



Vincenzo Calvo – Elisabetta Scalora

Apertura fori in solai di latero-cemento

CALCOLO DELLE TRAVI DI BORDO DI UN FORO IN UN SOLAIO DI LATERO-CEMENTO CON IL SOFTWARE

- **Calcolo di fori nei solai**
Foro realizzato con quattro travi a spessore
Foro realizzato con travi parallele al solaio principale
- **Verifiche delle travi di bordo a momento flettente e a momento torcente**
- **Esempi di relazione di calcolo**
Relazione per il calcolo di un foro su un solaio che non modifica lo schema strutturale
Relazione per il calcolo di un foro su un solaio che modifica lo schema strutturale
- **Stampa disegni esecutivi**

SECONDA EDIZIONE

SOFTWARE INCLUSO

CALCOLO DELLE TRAVI DI BORDO DI UN FORO IN UN SOLAIO DI LATERO-CEMENTO (OPEN FLOOR II)

Glossario (principali termini tecnico-normativi), **F.A.Q.** (domande e risposte sui principali argomenti),

Test iniziale (verifica della formazione di base), **Test finale** (verifica dei concetti analizzati)

PRONTO GRAFILL
Clicca e richiedi di essere contattato per informazioni e promozioni

Vincenzo Calvo – Elisabetta Scalora

APERTURA FORI IN SOLAI DI LATERO-CEMENTO

Ed. II (2017)

ISBN 13 978-88-8207-903-1

EAN 9 788882 079031

Collana **Software** (99)

Calvo, Vincenzo <1978->

Apertura fori in solai di latero-cemento / Vincenzo Calvo,
Elisabetta Scalora. – Palermo : Grafill, 2017.

(Software ; 99)

ISBN 978-88-8207-903-1

1. Solai in cemento armato.

624.18342 CDD-23

I. Scalora, Elisabetta <1981->.

SBN Pal0295258

CIP – Biblioteca centrale della Regione siciliana "Alberto Bombace"

Il volume è **disponibile anche in eBook** (formato *.pdf) compatibile con **PC, Macintosh, Smartphone, Tablet, eReader**.

Per l'acquisto di eBook e software sono previsti pagamenti con c/c postale, bonifico bancario, carta di credito e PayPal.

Per i pagamenti con carta di credito e PayPal è consentito il download immediato del prodotto acquistato.

Per maggiori informazioni inquadra con uno Smartphone o un Tablet il Codice QR sottostante.



I lettori di Codice QR sono disponibili gratuitamente su Play Store, App Store e Market Place.

© **GRAFILL S.r.l.** Via Principe di Palagonia, 87/91 – 90145 Palermo

Telefono 091/6823069 – Fax 091/6823313

Internet <http://www.grafill.it> – E-Mail grafill@grafill.it

Finito di stampare nel mese di gennaio 2017

presso **Officine Tipografiche Aiello & Provenzano S.r.l.** Via del Cavaliere, 93 – 90011 Bagheria (PA)

Tutti i diritti di traduzione, di memorizzazione elettronica e di riproduzione sono riservati. Nessuna parte di questa pubblicazione può essere riprodotta in alcuna forma, compresi i microfilm e le copie fotostatiche, né memorizzata tramite alcun mezzo, senza il permesso scritto dell'Editore. Ogni riproduzione non autorizzata sarà perseguita a norma di legge. Nomi e marchi citati sono generalmente depositati o registrati dalle rispettive case produttrici.



**CLICCA per maggiori informazioni
... e per te uno SCONTO SPECIALE**

SOMMARIO

➤	INTRODUZIONE	p	1
1.	IL CEMENTO ARMATO	"	3
1.1.	Calcestruzzo	"	4
1.1.1.	Resistenza a compressione	"	5
1.1.2.	Resistenza a trazione	"	6
1.1.3.	Modulo elastico	"	8
1.1.4.	Coefficiente di Poisson	"	9
1.1.5.	Coefficiente di dilatazione termica	"	9
1.1.6.	Ritiro	"	9
1.1.7.	Viscosità	"	11
1.1.8.	Durabilità	"	11
1.1.9.	Diagrammi di calcolo tensione-deformazione del calcestruzzo (NTC 2008)	"	12
1.2.	Acciaio	"	13
1.2.1.	Resistenza dell'acciaio	"	13
1.2.2.	Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio (NTC 2008)	"	14
1.2.3.	Acciaio per cemento armato	"	15
1.2.4.	Accertamento delle proprietà meccaniche	"	16
1.2.5.	Caratteristiche dimensionali e di impiego	"	16
1.2.6.	Reti e tralicci elettrosaldati	"	17
1.2.7.	Saldabilità	"	18
1.2.8.	Tolleranze dimensionali	"	19
2.	INQUADRAMENTO NORMATIVO	"	20
3.	METODI DI CALCOLO	"	22
3.1.	Tensioni ammissibili	"	23
3.2.	Stati Limite	"	23
3.2.1.	Stati Limite Ultimi (SLU)	"	24
3.2.2.	Stati Limite di Esercizio (SLE)	"	24
4.	AZIONI E CARICHI SULLE COSTRUZIONI	"	26
4.1.	La classificazione delle azioni	"	26

4.2.	La caratterizzazione delle azioni elementari.....	p.	26
4.3.	Le combinazioni delle azioni.....	"	27
4.4.	Le azioni permanenti	"	28
4.5.	I carichi permanenti non strutturali.....	"	28
4.6.	I carichi variabili.....	"	29
5.	AZIONE DELLA NEVE	"	31
5.1.	Coefficiente di forma per le coperture	"	31
5.1.1.	Copertura ad una falda	"	31
5.1.2.	Copertura a due falde	"	32
5.2.	Coefficiente di esposizione	"	32
5.3.	Valore caratteristico del carico della neve al suolo	"	33
6.	AZIONE DEL VENTO	"	35
6.1.	Velocità di riferimento	"	35
6.2.	Pressione del vento	"	36
6.3.	Azione tangenziale del vento	"	37
6.4.	Pressione cinetica di riferimento.....	"	37
6.5.	Coefficiente di esposizione	"	37
7.	ANALISI STRUTTURALE	"	40
7.1.	Analisi elastica lineare	"	40
7.2.	Analisi plastica.....	"	41
7.3.	Analisi non lineare	"	41
7.4.	Effetti delle deformazioni	"	41
8.	VERIFICHE AGLI STATI LIMITE	"	43
8.1.	Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)	"	43
8.1.1.	Resistenze di calcolo dei materiali.....	"	43
8.1.2.	Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)	"	44
8.1.3.	Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio	"	45
8.1.4.	Elementi con armature trasversali resistenti al taglio	"	46
8.1.5.	Resistenza nei confronti di sollecitazioni torcenti	"	48
8.1.6.	Resistenza di elementi tozzi, nelle zone diffusive e nei nodi	"	50
8.1.7.	Resistenza a fatica	"	51
8.1.8.	Verifica dell'aderenza delle barre di acciaio con il calcestruzzo	"	51
8.2.	Verifiche agli Stati Limite di Esercizio (SLE)	"	51
8.2.1.	Verifiche di deformabilità.....	"	51
8.2.2.	Verifica delle vibrazioni	"	53
8.2.3.	Verifica di fessurazione	"	53
8.2.4.	Verifica delle tensioni di esercizio	"	58

8.2.5.	Verifica per situazioni transitorie	p.	59
8.2.6.	Verifica per situazioni eccezionali.....	"	59
8.2.7.	Dettagli costruttivi per travi e pilastri	"	60
9.	SOLAI IN CEMENTO ARMATO.....	"	62
9.1.	Solai misti in c.a. e blocchi forati in laterizio	"	63
9.1.1.	Regole generali e caratteristiche minime dei blocchi	"	63
9.1.2.	Limiti dimensionali	"	64
9.1.3.	Caratteristiche fisico-meccaniche	"	64
9.2.	Modellazione strutturale	"	64
9.3.	Progettazione	"	65
9.3.1.	Spessore minimo dei solai.....	"	65
9.3.2.	Modulo elastico di calcolo	"	65
9.3.3.	Spessore minimo della soletta.....	"	65
9.3.4.	Larghezza ed interasse delle nervature	"	65
9.3.5.	Armatura trasversale	"	66
9.3.6.	Armatura longitudinale	"	66
10.	FORO NEL SOLAIO.....	"	67
10.1.	Calcolo di un foro realizzato con quattro travi a spessore.....	"	67
10.2.	Calcolo di un foro realizzato con travi parallele al solai principale	"	76
11.	INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE OPEN FLOOR II.....	"	84
11.1.	Note sul software Open Floor II	"	84
11.2.	Requisiti hardware e software.....	"	84
11.3.	Download del software e richiesta della password di attivazione	"	84
11.4.	Installazione ed attivazione del software	"	85
12.	MANUALE D'USO DEL SOFTWARE OPEN FLOOR II.....	"	89
12.1.	Comando [Nuovo]	"	90
12.2.	Comando [Apri].....	"	90
12.3.	Comando [Salva]	"	90
12.4.	Comando [Dati Generali].....	"	90
12.5.	Comando [Materiali].....	"	91
12.6.	Comando [Dati solaio].....	"	92
12.7.	Comando [Dati sul foro].....	"	93
12.8.	Comando [Analisi dei carichi].....	"	96
12.9.	Comando [Azioni di calcolo].....	"	98
12.10.	Comando [Relazione di calcolo].....	"	100
12.11.	Comando [Crea esecutivi dxf].....	"	101
12.12.	Comando [Aggiornamenti].....	"	101
12.13.	Comando [Informazioni]	"	102

➤	ESEMPIO DI RELAZIONE PER IL CALCOLO DI UN FORO SU UN SOLAIO CHE NON MODIFICA LO SCHEMA STRUTTURALE (elaborata mediante il software Open Floor II).....	p.	103
➤	ESEMPIO DI RELAZIONE PER IL CALCOLO DI UN FORO SU UN SOLAIO CHE MODIFICA LO SCHEMA STRUTTURALE (elaborata mediante il software Open Floor II).....	"	113
➤	GLOSSARIO	"	125
➤	F.A.Q. DOMANDE E RISPOSTE SUI PRINCIPALI ARGOMENTI	"	127
➤	TEST INIZIALE (verifica della formazione di base).....	"	129
➤	TEST FINALE (verifica dei concetti analizzati)	"	132



INTRODUZIONE

Il presente libro affronta il tema della progettazione strutturale nelle costruzioni in cemento armato secondo la nuova normativa nazionale, D.M. 14 gennaio 2008 “*Norme Tecniche per le Costruzioni*”, che per comodità sarà indicato con l’acronimo NTC 2008 o semplicemente NTC e si sofferma sul tema dei fori sui solai in latero-cemento.

I solai in latero-cemento si configurano come le strutture orizzontali piane maggiormente utilizzate e sono considerate strutture miste: cemento armato e blocchi di laterizio.

Il cemento armato si ottiene dall’unione di due materiali: calcestruzzo e barre d’acciaio annegate al suo interno. Il calcestruzzo è un materiale composito ottenuto mediante la miscela dei seguenti materiali: inerti (ghiaia e sabbia), cemento ed acqua. L’acciaio è una lega metallica composta da ferro e carbonio, con una ben definita quantità di carbonio che determina la resistenza, la duttilità e la saldabilità del materiale. Gli acciai da costruzione e da carpenteria (acciai dolci) hanno un basso tenore di carbonio, compreso tra 0,1% e 0,3%, conferendo una notevole duttilità al materiale.

Le NTC 2008 non dedicano molto spazio ai solai, pertanto si farà riferimento alla Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 e al Decreto Ministeriale del 9 gennaio 1996.

La seconda edizione del libro affronta due tipi di calcolo: il calcolo di un foro nel solaio mediante la realizzazione di quattro travi a spessore ai lati che non modifica lo schema strutturale dell’edificio, ed il calcolo di un foro realizzato con travi parallele al solaio principale che modificano lo schema strutturale dell’edificio. Nel primo caso le travi del bordo del foro andranno dimensionate in funzione delle azioni massime calcolate sui bordi del foro ottenuti mediante la risoluzione degli schemi statici del solaio, per fare ciò si ipotizza che il peso della zona di solaio che viene eliminata dal foro equivale al peso delle travi del bordo del foro e che la rigidità della parte di solaio che include il foro sia rimasta invariata. Nel secondo caso, il solaio intercluso tra le due travi aggiuntive viene calcolato come trave semplicemente appoggiata alle estremità per il calcolo delle armature inferiori, mentre vengono considerate incastrate agli estremi per il calcolo delle armature superiori. Per il solaio ortogonale che si viene a creare lo schema statico da considerare è quello di trave continua su due appoggi, risolvendo lo schema di trave continua per le diverse combinazioni di carico (combinazioni a scacchiera) si determinano i valori dei momenti e dei tagli in corrispondenza del foro.

Gli ultimi capitoli sono dedicati all’installazione e all’uso di **Open Floor II** il software dall’interfaccia semplice ed intuitiva che con pochi passaggi consente il calcolo delle travi di un foro in un solaio in latero-cemento, di stampare la relazione di calcolo e i disegni esecutivi.

Arch. Elisabetta Scalora
Ing. Vincenzo Calvo

CAPITOLO 1

IL CEMENTO ARMATO

Il *cemento armato* si ottiene dall'unione di due materiali: calcestruzzo e barre d'acciaio annegate al suo interno, il primo ha una buona resistenza a compressione mentre il secondo a trazione.

Ai fini della valutazione del comportamento e della resistenza delle strutture in calcestruzzo (§4.3 NTC 2008), questo viene titolato ed identificato mediante la classe di resistenza contraddistinta dai valori caratteristici delle resistenze cilindrica e cubica a compressione uniassiale, misurate rispettivamente su provini cilindrici (o prismatici) e cubici, espressa in MPa.

La relazione che lega la resistenza cilindrica a quella cubica è fornita dall'espressione di seguito riportata:

$$R_{ck} = f_{ck} \cdot 0,83$$

Per le classi di resistenza normalizzate per calcestruzzo normale si può fare utile riferimento a quanto indicato nelle norme UNI EN 206-1:2006 e nella UNI 11104:2004.

Sulla base della denominazione normalizzata vengono definite le classi di resistenza nella Tab. 4.1.I delle NTC 2008.

Le classi di resistenza si indicano con la sigla Cx/y , dove x ed y sono due numeri che indicano rispettivamente la resistenza cilindrica f_{ck} e la corrispondente resistenza cubica R_{ck} , ad esempio C25/30 indica un calcestruzzo con $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ e $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$.

Tabella 1.1. *Classi di resistenza – Tabella 4.1.I delle NTC 2008*

CLASSE DI RESISTENZA	
C8/10	C40/50
C12/15	C45/55
C16/20	C50/60
C20/25	C55/67
C25/30	C60/75
C28/35	C70/85
C32/40	C80/95
C35/45	C90/105

La normativa vigente (D.M. 14 gennaio 2008, NTC 2008) non ammette l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25.

Il Direttore dei Lavori ha l'obbligo, secondo quanto indicato al §11.2.5 delle NTC 2008, di eseguire controlli sistematici in corso d'opera per verificare la conformità delle caratteristiche

del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare, pertanto il controllo della resistenza caratteristica viene effettuato su provini cubici di calcestruzzo, prelevati in cantiere al momento del getto.

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A;
- controllo di tipo B.

Per miscela omogenea si intende il quantitativo di calcestruzzo, destinato alla realizzazione di un'opera, con la stessa classe di resistenza.

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla Tab. 11.2.I delle NTC 2008.

Tabella 1.2. *Controlli di accettazione – Tabella 11.2.I delle NTC 2008*

CONTROLLI DI TIPO A	CONTROLLI DI TIPO B
$R_1 \geq R_{ck} - 3,5$	
$R_m \geq R_{ck} + 3,5$ (numero prelievi: 3)	$R_m \geq R_{ck} + 1,4 \cdot s$ (numero prelievi: 15)
dove: R_m è la resistenza media dei prelievi (N/mm ²); R_1 è il minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm ²); s è lo scarto quadratico medio.	

- Il **controllo di tipo A** è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³ ed è costituito da tre prelievi, ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea.

Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo. Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

- Il **controllo di tipo B** è obbligatorio per opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea. Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1.500 m³ di calcestruzzo. Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo, e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

1.1. Calcestruzzo

Il calcestruzzo è un materiale composito ottenuto mediante la miscela dei seguenti materiali:

- inerti (ghiaia e sabbia);
- cemento;
- acqua.

La ghiaia costituisce l'ossatura portante del calcestruzzo (cls), mentre l'acqua e il cemento costituiscono la pasta cementizia che consente l'unione degli inerti.

INQUADRAMENTO NORMATIVO

Il quadro normativo di riferimento per le strutture in cemento armato è rappresentato in Italia dal Decreto Legislativo 14 gennaio 2008 «*Norme Tecniche per le Costruzioni*» (NTC 2008) e dalla Circolare 2 febbraio 2009, n. 617 «*Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni"*». Le *Norme tecniche per le costruzioni* forniscono quindi i criteri generali di sicurezza, precisano le azioni che devono essere utilizzate nel progetto, definiscono le caratteristiche dei materiali e dei prodotti e, più in generale, trattano gli aspetti attinenti alla sicurezza strutturale delle opere.

L'entrata in vigore del D.M. 14 gennaio 2008 ha apportato una serie di importanti novità riguardanti la definizione delle azioni che agiscono sulle strutture, i metodi di verifica utilizzabili e introduce i concetti di *vita nominale di progetto* e *classi d'uso*.

La vita nominale, V_N , è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata (§2.4.1 delle NTC 2008).

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise, secondo quanto indicato nel §2.4.2 delle NTC, in classi d'uso così definite:

- **Classe I**
Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.
- **Classe II**
Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso *III* o in Classe d'uso *IV*, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.
- **Classe III**
Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso *IV*. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.
- **Classe IV**
Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente

pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792 *“Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade”*, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Ai sensi delle NTC 2008 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 della struttura.

Il D.M. 14 gennaio 2008 non fornisce molte indicazioni sui solai, quindi si fa riferimento alla Circolare esplicativa n. 617 del 2 febbraio 2009 e al D.M. 9 gennaio 1996.

METODI DI CALCOLO

Il metodo di calcolo maggiormente utilizzato in Italia, sino all'entrata in vigore (1° luglio 2009) del D.M. 14 gennaio 2008, era quello delle tensioni ammissibili.

In generale le NTC impongono di adottare, per le verifiche, il metodo agli stati limite, a tale imposizione sono ammesse alcune eccezioni finalizzate a consentire, nel caso di ridotta pericolosità sismica del sito e di costruzioni di minore importanza sia in termini di progettazione che in termini di destinazione d'uso, la tradizionale verifica alle tensioni ammissibili.

Il §2.7 delle NTC 2008, tratta le verifiche alle tensioni ammissibili, ed in esso si legge:

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

Le norme dette si debbono in tal caso applicare integralmente, salvo per i materiali e i prodotti, le azioni e il collaudo statico, per i quali valgono le prescrizioni riportate nelle presenti norme tecniche.

Le azioni sismiche debbono essere valutate assumendo pari a 5 il grado di sismicità S, quale definito al §B.4 del D.M. LL. PP. 16.01.1996, ed assumendo le modalità costruttive e di calcolo di cui al D.M. LL. PP. citato, nonché alla Circ. LL. PP. 10.04.97, n. 65/AA.GG. e relativi allegati.».

Per costruzioni di tipo 1 si intendono le opere provvisorie, che hanno una vita nominale inferiore a 10 anni, mentre per costruzioni di tipo 2 si intendono quelle opere che hanno una vita nominale maggiore di 50 anni, così come si evince dalla Tabella 2.4.I delle NTC 2008.

Tabella 3.1. Vita nominale V_N per diversi tipi di opere – Tabella 2.4.I (NTC 2008)

TIPI DI COSTRUZIONE		Vita Nominale V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali – Strutture in fase costruttiva*	≤ 10
2	Opere ordinarie, ponti, opere infrastrutturali e dighe di dimensioni contenute o di importanza normale	≥ 50
3	Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica	≥ 100
* Le verifiche sismiche di opere provvisorie o strutture in fase costruttiva possono omettersi quando le relative durate previste in progetto siano inferiori a 2 anni.		

Per l'identificazione della zona sismica in cui ricade ciascun comune o porzione di esso, occorre fare riferimento alle disposizioni emanate ai sensi dell'articolo 83, comma 3, del decreto del Presidente della Repubblica 6 giugno 2001, n. 380.

3.1. Tensioni ammissibili

Il metodo di verifica alle tensioni ammissibili controlla le strutture sotto l'ipotesi di comportamento elastico-lineare del materiale.

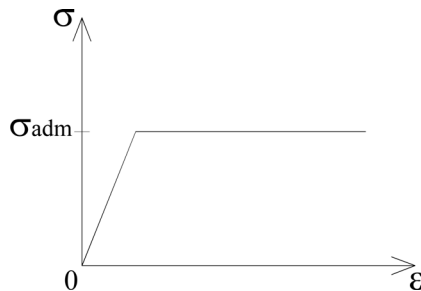


Figura 3.1. *Diagramma tensioni-deformazioni di un materiale con comportamento elastico-lineare*

Consiste essenzialmente nel confronto fra il valore massimo della tensione agente sulla sezione e la massima tensione ammissibile per il materiale considerato, ovvero:

$$\sigma \leq \sigma_{adm}$$

dove:

- σ è la tensione massima agente sulla sezione;
- σ_{adm} è la tensione massima ammissibile del materiale.

Sotto l'ipotesi di un comportamento elastico-lineare del materiale, la tensione ammissibile si ricava dal valore della tensione di rottura del materiale e di opportuni coefficienti di sicurezza.

$$\sigma_{adm} = \frac{f}{\gamma_M}$$

dove:

- σ_{adm} è la tensione massima ammissibile del materiale;
- f rappresenta la tensione di snervamento per i materiali duttili e la tensione di rottura per i materiali fragili;
- γ_M è il coefficiente di sicurezza.

3.2. Stati Limite

Per Stato Limite si intende la condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze per le quali è stata progettata.

Per la valutazione della sicurezza delle costruzioni si devono adottare criteri probabilistici scientificamente comprovati. Le NTC 2008 sono normati i criteri del metodo semiprobabilistico agli stati limite basati sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza, applicabili nella generalità dei casi; tale metodo è detto di primo livello.

AZIONI E CARICHI SULLE COSTRUZIONI

4.1. La classificazione delle azioni

Si definisce azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. Le azioni sulla costruzione devono determinare le condizioni di carico più gravose ai fini delle singole verifiche, ai sensi delle NTC 2008 (§2.5.1.3) le azioni che agiscono sulle strutture sono classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo, e si dividono in:

- a) *Azioni permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - 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) (G1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali.
- b) *Azioni variabili* (Q): azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura.
- c) *Azioni eccezionali* (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura:
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti.
- d) *Azioni sismiche* (E): azioni derivanti dai terremoti.

4.2. La caratterizzazione delle azioni elementari

Si definisce valore caratteristico Q_k di un'azione variabile il valore corrispondente ad un frattile pari al 95% della popolazione dei massimi, in relazione al periodo di riferimento dell'azione variabile stessa.

Nella definizione delle combinazioni delle azioni che possono agire contemporaneamente, i termini Q_{kj} rappresentano le azioni variabili della combinazione, con Q_{k1} azione variabile dominante e $Q_{k2}, Q_{k3}, \dots$ azioni variabili che possono agire contemporaneamente a quella dominante. Le azioni variabili Q_{kj} vengono combinate con i coefficienti di combinazione ψ_{0j} , ψ_{1j} e ψ_{2j} , i cui valori sono forniti nella seguente tabella, per edifici civili e industriali correnti.

Tabella 4.1. Valori dei coefficienti di combinazione – Tabella 2.5.I (NTC 2008)

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 KN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 KN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1.000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1.000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

4.3. Le combinazioni delle azioni

Le verifiche agli stati limite devono essere eseguite per tutte le più gravose condizioni di carico che possono agire sulla struttura, valutando gli effetti delle combinazioni di carico.

Ai sensi delle NTC 2008 (§2.5.3) si avrà:

- *Combinazione fondamentale, impiegata per gli SLU:*

$$\gamma_1 \cdot G_1 + \gamma_2 \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione rara, impiegata per gli SLE irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:*

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

- *Combinazione frequente, impiegata per gli SLE reversibili:*

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

- *Combinazione quasi permanente, impiegata per gli SLE:*

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

- *Combinazione sismica, impiegata per gli SLU e gli SLE connessi all'azione sismica "E":*

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

AZIONE DELLA NEVE

Il carico provocato dalla neve sulle coperture deve essere valutato mediante la seguente espressione (§3.4.1 – NTC 2008):

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- q_s è il carico neve sulla copertura;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura (Tab. 3.4.II – NTC 2008);
- q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo [KN/m²];
- C_E è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

5.1. Coefficiente di forma per le coperture

I valori dei coefficienti di forma (μ) per il carico neve sono riportati nella seguente tabella, in cui con il simbolo α si indica il valore dell'angolo formato dalla falda con l'orizzontale, espresso in gradi sessagesimali.

I valori riportati in tabella si riferiscono sia alle coperture ad una falda che a quelle a due falde.

Tabella 5.1. Valori del coefficiente di forma – Tabella 3.4.II (NTC 2008)

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

5.1.1. Copertura ad una falda

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α (§3.4.5.2 – NTC 2008).

Si deve considerare la condizione riportata nella seguente figura:

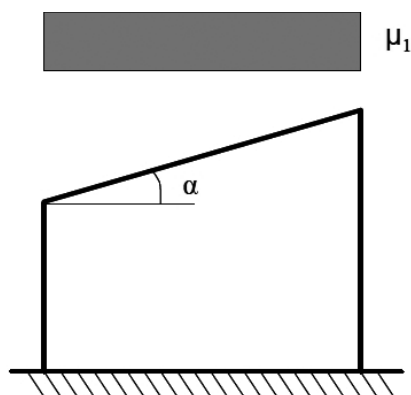


Figura 5.1. Condizione di carico per coperture ad una falda

5.1.2. Copertura a due falde

Si assume che la neve non sia impedita di scivolare. Se l'estremità più bassa della falda termina con un parapetto, una barriera od altre ostruzioni, allora il coefficiente di forma non potrà essere assunto inferiore a 0,8 indipendentemente dall'angolo α (§3.4.5.3 – NTC 2008).

Per il caso di carico da neve senza vento si deve considerare la condizione denominata *Caso I*.

Per il caso di carico da neve con vento si deve considerare la peggiore tra le condizioni denominate *Caso II* e *Caso III*.

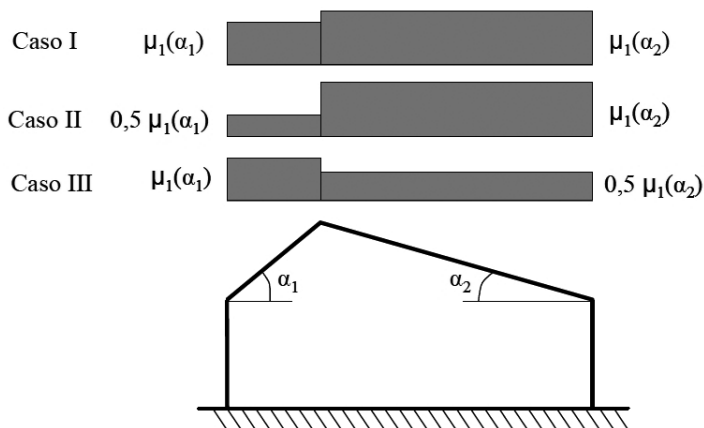


Figura 5.2. Condizioni di carico per coperture a due falde

5.2. Coefficiente di esposizione

Il coefficiente di esposizione C_E può essere utilizzato per modificare il valore del carico neve in copertura in funzione delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera.

Valori consigliati del coefficiente di esposizione per diverse classi di topografia sono forniti nella tabella seguente.

AZIONE DEL VENTO

Il vento esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando effetti dinamici. Generalmente la direzione dell'azione si considera orizzontale.

Per le costruzioni usuali tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti. Le azioni statiche del vento (§3.3.3 – NTC 2008) sono costituite da pressioni e depressioni agenti normalmente alle superfici, sia esterne che interne, degli elementi che compongono la costruzione.

L'azione del vento sul singolo elemento viene determinata considerando la combinazione più gravosa della pressione agente sulla superficie esterna e della pressione agente sulla superficie interna dell'elemento. L'azione d'insieme esercitata dal vento su una costruzione è data dalla risultante delle azioni sui singoli elementi, considerando come direzione del vento, quella corrispondente ad uno degli assi principali della pianta della costruzione.

6.1. Velocità di riferimento

La velocità di riferimento v_b è definita, nel §3.3.2 delle NTC 2008, come il valore caratteristico della velocità del vento a 10 m dal suolo su un terreno di categoria di esposizione II (Tab. 3.3.II – NTC 2008), mediata su 10 minuti e riferita ad un periodo di ritorno di 50 anni.

In mancanza di specifiche ed adeguate indagini statistiche v_b è data dall'espressione:

$$\begin{aligned} v_b &= v_{b,0} && \text{per } a_s \leq a_0 \\ v_b &= v_{b,0} + k_a (a_s - a_0) && \text{per } a_0 < a_s \leq 1.500 \text{ m} \end{aligned}$$

dove:

- a_s è l'altitudine sul livello del mare (espressa in m) del sito ove sorge la costruzione. Per altitudini superiori a 500 m sul livello del mare si potrà fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione.
- $v_{b,0}$, a_0 , k_a sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I e legati alla regione in cui sorge la costruzione in esame, in funzione delle zone definite nell'immagine che segue.

Tabella 6.1. Valori dei parametri $v_{b,0}$, a_0 , k_a – Tabella 3.3.I (NTC 2008)

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [l/s]
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1.000	0,010

[segue]

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_a [l/s]
2	Emilia Romagna	25	750	0,015
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,020
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,020
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola della Maddalena)	28	750	0,015
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola della Maddalena)	28	500	0,020
7	Liguria	28	1.000	0,015
8	Provincia di Trieste	30	1.500	0,010
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) a mare aperto	31	500	0,020

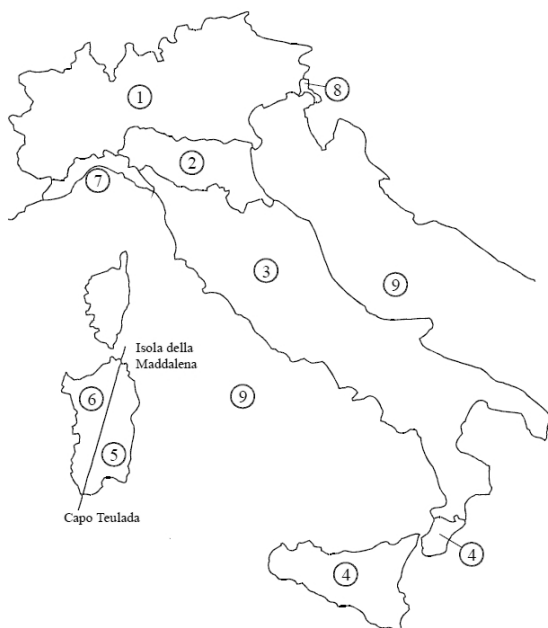


Figura 6.1. Mappa delle zone in cui è suddiviso il territorio italiano (§3.3.2 – NTC 2008)

6.2. Pressione del vento

La pressione del vento (§3.3.4 – NTC 2008) è data dall'espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- q_b è la pressione cinetica di riferimento;
- c_e è il coefficiente di esposizione;

ANALISI STRUTTURALE

In particolare per l'analisi strutturale, volta alla valutazione degli effetti delle azioni, si potranno adottare ai sensi delle NTC 2008 i metodi seguenti:

- analisi elastica lineare;
- analisi plastica;
- analisi non lineare.

Le analisi globali hanno lo scopo di stabilire la distribuzione delle forze interne, delle tensioni, delle deformazioni e degli spostamenti nell'intera struttura o in una parte di essa.

Analisi locali possono essere necessarie nelle zone singolari quali quelle poste:

- in prossimità degli appoggi;
- in corrispondenza di carichi concentrati;
- alle intersezioni travi-colonne;
- nelle zone di ancoraggio;
- in corrispondenza di variazioni della sezione trasversale.

7.1. Analisi elastica lineare

L'analisi elastica lineare può essere usata per valutare gli effetti delle azioni sia per gli stati limite di esercizio sia per gli stati limite ultimi (4.1.1.1 delle NTC 2008).

Per la determinazione degli effetti delle azioni, le analisi saranno effettuate assumendo:

- sezioni interamente reagenti con rigidezze valutate riferendosi al solo calcestruzzo;
- relazioni tensione deformazione lineari;
- valori medi del modulo d'elasticità.

Per la determinazione degli effetti delle deformazioni termiche, degli eventuali cedimenti e del ritiro le analisi saranno effettuate assumendo:

- per gli stati limite ultimi, rigidezze ridotte valutate ipotizzando che le sezioni siano fessurate (in assenza di valutazioni più precise la rigidezza delle sezioni fessurate potrà essere assunta pari alla metà della rigidezza delle sezioni interamente reagenti);
- per gli stati limite di esercizio, rigidezze intermedie tra quelle delle sezioni interamente reagenti e quelle delle sezioni fessurate.

Per le sole verifiche agli stati limite ultimi, i risultati dell'analisi elastica possono essere modificati con una ridistribuzione dei momenti, nel rispetto dell'equilibrio e delle capacità di rotazione plastica delle sezioni dove si localizza la ridistribuzione. In particolare la ridistribuzione non è ammessa per i pilastri e per i nodi dei telai, è consentita per le travi continue e le solette, a condizione che le sollecitazioni di flessione siano prevalenti ed i rapporti tra le luci di campate contigue siano compresi nell'intervallo 0,5-2,0.

Per le travi e le solette che soddisfano le condizioni dette la redistribuzione dei momenti flettenti può effettuarsi senza esplicite verifiche in merito alla duttilità delle membrature, purché il rapporto δ tra il momento dopo la redistribuzione ed il momento prima della redistribuzione risulti $1 \geq \delta \geq 0,70$.

I valori di δ si ricavano dalle espressioni:

$$\delta \geq 0,44 + \frac{1,25 \cdot \left(\frac{0,0014}{\varepsilon_{cu}} \right) \cdot x}{d} \quad \text{per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$$

$$\delta \geq 0,54 + \frac{1,25 \cdot \left(\frac{0,0014}{\varepsilon_{cu}} \right) \cdot x}{d} \quad \text{per } f_{ck} > 50 \text{ MPa}$$

dove x è l'altezza della zona compressa ed ε_{cu} è la deformazione ultima del cls.

7.2. Analisi plastica

L'analisi plastica può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e per i soli stati limite ultimi. Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni-deformazioni rigido-plastico verificando che la duttilità delle sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni sia sufficiente a garantire la formazione del meccanismo previsto (§4.1.1.2 delle NTC 2008).

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le loro intensità così da pervenire ad un unico moltiplicatore di collasso. L'analisi può essere del primo o del secondo ordine.

7.3. Analisi non lineare

L'analisi non lineare può essere usata per valutare gli effetti di azioni statiche e dinamiche, sia per gli stati limite di esercizio, sia per gli stati limite ultimi, a condizione che siano soddisfatti l'equilibrio e la congruenza (§4.1.1.3 delle NTC 2008).

Al materiale si può attribuire un diagramma tensioni-deformazioni che ne rappresenti adeguatamente il comportamento reale, verificando che le sezioni dove si localizzano le plasticizzazioni siano in grado di sopportare allo stato limite ultimo tutte le deformazioni non elastiche derivanti dall'analisi, tenendo in appropriata considerazione le incertezze.

Nell'analisi si trascurano gli effetti di precedenti applicazioni del carico e si assume un incremento monotono dell'intensità delle azioni e la costanza del rapporto tra le loro intensità. L'analisi può essere del primo o del secondo ordine.

7.4. Effetti delle deformazioni

In generale, è possibile effettuare:

- l'analisi del primo ordine, imponendo l'equilibrio sulla configurazione iniziale della struttura;

VERIFICHE AGLI STATI LIMITE

8.1. Verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU)

8.1.1. Resistenze di calcolo dei materiali

Le resistenze di calcolo f_d indicano le resistenze dei materiali, calcestruzzo ed acciaio, ottenute mediante l'espressione:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$$

dove:

- f_k sono le resistenze caratteristiche del materiale;
- γ_M sono i coefficienti parziali per le resistenze, comprensivi delle incertezze del modello e della geometria, che possono variare in funzione del materiale, della situazione di progetto e della particolare verifica in esame.

Resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

Per il calcestruzzo la resistenza di calcolo a compressione, f_{cd} , è fornita dalla seguente espressione:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c}$$

dove:

- α_{cc} è il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata, $\alpha_{cc} = 0,85$;
- γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, $\gamma_c = 1,5$;
- f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni.

Resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo

La resistenza di calcolo a trazione, f_{ctd} , vale:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c}$$

dove:

- γ_c coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, $\gamma_c = 1,5$;
- f_{ctk} resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

Resistenza di calcolo dell'acciaio

La resistenza di calcolo dell'acciaio f_{yd} è riferita alla tensione di snervamento ed il suo valore è dato da:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

dove:

- γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, $\gamma_s = 1,15$;
- f_{yk} per armatura ordinaria è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio.

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-calcestruzzo

La resistenza tangenziale di aderenza di calcolo, f_{bd} , vale:

$$f_{bd} = \frac{f_{bk}}{\gamma_c}$$

dove:

- γ_c coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, $\gamma_c = 1,5$;
- f_{bk} resistenza tangenziale caratteristica di aderenza data dalla seguente espressione:

$$f_{bk} = 2,25 \cdot \eta \cdot f_{ctk}$$

in cui:

- $\eta = 1,0$ per barre di diametro $F \leq 32$ mm;
- $\eta = \frac{(132 - \Phi)}{100}$ per barre di diametro $F \leq 32$ mm.

Nel caso di armature molto addensate o ancoraggi in zona di calcestruzzo teso, la resistenza di aderenza va ridotta dividendola almeno per 1,5.

8.1.2. Resistenza a sforzo normale e flessione (elementi monodimensionali)

Con riferimento alla sezione pressoinflessa, rappresentata nell'immagine sottostante, la verifica di resistenza (SLU), ai sensi del §4.1.2.1.2.4 delle NTC 2008, si esegue controllando che:

$$M_{Rd} = M_{Rd} \cdot (N_{Ed}) \geq M_{Ed}$$

dove:

- M_{Rd} valore di calcolo del momento resistente corrispondente a N_{Ed} ;
- N_{Ed} valore di calcolo della componente assiale (sforzo normale) dell'azione;
- M_{Ed} valore di calcolo della componente flettente dell'azione.

Nel caso di pilastri soggetti a compressione assiale, si deve comunque assumere una componente flettente dello sforzo $M_{Ed} = e \cdot N_{Ed}$ con eccentricità e pari almeno a $0,05 \cdot h \geq 20$ mm (con h altezza della sezione).

SOLAI IN CEMENTO ARMATO

I solai sono strutture bidimensionali piane, a giacitura orizzontale o inclinata, caricate ortogonalmente al proprio piano, con prevalente comportamento resistente monodirezionale. Sono impiegati come chiusure orizzontali di copertura e/o chiusure orizzontali intermedia, e possono essere realizzati in legno, in cemento armato o in acciaio. La funzione principale è quella di trasferire i carichi e i sovraccarichi alla struttura portante e, oltre al compito di garantire la resistenza ai carichi verticali, è richiesta anche rigidezza nel proprio piano al fine di distribuire correttamente le azioni orizzontali tra le strutture verticali (§C4.1.9 della Circolare n. 617/2009).

Il progettista deve verificare che le caratteristiche dei materiali, delle sezioni resistenti nonché i rapporti dimensionali tra le varie parti siano coerenti con tali aspettative.

A tale scopo deve verificare che:

- le deformazioni risultino compatibili con le condizioni di esercizio del solaio e degli elementi costruttivi ed impiantistici ad esso collegati;
- vi sia, in base alle resistenze meccaniche dei materiali, un rapporto adeguato tra la sezione delle armature di acciaio, la larghezza delle nervature in conglomerato cementizio, il loro interasse e lo spessore della soletta di completamento in modo che sia assicurata la rigidità nel piano e che sia evitato il pericolo di effetti secondari indesiderati.

I solai, dal punto di vista statico, sono soggetti a flessione, e pertanto i materiali che lo compongono devono resistere sia a compressione (calcestruzzo) che a trazione (acciaio).

I primi solai in cemento armato erano le “solette piene”, ovvero interamente costituiti da armature e calcestruzzo. Il principale inconveniente dei solai a soletta piena è l’elevato peso che grava sulla struttura pertanto, studiando il comportamento del calcestruzzo mediante i diagrammi delle tensioni, si è giunti alla realizzazione di solai più leggeri. L’alleggerimento fu ottenuto sostituendo parte del calcestruzzo teso con laterizi forati e concentrando l’armatura nei travetti, ottenendo così i “solai misti”.

I solai in latero-cemento sono considerati come strutture miste: calcestruzzo armato e blocchi forati in laterizio, i blocchi in laterizio hanno funzione di alleggerimento e di aumento della rigidità flessionale del solaio.

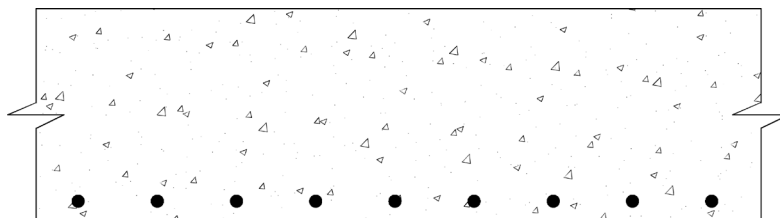


Figura 9.1. Solaio a soletta piena

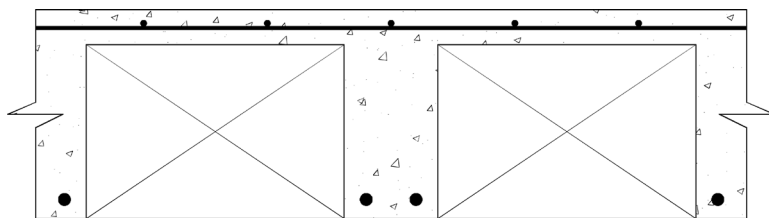


Figura 9.2. Solaio misto

9.1. Solai misti in c.a. e blocchi forati in laterizio

Per i solai misti in cemento armato normale e blocchi forati in laterizio si possono distinguere le seguenti categorie di blocchi (§C4.1.9.1 della Circolare n. 617/2009):

- 1) Blocchi non collaboranti aventi prevalente funzione di alleggerimento; in unione con il calcestruzzo di completamento le pareti laterali dei blocchi e la parete orizzontale superiore possono, se è garantita una perfetta aderenza con il calcestruzzo, partecipare alla resistenza alle forze di taglio e all'aumento della rigidezza flessionale rispettivamente.
- 2) Blocchi collaboranti aventi funzione statica in collaborazione con il conglomerato. Essi partecipano alla definizione della sezione resistente ai fini delle verifiche agli stati limite di esercizio e ultimi nonché delle deformazioni.

Al fine di perseguire le esigenze espresse nei punti 1 e 2, per i solai misti in c.a. e blocchi di laterizio si ritiene necessario che siano verificate le seguenti condizioni.

9.1.1. Regole generali e caratteristiche minime dei blocchi

I blocchi di laterizio sia collaboranti che non collaboranti devono avere le seguenti caratteristiche minime (§C4.1.9.1.1 della Circolare n. 617/2009):

- 1) Il profilo delle pareti delimitanti le nervature di conglomerato da gettarsi in opera non deve presentare risvolti che ostacolino il deflusso del calcestruzzo e restringano la sezione delle nervature stesse sotto i limiti minimi stabiliti.

Nel caso si richieda ai blocchi il concorso alla resistenza agli sforzi tangenziali si devono impiegare elementi monoblocco disposti in modo che nelle file adiacenti, comprendenti una nervatura di conglomerato, i giunti risultino sfalsati tra loro.

Si devono adottare forme semplici, caratterizzate da setti rettilinei allineati, per lo più continui, particolarmente nella direzione orizzontale, con rapporto spessore/lunghezza il più possibile uniforme.

Speciale cura deve essere rivolta al controllo della integrità dei blocchi con particolare riferimento alla eventuale presenza di fessurazioni.

- 2) Le pareti esterne sia orizzontali che verticali devono avere uno spessore minimo di mm 8. Le pareti interne sia orizzontali che verticali devono avere uno spessore minimo di mm 7. Tutte le intersezioni dovranno essere raccordate con raggio di curvatura, al netto delle tolleranze, maggiore di mm 3.

Il rapporto tra l'area complessiva dei fori e l'area lorda delimitata dal perimetro della sezione dei blocchi non deve risultare maggiore di $0,6 + 0,625 \cdot h$ (dove h è l'altezza del blocco in metri, $h \leq 0,32$ m).

FORO NEL SOLAIO

I fori nel solaio sono molto frequenti, poiché sono necessari per consentire il passaggio degli impianti, delle condotte, ecc.

Quando il foro intercetta più travetti è possibile intervenire in due modi:

- realizzare ai lati del foro due travi parallele incastrate nelle travi principali della campata;
- realizzare quattro travi a spessore attorno ai lati del foro (consigliato per fori aventi dimensione massima 160-170 cm).

10.1. Calcolo di un foro realizzato con quattro travi a spessore

Il foro in un solaio si configura come un'interruzione, nello schema statico ciò si sintetizza effettuando un taglio del solaio in corrispondenza del foro ed applicando le azioni che vi erano nel solaio intero. Il foro realizzato con travi a spessore ai lati non modifica lo schema strutturale dell'edificio.

Le travi del bordo del foro andranno dimensionate in funzione delle azioni massime calcolate sui bordi del foro ottenuti mediante la risoluzione degli schemi statici del solaio, per fare ciò si ipotizza che il peso della zona di solaio che viene eliminata dal foro equivale al peso delle travi del bordo del foro e che la rigidezza della parte di solaio che include il foro sia rimasta invariata.

Dopo aver effettuato l'analisi dei carichi, si determinano le sollecitazioni (momento flettente e taglio) con l'analisi elastica lineare, risolvendo lo schema di trave continua per le diverse combinazioni di carico (combinazioni a scacchiera) e si individuano in prossimità dei contorni del foro i valori dei momenti e dei tagli, necessari per il calcolo delle travi.

Nell'esempio di seguito riportato si considera un solaio gettato in opera, realizzato con calcestruzzo C20/25 (R_{ck} 250 kg/cm²) e acciaio B450C (f_{yk} 4500 kg/cm²), formato da una campata di luce 5,00 m, avente le seguenti dimensioni:

Altezza $h+s = 0,22$ (m)

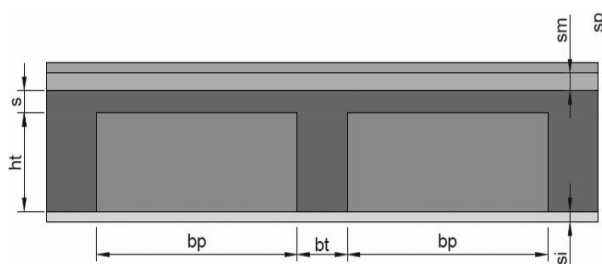
Base travetto $bt = 0,10$ (m)

Altezza soletta $s = 0,04$ (m)

Massetto $sm = 0,03$ (m)

Pavimento $sp = 0,02$ (m)

Intonaco $si = 0,02$ (m)



Il foro ha dimensioni 70×90 cm e dista dalla trave su cui poggia il solaio 80 cm e dall'altra 50 cm, come riportato nell'immagine seguente:

Lunghezza $L_f = 0,70$ (m)

Larghezza $l_f = 0,90$ (m)

Larghezza trave A $l_a = 0,40$ (m)

Larghezza trave B $l_b = 0,50$ (m)

Distanza $d_1 = 0,80$ (m)

Distanza $d_2 = 0,50$ (m)

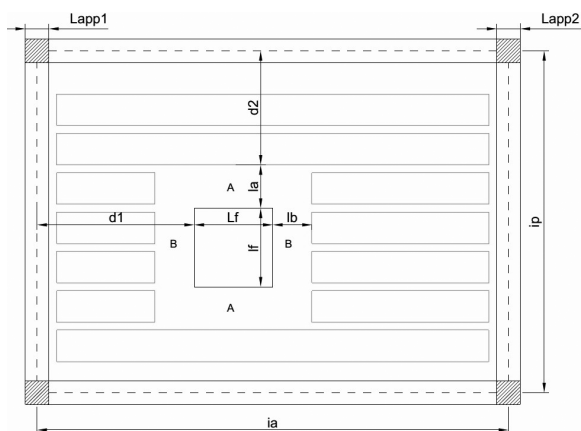
Interasse $i_a = 5,00$ (m)

Interasse $i_p = 4,00$ (m)

$L_{app1} = 0,30$ (m)

$L_{app2} = 0,30$ (m)

Larghezza fascia piena = 0,10 (m)



Avendo i dati di progetto si effettua l'analisi dei carichi e considerando un metro di solaio si avrà:

– *Carichi permanenti strutturali* (peso proprio):

Travetti	n.	b	h	l	Peso specifico	kg/m ²
	2	0,10	0,18	1,00	2500	90,00

Laterizi	n.	b	h	l	Peso specifico	kg/m ²
	2	0,40	0,18	1,00	800	115,20

Solettina collaborante	s	b	h	l	Peso specifico	kg/m ²
	0,04	1,00	1,00	1,00	2500	100,00

305,20 kg/m ² · 1,30 (γ_{G1})	Totale carichi permanenti strutturali					
	$G_1 = 396,76$ kg/m ²					

– *Carichi permanenti non strutturali* (peso proprio)

Massetto	s	b	h	l	Peso specifico	kg/m ²
	0,03	1,00	1,00	1,00	1600	48,00

Pavimento	s	b	h	l	Peso specifico	kg/m ²
	0,02	1,00	1,00	1,00	2700	54,00

Intonaco	s	b	h	l	Peso specifico	kg/m ²
	0,02	1,00	1,00	1,00	1600	32,00

INSTALLAZIONE DEL SOFTWARE OPEN FLOOR II

11.1. Note sul software Open Floor II

Il software incluso **Open Floor II**¹ esegue il calcolo delle travi di bordo di un foro in un solaio di latero-cemento, di stampare la relazione di calcolo e di generare i disegni esecutivi in DXF del **“Foro Tipo 1”** (*foro nel solaio senza modifica dello schema strutturale dell’edificio*).

Utilità disponibili con il software:

- **Glossario** (principali termini tecnico-normativi);
- **F.A.Q.** (domande e risposte più frequenti);
- **Test iniziale** (verifica della formazione di base);
- **Test finale** (verifica dei concetti analizzati).

11.2. Requisiti hardware e software

- Processore da 2.00 GHz;
- MS Windows Vista/7/8/10 (è necessario disporre dei privilegi di amministratore);
- MS .Net Framework 4 o vs. successive;
- 250 MB liberi sull’HDD;
- 2 GB di RAM;
- MS Word 2003-2007-2010;
- Risoluzione monitor consigliata 1600x900;
- Accesso ad internet e browser web.

11.3. Download del software e richiesta della password di attivazione

1) Collegarsi al seguente indirizzo internet:

http://www.grafill.it/pass/903_1.php

- 2) Inserire i codici **“A”** e **“B”** (vedi ultima pagina del volume) e cliccare **[Continua]**.
- 3) **Per utenti registrati** su www.grafill.it: inserire i dati di accesso e cliccare **[Accedi]**, accettare la licenza d’uso e cliccare **[Continua]**.
- 4) **Per utenti non registrati** su www.grafill.it: cliccare su **[Iscriviti]**, compilare il form di registrazione e cliccare **[Iscriviti]**, accettare la licenza d’uso e cliccare **[Continua]**.
- 5) Un **link per il download del software** e la **password di attivazione** saranno inviati, in tempo reale, all’indirizzo di posta elettronica inserito nel form di registrazione.

¹ Il software incluso è parte integrante della presente pubblicazione e resterà disponibile nel menu **G-cloud** dell’area personale del sito www.grafill.it.

11.4. Installazione ed attivazione del software

- 1) Scaricare il setup del software (file *.exe) cliccando sul link ricevuto per e-mail.
- 2) Installare il software facendo doppio-click sul file **88-8207-904-8.exe**.
- 3) Avviare il software:

- Per utenti MS Windows Vista/7/8:

[Start] > [Tutti i programmi] > [Grafill] > [Open Floor II] (cartella)
> [Open Floor II] (icona di avvio)

- Per utenti MS Windows 10:

[Start] > [Tutte le app] > [Grafill] > [Open Floor II] (icona di avvio)

- 4) Verrà visualizzata la finestra “Attivazione” di seguito rappresentata:



- 5) Inserendo e confermando i dati richiesti verrà visualizzata la finestra “Avvio” del software di seguito rappresentata:



**ESEMPIO DI RELAZIONE
PER IL CALCOLO DI UN FORO SU UN SOLAIO
CHE NON MODIFICA LO SCHEMA STRUTTURALE**

(elaborata mediante il software Open Floor II)

RELAZIONE DI CALCOLO

Comune di Siracusa

Provincia di Siracusa

OGGETTO DEI LAVORI: Nuova costruzione in c.a. di una villetta unifamiliare costituita da due livelli fuori terra sita in Siracusa

DATI DEL TECNICO

Titolo Nome e Cognome: Ing. Rossi Mario

Indirizzo: via Roma, 26 – Siracusa

Recapiti:

IL TECNICO:
(Ing. Rossi Mario)

PREMESSA E IPOTESI DI CALCOLO

Il foro in esame non va a modificare lo schema strutturale dell'edificio ma interrompe il solaio, quindi le travi del bordo del foro andranno dimensionate in funzione delle azioni massime calcolate sui bordi del foro ottenuti dalla risoluzione degli schemi statici del solaio, per fare ciò si ipotizza che il peso della zona di solaio che viene eliminata dal foro equivale al peso delle travi del bordo del foro e che la rigidezza della parte di solaio che include il foro sia rimasta invariata.

NORMATIVA UTILIZZATA

- L. n. 1086 del 05/11/1971 (Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche)
- D. M. 14/02/1992 (Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche)
- D. M. 09/01/1996 (Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e strutture metalliche)
- D. M. 16/01/1996 (Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi)
- D. M. 14/01/2008 (Nuove norme tecniche per le costruzioni)
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 (Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»)

TIPO DI ANALISI SVOLTA

Le combinazioni di carico per l'analisi delle sollecitazioni sono state combinate a scacchiera in modo da ottenere i massimi valori dei momenti e di tagli in campata. Le caratteristiche delle sollecitazioni dovute ai carichi agenti sono state determinate utilizzando l'analisi elastica lineare. Per le verifiche sulle sezioni sono state utilizzate le formule trattate nel D.M. 14/01/2008 (Nuove norme tecniche per le costruzioni).

VALIDAZIONE DEL CALCOLO

La seguente relazione di calcolo illustra in modo dettagliato i dati geometrici, i dati di carico, la normativa utilizzata, gli schemi di carico e le verifiche effettuate con tutte le unità di misura in modo da poter controllare e verificare tutti i risultati. Lo scrivente dopo aver effettuato i calcoli ha valutato i risultati ottenuti mediante riscontri di massima eseguiti a campione.

CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI

CALCESTRUZZO

Resistenza cubica caratteristica – $R_{ck} = 250 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

Resistenza caratteristica a compressione – $f_{ck} = 207.50 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

**ESEMPIO DI RELAZIONE
PER IL CALCOLO DI UN FORO SU UN SOLAIO
CHE MODIFICA LO SCHEMA STRUTTURALE**

(elaborata mediante il software Open Floor II)

RELAZIONE DI CALCOLO

Comune di Siracusa

Provincia di Siracusa

OGGETTO DEI LAVORI: Nuova costruzione in c.a. di una villetta unifamiliare costituita da due livelli fuori terra sita in Siracusa

DATI DEL TECNICO

Titolo Nome e Cognome: Ing. Rossi Mario

Indirizzo: via Roma, 26 – Siracusa

Recapiti:

IL TECNICO:
(Ing. Rossi Mario)

PREMESSA E IPOTESI DI CALCOLO

Il foro in esame interrompe il solaio mediante l'introduzione di due travi parallele al solaio principale che si innestano alle travi principali di piano modificando lo schema strutturale dell'edificio. Nella parte di solaio compresa tra le due travi di bordo del foro (chiamate trave A e trave B) si inverte l'orditura del solaio.

NORMATIVA UTILIZZATA

- L. n. 1086 del 05/11/1971 (Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso, e strutture metalliche)
- D. M. 14/02/1992 (Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche)
- D. M. 09/01/1996 (Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso, e strutture metalliche)
- D. M. 16/01/1996 (Norme tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi)
- D. M. 14/01/2008 (Nuove norme tecniche per le costruzioni)
- Circolare n. 617 del 02/02/2009 (Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni»)

TIPO DI ANALISI SVOLTA

Le caratteristiche di sollecitazione agenti nella struttura sono state determinate utilizzando l'analisi elastica lineare. I carichi agenti sono stati combinati in modo da ottenere le massime caratteristiche di sollecitazione sui vari elementi strutturali. Per le verifiche sulle sezioni sono state utilizzate le formule trattate nel D. M. 14/01/2008 (Nuove norme tecniche per le costruzioni).

CARATTERISTICHE DEI CODICI CALCOLO

Il solaio intercluso tra le due travi A e B, viene calcolato come trave appoggiata alle estremità. Le due travi aggiuntive parallelamente al solaio principale si considerano semplicemente appoggiate ai due estremi per il calcolo delle barre di armatura inferiori, mentre si considerano incastrate ai due estremi per il calcolo delle barre di armatura superiori. Le travi A e B sono caricate con un carico distribuito pari al carico del solaio parallelo ed alla metà del carico distribuito dovuto al solaio ortogonale intercluso tra le due travi A e B più il carico della eventuale tompagnatura in prossimità del foro.

VALIDAZIONE DEL CALCOLO

La seguente relazione di calcolo illustra in modo dettagliato i dati geometrici, i dati di carico, la normativa utilizzata, gli schemi di carico e le verifiche effettuate con tutte le unità di misura in

