

ANALISI DEI CARICHI

NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI

Approvate con Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018

Testo aggiornato delle norme tecniche per le costruzioni, di cui alla legge 5 novembre 1971, n. 1086, alla legge 2 febbraio 1974, n. 64, al decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380, ed al decreto-legge 28 maggio 2004, n. 136, convertito, con modificazioni, dalla legge 27 luglio 2004, n. 186. Le presenti norme sostituiscono quelle approvate con il decreto ministeriale 14 gennaio 2008.

NTC18 – §2.1

2.1. PRINCIPI FONDAMENTALI

Le opere e le componenti strutturali devono essere progettate, eseguite, collaudate e soggette a manutenzione in modo tale da consentirne la prevista utilizzazione, in forma economicamente sostenibile e con il livello di sicurezza previsto dalle presenti norme.

La sicurezza e le prestazioni di un'opera o di una parte di essa devono essere valutate in relazione agli stati limite che si possono verificare durante la vita nominale di progetto, di cui al § 2.4. Si definisce stato limite una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze elencate nelle presenti norme.

In particolare, secondo quanto stabilito nei capitoli specifici, le opere e le varie tipologie strutturali devono possedere i seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti di stati limite ultimi (SLU): capacità di evitare crolli, perdite di equilibrio e dissesti gravi, totali o parziali, che possano compromettere l'incolumità delle persone oppure comportare la perdita di beni, oppure provocare gravi danni ambientali e sociali, oppure mettere fuori servizio l'opera;
- sicurezza nei confronti di stati limite di esercizio (SLE): capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio;
- sicurezza antincendio: capacità di garantire le prestazioni strutturali previste in caso d'incendio, per un periodo richiesto;
- durabilità: capacità della costruzione di mantenere, nell'arco della vita nominale di progetto, i livelli prestazionali per i quali è stata progettata, tenuto conto delle caratteristiche ambientali in cui si trova e del livello previsto di manutenzione;
- robustezza: capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità di possibili cause innescanti eccezionali quali esplosioni e urti.

Il superamento di uno stato limite ultimo ha carattere irreversibile

Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

NTC18 – §2.3

2.3. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Nel seguito sono riportati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello. Per opere di particolare importanza si possono adottare metodi di livello superiore, tratti da documentazione tecnica di comprovata validità di cui al Capitolo 12.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (X_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (F_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate.

La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d \quad [2.2.1]$$

Il valore di progetto della resistenza di un dato materiale X_d è, a sua volta, funzione del valore caratteristico della resistenza, definito come frattile 5% della distribuzione statistica della grandezza, attraverso l'espressione: $X_d = X_k / \gamma_M$, essendo γ_M il fattore parziale associato alla resistenza del materiale.

Il valore di progetto di ciascuna delle azioni agenti sulla struttura F_d è ottenuto dal suo valore caratteristico F_k , inteso come frattile 95% della distribuzione statistica o come valore caratterizzato da un assegnato periodo di ritorno, attraverso l'espressione: $F_d = \gamma_F F_k$ essendo γ_F il fattore parziale relativo alle azioni. Nel caso di concomitanza di più azioni variabili di origine diversa si definisce un valore di combinazione $\psi_0 F_k$, ove $\psi_0 \leq 1$ è un opportuno coefficiente di combinazione, che tiene conto della ridotta probabilità che più azioni di diversa origine si realizzino simultaneamente con il loro valore caratteristico.

Per grandezze caratterizzate da distribuzioni con coefficienti di variazione minori di 0,10, oppure per grandezze che non riguardino univocamente resistenze o azioni, si possono considerare i valori nominali, coincidenti con i valori medi.

I valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei materiali sono definiti nel Capitolo 11. Per la sicurezza delle opere e dei sistemi geotecnici, i valori caratteristici dei parametri fisico-meccanici dei terreni sono definiti nel § 6.2.2.

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato (C_d), con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni (E_d), attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d \quad [2.2.2]$$

2.5. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

NTC18 – §2.5

2.5.1. CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

2.5.1.3 CLASSIFICAZIONE DELLE AZIONI SECONDO LA VARIAZIONE DELLA LORO INTENSITÀ NEL TEMPO

a) permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:

- peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
- peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
- spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
- presollecitazione (P).

b) variabili (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:

- sovraccarichi;
- azioni del vento;
- azioni della neve;
- azioni della temperatura.

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

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.

Quando rilevante, nella valutazione dell'effetto delle azioni è necessario tenere conto del comportamento dipendente dal tempo dei materiali, come per la viscosità.

Tab. 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
GHISA	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcare compatto	26,0
Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

NTC18 – §3.1

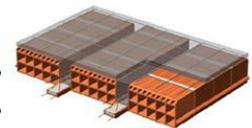


ESEMPIO 1. Analisi dei carichi di un solaio in latero-cemento



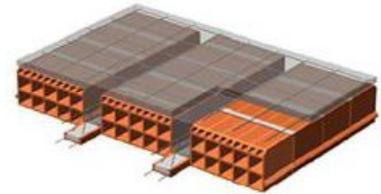
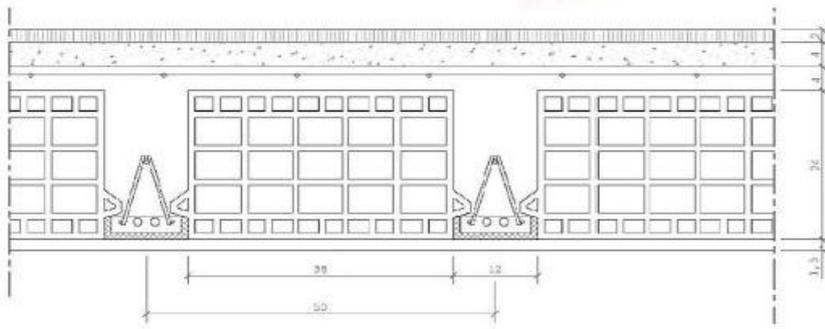
ESEMPIO 1. Analisi dei carichi di un solaio in latero-cemento

Carichi permanenti strutturali (G1)



SOLAIO TIPO BAUSTA (TRAVETTO)			
Altezza del solaio (cm)	Interasse (cm)	quantità di CLS da gettare in opera (mc/mq)	Peso del solaio finito (Kg/mq)
12+4	50	0,062	225
12+5	50	0,072	250
12+6	50	0,082	275
16+4	50	0,070	260
16+5	50	0,080	285
16+6	50	0,090	310
20+4	50	0,080	300
20+5	50	0,090	325
20+6	50	0,100	350
24+4	50	0,085	330
24+5	50	0,095	355
24+6	50	0,105	380
28+4	50	0,094	370
28+5	50	0,104	395
28+6	50	0,114	420

ESEMPIO 1. Analisi dei carichi di un solaio in laterocemento

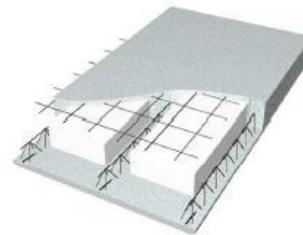


Carico permanente strutturale (G1)

	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie	
		kN/m ²	kg/m ²
Solaio in latero- cemento, tipo Omnia Bausta	24+4	3,30	330
Massetto di sottofondo in cls alleggerito ($\rho = 14 \text{ kN/m}^3$)	4	0,56	56
Pavimento in ceramica	2	0,40	40
Intonaco all'intradosso ($\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	1,5	0,30	30
Totale	36,5	4,56	456

Carichi permanenti non strutturali (G2)

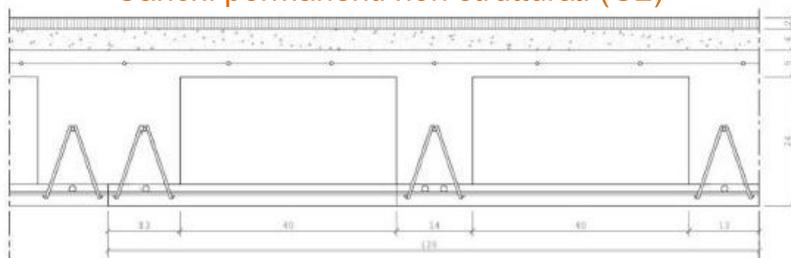
ESEMPIO 2. Analisi dei carichi di un solaio a lastre Predalles



Carico permanente strutturale (G1)

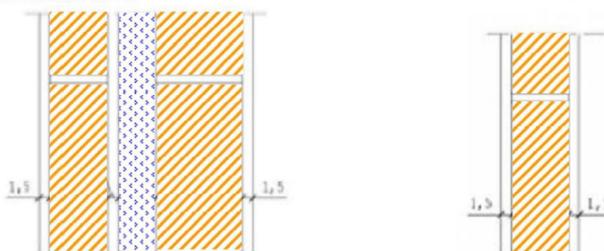
	Spessore [cm]	Carico su unità di superficie	
		kN/m ²	Kg/m ²
Lastre predalles con alleggerimento in polistirene espanso (mod. 120)	24+5	3,90	390
Massetto di sottofondo in cls alleggerito ($\rho = 14 \text{ kN/m}^3$)	4	0,56	56
Pavimento in ceramica	2	0,40	40
Totale	35	4,86	486

Carichi permanenti non strutturali (G2)



Analisi dei carichi di una parete

Carichi permanenti non strutturali (G2)



	Spessore [cm]	Carico su unità di sup kN/m ²	Carico su unità di lungh kN/m
Intonaco ($\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	1,5	0,30	0,84
Forati ($\rho = 6,5 \text{ kN/m}^3$)	8	0,52	1,45
Intonaco ($\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	1,5	0,30	0,84
Isolante ($\rho = 0,7 \text{ kN/m}^3$)	5	0,035	0,10
Forati ($\rho = 5,2 \text{ kN/m}^3$)	12	0,62	1,73
Intonaco ($\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	1,5	0,30	0,84
Totale	29,5	2,08	5,80

x altezza di
interpiano
netta

	Spessore [cm]	Carico su unità di sup kN/m ²	Carico su unità di lungh kN/m
Intonaco ($\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	1,5	0,30	0,84
Forati ($\rho = 8 \text{ kN/m}^3$)	8	0,64	1,79
Intonaco ($\rho = 20 \text{ kN/m}^3$)	1,5	0,30	0,84
Totale	11	1,24	3,47

x altezza di
interpiano

Analisi dei carichi di una parete

NTC18 – §3.1

3.1.3. CARICHI PERMANENTI NON STRUTTURALI

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi presenti sulla costruzione durante il suo normale esercizio, quali quelli relativi a tamponature esterne, divisori interni, massetti, isolamenti, pavimenti e rivestimenti del piano di calpestio, intonaci, controsoffitti, impianti ed altro, ancorché in qualche caso sia necessario considerare situazioni transitorie in cui essi non siano presenti.

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

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

Gli elementi divisori interni con peso proprio maggiore di $5,00 \text{ kN/m}$ devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

CARICHI VARIABILI

NTC18 – §3.1

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

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

CARICHI VARIABILI

NTC18 – §3.1

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

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
 ** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

CARICHI VARIABILI

3.4. AZIONI DELLA NEVE

NTC18 – §3.4

3.4.1. CARICO DELLA NEVE SULLE COPERTURE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t \quad [3.4.1]$$

dove:

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, di cui al § 3.4.2;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, di cui al § 3.4.3;

C_E è il coefficiente di esposizione di cui al § 3.4.4;

C_t è il coefficiente termico di cui al § 3.4.5.

Tab. 3.4.II - Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha < 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_i	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Esempio: Trieste

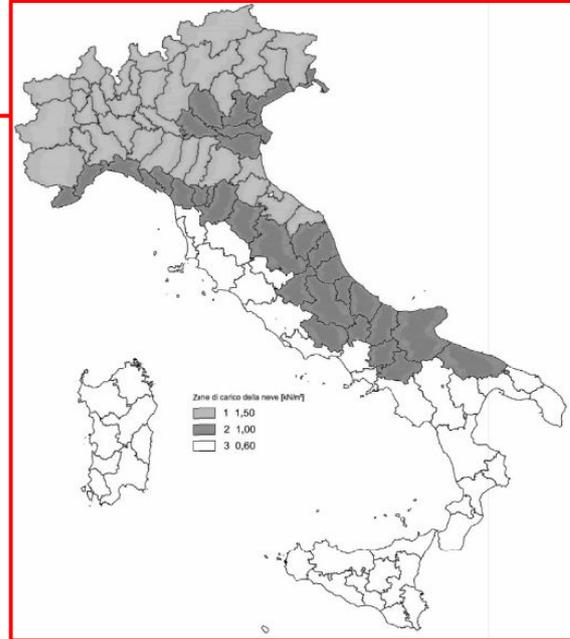
Carico neve

Zona II, altitudine $a_s < 200$ m, inclinazione falda $\alpha < 30^\circ$ con $\mu_d = 0.8$

Carico neve al suolo $q_{sk} = 1.00 \text{ kN/m}^2$

$$q_s = 1.00 \cdot 0.8 = 0.80 \text{ kN/m}^2$$

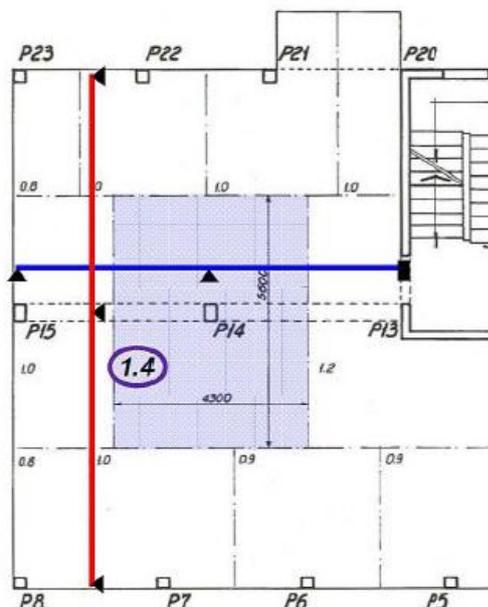
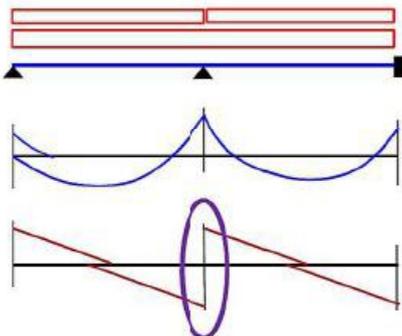
Coefficiente di forma della copertura



PROGETTO E VERIFICA DEI PILASTRI

AZIONI SUI PILASTRI

Per un calcolo di predimensionamento dei pilastri, con riserva di successive verifiche al seguito di più rigorose analisi dei telai, si può seguire un procedimento approssimato che si basa sulla scomposizione della pianta dell'impalcato in aree di influenza.



AZIONI SUI PILASTRI

Per la copertura si ipotizza una struttura di tavelle e muricci, direttamente posata sull'ultimo solaio piano, per la formazione delle falde inclinate, ed un manto superiore di comuni tegole maritate.

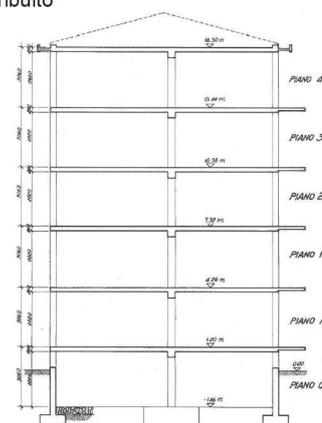
SOLAIO DI COPERTURA

tegole	1.1*	0.60	0.65	kN/m ²
cappa in calcestruzzo 4 cm	1.1*	0.96	1.05	kN/m ²
tavelloni da 6 cm	1.1*	0.35	0.40	kN/m ²
muricci ripartiti (valore medio)	1.5**	0.65	1.00	kN/m ²
peso proprio solaio laterocemento			3.30	kN/m ²
intonaco intradosso			0.30	kN/m ²
totale permanenti			6.70	kN/m²

* Per calcolare il carico su proiezione orizzontale ** per valutare l'incidenza dei muricci come car. distribuito

SOLAIO DI PIANO

peso proprio solaio laterocemento 24+4 cm	3.30	kN/m ²
massetto di sottofondo in cls alleggerito ($\rho=14$ kN/m ³)	0.56	kN/m ²
Pavimento in ceramica	0.40	kN/m ²
Intonaco intradosso ($\rho=14$ kN/m ³)	0.30	kN/m ²
quota distribuita tramezzi	1.60	kN/m ²
totale permanenti		6,16 kN/m²



AZIONI SUI PILASTRI

Filastro P14

(area d'influenza $1,4 \times 4,30 \times 5,60 \cong 33,7$ mq)

- impalcato copertura $33,7 \text{ m}^2 \times 6,70 \text{ kN/m}^2 = 225,79 \text{ kN}$

- trave $1,2 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,30 \times 25 = 15,5$ "

- pilastro $0,40 \times 0,30 \times 2,52 \times 25 = 7,6$ "

totale permanenti copertura $= 248,89 \text{ kN}$

(" altezza al sotto trave = 2.52 m)

- impalcato piano tipo $33,7 \text{ m}^2 \times 6,16 \text{ kN/m}^2 = 207,59 \text{ kN}$

- trave $1,2 \times 0,40 \times 0,30 \times 4,30 \times 25 = 15,5$ "

- pilastro $0,40 \times 0,40 \times 2,52 \times 25 = 10,1$ "

totale permanenti piano tipo $= 233,19 \text{ kN}$

(° dimensioni medie)

AZIONI SUI PILASTRI

Copertura	
- permanenti	= 248,89 kN
- variabili	$33,7 \times \overset{\text{carico neve}}{0,80} = 26,96$ "
totale copertura	= 275,85 kN

piani inferiori	
- permanenti	= 233,19 kN
- variabili	$33,7 \text{ m}^2 \times 2,00 \text{ kN/m}^2 = 67,4$ "
totale 4° piano	= 300,59 kN

Dopo queste analisi preliminari, i calcoli di progetto delle sezioni e di verifica agli stati limite di esercizio e di resistenza possono venire sintetizzati ordinatamente come indicato nelle seguenti tabelle. Le caratteristiche dei materiali assunte a base delle verifiche sono riportate qui di seguito.

Per semplicità nei calcoli si considera un unico coefficiente di sicurezza parziale forfettizzato per le azioni

$$\gamma_F \cong 1,30 \cdot 0,35 + 1,50 \cdot 0,65 = 1,43$$

N.B. SOLO PER VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI

MATERIALI

Calcestruzzo (inerte $d_a \leq 20 \text{ mm}$)

- classe C25/30 ordinario ($R_{cm} \cong 40 \text{ N/mm}^2$)		
- resistenza caratteristica	f_{ck}	= 25,0 N/mm ²
- resistenza di calcolo	$f_{cd} = 0,85 \times 25,0 / 1,5$	= 14,2 N/mm ²
- per compressione centrata	$f'_{cd} = 0,80 \times 14,2$	= 11,3 N/mm ²
- ammissibile in esercizio	$\bar{\sigma}_c = 0,45 \times 25,0$	= 11,2 N/mm ²
- per compressione centrata	$\bar{\sigma}'_c = 0,70 \times 11,2$	= 7,8 N/mm ²

Acciaio (barre nervate ad aderenza migliorata)

- tipo B450C ad alta duttilità		
- resistenza caratteristica	f_{tk}	= 540 N/mm ²
- tensione di snervamento	f_{yk}	= 450 N/mm ²
- resistenza di calcolo	$f_{yd} = 450 / 1,15$	= 391 N/mm ²

DIMENSIONAMENTO SEZIONI

PILASTRO P 14 - DIMENSIONAMENTO SEZIONI

	F_k	N_k	N_{Ed}	A_{co}	$a \times b$	A_c	A_{so}	$n\phi$	A_s
	(kN)	(kN)	(kN)	(cm ²)	(cm)	(cm ²)	(cm ²)	(mm)	(cm ²)
4°	275,85	275,85	394,47	349,09	30×40	1200,	3,60	4φ12	4,52
3°	300,59	576,44	824,31	729,48	30×40	1200,	3,60	4φ12	4,52
2°	300,59	877,03	1254,15	1109,87	30×40	1200,	3,60	4φ12	4,52
1°	300,59	1177,62	1684,00	1490,26	40×40	1600,	4,80	4φ14	6,16
PR	300,59	1478,21	2113,84	1870,66	50×40	2000,	6,00	4φ14+ 2φ12	8,42
SI	300,59	1778,80	2543,68	2251,04	60×40	2400,	7,20	6φ14	9,24

DIMENSIONAMENTO SEZIONI

Dove i simboli rappresentano:

- Il carico F_k proveniente dall'impalcato superiore sul pilastro considerato.
- Lo sforzo assiale N_k ottenuto sommando progressivamente i carichi.
- Il valore di calcolo dell'azione assiale N_{Ed} ottenuta amplificando per $\gamma_F=1,43$ lo sforzo precedente.
- L'area teorica minima $A_{co}=N_{Ed}/f_{cd}$ di calcestruzzo necessaria per resistere da sola all'azione di calcolo.
- Le dimensioni $a \times b$ effettive scelte per il tratto di pilastro.
- L'area effettiva A_c di calcestruzzo.
- La sezione teorica minima d'armatura $A_{so}=0,10 \times N_{Ed}/f_{yd}$ pari almeno allo 0,3% della sezione effettiva A_c del calcestruzzo.
- L'armatura scelta per il tratto di pilastro indicata con il numero n dei ferri ed il loro diametro ϕ .
- L'area A_s della sezione effettiva dell'armatura metallica.

VERIFICHE SEZIONI

NTC18 – §4.1

4.1.6.1.2 Armatura dei pilastri

Nel caso di elementi sottoposti a prevalente sforzo normale, le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore od uguale a 12 mm e non potranno avere interassi maggiori di 300 mm. Inoltre la loro area non deve essere inferiore a

$$A_{s,min} = (0,10 N_{Ed} / f_{yd}) \text{ e comunque non minore di } 0,003 A_c \quad [4.1.46]$$

dove:

f_{yd} è la resistenza di progetto dell'armatura (riferita allo snervamento)

N_{Ed} è la forza di compressione assiale di progetto

A_c è l'area di calcestruzzo.

Le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura non deve superare $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

4.1.2.2.5 Stato limite di limitazione delle tensioni

Valutate le azioni interne nelle varie parti della struttura, dovute alle combinazioni caratteristica e quasi permanente delle azioni, si calcolano le massime tensioni sia nel calcestruzzo sia nelle armature; si deve verificare che tali tensioni siano inferiori ai massimi valori consentiti di seguito riportati.

4.1.2.2.5.1 Tensione massima di compressione del calcestruzzo nelle condizioni di esercizio

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$, deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica} \quad [4.1.15]$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente.} \quad [4.1.16]$$

Nel caso di elementi piani (solette, pareti, ...) gettati in opera con calcestruzzi ordinari e con spessori di calcestruzzo minori di 50 mm i valori limite sopra prescritti vanno ridotti del 20%.

N.B: il *diametro* \varnothing della barra ad aderenza migliorata è quello della *barra tonda liscia equipesante*

VERIFICHE SEZIONI

PILASTRO P 14 VERIFICHE SEZIONI

	VERIFICA SLE		VERIFICA SLU		
	A_{ie} (cm ²)	σ_c (MPa)	A_{ir} (cm ²)	N_{Rd} (kN)	γ_r
4°	1268,	2,17	1356,	1532,	5,55
3°	1268,	4,55	1356,	1532,	2,66
2°	1268,	6,92	1356,	1532,	1,75
1°	1692,	6,96	1813,	2049,	1,74
PR	2008,	7,36	2291,	2589,	1,75
SI	2539,	7,00	2720,	3074,	1,73
		($\leq 7,8$)			($\geq 1,00$)

VERIFICHE SEZIONI

Dove i simboli rappresentano:

- L'area ideale $A_{ie}=A_c+\alpha_e A_s$ raggugiata al calcestruzzo con il coefficiente convenzionale di omogeneizzazione $\alpha_e=15$ per il calcolo elastico di esercizio.
- La tensione $\sigma_c=N_k/A_{ie}$ nel calcestruzzo per la verifica della compressione in esercizio, tensione da confrontarsi con il valore 7,8 indicato in calce alla colonna.
- L'area ideale $A_{ir}=A_c+A_s f_{yd}/f_{cd}$ raggugiata al calcestruzzo con il coefficiente f_{yd}/f_{cd} per il calcolo a rottura della sezione.
- Il valore resistente $N_{Rd}=f_{cd} A_{ir}$ dello sforzo assiale da confrontarsi con quello agente N_{Ed} .
- Il rapporto $\gamma_r=N_{Rd}/N_{Ed}$ tra resistenza ed azione nella sezione per un uniforme confronto della situazione, dovendo risultare $\gamma_r \geq 1$.

VERIFICHE SEZIONI

Per il passo massimo delle staffe e il diametro minimo delle staffe si deve avere:

$$s \leq 12 \phi \qquad \phi_s \geq \frac{\phi}{4}$$

Per le riprese dei ferri ai vari piani è necessario considerare una lunghezza minima di ancoraggio pari a:

$$l_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

Con

$$f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ctk} = 1,95 \text{ N/mm}^2 \qquad (\text{v. Tab 1.07})$$

$$f_{ctd} = 1,95/1,5 = 1,30 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,30 = 2,92 \text{ N/mm}^2$$

si ottiene

$$l_b = \frac{\phi \cdot 391}{4 \cdot 2,92} \cong 33\phi \qquad \text{comunque } l_b \geq 40\phi$$