

REGIONE AUTONOMA DELLA SARDEGNA

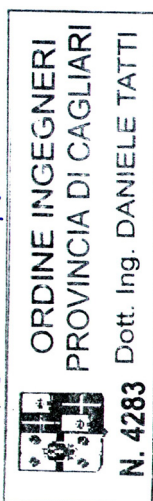


COMUNE DI PAULI ARBAREI

*Provincia del Medio Campidano*

*ASSESSORATO DEI LAVORI PUBBLICI  
PROGRAMMA STRAORDINARIO DI EDILIZIA PER LA  
LOCAZIONE A CANONE SOCIALE  
DELIBERAZIONE G.R. N. 71/32 DEL 16.12.2008*

*"Recupero di fabbricati da destinarsi ad edilizia residenziale  
pubblica a canone sociale"*



Fase di elaborazione:

PROGETTO ESECUTIVO

Elaborato:

All:	<b>A4</b>
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE</b>

Data Elaborazione:

MARZO 2013

Progettazione:

R.T.P. Ing. Daniele Tatti (Capogruppo);  
Ing. Narciso Piras; Arch. Gian Pietro Scanu; Ing. Stefano Onnis;  
Arch. Daniela A.G. Greco; Geom. Luca Steri

Coordinamento della sicurezza Prog.:

Geom. Luca Steri

Coordinamento della sicurezza Es.:

Ing. Daniele Tatti

Direzione Lavori:

Ing. Narciso Piras

Responsabile del procedimento:

Geom. Antonio A. Corona

Il sindaco:

Sig. Egidio Cadau



# **INDICE**

<b>INDICE .....</b>	<b>1</b>
<b>1 RELAZIONE DI CALCOLO.....</b>	<b>3</b>
1.1 OGGETTO.....	3
1.2 NORMATIVA .....	4
1.3 UNITÀ DI MISURA .....	4
1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	5
1.5 METODI DI CALCOLO .....	6
1.6 METODI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI .....	6
1.6.1 <i>Verifica alle Tensioni Ammissibili</i> .....	6
1.6.2 <i>Verifiche alla Stato Limite Ultimo</i> .....	6
1.6.3 <i>Diagrammi di calcolo tensioni-deformazioni</i> .....	7
1.6.4 <i>Determinazione delle sollecitazioni nella struttura</i> .....	7
<b>2 ANALISI DEI CARICHI.....</b>	<b>8</b>
2.1 PREMESSA .....	8
2.1.1 <i>Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo</i> .....	8
2.1.2 <i>Combinazione delle azioni</i> .....	8
2.1.3 <i>Nota sulle verifiche</i> .....	10
2.2 VALUTAZIONE DEL CARICO NEVE (D.M. 14.01.2008 – PUNTO 3.4).....	10
2.2.1 <i>Copertura ad una falda (carico neve sulla copertura a pendenza 30,00%)</i> .....	11
2.2.2 <i>Copertura a due falde (carico neve sulla copertura a pendenza 30,00%)</i> .....	12
2.3 CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AL VENTO (D.M. 14.01.2008 – PUNTO 3.3).....	13
<b>3 CASA PIETRO URRACI.....</b>	<b>14</b>
3.1 ANALISI DEI CARICHI DELLA COPERTURA IN LEGNO.....	15
3.1.1 <i>Sovraccarichi di esercizio</i> .....	15
3.1.2 <i>Solaio di copertura</i> .....	15
3.2 DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI DEL SOLAIO DI COPERTURA INCLINATO .....	16
3.2.1 <i>Calcolo e verifica del tavolato</i> .....	16
3.2.2 <i>Calcolo e verifica dei travicelli 10×10</i> .....	17
3.2.3 <i>Calcolo e verifica delle travi 18×26</i> .....	18
3.2.4 <i>Dimensionamento e verifica dei pilastri</i> .....	20
3.2.5 <i>Dimensionamento dei plinti</i> .....	20
3.2.6 <i>Verifica a punzonamento</i> .....	23
3.3 ANALISI DEI CARICHI – COPERTURA PIANA IN C.A. DELLA TERRAZZA .....	24
3.3.1 <i>Sovraccarichi di esercizio</i> .....	24
3.3.2 <i>Solaio di copertura</i> .....	24
3.4 CALCOLO E VERIFICA DEI SOLAI DI COPERTURA PIANA DELLA TERRAZZA.....	25
3.4.1 <i>Calcolo sollecitazioni</i> .....	25
3.4.2 <i>Verifiche strutturali</i> .....	28
3.5 ANALISI DEI CARICHI – COPERTURA PIANA IN C.A.....	30
3.5.1 <i>Sovraccarichi di esercizio</i> .....	30
3.5.2 <i>Solaio di copertura</i> .....	30
3.6 CALCOLO E VERIFICA DEI SOLAI DI COPERTURA PIANA.....	31
3.6.1 <i>Calcolo sollecitazioni</i> .....	31
3.6.2 <i>Sollecitazioni interne</i> .....	31
3.6.3 <i>Verifiche strutturali</i> .....	36
3.6.4 <i>Dimensionamento e verifica della fondazione continua</i> .....	38
<b>4 CASA EREDI GARAU.....</b>	<b>40</b>
4.1 ANALISI DEI CARICHI DELLA COPERTURA IN LEGNO.....	42
4.1.1 <i>Sovraccarichi di esercizio</i> .....	42
4.1.2 <i>Solaio di copertura</i> .....	42
4.2 DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI DEL SOLAIO DI COPERTURA INCLINATO .....	42

4.2.1	Calcolo e verifica del tavolato .....	42
4.2.2	Calcolo e verifica dei travicelli 10×10 .....	44
4.2.3	Calcolo e verifica delle travi 18×26 .....	45
4.2.4	Dimensionamento e verifica dei pilastri.....	46
4.2.5	Dimensionamento dei plinti .....	47
4.2.6	Verifica a punzonamento.....	50
4.3	ANALISI DEI CARICHI – COPERTURA INCLINATA IN C.A. ....	51
4.3.1	Sovraccarichi di esercizio .....	51
4.3.2	Solaio di copertura.....	51
4.4	CALCOLO E VERIFICA DEI SOLAI DI COPERTURA IN C.A. ....	51
4.4.1	Calcolo sollecitazioni.....	51
4.4.2	Verifiche strutturali.....	54
<b>5</b>	<b>CASA LUIGI GARAU .....</b>	<b>56</b>
5.1	ANALISI DEI CARICHI DELLA COPERTURA IN LEGNO.....	57
5.1.1	Sovraccarichi di esercizio .....	57
5.1.2	Solaio di copertura.....	57
5.2	DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI DEL SOLAIO DI COPERTURA INCLINATO .....	58
5.2.1	Calcolo e verifica del tavolato .....	58
5.2.2	Calcolo e verifica dei travicelli 10×10 .....	59
5.2.3	Calcolo e verifica degli arcarecci 18×26 .....	60
5.3	DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA .....	62
5.3.1	Calcolo delle sollecitazioni .....	62
5.3.2	Calcolo e verifica dei PUNTONI.....	63
5.3.3	Calcolo e verifica della CATENA.....	64
5.3.4	Calcolo e verifica delle SAETTE.....	64
5.3.5	Calcolo e verifica del MONACO.....	65
5.3.6	Verifica a deformazione .....	66
5.4	ALLEGATI.....	67

---

# **1 RELAZIONE DI CALCOLO**

## **1.1 OGGETTO**

La presente relazione ha come oggetto i calcoli di verifica statica degli elementi relativi alle opere di “Recupero di fabbricati da destinare ad edilizia residenziale pubblica a canone sociale” nell’ambito del PROGRAMMA STRAORDINARIO DI EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA PER LA LOCAZIONE A CANONE SOCIALE (Delibera Giunta Regionale. n. 71/32 del 16.12.2008).

I tre immobili su cui si interverrà ricadono in porzioni diverse del PUC, due ricadono in zona B – Completamento Residenziale, mentre l’edificio sito in via Repubblica n. 12 (all’angolo con la via Milano) ricade parte in zona A – Centro Storico e parte in zona B – Completamento Residenziale, il cui strumento urbanistico che gli regola è il Piano Urbanistico Comunale, strumento vigente e adottato con Del. C.C. N. 6 del 03/04/2004, pubblicato sul BURAS N. 31 del 11/10/2004.

Il calcolo riguarda le strutture da realizzare in tre edifici distinti da destinare alla residenza.

La relazione verrà strutturata in quattro sezioni distinte. Nella prima parte si indicano la normativa seguita, le caratteristiche dei materiali e le procedure di verifica. Nella seconda, nella terza e nella quartasezione si illustreranno le procedure di verifica degli elementi strutturali, distinti a seconda della tipologia considerata:

- CASA PIETRO URRACCI: COPERTURA E SOLAIO IN LEGNO
  - Analisi dei carichi dei solai di copertura;
  - Calcolo e verifica degli elementi in C.A.
- CASA EREDI GARAU: STRUTTURA IN MURATURA CON COPERTURA IN LEGNO
  - Analisi dei carichi copertura in legno;
  - Calcolo e verifica delle capriate in legno;
  - Calcolo e verifica della fondazione continua in C.A.
- CASA LUIGI GARAU: STRUTTURA IN MURATURA CON COPERTURA IN LEGNO
  - Analisi dei carichi copertura in legno;
  - Calcolo e verifica delle capriate in legno;
  - Calcolo e verifica della fondazione continua in C.A.

## 1.2 NORMATIVA

La normativa cui viene fatto riferimento nelle fasi di calcolo e progettazione è la seguente:

- L. 1086 del 5/11/1971 – (Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica);
- D.M. 9/1/1996 – (Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche);
- Circolare min. LL.PP. 15/10/1996 n° 252 – (Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al D.M. 9/1/1996);
- D.M. 16/1/1996 – (Norme tecniche relative ai “Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi);
- D.M. 16/1/1996 – (Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche);
- Circolare min. LL.PP. 4/7/1996 n° 156 – (Istruzioni per l'applicazione delle “Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi” di cui al D.M. 16/1/1996);
- Circolare min. LL.PP. 15/10/1996 n° 252 (Istruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche di cui al D.M. 9/1/1996);
- Circolare Min. LL.PP. 10 Aprile 1997 N. 65/AA.GG. – (Istruzioni per l'applicazione delle Norme Tecniche per le costruzioni in zone sismiche di cui al D.M. 16 Gennaio 1996);
- Norma Italiana CNR–UNI 10011 – (Costruzioni di acciaio: istruzioni per il calcolo, l'esecuzione, il collaudo e la manutenzione);
- N.I.Co.Le. – (Norme tecniche italiane per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle costruzioni in legno);
- DIN 1052-1 (1988) – (Norma Tedesca sulle strutture in legno lamellare e massiccio);
- Ordinanza n. 3274 del 20/3/2003 - Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica;
- Ordinanza n. 3316 del 2/10/2003 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza n. 3274 del 20/3/2003;
- D.M. 14/01/2008 – Norme tecniche per le costruzioni. Le verifiche degli elementi di fondazione sono eseguite utilizzando l'Approccio 2;
- Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti.

## 1.3 UNITÀ DI MISURA

Si adottano le seguenti unità di misura:

- [lunghezze] =  $m, cm, mm$
- [forza] =  $N, kg$
- [tensioni] =  $N/mm^2, kg/cm^2$

## 1.4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per l'esecuzione delle opere in legno sono stati utilizzati i seguenti materiali:

### ■ Legno Lamellare Categoria II – copertura

- Peso specifico convenzionale; .....  $\gamma_L = 8000 \text{ N/m}^3$ ;
- Tensione ammissibile per flessione Lunga Durata; .....  $\sigma_{adm.fless} = 11,70 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione ammissibile per flessione Breve Durata; .....  $\sigma_{adm.fless} = 7,80 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione ammissibile per trazione parallela; .....  $\sigma_{adm.traz\parallel} = 9,20 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione ammissibile per trazione perpendicolare; .....  $\sigma_{adm.traz\perp} = 1,00 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione ammissibile per compressione parallela; .....  $\sigma_{adm.comp\parallel} = 10,20 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione ammissibile per compressione perpendicolare; .....  $\sigma_{adm.comp\perp} = 4,10 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione ammissibile tangenziale; .....  $\tau_{adm} = 1,50 \text{ N/mm}^2$ ;
- Modulo di elasticità longitudinale Lunga Durata; .....  $E_L = 10378 \text{ N/mm}^2$ ;
- Modulo di elasticità longitudinale Lunga Durata; .....  $E_L = 8474 \text{ N/mm}^2$ ;
- Modulo di elasticità tangenziale; .....  $G_L = 500 \text{ N/mm}^2$ .

Per l'esecuzione degli elementi in C.A. sono previsti i seguenti materiali:

### ■ Acciaio FE B 450 C (FE B 44 K)

- Tensione caratteristica di snervamento; .....  $f_{y,k} = 430 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione di calcolo agli S.L.U. ....  $f_{y,d} = 374 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione ammissibile; .....  $\sigma_{adm.a} = 255 \text{ N/mm}^2$ ;

### ■ Calcestruzzo C 25/30 ( $R_{CK} 300$ ):

- Resistenza caratteristica cubica; .....  $R_{ck} = 30,00 \text{ N/mm}^2$ ;
- Resistenza caratteristica cilindrica; .....  $f_{ck} = 24,90 \text{ N/mm}^2$ ;
- Resistenza di calcolo agli S.L.U. ....  $f_{cd} = 15,56 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione limite di calcolo agli S.L.U. ....  $r_{cd} = 13,23 \text{ N/mm}^2$ ;
- Tensione ammissibile di compressione; .....  $\sigma_{adm.c} = 9,75 \text{ N/mm}^2$ ;
- Resistenza caratteristica a trazione (frattile 5%) .....  $f_{ctk} = 1,82 \text{ N/mm}^2$ ;
- Resistenza di calcolo a trazione (frattile 5%) .....  $f_{ctd} = 1,14 \text{ N/mm}^2$ ;
- Resistenza car. a trazione per flessione (frattile 5%)...  $f_{ctk} = 3,13 \text{ N/mm}^2$ ;
- Modulo di elasticità: .....  $E_c = 31220 \text{ N/mm}^2$ ;
- Coefficiente di omogeneizzazione: .....  $n = 15$ ;
- Coefficiente di Poisson; .....  $\chi = 0,20$ ;

- Portanza ammissibile nel terreno di fondazione: .....  $\sigma_t = 0,15 \text{ N/mm}^2$ .

## 1.5 METODI DI CALCOLO

Il metodo di calcolo adottato è il calcolo lineare elastico alle sezioni piane.

## 1.6 METODI DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI

### 1.6.1 **Verifica alle Tensioni Ammissibili**

Le verifiche degli elementi in legno verranno eseguite alle tensioni ammissibili, prendendo in considerazione l'involuppo delle condizioni di carico più sfavorevoli.

#### 1.6.1.1 Azioni di calcolo

Le azioni agenti sulla struttura verranno raggruppate in due sole condizioni di carico.

La *condizione di carico I* cumula nel modo più sfavorevole le azioni permanenti ed accidentali ad eccezione degli effetti del vento del sisma e degli stati coattivi sfavorevoli (temperatura, cedimenti di vincoli, ecc.). Si devono includere nella *condizione di carico I* gli effetti statici e dinamici del vento (o del sisma) qualora le tensioni da essi provocate siano maggiori di quelle ingenerate dagli altri carichi permanenti e accidentali.

La *condizione di carico II* cumula nel modo più sfavorevole le azioni permanenti ed accidentali (vento o sisma inclusi).

#### 1.6.1.2 Resistenza di calcolo

Si farà riferimento ai valori ammissibili  $\sigma_{adm.}$  e  $\tau_{adm.}$  della resistenza.

Le tensioni ammissibili per la *condizione di carico II* sono da assumersi pari a  $1,125 \cdot \sigma_{adm.}$  e  $1,125 \cdot \tau_{adm.}$ .

### 1.6.2 **Verifiche allo Stato Limite Ultimo**

Il metodo di calcolo utilizzato nella verifica è quello agli Stati Limite. Nell'analisi allo Stato Limite Ultimo vengono fatte le seguenti ipotesi:

- a) Conservazione delle sezioni piane;
- b) Perfetta aderenza acciaio-calcestruzzo cioè  $\varepsilon_c = \varepsilon_s$  ;
- c) Resistenza a trazione del calcestruzzo nulla;
- d) Assunzione di equazioni costitutive dei materiali convenzionali, con tipo di elasticità non proporzionale.
- e) Deformazione massima del calcestruzzo compresso pari a  $\varepsilon_{cu} = 0.0035$  nel caso di flessione semplice e composta con asse neutro reale, e variabile dal valore predetto a  $\varepsilon_{cu} = 0.002$  quando l'asse neutro, esterno alla sezione tende all'infinito;
- f) Deformazione massima dell'armatura tesa (contata a partire dalla decompressione del calcestruzzo se si tratta di armature di precompressione)  $\varepsilon_{su} = -0.01$ .

### 1.6.3 Diagrammi di calcolo tensioni-deformazioni

#### 1.6.3.1 Calcestruzzo

Di norma si adotta il diagramma parabola-rettangolo, rappresentato nella figura 2-I al P.to 4.2.1.3 del D.M. 9/1/1996, definito da un arco di parabola di secondo grado passante per l'origine, avente asse parallelo a quello delle tensioni, e da un segmento di retta parallelo all'asse delle deformazioni tangente alla parabola nel punto di sommità. Il vertice della parabola ha ascissa  $\varepsilon = 0.002$ , l'estremità del segmento ha ascissa  $\varepsilon_{cu} = 0.0035$ . L'ordinata massima è pari a  $0.85 \cdot f_{cd}$ .

#### 1.6.3.2 Acciaio

Il diagramma di calcolo di un acciaio ordinario o di un acciaio di precompressione si deduce dal diagramma caratteristico effettuando un'affinità parallelamente alla tangente all'origine nel rapporto  $\frac{1}{\gamma_s}$ .

### 1.6.4 Determinazione delle sollecitazioni nella struttura

Consideriamo una profondità unitaria della struttura, e consideriamo le azioni dovute al peso proprio, ai carichi permanenti, ai carichi accidentali e dovuti al carico neve.

Consideriamo tutte le condizioni di carico insistenti sul telaio, che poi combineremo in modo da ottenere la combinazione più gravosa, classificate così:

- Condizione di carico n. 1: peso proprio e carichi permanenti ( $p + g$ );
- Condizione di carico n. 2: carichi accidentali agenti su entrambe le falde ( $q$ );
- Condizione di carico n. 3: carichi dovuti alla neve ( $n$ ).

Le azioni devono essere cumulate secondo combinazioni di carico tali da risultare più sfavorevoli ai fini delle singole verifiche, tenendo conto della ridotta probabilità di intervento simultaneo di tutte le azioni con i rispettivi valori più sfavorevoli.

Si adotteranno le combinazioni espresse simbolicamente come segue:

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_{1k} + \sum_{i=2}^n \gamma_q \cdot (\Psi_{0i} \cdot Q_{ik}) .$$

Si assumono i coefficienti:

- $\gamma_g = 1,4$  coefficiente di sicurezza delle azioni permanenti;
- $\gamma_q = 1,5$  coefficiente di sicurezza delle azioni permanenti;
- $\psi_{0i} = 0,7$  coefficiente di combinazione allo stato limite ultimo.



## 2 Analisi dei carichi

### 2.1 PREMESSA

#### 2.1.1 **Classificazione delle azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo**

Il D.M. 14-01-2008 classifica le azioni secondo la variazione della loro intensità nel tempo nel seguente modo:

- a) *permanenti* (**G**): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
  - (**G<sub>1</sub>**) 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<sub>2</sub>**) peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;
  - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
  - (**P**) pretensione e precompressione;
  - ritiro e viscosità;
  - spostamenti differenziali;
- b) *variabili* (**Q**): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
  - 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;
  - incendi;
  - esplosioni;
  - urti ed impatti;
- d) *sismiche* (**E**): azioni derivanti dai terremoti.

#### 2.1.2 **Combinazione delle azioni**

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

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

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione sismica impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- Combinazione eccezionale impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto  $A_d$ :

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Nelle formule sopra riportate il simbolo + vuol dire *combinato con*.

I valori dei coefficienti parziali di sicurezza  $\gamma_{Gi}$  e  $\gamma_{Qi}$  per la verifica agli stati limite ultimi vengono forniti dalla normativa dalla tabella 2.6.I, e sono pari a:

		Coefficiente $\gamma_F$	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali <sup>(1)</sup>	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	Favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup>Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Il significato dei simboli è il seguente:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale del peso proprio della struttura, nonché del peso proprio del terreno e dell'acqua quando pertinenti;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei pesi propri degli elementi non strutturali;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili.

I valori dei coefficienti parziali  $\psi$  vengono presi dalla tabella 2.5.I e per quanto riguarda le categorie interessate nella nostra struttura sono pari a:

Categoria/Azione variabile	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Categoria H1 (Coperture non praticabili)	0,7	0,7	0,6
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m.s.l.m.)	0,5	0,2	0,0

### 2.1.3 Nota sulle verifiche

Secondo il P.to 2.7 del D.M 14-01-2008 è previsto che per le costruzioni di tipo 1 e 2 e Classe d'uso I e II, limitatamente a siti ricadenti in Zona 4, è ammesso il Metodo di verifica alle tensioni ammissibili. Per tali verifiche si deve fare riferimento alle norme tecniche di cui al D.M. LL. PP. 14.02.92, per le strutture in calcestruzzo e in acciaio, al D.M. LL. PP. 20.11.87, per le strutture in muratura e al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

Nel nostro caso essendo la costruzione di tipo 2 e Classe d'uso II è ricadendo in Zona 4, mentre le fondazioni sono state verificate con il metodo delle tensioni ammissibili.

Ovviamente per le caratteristiche dei materiali e per le azioni previste sulla struttura, sono state seguite le prescrizioni riportate nel D.M 14-01-2008.

## 2.2 VALUTAZIONE DEL CARICO NEVE (D.M. 14.01.2008 – Punto 3.4)

Il carico neve agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

Esso viene definito dal carico di neve al suolo, il quale viene trasformato in carico sulla copertura mediante i coefficienti di forma.

In questo caso, essendo in Sardegna, ci troviamo nella Zona III, e l'espressione che si utilizza è la seguente:  $q_N = q_{sk} \cdot \mu_{3,2}$  dove:

$\mu_3 = 0,8 + 0,8 \cdot (\alpha / 30) = 1.6$  è il coefficiente di forma per copertura in mezzo alle falde,

$\mu_2 = 0,8 + 0,4 \cdot (\alpha - 15) / 30 = 1.0$  è il coefficiente di forma per copertura sulla falda laterale,

$q_{sk} = 0.75 \text{ KN/m}^2$  è il valore di riferimento del carico di neve al suolo relativo ad un periodo di ritorno  $T_r$  di 200 anni.

Il carico agisce in direzione verticale ed è riferito alla proiezione orizzontale sulla superficie della copertura.

### 2.2.1 Copertura ad una falda (carico neve sulla copertura a pendenza 30,00%)

<b>Tipo di copertura</b> <input checked="" type="radio"/> Ad una falda <input type="radio"/> A due falde <input type="radio"/> A più falde	<b>Zone</b> <input type="radio"/> Zona 1 <span style="color: blue;">Campania (Province di Napoli e Salerno), Puglia (escluso Province di Foggia), Basilicata, Calabria, Sardegna, Sicilia.</span> <input type="radio"/> Zona 2 <input checked="" type="radio"/> Zona 3
Altezza sul liv. mare <span style="border: 1px solid black; padding: 2px 10px;">120</span> m	
<b>Coefficiente di forma:</b> Angolo <span style="border: 1px solid black; padding: 2px 10px;">30</span> gradi sessagesimali Angolo <span style="border: 1px solid black; padding: 2px 10px;">30</span> gradi sessagesimali	
<b>Risultati</b>  <div style="display: flex; align-items: center; justify-content: center;"> <math>q_s = </math> <div style="border: 2px solid cyan; padding: 5px 20px; margin: 0 10px;">60,00</div>       Kg/m<sup>2</sup> </div>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;"> <input checked="" type="checkbox"/>     <input type="checkbox"/>     <input type="checkbox"/>     <input type="checkbox"/> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> </div> </div>

Occorre moltiplicare il valore di riferimento del carico neve al suolo per i coefficienti di forma della copertura. Pertanto si ottiene:

**qss (Carico sinistro provocato dalla neve sulle coperture): 48.00 <kg/mq>**

**qsd (Carico destro provocato dalla neve sulle coperture): 48.00 <kg/mq>**

## 2.2.2 Copertura a due falde (carico neve sulla copertura a pendenza 30,00%)

<b>Tipo di copertura</b> <input type="radio"/> Ad una falda <input checked="" type="radio"/> A due falde <input type="radio"/> A più falde	<b>Zone</b> <input type="radio"/> Zona 1 <i>Campania (Province di Napoli e Salerno), Puglia (escluso Province di Foggia), Basilicata, Calabria, Sardegna, Sicilia.</i> <input type="radio"/> Zona 2 <input checked="" type="radio"/> Zona 3
Altezza sul liv. mare <input type="text" value="120"/> m	<b>Coefficiente di forma:</b> Angolo <input type="text" value="30"/> gradi sessagesimali Angolo <input type="text" value="30"/> gradi sessagesimali
<b>Risultati</b> qs = <input type="text" value="75,00"/> Kg/m <sup>2</sup>	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="margin-right: 10px;"> <input type="checkbox"/>  <input checked="" type="checkbox"/>  <input checked="" type="checkbox"/>  <input type="checkbox"/> </div> <div> </div> </div>

Occorre moltiplicare il valore di riferimento del carico neve al suolo per i coefficienti di forma della copertura. Pertanto si ottiene:

**qss (Carico sinistro provocato dalla neve sulle coperture): 48.00 <kg/mq>**

**qsd (Carico destro provocato dalla neve sulle coperture): 48.00 <kg/mq>**

## 2.3 CALCOLO DELLE AZIONI DOVUTE AL VENTO (D.M. 14.01.2008 – Punto 3.3)

### Calcolo della pressione cinetica di riferimento $q_{ref}$

Zona (5)

Velocità di riferimento del vento  $V_{ref} := 28 \text{ m/s}$

$$K_a := 0.024 \text{ 1/s}$$

$$a_0 := 750 \text{ m} > a_s := 120 \text{ m}$$

$$q_{ref} := \frac{V_{ref}^2}{1.6} \cdot \left( \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \right)$$

$$q_{ref} = 490 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

### Calcolo del coefficiente di esposizione $C_e$

Classe di rugosità terreno : B

Categoria di esposizione IV

$$K_r := 0.22 \quad Z_0 := 0.30 \text{ m}$$

Coefficiente di topografia  $C_t := 1$

$$Z_{min} := 8 \cdot \text{m}$$

$$z := 8 \text{ m} \quad z \geq Z_{min}$$

$$C_{e1} := K_r^2 \cdot C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right) \cdot \left(7 + C_t \cdot \ln\left(\frac{z}{Z_0}\right)\right)$$

$$C_{e1} = 1.634$$

### Calcolo del coefficiente di forma $C_p$

Coeff. di forma parete controvento

$$C_{pcontr} := 0.8$$

Coeff. di forma parete sottovento

$$C_{psottov} := -0.4$$

Coeff. delle pressioni interne

$$C_{pi} := 0$$

$$C_{p,c} := C_{pcontr} + C_{pi} \quad C_{p,c} = 0.8$$

$$C_{p,s} := C_{psottov} + C_{pi} \quad C_{p,s} = -0.4$$

### Calcolo del coefficiente dinamico $C_d$ $C_d := 0.95$

### Calcolo della pressione del vento

Pressione del vento sulla parete controvento

$$p_c := q_{ref} \cdot C_{e1} \cdot C_d \cdot C_{p,c}$$

$$p_c = 609 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

Pressione del vento sulla parete sottovento

$$p_s := q_{ref} \cdot C_{e1} \cdot C_d \cdot C_{p,s}$$

$$p_s = -304 \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

### Calcolo delle azioni sui nodi del telaio

$b := 1.333 \text{ m}$  interasse medio capriate

Azione controvento a metro lineare sulla capriata

$$F_c := p_c \cdot b$$

$$F_c = 811 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

Azione sottovento a metro lineare sulla capriata

$$F_s := p_s \cdot b$$

$$F_s = -406 \frac{\text{N}}{\text{m}}$$

### **3 CASA PIETRO URRACI**

Il primo immobile è collocato in via Repubblica n. 13 (angolo con via Tuili), originariamente il fabbricato risultava fuori dall'area urbanizzata, poi negli anni è stato inglobato nel centro urbano e ora ricade nella zona B. E' stato realizzato a cavallo tra la prima e la seconda guerra mondiale e ha subito varie modifiche ed ampliamenti nel corso degli anni.

È una tipica abitazione a corte con ingresso sul lato strada direttamente sulla corte, gli ambienti si sviluppano in aderenza a due lati consecutivi del lotto accessibili dalla corte interna. I caratteri distributivi sono quelli classici della casa campidanese.

Negli anni '50 l'immobile ha subito degli ampliamenti e delle modifiche soprattutto nel piano terra, è stata realizzata una cucina e dei servizi igienici, accessibili dalla corte, ed un vano al piano terra che funge da collegamento tra la corte e la parte di antica edificazione.

L'immobile può essere suddiviso in tre parti, il corpo di fabbrica a due livelli con muratura portante in pietrame sciolto e mattoni di terra cruda in Ladiri al primo piano, una seconda parte costituita dagli ambienti accessori ad un livello alla sinistra del corpo centrale dove vi è il ricovero attrezzi e i magazzini con muratura portante in mattoni di "ladiri" a cui sono state aggiunti muri di separazione in blocchi di cemento, la terza parte è costruita dalle parti costruite successivamente. La proposta progettuale di casa di Pietro Urraci prevede il recupero totale del fabbricato di primo impianto mantenendo inalterate le caratteristiche estetiche della casa tipica del luogo. Dall'immobile esistente si otterranno due appartamenti che manterranno inalterate le volumetrie.

Il primo appartamento che occupa la parte del piano terreno di antica fabbricazione ha dimensioni mq 65,91. Si accede dal vano che funge da soggiorno e angolo cottura di mq 23,53. Dal soggiorno si accede al disimpegno di mq 3,88 che conduce alla zona notte in cui si trovano due camere da letto doppie di mq 15,61 e mq 15,14, dal disimpegno si accede al bagno di mq 7,75 situato tra le due camere da letto, per ogni appartamento saranno predisposte delle aree coperte di parcheggio o per altro utilizzo di circa 40 mq, e un vano tecnico di mq 20,01.

Il secondo appartamento di mq 99,15 occupa la parte di più recente fabbricazione, che sarà ricostruita con muratura in blocchi di poroton, e il primo piano del corpo centrale. Al piano terreno vi è la zona giorno a cui si accede dalla corte direttamente al soggiorno cucina di mq 26,64, alla sinistra della cucina vi è un vano di mq 14, 91 utilizzabile come camera da letto o ambiente di studio. Alla destra del soggiorno vi sono i servizi di mq 8,34 e le scale che collegano il piano terreno di nuova edificazione al primo piano del corpo centrale di antica edificazione. Dal vano scala si accede alla zona notte, un disimpegno di 5,50 mq serve le due camere da letto, la camera singola di mq 13,63 e quella doppia di mq 16,04 ed i servizi di mq 7,75, dal disimpegno si accede al terrazzo di mq 24,63.

La struttura portante dei solai di copertura è in legno con strato di tavolato e manto di coppi sardi nei corpi principali, nei corpi accessori la struttura portante in legno è rifinita da stuoie di cannucciato e manto di coppi sardi. Nelle coperture vi è una situazione avanzata di degrado soprattutto del manto di copertura.

I solai intermedi sono in travi portanti in legno e tavolato e andranno demoliti e ricostruiti con le stesse tecniche e materiali. Sia i solai di copertura che intermedi verranno demoliti e ricostruiti.

Il calcolo riguarda gli elementi lignei della copertura e del solaio intermedio e il solaio piano in laterocemento del corpo di fabbrica ad un solo livello.

L'interasse tra le nervature è di 50 cm ed il loro spessore di 12 cm, con pignatte di altezza cm 16 e caldana di cm 4 con uno spessore complessivo di cm 20 (cm 16+4). I pilastri sono ubicati in maniera da avere tre telai multi-campata, su cui poggiano i solai di copertura ed hanno sezione 30×30, mentre le travi risultano di dimensioni.

Le fondazioni saranno del tipo alla Winkler, cioè delle travi continue rovesce in corrispondenza dei due telai interni, mentre in corrispondenza dei pilastri del telaio sul porticato, la fondazione sarà di tipo isolato (plinti semplici di dimensioni 60×60).

### 3.1 ANALISI DEI CARICHI DELLA COPERTURA IN LEGNO

#### 3.1.1 Sovraccarichi di esercizio

I carichi sono valutati secondo le disposizioni del D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.

Il sovraccarico variabile previsto in progetto è relativo a:

- Copertura non accessibile  
(Categoria H - Tabella 3.1.II - D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.4) ..... 500 N/m<sup>2</sup>

#### 3.1.2 Solaio di copertura

##### 3.1.2.1 Carichi Permanenti

- Peso proprio della copertura a struttura in legno(escluse le capriate):
  - Assito (spessore cm 3) ..... 240 N/m<sup>2</sup>
  - Travicelli (interasse cm 75, sezione 10×10) ..... 107 N/m<sup>2</sup>
  - Arcarecci (interasse cm 126, sezione 18×26) ..... 298 N/m<sup>2</sup>
  - TOTALE PESO PROPRIO..... 645 N/m<sup>2</sup>
- Manto di copertura in coppi e canali ..... 750 N/m<sup>2</sup>
- Coibentazione e impermeabilizzazione (spessore cm 10) .....1400 N/m<sup>2</sup>
- Peso corpi illuminanti ..... 200 N/m<sup>2</sup>
- TOTALE PESO PROPRIO .....2995 N/m<sup>2</sup>

##### 3.1.2.2 Carichi accidentali

- Carico per neve:
  - ZONA III (H ≤ 200 m s.l.m.).....  $q_{sk} = 750 \text{ N/m}^2$
  - Inclinazione falda  $\alpha > 30^\circ$  .....  $\mu_2 = 0,8 + 0,4 \cdot (\alpha - 15)/30$
  - Carico risultante .....  $q_N = q_{sk} \cdot \mu_2 = 750 \text{ N/m}^2$
- Sovraccarico variabile per copertura ..... 500 N/m<sup>2</sup>
- SOVRACCARICO TOTALE ..... 1250 N/m<sup>2</sup>

**Carico totale** ..... **4245 N/m<sup>2</sup>**



### 3.2 DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI DEL SOLAIO DI COPERTURA INCLINATO

#### 3.2.1 **Calcolo e verifica del tavolato**

##### 3.2.1.1 Calcolo delle sollecitazioni

Lo schema statico utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata, consideriamo una larghezza di solaio di dimensione unitaria. Si trascurano tutti gli effetti dovuti all'inclinazione delle assi. Le dimensioni da considerare sono le seguenti:

- $i = 750 \text{ mm}$  interasse travicelli.

Le dimensioni di calcolo del solaio sono le seguenti:

- $b = 1000 \text{ mm}$
- $h = 30 \text{ mm}$

Dall'analisi dei carichi precedente deriva un carico complessivo pari a:

- peso proprio:  $p = 240 \frac{N}{m}$  ;
- carico permanente:  $p = 2350 \frac{N}{m}$  ;
- carico accidentale:  $q = 1250 \frac{N}{m}$  .

Le sollecitazioni massime saranno:

$$M_{\max} = (p + q) \cdot \frac{i^2}{8} = 270.0 \text{ Nm} , \text{ momento massimo in mezzzeria};$$

$$T_{\max} = (p + q) \cdot \frac{i}{2} = 1440.00 \text{ N} , \text{ taglio massimo agli appoggi}.$$

##### 3.2.1.2 Verifica a flessione semplice

Viene eseguita la verifica alle tensioni ammissibili, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $100 \times 3 \text{ cm}$ :

$$M_{\max} = 270000 \text{ Nmm} ;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \cdot \kappa = \frac{6 \cdot M_{\max}}{0,8 \cdot B \cdot H^2} = 2.25 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.fless} = 11.70 \frac{N}{\text{mm}^2} .$$

##### 3.2.1.3 Verifica a taglio

Le sezioni più sollecitate a taglio risultano quelle in corrispondenza degli appoggi, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $100 \times 3 \text{ cm}$ :

$$T_{\max} = 1440.00 \text{ N} ;$$

$$\tau_{\max} = 1.5 \cdot \frac{T_{\max}}{B \cdot H} = 0.07 \frac{N}{mm^2} \leq \tau_{adm} = 1.50 \frac{N}{mm^2}.$$

#### 3.2.1.4 Verifica a deformazione

Al fine di garantire l'efficienza delle strutture in condizioni di esercizio è necessario limitarne le deformazioni. Per questo la Normativa DIN 1052-1 (1988) al punto 8.5.5, ha introdotto delle limitazioni alle frecce. Per travi ad anima piena il calcolo della freccia può essere riferito alla sezione trasversale lorda (non indebolita dai fori).

Nel nostro caso la somma dei carichi permanenti ed accidentali non devono generare una freccia

$$f_{\sigma} \leq \frac{i}{300};$$

$$f_{\sigma} = \frac{M_{\max} \cdot i^2}{9.6 \cdot E_{\Pi}} \cdot \frac{12}{B \cdot H^3} = 0.68 \text{ mm} \leq \frac{i}{300} = 2.50 \text{ mm}.$$

### 3.2.2 Calcolo e verifica dei travicelli 10×10

#### 3.2.2.1 Calcolo delle sollecitazioni

Lo schema statico utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata. Si trascurano tutti gli effetti dovuti all'inclinazione delle travi. Le dimensioni da considerare sono le seguenti:

- $i = 750 \text{ mm}$  interasse travicelli;
- $L = 1260 \text{ mm}$  lunghezza di calcolo travicelli.

I travicelli hanno le seguenti dimensioni di calcolo:

- $b = 100 \text{ mm}$
- $h = 100 \text{ mm}$

Dall'analisi dei carichi precedente deriva un carico complessivo pari a:

- peso proprio:  $p = 80.00 \frac{N}{m}$ ;
- carico permanente:  $g = 1942.50 \frac{N}{m}$ ;
- carico accidentale:  $q = 937.50 \frac{N}{m}$ .

Le sollecitazioni massime saranno:

$$M_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L^2}{8} = 587.41 \text{ Nm}, \text{ momento massimo in mezzzeria};$$

$$T_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L}{2} = 1864.80 \text{ N}, \text{ taglio massimo agli appoggi}.$$

### 3.2.2.2 Verifica a flessione semplice

Viene eseguita la verifica alle tensioni ammissibili, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $10 \times 10 \text{ cm}$ :

$$M_{\max} = 587412 \text{ Nmm};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \cdot \kappa = \frac{6 \cdot M_{\max}}{0,8 \cdot B \cdot H^2} = 4.41 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.fless} = 11.70 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

### 3.2.2.3 Verifica a taglio

La sezione più sollecitata risulta quella in corrispondenza dell'appoggio, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $10 \times 10 \text{ cm}$ :

$$T_{\max} = 1864.80 \text{ N}$$

$$\tau_{\max} = 1.5 \cdot \frac{T_{\max}}{B \cdot H} = 0.28 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \tau_{adm} = 1.50 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

### 3.2.2.4 Verifica a deformazione

Al fine di garantire l'efficienza delle strutture in condizioni di esercizio è necessario limitarne le deformazioni. Per questo la Normativa DIN 1052-1 (1988) al punto 8.5.5, ha introdotto delle limitazioni alle frecce. Per travi ad anima piena il calcolo della freccia può essere riferito alla sezione trasversale lorda (non indebolita dai fori).

Nel nostro caso la somma dei carichi permanenti ed accidentali non devono generare una freccia

$$f_{\sigma} \leq \frac{L}{300};$$

$$f_{\sigma} = \frac{M_{\max} \cdot L^2}{9.6 \cdot E_{II}} \cdot \frac{12}{B \cdot H^3} = 1.12 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = 4.20 \text{ mm}.$$

## 3.2.3 **Calcolo e verifica delle travi $18 \times 26$**

### 3.2.3.1 Calcolo delle sollecitazioni

Lo schema statico utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata. Si trascurano tutti gli effetti dovuti all'inclinazione delle assi. Consideriamo la luce massima tra due appoggi.

Le dimensioni da considerare sono le seguenti:

- $i = 1260 \text{ mm}$  interasse arcarecci;
- $L = 5000 \text{ mm}$  lunghezza di calcolo travi.

Gli arcarecci hanno le seguenti dimensioni di calcolo:

- $b = 180 \text{ mm}$
- $h = 260 \text{ mm}$

Dall'analisi dei carichi precedente deriva un carico complessivo pari a:

- peso proprio:  $p = 374.40 \frac{N}{m}$ ;
- carico permanente:  $g = 3398.22 \frac{N}{m}$ ;
- carico accidentale:  $q = 1575.00 \frac{N}{m}$ .

Le sollecitazioni massime saranno:

$$M_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L^2}{8} = 16711.31 \text{ Nm}, \text{ momento massimo in mezzzeria;}$$

$$T_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L}{2} = 13369.05 \text{ N}, \text{ taglio massimo agli appoggi.}$$

### 3.2.3.2 Verifica a flessione semplice

Viene eseguita la verifica alle tensioni ammissibili, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $14 \times 20 \text{ cm}$ :

$$M_{\max} = 16711312.5 \text{ Nmm};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \cdot \kappa = \frac{6 \cdot M_{\max}}{0,8 \cdot B \cdot H^2} = 10.30 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{\text{adm.}fless} = 11.70 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

### 3.2.3.3 Verifica a taglio

La sezione più sollecitata risulta quella in corrispondenza dell'appoggio, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $18 \times 26 \text{ cm}$ :

$$T_{\max} = 13369.05 \text{ N}$$

$$\tau_{\max} = 1.5 \cdot \frac{T_{\max}}{B \cdot H} = 0.43 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \tau_{\text{adm}} = 1.50 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

### 3.2.3.4 Verifica a deformazione

Al fine di garantire l'efficienza delle strutture in condizioni di esercizio è necessario limitarne le deformazioni. Per questo la Normativa DIN 1052-1 (1988) al punto 8.5.5, ha introdotto delle limitazioni alle frecce. Per travi ad anima piena il calcolo della freccia può essere riferito alla sezione trasversale lorda (non indebolita dai fori).

Nel nostro caso la somma dei carichi permanenti ed accidentali non devono generare una freccia

$$f_{\sigma} \leq \frac{L}{300};$$

$$f_{\sigma} = \frac{M_{\max} \cdot L^2}{9.6 \cdot E_{\text{II}} \cdot B \cdot H^3} = 15.91 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = 16.67 \text{ mm}.$$

### 3.2.4 Dimensionamento e verifica dei pilastri

#### 3.2.4.1 Pilastri parcheggi interni

Si tratta dei ritti del locale adibito a parcheggi

I carichi agenti sulla struttura danno luogo alle sollecitazioni riportate di seguito.

*NODO C*

$$N = - 16448.59 \text{ N (compressione)}$$

$$M = 608.45 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$T = 299.24 \text{ N}$$

*NODO D*

$$N = - 21314.22 \text{ N (compressione)}$$

$$M = 304.23 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$T = 299.24 \text{ N}$$

Le caratteristiche geometriche della sezione sono le seguenti:

altezza utile:  $d = 22 \text{ cm}$  ; copriferro:  $c = 3 \text{ cm}$

armatura tesa:  $2\phi 12 \Rightarrow A_s = 2,26 \cdot \text{cm}^2$  ;

armatura compressa:  $2\phi 12 \Rightarrow A_c = 2,26 \cdot \text{cm}^2$  .

Nel caso del *NODO B* (quello maggiormente sollecitato a pressoflessione), assegnata la coppia di sollecitazioni  $M$  e  $N$ , possiamo determinare l'eccentricità  $e$ , e confrontarla con le dimensioni del nocciolo centrale d'inerzia:

$$w = \frac{2 \cdot \rho}{b} = 4.47 \text{ cm} \text{ posizione del nocciolo d'inerzia}$$

$$e = \frac{M}{N} = 3.70 \text{ cm} \quad \text{quindi} \quad e \leq w$$

Siamo in condizioni di piccola eccentricità in quanto il centro di pressione è interno al nocciolo centrale d'inerzia, per cui le sollecitazioni possono essere determinate con la seguente relazione:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} \pm \frac{e \cdot N}{J_i} \cdot y$$

Valutata l'incognita, si hanno le seguenti sollecitazioni massime:

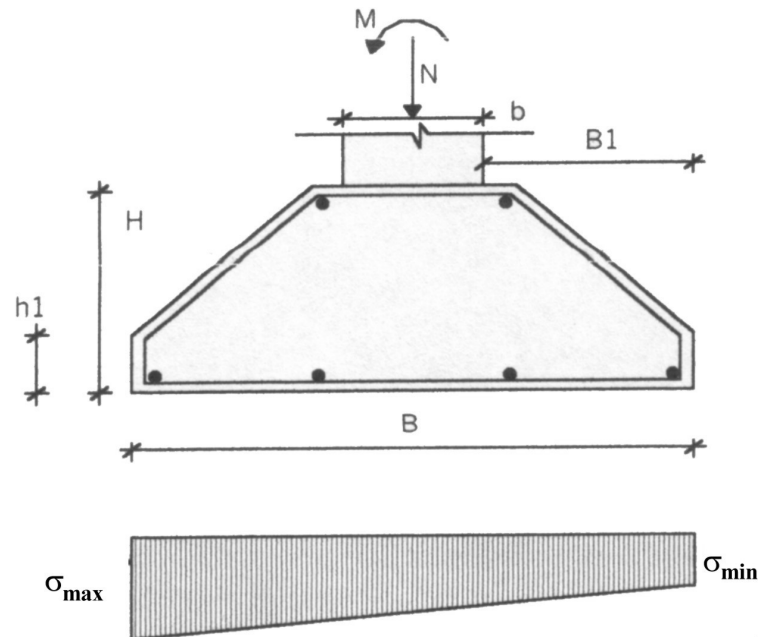
- Sforzo nel calcestruzzo compresso:  $\sigma_{\max.cls} = 0,43 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.cls} = 9,75 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$  ;
- Sforzo nel acciaio massimo compresso:  $\sigma_{\max.c} = 6 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.a} = 255 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$  ;

Nel pilastro disponiamo l'armatura di taglio data da normativa: 4 staffe  $\phi 8/m$ , con infittimento delle staffe (passo di  $15 \text{ cm}$ ), per una lunghezza di  $50 \text{ cm}$ , in prossimità dei nodi.

#### 3.2.5 Dimensionamento dei plinti

Le sollecitazioni che si presentano alla base dei pilastri vengono poi trasmesse al plinto di fondazione. Per semplicità di esecuzione i plinti sono a base quadrata e altezza costante (senza sagomatura).

La fondazione isolata viene calcolata come plinto elastico armato, quindi viene considerato come una serie di mensole incastrate alla base del pilastro. Il copriferro si considera pari a  $c = 5 \cdot cm$ .



### 3.2.5.1 Plinto n. 1

Il plinto n. 1 è soggetto alle sollecitazioni trasmesse dai ritti esterni, nel nostro caso facciamo riferimento alle azioni che si verificano nel nodo A:

NODO A

$$N = -12121.40 \text{ (compressione)}$$

$$N_{TOT} = N + P_{tot} = -15246.40 \text{ N}$$

$$M = 2032.88 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Le caratteristiche geometriche del plinto sono le seguenti:

- Dimensione del pilastro:  $b = 25 \cdot cm$
- Dimensione di base:  $B = 55 \cdot cm$  ;
- Altezza del plinto:  $H = 40 \cdot cm$  ;
- Peso totale:  $P_{tot} = \gamma_{c.a.} \cdot B^2 \cdot H = 3025 \cdot N$  .

Date le caratteristiche geometriche e le sollecitazioni agenti, il plinto dovrà avere una sezione d'armatura almeno pari a  $A_{s,min} = 26 \cdot mm^2$  .

Disponiamo 4Ø12 di area  $A_s = 452 \cdot mm^2 \geq A_{s,min}$  , sia longitudinalmente che trasversalmente, con due armature diagonali dello stesso diametro Ø12.

Le sollecitazioni sul terreno ai due lembi saranno le seguenti:

- Tensione massima del terreno:  $\sigma_{t,\max} = 0,13 \cdot \frac{N}{mm^2}$  ;
- Tensione minima nel terreno:  $\sigma_{t,\min} = 0,01 \cdot \frac{N}{mm^2}$  ;

La verifica di portanza del terreno è soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{t,\max} = 0,13 \cdot \frac{N}{mm^2} \leq \sigma_{t,adm} = 0,15 \cdot \frac{N}{mm^2} .$$

### 3.2.5.2 Plinto n. 2

Il plinto n. 2 è soggetto alle sollecitazioni trasmesse dai ritti interni, nel nostro caso facciamo riferimento alle azioni che si verificano nel nodo *D*:

*NODO D*

$N = -21314.22 \text{ N (compressione)}$

$N_{TOT} = N + P_{tot} = 24339.22 \text{ N}$

$M = 304.23 \text{ N}\cdot\text{m}$

Le caratteristiche geometriche del plinto sono le seguenti:

- Dimensione del pilastro:  $b = 25 \cdot \text{cm}$
- Dimensione di base:  $B = 55 \cdot \text{cm}$  ;
- Altezza del plinto:  $H = 40 \cdot \text{cm}$  ;
- Peso totale:  $P_{tot} = \gamma_{c.a.} \cdot B^2 \cdot H = 3025 \cdot \text{N}$  .

Date le caratteristiche geometriche e le sollecitazioni agenti, il plinto dovrà avere una sezione d'armatura almeno pari a  $A_{s,\min} = 24 \cdot mm^2$  .

Disponiamo 4Ø12 di area  $A_s = 452 \cdot mm^2 \geq A_{s,\min}$  , sia longitudinalmente che trasversalmente, con due armature diagonali dello stesso diametro Ø12.

Le sollecitazioni sul terreno ai due lembi saranno le seguenti:

- Tensione massima del terreno:  $\sigma_{t,\max} = 0,12 \cdot \frac{N}{mm^2}$  ;
- Tensione minima nel terreno:  $\sigma_{t,\min} = 0,09 \cdot \frac{N}{mm^2}$  ;

La verifica di portanza del terreno è soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{t,\max} = 0,12 \cdot \frac{N}{mm^2} \leq \sigma_{t,adm} = 0,15 \cdot \frac{N}{mm^2} .$$

### 3.2.6 Verifica a punzonamento

Per verificare se il plinto più sollecitato ad azione normale, sia in grado di resistere agli effetti del punzonamento, si valuta la forza agente sulla superficie  $S$  (equivalente a quella di rottura) perpendicolare al piano dell'intradosso del plinto, di altezza pari all'intera altezza  $H$  del plinto e sezione di base avente contorno racchiuso dal perimetro minimo che avvolge, ad una distanza  $H/2$ , l'area di carico. Nel nostro caso consideriamo il plinto N. 2, la forza da considerare nelle verifiche è:

$$F = 21314.22 \text{ N}$$

Il carico di  $21314.22 \cdot N$  si ripartisce all'intradosso del plinto su una superficie di  $(250 \times 250) \text{ mm}^2$ , come quella del pilastro, pertanto deve risultare inferiore a quella resistente al punzonamento pari, trascurando il contributo dell'armatura, a (vedi punto 4.2.25 del D.M. 9/1/1996):

$$F_r = 0,5 \cdot p \cdot H \cdot f_{ctd} = [0,5 \cdot (250 \times 4) \cdot 400 \cdot 1,14] \cdot N = 228100 \cdot N ,$$

dove  $p$  è il perimetro dell'elemento soggetto a punzonamento,  $f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,27 \cdot \frac{\sqrt[3]{R_{ck}^2}}{1,6} = 1,14 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Nel nostro caso la verifica risulta ampiamente soddisfatta.



### 3.3 ANALISI DEI CARICHI – COPERTURA PIANA IN C.A. DELLA TERRAZZA

#### 3.3.1 Sovraccarichi di esercizio

I carichi sono valutati secondo le disposizioni del D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.

Il sovraccarico variabile previsto in progetto è relativo a:

- Copertura non accessibile  
(Categoria H - Tabella 3.1.II - D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.4) .....  $500 \text{ N/m}^2$

#### 3.3.2 Solaio di copertura

##### 3.3.2.1 Carichi Permanenti

- Peso proprio della copertura a struttura mista latero-cementizia:
  - Soletta (spessore caldana  $\text{cm } 4$ ) .....  $1000 \text{ N/m}^2$
  - Pignatte e travetti (altezza  $\text{cm } 12$ , interasse  $\text{cm } 50$ ).....  $1320 \text{ N/m}^2$
  - TOTALE PESO PROPRIO .....  $2320 \text{ N/m}^2$
- Manto di copertura gres porcellanato .....  $750 \text{ N/m}^2$
- Coibentazione e impermeabilizzazione (spessore  $\text{cm } 5$ ) .....  $700 \text{ N/m}^2$
- Intonaco .....  $270 \text{ N/m}^2$
- Peso corpi illuminanti .....  $280 \text{ N/m}^2$
- TOTALE PESO PROPRIO .....  $4320 \text{ N/m}^2$

##### 3.3.2.2 Carichi accidentali

- Carico per neve:
  - ZONA III ( $H \leq 200 \text{ m s.l.m.}$ ).....  $q_{sk} = 750 \text{ N/m}^2$
  - Inclinazione falda  $\alpha < 15^\circ$  .....  $\mu_1 = 0,8$
  - Carico risultante .....  $q_N = q_{sk} \cdot \mu_1 = 600 \text{ N/m}^2$
- Sovraccarico variabile per copertura .....  $500 \text{ N/m}^2$
- SOVRACCARICO TOTALE .....  $1100 \text{ N/m}^2$

**Carico totale** .....  **$5420 \text{ N/m}^2$**

### 3.4 CALCOLO E VERIFICA DEI SOLAI DI COPERTURA PIANA DELLA TERRAZZA.

#### 3.4.1 Calcolo sollecitazioni

Consideriamo il solaio di copertura 12+4, con schema statico di trave semplicemente appoggiato. Il solaio in questo caso non ha pendenza.

La luce di calcolo è la seguente:

$$- L_{12} = 325 \text{ cm};$$

Come evidenziato dall'analisi dei carichi i solai sono sollecitati dalle seguenti azioni verticali:

$$- \text{Carico accidentale } Q = 1180 \text{ N/m}^2, \text{ cioè per ogni nervatura } q = 0.59 \text{ N/mm};$$

$$- \text{Carico permanente } P = 4240 \text{ N/m}^2, \text{ cioè per ogni nervatura } p = 2.12 \text{ N/mm}.$$

#### **RISOLUZIONE DELLA CAMPATA 1-2**

Assegna i momenti alle estremità: positivi se orari

Assegna il carico distribuito

Assegna max 2 carichi concentrati

UNITA' : Kgf , cm

$$L := 325$$

$$q := 2.71$$

$$M_a := 0$$

$$M_b := 0$$

$$F_1 := 0 \quad d_1 := 0$$

$$F_2 := 0 \quad d_2 := 0$$

### Calcolo delle reazioni

$$R_a := \frac{1}{L} \cdot \left[ (-M_a - M_b) + \frac{q \cdot L^2}{2} + F_1 \cdot (L - d_1) + F_2 \cdot (L - d_2) \right]$$

$$R_b := q \cdot L + F_1 + F_2 - R_a$$

$$R_a = 440.38$$

$$R_b = 440.38$$

### Calcolo diagramma dei momenti

$$x := 0..L$$

$$M_1(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a$$

$$M_2(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a - F_1 \cdot (x - d_1)$$

$$M_3(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a - F_1 \cdot (x - d_1) - F_2 \cdot (x - d_2)$$

$$M(x) := \text{if}(x \leq d_1, M_1(x), \text{if}(x \leq d_2, M_2(x), M_3(x)))$$

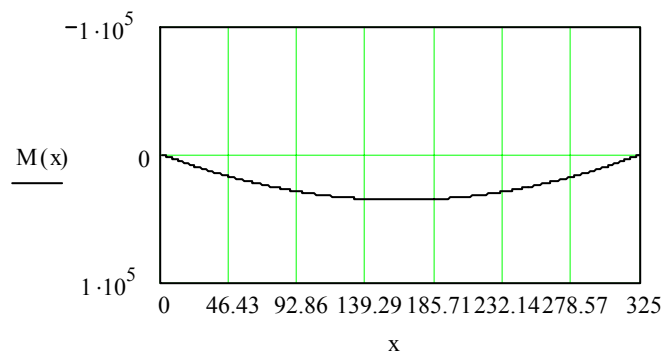
### Calcolo diagramma del taglio

$$T_1(x) := R_a - q \cdot x$$

$$T_2(x) := R_a - q \cdot x - F_1$$

$$T_3(x) := R_a - q \cdot x - F_1 - F_2$$

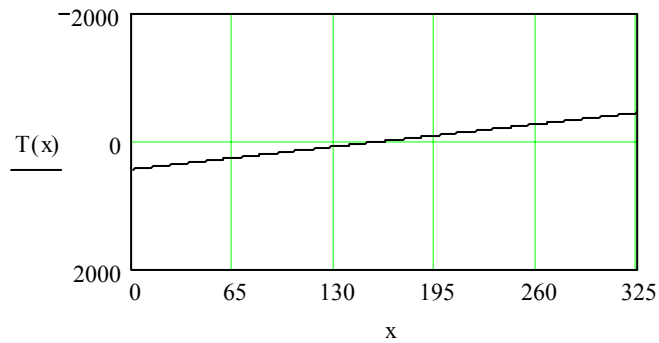
$$T(x) := \text{if}(x \leq d_1, T_1(x), \text{if}(x \leq d_2, T_2(x), T_3(x)))$$



$$i := 0, 100..L$$

$$M(i) =$$

0
$3.049 \cdot 10^4$
$3.388 \cdot 10^4$
$1.016 \cdot 10^4$



T(i) =

440.375
169.375
-101.625
-372.625

**In caso di assenza di forze concentrate si potranno calcolare i punti significativi del diagramma dei momenti col seguente procedimento:**

$$\text{der}(x) := \frac{d}{dx} M(x)$$

$$a := 3$$

$$x_{\text{max, pos}} := \text{root}(\text{der}(a), a)$$

Ascissa in cui il momento raggiunge il max e relativo valore:

$$x_{\text{max, pos}} = 162$$

$$M(x_{\text{max, pos}}) = 35780.47$$

Calcolo dei coefficienti per l'equazione del momento:

$$a(x) := \frac{d^2}{dx^2} M(x)$$

$$b(x) := \frac{d}{dx} M(x)$$

$$X_0 := \text{polyroots} \left( \begin{pmatrix} M(0) \\ b(0) \\ \frac{a(0)}{2} \end{pmatrix} \right)$$

Punti di annullamento del momento:  $X_0 = \begin{pmatrix} 0 \\ 325 \end{pmatrix}$

### 3.4.2 Verifiche strutturali

Consideriamo le sollecitazioni e le armature relative ad ogni nervatura e procediamo con la verifica, che viene eseguita considerando come elemento unitario ciascuna nervatura.

#### 3.4.2.1 Campata 1-2

La sollecitazione massima positiva (fibre inferiori tese) l'abbiamo nella campata 1-2. Consideriamo una sezione geometrica a T, con un'armatura aggiuntiva in campata costituita da 1Ø10 per ogni travetto, per cui l'area totale di armatura tesa è  $A_s = 118 \text{ mm}^2$ :

$$M_{\max} = 3578.05 \text{ Nm},$$

$$y_n = 29.24 \text{ mm},$$

$$\sigma_{\max.cls} = 4.02 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.cls} = 6.83 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2},$$

$$\sigma_{\max.acc} = 228 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.acc} = 255 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}.$$

#### 3.4.2.2 Appoggi

La sollecitazione massima negativa (fibre superiori tese) negli appoggi. Consideriamo la sezione geometrica rettangolare piena della sola nervatura, con un'armatura aggiuntiva costituita da 1Ø8 per ogni travetto, per cui l'area totale di armatura tesa è  $A_s = 79 \text{ mm}^2$ :

$$M_{app} = \frac{(p+q) \cdot l^2}{12} = 2385.36 \text{ Nm},$$

$$y_n = 38.23 \text{ mm},$$

$$\sigma_{\max.cls} = 6.10 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.cls} = 6.83 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2},$$

$$\sigma_{\max.acc} = 242 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.acc} = 255 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}.$$

Quindi occorre verificare che negli appoggi sia collocato un cavallotto Ø8 per ogni travetto.

Occorre predisporre un banchinaggio di 10 cm da ciascun lato del solaio e nell'appoggio centrale.

#### 3.4.2.3 Verifica a taglio

La tensione tangenziale nelle sezione è data dalla relazione:

$$\tau_c = \frac{T(x)}{0.9 \cdot d(x) \cdot b}.$$

La sollecitazione di taglio massima che abbiamo è in corrispondenza degli appoggi:

$$T_{\max} = 4403.75 \text{ N}.$$

Quindi la tensione tangenziale nel calcestruzzo sarà:

$$\tau_{\max.c} = 0.07 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \tau_{c0} = 0.60 \frac{N}{\text{mm}^2}.$$

#### 3.4.2.4 Verifica a punzonamento

Per verificare se la soletta sia in grado di resistere agli effetti del punzonamento, si valuta la forza agente sulla superficie  $S$  (equivalente a quella di rottura) perpendicolare al piano dell'estradosso del solaio, di altezza pari all'intera altezza  $H$  del solaio e sezione di base avente contorno racchiuso dal perimetro minimo che avvolge, ad una distanza  $H/2$ , l'area di carico. Nel nostro caso la forza da considerare nelle verifiche è pari a quella imposta dalle norme (Prospetto 5.1 Cat. 7, D.M. 16-1-1996):

$$F = 1200 \cdot N$$

Il sovraccarico di **2000 N** si ripartisce all'estradosso del solaio su una superficie di  $(50 \times 50) \text{ mm}^2$ , pertanto deve risultare inferiore a quella resistente al punzonamento pari, trascurando il contributo dell'armatura, a (vedi punto 4.2.25 del D.M. 9/1/1996), supponiamo una altezza della soletta pari a  $s = 4 \text{ cm}$ :

$$F_r = 0,5 \cdot p \cdot H \cdot f_{ctd} = [0,5 \cdot (50 \times 4) \cdot 40 \cdot 1,14] \cdot N = 4562 \text{ N},$$

dove  $p$  è il perimetro dell'elemento soggetto a punzonamento,  $f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.27 \cdot \frac{\sqrt[3]{R_{ck}^2}}{1,6} = 1.14 \frac{N}{\text{mm}^2}.$$

Nel nostro caso la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Inoltre possiamo eseguire la verifica delle sollecitazioni tangenziali. Il carico di **1200 N** applicato su una superficie  $(50 \times 50) \text{ mm}^2$  all'estradosso del solaio, pertanto per l'equilibrio si ha:

$$\tau = \frac{P}{u \cdot h} = \frac{1200}{50 \cdot 4 \cdot 40} = 0.15 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \tau_{c,0} = 0.6 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}.$$

### 3.5 ANALISI DEI CARICHI – COPERTURA PIANA IN C.A.

#### 3.5.1 Sovraccarichi di esercizio

I carichi sono valutati secondo le disposizioni del D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.

Il sovraccarico variabile previsto in progetto è relativo a:

- Copertura non accessibile  
(Categoria H - Tabella 3.1.II - D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.4) .....  $500 \text{ N/m}^2$

#### 3.5.2 Solaio di copertura

##### 3.5.2.1 Carichi Permanenti

- Peso proprio della copertura a struttura mista latero-cementizia:
  - Soletta (spessore caldana  $\text{cm } 4$ ) .....  $1000 \text{ N/m}^2$
  - Pignatte e travetti (altezza  $\text{cm } 16$ , interasse  $\text{cm } 50$ ).....  $1760 \text{ N/m}^2$
  - TOTALE PESO PROPRIO .....  $2760 \text{ N/m}^2$
- Manto di copertura gres porcellanato .....  $750 \text{ N/m}^2$
- Coibentazione e impermeabilizzazione (spessore  $\text{cm } 5$ ) .....  $700 \text{ N/m}^2$
- Intonaco .....  $270 \text{ N/m}^2$
- Peso corpi illuminanti .....  $200 \text{ N/m}^2$
- TOTALE PESO PROPRIO .....  $4680 \text{ N/m}^2$

##### 3.5.2.2 Carichi accidentali

- Carico per neve:
  - ZONA III ( $H \leq 200 \text{ m s.l.m.}$ ).....  $q_{sk} = 750 \text{ N/m}^2$
  - Inclinazione falda  $\alpha < 15^\circ$  .....  $\mu_1 = 0,8$
  - Carico risultante .....  $q_N = q_{sk} \cdot \mu_1 = 600 \text{ N/m}^2$
- Sovraccarico variabile per copertura .....  $500 \text{ N/m}^2$
- SOVRACCARICO TOTALE .....  $1100 \text{ N/m}^2$

**Carico totale** .....  **$5780 \text{ N/m}^2$**

### 3.6 CALCOLO E VERIFICA DEI SOLAI DI COPERTURA PIANA.

#### 3.6.1 Calcolo sollecitazioni

Consideriamo il solaio di copertura 16+4, suddiviso in due campate a trave continua. Consideriamo le luci maggiori per questioni di sicurezza nel calcolo. Il solaio non ha pendenza.

In tal modo le luci di calcolo sono le seguenti:

- $L_{12} = 435 \text{ cm}$ ;
- $L_{23} = 225 \text{ cm}$ ;

Come evidenziato dall'analisi dei carichi i solai sono sollecitati dalle seguenti azioni verticali:

- Carico accidentale  $Q = 1100 \text{ N/m}^2$ , cioè per ogni nervatura  $q = 0.55 \text{ N/mm}$ ;
- Carico permanente  $P = 4680 \text{ N/m}^2$ , cioè per ogni nervatura  $p = 2.34 \text{ N/mm}$ .

#### 3.6.2 Sollecitazioni interne

Lo schema statico è quello di trave continua su tre appoggi. La risoluzione viene eseguita con l'equazione dei tre momenti e si ottiene il seguente risultato nel punto d'appoggio intermedio:

$M_2 = 3417.86 \text{ Nm}$  momento d'appoggio;

$\phi_2 = -2,59 \times 10^{-4}$  rotazione della trave continua nell'appoggio 2.

#### RISOLUZIONE DELLA CAMPATA 1-2

Assegna i momenti alle estremità: positivi se orari

Assegna il carico distribuito

Assegna max 2 carichi concentrati

UNITA' : Kgf , cm

$L := 435$

$q := 2.89$

$M_a := 0$

$M_b := 34178.64$

$F_1 := 0 \quad d_1 := 0$

$F_2 := 0 \quad d_2 := 0$



### Calcolo delle reazioni

$$R_a := \frac{1}{L} \cdot \left[ (-M_a - M_b) + \frac{q \cdot L^2}{2} + F_1 \cdot (L - d_1) + F_2 \cdot (L - d_2) \right]$$

$$R_b := q \cdot L + F_1 + F_2 - R_a$$

$$R_a = 550$$

$$R_b = 707.15$$

### Calcolo diagramma dei momenti

$$x := 0..L$$

$$M_1(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a$$

$$M_2(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a - F_1 \cdot (x - d_1)$$

$$M_3(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a - F_1 \cdot (x - d_1) - F_2 \cdot (x - d_2)$$

$$M(x) := \text{if}(x \leq d_1, M_1(x), \text{if}(x \leq d_2, M_2(x), M_3(x)))$$

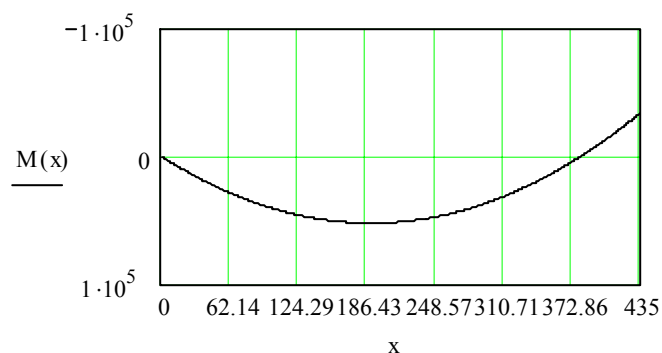
### Calcolo diagramma del taglio

$$T_1(x) := R_a - q \cdot x$$

$$T_2(x) := R_a - q \cdot x - F_1$$

$$T_3(x) := R_a - q \cdot x - F_1 - F_2$$

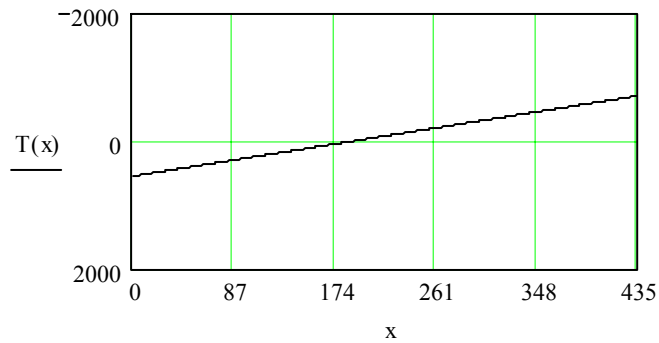
$$T(x) := \text{if}(x \leq d_1, T_1(x), \text{if}(x \leq d_2, T_2(x), T_3(x)))$$



$$i := 0, 100..L$$

$$M(i) =$$

0
$4.055 \cdot 10^4$
$5.22 \cdot 10^4$
$3.495 \cdot 10^4$
$-1.12 \cdot 10^4$



T(i) =

550.003
261.003
-27.997
-316.997
-605.997

**In caso di assenza di forze concentrate si potranno calcolare i punti significativi del diagramma dei momenti col seguente procedimento:**

$$\text{der}(x) := \frac{d}{dx} M(x)$$

$$a := 2$$

$$x_{\text{max,pos}} := \text{root}(\text{der}(a), a)$$

Ascissa in cui il momento raggiunge il max e relativo valore:

$$x_{\text{max,pos}} = 190$$

$$M(x_{\text{max,pos}}) = 52336.29$$

Calcolo dei coefficienti per l'equazione del momento:

$$a(x) := \frac{d^2}{dx^2} M(x)$$

$$b(x) := \frac{d}{dx} M(x)$$

$$X_0 := \text{polyroots} \left( \begin{pmatrix} M(0) \\ b(0) \\ \frac{a(0)}{2} \end{pmatrix} \right)$$

Punti di annullamento del momento:  $X_0 = \begin{pmatrix} 0 \\ 381 \end{pmatrix}$

### **RISOLUZIONE DELLA CAMPATA 2-3**

Assegna i momenti alle estremità: positivi se orari

Assegna il carico distribuito

Assegna max 2 carichi concentrati

UNITA' : Kgf , cm

$$L := 225$$

$$q := 2.89$$

$$M_a := -34178.64$$

$$M_b := 0$$

$$F_1 := 0 \quad d_1 := 0$$

$$F_2 := 0 \quad d_2 := 0$$

#### **Calcolo delle reazioni**

$$R_a := \frac{1}{L} \cdot \left[ (-M_a - M_b) + \frac{q \cdot L^2}{2} + F_1 \cdot (L - d_1) + F_2 \cdot (L - d_2) \right]$$

$$R_b := q \cdot L + F_1 + F_2 - R_a$$

$$R_a = 477.03$$

$$R_b = 173.22$$

#### **Calcolo diagramma dei momenti**

$$x := 0..L$$

$$M_1(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a$$

$$M_2(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a - F_1 \cdot (x - d_1)$$

$$M_3(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a - F_1 \cdot (x - d_1) - F_2 \cdot (x - d_2)$$

$$M(x) := \text{if}(x \leq d_1, M_1(x), \text{if}(x \leq d_2, M_2(x), M_3(x)))$$

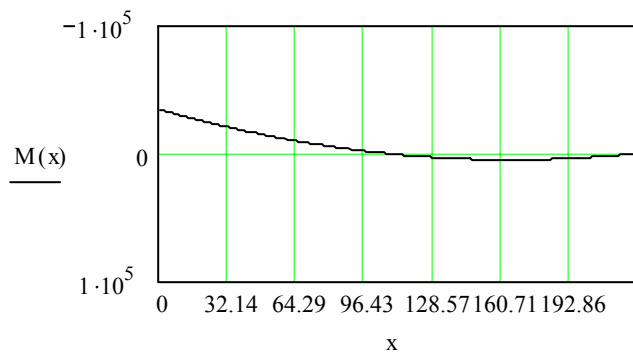
#### **Calcolo diagramma del taglio**

$$T_1(x) := R_a - q \cdot x$$

$$T_2(x) := R_a - q \cdot x - F_1$$

$$T_3(x) := R_a - q \cdot x - F_1 - F_2$$

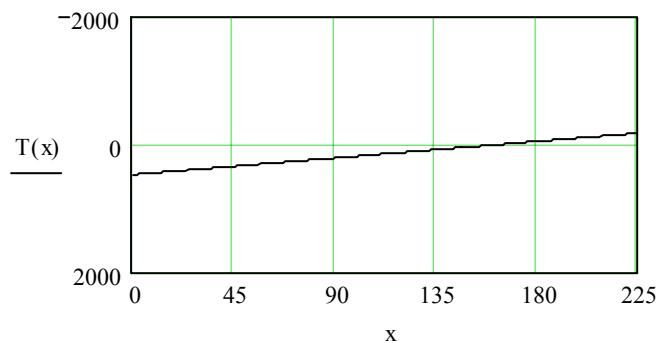
$$T(x) := \text{if}(x \leq d_1, T_1(x), \text{if}(x \leq d_2, T_2(x), T_3(x)))$$



$i := 0, 100..L$

$M(i) =$

$-3.418 \cdot 10^4$
$-925.633$
$3.427 \cdot 10^3$



$T(i) =$

$477.03$
$188.03$
$-100.97$

**In caso di assenza di forze concentrate si potranno calcolare i punti significativi del diagramma dei momenti col seguente procedimento:**

$$\text{der}(x) := \frac{d}{dx} M(x)$$

$$a := 1$$

$$x_{\text{max, pos}} := \text{root}(\text{der}(a), a)$$

Ascissa in cui il momento raggiunge il max e relativo valore:

$$x_{\text{max, pos}} = 165$$

$$M(x_{\text{max, pos}}) = 5191.2$$

Calcolo dei coefficienti per l'equazione del momento:

$$a(x) := \frac{d^2}{dx^2} M(x)$$

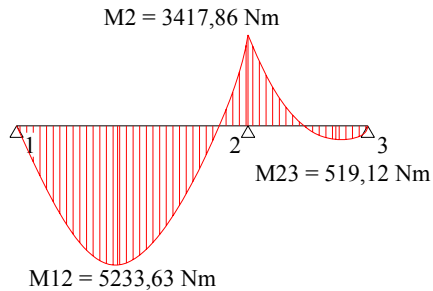
$$b(x) := \frac{d}{dx} M(x)$$

$$X_0 := \text{polyroots} \left( \begin{pmatrix} M(0) \\ b(0) \\ \frac{a(0)}{2} \end{pmatrix} \right)$$

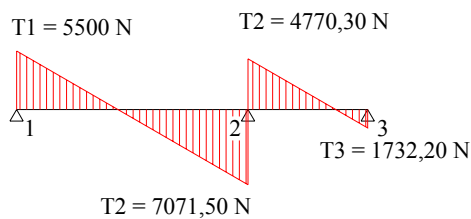
Punti di annullamento del momento:  $X_0 = \begin{pmatrix} 105 \\ 225 \end{pmatrix}$

### 3.6.2.1 Diagrammi delle sollecitazioni interne

#### Momento Flettente M



#### Azione Tagliante T



### 3.6.3 Verifiche strutturali

Consideriamo le sollecitazioni e le armature relative ad ogni nervatura e procediamo con la verifica, che viene eseguita considerando come elemento unitario ciascuna nervatura.

#### 3.6.3.1 Campata 1-2

La sollecitazione massima positiva (fibre inferiori tese) l'abbiamo nella campata 1-2. Consideriamo una sezione geometrica a T, con un'armatura aggiuntiva in campata costituita da 1Ø12 per ogni travetto, per cui l'area totale di armatura tesa è  $A_s = 152 \text{ mm}^2$ :

$$M_{\max} = 5233.63 \text{ Nm} ,$$

$$y_n = 36.06 \text{ mm} ,$$

$$\sigma_{\max.cls} = 3.41 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.cls} = 6.83 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} ,$$

$$\sigma_{\max.acc} = 204 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.acc} = 255 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} .$$

### 3.6.3.2 Appoggio 2

La sollecitazione massima negativa (fibre superiori tese) l'abbiamo nell'appoggio 2. Consideriamo la sezione geometrica rettangolare piena della sola nervatura, con un'armatura aggiuntiva costituita da  $\varnothing 10$  per ogni travetto, per cui l'area totale di armatura tesa è  $A_s = 107 \text{ mm}^2$ :

$$M_{app} = 3417.86 \text{ Nm} ,$$

$$y_n = 50.56 \text{ mm} ,$$

$$\sigma_{\max.cls} = 5.10 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.cls} = 6.83 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} ,$$

$$\sigma_{\max.acc} = 197 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.acc} = 255 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} .$$

Quindi occorre verificare che nell'appoggio N. 2 sia collocato un cavalletto  $\varnothing 10$  per ogni travetto.

Occorre predisporre un banchinaggio di 10 cm da ciascun lato del solaio e nell'appoggio centrale.

### 3.6.3.3 Verifica a taglio

La tensione tangenziale nelle sezione è data dalla relazione:

$$\tau_c = \frac{T(x)}{0.9 \cdot d(x) \cdot b} .$$

La sollecitazione di taglio massima che abbiamo è in corrispondenza dell'appoggio 2:

$$T_{\max} = 11841.80 \text{ N} .$$

Quindi la tensione tangenziale nel calcestruzzo sarà:

$$\tau_{\max.c} = 0.15 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \tau_{c0} = 0.60 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} .$$

### 3.6.3.4 Verifica a punzonamento

Per verificare se la soletta sia in grado di resistere agli effetti del punzonamento, si valuta la forza agente sulla superficie  $S$  (equivalente a quella di rottura) perpendicolare al piano dell'estradosso del solaio, di altezza pari all'intera altezza  $H$  del solaio e sezione di base avente contorno racchiuso dal perimetro minimo che avvolge, ad una distanza  $H/2$ , l'area di carico. Nel nostro caso la forza da considerare nelle verifiche è pari a quella imposta dalle norme (Prospetto 5.1 Cat. 7, D.M. 16-1-1996):

$$F = 1200 \cdot N$$

Il sovraccarico di **2000 N** si ripartisce all'estradosso del solaio su una superficie di  $(50 \times 50) \text{ mm}^2$ , pertanto deve risultare inferiore a quella resistente al punzonamento pari, trascurando il contributo dell'armatura, a (vedi punto 4.2.25 del D.M. 9/1/1996), supponiamo una altezza della soletta pari a  $s = 4 \text{ cm}$ :

$$F_r = 0.5 \cdot p \cdot H \cdot f_{ctd} = [0.5 \cdot (50 \times 4) \cdot 40 \cdot 1.14] \cdot N = 4562 \text{ N} ,$$

dove  $p$  è il perimetro dell'elemento soggetto a punzonamento,  $f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.27 \cdot \frac{\sqrt[3]{R_{ck}^2}}{1.6} = 1.14 \frac{N}{mm^2}.$$

Nel nostro caso la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Inoltre possiamo eseguire la verifica delle sollecitazioni tangenziali. Il carico di **1200 N** applicato su una superficie  $(50 \times 50) mm^2$  all'estradosso del solaio, pertanto per l'equilibrio si ha:

$$\tau = \frac{P}{u \cdot h} = \frac{1200}{50 \cdot 4 \cdot 40} = 0.15 \cdot \frac{N}{mm^2} \leq \tau_{c.0} = 0.6 \cdot \frac{N}{mm^2}.$$

### 3.6.4 Dimensionamento e verifica della fondazione continua

I solai di copertura dei box poggiano anche sugli elementi di chiusura verticale, i quali saranno realizzati in muratura di mattoni forati. Determiniamo il carico uniformemente distribuito che agisce sulla fondazione continua. Tale carico deriva in parte dal peso proprio della muratura (considerata nella massima altezza), in parte dal carico permanente della copertura e in parte dal carico accidentale proveniente dalla copertura, definito dalla reazione vincolare nell'appoggio N. 1

Per ogni metro di fondazione abbiamo la seguente analisi dei carichi.

#### 3.6.4.1 Analisi de carichi sulla fondazione

- Carichi permanenti della copertura:.....  $g_{cop} = 2 \cdot R_1 \cdot \frac{P}{(P+Q)} = 19176.34 \text{ N/m}$  ;
- Carichi accidentali sulla copertura:.....  $q_{cop} = 2 \cdot R_1 \cdot \frac{Q}{(P+Q)} = 4507.26 \text{ N/m}$  ;
- Muratura in mattoni forati (altezza  $m$  3.35 – spessore  $s = 25$ ):.....  $p_{mur} = 8375.00 \text{ N/m}$  ;
- Peso proprio dell'intonaco (spessore  $cm$  1.50):.....  $g_{in} = 1809.00 \text{ N/m}$  ;

#### 3.6.4.2 Dimensionamento della fondazione

La fondazione continua è soggetta alle sollecitazioni di azione normale trasmessegli dal muro:

$$N = g_{cop} + q_{cop} + p_{mur} + g_{in} = 33867.60 \cdot \frac{N}{m}$$

Le caratteristiche geometriche della fondazione sono le seguenti:

- Dimensione della muratura:  $b = 25 \cdot cm$
- Dimensione della base della fondazione:  $B = 45 \cdot cm$  ;
- Altezza della fondazione:  $H = 40 \cdot cm$  ;
- Peso della fondazione:  $P_{tot} = \gamma_{c.a.} \cdot B \cdot H = 4500 \cdot \frac{N}{m}$  .

Il carico totale sul terreno sarà quindi:  $N_{tot} = N + P_{tot} = 38367.60 \cdot \frac{N}{m}$  .

Le sollecitazioni sul terreno ai due lembi saranno uguali in quanto non è presente eccentricità:

– Tensione del terreno:  $\sigma_{t.\max} = 0,085 \cdot \frac{N}{mm^2}$  ;

La verifica di portanza del terreno è soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{t.\max} = 0,085 \cdot \frac{N}{mm^2} \leq \sigma_{t,adm} = 0,150 \cdot \frac{N}{mm^2} .$$

L'armatura longitudinale da disporre sarà di 4Ø12 superiori e di 4Ø12 inferiori, l'armatura trasversale sarà realizzata con staffe Ø8 ad interasse di 25 cm (4 staffe Ø8/m).

La fondazione inoltre dovrà poggiare su una sottofondazione in magrone, dello spessore di 10 cm.



## 4 CASA EREDI GARAU

L'immobile degli eredi Garau è il più antico dei tre, è situato in via Repubblica n. 12 (angolo con via Milano) e risale all'incirca al 1870-80. Faceva parte di un complesso più ampio i cui caratteri sono ancora visibili. Successivamente per questioni di eredità tale proprietà è stata divisa. La parte interessata dall'intervento è posta all'angolo con via Milano.

L'impianto di base è quello di casa colonica campidanese, con la particolarità di avere corte anteriore più grande e posteriore più piccola. Gli ingressi sono dei portali tipici della tradizione del Campidano.

L'edificio si compone di un fabbricato di impianto antico in cui vi sono le cucine, il soggiorno ("apposentu de pappai"), alcune camere da letto ("apposentus de croccai"), alcuni locali utilizzati per ripostiglio ("apposenteddus"). Gli ingressi alle camere venivano regolati da un loggiato ad archi ("sa lolla").

La parte superiore del corpo antico è un solaio utilizzato per il deposito dei cereali e degli altri prodotti dei raccolti.

Tali fabbricati, sono in genere caratterizzati da un impianto basato sulla ripetizione di un modulo base costituito dalla cellula elementare, ovvero la stanza, che coincide da una parte col modulo della struttura verticale in muratura, dall'altra, in molti casi, con l'alloggio costituito da un unico ambiente pluriuso generalmente dotato di camino.

L'impianto dell'immobile è suddivisibile in tre parti, quella del fabbricato principale su due livelli di antica fabbricazione da cui si accede dal loggiato ad archi. Una seconda parte che è costituita dagli ambienti accessori magazzini e tettoie in stato di degrado avanzato con ampie parti demolite. E una terza parte costruita posteriormente ad unico livello che si affaccia sulla corte minore accessibile dalla strada di nuova costruzione.

Le murature portanti sono in pietra, tranne alcuni muri in blocchi di "ladiri", come la muratura del primo livello, alcune parti degli edifici accessori, costruiti posteriormente al fabbricato principale, sono in murature portanti di blocchi di calcestruzzo. Lo stato attuale delle murature è abbastanza buono perciò verranno tenute inalterate intervenendo solo in alcuni punti caratterizzate da cedimenti o danni dovuti al dilavamento e all'umidità.

Anche nel recupero dell'immobile degli Eredi Garau si parte dal presupposto di salvaguardare la tipologia esistente. Verranno perciò mantenuti integri i corpi di fabbrica di primo impianto che saranno sottoposti a rifacimento delle parti danneggiate o inagibili, verranno eliminati alcuni dei fabbricati accessori confinanti sulla via Repubblica in parte fatiscenti, in quanto estranei al corpo di fabbrica di primo impianto e non necessari al fine dell'intento progettuale.

Nell'immobile saranno realizzati quattro alloggi di cui tre al piano terra e uno al primo piano. I due portoni d'ingresso esistenti saranno restaurati e serviranno ciascuno come ingresso a due alloggi, così come i due cortili saranno di pertinenza ciascuno di due alloggi.

Il primo appartamento è servito dalla corte più grande accessibile dalla via Repubblica, ha dimensioni mq 93,92. Si accede attraverso un loggiato di mq 21,33 che collega la corte alla cucina soggiorno di mq 27,10. Alla destra del soggiorno vi è un disimpegno di mq 4,27 accessibile anche dal loggiato che conduce ad un bagno di mq 8,04 ed ad una camera da letto singola di 11, 97 mq, alla sinistra si trova la zona notte composta da due camere da letto, una matrimoniale di mq 16,89 con bagno privato di mq 4,60 ed una camera doppia di mq 19,11. Nel cortile è presente una tettoia

con funzione di parcheggio o altro di circa mq 19 per appartamento, ed un vano tecnico comune di mq 10,35.

Entrando dalla corte più grande alla destra del corpo di fabbrica centrale vi è il vano scala che conduce al secondo appartamento di mq 80,56 che occupa completamente il secondo livello.

Dal vano scala si arriva all'ambiente di soggiorno e cucina di mq 26,25, dalla quale a sinistra si accede alla zona notte attraverso un disimpegno di mq 7,90. Vi sono di seguito un bagno di mq 6,89, una camera singola di 12,38, e la camera matrimoniale di mq 19,84.

Il terzo appartamento ha dimensioni 57,32 mq ed è servito dalla corte minore che si affaccia sulla via di nuova edificazione. L'appartamento occupa parte dei vani del corpo centrale e il vano prima adibito a magazzino alla destra dell'ingresso. Si accede tramite un disimpegno posto al centro che funge da ingresso di mq 4,06 dove vi è un bagno di mq 5,06, alla destra di esso vi è la camera matrimoniale di mq 14,46 con bagno privato di mq 5,80. Alla sinistra del vano d'ingresso vi è il soggiorno cucina di mq 16,94 da cui si può accedere a destra ad una camera singola ricavata dall'unione al corpo centrale di un vano prima adibito da magazzino di mq 11,00.

Il quarto appartamento occupa la parte del fabbricato recentemente restaurata ed è di mq 51,77.

Si accede dal vano adibito a soggiorno cucina di mq 18,86, alla destra del soggiorno si accede alla zona notte dove un disimpegno di mq 4,83 consente l'accesso al bagno di mq 4,51 ad una camera singola di mq 9,14 ed alla camera matrimoniale di mq 14,43.

A servizio del terzo e quarto appartamento si affaccia sul cortile una tettoia di mq 10,96 ad uso comune.

Il calcolo riguarda gli elementi lignei della copertura e del solaio intermedio e il solaio inclinato in laterocemento del corpo di fabbrica ad un solo livello.

#### 4.1 ANALISI DEI CARICHI DELLA COPERTURA IN LEGNO

##### 4.1.1 Sovraccarichi di esercizio

I carichi sono valutati secondo le disposizioni del D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.

Il sovraccarico variabile previsto in progetto è relativo a:

- Copertura non accessibile  
(Categoria H - Tabella 3.1.II - D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.4) .....  $500 \text{ N/m}^2$

##### 4.1.2 Solaio di copertura

###### 4.1.2.1 Carichi Permanenti

- Peso proprio della copertura a struttura in legno(escluse le capriate):
  - Assito (spessore  $cm\ 3$ ) .....  $240 \text{ N/m}^2$
  - Travicelli (interasse  $cm\ 75$ , sezione  $10 \times 10$ ) .....  $107 \text{ N/m}^2$
  - Arcarecci (interasse  $cm\ 126$ , sezione  $18 \times 26$ ) .....  $298 \text{ N/m}^2$
  - TOTALE PESO PROPRIO.....  $645 \text{ N/m}^2$
- Manto di copertura in coppi e canali .....  $750 \text{ N/m}^2$
- Coibentazione e impermeabilizzazione (spessore  $cm\ 10$ ) .....  $1400 \text{ N/m}^2$
- Peso corpi illuminanti .....  $200 \text{ N/m}^2$
- TOTALE PESO PROPRIO .....  $2995 \text{ N/m}^2$

###### 4.1.2.2 Carichi accidentali

- Carico per neve:
  - ZONA III ( $H \leq 200 \text{ m s.l.m.}$ ).....  $q_{sk} = 750 \text{ N/m}^2$
  - Inclinazione falda  $\alpha > 30^\circ$  .....  $\mu_2 = 0,8 + 0,4 \cdot (\alpha - 15)/30$
  - Carico risultante .....  $q_N = q_{sk} \cdot \mu_2 = 750 \text{ N/m}^2$
- Sovraccarico variabile per copertura .....  $500 \text{ N/m}^2$
- SOVRACCARICO TOTALE .....  $1250 \text{ N/m}^2$

**Carico totale** .....  $4245 \text{ N/m}^2$

#### 4.2 DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI DEL SOLAIO DI COPERTURA INCLINATO

##### 4.2.1 Calcolo e verifica del tavolato

###### 4.2.1.1 Calcolo delle sollecitazioni

Lo schema statico utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata, consideriamo una larghezza di solaio di dimensione unitaria. Si trascurano tutti gli effetti dovuti all'inclinazione delle assi. Le dimensioni da considerare sono le seguenti:

- $i = 750 \text{ mm}$  interasse travicelli.

Le dimensioni di calcolo del solaio sono le seguenti:

- $b = 1000 \text{ mm}$
- $h = 30 \text{ mm}$

Dall'analisi dei carichi precedente deriva un carico complessivo pari a:

- peso proprio:  $p = 240 \frac{N}{m}$  ;
- carico permanente:  $p = 2350 \frac{N}{m}$  ;
- carico accidentale:  $q = 1250 \frac{N}{m}$  .

Le sollecitazioni massime saranno:

$$M_{\max} = (p + q) \cdot \frac{i^2}{8} = 270.0 \text{ Nm} , \text{ momento massimo in mezzzeria;}$$

$$T_{\max} = (p + q) \cdot \frac{i}{2} = 1440.00 \text{ N} , \text{ taglio massimo agli appoggi.}$$

#### 4.2.1.2 Verifica a flessione semplice

Viene eseguita la verifica alle tensioni ammissibili, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $100 \times 3 \text{ cm}$ :

$$M_{\max} = 270000 \text{ Nmm} ;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \cdot \kappa = \frac{6 \cdot M_{\max}}{0,8 \cdot B \cdot H^2} = 2.25 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.fless} = 11.70 \frac{N}{\text{mm}^2} .$$

#### 4.2.1.3 Verifica a taglio

Le sezioni più sollecitate a taglio risultano quelle in corrispondenza degli appoggi, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $100 \times 3 \text{ cm}$ :

$$T_{\max} = 1440.00 \text{ N} ;$$

$$\tau_{\max} = 1.5 \cdot \frac{T_{\max}}{B \cdot H} = 0.07 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \tau_{adm} = 1.50 \frac{N}{\text{mm}^2} .$$

#### 4.2.1.4 Verifica a deformazione

Al fine di garantire l'efficienza delle strutture in condizioni di esercizio è necessario limitarne le deformazioni. Per questo la Normativa DIN 1052-1 (1988) al punto 8.5.5, ha introdotto delle limitazioni alle frecce. Per travi ad anima piena il calcolo della freccia può essere riferito alla sezione trasversale lorda (non indebolita dai fori).

Nel nostro caso la somma dei carichi permanenti ed accidentali non devono generare una freccia

$$f_{\sigma} \leq \frac{i}{300} ;$$

$$f_{\sigma} = \frac{M_{\max} \cdot i^2}{9.6 \cdot E_{\Pi}} \cdot \frac{12}{B \cdot H^3} = 0.68 \text{ mm} \leq \frac{i}{300} = 2.50 \text{ mm} .$$

#### 4.2.2 Calcolo e verifica dei travicelli 10×10

##### 4.2.2.1 Calcolo delle sollecitazioni

Lo schema statico utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata. Si trascurano tutti gli effetti dovuti all'inclinazione delle travi. Le dimensioni da considerare sono le seguenti:

- $i = 750 \text{ mm}$  interasse travicelli;
- $L = 1260 \text{ mm}$  lunghezza di calcolo travicelli.

I travicelli hanno le seguenti dimensioni di calcolo:

- $b = 100 \text{ mm}$
- $h = 100 \text{ mm}$

Dall'analisi dei carichi precedente deriva un carico complessivo pari a:

- peso proprio:  $p = 80.00 \frac{N}{m}$ ;
- carico permanente:  $g = 1942.50 \frac{N}{m}$ ;
- carico accidentale:  $q = 937.50 \frac{N}{m}$ .

Le sollecitazioni massime saranno:

$$M_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L^2}{8} = 587.41 \text{ Nm} , \text{ momento massimo in mezzzeria;}$$

$$T_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L}{2} = 1864.80 \text{ N} , \text{ taglio massimo agli appoggi.}$$

##### 4.2.2.2 Verifica a flessione semplice

Viene eseguita la verifica alle tensioni ammissibili, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $10 \times 10 \text{ cm}$ :

$$M_{\max} = 587412 \text{ Nmm} ;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \cdot \kappa = \frac{6 \cdot M_{\max}}{0,8 \cdot B \cdot H^2} = 4.41 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.fless} = 11.70 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

##### 4.2.2.3 Verifica a taglio

La sezione più sollecitata risulta quella in corrispondenza dell'appoggio, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $10 \times 10 \text{ cm}$ :

$$T_{\max} = 1864.80 \text{ N}$$

$$\tau_{\max} = 1.5 \cdot \frac{T_{\max}}{B \cdot H} = 0.28 \frac{N}{mm^2} \leq \tau_{adm} = 1.50 \frac{N}{mm^2}$$

#### 4.2.2.4 Verifica a deformazione

Al fine di garantire l'efficienza delle strutture in condizioni di esercizio è necessario limitarne le deformazioni. Per questo la Normativa DIN 1052-1 (1988) al punto 8.5.5, ha introdotto delle limitazioni alle frecce. Per travi ad anima piena il calcolo della freccia può essere riferito alla sezione trasversale lorda (non indebolita dai fori).

Nel nostro caso la somma dei carichi permanenti ed accidentali non devono generare una freccia

$$f_{\sigma} \leq \frac{L}{300};$$

$$f_{\sigma} = \frac{M_{\max} \cdot L^2}{9.6 \cdot E_{II}} \cdot \frac{12}{B \cdot H^3} = 1.12 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = 4.20 \text{ mm}.$$

### 4.2.3 Calcolo e verifica delle travi 18×26

#### 4.2.3.1 Calcolo delle sollecitazioni

Lo schema statico utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata. Si trascurano tutti gli effetti dovuti all'inclinazione delle assi. Consideriamo la luce massima tra due appoggi.

Le dimensioni da considerare sono le seguenti:

- $i = 1260 \text{ mm}$  interasse arcarecci;
- $L = 5000 \text{ mm}$  lunghezza di calcolo travi.

Gli arcarecci hanno le seguenti dimensioni di calcolo:

- $b = 180 \text{ mm}$
- $h = 260 \text{ mm}$

Dall'analisi dei carichi precedente deriva un carico complessivo pari a:

- peso proprio:  $p = 374.40 \frac{N}{m}$ ;
- carico permanente:  $g = 3398.22 \frac{N}{m}$ ;
- carico accidentale:  $q = 1575.00 \frac{N}{m}$ .

Le sollecitazioni massime saranno:

$$M_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L^2}{8} = 16711.31 \text{ Nm}, \text{ momento massimo in mezzzeria;}$$

$$T_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L}{2} = 13369.05 \text{ N}, \text{ taglio massimo agli appoggi.}$$

#### 4.2.3.2 Verifica a flessione semplice

Viene eseguita la verifica alle tensioni ammissibili, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $14 \times 20 \text{ cm}$ :

$$M_{\max} = 16711312.5 \text{ Nmm};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \cdot \kappa = \frac{6 \cdot M_{\max}}{0,8 \cdot B \cdot H^2} = 10.30 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{\text{adm. fless}} = 11.70 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

#### 4.2.3.3 Verifica a taglio

La sezione più sollecitata risulta quella in corrispondenza dell'appoggio, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $18 \times 26 \text{ cm}$ :

$$T_{\max} = 13369.05 \text{ N}$$

$$\tau_{\max} = 1.5 \cdot \frac{T_{\max}}{B \cdot H} = 0.43 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \tau_{\text{adm}} = 1.50 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

#### 4.2.3.4 Verifica a deformazione

Al fine di garantire l'efficienza delle strutture in condizioni di esercizio è necessario limitarne le deformazioni. Per questo la Normativa DIN 1052-1 (1988) al punto 8.5.5, ha introdotto delle limitazioni alle frecce. Per travi ad anima piena il calcolo della freccia può essere riferito alla sezione trasversale lorda (non indebolita dai fori).

Nel nostro caso la somma dei carichi permanenti ed accidentali non devono generare una freccia

$$f_{\sigma} \leq \frac{L}{300};$$

$$f_{\sigma} = \frac{M_{\max} \cdot L^2}{9.6 \cdot E_{\text{II}}} \cdot \frac{12}{B \cdot H^3} = 15.91 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = 16.67 \text{ mm}.$$

### 4.2.4 Dimensionamento e verifica dei pilastri

#### 4.2.4.1 Pilastri parcheggi interni

Si tratta dei ritii del locale adibito a parcheggi

I carichi agenti sulla struttura danno luogo alle sollecitazioni riportate di seguito.

NODO C

$$N = -16448.59 \text{ N (compressione)}$$

$$M = 608.45 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$T = 299.24 \text{ N}$$

NODO D

$$N = -21314.22 \text{ N (compressione)}$$

$$M = 304.23 \text{ N}\cdot\text{m}$$

$$T = 299.24 \text{ N}$$

Le caratteristiche geometriche della sezione sono le seguenti:

altezza utile:  $d = 22 \text{ cm}$  ; copriferro:  $c = 3 \text{ cm}$

armatura tesa:  $2\phi 12 \Rightarrow A_s = 2,26 \cdot \text{cm}^2$  ;

armatura compressa:  $2\phi 12 \Rightarrow A_c = 2,26 \cdot \text{cm}^2$  .

Nel caso del *NODO B* (quello maggiormente sollecitato a pressoflessione), assegnata la coppia di sollecitazioni  $M$  e  $N$ , possiamo determinare l'eccentricità  $e$ , e confrontarla con le dimensioni del nocciolo centrale d'inerzia:

$$w = \frac{2 \cdot \rho}{b} = 4.47 \text{ cm} \text{ posizione del nocciolo d'inerzia}$$

$$e = \frac{M}{N} = 3.70 \text{ cm} \quad \text{quindi} \quad e \leq w$$

Siamo in condizioni di piccola eccentricità in quanto il centro di pressione è interno al nocciolo centrale d'inerzia, per cui le sollecitazioni possono essere determinate con la seguente relazione:

$$\sigma_c = \frac{N}{A_i} \pm \frac{e \cdot N}{J_i} \cdot y$$

Valutata l'incognita, si hanno le seguenti sollecitazioni massime:

- Sforzo nel calcestruzzo compresso:  $\sigma_{\max.cls} = 0,43 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.cls} = 9,75 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$  ;
- Sforzo nel acciaio massimo compresso:  $\sigma_{\max.c} = 6 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.a} = 255 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$  ;

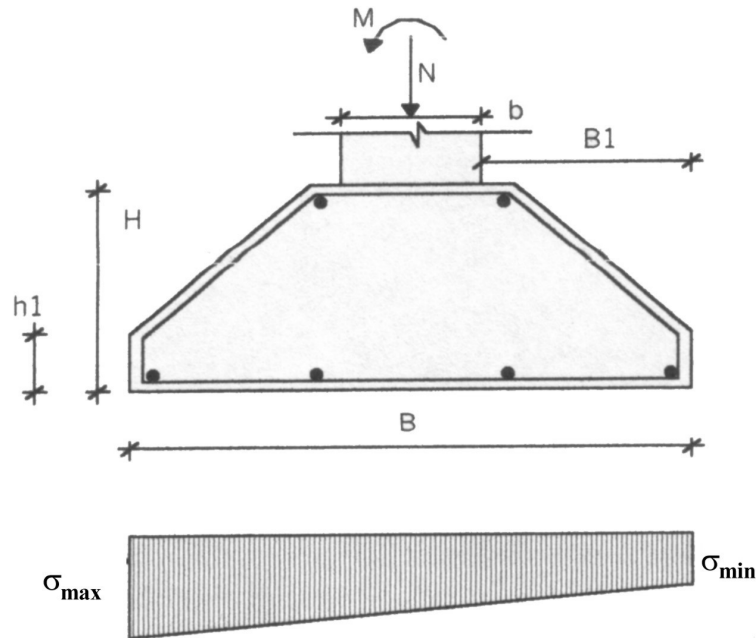
Nel pilastro disponiamo l'armatura di taglio data da normativa: 4 staffe  $\phi 8/m$ , con infittimento delle staffe (passo di  $15 \text{ cm}$ ), per una lunghezza di  $50 \text{ cm}$ , in prossimità dei nodi.

#### 4.2.5 Dimensionamento dei plinti

Le sollecitazioni che si presentano alla base dei pilastri vengono poi trasmesse al plinto di fondazione. Per semplicità di esecuzione i plinti sono a base quadrata e altezza costante (senza sagomatura).

La fondazione isolata viene calcolata come plinto elastico armato, quindi viene considerato come una serie di mensole incastrate alla base del pilastro. Il copriferro si considera pari a  $c = 5 \cdot \text{cm}$  .





#### 4.2.5.1 Plinto n. 1

Il plinto n. 1 è soggetto alle sollecitazioni trasmesse dai ritti esterni, nel nostro caso facciamo riferimento alle azioni che si verificano nel nodo A:

NODO A

$$N = -12121.40 \text{ (compressione)}$$

$$N_{TOT} = N + P_{tot} = -15246.40 \text{ N}$$

$$M = 2032.88 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Le caratteristiche geometriche del plinto sono le seguenti:

- Dimensione del pilastro:  $b = 25 \cdot \text{cm}$
- Dimensione di base:  $B = 55 \cdot \text{cm}$  ;
- Altezza del plinto:  $H = 40 \cdot \text{cm}$  ;
- Peso totale:  $P_{tot} = \gamma_{c.a.} \cdot B^2 \cdot H = 3025 \cdot \text{N}$  .

Date le caratteristiche geometriche e le sollecitazioni agenti, il plinto dovrà avere una sezione d'armatura almeno pari a  $A_{s.\min} = 26 \cdot \text{mm}^2$  .

Disponiamo 4Ø12 di area  $A_s = 452 \cdot \text{mm}^2 \geq A_{s.\min}$  , sia longitudinalmente che trasversalmente, con due armature diagonali dello stesso diametro Ø12.

Le sollecitazioni sul terreno ai due lembi saranno le seguenti:

- Tensione massima del terreno:  $\sigma_{t.\max} = 0,13 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$  ;

- Tensione minima nel terreno:  $\sigma_{t.min} = 0,01 \cdot \frac{N}{mm^2}$  ;

La verifica di portanza del terreno è soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{t.max} = 0,13 \cdot \frac{N}{mm^2} \leq \sigma_{t.adm} = 0,15 \cdot \frac{N}{mm^2} .$$

#### 4.2.5.2 Plinto n. 2

Il plinto n. 2 è soggetto alle sollecitazioni trasmesse dai ritti interni, nel nostro caso facciamo riferimento alle azioni che si verificano nel nodo *D*:

*NODO D*

$$N = - 21314.22 \text{ N (compressione)}$$

$$N_{TOT} = N + P_{tot} = 24339.22 \text{ N}$$

$$M = 304.23 \text{ N}\cdot\text{m}$$

Le caratteristiche geometriche del plinto sono le seguenti:

- Dimensione del pilastro:  $b = 25 \cdot \text{cm}$
- Dimensione di base:  $B = 55 \cdot \text{cm}$  ;
- Altezza del plinto:  $H = 40 \cdot \text{cm}$  ;
- Peso totale:  $P_{tot} = \gamma_{c.a.} \cdot B^2 \cdot H = 3025 \cdot N$  .

Date le caratteristiche geometriche e le sollecitazioni agenti, il plinto dovrà avere una sezione d'armatura almeno pari a  $A_{s.min} = 24 \cdot mm^2$  .

Disponiamo 4Ø12 di area  $A_s = 452 \cdot mm^2 \geq A_{s.min}$  , sia longitudinalmente che trasversalmente, con due armature diagonali dello stesso diametro Ø12.

Le sollecitazioni sul terreno ai due lembi saranno le seguenti:

- Tensione massima del terreno:  $\sigma_{t.max} = 0,12 \cdot \frac{N}{mm^2}$  ;
- Tensione minima nel terreno:  $\sigma_{t.min} = 0,09 \cdot \frac{N}{mm^2}$  ;

La verifica di portanza del terreno è soddisfatta in quanto:

$$\sigma_{t.max} = 0,12 \cdot \frac{N}{mm^2} \leq \sigma_{t.adm} = 0,15 \cdot \frac{N}{mm^2} .$$

#### 4.2.6 Verifica a punzonamento

Per verificare se il plinto più sollecitato ad azione normale, sia in grado di resistere agli effetti del punzonamento, si valuta la forza agente sulla superficie  $S$  (equivalente a quella di rottura) perpendicolare al piano dell'intradosso del plinto, di altezza pari all'intera altezza  $H$  del plinto e sezione di base avente contorno racchiuso dal perimetro minimo che avvolge, ad una distanza  $H/2$ , l'area di carico. Nel nostro caso consideriamo il plinto N. 2, la forza da considerare nelle verifiche è:

$$F = 21314.22 \text{ N}$$

Il carico di  $21314.22 \cdot N$  si ripartisce all'intradosso del plinto su una superficie di  $(250 \times 250) \text{ mm}^2$ , come quella del pilastro, pertanto deve risultare inferiore a quella resistente al punzonamento pari, trascurando il contributo dell'armatura, a (vedi punto 4.2.25 del D.M. 9/1/1996):

$$F_r = 0,5 \cdot p \cdot H \cdot f_{ctd} = [0,5 \cdot (250 \times 4) \cdot 400 \cdot 1,14] \cdot N = 228100 \cdot N ,$$

dove  $p$  è il perimetro dell'elemento soggetto a punzonamento,  $f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$f_{ctd} = 0,7 \cdot 0,27 \cdot \frac{\sqrt[3]{R_{ck}^2}}{1,6} = 1,14 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2}$$

Nel nostro caso la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

#### 4.3 ANALISI DEI CARICHI – COPERTURA INCLINATA IN C.A.

##### 4.3.1 Sovraccarichi di esercizio

I carichi sono valutati secondo le disposizioni del D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.

Il sovraccarico variabile previsto in progetto è relativo a:

- Copertura non accessibile  
(Categoria H - Tabella 3.1.II - D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.4) .....  $500 \text{ N/m}^2$

##### 4.3.2 Solaio di copertura

###### 4.3.2.1 Carichi Permanenti

- Peso proprio della copertura a struttura mista latero-cementizia:
  - Soletta (spessore caldana  $cm\ 4$ ) .....  $1000 \text{ N/m}^2$
  - Pignatte e travetti (altezza  $cm\ 16$ , interasse  $cm\ 50$ ).....  $1760 \text{ N/m}^2$
  - TOTALE PESO PROPRIO .....  $2760 \text{ N/m}^2$
- Manto di copertura in coppi e canali .....  $750 \text{ N/m}^2$
- Coibentazione e impermeabilizzazione (spessore  $cm\ 5$ ) .....  $700 \text{ N/m}^2$
- Intonaco .....  $270 \text{ N/m}^2$
- Peso corpi illuminanti .....  $200 \text{ N/m}^2$
- TOTALE PESO PROPRIO .....  $4680 \text{ N/m}^2$

###### 4.3.2.2 Carichi accidentali

- Carico per neve:
  - ZONA III ( $H \leq 200 \text{ m s.l.m.}$ ).....  $q_{sk} = 750 \text{ N/m}^2$
  - Inclinazione falda  $\alpha > 30^\circ$  .....  $\mu_2 = 0,8 + 0,4 \cdot (\alpha - 15)/30$
  - Carico risultante .....  $q_N = q_{sk} \cdot \mu_1 = 750 \text{ N/m}^2$
- Sovraccarico variabile per copertura .....  $500 \text{ N/m}^2$
- SOVRACCARICO TOTALE .....  $1250 \text{ N/m}^2$

**Carico totale** .....  **$5930 \text{ N/m}^2$**

#### 4.4 CALCOLO E VERIFICA DEI SOLAI DI COPERTURA IN C.A..

##### 4.4.1 Calcolo sollecitazioni

Consideriamo il solaio di copertura 16+4, con schema statico di trave semplicemente appoggiata. La pendenza del solaio in questo caso è del  $31,50\%$ , ma nel calcolo del solaio non teniamo conto degli effetti dovuti alla pendenza.

Consideriamo la lunghezza massima della campata, per cui la luce di calcolo è la seguente:

- $L_{12} = 390 \text{ cm}$ ;

Come evidenziato dall'analisi dei carichi i solai sono sollecitati dalle seguenti azioni verticali:

- Carico accidentale  $Q = 1250 \text{ N/m}^2$ , cioè per ogni nervatura  $q = 0.63 \text{ N/mm}$ ;
- Carico permanente  $P = 4680 \text{ N/m}^2$ , cioè per ogni nervatura  $p = 2.34 \text{ N/mm}$ .

### **RISOLUZIONE DELLA CAMPATA 1-2**

Assegna i momenti alle estremità: positivi se orari

Assegna il carico distribuito

Assegna max 2 carichi concentrati

UNITA' : Kgf , cm

$$L := 390$$

$$q := 2.97$$

$$M_a := 0$$

$$M_b := 0$$

$$F_1 := 0 \quad d_1 := 0$$

$$F_2 := 0 \quad d_2 := 0$$

#### **Calcolo delle reazioni**

$$R_a := \frac{1}{L} \cdot \left[ (-M_a - M_b) + \frac{q \cdot L^2}{2} + F_1 \cdot (L - d_1) + F_2 \cdot (L - d_2) \right]$$

$$R_b := q \cdot L + F_1 + F_2 - R_a$$

$$R_a = 579.15$$

$$R_b = 579.15$$

#### **Calcolo diagramma dei momenti**

$$x := 0..L$$

$$M_1(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a$$

$$M_2(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a - F_1 \cdot (x - d_1)$$

$$M_3(x) := R_a \cdot x - q \cdot \frac{x^2}{2} + M_a - F_1 \cdot (x - d_1) - F_2 \cdot (x - d_2)$$

$$M(x) := \text{if}(x \leq d_1, M_1(x), \text{if}(x \leq d_2, M_2(x), M_3(x)))$$

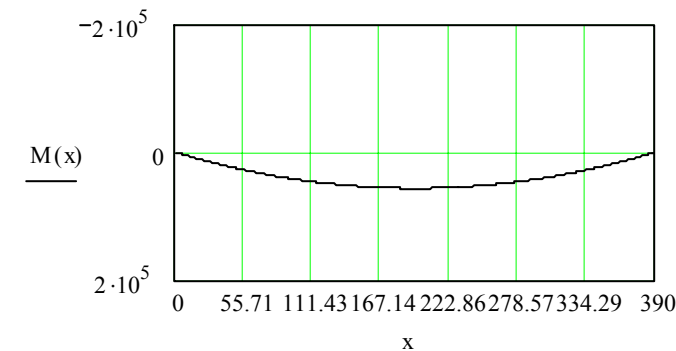
Calcolo diagramma del taglio

$T_1(x) := R_a - q \cdot x$

$T_2(x) := R_a - q \cdot x - F_1$

$T_3(x) := R_a - q \cdot x - F_1 - F_2$

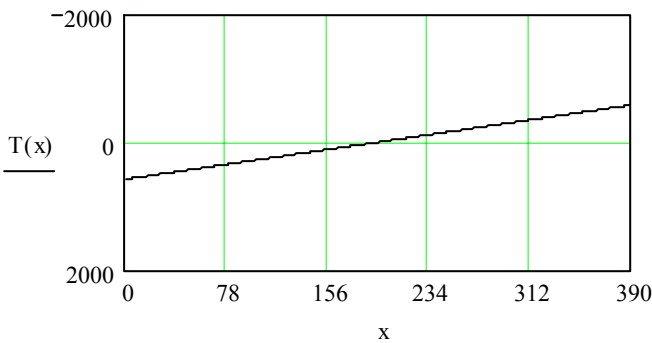
$T(x) := \text{if}(x \leq d_1, T_1(x), \text{if}(x \leq d_2, T_2(x), T_3(x)))$



$i := 0, 100.. L$

$M(i) =$

0
$4.307 \cdot 10^4$
$5.643 \cdot 10^4$
$4.01 \cdot 10^4$



$T(i) =$

579.15
282.15
-14.85
-311.85

**In caso di assenza di forze concentrate si potranno calcolare i punti significativi del diagramma dei momenti col seguente procedimento:**

$der(x) := \frac{d}{dx} M(x)$

$a := 1$

$x_{max,pos} := \text{root}(der(a), a)$

Ascissa in cui il momento raggiunge il max e relativo valore

$$x_{\max, \text{pos}} = 195$$

$$M(x_{\max, \text{pos}}) = 56467.13$$

Calcolo dei coefficienti per l'equazione del momento:

$$a(x) := \frac{d^2}{dx^2} M(x)$$

$$b(x) := \frac{d}{dx} M(x)$$

$$X_0 := \text{polyroots} \left( \begin{pmatrix} M(0) \\ b(0) \\ \frac{a(0)}{2} \end{pmatrix} \right)$$

Punti di annullamento del momento:  $X_0 = \begin{pmatrix} 0 \\ 390 \end{pmatrix}$

#### 4.4.2 Verifiche strutturali

Consideriamo le sollecitazioni e le armature relative ad ogni nervatura e procediamo con la verifica, che viene eseguita considerando come elemento unitario ciascuna nervatura.

##### 4.4.2.1 Campata 1-2

La sollecitazione massima positiva (fibre inferiori tese) l'abbiamo nella campata 1-2. Consideriamo una sezione geometrica a T, con un'armatura aggiuntiva in campata costituita da 1Ø12 per ogni travetto, per cui l'area totale di armatura tesa è  $A_s = 152 \text{ mm}^2$ :

$$M_{\max} = 5646.71 \text{ Nm} ,$$

$$y_n = 36.06 \text{ mm} ,$$

$$\sigma_{\max, \text{cls}} = 3.68 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{\text{adm, cls}} = 6.83 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} ,$$

$$\sigma_{\max, \text{acc}} = 221 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{\text{adm, acc}} = 255 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} .$$

##### 4.4.2.2 Appoggi

La sollecitazione massima negativa (fibre superiori tese) l'abbiamo agli appoggi. Consideriamo la sezione geometrica rettangolare piena della sola nervatura, con un'armatura aggiuntiva costituita da 1Ø10 per ogni travetto, per cui l'area totale di armatura tesa è  $A_s = 107 \text{ mm}^2$ :

$$M_{\text{app}} = \frac{(p+q) \cdot l^2}{12} = 3764.48 \text{ Nm} ,$$

$$y_n = 48.95 \text{ mm} ,$$

$$\sigma_{\max, \text{cls}} = 5.40 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{\text{adm, cls}} = 6.83 \cdot \frac{N}{\text{mm}^2} ,$$

$$\sigma_{\max. acc} = 217 \cdot \frac{N}{mm^2} \leq \sigma_{adm. acc} = 255 \cdot \frac{N}{mm^2}.$$

Quindi occorre verificare che negli appoggi siano collocati un cavallotto Ø10 per ogni travetto.

Occorre predisporre un banchinaggio di 10 cm da ciascun lato del solaio e nell'appoggio centrale.

#### 4.4.2.3 Verifica a taglio

La tensione tangenziale nelle sezione è data dalla relazione:

$$\tau_c = \frac{T(x)}{0,9 \cdot d(x) \cdot b}.$$

La sollecitazione di taglio massima che abbiamo è in corrispondenza degli appoggi:

$$T_{\max} = 5791.50 \text{ N}.$$

Quindi la tensione tangenziale nel calcestruzzo sarà:

$$\tau_{\max. c} = 0.07 \frac{N}{mm^2} \leq \tau_{c0} = 0.60 \frac{N}{mm^2}.$$

#### 4.4.2.4 Verifica a punzonamento

Per verificare se la soletta sia in grado di resistere agli effetti del punzonamento, si valuta la forza agente sulla superficie  $S$  (equivalente a quella di rottura) perpendicolare al piano dell'estradosso del solaio, di altezza pari all'intera altezza  $H$  del solaio e sezione di base avente contorno racchiuso dal perimetro minimo che avvolge, ad una distanza  $H/2$ , l'area di carico. Nel nostro caso la forza da considerare nelle verifiche è pari a quella imposta dalle norme (Prospetto 5.1 Cat. 7, D.M. 16-1-1996):

$$F = 1200 \cdot N$$

Il sovraccarico di **2000 N** si ripartisce all'estradosso del solaio su una superficie di  $(50 \times 50) \text{ mm}^2$ , pertanto deve risultare inferiore a quella resistente al punzonamento pari, trascurando il contributo dell'armatura, a (vedi punto 4.2.25 del D.M. 9/1/1996), supponiamo una altezza della soletta pari a  $s = 4 \text{ cm}$ :

$$F_r = 0,5 \cdot p \cdot H \cdot f_{ctd} = [0,5 \cdot (50 \times 4) \cdot 40 \cdot 1,14] \cdot N = 4562 \text{ N},$$

dove  $p$  è il perimetro dell'elemento soggetto a punzonamento,  $f_{ctd}$  è il valore di calcolo della resistenza a trazione del calcestruzzo:

$$f_{ctd} = 0.7 \cdot 0.27 \cdot \frac{\sqrt[3]{R_{ck}^2}}{1,6} = 1.14 \frac{N}{mm^2}.$$

Nel nostro caso la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Inoltre possiamo eseguire la verifica delle sollecitazioni tangenziali. Il carico di **1200 N** applicato su una superficie  $(50 \times 50) \text{ mm}^2$  all'estradosso del solaio, pertanto per l'equilibrio si ha:

$$\tau = \frac{P}{u \cdot h} = \frac{1200}{50 \cdot 4 \cdot 40} = 0.15 \cdot \frac{N}{mm^2} \leq \tau_{c.0} = 0.6 \cdot \frac{N}{mm^2}.$$



## **5 CASA LUIGI GARAU**

Il fabbricato situato in via Vittorio Emanuele ricade in zona B di completamento residenziale, rispetto agli altri immobili è classificabile in un'altra tipologia edilizia più evoluta, a cui appartengono diversi edifici costruiti a partire dagli anni '20 e che si differenziano sia per linguaggio, poiché derivano dai tipi dell'edilizia in stile liberty, che per tecnica costruttiva essendo realizzati con tecniche più moderne dove alle murature in pietra tradizionali sono accostati gli orizzontamenti in cemento armato, e inoltre da una migliore dotazione di servizi.

Le murature intelaiate, i rivestimenti in blocchi squadrate, i cornicioni stilizzati, le tegole marsigliesi, le rifiniture e gli intonaci decorativi espressi in questa palazzina, come in quelle più importanti sono elementi che sul finire del diciannovesimo secolo gettano un ponte fra la Sardegna ed il continente Europeo.

L'edificio a palazzotto è costruito su due livelli, al piano terra si accede ad un vano centrale che funge da ingresso e da disimpegno per i vani che sono distribuiti attorno. Di fronte all'ingresso vi è in vano scala che collega i due piani. La distribuzione interna del primo piano ricalca quella del piano terreno, un vano centrale due vani alla destra e due simmetrici rispetto il vano centrale posti alla sinistra.

La struttura portante dell'edificio si differenzia rispetto agli altri immobili su cui si interverrà, ha muratura portante in blocchi di pietra squadrate e solai intermedi laterocementizi.

La copertura è ricoperta da un manto di tegole di tipo "Marsigliesi" e ha struttura portante in legno con capriate portanti.

Anche per la casa di Luigi Garau l'intervento previsto si pone l'obiettivo di salvaguardare la struttura e le caratteristiche costruttive dell'esistente nel rispetto dei materiali e delle tecniche costruttive utilizzate. All'interno dell'immobile verranno create 4 unità abitative, due occuperanno il piano terreno e due il primo livello.

Il primo appartamento di mq 66,12 si accede dal fronte principale nel soggiorno pranzo di mq 13,48, dal quale si ricava un angolo cottura di mq 10,52. La zona notte è servita da un disimpegno di mq 3,77 di fronte al quale vi è il bagno di mq 6,30 e alla destra due camere da letto doppie di mq 15,44 e 16,61.

Il secondo appartamento ha dimensioni 78,90 mq, è accessibile dal lato sinistro del fabbricato principale dalla loggia formata dalla scala che serve i restanti alloggi al soggiorno cucina di mq 16,83. A destra del soggiorno si accede alla camera da letto doppia di mq 15,36, alla sinistra del soggiorno vi è un disimpegno di mq 8,03 posto nell'elemento annesso successivamente al fabbricato principale dell'immobile, da cui si accede alla sinistra ad una camera singola di mq 9,36 ed un bagno di 5,18 mq e ad una camera doppia di mq 17,77 posto su un livello più alto accessibile tramite 3 gradini, alla destra del disimpegno nel piano terreno del fabbricato principale vi sono i servizi di mq 6,37.

Agli appartamenti posti nel primo piano si accede attraverso una scala posta sul lato corto del fabbricato a sinistra, entrambi serviti da un pianerottolo comune.

Il Terzo appartamento occupa metà del primo livello ed è di mq 45,49. Dal pianerottolo si entra direttamente al soggiorno cucina di mq 16,83 alla destra della quale si apre il disimpegno di mq 5,64 a cui si collega la camera da letto di mq 15,36, i servizi igienici di mq 7,66.

L'ultimo appartamento di mq 112,22 occupa parte del fabbricato principale e il vano adiacente ad esso dove vi è la soggiorno cucina di mq 53,02. Dal soggiorno si accede alla zona notte attraverso

un disimpegno di mq 12,85 collegato ad un altro disimpegno di mq 5,64 alla destra del quale vi sono le camere da letto di mq 15,44 e mq 16,61. Alla Fine del disimpegno si trovano i servizi igienici di mq 7,67.

La struttura portante dei solai di copertura è in legno con strato di tavolato e manto di coppi sardi. Il calcolo riguarda le capriate e tutti gli elementi lignei della copertura.

## 5.1 ANALISI DEI CARICHI DELLA COPERTURA IN LEGNO

### 5.1.1 Sovraccarichi di esercizio

I carichi sono valutati secondo le disposizioni del D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.

Il sovraccarico variabile previsto in progetto è relativo a:

- Copertura non accessibile  
(Categoria H - Tabella 3.1.II - D.M. 14.01.2008 – Punto 3.1.4) .....  $500 \text{ N/m}^2$

### 5.1.2 Solaio di copertura

#### 5.1.2.1 Carichi Permanenti

- Peso proprio della copertura a struttura in legno(escluse le capriate):
  - Assito (spessore  $\text{cm } 3$ ) .....  $240 \text{ N/m}^2$
  - Travicelli (interasse  $\text{cm } 75$ , sezione  $10 \times 10$ ) .....  $107 \text{ N/m}^2$
  - Arcarecci (interasse  $\text{cm } 126$ , sezione  $18 \times 26$ ) .....  $298 \text{ N/m}^2$
  - TOTALE PESO PROPRIO.....  $645 \text{ N/m}^2$
- Manto di copertura in coppi e canali .....  $750 \text{ N/m}^2$
- Coibentazione e impermeabilizzazione (spessore  $\text{cm } 10$ ) .....  $1400 \text{ N/m}^2$
- Peso corpi illuminanti .....  $200 \text{ N/m}^2$
- TOTALE PESO PROPRIO .....  $2995 \text{ N/m}^2$

#### 5.1.2.2 Carichi accidentali

- Carico per neve:
  - ZONA III ( $H \leq 200 \text{ m s.l.m.}$ ).....  $q_{sk} = 750 \text{ N/m}^2$
  - Inclinazione falda  $\alpha > 30^\circ$  .....  $\mu_2 = 0,8 + 0,4 \cdot (\alpha - 15)/30$
  - Carico risultante .....  $q_N = q_{sk} \cdot \mu_2 = 750 \text{ N/m}^2$
- Sovraccarico variabile per copertura .....  $500 \text{ N/m}^2$
- SOVRACCARICO TOTALE .....  $1250 \text{ N/m}^2$

**Carico totale** .....  $4245 \text{ N/m}^2$

## 5.2 DIMENSIONAMENTO DELLE TRAVI DEL SOLAIO DI COPERTURA INCLINATO

### 5.2.1 **Calcolo e verifica del tavolato**

#### 5.2.1.1 Calcolo delle sollecitazioni

Lo schema statico utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata, consideriamo una larghezza di solaio di dimensione unitaria. Si trascurano tutti gli effetti dovuti all'inclinazione delle assi. Le dimensioni da considerare sono le seguenti:

- $i = 750 \text{ mm}$  interasse travicelli.

Le dimensioni di calcolo del solaio sono le seguenti:

- $b = 1000 \text{ mm}$
- $h = 30 \text{ mm}$

Dall'analisi dei carichi precedente deriva un carico complessivo pari a:

- peso proprio:  $p = 240 \frac{N}{m}$  ;
- carico permanente:  $p = 2350 \frac{N}{m}$  ;
- carico accidentale:  $q = 1250 \frac{N}{m}$  .

Le sollecitazioni massime saranno:

$$M_{\max} = (p + q) \cdot \frac{i^2}{8} = 270.0 \text{ Nm} , \text{ momento massimo in mezzzeria};$$

$$T_{\max} = (p + q) \cdot \frac{i}{2} = 1440.00 \text{ N} , \text{ taglio massimo agli appoggi}.$$

#### 5.2.1.2 Verifica a flessione semplice

Viene eseguita la verifica alle tensioni ammissibili, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $100 \times 3 \text{ cm}$ :

$$M_{\max} = 270000 \text{ Nmm} ;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \cdot \kappa = \frac{6 \cdot M_{\max}}{0,8 \cdot B \cdot H^2} = 2.25 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.fless} = 11.70 \frac{N}{\text{mm}^2} .$$

#### 5.2.1.3 Verifica a taglio

Le sezioni più sollecitate a taglio risultano quelle in corrispondenza degli appoggi, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $100 \times 3 \text{ cm}$ :

$$T_{\max} = 1440.00 \text{ N} ;$$

$$\tau_{\max} = 1.5 \cdot \frac{T_{\max}}{B \cdot H} = 0.07 \frac{N}{mm^2} \leq \tau_{adm} = 1.50 \frac{N}{mm^2}.$$

#### 5.2.1.4 Verifica a deformazione

Al fine di garantire l'efficienza delle strutture in condizioni di esercizio è necessario limitarne le deformazioni. Per questo la Normativa DIN 1052-1 (1988) al punto 8.5.5, ha introdotto delle limitazioni alle frecce. Per travi ad anima piena il calcolo della freccia può essere riferito alla sezione trasversale lorda (non indebolita dai fori).

Nel nostro caso la somma dei carichi permanenti ed accidentali non devono generare una freccia

$$f_{\sigma} \leq \frac{i}{300};$$

$$f_{\sigma} = \frac{M_{\max} \cdot i^2}{9.6 \cdot E_{\Pi}} \cdot \frac{12}{B \cdot H^3} = 0.68 \text{ mm} \leq \frac{i}{300} = 2.50 \text{ mm}.$$

### 5.2.2 **Calcolo e verifica dei travicelli 10×10**

#### 5.2.2.1 Calcolo delle sollecitazioni

Lo schema statico utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata. Si trascurano tutti gli effetti dovuti all'inclinazione delle travi. Le dimensioni da considerare sono le seguenti:

- $i = 750 \text{ mm}$  interasse travicelli;
- $L = 1260 \text{ mm}$  lunghezza di calcolo travicelli.

I travicelli hanno le seguenti dimensioni di calcolo:

- $b = 100 \text{ mm}$
- $h = 100 \text{ mm}$

Dall'analisi dei carichi precedente deriva un carico complessivo pari a:

- peso proprio:  $p = 80.00 \frac{N}{m}$ ;
- carico permanente:  $g = 1942.50 \frac{N}{m}$ ;
- carico accidentale:  $q = 937.50 \frac{N}{m}$ .

Le sollecitazioni massime saranno:

$$M_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L^2}{8} = 587.41 \text{ Nm}, \text{ momento massimo in mezzzeria};$$

$$T_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L}{2} = 1864.80 \text{ N}, \text{ taglio massimo agli appoggi}.$$

#### 5.2.2.2 Verifica a flessione semplice

Viene eseguita la verifica alle tensioni ammissibili, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $10 \times 10 \text{ cm}$ :

$$M_{\max} = 587412 \text{ Nmm};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \cdot \kappa = \frac{6 \cdot M_{\max}}{0,8 \cdot B \cdot H^2} = 4.41 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{adm.fless} = 11.70 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

#### 5.2.2.3 Verifica a taglio

La sezione più sollecitata risulta quella in corrispondenza dell'appoggio, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $10 \times 10 \text{ cm}$ :

$$T_{\max} = 1864.80 \text{ N}$$

$$\tau_{\max} = 1.5 \cdot \frac{T_{\max}}{B \cdot H} = 0.28 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \tau_{adm} = 1.50 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

#### 5.2.2.4 Verifica a deformazione

Al fine di garantire l'efficienza delle strutture in condizioni di esercizio è necessario limitarne le deformazioni. Per questo la Normativa DIN 1052-1 (1988) al punto 8.5.5, ha introdotto delle limitazioni alle frecce. Per travi ad anima piena il calcolo della freccia può essere riferito alla sezione trasversale lorda (non indebolita dai fori).

Nel nostro caso la somma dei carichi permanenti ed accidentali non devono generare una freccia

$$f_{\sigma} \leq \frac{L}{300};$$

$$f_{\sigma} = \frac{M_{\max} \cdot L^2}{9.6 \cdot E_{II}} \cdot \frac{12}{B \cdot H^3} = 1.12 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = 4.20 \text{ mm}.$$

### 5.2.3 **Calcolo e verifica degli arcarecci $18 \times 26$**

#### 5.2.3.1 Calcolo delle sollecitazioni

Lo schema statico utilizzato è quello di trave semplicemente appoggiata. Si trascurano tutti gli effetti dovuti all'inclinazione delle assi. Consideriamo la luce massima tra due appoggi.

Le dimensioni da considerare sono le seguenti:

- $i = 1260 \text{ mm}$  interasse arcarecci;
- $L = 5000 \text{ mm}$  lunghezza di calcolo arcarecci.

Gli arcarecci hanno le seguenti dimensioni di calcolo:

- $b = 180 \text{ mm}$
- $h = 260 \text{ mm}$

Dall'analisi dei carichi precedente deriva un carico complessivo pari a:

- peso proprio:  $p = 374.40 \frac{N}{m}$ ;
- carico permanente:  $g = 3398.22 \frac{N}{m}$ ;
- carico accidentale:  $q = 1575.00 \frac{N}{m}$ .

Le sollecitazioni massime saranno:

$$M_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L^2}{8} = 16711.31 \text{ Nm}, \text{ momento massimo in mezzzeria;}$$

$$T_{\max} = (p + g + q) \cdot \frac{L}{2} = 13369.05 \text{ N}, \text{ taglio massimo agli appoggi.}$$

#### 5.2.3.2 Verifica a flessione semplice

Viene eseguita la verifica alle tensioni ammissibili, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $14 \times 20 \text{ cm}$ :

$$M_{\max} = 16711.31 \text{ Nm};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{W_x} \cdot \kappa = \frac{6 \cdot M_{\max}}{0.8 \cdot B \cdot H^2} = 10.30 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{\text{adm. fless}} = 11.70 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

#### 5.2.3.3 Verifica a taglio

La sezione più sollecitata risulta quella in corrispondenza dell'appoggio, la sezione di progetto ha le seguenti dimensioni  $18 \times 26 \text{ cm}$ :

$$T_{\max} = 13369.05 \text{ N}$$

$$\tau_{\max} = 1.5 \cdot \frac{T_{\max}}{B \cdot H} = 0.43 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \tau_{\text{adm}} = 1.50 \frac{N}{\text{mm}^2}$$

#### 5.2.3.4 Verifica a deformazione

Al fine di garantire l'efficienza delle strutture in condizioni di esercizio è necessario limitarne le deformazioni. Per questo la Normativa DIN 1052-1 (1988) al punto 8.5.5, ha introdotto delle limitazioni alle frecce. Per travi ad anima piena il calcolo della freccia può essere riferito alla sezione trasversale lorda (non indebolita dai fori).

Nel nostro caso la somma dei carichi permanenti ed accidentali non devono generare una freccia

$$f_{\sigma} \leq \frac{L}{300};$$

$$f_{\sigma} = \frac{M_{\max} \cdot L^2}{9.6 \cdot E_{II} \cdot B \cdot H^3} = 15.91 \text{ mm} \leq \frac{L}{300} = 16.67 \text{ mm}.$$

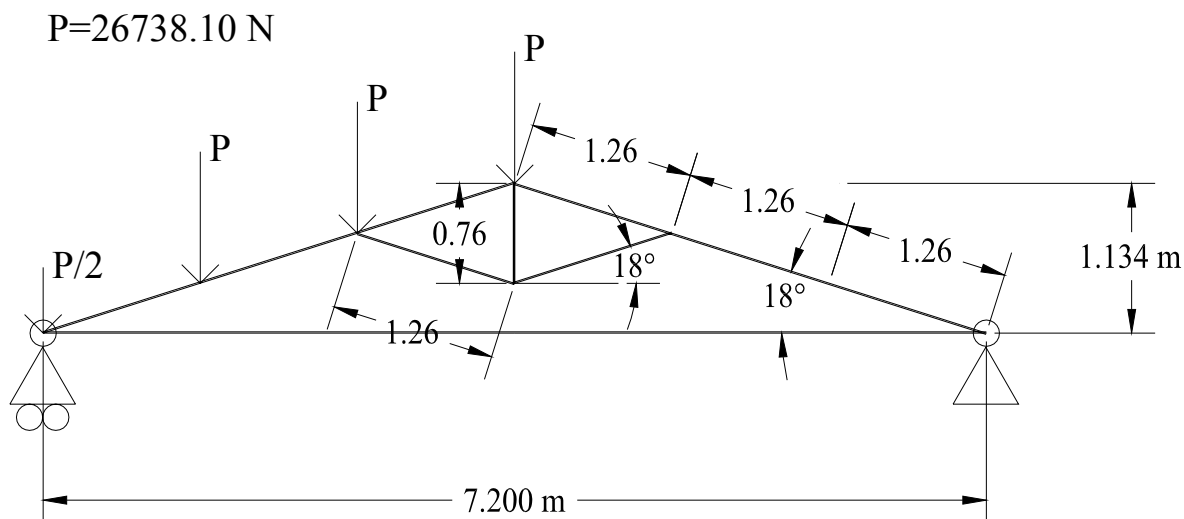
### 5.3 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DELLA CAPRIATA

#### 5.3.1 Calcolo delle sollecitazioni

Il calcolo delle sollecitazioni viene eseguito considerando la struttura come una capriata semplice in legno di lunghezza complessiva  $L = 7200 \text{ mm}$  e pendenza delle falde di  $31.50 \%$ .

Il carico a cui è sottoposta la capriata è dato dalle azioni provenienti dagli arcarecci, quindi  $P = 2 \cdot T_{\max} = 26738.10 \text{ N}$ , e al peso proprio degli elementi componenti la capriata.

Gli arcarecci trasmettono le loro azioni in cinque punti distinti della capriata, ma essendo una struttura reticolare necessita che le forze vengano trasmesse nei nodi. Occorre pertanto, con lievi approssimazioni, trasferire i carichi dagli arcarecci ai nodi della capriata.



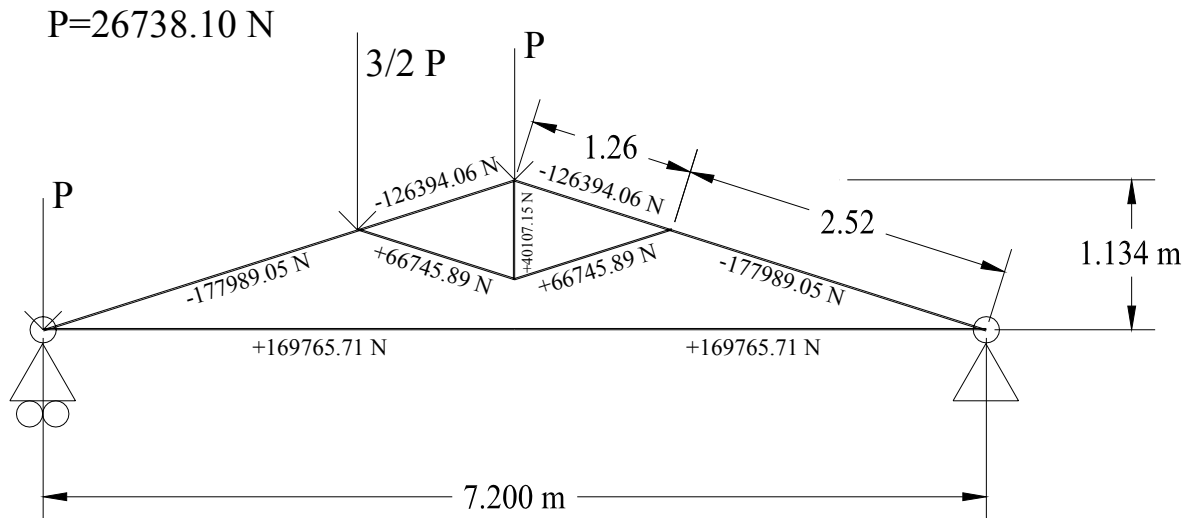
Lo schema statico della capriata, considerata come un sistema reticolare, risulta con le approssimazioni geometriche, come nella figura seguente.

Il metodo utilizzato nella risoluzione della trave è il METODO DELLE SEZIONI DI RITTER. Si ottengono i seguenti risultati, riassunti nella seguente tabella e grafico.

Sollecitazioni assiali		
$n^\circ$	Valori in N	
1	Tirante	169765,71
2	Puntone	-177989,05
3	Puntone	-111243,16
4	Saetta	-66745,89
5	Monaco	40107,15
6	Saetta	-66745,89
7	Puntone	-111243,16
8	Puntone	-177989,05
9	Tirante	169765,71

Le reazioni vincolari agli appoggi della capriata hanno invece il seguente valore:

$$R_v = 80214.30 \text{ N}$$



### 5.3.2 Calcolo e verifica dei PUNTONI

#### 5.3.2.1 Dimensioni e sollecitazioni dovute al peso proprio

I PUNTONI hanno le seguenti dimensioni di calcolo:

- $L = 2520 \text{ mm}$  di luce trave;
- $b = 200 \text{ mm}$
- $h = 300 \text{ mm}$
- peso proprio:  $p = 480 \frac{\text{N}}{\text{m}}$ ;

Siccome la trave è inclinata sarà soggetta anche ad una azione normale dovuta al peso proprio. La risultante massima si ottiene in corrispondenza dell'appoggio più basso ed è pari a:

$$N_p = p \cdot \sin \alpha \cdot \frac{3}{2} L = 545.13 \text{ N}.$$

dove  $\alpha = 17,48^\circ$  è l'angolo di inclinazione del puntone.

Non vengono comunque considerati gli effetti dovuti al peso proprio in quanto trascurabili rispetto alle azioni generate dal carico. Per cui eseguiamo la sola verifica dell'azione normale derivante dal calcolo della capriata, vista l'esiguità delle altre sollecitazioni.

#### 5.3.2.2 Verifica di resistenza a sforzo normale

Vengono considerate le aste più sollecitate.

$$N_{pp} = 545.13 \text{ N};$$

$$N_p = 177989.05 \text{ N};$$



$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{tot}}}{A} = 2.98 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{\text{adm.compII}} = 10.20 \frac{N}{\text{mm}^2} :$$

Per la verifica di stabilità a compressione usiamo il metodo  $\omega$  (Normativa DIN 1052-1 punto 9), dove la lunghezza libera d'inflessione viene considerata pari a  $L = 2520 \text{ mm}$ .

$L_c = \beta \cdot L$ , Lunghezza libera di inflessione

$\beta = 1$  dal momento che le aste sono considerate incernierate agli estremi.

$$\lambda = \frac{L_c}{i_{\min}} = \frac{2520}{57.735} = 43.65 < \lambda_{\text{eff}} = 150 \text{ per elementi composti.}$$

La verifica di stabilità non è necessaria.

### 5.3.3 Calcolo e verifica della CATENA

#### 5.3.3.1 Dimensioni e sollecitazioni dovute al peso proprio

I TIRANTI hanno le seguenti dimensioni di calcolo:

- $L = 7200 \text{ mm}$  di luce trave;
- $b = 200 \text{ mm}$
- $h = 300 \text{ mm}$

Non vengono considerati gli effetti dovuti al peso proprio in quanto trascurabili rispetto alle azioni generate dal carico. Per cui eseguiamo la sola verifica dell'azione normale derivante dal calcolo della capriata, vista l'esiguità delle altre sollecitazioni.

#### 5.3.3.2 Verifica a sforzo normale

Si considera l'azione derivante dal calcolo della capriata.

$$N_t = 169765.71 \text{ N} ;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{tot}}}{A} = 2.83 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{\text{adm.compII}} = 10.20 \frac{N}{\text{mm}^2} .$$

La verifica di stabilità non è necessaria, in quanto l'elemento è soggetto a trazione.

### 5.3.4 Calcolo e verifica delle SAETTE

#### 5.3.4.1 Dimensioni e sollecitazioni dovute al peso proprio

Le SAETTE hanno le seguenti dimensioni di calcolo:

- $L = 1340 \text{ mm}$  di luce trave;
- $b = 200 \text{ mm}$
- $h = 160 \text{ mm}$

- peso proprio:  $p = 256 \frac{N}{m}$ ;

Siccome la trave è inclinata sarà soggetta anche ad una azione normale dovuta al peso proprio. La risultante massima si ottiene in corrispondenza dell'appoggio più basso ed è pari a:

$$N_p = p \cdot \sin \beta \cdot L = 153.41 \text{ N},$$

dove  $\beta = 17,48^\circ$  è l'angolo di inclinazione del puntone.

Non vengono comunque considerati gli effetti dovuti al peso proprio in quanto trascurabili rispetto alle azioni generate dal carico. Per cui eseguiamo la sola verifica dell'azione normale derivante dal calcolo della capriata, vista l'esiguità delle altre sollecitazioni.

#### 5.3.4.2 Verifica di resistenza a sforzo normale

Vengono considerate le aste più sollecitate.

$$N_{pp} = 153.41 \text{ N};$$

$$N_s = 66745.89 \text{ N};$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{\text{tot}}}{A} = 2.09 \frac{N}{\text{mm}^2} \leq \sigma_{\text{adm.compII}} = 10.20 \frac{N}{\text{mm}^2};$$

Per la verifica di stabilità a compressione usiamo il metodo  $\omega$  (Normativa DIN 1052-1 punto 9), dove la lunghezza libera d'inflessione viene considerata pari a  $L = 1340 \text{ mm}$ .

$L_c = \beta \cdot L$ , Lunghezza libera di inflessione

$\beta = 1$  dal momento che le aste sono considerate incernierate agli estremi.

$$\lambda = \frac{L_c}{i_{\min}} = \frac{1340}{46.19} = 29.01 < \lambda_{\text{eff}} = 150 \text{ per elementi composti.}$$

La verifica di stabilità non è necessaria.

### 5.3.5 **Calcolo e verifica del MONACO**

#### 5.3.5.1 Dimensioni e sollecitazioni dovute al peso proprio

Il MONACO ha le seguenti dimensioni di calcolo:

- $L = 980 \text{ mm}$  di luce trave;
- $b = 200 \text{ mm}$
- $h = 200 \text{ mm}$
- peso proprio:  $p = 480 \frac{N}{m}$ ;

Eseguiamo la sola verifica dell'azione normale derivante dal calcolo della capriata, in quanto il peso proprio sollecita l'elemento a sola azione normale.

### 5.3.5.2 Verifica a sforzo normale

Si considera l'azione derivante dal calcolo della capriata.

$$N_{pp} = p \cdot L = 470.40 \text{ N}$$

$$N_m = 40107.15 \text{ N} ;$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N_{tot}}{A} = 1.02 \frac{N}{mm^2} \leq \sigma_{adm.compl} = 10.20 \frac{N}{mm^2} .$$

La verifica di stabilità non è necessaria, in quanto l'elemento è soggetto a trazione.

### 5.3.6 Verifica a deformazione

Valutiamo la freccia massima  $\delta$  in mezzeria dovuta all'azione dei carichi permanenti ed accidentali (con l'esclusione del peso proprio della capriata) utilizzando il principio dei lavori virtuali.

$$1 \cdot \delta = \sum_i N'_i \cdot \frac{N_i \cdot l_i}{E \cdot A_i}$$

Nel nostro caso la somma dei carichi permanenti ed accidentali non devono generare una freccia  $\delta \leq \frac{L}{300}$ .

La numerazione delle aste è quella già vista nel calcolo della struttura reticolare. Ricordiamo che le  $N_i$  sono le azioni dovute ai carichi reali. Le  $N'_i$  sono invece le azioni assiali nelle aste dovute al carico fittizio unitario applicato in mezzeria. Sostituendo i valori, riportati nella tabella seguente, nella relazione precedente si ottiene il seguente valore di spostamento:

$$\delta = \frac{\left( \sum_i N'_i \cdot \frac{N_i \cdot l_i}{E \cdot A_i} \right) \cdot [N \cdot mm]}{(1) \cdot [N]} = 6.33 \text{ mm}$$

$\delta = 6.33 \text{ mm} < 24 \text{ mm} = L/300$ : la verifica risulta positiva.

Asta i	Li mm	Ai mm <sup>2</sup>	N'i N	Ni N	NiLi/EAi mm	N'i(NiLi/E Ai) Nmm
1	3600	60000	1,5873	169766	0,98	1,56
2	2516	60000	-1,6642	-177989	-0,72	1,20
3	1258	60000	-1,6642	-111243	-0,22	0,37
4	1258	32000	0,0000	-66746	-0,25	0,00
5	756	40000	1,0000	40107	0,07	0,07
6	1258	32000	0,0000	-66746	-0,25	0,00
7	1258	60000	-1,6642	-111243	-0,22	0,37
8	2516	60000	-1,6642	-177989	-0,72	1,20
9	3600	60000	1,5873	169766	0,98	1,56
1*δ = Σ Ni'(NiLi/EAi) =						6,33

$$\delta [mm] = (\Sigma (Ni'(NiLi/EAi))) * 1 [N] = 6,33$$

Tutti i calcoli presenti in questa relazione, sono eseguiti secondo le regole della Scienza delle Costruzioni nel rispetto delle Norme vigenti.

#### 5.4 ALLEGATI

- Elaborati esecutivi relativi agli elementi strutturali progettati.

Marzo 2013

IL PROGETTISTA

Ing. Daniele TATTI