno dello spazio da climatizzare, in genere all'esterno dell'edificio, proprio per evitare che il calore estratto rientri all'interno degli ambienti raffrescati.

In base al tipo di raffreddamento del condensatore, i gruppi frigoriferi sono di due diverse tipologie: ad aria e ad acqua.

## 6.4 – TRATTAMENTO DELL'ARIA (U.T.A.)

L'Unità di Trattamento dell'Aria denominato (U.T.A.) è una macchina utilizzata negli impianti di climatizzazione, sia ad aria che ad acqua/aria, per prelevare l'aria dall'esterno e trattarla a seconda delle esigenze degli spazi da climatizzare.

Il funzionamento dell'U.T.A. può essere assimilato a quello di un ventilatore, che aspira l'aria e la spinge nell'ambiente. Il ventilatore è, in effetti, un elemento della macchina insieme a:

- una serranda di presa,
- un recuperatore,
- un filtro a tasche rigide,
- una batteria di scambio termico (pre-riscaldamento),
- un umidificatore,
- una batteria di raffreddamento (raffreddamento e deumidificazione),
- una batteria di scambio termico (post-riscaldamento),
- un filtro ad alta efficienza,
- un ventilatore (mandata),
- un silenziatore.

Bisogna distinguere tra funzionamento in regime invernale ed estivo nelle macchine in commercio. A noi interessa capire il funzionamento nel periodo estivo per adattarlo al progetto in studio con il percorso seguente: serranda → recuperatore → filtro → batteria fredda → post-riscaldamento → ventilatore.

La batteria pre-riscaldamento e la sezione umidificante non sono operative in questa fase, come si può notare.

Il percorso dell'aria all'interno dell'U.T.A. in modo più specifico è il seguente: l'aria entra nell'apparecchio attraverso una serranda di presa e da qui viene poi direttamente immessa nel recuperatore. La presenza del recuperatore indica che la macchina è dotata, oltre che di un ventilatore di mandata, anche di un ventilatore di ripresa, il quale riprende dagli ambienti interni parte dell'aria già trattata e, prima di espellerla, recupera parte del suo calore, per trasferirlo all'aria in ingresso, garantendo una temperatura di partenza maggiore rispetto a quella esterna. In questo modo si creano due circuiti indipendenti: uno per l'aria da trattare e uno per l'aria già trattata.

Il recupero di calore è di due tipi in funzione del tipo di calore che viene recuperato:

**Calore sensibile:** si verifica in tutte le stagioni perché consiste in una semplice cessione del caldo o del freddo contenuti nell'aria già trattata, così da pre-riscaldare d'inverno o pre-raffreddare d'estate l'aria da trattare;

**Calore latente:** si verifica solo d'estate perché è legato all'umidità dell'aria estiva, quindi di interesse maggiore al progetto della LABA. L'aria che entra nell'U.T.A. deve essere privata del suo contenuto di umidità e l'unico modo per farlo è di privarla di una parte di calore, nota come calore latente di vaporizzazione, in modo da farla condensare. Questo calore viene ceduto appunto all'aria già trattata che, recuperata da un ambiente ormai climatizzato, si

presenta fredda e deumidificata. Si opera così una pre-umidificazione sull'aria da trattare.

Dopo il passaggio nel recuperatore l'aria viene filtrata e successivamente passa nelle batterie di scambio termico: di pre-riscaldamento d'inverno e di raffreddamento/deumidificazione d'estate.

In entrambi i casi l'aria passa nella batteria di post-riscaldamento: il calore assorbito dall'aria ne aumenta la temperatura e ne diminuisce l'umidità assoluta, ma al contempo ne aumenta quella relativa in modo da renderla confortevole.

A questo punto l'aria, completamente trattata, viene immessa nell'ambiente; nel nostro caso si considera il totale di aria da immettere pari a 6000 m<sup>3</sup>/h.

Avendo determinato il volume d'aria orario necessario, mediante il catalogo Clivet si deriva la grandezza della macchina effettuando un'approssimazione per eccesso.

Quindi la grandezza da catalogo è pari a 60, che garantisce 6026 m<sup>3</sup>/h, con aria a velocità di 2,5 m/s. Mediante l'uso della tabella per la determinazione della base e altezza, abbiamo ottenuto i Suddetti dati: 1230 x 1040 mm.

Dimensione canale in ingresso = 800x850 mm. La dimensione del canale in uscita si calcola:

$$d = \text{Vol}/v$$

dove:

d è la dimensione del canale in uscita;

Vol è il volume;

v è la velocità (pari a 2,5 m/s).

Non si può eccedere nella sproporzione tra le due dimensioni del canale per evitare moti indesiderati dell'aria nei condotti. Di solito, anche da catalogo, il rapporto più piccolo a cui si giunge è di  $\frac{1}{2}$  per il lato corto rispetto a quello lungo.

Solitamente il canale in uscita è unico per la ventilazione di ambienti che si trovano uno vicino all'altro e solo alla foce si dividono in diametri minori per l'erogazione in ambiente.

Sempre in base alla norma UNI EN 10339 si può dimensionare la tipologia di filtro da abbinare all'UTA. Nel nostro caso risulta necessario un filtro sintetico ondulato di classe 6 (filtro ad alta efficienza) con  $60\% < E < 80\%$ .

## 6.5 – FOTOVOLTAICO

Le celle fotovoltaiche consentono di trasformare direttamente la radiazione solare in energia elettrica sfruttando il cosiddetto “effetto fotovoltaico” che si basa sulla proprietà di alcuni materiali conduttori opportunamente trattati (tra i quali il silicio) di generare direttamente energia elettrica quando vengono colpiti dalla radiazione solare.

La radiazione solare che raggiunge la superficie terrestre si distingue in diretta e diffusa. Mentre la radiazione diretta colpisce una qualsiasi superficie con un unico e ben preciso angolo d’incidenza, quella diffusa incide su tale superficie con vari angoli.

Occorre ricordare che quando la radiazione diretta non può colpire una superficie a causa della presenza di un ostacolo, l’area ombreggiata non si trova completamente oscurata grazie al contributo della radiazione diffusa. Questa osservazione ha rilevanza tecnica specie per i dispositivi fotovoltaici che possono operare anche in presenza di sola radiazione diffusa.

Una superficie inclinata può ricevere, inoltre, la radiazione riflessa dal terreno o da specchi d’acqua o da altre superfici orizzontali e tale contributo è chiamato albedo.

Le proporzioni di radiazione diretta, diffusa ed albedo ricevute da una superficie dipendono:

- dalle condizioni meteorologiche,
- dall’inclinazione della superficie rispetto al piano orizzontale,
- dalla presenza di superfici riflettenti.

Col variare della località, inoltre, varia il rapporto fra la radiazione diffusa e totale e poiché con l’aumentare dell’inclinazione della

superficie di captazione diminuisce la componente diffusa e aumenta la componente riflessa, l'inclinazione che consente di massimizzare l'energia raccolta può essere differente da località a località.

La posizione ottimale, in pratica, per il nostro caso, si ha quando la superficie è orientata a Sud nella stagione secca e a Nord nella stagione delle piogge, con angolo di inclinazione pari alla latitudine del sito. L'orientamento a Sud e a Nord massimizza la radiazione solare captata ricevuta rispettivamente nel mese di gennaio e giugno e l'inclinazione pari alla latitudine rende minime, durante le stagioni. Le variazioni di energia solare captate oscillano in direzione dei raggi solari rispetto alla perpendicolare alla superficie di raccolta. Consideriamo un solo impianto per tutto l'edificio, consapevoli che i due tetti coperti di impianto fotovoltaico non potranno mai funzionare al 100% allo stesso tempo, proprio per la loro posizione e la localizzazione del progetto.

Se chiamiamo  $ID$  la radiazione diretta,  $IS$  quella diffusa ed  $R$  l'albedo, allora si ha che la radiazione solare totale che incide su una superficie è:

$$IT = ID + IS + R$$

Una cella fotovoltaica esposta alla radiazione solare si comporta come un generatore di corrente con una curva caratteristica tensione/corrente che dipende fundamentalmente dall'intensità della radiazione solare, dalla temperatura e dalla superficie.

Generalmente una cella fotovoltaica ha uno spessore che varia fra i 0,25 ai 0,35 mm ed ha una forma quadrata con una superficie pari a circa 100 cm<sup>2</sup>.

La cella si comporta come una minuscola batteria producendo, nelle condizioni di soleggiamento, una corrente di 3 A (Ampère) con una tensione di 0.5 V (Volt), quindi una potenza di 1.5 W (Watt), riferendosi alla radiazione italiana, non avendo dati credibili nel mio paese.

La singola cella solare, di dimensioni pari a 10 x 10 cm, costituisce il dispositivo elementare alla base di ogni sistema fotovoltaico.

Un modulo fotovoltaico è costituito da un insieme di celle solari collegate tra loro in modo da fornire una potenza elettrica (per modulo) mediamente compresa tra i 50 e i 100 W.

Le principali caratteristiche elettriche di un modulo fotovoltaico si possono riassumere nelle seguenti:

- Potenza di Picco (Wp): Potenza erogata dal modulo alle condizioni standard STC (Irraggiamento = 1000 W/m<sup>2</sup>; Temperatura = 25°C; A.M. = 1,5)

- Corrente nominale (A): Corrente erogata dal modulo nel punto di lavoro

- Tensione nominale (V): Tensione di lavoro del modulo

Per aumentare la potenza elettrica è necessario collegare più moduli. Più moduli formano un pannello e, analogamente, più pannelli formano una stringa. I moduli fotovoltaici convertono l'energia luminosa in energia elettrica a corrente continua in "tempo reale", cioè la produzione di energia elettrica è contemporanea alla captazione dell'energia solare.

Per questi e altri motivi, in un impianto fotovoltaico, oltre al generatore fotovoltaico sono necessari altri componenti che rendono l'impianto efficiente.

L'impianto fotovoltaico è l'insieme di componenti meccanici, elettrici ed elettronici che captano l'energia solare e la trasformano in energia elettrica sino a renderla disponibile all'utilizzazione da parte dell'utenza.

Sebbene esistano tante tipologie impiantistiche, useremo impianti isolati (stand alone). In questi l'energia generata alimenta direttamente il carico elettrico. Quella in eccesso viene accumulata nelle batterie che la rendono disponibile nei periodi in cui il generatore fotovoltaico non è nelle condizioni di fornirla. Questi impianti rappresentano la soluzione più idonea a soddisfare utenze isolate che possono essere convenientemente equipaggiate con apparecchi utilizzatori che funzionano in corrente continua.

Questa risulta essere la scelta migliore per il nostro progetto, in un paese dove la corrente elettrica non è mai garantita neanche per un paio di ore al giorno.





# 7

## PROGETTO ILLUMINOTECNICO



Nel corso dei millenni l'uomo ha sviluppato un adattamento visivo a riguardo della luce naturale del sole che ci accompagna durante la permanenza sulla terra. Da ciò deriva l'importanza dell'illuminazione naturale per i diversi tipi di attività ed i problemi psico-fisici connessi allo svolgimento di compiti visivi in condizioni di illuminazione artificiale.

Purtroppo non esistono semplici regole per garantire a qualunque tipo di attività una buona illuminazione in uno spazio confinato. In effetti le aperture dell'involucro edilizio, che consentono alla luce di penetrare negli ambienti confinati, dovrebbero essere proporzionate e distribuite in modo da assicurare, nelle diverse ore del giorno, una confortevole ed efficiente distribuzione di luce naturale, evitando fenomeni critici di abbagliamento e di irraggiamento.

Pensare all'utilizzo della luce naturale impone in fase progettuale uno studio approfondito di soluzioni valutate in base alle esigenze visive e alle caratteristiche architettoniche e funzionali degli spazi e al benessere termico e visivo degli occupanti, senza trascurare il comportamento energetico dell'edificio. Le condizioni di comfort visivo costituiscono il presupposto per una progettazione ottimale, sia per la luce artificiale, sia per quella naturale che però, risulta essere più complessa sotto il profilo progettuale e gestionale.

L'illuminazione naturale non può essere controllata né fissata dal progettista, perché essa varia sia in distribuzione che di intensità in funzione della posizione e del periodo dell'anno. Inoltre è necessario tenere conto delle caratteristiche architettoniche dell'edificio, del suo orientamento, di quello delle superfici trasparenti e, in prossimità di queste, della presenza di edifici o altri tipi di ostruzioni.

## 7.1 – PARAMETRI ILLUMINOTECNICI

Vediamo ora le grandezze caratteristiche che valuteremo in seguito nel progetto:

**La luce:** in ambito architettonico, la luce naturale viene considerata secondo tre forme: diretta, riflessa e diffusa. La luce diretta costituisce quella parte di radiazione che va direttamente dalla sorgente luminosa alla superficie illuminata. La luce riflessa nasce dalla riflessione della luce diretta su un corpo prima che il flusso luminoso raggiunga la superficie in esame. Infine la radiazione diffusa è generata da quella parte di radiazione solare che viene dispersa e appunto diffusa col passaggio della radiazione diretta in atmosfera dove sono presenti vapore acqueo e particolato. È immediato capire come la radiazione solare non arrivi dunque sempre nello stesso modo sulle superfici in esame ma sia caratterizzata da una costante variabilità nel tempo. La nuvolosità del cielo è dunque il parametro che più incide sulla qualità dell'illuminazione all'interno degli edifici.

**Il flusso luminoso [lumen]:** è una grandezza riferita alla sorgente luminosa. Essa esprime la quantità di energia luminosa, dunque visibile, emessa da una sorgente nell'unità di tempo.

**L'intensità luminosa [candela]:** esprime la concentrazione di luce radiata per secondo in una direzione specifica. La sua unità di misura, la candela, rappresenta l'intensità di una sorgente che emette uniformemente un flusso di 1 lumen in un angolo di 1

steradiante Illuminamento [lux]: l'illuminamento in un punto di una superficie viene definito come il rapporto fra il flusso luminoso incidente su un elemento infinitamente piccolo della superficie che contiene il punto e l'area di questo elemento. L'unità di misura è il lux [ $\text{lm}/\text{m}^2$ ]. L'illuminamento vale 1 lux nel momento in cui un flusso luminoso uniformemente distribuito di 1 lumen incide su un area di 1  $\text{m}^2$ .

**La luminanza [ $\text{candele}/\text{m}^2 = \text{nit}$ ]:** con riferimento ad un elemento di superficie che emetta (o rifletta) luce, esprime il rapporto tra l'intensità luminosa prodotta in una determinata direzione e l'area della proiezione di questo elemento di superficie perpendicolarmente alla direzione prescelta. La luminanza delle superfici contenute nel campo visivo è direttamente collegata sia ai fenomeni di abbagliamento che alla possibilità di percepire distintamente gli oggetti osservati.

**Il fattore di Luce Diurna (FLD):** è una grandezza sintetica e adimensionale, F, in grado di descrivere le prestazioni luminose dell'involucro edilizio, la quale non dipende dal livello di illuminamento esterno, ma solo dalle relazioni geometriche tra punto considerato all'interno dell'ambiente e volta celeste. Tale grandezza è definita come rapporto tra l'illuminamento E, che si realizza su di una superficie orizzontale posta all'interno dell'ambiente considerato grazie alla luce proveniente dalla volta celeste, e quello che contemporaneamente si ha su di una superficie orizzontale posta all'esterno senza alcun ostacolo,  $E_0$ . In base a tale definizione il fattore di luce diurna può essere calcolato con la relazione:

$$F = \frac{E}{E_0} * 100$$

Il fattore di luce diurna risulta dunque funzione di molteplici fattori come: l'area delle aperture finestrate, il coefficiente di trasmissione nel visibile dei vetri degli infissi, l'area dei diversi elementi che costituiscono l'involucro e che sono presenti all'interno del locale come pareti, pavimenti e soffitti; la presenza di ostruzioni di qualsiasi genere, esterne od interne, che limitino la vista della volta celeste; lo stato di manutenzione delle superfici vetrate e delle superfici interne.

Il valore del fattore di luce diurna varia però da punto a punto all'interno di un ambiente.

Si introduce dunque il fattore medio di luce diurna,  $F_{mld}$ , dove per medio si intende mediato su più punti di misura. Tale parametro consente di valutare la capacità delle aperture trasparenti e dell'involucro di uno spazio chiuso per garantire condizioni di illuminazione naturale confortevoli e un accettabile sfruttamento della luce naturale. Per raggiungere questi obiettivi esso deve essere superiore ad un certo valore, fissato come valore di soglia al di sotto del quale non si verificano le condizioni di illuminazione naturali sufficienti alle specifiche esigenze di benessere fisico e psicologico.

Indicativamente è possibile fare riferimento a questi valori:

$F < 0,3\%$  insufficiente

$0.3\% < F < 2\%$  discreto

$2\% < F < 4\%$  buono

$4\% < F$  ottimo

Conoscendo il fattore di luce diurna è sempre possibile risalire al valore assoluto d'illuminamento corrispondente all'interno dell'ambiente sul piano di lavoro partendo dall'illuminamento sul piano orizzontale all'esterno.

## 7.2 – RIFERIMENTI NORMATIVI

Dal punto di vista normativo, essendo un'accademia delle belle arti, quindi un'edificio destinato ad accogliere studenti universitari, si è fatto riferimento a:

- Norma UNI 10840 “Luce e illuminazione – Locali scolastici – Criteri generali per l'illuminazione artificiale e naturale”,
- DM 18/12/1975.

Come già accennato dall'inizio del lavoro, questa scelta delle norme italiane e non locali è dovuta alla mancanza in Camerun di norme serie che trattano approfonditamente gli argomenti affrontati in questa ricerca.

Proseguendo, i valori prescritti di Fattore di Luce Diurna sono riportati nella norma UNI in maniera dettagliata in funzione delle diverse tipologie di locali e di attività svolte: nella tabella seguente sono riportati i valori minimi di FLD [%] prescritti dalla Suddetta norma UNI, relativamente agli ambienti più attinenti a quelli del progetto in esame.

<b>Fattore medio di luce diurna</b>	
<b>Locale</b>	<b>FLD richiesto</b>
Aule	≥3%
Sala esposizione	≥3%
Sala audiovisivi	≥3%
Ufficio	≥1%
Aula Magna	≥2%
Scale	≥1%

Tabella 7.1 FLD per singoli locali

Per quanto riguarda i valori minimi dei livelli di illuminamento naturale ed artificiale, risultano più restrittivi quelli definiti dalla norma UNI: nel progetto si è cercato di raggiungere tali limiti il più possibile con un'illuminazione di tipo naturale.

<b>Illuminamento nei locali [lux]</b>	
<b>Locale</b>	<b>Lux richiesti</b>
Aula	300 ÷ 750
Aula Magna, aula pc	200 ÷ 750
Sala audiovisivi	300 ÷ 750
Sala lettura, laboratori e uffici	500 ÷ 1000
Scale	150 ÷ 750
Bagno	50 ÷ 150

Tabella 7.2 FLD per singoli locali

### 7.3 – FABBISOGNO TERMICO DELLE CLASSI

I problemi progettuali che si presentano durante la progettazione illuminotecnica degli ambienti sono molto complessi. Se da una parte le sorgenti artificiali mantengono costante la loro luminanza nel tempo, dall'altra quelle naturali (sole e volta celeste) presentano una luminanza variabile in funzione delle condizioni meteorologiche (cielo sereno o coperto), dell'ora e del giorno considerati. Di conseguenza il campo luminoso naturale all'interno degli ambienti varia non solo da punto a punto ma anche nel tempo. Il calcolo dettagliato delle condizioni d'illuminazione naturale nei diversi punti di un ambiente risulta essere un obiettivo ambizioso e solo l'utilizzo di modelli matematici complessi permette la descrizione attendibile, o meglio quasi attendibile, delle condizioni di illuminamento. Nella progettazione la conoscenza precisa punto per punto del campo luminoso naturale interno è indispensabile solo in casi particolari, ad esempio quando si affronta la progettazione illuminotecnica di particolari ambienti come posizioni. Nella situazione in esame è sufficiente garantire e verificare il raggiungimento di condizioni medie di illuminazione ritenute accettabili e valutare che le superfici trasparenti dell'involucro siano sufficientemente estese, nei prospetti Sud e Nord. All'interno di un ambiente chiuso l'illuminamento naturale nei diversi punti dello spazio è determinato dal flusso di luce proveniente dalle sorgenti esterne. Possiamo citare la volta celeste, il sole, i diversi elementi del paesaggio urbano prospiciente alla finestra (campo diretto), e il flusso di luce che raggiunge il punto considerato dopo le diverse riflessioni sugli elementi che costituiscono l'involucro edilizio: pareti, soffitto, pavimento, arredamento.

## 7.4 – STRATEGIE PROGETTUALI

Dalla descrizione fatta all'inizio di questo capitolo la progettazione dei due blocchi di edifici appare affacciata, l'una e l'altra a Nord e a Sud ed in particolare la disposizione dei locali interni è stata effettuata tenendo conto del movimento del sole in quella parte del globo terrestre. In particolare modo, considerata la forza del sole nella vicinanza dell'equatore, è stato pensato di rendere i prospetti Est ed Ovest cechi, così da potere ridurre l'energia che servirebbe per rinfrescare i locali esposti in quelle direzioni. Non a caso nel lato Ovest è stata posta una maggiore attenzione anche sul materiale, proprio perché è la posizione più calda.

Volendo di conseguenza sfruttare al meglio l'illuminazione naturale, evitando l'abbagliamento, nelle aule arretrate dai balconi sono state posizionati finestroni a grande altezza, ma anche dei frangisole fissi e scorrevoli in listelli di legno a livello dei parapetti per filtrare la luce naturale, minimizzando così l'apporto fornito dalla luce artificiale.

## 7.5 – CALCOLO DAL SOFTWARE

### 7.5.1 - VELUX DAYLIGHT VISUALIZER

Il software VELUX Daylight Visualizer è in grado di simulare la luce naturale nella sua complessità e in tutte le variabili correlate. I report forniti consentono di valutare accuratamente la distribuzione della luce negli ambienti e valutarla qualitativamente. Nella progettazione virtuale degli ambienti il software considera le variabili legate alle forme dell'involucro e alle specificità dei materiali impostati.

In seguito simuleremo collocandoci in una città italiana con caratteristiche simili, rispetto all'orientamento, a quelle di Douala-Camerun.

### 7.5.2 - RENDERING

Oltre agli studi illuminotecnici, il VELUX Daylight Visualizer permette di creare immagini utili per avere un'anteprima di quanto progettato all'interno dell'ambiente. Le texture e le proprietà dei materiali sono personalizzabili così da ottenere molteplici risultati come lo vediamo in seguito dalle immagini.

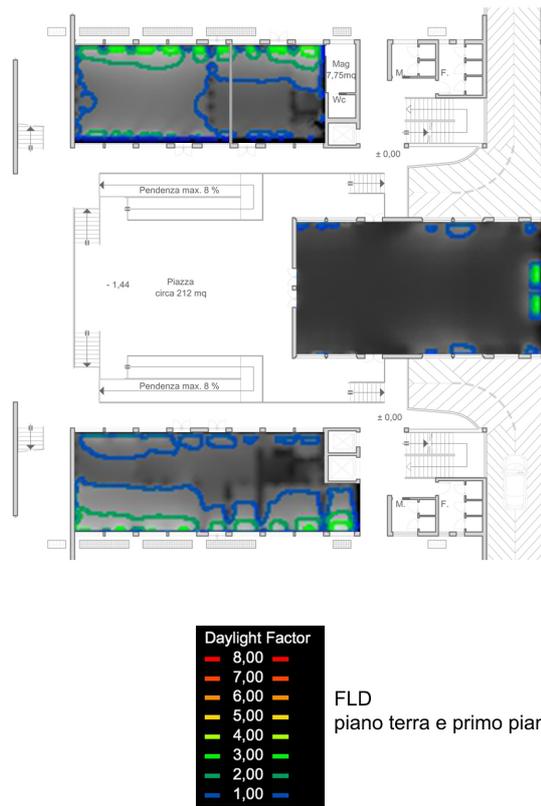


Figura 7.1 – FLD Piano Terra

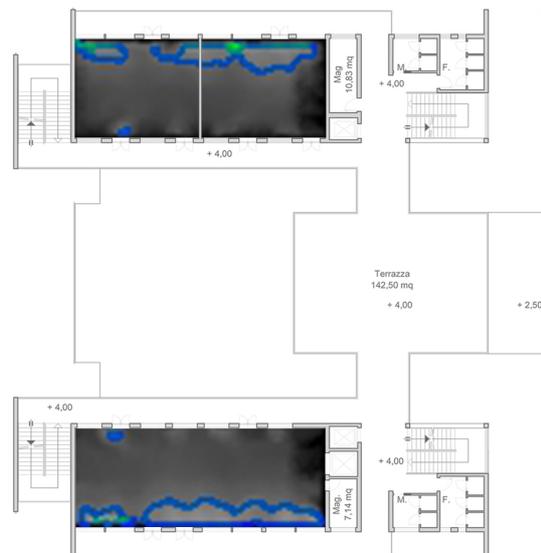


Figura 7.2 – FLD Piano Primo

### 7.5.3 - DISTRIBUZIONE LUX

La valutazione dell'illuminazione nella progettazione della luce naturale è complessa. Il VELUX Daylight Visualizer permette di studiare l'illuminazione considerando tutte le variabili connesse (ubicazione, orientamento, condizioni temporali, ora del giorno) con l'obiettivo di massimizzare l'apporto di luce naturale all'interno dell'ambiente confinato.

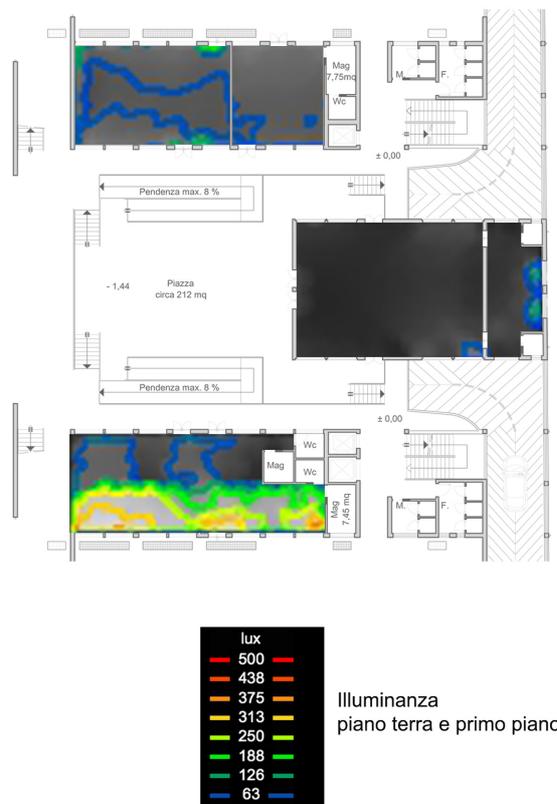


Figura 7.3 – Illuminanza Piano Terra, del mese di Gennaio

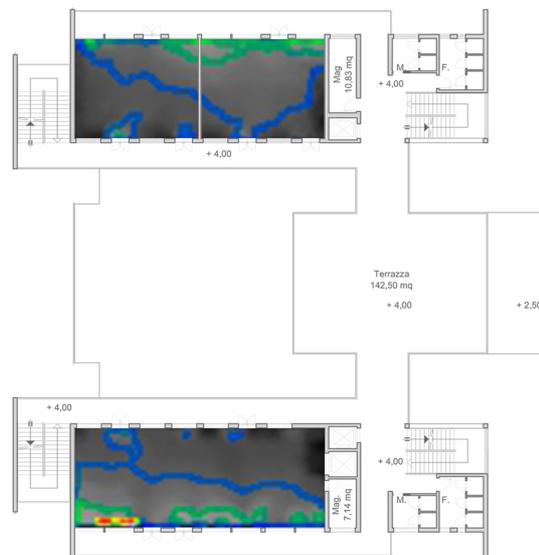


Figura 7.4 – Illuminanza Piano Primo, del mese di Gennaio



## BIBLIOGRAFIA

- Ragot G.: Le developpement des villes à travers les documents d'urbanisme, in Bull. de la Société languedocienne de Géographie, tome 16, fasc. 1-2, janv. Juin 1982.

- Nicolas J. P., Deux port d'estuaire, Saint Louis et Douala, Bull. IFAN, Dakar, tome XIX, serie B, n° 1 – 2, 1957. (Biblio. N° 214).

- SDAU 1983 de Douala;

- Philippe Hae-ringer « Propriété foncière et politiques urbaines à Douala » Ecole Pratique des Hautes Etudes – Sorbonne – Cahiers d'études africaines, 1975.

- Centre documentaire de l'association Doual'Art;

- S. Guidarini: Il mutevole concetto di tipo. Studi sulla tipologia edilizia, l'architettura, la città Clup, 2003.

- B. Del Corno: L'umidità in casa, Maggioli 2015.

- S. Ikuyoshi e T. Yumi, Chronicle Books 2007.

- Alvaro Siza, vari libri.

- P. Pozzi, Landscape design, Eletttra Edizioni, 2009.

- V. Bearzi, Manuale degli impianti idrici e sanitari, Tecniche nuove, 2013.

- M. Zambelli, Il muro delle meraviglie, in Arketipo n. 16/2007.

- M. Imperadori e A. Senatore: Schematic design. Tecniche ed esempi di comunicazione del progetto, sole 24 ore 2008.

- AA. VV., Impianti termici e di condizionamento, Sistemi Editoriali, 2009;

- 
- G. Ballio e F. Mazolani: Strutture in acciaio, Hoepli, 1987;
  - P. Rugarli, Calcolo strutturale con gli elementi finiti, Hoepli, 2004;
  - M. Piazza, R. Tomasi, R. Modena: Strutture in legno: materiale, calcolo e progetto secondo le nuove normative europee, Biblioteca Tecnica Hoepli, 2009;
  - G. Toniolo e M. Di Priso: Cemento armato. Calcolo agli stati limite. Vol 2°, Zanichelli, 2010;
  - AA. VV., Progettazione di strutture in acciaio, Flaccovio editore, 2010;
  - AA.VV., Repertorio dei progetti tipo di edilizia scolastica. Regione Lombardia , v. 1 - 2, edizione A.I.P., 1980
  - AA.VV., Dal progetto al particolare costruttivo, in Detail, n. 3, pp. 232-233, Marzo 2003
  - A. Rogora: Luce naturale e progetto, Rimini, Maggioli editore, 1997
  - E. Neufert: Enciclopedia pratica per progettare e costruire, Milano, Hoepli, 2013

## WEBGRAFIA

[www.prc.cm](http://www.prc.cm)

[https:// it.wikipedia.org/wiki/Camerun](https://it.wikipedia.org/wiki/Camerun)

[www.douala-city.org](http://www.douala-city.org)

[www.allucam.com](http://www.allucam.com)

[www.cimencam.com](http://www.cimencam.com)

[www.mipromalo.cm](http://www.mipromalo.cm)

[www.statistiques-mondiales.com/afrique.htm](http://www.statistiques-mondiales.com/afrique.htm)

[www.it.wikipedia.org/wiki/Douala](http://www.it.wikipedia.org/wiki/Douala)

[www.anit.it](http://www.anit.it)

[www.oppo.it](http://www.oppo.it)

[www.arcelormittal.com](http://www.arcelormittal.com)

[www.archweb.it](http://www.archweb.it)

[www.arketipomagazine.it](http://www.arketipomagazine.it)

[www.lindustriadellecostruzioni.it](http://www.lindustriadellecostruzioni.it)

[www.europaconcorsi.com](http://www.europaconcorsi.com)

[www.ingegneri.info](http://www.ingegneri.info)

[www.knauf.it](http://www.knauf.it)

[www.promoclad.com](http://www.promoclad.com)

[www.schuco.com](http://www.schuco.com)

[www.spectra.it](http://www.spectra.it)

[www.velux.it](http://www.velux.it)

[www.finstral.com](http://www.finstral.com)

[www.marcegaglia.com](http://www.marcegaglia.com)

[www.promolegno.com](http://www.promolegno.com)

[www.tropix.cirad.fr](http://www.tropix.cirad.fr)

[www.guidebeton.com](http://www.guidebeton.com)

[www.procim.ch](http://www.procim.ch)