

Elementi della costruzioni edilizie	Pesi per m ² effettivo	
	kg/m ²	
A) COPERTURE PESANTI		
Coppi (canali) con ricopertura 1/2 su pianellato compreso i travicelli in legno	160	
Coppi (canali) con ricopertura 1/4 su pianellato compreso i travicelli in legno	136	
Coppi (canali) con ricopertura 1/2 su correntini in legno	133	
Coppi (canali) con ricopertura 1/4 su correntini in legno	108	
Tegole alla romana (embrici e coppi, tegole maritate) ricopertura 1/7 su pianellato e travicelli in legno	100	
Tegole alla romana (embrici e coppi, tegole maritate) ricopertura 1/7 su listelli	82	
B) COPERTURE MEDIE		
Tegole piene ad incastro (marsigliesi) su tavelloni forati	76	
Tegole piene ad incastro (marsigliesi) su tavolato e correntini in legno	60	
Tegole piene ad incastro (marsigliesi) su correntini e travetti in legno	50	
C) COPERTURE LEGGERE		
Lastre di ardesia artificiale piene piccole o grandi di tavolato	38 + 30	
Lastre di ardesia artificiale ondulata, compresi i correntini in legno	28	
Lastre di ardesia artificiale ondulata ad onda alta, spessore da 10,5 mm e 6,5 mm	40 + 20	
Lamiere zincate piene compresi tavole e correntini	23	
Lamiere zincate ondulata spessore da 10/10 e 6/10 di mm	17 + 11	
D) TERRAZZI		
Malta di cemento o piastrelle di 30 mm su cartoni o feltri cetrinati e pietriachetto	16	
E) SOLAI		
Voltine di mattoni pieni in foglio su travetti in ferro con spianamento inferiore ed intonaco superiore, rifianco e piastrelle	270	
Voltine di mattoni forati (volterrane) su travetti in ferro, intonaco, spianamento superiore e piastrelle	230 + 170	
Solette in cemento armato massicce di 8 cm, intonaco, spianamento a pavimento	300	
Solette in cemento armato gettate su tavelloni forati (volterrane) con intonaco inferiore, superiore, spianamento e piastrelle:		
— volterrane da 12 cm	230	
— volterrane da 15 cm	270	

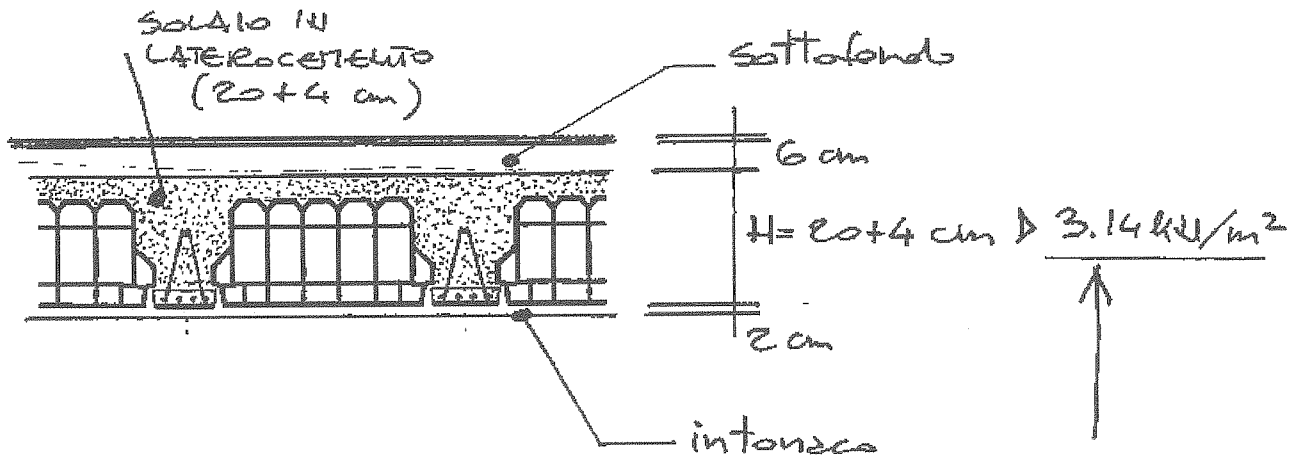
Pesi unitari di materiali da costruzione ed elementi costruttivi

Materiali	Pesi unitari kg/m ³	
	da	a
Acciaio	7.850	
Alluminio	2.600	2.700
Alumina	2.600	2.800
Amianto	2.050	2.700
Anticorodal	2.600	2.800
Ardesia natur. ed artif.	2.600	2.700
Asfalto	1.100	1.300
Avional	2.600	2.800
Bronzo	8.500	9.200
Calcestruzzo di cemento	2.200	
Catrame	1.100	1.200
Cemento armato	2.500	
Conglomer. cem. sempl.	2.200	
Conglomerato magro di calce	1.800	2.200
Cristallo	2.900	3.000
Duralluminio	2.600	2.800
Ferro	7.850	
Ghiaccio	920	
Ghiaccio in cumuli	1.600	1.800
Ghisa	7.200	7.700
Legno dolce	500	700
Legno forte	700	900
Malta comune	1.850	1.850
Malta di calce e pozzolana	1.300	1.500
Mattoni comuni	1.500	1.700
Mattoni refrattari	2.000	2.700
Marmi calcarei	2.500	2.700
Massicciata stradale completa	2.000	2.200
Muratura di mattoni vuoti	1.050	1.100
Muratura di mattoni pieni	1.500	1.600
Muratura di tufo listato	1.700	1.900
Muratura di pietrame calcareo	2.200	2.500
Neve asciutta appena caduta	75	125
Neve bagnata	400	600
Ottone	8.400	8.700
Pietrame tufaceo	2.000	2.200
Pietrame arenar. leggero	2.200	2.600
Pietrame calc., aren.	2.500	2.700
Pietrame lavico, granitico	2.600	2.900
Pietrisco unif. in cumuli	1.700	1.900
Piombo	11.200	11.400
Pomice	400	900
Pozzolana del Vesuvio	950	1.050
Pozzolana romana	1.100	1.150
Rame	8.600	8.900
Sabbia asciutta uniforme	1.350	1.500
Sabbia asciutta mischiata	1.400	1.650
Scorie di altoforno	2.500	2.800
Vetro	2.500	2.700
Zinco	7.000	7.200

CALCESTRUZZI LEGGERI

Tipo di inerte leggero	Miscela		Peso specif. apparente (kg/m ³)
	Cemento (kg/m ³)	Inerte (% in volume)	
Argilla espansa	150	50 % 3-8 mm	800
		50 % 8-15 mm	
Argilla espansa	300	34 % 0-3 mm	1200
		33 % 3-8 mm	
		33 % 8-15 mm	
Argilla espansa	300	34 % 0-3 mm (sabbia)	1500
		33 % 3-8 mm	
		33 % 8-15 mm	
Polistirolo espanso	150-300	12 kg/m ³	200-500
Vermiculite	150-300	50 % 0-3 mm	250-400
		50 % 3-6 mm	
Pomice	175-250	50 % 0-3 mm	1000-1300
		50 % 8-15 mm	
Pomice	250-300	50 % 0-3 mm	1300-1600
		50 % 8-15 mm	
Scoria d'alto forno espansa	100-250	50 % 10-20 mm	1100-1600
		50 % 15-25 mm	

Esempio di calcolo del carico permanente per 1m² di solcio



SOLAIO A TRAVETTI TRALICCIATI (RDB)

CARATTERISTICHE COSTRUTTIVE				kN/m ²
ALTEZZA	PESO TRAVI E BLOCCHI	CONGL PER GETTO	PESO SOLAIO IN OPERA	
H cm	Kg m ²	J m ²	Kg m ²	
12	+4	68	250	2.65
	+5	80	275	2.70
16	+4	79	285	2.80
	+5	86	310	3.04
18	+4	84	300	2.94
	+5	94	325	3.19
20	+4	90	320	3.14
	+5	100	345	3.38
22	+4	98	340	3.34
	+5	107	365	3.58
24	+4	103	365	3.58
	+5	107	390	3.82
28	+4	113	460	4.51
	+5	126	485	4.76

A) peso proprio impalcato

- peso proprio solcio 3.14 kN/m²

- incidenza dei carichi 0.08 kN/m²

P. 2+4

totale p.p. impalcato 3.22 kN/m²

B) opere di finitura

- pavimento in piastrelle 0.40 kN/m²

- sottofondo (s = 6 cm)
 $1 \times 1 \times 0.06 \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 1.20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

- intonaco (s = 2 cm)
 $1 \times 1 \times 0.02 \times 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} = 0.40 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

totale solcio 5.22 kN/m²

C) divisori ripartiti

P. 5-6

1.41 kN/m²

PERMANENTE DA ADRIARE AL SOVRACCARICO VARIABILE (p.es 2 kN/m²)

D) opere da posare

manca

- 1.96

P. 11

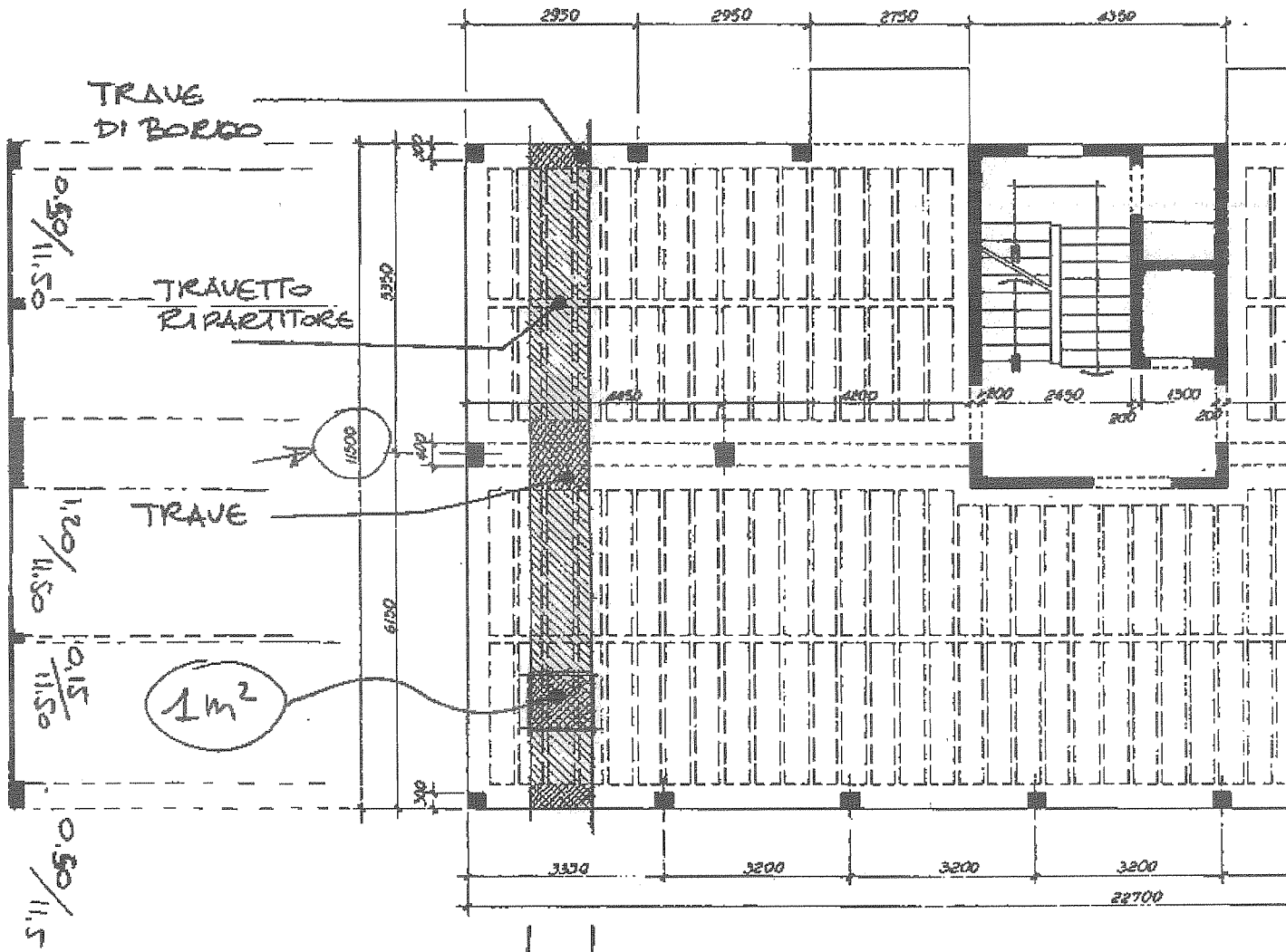
UNA PARTE DI PERMANENTE DIVENTA VARIABILE

4.67 kN/m²

PERMANENTE nel caso di VARIABILE pari a 3.96 kN/m²

② LUCIDENZA DEI CORDOLI E DELLE TRAVI

Vengono stimati i pesi aggiuntivi dovuti a quelle parti del solcio nelle quali viene a mancare l'alleggerimento dovuto ai laterizi (pignatte)



è il peso unitario in assenza di cordoli

un solcio 20+4 pesa 3.14 t/m^2 se alleggerito
 o $0.24 \times 25 \text{ t/m}^3 = 6.00 \text{ t/m}^2$ se pieno

su una fascia larga 1 m e lunga 11.50 m si hanno
 $2 \times (0.15 + 0.50) + 1.20 = 2.5 \text{ m}$ pieni.

quindi il peso unitario medio andrebbe aumentato di $(6.00 - 3.14) \times \frac{2.5}{11.50}$

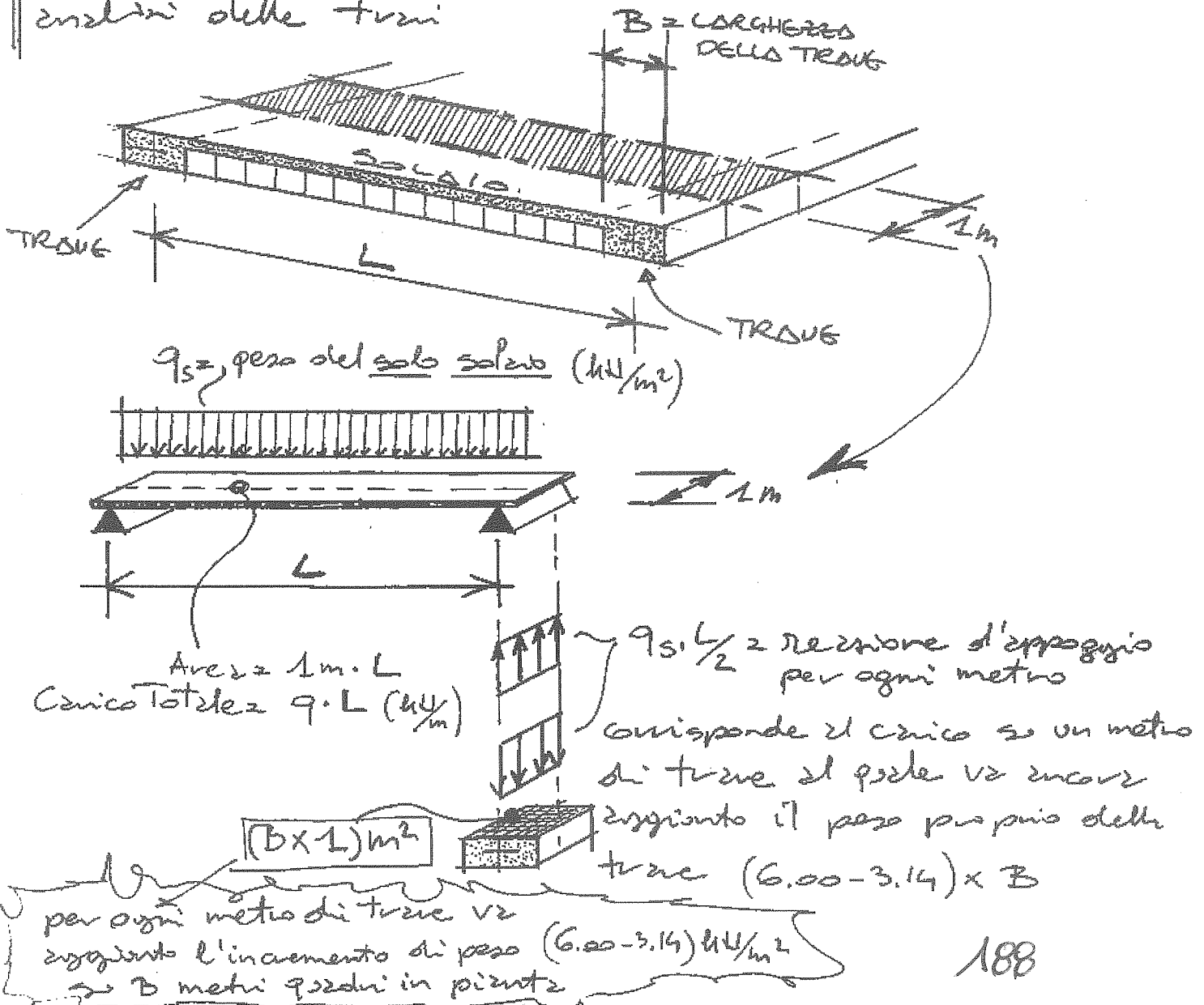
quindi aumentando il carico medio al m² di

$$(6.00 - 3.14) \cdot \frac{2.5}{11.50} = \underline{0.62 \text{ kN/m}^2} \text{ si tiene conto}$$

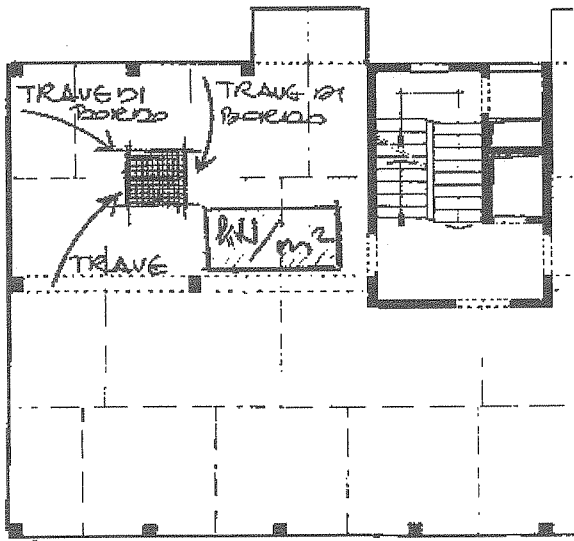
del peso proprio di TRAVI E CORSONI ($\approx +20\%$)

Si osserva però che il peso delle TRAVI è applicato in corrispondenza degli appoggi del solco (ossia le travi stesse) e quindi contribuisce alle somme dei pesi totali ma non alla flessione dei solchi.

In alternativa si trascura il peso proprio delle travi nell'analisi del solco, per poi aggiungere solo nella analisi delle travi



quindi il peso dei cordoli e delle travi può essere considerato in due modi



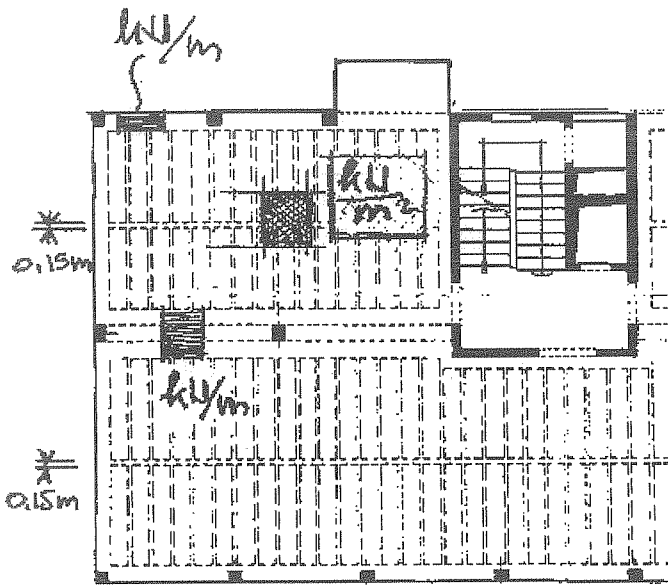
Come visto l'incidenza delle travi è

$$(6.00 - 3.14) \frac{kU}{m^2} \cdot \frac{2.5 m}{11.50 m} = 0.62 \frac{kU}{m^2} (+20\%)$$

Ⓐ considerando un carico unitario medio che comprende tutti i pesi aggiuntivi ripartendoli sull'intera superficie del solco. Lo stesso metodo si applica per i divisioni interni (è corretto) e per i divisioni esterni (come per le travi è più difficile)

- ⊕ VANTAGGI • è + semplice e rapido
- nel calcolo del carico dei pilastri i risultati sono sufficientemente accurati
- ⊖ SVANTAGGI • sovrastima il carico che flette i solci

Ⓑ incorporando nel carico medio al m² solo i carichi che sono effettivamente distribuiti sui solci (travetti ripartitori, rinforzo delle isole tecniche, ecc.) e mantenendo separati i carichi al metro lineare delle travi e dei tamponamenti esterni (più pesanti)



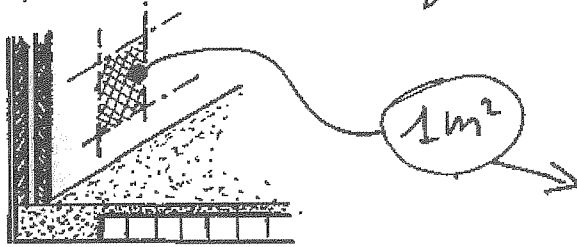
In questo caso l'incidenza dei travetti ripartitori è

$$\text{solo } (6.00 - 3.14) \times \frac{0.15 + 0.15}{11.50} = 0.075 \frac{kU}{m^2} (+2.5\%)$$

- ⊕ VANTAGGI • è più accurato
- non sovraccarica i solci nei calcoli di flessione
- ⊖ SVANTAGGI • calcoli più articolati

dimensioni ripartite

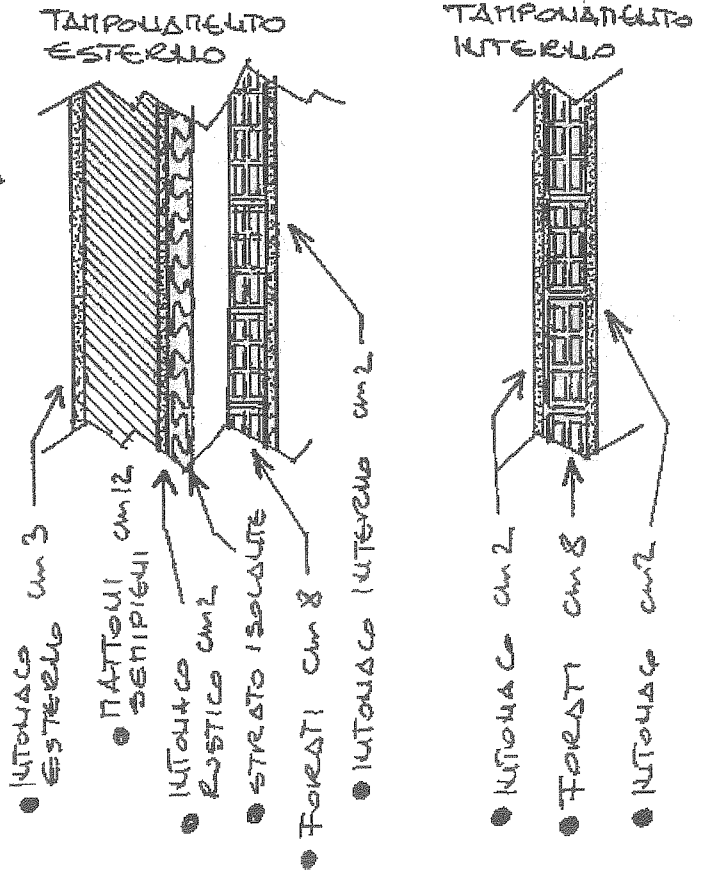
anche per i tamponamenti esterni e per le
partizioni interne va svolta un'analisi del peso
proprio al metro quadrato



ANALISI DEI CARICHI

TAMPONAMENTO ESTERNO

• intonaco esterno	$0.03 \times 20 =$	0.60 kN/m^2
• muratura esterna	$0.12 \times 16 =$	1.92 kN/m^2
• intonaco rustico	$0.02 \times 20 =$	0.40 kN/m^2
• strato isolante	$0.03 \times 1 =$	0.03 kN/m^2
• muratura interna	$0.08 \times 11 =$	0.88 kN/m^2
• intonaco interno	$0.02 \times 20 =$	0.40 kN/m^2
<hr/>		
totale per m ² di parete		4.23 kN/m^2



TAMPONAMENTO INTERNO

intonaco	$0.02 \times 20 =$	0.40 kN/m^2
muratura	$0.08 \times 11 =$	0.88 kN/m^2
intonaco	$0.02 \times 20 =$	0.40 kN/m^2
<hr/>		
totale per m ² di parete		1.68 kN/m^2

occorre stimare quanti m^2 di tamponamenti
possono sulla struttura

TAMPONAMENTI ESTERNI

- di solito gravano direttamente sulle travi di bordo e quindi va calcolato il peso che insiste su un metro di trave
- i m^2 di muratura che gravano su 1m in pianta si ottengono semplicemente dall'altezza totale del tamponamento =

INTERVALLO - SPESORE SOLAIO
nell'esempio $305 - (20+4) = 281\text{cm}$
quindi si hanno $2,81 \frac{m^2}{m}$

- l'area della muratura può essere valutata per considerare le aperture esterne

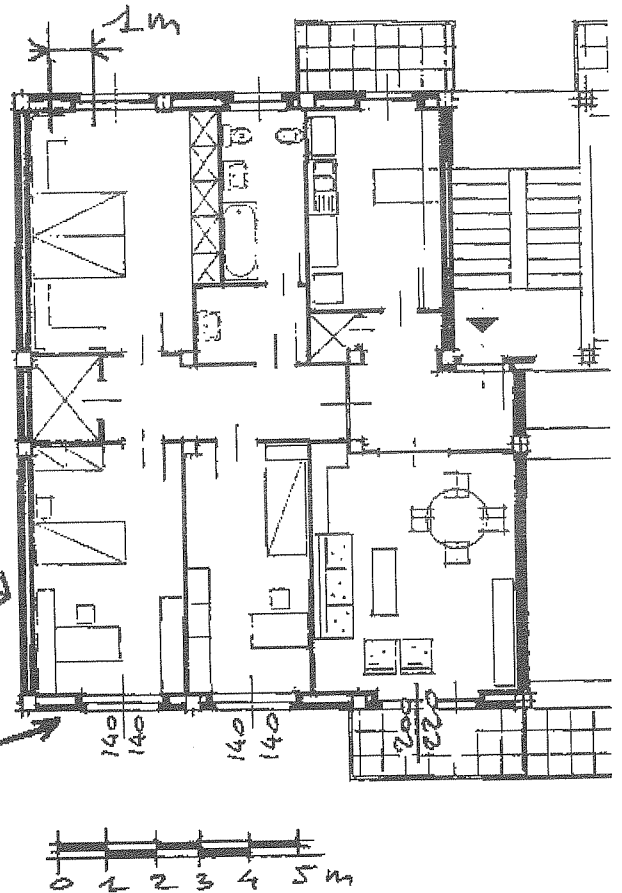
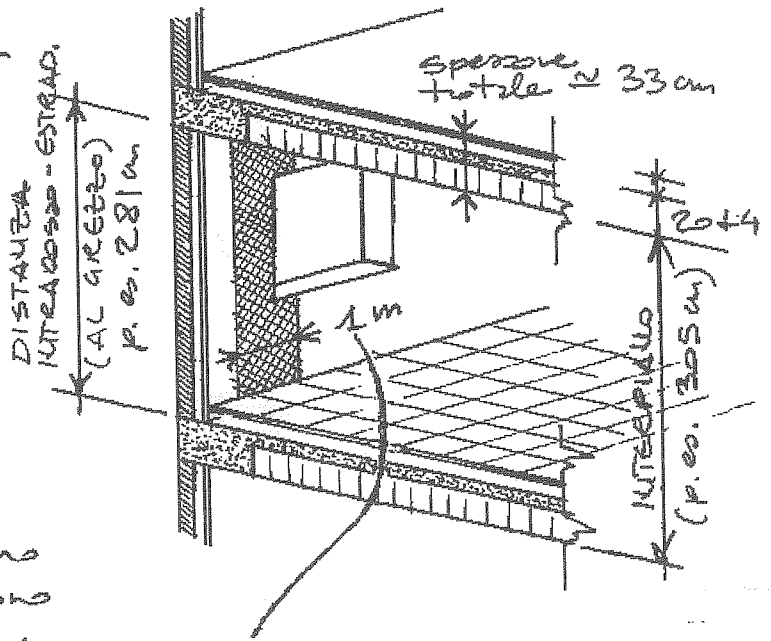
quindi:

* PARETE LATERALE (piena) 100% piena

$$2,81 \frac{m^2}{m} \times 4,23 \frac{kW}{m^2} = 11,9 \frac{kW}{m}$$

* FACCIAIA (con fori) ~70% piena

$$2,81 \frac{m^2}{m} \times 70\% \times 4,23 \frac{kW}{m^2} = 8,3 \frac{kW}{m}$$



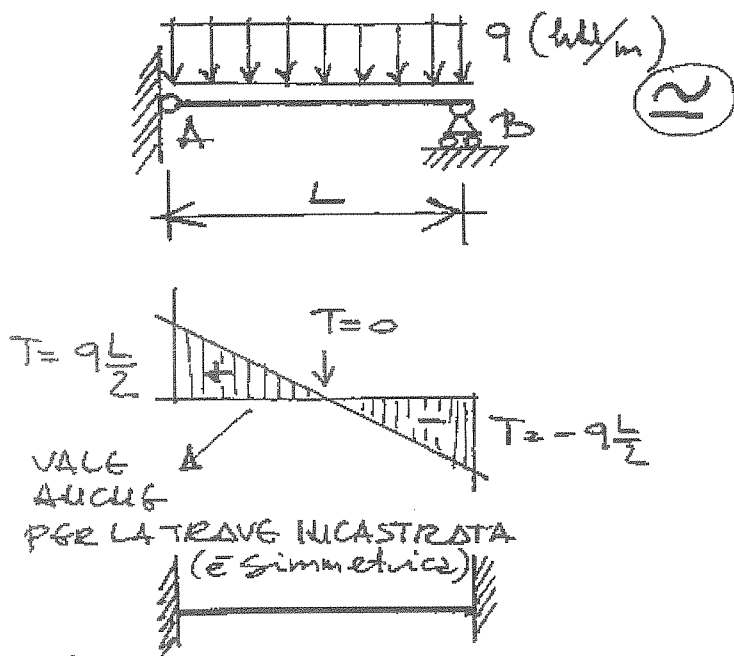
TAMPONAMENTI INTERNI

- per ogni area di solaio omogenea quanto a densità delle divisioni interne (p. es. l'appartamento di figura) si calcola la lunghezza totale dei divisioni in pianta (eventualmente suddivisi per spessore, se differente)
nell'esempio $\approx 36\text{m}$ di divisioni su $120\text{m}^2 = 0,3 \text{ m/m}^2$
quindi l'incidenza dei divisioni è $0,3 \frac{m}{m^2} \cdot 2,81 \frac{m^2}{m} \cdot 1,68 \frac{kW}{m^2} = 1,41 \frac{kW}{m}$

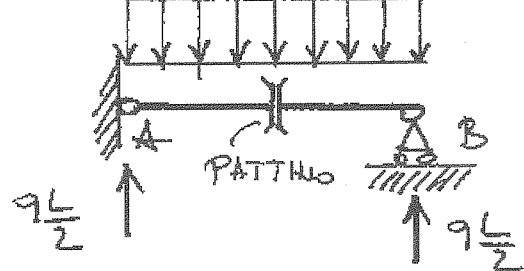
AREA DI INFLUENZA

In un generico elemento inflesso (TRAVE, SOLAIO) il punto del TAGLIO NULLO assume un significato fisico particolare: suddivide la campata in zone di pertinenza dei rispettivi appoggi ed estremità.

Alcuni esempi...



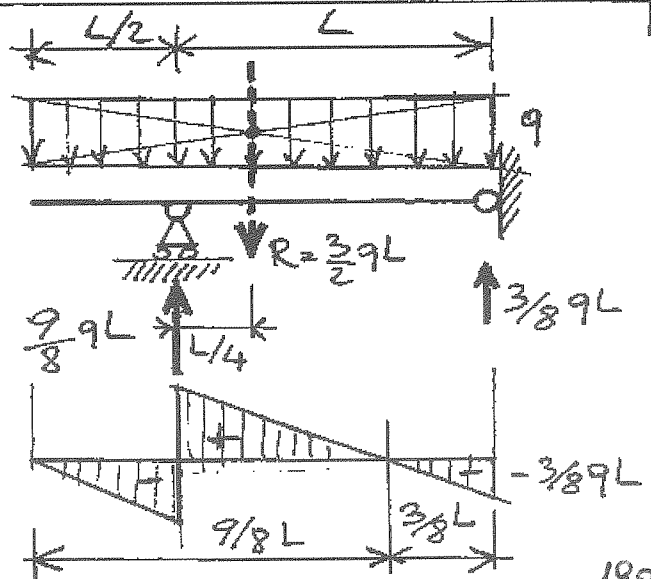
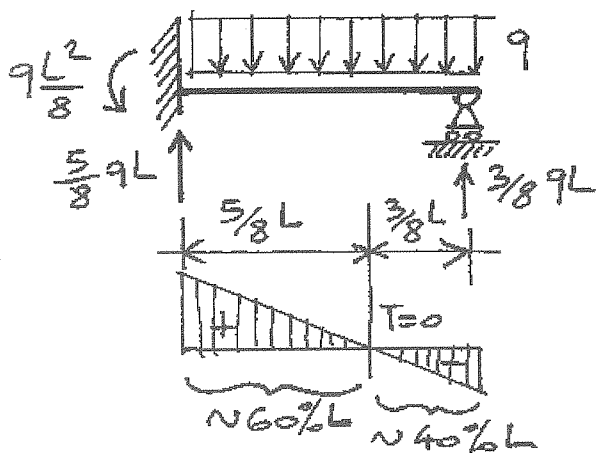
PARTE SOSTENUTA DAL VINCULO POSTO IN A PARTE SOSTENUTA DAL VINCULO POSTO IN B



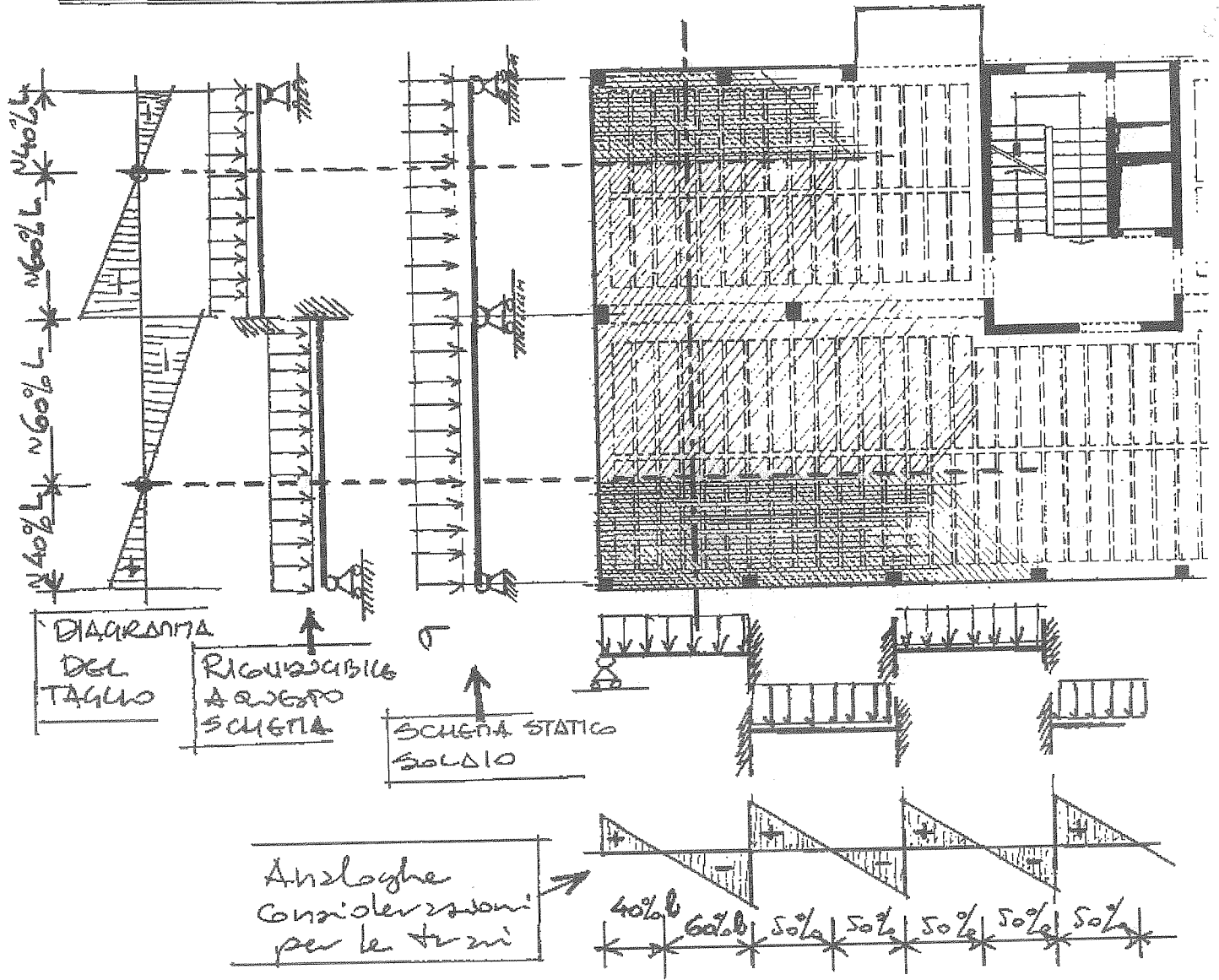
isolatamente potremmo introdurre nel punto dove $T=0$ un PATTINO (trasmette il momento e lo sforzo ma non il taglio) senza che la statica della trave ne risulti alterata

in questo modo si può pensare che ciascun appoggio sostiene quella porzione di trave che sta dalla sua parte rispetto al punto $T=0$

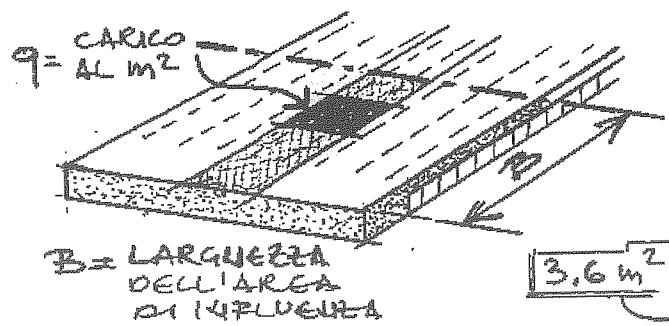
CASI NON SIMMETRICI...



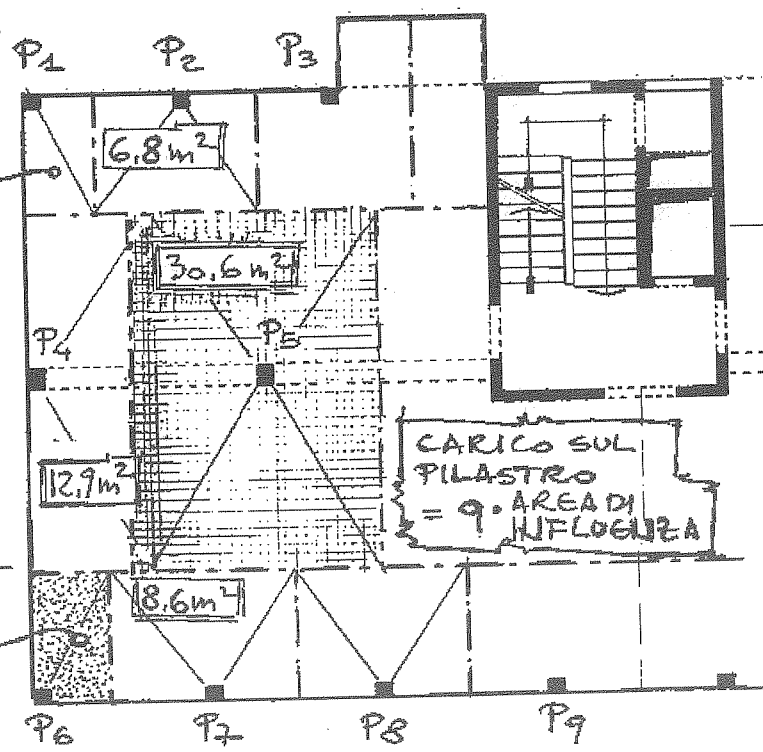
Schemi statici riconoscibili in una struttura in C.A.



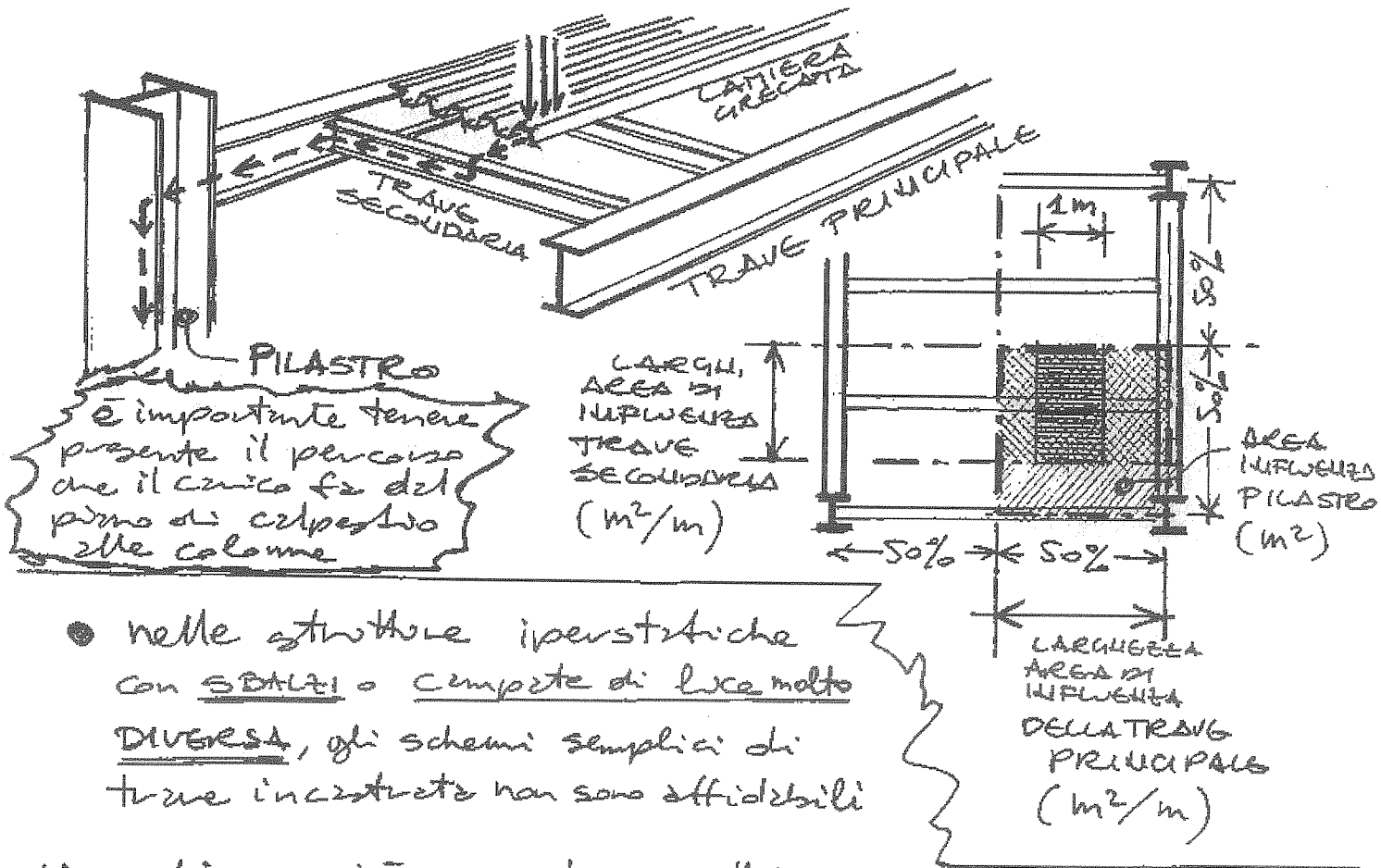
Con queste considerazioni si individuano le AREE di pertinenza di ciascun pilastro o la parte di solario sostenuta da una trave



CARICO AL NETTO SULLA TRAVE = $q \cdot B$



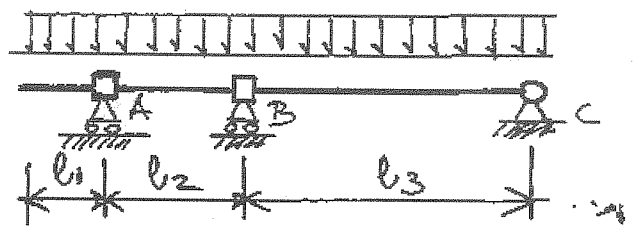
- Nelle strutture in acciaio è più frequente incontrare degli schemi isostatici, nei quali di solito le aree di influenza sono simmetriche



- nelle strutture iperstatiche con SBALTI o campate di luce molto DIVERSE, gli schemi semplici di trave incastata non sono affidabili

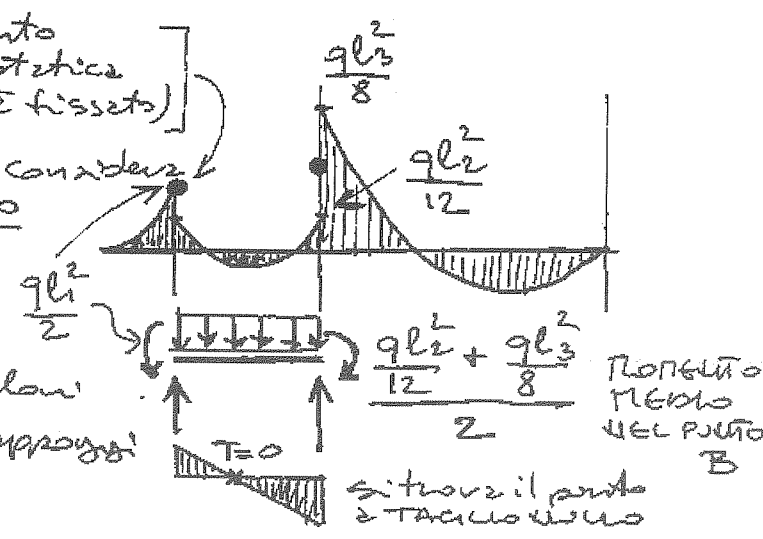
Una stima più accurata si ottiene come segue:

- (a) si bloccano la rotazione degli appoggi intermedi



- (b) si calcolano i momenti di incastro ai nodetti considerando:

- se c'è uno sbalzo il suo momento (la mensola è una parte isostatica e il suo momento di incastro è fisso)
- nelle campate intermedie si considera il momento di incastro medio

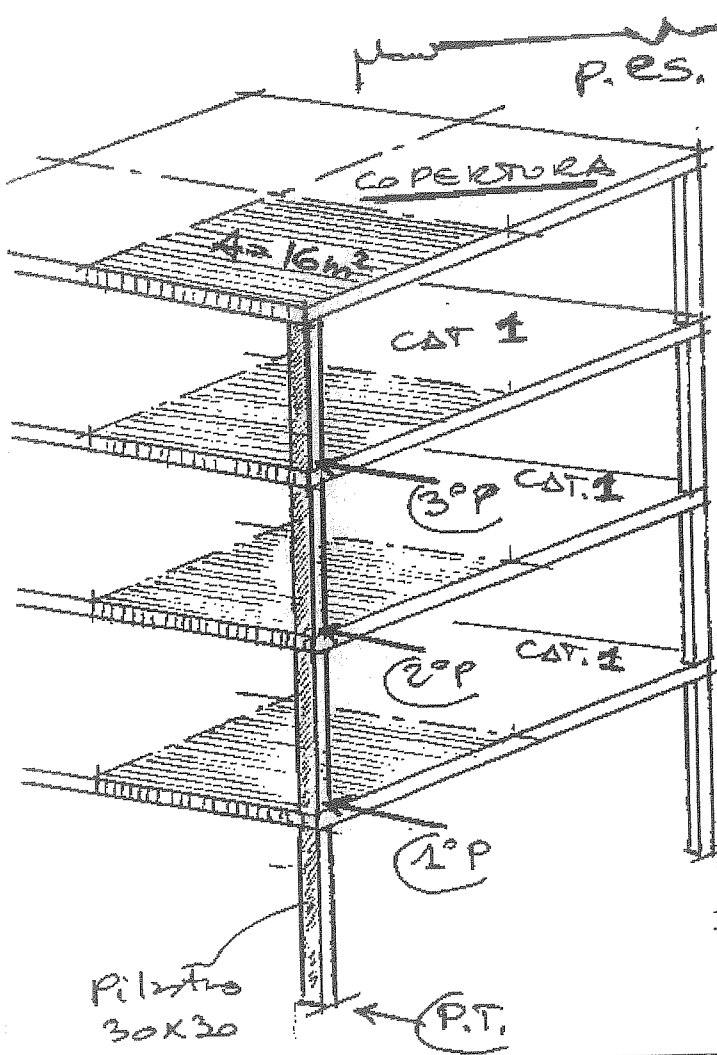
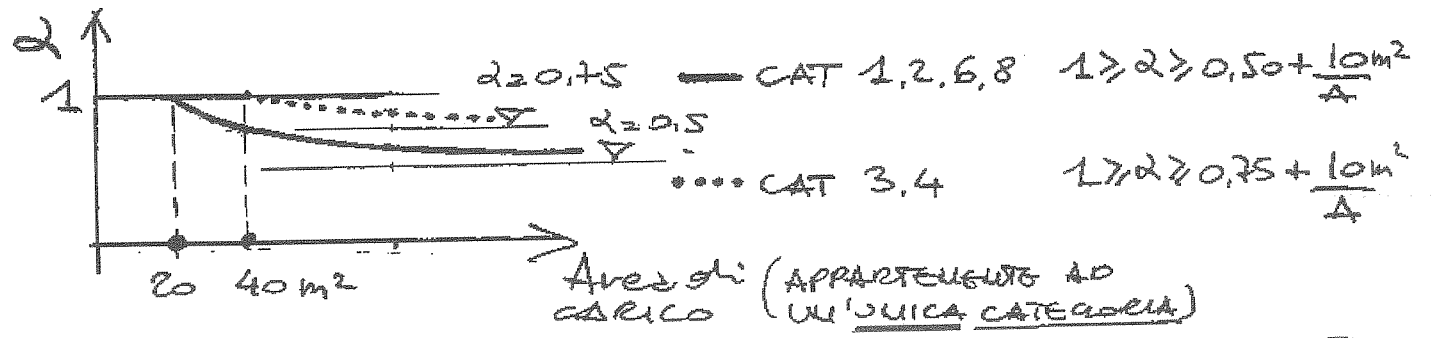


- (c) si equilibrano le singole campate considerando i valori stimati dei momenti agli appoggi

195

COEFFICIENTE DI RIDUZIONE

Dato la violata probabilità che il carico variabile si verifichi con la massima intensità simultaneamente in ogni parte di una vesta area di carico, questo potrà venire ridotto nella verifica degli elementi strutturali (non si applica a neve e vento!)



p.es. ipotizzando $p = 6 \text{ kN/m}^2$ PERMANENTE

VARIABILE $q_H = 1,28 \text{ kN/m}^2$ NEVE
 $q = 2,0 \text{ kN/m}^2$ CAT. 1

P.P. pilastro = $0,3 \times 0,3 \times 2,8 \times 25 = 6,3 \text{ kN}$

CARICO ALLA BASE DEI PILASTRI

3° P $A \cdot (6 + 1,28) + 6,3 = 122,8 \text{ kN}$
 $\alpha = 1$ (NEVE!) pilastro

2° P $A \cdot (6 + 1,28) + A(6 + 2) + 6,3 \times 2$
 copertura 3° impalcato pilastro
 $\rightarrow = 257,1 \text{ kN}$

$\alpha = 1$ (CAT 1 ma $A = 16 \text{ m}^2 < 20 \text{ m}^2$)

1° P $A \cdot (6 + 1,28) + 2A(6 + 2 \cdot \alpha) + 6,3 \times 3$
 copertura 2°+3° impalcato pilastro
 $\rightarrow = 379,4 \text{ kN}$ $\alpha = 0,8125$
 (32 m^2 CAT. 1)

P.T. $A \cdot (6 + 1,28) + 3A(6 + 2 \cdot \alpha) + 6,3 \times 4 = 497,7 \text{ kN}$
 copertura 3 impalcato 4 pilastro
 $\alpha = 0,708$ (Area = 48 m^2 CAT. 1)

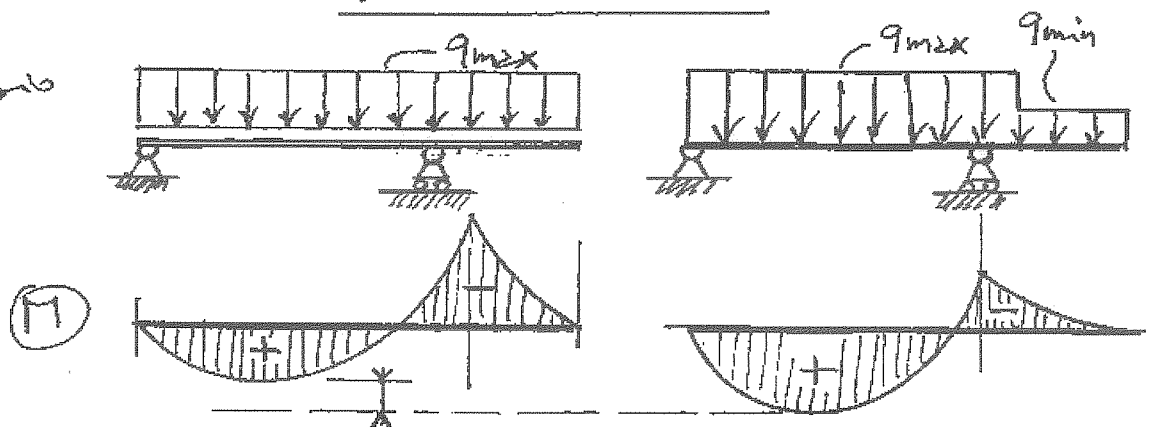
CARICHI CHE POTREBBERO MAUCARE

Nel calcolo di alcuni elementi strutturali, ciò che è importante è il CARICO MASSIMO che può gravare su di esso (per es. nel calcolo dello sforso ammissibile dei pavimenti).

Nelle strutture ipere è frequente il caso in cui due o più elementi strutturali sono collegati e si influenzano vicendevolmente (continuità di campate, sbalzi, ecc.)

In questi casi è importante conoscere anche il CARICO MINIMO che può insistere sulla struttura, perché spesso genera situazioni più sfavorevoli

per esempio



il momento in campate è momento !

Pertanto, oltre a considerare il caso in cui i sovraccarichi variabili agiscano solo su parte della struttura, va tenuta presente la possibilità che (temporaneamente o meno) alcune opere possano venire rimosse (divisioni, pavimento, sottofondo) ed eventualmente venire sostituite con altre di peso inferiore.

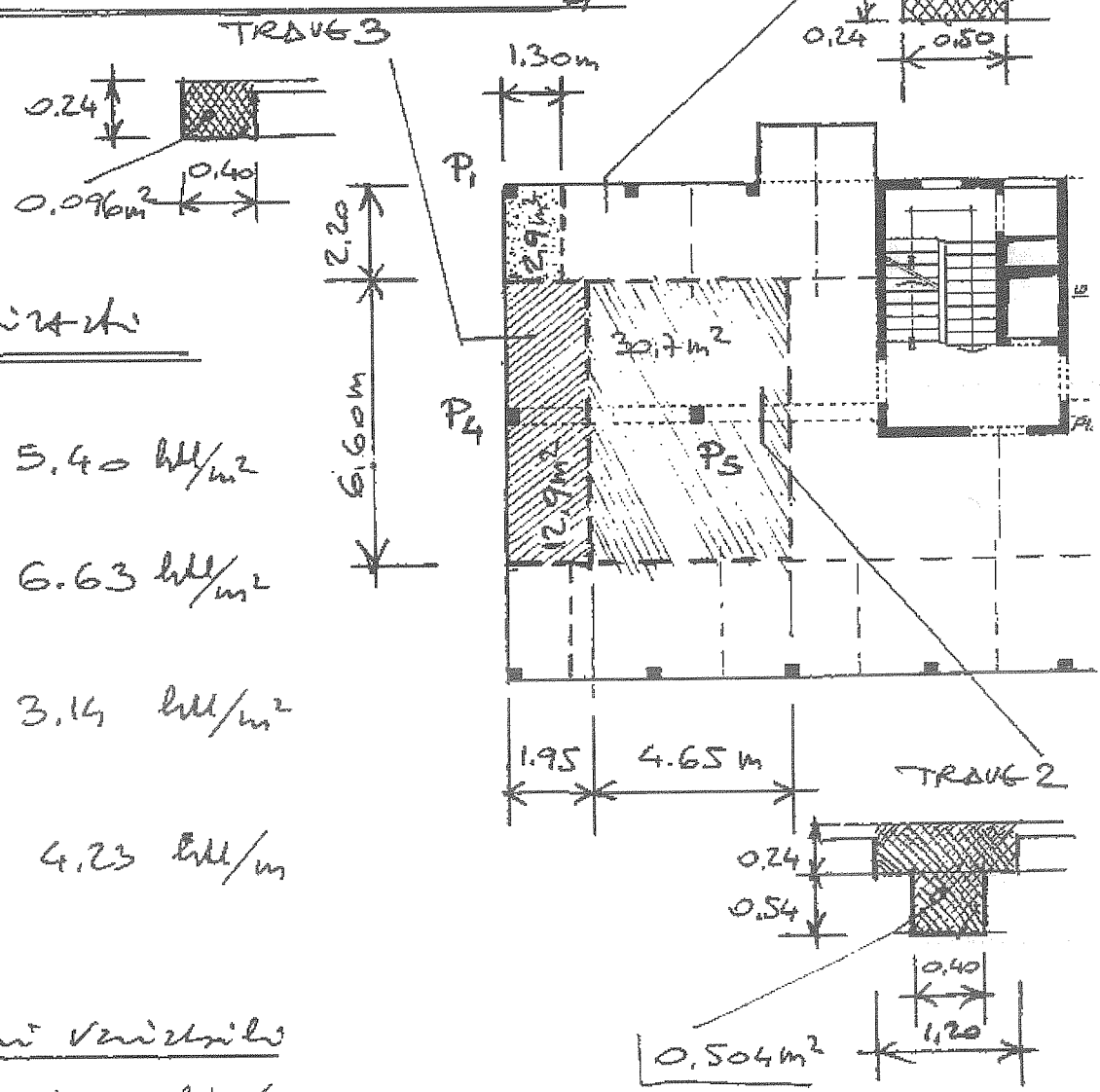
P.es.

- Rimozione divisioni - 1,41 t/m^2
- Rimozione pavimento - 0,40 t/m^2
- Rimozione sottofondo - 1,20 t/m^2
- NUOVO SOTTOFONDO (4cm) + 0,80 t/m^2
- NUOVO PAVIMENTO (legno) + 0,25 t/m^2
- 1,96 t/m^2

quindi

- NUOVO CARICO PERMANENTE
- $6,63 - 1,96 = 4,67 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
- NUOVO CARICO VARIABILE
- $2,0 + 1,96 = 3,96 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$

Esempio di calcolo del carico che grava su tre pilastri (d'angolo, di facciata e interno)
 → si veda Analisi Carichi.XLS



Valori utilizzati

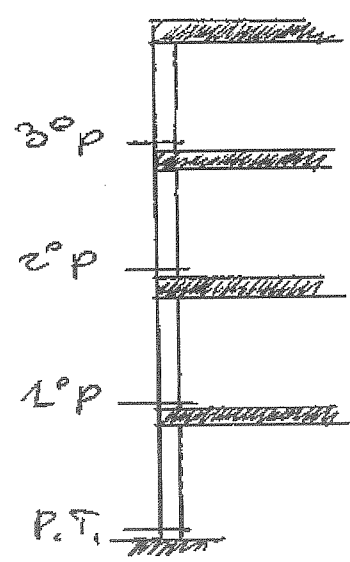
- permanente coperture 5.40 kN/m²
- permanente solai intermedi 6.63 kN/m²
- permanente struttura del solai 3.14 kN/m²
- tamponamento esterno 4.23 kN/m

Sovraccarichi variabili

- Uffice 1.28 kN/m²
- Cat. 1 2.0 kN/m²

Hel caso in cui i carichi espositivi di trave e tamponamenti esterni vengono inclusi nel permanente dei solai intermedi...

Si veda la soluzione approssimata sul foglio elettronico

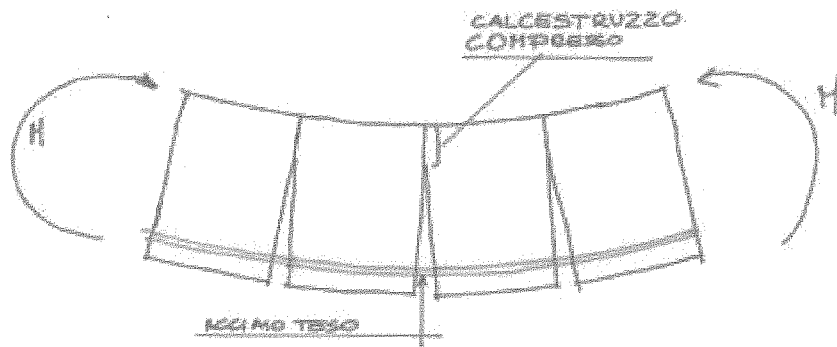


STATI LIMITI DEL CALCESTRUZZO ARMATO

Il cemento armato è un materiale più complesso rispetto agli altri materiali che abbiamo visto finora osservato perché è un materiale composto, dove vengono associati due materiali diversi che sono l'acciaio e il calcestruzzo.

Il lato positivo del cemento armato è quello di utilizzare pienamente le caratteristiche di questi due elementi che lo costituiscono.

Come tutte le strutture che sono sottoposte a flessione il comportamento è del tipo come quello osservato per gli altri elementi.



Tutte le strutture sottoposte a flessione sono caratterizzate dalla situazione che nella parte superiore vedono tutti gli sforzi di compressione mentre nella parte inferiore risiedono gli sforzi di trazione.

La caratteristica favorevole del cemento armato è costituito dal fatto che, visto che il calcestruzzo ha una elevata resistenza alla compressione ma una scarsa resistenza alla trazione, l'elemento che viene realizzato in calcestruzzo viene rinforzato da tondini di ferro che vengono posizionati nella parte che è soggetta a sforzi di sollecitazione di trazione (nella parte inferiore per le strutture sottoposte a momento flettente positivo e nella parte superiore delle strutture sottoposte a momento flettente negativo). Gli sbaizi, come i poggiali, hanno l'armatura nella parte superiore mentre una trave che regge ha l'armatura nella parte inferiore.

Caratteristiche

Il cemento armato è impropriamente chiamato così perché il termine corretto sarebbe "calcestruzzo armato" in quanto, in realtà, il cemento è il legante che viene mescolato a ghiaia e acqua per ottenere il calcestruzzo. È giusto considerare quindi il calcestruzzo come la miscela di inerte (ghiaia), legante (cemento) e acqua. Nel calcestruzzo armato vengono valorizzate le caratteristiche del calcestruzzo e del metallo dell'armatura.

Caratteristiche principali del calcestruzzo

- discreta resistenza alla compressione (la definiamo discreta resistenza facendo il paragone con la migliore resistenza alla compressione del metallo che è 10 volte superiore);
- resistenza pressoché nulla alla trazione (effettivamente se sottoponiamo il calcestruzzo a trazione, prima della sua rottura, impieghiamo delle forze che non sono ancora in grado di provocare la rottura quindi può essere verificata una certa resistenza alla trazione; in questa fase però vengono a crearsi delle fessurazioni che compromettono definitivamente la stabilità dell'elemento e questa fase pre-rottura è da considerarsi come una destabilizzazione vera e propria; sono tipiche e caratteristiche le fessurazioni che si vengono a creare nella fase di asciugatura e ritiro del calcestruzzo);
- costo vantaggioso (confrontato a quello dell'acciaio);
- facilità realizzativa (possibilità di realizzare degli elementi compositivi tramite stampi, trasporto delle materie prime in cantiere tramite betoniere, eccetera);
- buona resistenza al fuoco (la struttura in calcestruzzo ha un'ottima resa nei confronti del fuoco rispetto a quella dell'acciaio; infatti alla temperatura di 300° C, temperatura facilmente raggiungibile negli incendi, l'alta resistenza dell'acciaio precipita).

La resistenza delle strutture si misura con la quantità di minuti che una struttura impiega a collassare, una struttura in acciaio impiega molto meno tempo di una struttura in calcestruzzo. Anche una struttura di calcestruzzo armato, che ha nella sua costituente una componente di acciaio, è molto più resistente di una struttura costituita esclusivamente di acciaio poiché il calcestruzzo è presente in percentuale molto più

elevata di quella dell'acciaio ed offre una barriera naturale fasciante, e quindi di protezione, alle barre di metallo.

Caratteristiche principali dell'acciaio

- elevata resistenza alla trazione;
- buona resistenza alla compressione (caratteristica positiva che non si riesce mai a sfruttare appieno perché la struttura in acciaio soffre di elevata instabilità, se realizzassimo strutture in acciaio che resistono alle massime tensioni avremo delle strutture talmente esili che pregiudicherebbero la propria stabilità. Questa problematica è definita "instabilità delle strutture in acciaio", se sottoponiamo un'asta di metallo ad una compressione agli estremi questa non andrà incontro a criticità per problematiche di compressione ma di stabilità in quanto non riusciremo ad arrivare alla sua compressione massima prima che questa si pieghi);
- facilità di messa in opera se si possono impiegare dei mezzi di sollevamento.

Vediamo che le caratteristiche del calcestruzzo e dell'acciaio sono complementari: dove presente l'elevato costo dell'acciaio si compensa con una minore quantità di impiegare lo stesso, dove è gravosa l'opera di trasporto delle componenti metalliche si può ottimizzare l'opera con la creazione in blocco degli elementi costruttivi, eccetera.

Cenni storici

Osservando le caratteristiche dei materiali, alla fine dell'ottocento, si pensò di creare una struttura in calcestruzzo dove, prima della gettata di calcestruzzo, venivano posizionate componenti in metallo dove erano presenti i maggiori sforzi di trazione. La realizzazione di queste opere si rivelò fin dall'inizio più complessa di quella di una realizzazione classica in legno o in acciaio in quanto comportava:

- fare l'analisi della struttura;
- comprendere dove avvenivano i maggiori sforzi di trazione;
- calcolare la rottura;
- posizionare gli elementi in metallo dove necessario e prima di fare la gettata.

Queste analisi comportano il lavoro del calcestruzzo in tutta la massa della struttura associata all'intervento dell'acciaio dove intervengono gli sforzi di trazione.

Dobbiamo però considerare anche la situazione verificata che una struttura subisca il cambiamento di segno delle forze positive, come nel caso delle forze di trazione orizzontali che possono cambiare di segno. La Normativa, a causa di questa situazione, impone che il laterizio armato non sia semplicemente realizzato come nello schema precedente ma che venga realizzato all'interno di una gabbia di acciaio e che tutte le armature siano collegate con delle staffe. Queste armature sono in aggiunta alla componentistica in acciaio calcolate inizialmente per contrastare le forze positive.

I nostri calcoli si baseranno unicamente sull'acciaio studiato dalle forze positive calcolate ma non dovremo dimenticare che la Normativa impone un'ulteriore precauzione rappresentata dalle gabbie in acciaio per contrastare forze differenti non prevedibili. Questa osservanza è andata via via, con le revisioni delle normative, sempre più presa in considerazione. Le armature d'acciaio sono aumentate di consistenza. La quantità e la tipologia delle gabbie d'acciaio è determinata dalle dimensioni della struttura di cui si deve garantire la stabilità.

Il peso aggiuntivo della gabbia non viene considerato nei nostri calcoli, anche perché come detto più volte i nostri calcoli non sono soggetti alla precisione di un calcolo topografico.

Il calcestruzzo che ricopre la gabbia e tutti i suoi componenti deve avere uno spessore calcolato in funzione dell'ambiente in cui viene inserito, questo spessore viene definito "copriferro". In caso di ambiente "aggressivo" questo spazio assume notevole importanza e l'analisi delle strutture in calcestruzzo armato ha portato la Normativa a prenderlo in considerazione.

Per il corretto posizionamento della gabbia all'interno della struttura del laterizio armato e per il rispetto di una determinata distanza dal cassero per creare un preciso spessore di "copriferro", vengono impiegati degli spessori in plastica che permettono il mantenimento della distanza dei tondini anche durante la gettata.

Vantaggi delle strutture in laterizio armato

- il metallo immerso nel calcestruzzo è protetto dal calcestruzzo stesso contro la corrosione (da ciò si capisce l'importanza del "copriferro");
- buona resistenza al fuoco;

- ottima risposta agli effetti dei sismi e delle azioni non prevedibili (in particolar modo per le realizzazioni in opera, ossia le costruzioni realizzate in cantiere, che possiedono maggiori caratteristiche leganti, come le realizzazioni "a stampo" in cassero, rispetto agli elementi assemblabili prodotti industrialmente; è tipico l'esempio di una soletta realizzata in travi d'acciaio dove un carico concentrato può andare a compromettere la resistenza di una singola trave confrontata ad una soletta realizzata in calcestruzzo armato dove il peso di un carico concentrato viene distribuito su tutta la superficie dai travetti affiancati collegati tra di loro dagli elementi di mezzera, spazi vuoti riempiti di calcestruzzo che distribuiscono il peso anche sui travetti vicini. Questi spazi di distribuzione, dette "nervature" o "rompitratte", sono collocati ogni 2 m, su 4 m se ne colloca uno ogni 1,5 m, su 6 m a minore distanza);
- massima elasticità nella forma della struttura (proprio perché realizzate sul posto possono assumere qualsiasi forma);
- rapidità di esecuzione anche in ambienti difficilmente accessibili (sempre per il motivo perché realizzabili sul posto anziché trasportati in essi).

Svantaggi delle strutture in laterizio armato

- peso proprio elevato in rapporto alle prestazioni (non rapportabile al più elevato peso dell'acciaio ma alla realizzazione con esso di strutture più snelle);
- scarsa coibentazione termica ed acustica (il laterizio armato, come tutte le strutture pesanti, non ha proprietà di isolamento come quelle possedute da materiali più leggeri);
- complessità di calcolo delle strutture (paragonandolo alle strutture finora studiate poiché costituito da due diversi materiali);
- difficoltà di recupero dei materiali in caso di demolizione della struttura (le strutture in acciaio vengono interamente recuperate fondendo il metallo mentre per le strutture in calcestruzzo armato, ora, si cerca di recuperare i materiali frantumando la struttura, recuperando il metallo che viene fuso a parte e impiegando i detriti come materiale di sottofondo per la realizzazione di manti stradali e solette interponendo queste frantumazioni tra lo strato argilloso e la gettata di calcestruzzo).

Cenni storici

I primi utilizzi del cemento armato risalgono alla seconda metà dell'ottocento, periodo storico caratterizzato dalla Rivoluzione Industriale e dal forte incremento della produzione di acciaio. Agli inizi del secolo la produzione di acciai era di tipo artigianale, di quantità estremamente contenute. In piccoli crogiuoli venivano fusi minerali di ferro e carbone di legno. Anche in Liguria, nelle zone interne come la Val Bormida, sono ancora presenti i resti di piccoli laboratori di fusione, zone chiamate "Ferriere" proprio perché relegate alla produzione del ferro. Per la produzione di ferro occorrevano tre elementi: i minerali di ferro, il carbone e l'acqua. In queste località dovevano essere presenti almeno due materiali, il terzo (in questo caso il minerale di ferro) veniva importato dalla costa, proveniente da navigazioni mercantili dai porti e trasportato nell'entroterra da animali da soma. Le modeste quantità prodotte erano anche di qualità non elevata a causa delle scarse caratteristiche qualitative di fusione per la tipologia del carbone di legno che non garantiva la temperatura ideale.

Nella fine del '700 e inizi '800, in Germania, si avvia l'inizio della produzione di acciaio tramite gli altoforni. Il carbone impiegato non è più di legno ma di tipo minerale. Viene collocato insieme al minerale di ferro all'imboccatura dell'altoforno e la quantità dei componenti è controllata con estrema precisione come sottoposte ad attenti controlli sono le temperature di fusione. La qualità di questo acciaio crebbe notevolmente e i paesi che seppero sfruttare maggiormente queste metodiche furono la Germania, l'Inghilterra, la Francia e l'Italia a seguire.

Quest'aumento della produzione di acciaio determinò l'inizio della creazione di ponti in metallo e l'idea di produrre i primi motori. I primi a venire prodotti furono quelli a vapore con delle rese energetiche limitate. Era impensabile poter utilizzare un motore a vapore che consentisse il trasporto su terra (un camion, per la sua mole e per l'impossibilità di trainare anche il combustibile non sarebbe fattibile con tale motore) ma l'attrito limitato tra un binario e una ruota di treno determinò lo sviluppo della rete ferroviaria. Nel 1861, anno dell'Unità d'Italia, era già presente una linea ferroviaria che andava da Roma a Savona e una che percorreva il tragitto da Torino a Ceva. Sempre nella seconda metà dell'800 viene completata la linea tra Torino e Savona con un unico binario mentre nel 1908 venne fatta la seconda linea di Altare che collega San

Giuseppe a Savona. L'aumento delle infrastrutture delle ferrovie, considerando anche che gli elementi strutturali delle stazioni dell'800 erano costituiti interamente in acciaio, determinò un ulteriore bisogno della produzione di acciaio. Con l'ulteriore specializzazione nella produzione di particolari tipi di acciaio si arrivò a creare il motore a scoppio, questo nuovo tipo di motore modificò ulteriormente la qualità dei trasporti e le abitudini della popolazione.

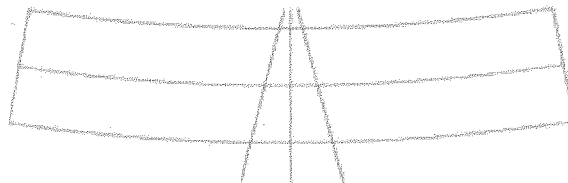
Il cemento armato, per potersi sviluppare, ha avuto bisogno della produzione industriale dell'acciaio. I primi edifici realizzati con questa tecnica sono datati dalla fine dell'800, in Francia venne realizzato interamente un palazzo in cemento armato ad intento sperimentale per verificare nel tempo il comportamento di questo materiale.

La divulgazione di questa tecnica avvenne grazie ai grandi insediamenti industriali, le fabbriche costruite in cemento armato, sorte nei primi anni del '900, sono ancora in buone condizioni perché questi edifici vennero progettati sovradimensionati. L'elevato numero di dipendenti delle imprese edili che realizzavano queste strutture ebbe modo di conoscere, in prima persona, le tecniche di lavorazione e di impiego del cemento armato e riuscì ad applicare nella realizzazione delle proprie case, o nel caso svolgessero un secondo lavoro, questa metodica rendendola conosciuta ed impiegata su larga scala.

Dopo i conflitti mondiali il cemento armato, venne largamente impiegato per le grandi opere di ricostruzione. Dalla seconda metà del '900, raffinando le tecniche di produzione dell'acciaio si riuscirono a produrre acciai con tensioni di rottura di 20.000 daN/cm^2 . Questi tipi di acciaio non possono essere impiegati per la realizzazione di cemento armato; verrebbe da pensare che, visto il loro alto livello di tensione di rottura, potrebbero essere impiegati in minore quantità rispetto ad acciai normali con tensioni di rottura di 4000 daN/cm^2 , ma alla struttura in cemento armato non potrebbe possedere caratteristiche monolitiche perché la minore quantità di barre di acciaio, sottoposte alla tensione, andrebbero in corso facilmente alla situazione di sfilamento dalla massa di calcestruzzo per mancanza di aderenza pure potrebbe verificarsi la fessurazione della trave per eccessivo stiramento delle barre d'acciaio.

Calcestruzzo Armato Compresso

Prendiamo in considerazione una trave in calcestruzzo armato che lavora con momento positivo, il carico posto su di essa tende a far lavorare la trave nel seguente modo



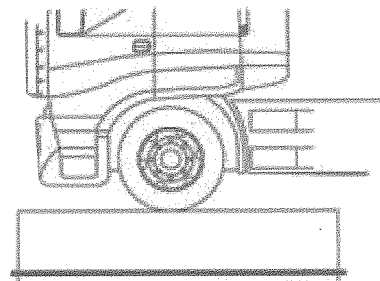
quando la carichiamo, come visto in precedenza, nella parte superiore di essa avremo una compressione e nella parte inferiore una trazione. Nella parte inferiore di essa vi saranno le barre d'acciaio che saranno sottoposte a trazione. Si è pensato di creare una trave che, ancor prima di essere sottoposta a momento positivo, sia nella situazione di uno stato tensionale uguale a quello a cui sarà sottoposta quando sarà sotto carico in modo che venga annullato il carico a cui è inizialmente sottoposta. Il carico annulla lo stato tensionale a cui è sottoposta la trave già di natura in fase di costruzione azzerando il suo lavoro sotto sforzo e rendendola con le caratteristiche iniziali di calcestruzzo armato quando si trova nella fase di lavoro intenso.



Calcestruzzo armato senza barra d'acciaio



Calcestruzzo armato compresso con barra d'acciaio in tensione



Calcestruzzo armato compresso con barra d'acciaio in tensione sottoposto a carico

La realizzazione di una trave in calcestruzzo armato precompresso avviene, inizialmente, come la realizzazione di una trave in calcestruzzo armato classico; nella parte inferiore, ossia quella sottoposta a trazione, si lascia un foro dove, quando dopo una settimana il calcestruzzo si è asciugato, si pone un cavo d'acciaio che viene sottoposto ad un'intensa trazione. Il cavo teso viene fissato alle estremità della trave nel punto di uscita. Il cavo teso svolgerà una funzione di compressione nella parte inferiore della trave e farà assumere alla trave, nella sua parte superiore, delle forze di trazione. Queste forze di trazione collocate nella parte superiore della trave verranno ad annullarsi quando questa sarà sottoposta ad un carico di pari intensità. Questo metodo di realizzazione è detto di "post-tensione" perché il cavo viene collocato e teso dopo l'essiccazione del calcestruzzo. Questa pratica è stata messa in atto nella seconda metà del '900 ma il suo utilizzo si è diffuso nell'ultimo quarto di secolo, particolarmente per quelle strutture che necessitano di intensità di lavoro molto elevate (capriate di capannoni con luci molto ampie, ad esempio). Altro metodo di realizzazione del calcestruzzo armato precompresso è quello del tipo "pre-tensione" e viene realizzato con la tensione preventiva del cavo, la gettata del calcestruzzo e il rilascio del cavo all'avvenuta essiccazione del calcestruzzo. Il metodo di "pre-tensione" è adatto per componenti di piccola-media grandezza. All'uscita del cavo, all'estremità della trave, il cavo viene fissato con dei fermi a cuneo come avviene per i tiranti, dobbiamo considerare che le travi vengono fissate da un'accurata armatura che previene il suo cedimento, particolarmente nei punti di uscita dei cavi in tensione. Ricordiamo inoltre che i calcestruzzo utilizzati per queste metodiche sono tutti di altissima qualità (classe 500).

CARATTERISTICHE DEI COMPONENTI DEL CALCESTRUZZO ARMATO

CALCESTRUZZO

Composizione media di 1 m³ di malta:

- 300 kg di cemento

Abbiamo diversi tipi di cemento

- Il più comune è il cemento PORTLAND che è composto da rocce calcaree frantumate e cotte ad alta temperatura, mescolato con altri tipi di cemento.
- Abbiamo poi i cementi di altoforno che utilizzano la Loppa d'altoforno, un sottoprodotto dell'acciaio (le scorie in forma schiumosa che rimangono in superficie nella fusione per la produzione dell'acciaio).
- Il cemento pozzolanica è un cemento dalle qualità meccaniche nettamente superiore agli altri nel quale viene aggiunta un'argilla, l'argilla pozzolanica che ha particolari caratteristiche di resistenza meccanica e agli agenti aggressivi (viene utilizzato, a causa dell'alto costo, solo negli ambienti a contatto con agenti aggressivi).
- Miscele di cementi vari, legati a volte anche a sperimentazioni svolte dalle poche ditte europee che si occupano della produzione di cemento. Sono poche le ditte europee che si occupano dell'intero ciclo produttivo del cemento, molte altre ditte acquistano le materie prime già lavorate, come nel caso del Clinker.

- Rapporto tra sabbia e ghiaia

0,3 m³ di sabbia

0,8 m³ di ghiaia

Ci si può chiedere come può stare più di 1 m³ di composto in 1 m³ effettivo. Entra in gioco la compenetrazione, ossia la capacità della sabbia di riempire tutti gli spazi lasciati vuoti dalla ghiaia. La sabbia ha una granulometria da 0,5 a 5 mm e deve essere molto pulita. Non può essere utilizzata sabbia di origine marina.

Anche la ghiaia ha diversi gradi di grandezza che dipendono dalla sua frantumazione. Non viene più utilizzata ghiaia di fiume perché è stato vietato il prelievo, come per la sabbia, dai letti fluviali. La ghiaia che viene impiegata è esclusivamente di cava.

- 120 -140 l di acqua (peso in rapporto del calcestruzzo equivalente a zero)

Con una quantità così ridotta di acqua avremo un impasto molto denso, di difficile lavorabilità. Per questo motivo vengono aggiunti degli additivi fluidificanti che rendono maggiormente lavorabile il calcestruzzo ma senza incidere sulla resistenza come potrebbe succedere con l'aggiunta di acqua.

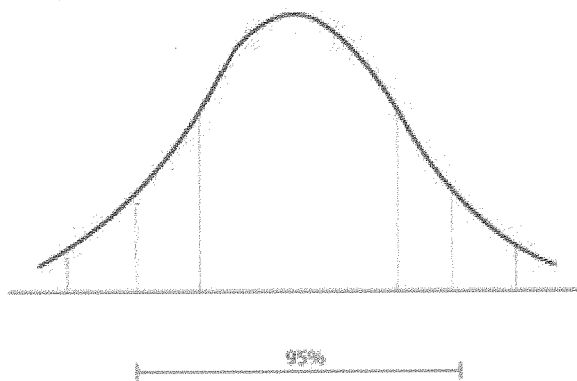
L'acqua deve essere pura, priva di sali e di parti terrose fini come le argille che possono ricoprire l'inerte e pregiudicare l'aderenza del cemento.

Caratteristiche di Resistenza di Compressione

La Resistenza Caratteristica ha un particolare significato perché la valutazione della resistenza di un materiale si valuta nello stesso modo in cui in topografia si valuta la lunghezza di una certa distanza. Si utilizza la teoria delle probabilità.

Un gruppo di persone, utilizzando lo stesso strumento, effettuerà la rilevazione della misura di una distanza, si otterranno risultati diversi dovuti al differente grado di precisione con cui si rileva la distanza. Alla domanda su quale sia la misura giusta si rimedia facendo la media tra le varie misure, per definire quanto sia precisa questa misura si fa un'analisi statistica e la precisione si ottiene analizzando i valori che si sono tenuti e in particolare osservando come sono distribuiti i valori rispetto alla media.

La distribuzione dei valori può essere ravvicinata, quando si utilizza uno strumento di precisione, oppure distanziata quando lo strumento non è di precisione o intervengono errori umani. Stesso paragone fatto sulle distanze, vale per le prove sui materiali. Se prendiamo diversi provini di calcestruzzo provenienti dallo stesso ciclo produttivo, vedremo che, analizzandoli, otterremo dei risultati distribuiti ma sufficientemente ravvicinati se il ciclo produttivo è valido, controllato e ripetitivo nella qualità e modalità di preparazione del composto. Se il ciclo produttivo viene a variare in qualche componente o nella modalità di preparazione, quindi in caso di ciclo produttivo meno controllato, avremo dei risultati delle prove maggiormente distanziati rispetto quelli del primo caso. Tornando al paragone in campo topografico noi vorremmo conoscere il grado di tolleranza che ha la rilevazione della



misura in questione, per quanto riguarda lo studio dei materiali noi siamo più interessati a conoscere il valore più basso che possiamo riscontrare in modo da non doverlo superare in fase progettuale rischiando di compromettere la struttura.

Per ottenere il valore su cui dovremmo sviluppare il nostro progetto dovremo calcolare il valore medio meno la tolleranza. Rapportandoci all'esempio delle misure, se abbiamo rilevato delle misure la cui media è 6 m e lo scarto oscilla di 1 m dovrò considerare di usufruire di una distanza di 5 m. Questa è la definizione che sta alla base della Resistenza Caratteristica.

La Resistenza Caratteristica è una resistenza tra le più basse che possiamo riscontrare nel materiale ed è quella che può essere raggiunta o superata dal 95% delle prove eseguite.

Se consideriamo un gruppo di provini provenienti dalla stessa tipologia di produzione abbiamo il 95% di possibilità di ritrovare le stesse caratteristiche e il 5% di riscontrarne di differenti.

$$R_{ck} = R_m - k \cdot s$$

R_{ck} = resistenza caratteristica

R_m = resistenza media

$k = 1,64$ fattore fisso

$$s = \text{scarto quadratico medio} = \sqrt{\frac{\sum (R_x - R_m)^2}{n-1}}$$

(differenza tra le sommatorie delle letture fatte meno la media)

La normativa ci impone di assegnare come resistenza di riferimento la Resistenza Caratteristica per tutti i materiali che analizziamo, mentre una volta si valutavano solo le resistenze medie.

Il progettista definisce la quantità del calcestruzzo che intende utilizzare e lo riporta su tutti i progetti, sulla relazione di calcolo ed, in particolare, sulla relazione di richiesta dei materiali. Questi valori definiti dal progettista devono essere presumibilmente raggiungibili. Finché le resistenze del calcestruzzo sono medio basse si raggiungono con estrema facilità, viceversa quando la resistenza del calcestruzzo è molto elevata occorre che il progettista faccia prima un'analisi per valutare se sul territorio esista la possibilità di reperire o elaborare questo determinato tipo di calcestruzzo, valutando accuratamente anche i componenti come l'inerte o le caratteristiche del ciclo produttivo.

Altri fattori che devono essere considerati sono la reperibilità di un determinato tipo di inerte dalle cave nelle vicinanze o il percorso e il tempo impiegato dalle betoniere per raggiungere il cantiere.

Controlli di Accettazione

Durante le esecuzioni delle opere occorre fare dei controlli di accettazione.

Il controllo di accettazione è un compito del Direttore dei lavori, che deve verificare l'adeguatezza del lavoro svolto in corrispondenza del progetto. Questo controllo prevede il prelievo dei materiali da analizzare nella fase di gettata. Il controllo di accettazione viene svolto in cantiere e la normativa, per definire quanti prelievi devono essere fatti per eseguire un controllo di accettazione, definisce due categorie di lavorazioni:

- Controllo di Accettazione di tipo A

Viene effettuato per opere che richiedono l'impiego di calcestruzzo nella quantità inferiore di 1500 m³. È obbligatorio fare una prova di controllo di accettazione ogni 300 m³. Si prelevano sei cubetti (tre prelievi), di questi tre prelievi si calcola la Resistenza media di ogni coppia e consideriamo il valore R₁ (la più bassa resistenza media di una coppia di cubetti, mentre la R₂ è la resistenza media della coppia con valore di resistenza media tra le tre coppie e R₃ è il valore medio più alto tra le tre coppie). R₁ è quindi il più basso valore di resistenza media tra le tre coppie. Affinché il materiale sia approvato, il valore di Resistenza media più basso R₁ deve essere ≥ al valore caratteristico desiderato - 3,5 (fattore fisso)

$$R_1 \geq R_{ck} - 3,5 \text{ N/mm}^2 \text{ (35 N/cm}^2\text{)}$$

Ad esempio se è stata richiesta la resistenza di 300, il valore di resistenza media più basso deve essere:

$$R_1 \geq 300 - 35 \geq 265 \text{ N/cm}^2$$

La seconda condizione di approvazione del materiale considera invece il valore di Resistenza media R_m, tra il valore R₁ e il valore R₃, dove questo valore deve essere superiore alla resistenza caratteristica richiesta

$$R_m \geq R_{ck} + 3,5$$

- Controllo di Accettazione di tipo B

Il controllo di accettazione di tipo B viene eseguito quando la quantità di calcestruzzo da utilizzare per la realizzazione dell'opera è superiore ai 1500 m³. Si deve eseguire almeno un controllo al giorno e complessivamente 15 controlli ogni 1500 m³.

Il controllo è validato se

$$R_1 = R_{ck} - 3,5$$
$$R_m = R_{ck} + 1,4 \cdot s$$

I prelievi si effettuano prelevando due forme riempite di calcestruzzo proveniente dalla gettata e che sarà valutato dopo la sua essiccazione. Vengono sempre analizzate coppie di cubetti di calcestruzzo, mai un singolo campione. Dei risultati di ogni coppia verrà fatta una media che costituirà la Resistenza media del prelievo. L'analisi della rottura del cubetto, sottoposto ad una compressione, viene certificata da un laboratorio certificato autorizzato dal Ministero dei Lavori Pubblici, la normativa prescrive che, convenzionalmente, la prova deve essere eseguita dopo 28 giorni perché dopo tale periodo la resistenza ha superato il limite del 90% di quella finale e il recupero è molto lento.

Classificazione del calcestruzzo

Il calcestruzzo viene classificato in funzione della sua resistenza e delle sue qualità in classi (12, 15, 16, 20, ecc. fino ad arrivare alla 70). La classe rappresenta la qualità del calcestruzzo e viene definita dal progettista che progetta l'opera in funzione della tipologia della realizzazione. Se le classi di calcestruzzo da impiegare sono elevate sono necessari, preventivamente, degli studi di qualificazione del materiale per verificare se, nelle stesse condizioni in cui lo vogliamo utilizzare, è possibile ottenere questo materiale. Per i calcestruzzi di classe inferiore questi studi non sono necessari perché la loro reperibilità è fattibile ovunque. Per le nostre valutazioni prenderemo sempre in considerazione il calcestruzzo appartenente alla classe 30 che è facilmente reperibile.

Il progettista si limita a proporre la classe del calcestruzzo e il suo compito dovrebbe essere concluso ma, nella pratica, quando si realizza l'opera, bisogna effettuare delle prove a garanzia che la tipologia del calcestruzzo sia quella indicata dal progettista.

Ci interessa definire del calcestruzzo la resistenza F_{ck} che è la resistenza caratteristica a compressione (la F indica che è attestata su un provino di tipo cilindrico, la R di R_{ck} indica che il provino è di forma cubica). Il rapporto tra la Resistenza Caratteristica a compressione R_{ck} e la F_{ck} è 0,83 perché il provino di tipo cubico risulta più resistente di quello cilindrico.

$$\frac{R_{ck}}{F_{ck}} = 0,83 \Rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ (N/mm}^2\text{)}$$

in quanto il provino cilindrico, a parità di massa, risulta più snello (l'altezza è pari a due volte il diametro) e quindi più soggetto ad innesco di meccanismo di rottura, per cui le resistenze che si riscontrano sono inferiori.

Stabilita la Resistenza Caratteristica cubica o cilindrica possiamo definire:

- la Resistenza Media a trazione (f_{cm}) che si riesce a valutare con la seguente formula

$$f_{cm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{R_{ck}^2} \quad (\text{per classi} = \text{C50/C60})$$

- il modulo elastico (E_{cm})

il modulo elastico (come già visto per gli acciai) è quel modulo che lega le tensioni alle deformazioni, se applichiamo ad un corpo una certa tensione vediamo quanto questo si deforma

$$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10} \right) \quad \text{espresso in N/mm}^2$$

- il Coefficiente di Dilatazione Termica

il coefficiente del calcestruzzo è pari a quello dell'acciaio ($\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$). Ciò ha determinato la possibilità di realizzare il calcestruzzo armato perché i suoi due componenti, avendo coefficiente di dilatazione termica uguale, non andranno incontro a di scostamento se sottoposti a calore.

- Ritiro

il ritiro è un fenomeno che avviene quando il calcestruzzo fa presa, nel momento in cui avviene la presa si ha nel calcestruzzo una piccola riduzione di volume e questa riduzione può comportare delle difficoltà.

ACCIAIO

Per quanto riguarda l'acciaio, quelli che vengono normalmente utilizzati sono l'acciaio B450C e B450A. La differenza tra i due tipi è che il primo viene laminato a caldo e che i diametri delle barre vanno da 6 a 40 mm, mentre il secondo è laminato a freddo e i diametri delle barre vanno da 5 a 10 mm. La laminatura a caldo determina la forzatura delle barre ad una temperatura vicina a quella di fusione con una capacità di deformazione superiore, mentre nella laminatura a freddo una barra prelaborata viene sagomata a freddo, in essa permangono delle tensioni diverse con il conseguente diverso comportamento alla rottura (minore deformazione).

Giunzione delle barre

Per trasferire la trazione da una barra ad un'altra possiamo sovrapporre le barre per un certo tratto (la lunghezza di sovrapposizione è pari ad una quarantina di volte la lunghezza del diametro delle barre) e il conglobamento del calcestruzzo su entrambe le barre garantisce la tenuta tra di loro. Altri sistemi di trasferimento con giunzioni di barre sono tramite le saldature delle barre o le giunzioni meccaniche con filettature. Questi ultimi due metodi sono molto meno utilizzati rispetto la sovrapposizione. La sovrapposizione deve avvenire in spazi di calcestruzzo compresso, altrimenti, se fosse sottoposto a trazione questo garantirebbe minore effetto fasciante e di tenuta sulle barre.

Copriferro

Tutte le armature metalliche vanno ricoperte. Nelle realizzazioni iniziali le armature metalliche venivano poste a contatto con i casseri (anche perché si pensava che poste all'esterno svolgessero meglio la loro

funzione). In seguito si notò in tutte quelle strutture che non erano protette da intonaci o da altri rivestimenti protettivi e che erano sottoposti agli agenti atmosferici, come i ponti, che i primi realizzati furono interessati dall'ossidazione delle barre di metallo. Come conseguenza dell'ossidazione, vi fu la propagazione di essa in tutto il metallo con l'aumento di volume e affioramento di esso dal calcestruzzo determinando la compromissione della stabilità dell'opera).

Le normative impongono oggi il copriferro le cui dimensioni di spessore di calcestruzzo vanno da 2 cm sino a 4-5 cm quando l'ambiente è particolarmente aggressivo.

RESISTENZA DI CALCOLO DEL CALCESTRUZZO

La resistenza di calcolo che noi prendiamo in considerazione per il calcestruzzo si chiama f_{cd} . Finora avevamo analizzato del calcestruzzo f_{ck} (la Resistenza Caratteristica su un provino cilindrico) e R_{ck} (la Resistenza Caratteristica su un provino cubico). Dall' f_{ck} (o dall' R_{ck}) possiamo passare velocemente alla resistenza di calcolo (f_{cd}) che è quella che utilizzeremo nei nostri calcoli

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (\text{N/mm}^2)$$

$\gamma_c = 1,5$ (coefficiente parziale di sicurezza)

altre formule sono:

- Resistenza Media a trazione del calcestruzzo

$$f_{ctm} = 0,30 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2}$$

- Resistenza Caratteristica a trazione del calcestruzzo

$$f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm}$$

- Resistenza di Calcolo dell'acciaio

La Resistenza Caratteristica di progetto dell'acciaio è data da:

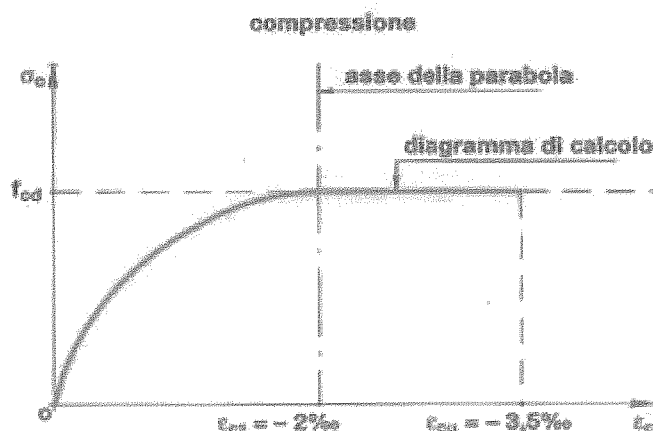
$$f_{yd} = \frac{f_{yk} \text{ (resistenza caratteristica a snervamento)}}{\gamma_s} \quad (\text{N/mm}^2)$$

DIAGRAMMI DI SFORZO - DEFORMAZIONE

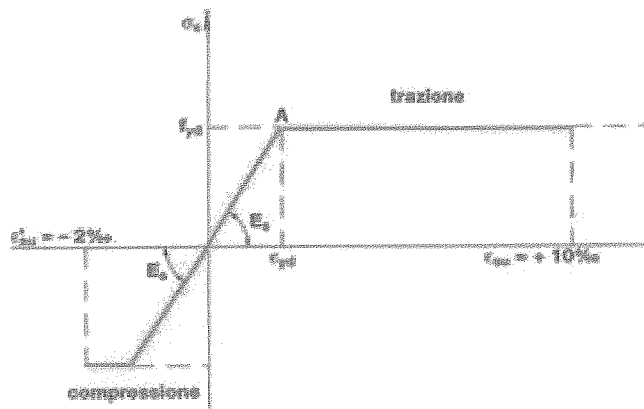
Calcestruzzo ed Acciaio

Nei diagrammi dell'acciaio e in gran parte dei materiali finora esaminati, avevamo individuato una prima fase (fase elastica) dove il comportamento del materiale è elastico-lineare. Il concetto sulle tensioni più semplice da comprendere è quello di utilizzare il materiale solo in campo elastico-lineare ed è sempre stato il modo più opportuno perché se il materiale viene impiegato in quella fase siamo lontani ad arrivare alla rottura di esso. Se la tensione massima rimane nel campo medio del comportamento elastico-lineare la struttura lavora bene.

Per quanto riguarda il calcestruzzo armato, essendo questo composto da calcestruzzo e acciaio, il discorso diventa più complicato e deve essere analizzato anche in campo plastico comprendendo il comportamento dei due materiali in tutta la fase di resistenza.



La normativa ci impone, da studi consolidati, un diagramma sforzo-deformazione per il calcestruzzo che è il seguente. Questa è la resistenza di calcolo del calcestruzzo che si calcola applicando il coefficiente di riduzione di 1,5. Si dice che è di tipo "a parabola" nel primo tratto, quando la deformazione è al di sotto del 2‰, poi abbiamo una fase plastica dove l'incremento di deformazione avviene senza la richiesta di incremento di tensione e arriva fino ad una deformazione massima del 3,5‰ dove poi segue la rottura. In realtà il comportamento reale non è proprio quello di una vera parabola perché, nel tratto iniziale è più rettilineo ma, per semplificare i calcoli la consideriamo come una



parabola completa. Questo diagramma viene definito "rettangolo-parabola".

Il diagramma di resistenza di calcolo dell'acciaio, a risultanze degli studi e calcoli su di esso è il seguente

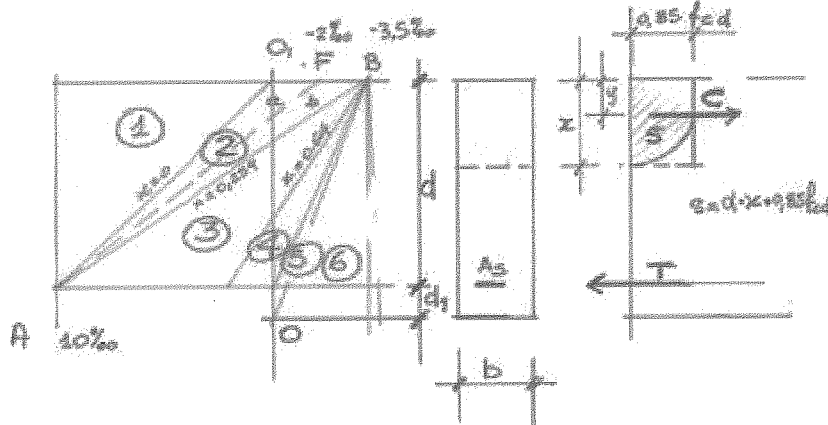
NB i valori del calcestruzzo sono negativi mentre quelli dell'acciaio sono positivi perché immaginiamo di utilizzare il calcestruzzo solo con uno sforzo normale negativo (compressione) mentre l'acciaio lo utilizzeremo sia in compressione che in trazione (ma prevalentemente in trazione).

Dal diagramma dell'acciaio vediamo che nella tensione abbiamo una prima parte elastica lineare fino ad arrivare allo snervamento (f_{yd}) che non è un vero snervamento perché valore già ridotto dividendolo per 1,15, segue poi la fase plastica (orizzontale), dove superata l' f_{yd} di trazione, tenendo la forza costante, l'acciaio continua ad allungarsi fino a che non arriva all'allungamento massimo del 10% dopo di che sopraggiunge la rottura. Per la fase compressa ho un uguale valore di f_{yd} con uguale valore di tensione ma con una riduzione del campo plastico che arriva solo al 2%.

Dobbiamo ricordare che per la gran parte di acciai la fase plastica non è mai così lunga, i laminati a freddo hanno una fase plastica molto breve. I progettisti non desiderano chiaramente una fase plastica breve perché una fase plastica lunga è una delle condizioni fondamentali per l'utilizzo estremo della struttura. Se avessimo una trave in cemento armato dove l'acciaio andasse incontro a rottura dopo la fase elastica e prima della fase plastica non avremmo nessun preavviso delle difficoltà che la trave sta incontrando inoltre la

fase plastica protratta è fondamentale quando la struttura è sollecitata da un sisma, il cui movimento costituito da più onde assume la caratteristica di un'oscillazione. Una delle prove che si verifica per l'accettazione degli acciai è proprio la valutazione della deformazione residua.

Immaginiamo di avere una trave in cemento armato e di sottoporla ad un momento flettente positivo (momento che induce delle compressioni nella parte superiore e delle trazioni nella parte inferiore). Nella linea zero non ho sollecitazioni e



deformazioni (non si è mosso nulla). Quando incomincia ad applicare un momento nella parte superiore nasceranno delle compressioni e quindi degli accorciamenti, nella parte inferiore l'acciaio incomincerà a subire delle trazioni. È chiaro che se nella parte superiore il calcestruzzo raggiunge una deformazione di 3.5% è il limite massimo a cui può resistere, allo stesso modo l'acciaio che, posto nella parte inferiore, può arrivare al 10% al massimo di deformazione, oltre questo limite si ha la rottura. Il punto B e il punto A sono degli stati limite oltre il quale sicuramente non possiamo andare, pena la rottura del materiale. In una trave di calcestruzzo armato, come quella del diagramma, la rottura in campata può avvenire per due motivi: o perché raggiungiamo nella parte superiore la rottura del calcestruzzo arrivando ad una deformazione del 3.5% oppure perché nella parte inferiore, dove c'è l'acciaio, raggiungiamo una deformazione del 10%. I possibili diagrammi di deformazione che posso avere fanno capire che per il calcestruzzo passo da O a F e poi a B, con la conseguente rottura; per l'acciaio passo da O ad A, con la rottura in prossimità del punto A. Dopo studi si è arrivati a definire che la rottura può avvenire perché la retta di deformazione passa per B oppure passa per A e ha definito le varie posizioni in campi:

- campo 1 - non valido perché avremo la rottura dell'acciaio
- campo 2 - la rottura avviene per la massima sollecitazione dell'acciaio. Posso distinguerlo nel primo tratto 2a, dove nel calcestruzzo siamo al di sotto del 2% (e quindi non abbiamo ancora raggiunto il punto di massima sollecitazione), o nel secondo tratto 2b dove avremo una deformazione sia nel calcestruzzo che nell'acciaio.

Dopo abbiamo tutte situazioni di rottura che derivano da B:

- campo 3 - nel calcestruzzo siamo già alla rottura, nell'acciaio non abbiamo ancora una deformazione massima
- campo 4 - abbiamo la rottura nel calcestruzzo e per l'acciaio siamo in campo elastico, quindi poco sollecitato
- campo 5 e 6 - abbiamo una compressione del calcestruzzo e una compressione in tutta la sezione quindi anche per l'acciaio.

1. Trazione semplice Retta AA1
2. Presso flessione (rottura duttile)
3. Presso flessione (rottura duttile)
4. Presso flessione (fragile)
5. Presso flessione (fragile)
6. Presso flessione (fragile)

Per l'acciaio sappiamo che:

$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4500}{1,15} = 3913$$

$$\epsilon_{yd} = \frac{3913}{2100000} = 0,001863 = 1,863$$

$= 2100000$ (Modulo Elastico dell'acciaio)

diciamo che gli sforzi di compressione nella parte superiore (dove c'è il calcestruzzo) non potranno superare il 3‰ e nella parte inferiore (dove c'è l'acciaio) non potranno superare il 10‰.

Possiamo definire alcune grandezze:

Definiamo come x la posizione dell'asse neutro. Se definiamo come d lo spazio totale tra il lembo superiore e il baricentro dei ferri, k è il rapporto tra x e d

$$k = \frac{x}{d}$$

Il coefficiente k ci suggerisce che quando è molto vicino a 0 la rottura avviene a carico dell'acciaio. Quando invece k è grande la rottura avviene nel calcestruzzo.

Quando $x = d \rightarrow k = 1$ (la rottura avviene a carico del calcestruzzo)

quindi $0 < k < 1$

Dal rapporto

$$k = \frac{x}{d}$$

che ci permette di conoscere il valore di k , vediamo che il valore di k varia al variare del valore di x (che può essere compreso tra 0 e il valore di d).

Quando $x = 0$, dal rapporto

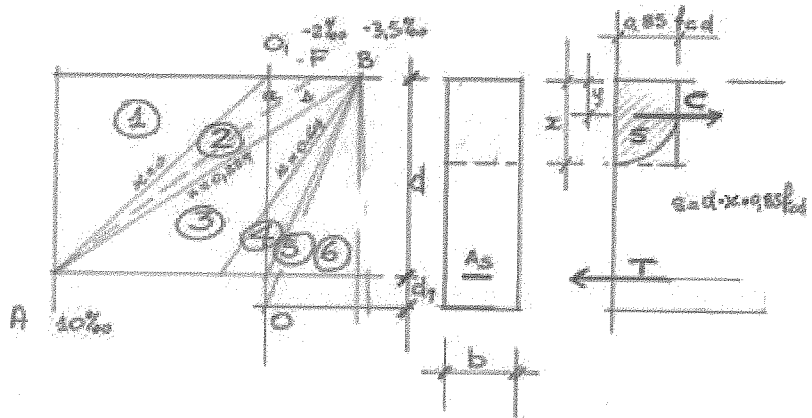
$$k = \frac{x}{d} \rightarrow k = \frac{0}{d} = 0$$

Quando $x = d$, dal rapporto

$$k = \frac{x}{d} \rightarrow k = \frac{d}{d} = 1$$

Per trovare quanto vale C, la Risultante di Compressione di materiale omogeneo (quindi non di cemento armato) e quanto è la distanza tra C e T perché rappresenta il braccio di quella coppia.

Se il diagramma fosse stato dritto sapevamo che la distanza y era 1/3 di x, essendo una parabola ed un rettangolo non vale più 1/3.



La superficie S è uguale alla superficie del rettangolo

$(x \cdot 0,85 f_{cd})$ moltiplicata per un coefficiente < 1 chiamato coefficiente α . Il coefficiente α è $f(x)$, più è grande x e più è alto il coefficiente α .

Per trovare y, la posizione del baricentro, devo considerare che y è una percentuale di β e che β dipende sempre da x.

α rappresenta la percentuale di area nello spazio del rettangolo, β rappresenta la posizione del baricentro della figura rispetto all'asse x. Entrambe dipendono dai valori di k, nelle tabelle riportate sui prontuari possiamo riferire a tutti valori di k

Quando k è uguale a 0 la deformazione del calcestruzzo (ϵ_c) è nulla mentre quella dell'acciaio (ϵ_s) è pari al 10%. La situazione ottimale è rappresentata con il passaggio, nel campo 2, tra i settori a e b; sulla tabella sono riportati i valori $\epsilon_c - 3,500$, $\epsilon_s 10,000$, con k 0,2950.

La Risultante di Compressione sarà data da:

$$C = \alpha \cdot f_{cd} \cdot x \cdot b$$

La Risultante di Trazione sarà data da:

$$T = A_s \cdot f_{yd}$$

La Risultante di Compressione e la Risultante di Trazione devono essere uguali e eguagliando le due formule otteniamo che x (la posizione dell'asse neutro) è pari a:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \text{posizione asse neutro}$$

di conseguenza verifichiamo che, nella tabella in campo 3 e 4, il valore di α è pari a 0,810 (il calcestruzzo è alla sua prestazione massima, nel diagramma potremo contemplare tutto il rettangolo e tutta la parabola quindi il rapporto rimane costante). Sostituendo 0,810 ad α otteniamo:

$$x = \frac{f_{yd} \cdot A_s}{0,810 \cdot f_{cd} \cdot b} = \text{posizione asse neutro}$$

ottenendo quanto vale x l'applichiamo in rapporto con d e otteniamo quanto vale k:

$$k = \frac{x}{d}$$

conoscendo k controlliamo la posizione sulla tabella.

Queste valutazioni dipendono dalle dimensioni geometriche della figura.

Se, ad esempio, otteniamo un valore di k pari a 0,333 significa che siamo in campo 3. Di conseguenza valuteremo che il calcestruzzo è al livello massimo della sua prestazione (-3,500) mentre l'acciaio è impiegato ancora in una prestazione accettabile (7,000).

Trovandoci nella libertà di scelta progettuale, la situazione ottimale è quella di impiegare il materiale nel campo 2 possibilmente sulla linea di passaggio delle zone a e b perché su essa i materiali lavorano appieno.

Ponendo

$$\frac{1}{r} = d \cdot k \cdot (1 - \beta \cdot k) \rightarrow M_{ed} = f_{cd} \cdot d^2 \cdot b \cdot \frac{1}{r}$$

$$d = \sqrt{\frac{M_{ed} \cdot r}{f_{cd} \cdot b}}$$

Seguendo la stessa procedura...

Calcolo dell'armatura della trave rettangolare

$$\begin{aligned} M_{ed} &= T \cdot (d - \beta \cdot x) \\ M_{ed} &= A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - \beta \cdot x) \\ M_{ed} &= A_s \cdot f_{yd} \cdot (d - \beta k \cdot d) \\ A_s &= M_{ed} \cdot f_{yd} \cdot d \cdot (1 - \beta k) \end{aligned}$$

Ponendo

$$\frac{1}{T} = 1 - \beta k \rightarrow A_s = M_{ed} \cdot f_{yd} \cdot \frac{1}{T}$$

$$A_s = \frac{M_{ed} \cdot T}{f_{yd} \cdot d}$$

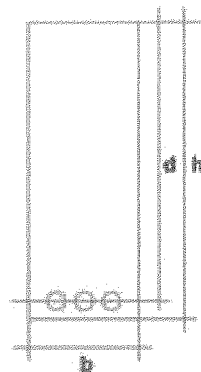
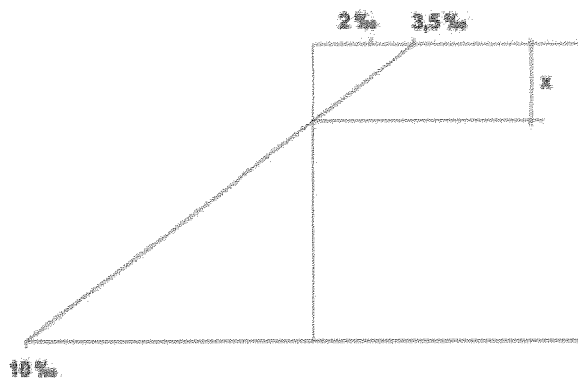
Area armatura della trave rettangolare
(area della barra \cdot il numero delle barre)

Conosciamo M_{ed} .

r è un coefficiente che troviamo sulle tavole (scegliamo un valore di r tra il campo 2 e il campo 3),

f_{cd} è la σ (resistenza) del calcestruzzo,

ricaviamo d che è l'altezza della trave.



Nel diagramma vediamo raffigurata la condizione ottimale di lavoro del calcestruzzo e dell'acciaio con il loro impiego nel massimo sforzo di lavoro (3,5‰ - 10‰).

Con la formula otteniamo che:

$$k = \frac{x}{d} = \frac{3,5}{10} = 0,259$$

con valori piccoli di k la rottura giunge per deformazione

dell'acciaio mentre il calcestruzzo mantiene la sua efficienza. La normativa impone che il valore di k non superi 0,350 perché in questo caso la rottura della struttura si avrebbe con minime deformazioni dell'acciaio con un suo minimo lavoro e massimo impegno per il calcestruzzo. Queste è una rottura fragile che si vuole evitare. La normativa impone una rottura duttile che avviene dopo delle deformazioni.

Una volta venivano studiate le Tensioni Ammissibili ossia quelle situazioni in cui il calcestruzzo lavorava ad una tensione inferiore a 3,5‰ e l'acciaio ad una tensione inferiore al 10‰, oggi con il valore di k uguale a 0,259 il progetto deve essere elaborato calcolando le deformazioni indotte da questo fattore.

La formula finale può essere interpretata nel seguente modo:

$$d = \sqrt{\frac{M_{ed} \cdot r}{f_{cd} \cdot b}}$$

M_{ed} = Momento che non verrà calcolato allo stesso modo del legno e dell'acciaio ma verrà incrementato di 1,5 o 1,3 a seconda che i carichi siano applicati o ritenti pesi propri;

r = è un coefficiente che dipende da k (rapportato al valore di k nella tabella);

f_{cd} = rappresenta la resistenza del calcestruzzo;

b = base della sezione

Conoscendo il valore di d , possiamo trovare r :

$$d = \sqrt{\frac{M_{ed} \cdot r}{f_{cd} \cdot b}} \rightarrow d^2 = \frac{M_{ed} \cdot r}{f_{cd} \cdot b} \rightarrow r = \frac{d^2 \cdot f_{cd} \cdot b}{M_{ed}}$$

Conoscendo r possiamo trovare T sulla riga corrispondente della tabella.

La formula

$$d = \sqrt{\frac{M_{ed} \cdot r}{f_{yd} \cdot b}}$$

ci indica:

- quando ferro dobbiamo considerare per la sezione;
- l'area della sezione di calcestruzzo che è uguale al momento di quella sezione;
- T (che troviamo sulla riga della tabella dove è collocato r);
- f_{yd} , che è la resistenza di progetto dell'acciaio;
- d, che è la distanza della sezione dal baricentro dei ferri all'estradosso della sezione.

La scelta di T è vincolata al valore di k (troviamo T sulla stessa riga di k nella tabella) perché non dobbiamo considerare due valori posti in campi differenti. Se vogliamo utilizzare meno acciaio impiegheremo maggiore calcestruzzo, quindi potremo considerare un T minore perché posto come valore su n campo dove anche T è minore (e che determina un'altezza maggiore della sezione).

Dobbiamo considerare sempre di non utilizzare troppo acciaio per non rischiare di spostarci da un campo duttile ad uno fragile.

Per calcolare la sezione di una trave singola e l'acciaio da impiegare in essa dobbiamo fare:

- l'analisi dei carichi;
- il calcolo delle sollecitazioni;
- il progetto.

La differenza dai precedenti progetti applicati al legno ed al metallo è nel calcolo dei pesi propri. Nell'acciaio andavamo a cercare i profili sulle tavole, nel legno ipotizzavamo delle altezze e, di conseguenza, dei volumi, sapendo il PS del legno. Il PS del calcestruzzo è circa di 2500 kg/m^3 .

Faremo una stima con delle altezze, calcoleremo il volume e lo moltiplicheremo per il PS e determineremo il peso della struttura che sarà un carico uniformemente ripartito e che aggiungeremo ai carichi che la struttura deve sopportare.

Per fare un calcolo di progetto semplice guardiamo sulle tavole, nel campo dove $k = 0,259$, il valore di r (6,281), decidiamo b (oppure possiamo decidere d a cui dobbiamo ulteriormente sommare il copriferro). A questo punto abbiamo la sezione geometrica e dobbiamo ricavare l'armatura metallica.

Il problema si presenta quando b e h sono già stabilite, per vincoli rispetto le dimensioni di altre sezioni a cui ci dobbiamo collegare. Ci saranno dei punti dove la nostra sezione è adeguata alle preesistenti e dei punti dove la nostra sezione è sovrapotenziata. Nel caso che una trave, per collegarsi ad un'altra, necessiti di un aumento di volume in h, troviamo più conveniente impiegare maggiore calcestruzzo che sprecare ore/lavoro per realizzare un cassero differente.

Possiamo recuperare la spesa maggiore di calcestruzzo (e il conseguente aumento di prestazione della trave non richiesta) con un minore impiego di ferro. Andiamo quindi a calcolare l'acciaio che è strettamente necessario.

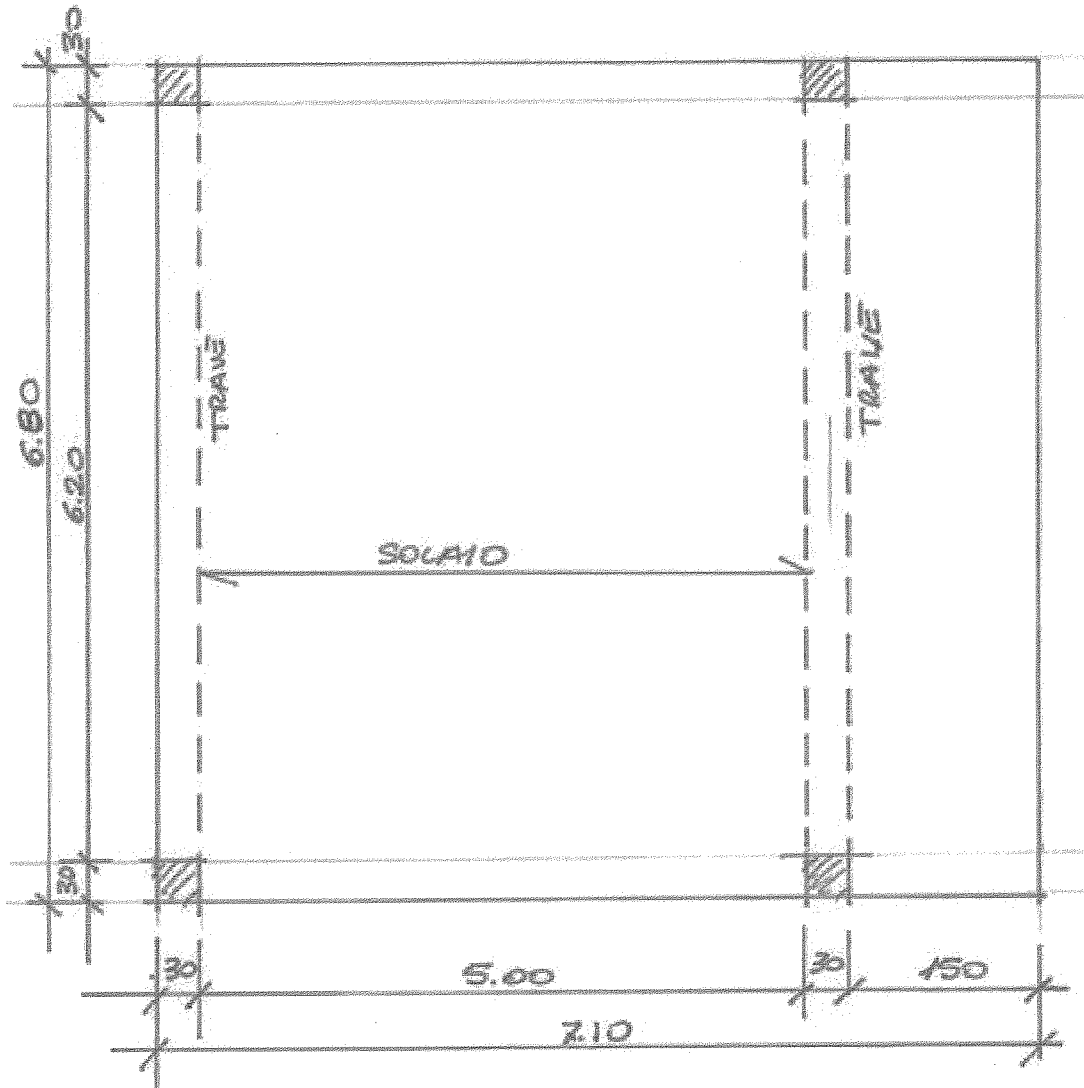
Utilizziamo la formula

$$A_s = \frac{M_{ed} \cdot T}{f_{yd} \cdot d}$$

della quale conosciamo già l'h e ricaviamo r con cui (consultando le tavole) vediamo su quale campo siamo collocati e quale k interviene. Il k sarà minore di quello definito dalla sezione originaria della trave.

Nella sezione di campo dove ci siamo collocati, guardo il valore T corrispondente e con esso calcoliamo la struttura strettamente necessaria.

ESERCIZIO: SOLAIO IN C.A. – METODO STATI LIMITE



CARICHI { Variabile 200 daN/mq
 Permanente 250 daN/mq

MATERIALI {

$$\text{Acciaio B 450 C } f_{yd} = \frac{f_{yk}}{1,15} = \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} = \frac{4.500 \text{ daN/cm}^2}{1,15} = 3.913,04 \text{ daN}$$

$$\text{Cls C 28/35 } f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} = \frac{0,85 \cdot 280}{1,5} = 15,87 \text{ daN}$$

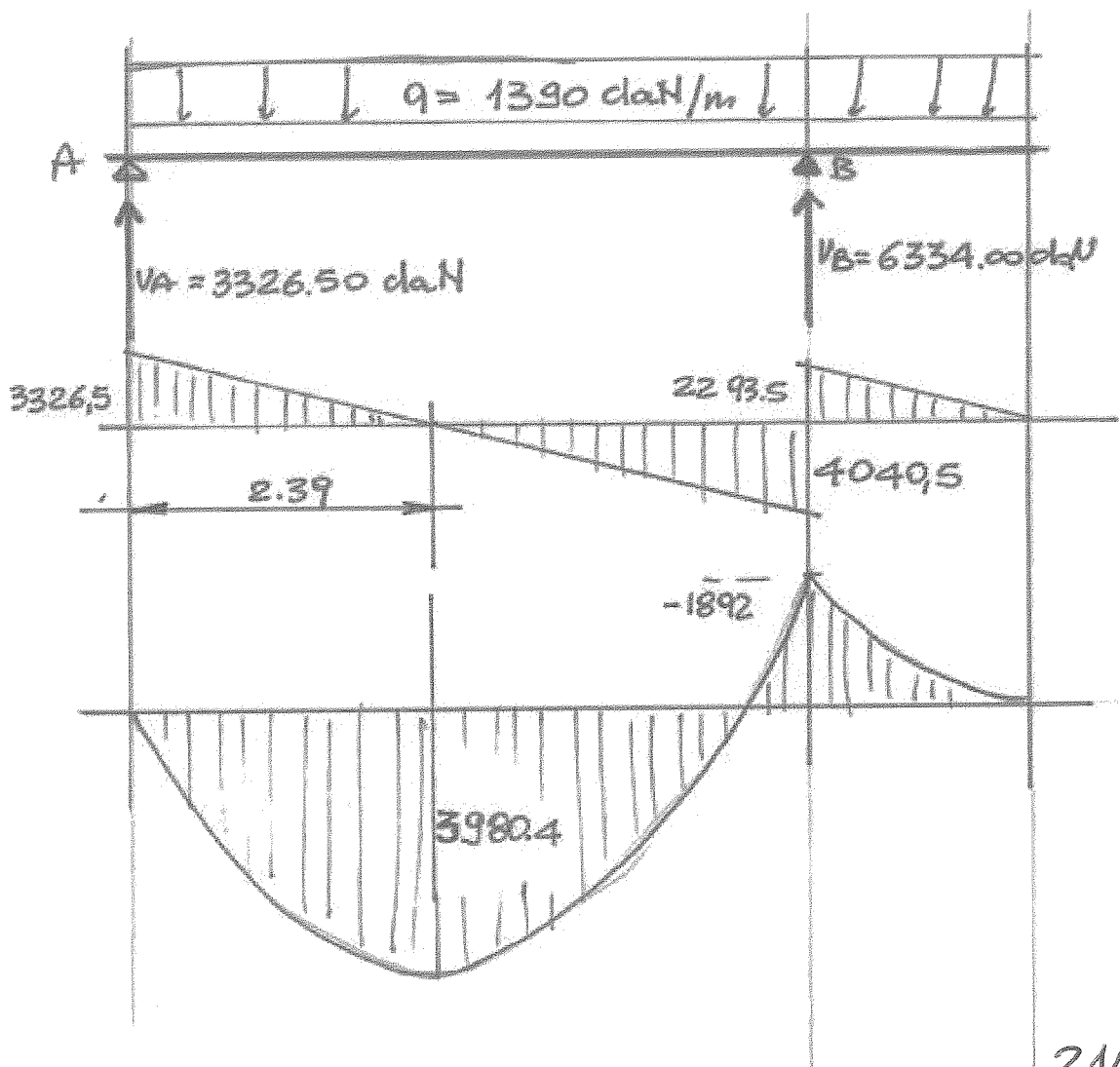
SOLAIO

1) Analisi dei carichi su 1 m lineare di solaio

$Q_{\text{variabile}}$	$200 \cdot 1,5 =$	300 daN/m
$G_2 \text{ permanente}$	$250 \cdot 1,5 =$	375 daN/m
$G_1 \text{ peso proprio}$	$(0,22 \cdot 1 \cdot 1) \cdot 2.500 \cdot 1,3 =$	<u>715 daN/m</u>
	Totale	1.390 daN/m

$$h_{\text{solaio}} = \frac{5,30}{0,25} = 0,212 \approx 0,22$$

2) Sollecitazioni



$$\sum M_A = 0 \Rightarrow +q(5,30 + 1,65) \cdot \frac{(5,30 + 1,65)}{2} - V_B \cdot 5,30 = 0$$

$$1.390 \cdot 6,95 \cdot \frac{6,95}{2} - V_B \cdot 5,30 = 0$$

$$V_B = 33.570,23 \cdot \frac{1}{5,30} = 6.334,00$$

$$\sum F_A = 0 \Rightarrow V_A - 1.390 \cdot 6,95 + V_B = 0$$

$$V_A = 9.660,5 - V_B = 9.660,5 - 6.334,00 = 3.326,50$$

Taglio

$$T_x = V_A - q \cdot x \quad \left\{ \begin{array}{l} T_A = 3.326,50 - 1.390 \cdot 0 = V_A \\ T_B = 3.326,50 - 1.390 \cdot 5,30 = 3.326,50 - 7.367 = -4.040,5 \\ T_{B^*} = 3.326,50 - 1.390 \cdot 5,30 + 6.334,00 = 2.293,50 \\ T_x = 0 \Rightarrow V_A - q \cdot x = 0 \Rightarrow x = \frac{V_A}{q} = \frac{3.326,50}{1.390} = 2,3931 \end{array} \right.$$

Momento

$$M_x = V_A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2}$$

$$M_{\max \text{ tratto AB}} = M_{\max}(2,39) = 3.326,5 \cdot 2,39 - \frac{1.390 \cdot (2,39)^2}{2} = 7.950,33 - 3.969,90 = 3.980,42 \text{ daN/m}$$

$$M_{\min \text{ punto B}} = M(5,30) = 3.326,5 \cdot 5,30 - \frac{1.390 \cdot (5,30)^2}{2} = 17.630,45 - 19.522,55 = -1.892,10 \text{ daN/m}$$

3.1) Progetto in Campata

$$d^2 = \frac{M_{sd} \cdot r}{f_{cd} \cdot b}$$

$h = 0,22 \text{ m} = 22 \text{ cm} \iff d = 19 \text{ cm}$
 $b = 100 \text{ cm} \quad f_{cd} = 15,87 \text{ N/mm}^2 = 158,7 \text{ daN/cm}^2$
 $M_{sd} = M_{max} = 398.042 \text{ daN cm}$

$$r = \frac{d^2 \cdot f_{cd} \cdot b}{M_{sd}} = \frac{19^2 \cdot 158,7 \cdot 100}{398.042} = 14,393$$

$r = 14,04$ per cui vale $t = 1,056$

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot t}{f_{yd} \cdot d} = \frac{398.042 \cdot 1,056}{3.913,04 \cdot 19} = 5,65 \text{ cm}^2$$

4 \varnothing 14 per cui vale $A_s = 6,16 \text{ cm}^2$

3.2) Progetto Sbalzo

- 1) Analisi dei carichi
 - 2) Sollecitazioni
 - 3) Progetto
- } $M_{max} = M_B = 1.892,10 \text{ daN/m} = 189.210 \text{ daN/cm}$

$$r = \frac{d^2 \cdot f_{cd} \cdot b}{M_{max}} = \frac{19^2 \cdot 158,7 \cdot 100}{189.210} = 30,2788$$

$r = 27,396$ a cui corrisponde $t = 1,036$ e per cui vale

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot t}{f_{yd} \cdot d} = \frac{189.210 \cdot 1,036}{3.913,04 \cdot 19} = 2,63 \text{ cm}^2$$

4 \varnothing 10 per cui vale $A_s = 3,14 \text{ cm}^2$

TRAVI

1) Analisi dei carichi

Il carico a metro lineare sulla trave più sollecitata corrisponde al valore di V_B (reazione vincolare)

Carico trasmesso dal solaio = $V_B = 6.334$ daN/m invariata

Peso proprio trave $0,35 \cdot 0,30 \cdot 1 \cdot 2.500 \cdot 1,3 = 341,25$ daN/m

(stimato) \downarrow $6,50$
(base trave) \uparrow Totale = $6.675,25$ daN/m

$$h = \frac{6,50}{20} = 0,32 \approx 0,35 \text{ cm}$$

2) Sollecitazioni

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6.675,25 \cdot 6,50}{2} = 21.694,56$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{6.675,25 \cdot (6,50)^2}{8} = 35.253,66 \text{ daN/m} = 3.525.366 \text{ daN/cm}$$

3) Progetto assumendo $b = 30$ cm

$$d = \sqrt{\frac{M_{sd} \cdot r}{f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{3.525.366 \cdot 6,281}{158,7 \cdot 30}} = 68,19 \text{ cm}$$

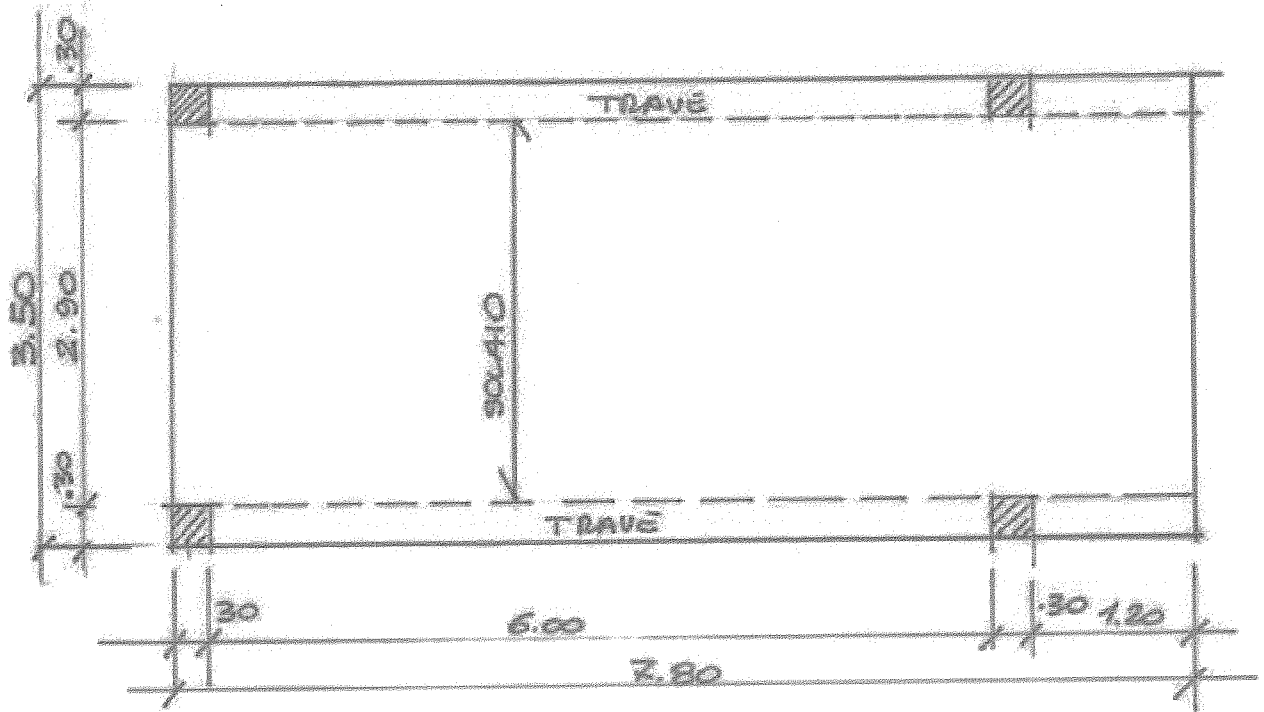
dove $r = 6,281$ $t = 1,121$

la trave sarà ribassata e avrà $d = 69$ cm $h = 72$ cm

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot t}{f_{yd} \cdot d} = \frac{3.525.366 \cdot 1,121}{3.913 \cdot 69} = 14,81 \text{ cm}^2$$

si assume $4 \varnothing 22$ con $A_s = 15,21 \text{ cm}^2$

ESERCIZIO: SOLAIO IN C.A. – METODO STATI LIMITE



CARICHI { Accidentale 200 daN/mq
 Permanente 150 daN/mq

MATERIALI Acciaio B 450 C
 Calcestruzzo C 20/25

Calcolo tensione di progetto del CLS

$$f_{cd} = \frac{0,85 f_{ck}}{1,5} = \frac{0,85 \times 20}{1,5} = 11,33 \text{ N/mm}^2 = 113 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{cd} = 113 \text{ daN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{450 \text{ N/mm}^2}{1,15} = \frac{4.500 \text{ daN/cm}^2}{1,15} = 3.913 \text{ daN/cm}$$

SOLAIO

1) Analisi dei carichi

$$\text{Accidentale } 200 \cdot 1,5 = 300 \text{ daN/m}$$

$$\text{Permanente } 150 \cdot 1,5 = 225 \text{ daN/m}$$

$$\text{Peso proprio stimato } 0,13 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2.500 \cdot 1,3 = 422,5 \text{ daN/m}$$

$$\text{Totale} = 947,5 \text{ daN/m}$$

$$h = \frac{320}{25} = 12,8 \approx 13 \text{ cm}$$

2) Sollecitazioni

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{947,5 \cdot (3,20)^2}{8} = 1.212,8 \text{ daN/m} = 121.280 \text{ daN/cm}$$

$$V_A = V_B = T = \frac{q \cdot l}{2} = 1.516 \text{ daN}$$

3) Progetto

$$d = \sqrt[3]{\frac{M_{ed} \cdot r}{f_{cd} \cdot b}} \quad r = \frac{d^2 \cdot f_{cd} \cdot b}{M_{ed}}$$

di conseguenza

$$r = \frac{10^2 \cdot 113 \cdot 100}{121.280} = 9,32$$

dalle tavole $r = 9,102$ per cui vale $t = 1,081$ e $K = 0,194$ ($\ll 0,35$)

$$A_s = \frac{M_{ed} \cdot t}{f_{yd} \cdot d} \Rightarrow A_s = \frac{121.280 \cdot 1,081}{3.913 \cdot 10} = 3,35 \text{ cm}^2$$

dove

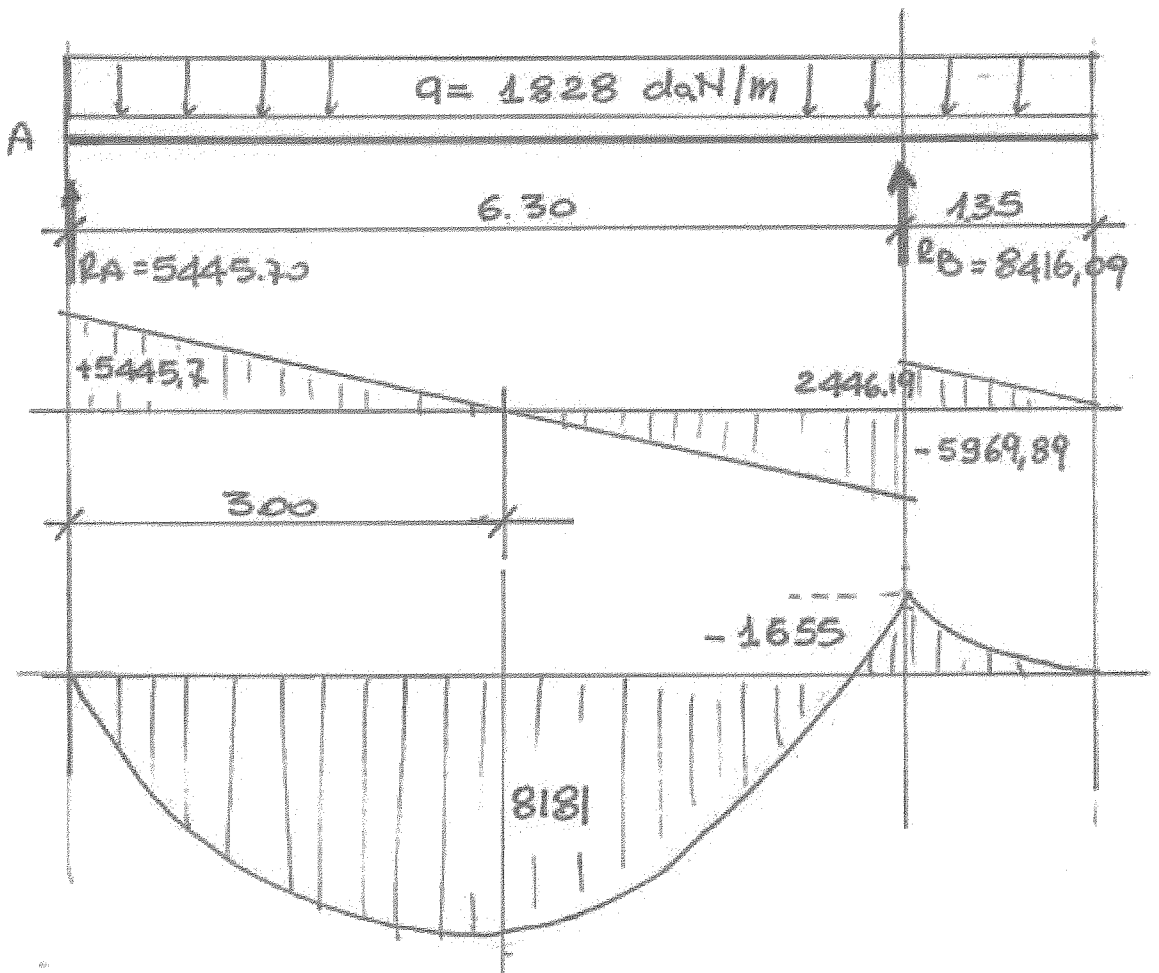
$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \text{ assumiamo } 5 \varnothing 10$$

TRAVI PRINCIPALI

1) Analisi dei carichi

Carico trasmesso dal solaio =	1.516 daN/m
Peso proprio trave (stimato) $0,32 \cdot 0,30 \cdot 1 \cdot 2.500 \cdot 1,3 =$	312 daN/m
Totale	1.828 daN/m

$$h = \frac{6,3}{20} = 31,5 \approx 32 \text{ cm}$$



2) Sollecitazioni

Reazioni vincolari

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow (1.812 \times 7,65) \cdot \frac{7,65}{2} - V_B \cdot 6,30 = 0$$

da cui:

$$V_B = \frac{1.812 \cdot 7,65^2}{2 \cdot 6,30} = 8.416,09 \text{ daN}$$

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow V_A + V_B - q = 0$$

$$V_A + 8.416,09 - (1.812 \cdot 7,65) = 0$$

$$V_A = (1.812 \cdot 7,65) - 8.416,09 = 5.445,70 \text{ daN}$$

Taglio

$$T_A^- = 0$$

$$T_A^+ = 5.445,7 \text{ daN}$$

$$T_B^- = + 5.445,7 - (1.812 \cdot 6,30) = - 5.969,89 \text{ daN}$$

$$T_B^+ = - 5.969,89 + 8.416,09 = 2.446,19 \text{ daN}$$

$$T_c = 2.446,19 - (1.812 \cdot 1,35) = 0$$

$$x = \frac{5.445}{1.812} = \frac{V_A}{q} = 3,00 \text{ per cui } T = 0 \text{ fra A e B}$$

$$M_A = 0$$

$$M_x = 5.445 \cdot 3 - (1.812 \cdot 3) \cdot \frac{3}{2} =$$

$$M_x = 16.335 - 8.154 = 8.181 \text{ daN/m}$$

$$M_B = 5.445 \cdot 6,3 - (1.812 \cdot 6,3) \cdot \frac{6,3}{2} = 34.303,5 - 35.959,14 = -1.655,64 \text{ daN/m}$$

momento massimo assoluto è nella campata AB e vale $M_x = 8.181 \text{ daN/m}$

Progetto in Campata

$$d^2 \leq \frac{M_{ed} \cdot r}{f_{cd} \cdot b} \Rightarrow d = \sqrt{\frac{818.100 \cdot 6,281}{113 \cdot 30}} = 38,93 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{ed} \cdot t}{f_{yd} \cdot d} = \frac{818.100 \cdot 1,121}{3.913 \cdot 38,93} = 6,02 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 4 \phi 14 (A_s = 6,16)$$

assumo $d = 39 \text{ cm} \Rightarrow h = 42 \text{ cm}$ con $b = 30 \text{ cm}$

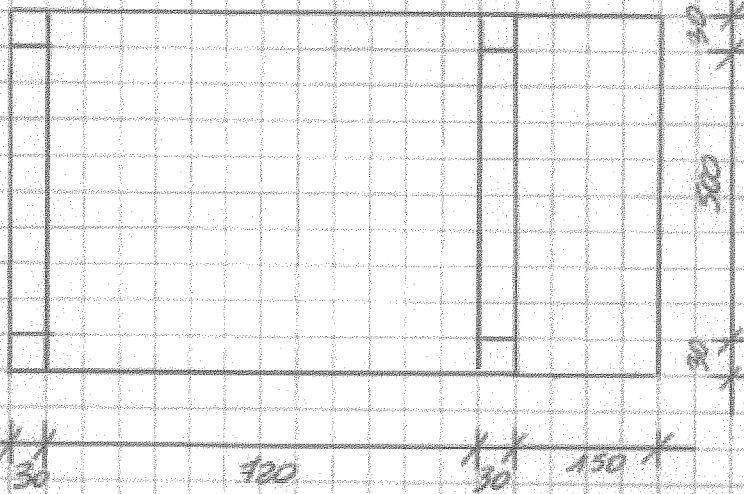
Progetto nello sbalzo

$$r = \frac{d^2 \cdot f_{cd} \cdot b}{M_{ed}} = \frac{39^2 \cdot 113 \cdot 30}{165.564} = 31,14$$

sulle tavole scelgo $r = 27,39$ a cui corrisponde $t = 1,036$ e il cui $k = 0,099 \ll 0,35$

$$A_s = \frac{165.564 \cdot t}{3.913 \cdot 39} = \frac{165.564 \cdot 1,036}{3.913 \cdot 39} = 1,12 \text{ cm}^2$$

4 ϕ 6 con $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$
2 ϕ 10 con $A_s = 1,57 \text{ cm}^2$



Carichi:
 Accidentale 300
 Permanente 200
 Acciaio B450 C
 Calcestruzzo 22/35

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4500}{1,15} = 3913 \text{ da N/mm}^2$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 158,7 \text{ da N/mm}^2$$

① Solaino

1.1 Qualità dei carichi

Carico accidentale	$300 \cdot 1,5 =$	$450 +$
Carico permanente	$200 \cdot 1,5 =$	$300 +$
Stato h $\frac{1}{25}$ luce = $\frac{750}{25} \rightarrow (400 + \frac{30}{2} \cdot 2) = 30 \text{ cm}$		
Peso proprio	$0,30 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 1,3 =$	$915 =$
		<u>1725 da N/m</u>

1.2 Sollecitazioni

$$\sum F_{HA} = 1725 \cdot 9,15 - \frac{q \cdot l^2}{2} - V_B \cdot 7,50 = 0$$

$$1725 \cdot 9,15 - 4,575 - V_B \cdot 7,50 = 0$$

$$V_B = \frac{78210,66}{7,50} = 9628,08$$

$$V_A - 1725 \cdot 9,15 + V_B = 0$$

$$V_A = 15723,75 - 9628,08 = 6155,67$$

$$T_A = 6155,67 - 1725 \cdot 0 = 6155,67$$

$$T_B^- = 6155,67 - 1725 \cdot 7,50 = -6921,83$$

$$T_B^+ = 6155,67 - 1725 \cdot 7,50 + 9628,08 = 2846,25$$

$$T_C = 6155,67 - 1725 \cdot 7,50 + 9628,08 - 1725 \cdot 1,65 = 0$$

$$x = \frac{V_A}{q} = \frac{6155,67}{1725} = 3,57$$

$$M_{\max AB} = V_A \cdot x - \frac{q \cdot x^2}{2} = 6155,67 \cdot 3,57 - \frac{1725 \cdot 3,57^2}{2} = 10923,27$$

$$M_{\max B} = V_A \cdot 7,50 - \frac{q \cdot l^2}{2} = 2308,10$$

Progetto in campata

$$d^2 = \frac{M_{sd} \cdot \gamma^*}{f_{cd} \cdot b} \rightarrow \gamma^* = \frac{d^2 \cdot f_{cd} \cdot b}{M_{sd}} = \frac{(30-5)^2 \cdot 158,7 \cdot 100}{10983,27} = 10,53$$

$$\gamma = 10,053 \rightarrow \gamma = 1,014$$

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot \gamma}{f_{yd} \cdot d} = \frac{10983,27 \cdot 1,014}{3913 \cdot 27} = 11,16 \text{ cm}^2$$

Assumo 6 $\varnothing 14 = 12,6 \text{ cm}^2$

Progetto sbalzo

$$\gamma = \frac{d^2 \cdot f_{cd} \cdot b}{M_{max}} = \frac{27^2 \cdot 158,7 \cdot 100}{2348(10)} = 49,27 \text{ cm}^2$$

$$\gamma = 49,27 \rightarrow \gamma = 1,030$$

$$\text{Assumo } A_s = \frac{M_{sd} \cdot \gamma}{f_{yd} \cdot d} = \frac{2348(10) \cdot 1,03}{3913 \cdot 27} = 2,29 \text{ cm}^2$$

Assumo 3 $\varnothing 10 = 2,36 \text{ cm}^2$

③ Sollecitazioni

$$T = q \cdot l = 4891,33 \cdot 5,30 = 26212,00$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4891,33 \cdot 5,30^2}{8} = 34730,93$$

3.3 Progetto

$$d = \sqrt{\frac{M_{sd} \cdot \gamma}{f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{347030(93) \cdot 1,121}{158,7 \cdot 30}} = 67,69$$

$$\gamma = 6,281 \rightarrow \gamma = 1,121$$

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot \gamma}{f_{yd} \cdot d} = \frac{3473093 \cdot 1,121}{3913 \cdot 68} = 14,63$$

$$d = 68 \quad h = 71$$

Assumo 4 $\varnothing 22 = 15,21 \text{ cm}^2$

Progetto in campata

$$d^2 = \frac{M_{sd} \cdot \xi}{f_{cd} \cdot b} \rightarrow \xi = \frac{d^2 \cdot f_{cd} \cdot b}{M_{sd}} = \frac{(30-5)^2 \cdot 158,7 \cdot 100}{10983,27} = 10,53$$

$$\xi = 10,053 \rightarrow \eta = 1,074$$

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot \eta}{f_{yd} \cdot d} = \frac{10983,27 \cdot 1,074}{3913 \cdot 27} = 11,16 \text{ cm}^2$$

Assumo 6 $\varnothing 14 = 12,6 \text{ cm}^2$

Progetto sbalzo

$$\xi = \frac{d^2 \cdot f_{cd} \cdot b}{M_{max}} = \frac{27^2 \cdot 158,7 \cdot 100}{2348(10)} = 49,27 \text{ cm}^2$$

$$\xi = 49,27 \rightarrow \eta = 1,030$$

$$\text{Assumo } A_s = \frac{M_{sd} \cdot \eta}{f_{yd} \cdot d} = \frac{2348(10) \cdot 1,03}{3913 \cdot 27} = 2,29 \text{ cm}^2$$

Assumo 3 $\varnothing 10 = 2,36 \text{ cm}^2$

③ Sollecitazioni

$$T = q \cdot l = 4891,33 \cdot 5,30 = 26012,00$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4891,33 \cdot 5,30^2}{8} = 34730,93$$

3.3 Progetto

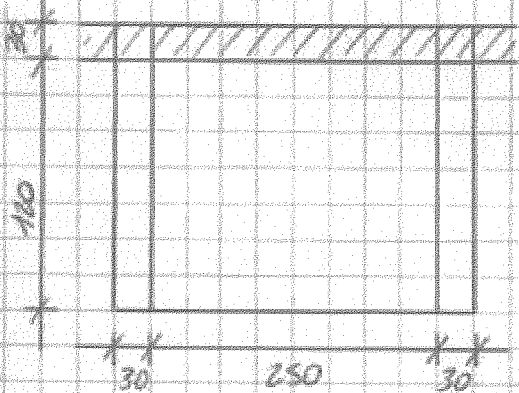
$$d = \sqrt{\frac{M_{sd} \cdot \xi}{f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{34730(93) \cdot 1,121}{158,7 \cdot 30}} = 67,69$$

$$\xi = 6,281 \rightarrow \eta = 1,121$$

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot \eta}{f_{yd} \cdot d} = \frac{3473093 \cdot 1,121}{3913 \cdot 68} = 14,63$$

$$d = 68 \quad h = 71$$

Assumo 4 $\varnothing 22 = 15,21 \text{ cm}^2$



Carichi accidentali 400 da N/m²
Carichi permanenti 200 da N/m²

Acciaio B450C

Calcestruzzo C 28/35

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{4500}{1,15} = 3913 \text{ da N/m}$$

$$f_{cd} = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{0,85 \cdot 28}{1,5} = 158,7 \text{ da N/m}$$

① Solai

1.1 Analisi dei carichi

Carico variabile $400 \cdot 1,5 = 600 +$

Carico permanente $200 \cdot 1,5 = 300 +$

Stato h $\frac{1}{25}$ luce $\frac{280}{25} \rightarrow (250 + \frac{30 \cdot 2}{2}) = 11,2 \approx 12 \text{ cm}$

Peso proprio $0,12 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 1,3 = 390 =$

1290 da N/m

1.2 Sollecitazioni



$$T_{max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1290 \cdot 2,80}{2} = 1806,00$$

$$M_{max} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1290 \cdot 2,80^2}{8} = 1264,20$$

1.3 Progetto

$$z = \frac{d^2 \cdot f_{cd} \cdot b}{M_{sd}} = \frac{(12-3)^2 \cdot 158,7 \cdot 100}{1264(20)} = 10,17 \approx 11$$

$$z = 10,053 \rightarrow t = 1,074$$

$$A_s = \frac{M_{sd} \cdot t}{f_{yd} \cdot d} = \frac{1264(20) \cdot 1,074}{3913 \cdot 9} = 3,86$$

Armatura 5 $\varnothing 10 = 3,93 \text{ cm}^2$

② Travi

2.1 Analisi dei carichi

Carico trionfo dal soletto $1806,00 +$

Stato h $\frac{1}{10}$ luce $= \frac{135}{10} \rightarrow (120 + \frac{30 \cdot 2}{2}) = 13,5$

Peso proprio $0,35 \cdot 0,35 \cdot 1 \cdot 2500 \cdot 1,3 = 59,23 =$

1865,23

2.2 Sollecitazioni

$$T_{\max} = q \cdot l = 1865,23 \cdot 1,35 = 2518,06$$

$$M_{\max} = q \cdot l^2 = 1865,23 \cdot (1,35)^2 = 1699,69$$

3.2 Progetto

Assumo $b = 30$

$$\tau = 6,281$$

$$\lambda = 1,121$$

$$d = \sqrt{\frac{M_{\max} \cdot \tau}{f_{cd} \cdot b}} = \sqrt{\frac{1865(23) \cdot 6,281}{152,7 \cdot 30}} = 15,69$$

ribarramo la trave

$$d = 16 \quad h = 16 + 3 = 19$$

$$A_s = \frac{M_{\max} \cdot \lambda}{f_{yd} \cdot d} = \frac{1699(69) \cdot 1,121}{3913 \cdot 16} = 3,04 \text{ cm}^2$$

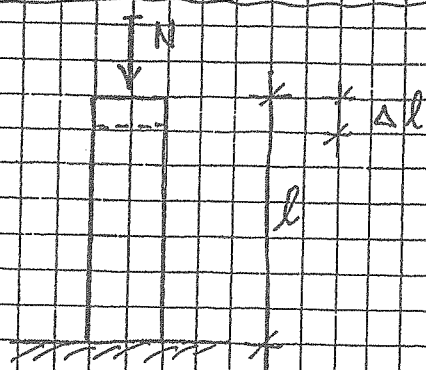
$$\text{Assumo } 4 \text{ } \varnothing 10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

PROGETTAZIONE E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

- 1) ELASTICITA' DEI CORPI
- 2) PROGETTO E VERIFICA A SFORZO NORMALE (N)
(LEGNO E ACCIAIO)
- 3) PROGETTO E VERIFICA A MOMENTE FLETTENTE (M)
- 4) VERIFICA A PRESSOFLESSIONE (N, M)
- 5) VERIFICA A TAGLIO (T)
- 6) PROGETTO E VERIFICA DI STRUTTURE IN LEGNO
- 7) PROGETTO E VERIFICA DI STRUTTURE IN ACCIAIO
- 8) PROGETTO E VERIFICA DI STRUTTURE IN C.A.

PROGETTAZIONE E VERIFICA DI ELEMENTI STRUTTURALI

1) ELASTICITÀ DEI CORPI



Consideriamo un solido di lunghezza " l " soggetto ad una carica centrata " N " agente nel baricentro della sezione di area " A ".

Per effetto della carica N il solido subisce un accorciamento

$$\Delta l = \frac{N l}{E A}$$

dove E rappresenta il modulo di elasticità del materiale di cui è composto il solido.

L'espressione qui riportata può essere esplicitata nella forma seguente:

$$\frac{\Delta l}{l} = \frac{N l}{E A l} \quad (*)$$

$$\epsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad (\text{allungamento percentuale})$$

$$\sigma = \frac{N}{A} \quad (\text{Tensione = forza per unità di superficie})$$

L'espressione (*) può essere la seguente formulazione

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = E \epsilon \end{array} \right\} \quad \text{LEGGI DI HOOKE}$$

2) PROGETTO E VERIFICA A SFORZO NORMALE (N)

Considerato un elemento strutturale sollecitato a sforzo normale "N" è possibile determinare lo stato tensionale corrispondente applicando la seguente formula:

$$\sigma = \frac{N}{A}$$

A = area della sezione

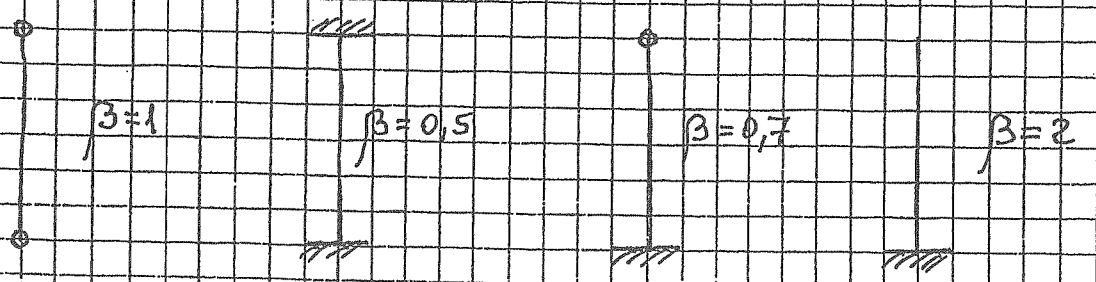
Particolare attenzione va posta per gli elementi snelli dove si insinua il fenomeno del CARICO DI PUNTA; in tale caso è necessario determinare la snellezza " λ "

$$\lambda = \frac{l}{i_{\min}}$$

l = lunghezza geometrica dell'elemento

i_{\min} = raggio di inerzia minimo della sezione

$$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$$



Progetto a sforzo normale:

$\sigma_{amm} =$ Tensione ammissibile del materiale

$$A_{min} = \frac{N}{\sigma_{amm}}$$

Si adotta una sezione di area $A > A_{min}$

Verifica a sforzo normale:

In base alla sezione di area A adottata si procede alla verifica $\sigma = \frac{N}{A} \leq \sigma_{amm}$

Nell'ipotesi di elementi snelli la verifica va effettuata semplificando il carico N del coefficiente "w"

$$\sigma = \frac{w N}{A}$$

Il coefficiente w si determina in funzione della snellezza λ mediante l'utilizzo di tabelle.

Calcolo Solaio in Legno (N.T.C. 2008)

Calcolo solaio in legno –

Il foglio excel effettua il calcolo agli stati limite ultimi, secondo le N.T.C. 2008 (Norme tecniche costruzioni 2008), di solai, di interpiano o di copertura, con struttura portante costituita da travi in legno lamellare e massiccio, a sezione rettangolare o circolare, appoggiate alle estremità, sottoposte a carichi uniformemente distribuiti. Il calcolo è concepito per può essere applicato anche a qualsiasi altra applicazione rispondente allo schema statico illustrato. Il foglio, in termini di font, caratteri e distribuzione dei paragrafi, è impostato per una stampa su formato A4 chiara e leggibile in ogni sua parte.

Dopo una prima parte descrittiva, editabile secondo le proprie esigenze, dell'elemento strutturale da calcolare, il foglio di calcolo si articola essenzialmente in quattro parti:

1. *Caratteristiche geometriche ed inerziali*, in cui è necessario valorizzare solo i campi segnati in rosso e scegliere dai rispettivi menu a tendina la classe di durata del carico, la classe di servizio e la tipologia della trave in legno (GL: Lamellare, C: Latifoglie e D: Pioppo e conifere) da GL24c a GL36h, da C14 a C50 e da D18 a D70, in modo da esplicitarne le caratteristiche di calcolo.
2. *Analisi dei carichi*, in cui è necessario valorizzare soltanto il campo relativo ad eventuali altri carichi distribuiti, se presenti, mentre il foglio di calcolo restituisce in automatico il carico lineare distribuito agente sulla trave, con relativo schema statico.
3. *Determinazione delle sollecitazioni*, in cui il foglio di calcolo restituisce automaticamente le **sollecitazioni agenti sulla trave**, con relativi schemi grafici dei **diagrammi a flessione e a taglio**.
4. *Verifiche*, in cui il foglio di calcolo effettua automaticamente la **verifica a flessione** ed a **taglio** nonché le **verifiche di deformabilità** della trave richieste dalle N.T.C. 2008, visualizzando immediatamente se queste vanno a buon fine o se bisogna intervenire sui dati di input. Infine è riportata anche la verifica del tavolato a flessione e taglio.

Calcolo Solaio in Legno

Verifica tavolato

La verifica del tavolato si conduce considerando uno schema statico di trave incastrata alle estremità, di lunghezza pari all'interasse delle travi dell'orditura principale, ed una sezione di base unitaria ed altezza lo spessore del tavolato.

Il Momento flettente massimo è dato da:

$$M_{tt} = Q_d \times i^2 / 12 = \quad \quad \quad \mathbf{0,08 \text{ KNm}}$$

Il taglio massimo è dato da:

$$V_{tt} = Q_d \times i / 2 = \quad \quad \quad \mathbf{0,90 \text{ KN}}$$

La tensione normale massima determinata da M_{tt} è data da:

$$\sigma_{m,y,d,t} = M_{tt} / W_{pl} = \quad \quad \quad 0,08 \text{ N/mm}^2 \quad < \quad f_{m,d} \quad \quad \quad \boxed{\text{VERIFICATO}}$$

La tensione tangenziale massima determinata da V_{tt} è data da:

$$\tau_{d,t} = 1,5V_{tt}/(b_t \times h_t) = \quad \quad \quad 0,04 \text{ KN} \quad < \quad f_{v,d} \quad \quad \quad \boxed{\text{VERIFICATO}}$$

dove b_t è la larghezza della sezione del tavolato (striscia unitaria 1,00 m.) e h_t è lo spessore del tavolato.

CALCOLO AGLI S.L.U. DI SOLAIO CON TRAVI IN LEGNO

(ai sensi del D.M. 14/01/2008)

I solai del fabbricato in oggetto avranno struttura portante costituita da travi in legno e soprastante tavolato.

Caratteristiche geometriche e inerziali

Classe di durata del carico:	Lunga durata	6 mesi-10 anni (carichi perm. o var. di magaz.)
Classe di servizio	1	UR < 65% $K_{mod} = 0,7$
Sez. rettangolare		
Altezza trave in legno	H =	200 mm
Larghezza trave in legno	B =	140 mm
Interasse travi in legno	i =	0,50 m
Spessore tavolato	$h_t =$	3,5 cm
Peso unità di volume del legno (travi e tavolato)	=	6,00 KN/m ³
Spessore cappa	=	4 cm
Peso unità di volume cappa	=	24,00 KN/m ³
Luce netta solaio	l =	5,00 m
Carico permanente (pavim., sottof., intonaco, imperme., tegole)	=	1,00 KN/m ²
Peso tramezzatura	=	0,80 KN/m ²
Carico variabile	=	2,00 KN/m ²
Modulo di resistenza della sezione	$W_{pl} =$	933333 mm ³
Tensione di calcolo a flessione legno tipo	$f_{m,d} =$	11,59 N/mm ²
Tensione di calcolo a taglio	$f_{v,d} =$	1,06 N/mm ²
Area di taglio della sezione della trave in legno	$A_v =$	28000 mm ²
Momento d'inerzia della sezione della trave in legno	$I_y =$	93333333 mm ⁴
Modulo elastico longitudinale medio	$E_{0,m} =$	11600 N/mm ²
Modulo elastico tangenziale medio	$G_{0,m} =$	590 N/mm ²

Lamellare GL24c

