

# Prima esercitazione progettuale

## Progetto di un solaio laterocementizio

<b>1</b>	<b>Cenni introduttivi ed Analisi dei carichi. ....</b>	<b>2</b>
1.1	Descrizione Tipologica .....	2
1.2	Schematizzazione strutturale .....	4
1.3	Analisi dei carichi .....	6
1.3.1	Peso proprio .....	6
1.3.2	Sovraccarichi permanenti .....	7
1.3.3	Sovraccarichi variabili (o accidentali) .....	8
1.4	Combinazioni di carico .....	8
1.4.1	Combinazioni di carico per il solaio .....	10
1.4.1.1	Comb. 1: Massimo Momento flettente sulla campata AB .....	11
1.4.1.2	Comb. 2: Massimo Momento flettente sulla campata BC .....	11
1.4.1.3	Comb. 3: Massimo Momento flettente (in valore assoluto) sull'appoggio B .....	12
1.4.1.4	Comb. 4: Massimo Momento flettente (in valore assoluto) sull'appoggio C .....	12
1.4.2	Considerazioni .....	12
1.4.3	Combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo .....	13
1.4.4	Combinazioni di carico allo SLS .....	15

# 1 CENNI INTRODUTTIVI ED ANALISI DEI CARICHI.

Si espongono nel seguito i punti introduttivi per la redazione dell'elaborato inerente la redazione del progetto di un solaio latero-cementizio analizzando i seguenti punti:

- descrizione tipologica;
- schematizzazione strutturale;
- analisi dei carichi;
- combinazioni di carico per l'analisi, il progetto e la verifica dell'elemento strutturale.

## 1.1 DESCRIZIONE TIPOLOGICA

Il solaio rappresenta l'orizzontamento delle strutture e, dunque, ad esso è demandata la funzione di rendere fruibili gli spazi o di costituire una copertura per gli ambienti della costruzione.

Esistono diverse *tipologie* di solaio che si differenziano per i materiali e le tecnologie impiegati; a sistemi costruttivi diversi (strutture in c.a., acciaio, legno, muratura, ecc.) corrispondono generalmente tipologie differenti di solaio ottenute sulla base delle caratteristiche dei materiali impiegati.

Con esclusivo riferimento a strutture in c.a. si possono distinguere due grandi tipologie, distinte per la modalità di realizzazione:

- solai completamente gettati in opera;
- solai parzialmente o completamente realizzati con elementi prefabbricati.

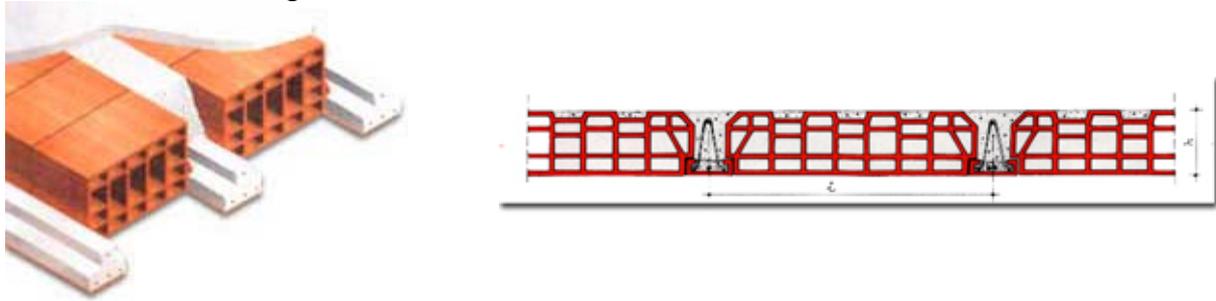
I primi sono assai utilizzati soprattutto nell'edilizia per civile abitazione; nell'ambito di questa grande categoria possono distinguersi le seguenti tipologie strutturali:

- solette piene in c.a. di spessore variabile e generalmente armate secondo due direzioni principali;
- solette (doppiamente o semplicemente) nervate, nelle quali le armature sono concentrate lungo le nervature di irrigidimento al fine di contenere gli spessori della soletta e, conseguentemente, il peso dell'elemento;
- solai laterocementizi, derivati dai precedenti e caratterizzati dall'interposizione di un elemento in laterizio tra due travetti adiacenti. In questo modo la realizzazione delle casseforme risulta assai più semplice ed, inoltre, l'elemento strutturale è dotato di maggiori proprietà di isolamento termoacustico per effetto della presenza di tali elementi che contribuiscono anche a realizzare un intradosso piano (al contrario del caso di solette nervate). Una evoluzione di tale tipologia prevede l'impiego di elementi in polistirolo o di altro materiale plastico in luogo degli elementi in laterizio (le cosiddette "pignatte").



Figura 1.1: Esempio di solaio laterocementizio in fase di getto.

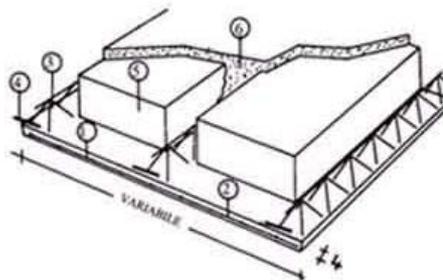
Spesso i travetti sono costituiti da elementi prefabbricati (con tralici metallici o in c.a. precompresso) sui quali vengono realizzati gli impalcati latero-cementizi: in questi casi la presenza di tali elementi in fase di getto consentono anche di limitare la cassetta all'intradosso del solaio.



a) travetti precompressi (tipo RDB);                      b) travetti tralicciati (Tipo “Bausta”);

Figura 1.2: Esempi di solaio laterocementizio con travetti prefabbricati.

Una ulteriore evoluzione del sistema semi-prefabbricato è costituita dalle lastre tralicciate tipo “Predalle”, nelle quali il traliccio conferisce ad una sottile lastra in c.a. una capacità portante sufficiente a sostenere i carichi da peso proprio e, dunque, a costituire una “cassaforma a perdere” per il getto del solaio: l’azione combinata - composta - della lastra tralicciata, del getto e delle armature integrative, conferisce al solaio le caratteristiche di resistenza e rigidità necessarie per l’utilizzo del solaio.



Clicca sull' immagine per visualizzare l'ingrandimento  
 1) rete elettrosaldata - 2) Soletta in calcestruzzo - 3) Traliccio elettrosaldato  
 4) Ferro in aggiunta - 5) Polistirolo - 6) Caldana in calcestruzzo

Figura 1.3: Lastra tralicciata tipo “Predalle” con blocchi e getto integrativo.

Esistono anche soluzioni completamente prefabbricate, praticate specialmente in edifici commerciali o industriali, e realizzati con elementi precompressi di vario tipo (solai alveolari, tegole di copertura, ecc.).

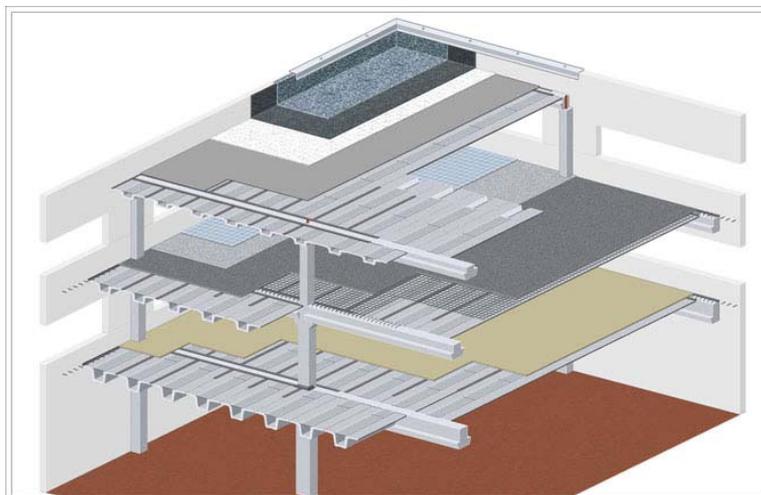


Figura 1.4: Un esempio di struttura con solaio prefabbricato.

## 1.2 SCHEMATIZZAZIONE STRUTTURALE

Si è detto che il solaio costituisce l'orizzontamento nelle costruzioni in cui viene realizzato. Per questa ragione, si tratta di un elemento strutturale nel quale due dimensioni (quelle in pianta) sono prevalenti rispetto allo spessore dell'elemento stesso. Pertanto una possibile schematizzazione dell'elemento strutturale in oggetto può consistere nell'assimilare il suo comportamento a quello di una *piastra* vincolata sui bordi per effetto delle travi che lo delimitano e sulle quali si appoggia (come mostrato nella carpenteria riportata nella Figura 1.5).

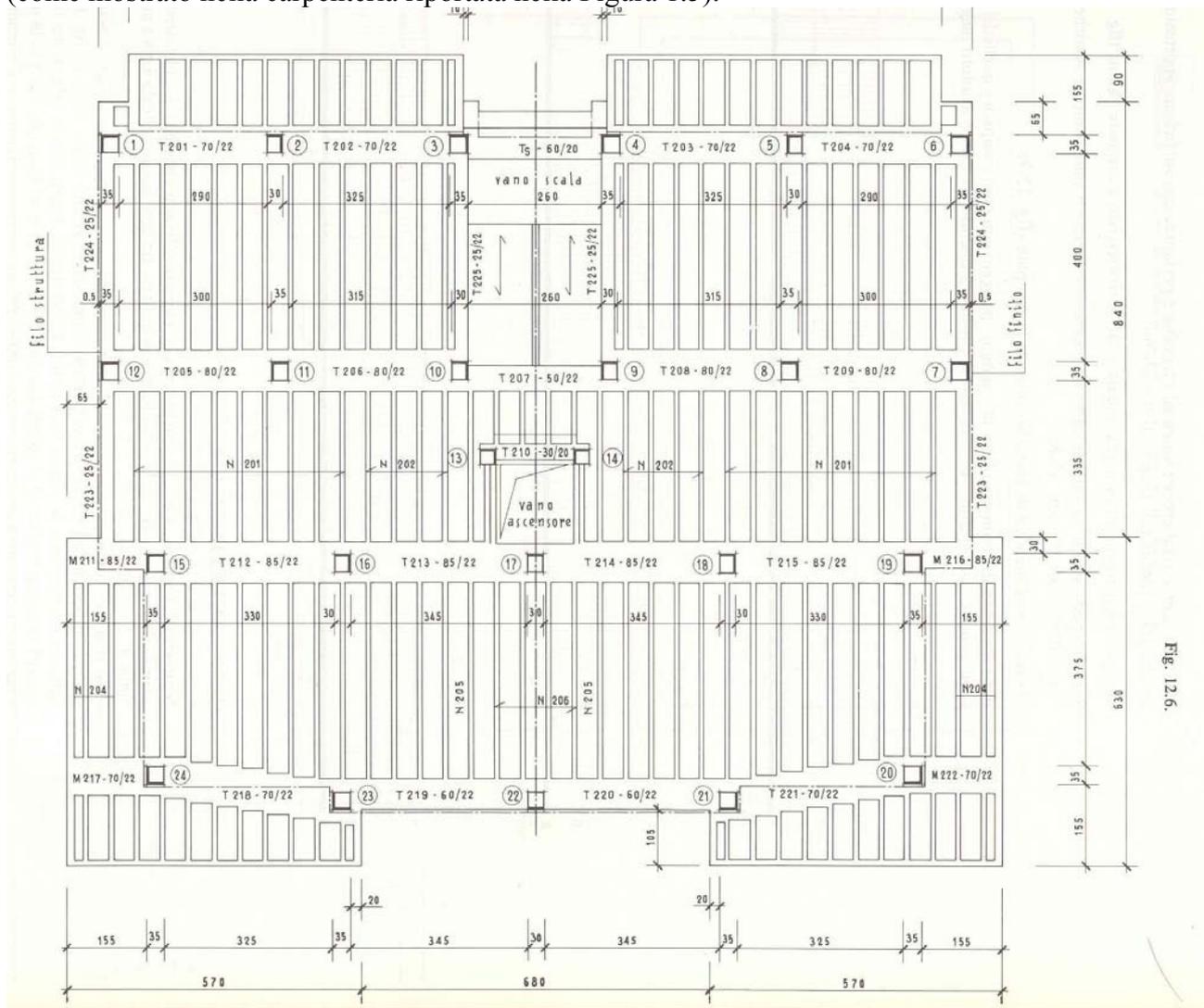


Figura 1.5: La carpenteria di un impalcato di una struttura in c.a.

Inoltre, nella generalità dei casi questo elemento-piastra non ha le stesse caratteristiche sezionali (e, dunque, di resistenza e rigidità) nelle due direzioni. La carpenteria nella Figura 1.5 mostra che gli elementi resistenti (i travetti) sono diretti in una delle direzioni. Per questa ragione, la schematizzazione dovrebbe essere quella di *piastra anisotropa* (ed, in particolare, *ortotropa*).

I solai e le solette che vengono generalmente realizzate presentano un'armatura ordita prevalentemente in una direzione (quella dei travetti) e si possono, dunque, immaginare una serie di travi disposte con l'interasse dei travetti; questa *schematizzazione a trave* si verificherebbe a stretto rigore se ogni travetto fosse indipendente dagli altri o se si verifica la particolare circostanza che la deformata del solaio risulti cilindrica, ovvero caratterizzata da abbassamenti uguali nei punti dei diversi travetti equidistanti su cui il solaio si appoggia (Figura 1.6).

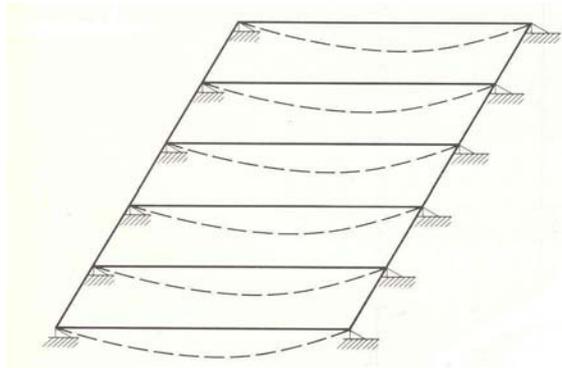


Figura 1.6: Esempio di deformata cilindrica del solaio

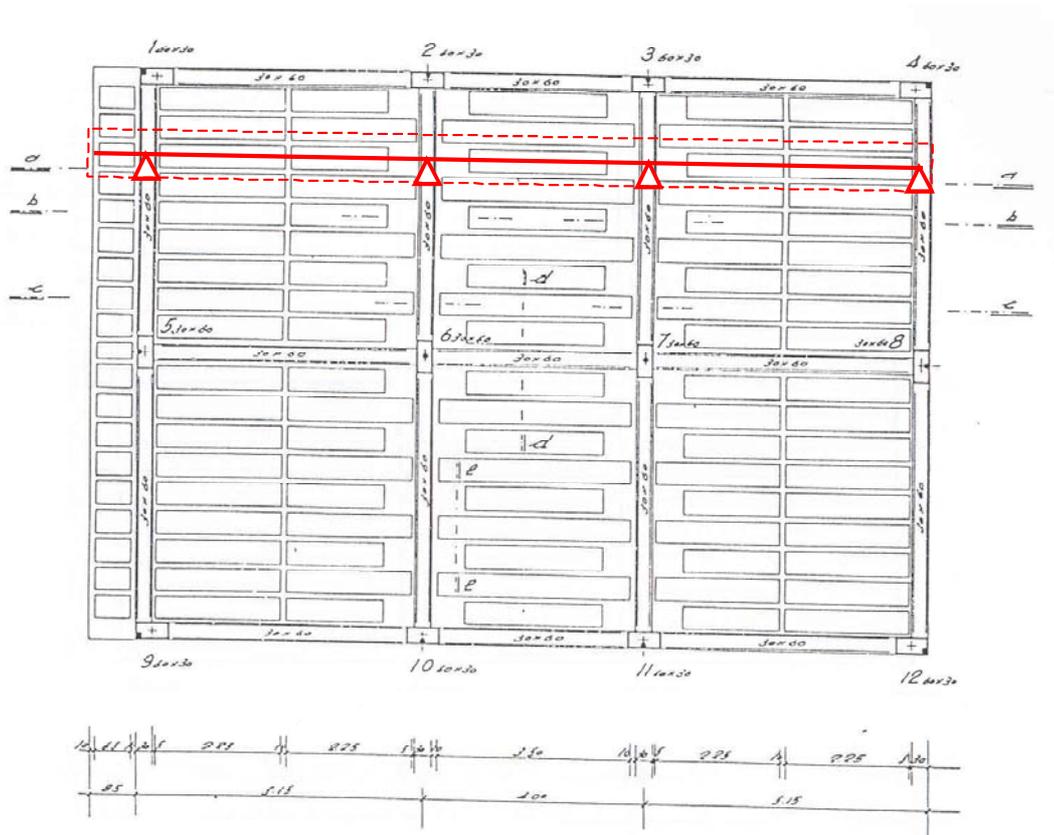


Figura 1.7: Esempio di carpenteria di solaio e corrispondente schema strutturale

Lo spessore  $H$  del solaio può essere ottenuto una volta che siano note le luci di calcolo del solaio stesso secondo la schematizzazione introdotta sopra. Detta  $L_{max}$  la massima di tale luci, si può determinare il valore minimo dello spessore del solaio secondo la seguente relazione:

$$H_{min} = \frac{L_{max}}{25} \quad (1.1)$$

L'altezza del solaio si ottiene arrotondando per eccesso il valore  $H_{min}$  sulla base dell'altezza del blocco di laterizio e dello spessore della soletta che si desidera realizzare. In alcuni "campi" dell'impalcato, il solaio può avere spessore ridotto per ragioni di natura impiantistica. Anche eventuali sbalzi devono essere realizzati con spessore ridotto rispetto a quello della campata adiacente per avere un migliore deflusso delle acque piovane (3 o 4 cm dell'altezza ordinaria sono sufficienti a realizzare un opportuno massetto di pendenza).

### 1.3 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi viene effettuata dopo aver deciso lo schema di calcolo e lo spessore del solaio. Essa si riferisce ad una fascia di solaio di larghezza unitaria (un metro) consiste nel valutare i carichi che agiscono sull'elemento strutturale in oggetto; tali carichi possono essere suddivisi nelle tre categorie elencate nel seguito:

- peso proprio dell'elemento ( $g$ );
- sovraccarico permanente ( $g'$ );
- sovraccarico variabile o accidentale ( $q$ ) derivante dall'utilizzo della struttura cui il solaio appartiene.

Avendo rivolto la schematizzazione strutturale ad una fascia di solaio di larghezza unitaria, si deve effettuare l'analisi dei carichi per metro quadro di superficie (al fine di ottenere il carico per unità di lunghezza agente sullo schema di calcolo a trave).

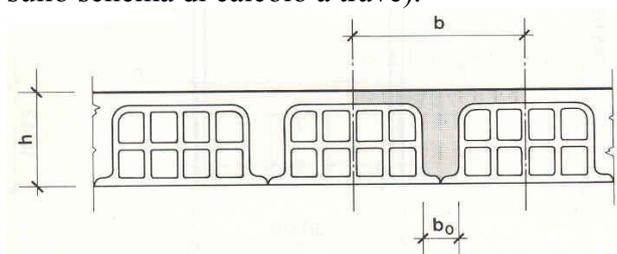


Figura 1.8: Sezione trasversale di un solaio latero-cementizio

#### 1.3.1 PESO PROPRIO

Il peso proprio (generalmente indicato con la lettera “ $g$ ”) deve essere determinato sulla base delle *dimensioni* degli elementi resistenti e del loro *peso specifico*. Con riferimento ad un usuale solaio latero-cementizio gettato in opera bisogna dapprima determinare il volume delle seguenti parti:

- soletta;
- travetti;
- elementi di alleggerimento (in laterizio).

L'eventuale presenza di altri elementi che abbiano funzione portante (si pensi alla soletta inferiore nel caso di un solaio realizzato con predalles) deve ovviamente essere presa in considerazione nell'analisi dei carichi.

Quanto alla stima dei pesi specifici far riferimento al Prospetto 4.4 del D.M. 16-01-1996 sui “Criteri generali per la verifica di sicurezza e dei carichi e sovraccarichi.”

Prospetto 4.1.  
Pesi per unità di volume dei principali materiali strutturali

Conglomerato cementizio ordinario .....	24.0	KN/m <sup>3</sup>
Conglomerato cementizio ordinario armato (e/o precompresso).....	25.0	“
Conglomerati “leggeri”: da determinarsi .....	(14.0 ÷ 20.0)	“
Conglomerati “pesanti”: da determinarsi .....	(28.0 ÷ 50.0)	“
Acciaio .....	78.5	“
Ghisa .....	72.5	“
Alluminio .....	27.0	“
Legname:		
Abete, Castagno .....	6.0	“
Quercia, Noce .....	8.0	“
Pietrame :		
Tufo vulcanico .....	17.0	“
Calcare compatto .....	26.0	“
Calcare tenero .....	22.0	“
Granito .....	27.0	“
Laterizio (pieno) .....	18.0	“
Malta di calce .....	18.0	“
Malta di cemento .....	21.0	“

Figura 1.9: Prospetto relativo ai pesi specifici dei materiali strutturali (tratto dal D.M. 16-01-96).

Nel caso in cui gli elementi di alleggerimento abbiano caratteristiche diverse dagli usuali laterizi o nei casi in cui si utilizzi *calcestruzzo leggero strutturale*, i pesi specifici di tali materiali possono essere desunti sulla base delle indicazioni del produttore degli stessi.

### 1.3.2 SOVRACCARICHI PERMANENTI

Per la quantificazione dei sovraccarichi permanenti  $g'$ , bisogna valutare il peso delle parti non strutturali che costituiscono le opere di finitura del solaio stesso. Nelle usuali soluzioni architettoniche (con particolare riferimento alle strutture per civile abitazione) i sovraccarichi permanenti sono costituiti dai seguenti elementi:

- Massetto di allettamento (del pavimento);
- Pavimento;
- Intonaco.

Essendo assai vasta la gamma di possibili soluzioni tecnologiche da impiegare per le suddette parti (si pensi soltanto a quanti possibili tipi di pavimento sono disponibili sul mercato) bisogna scegliere opportunamente il loro peso sulla base dei materiali e delle dimensioni degli elementi stessi. Le tre voci evidenziate nell'elenco precedente non sono le uniche possibili. In certi casi possono essere previsti pavimenti “galleggianti” per i quali non è necessario realizzare un massetto di allettamento; in altri casi, invece, all'intradosso del solaio può non essere presente l'intonaco, ma può essere prevista una controsoffittatura. Ancora, per gli impalcati di *copertura* si deve prevedere un manto di impermeabilizzazione ed, eventualmente, un manto di *tegole* in luogo del pavimento.

Una volta definite le dimensioni (ed il volume, sempre per metro quadro di solaio) di tali elementi e stimati i pesi specifici degli stessi è facile quantificare il peso per unità di superficie da assegnare ai *sovraccarichi permanenti  $g'$* .

Quando sono presenti tramezzi disposti con sostanziale regolarità sul solaio, se ne può tener conto aggiungendo alle tre voci evidenziate sopra, la cosiddetta *incidenza tramezzi*. A tale voce corrisponde, salvo quantificazioni più rigorose, un carico uniformemente ripartito pari a 1.00 kN/m<sup>2</sup>.

Infine, si può ascrivere alla categoria dei sovraccarichi permanenti anche eventuali forze concentrate come quelle che derivano dalla presenza di parapetti posti all'estremità di parti a sbalzo.

### 1.3.3 SOVRACCARICHI VARIABILI (O ACCIDENTALI)

L'utilizzo del solaio in base alla destinazione d'uso della struttura cui appartiene determina una maggiore o minore presenza di sovraccarichi variabili (generalmente indicati con la lettera q) agenti su di esso. Il prospetto 5.1. del citato D.M. 16-01-96 prescrive il valore delle azioni accidentali da considerare per le varie destinazioni d'uso previste per le costruzioni.

Prospetto 5.1.  
Sovraccarichi variabili per edifici

Cat	TIPO DI LOCALE	Verticali ripartiti KN/m <sup>2</sup>	Verticali concentrati kN	Orizzontali lineari kN/m
1	Ambienti non suscettibili di affollamento (locali abitazione e relativi servizi, alberghi, uffici non aperti al pubblico) e relativi terrazzi e livello praticabili .....	2,00	2,00	1,00
2	Ambienti suscettibili di affollamento (ristoranti, caffè banche, ospedali, uffici, aperti al pubblico, caserme) e relativi terrazzi a livello praticabili .....	3,00	2,00	1,00
3	Ambienti suscettibili di grande affollamento (sale convegni, cinema, teatri, chiese, negozi, tribune con posti fissi) e relativi terrazzi a livello praticabili .....	4,00	3,00	1,50
4	Sale da ballo, palestre, tribune libere, aree di vendita con esposizione diffusa (mercati, grandi magazzini, librerie, ecc), e relativi terrazzi a livello praticabili, balconi e scale .....	5,00	4,00	3,00
5	Balconi, ballatoi e scale comuni (esclusi quelli pertinenti alla Cat. 4) .....	4,00	2,00	1,50
6	Sottotetti accessibili (per sola manutenzione)	1,00	2,00	1,00
7	Coperture:			
	- non accessibili .....	0,50	1,20	-
	- accessibili: secondo categoria di appartenenza (da 1 a 4) .....	-	-	-
	- speciali (impianti, eliporti, altri): secondo il caso	-	-	-
8	Rimesse e parcheggi:			
	- per autovetture di peso a pieno carico fino a 30 KN ..	2,50	2 x 10,0	1,00
	- per transito di automezzi di peso superiore a 30 KN: da valutarsi caso per caso .....	-	-	-
9	Archivi, biblioteche, magazzini, depositi, laboratori, officine e simili: da valutarsi secondo il caso ma comunque .....	≥ 6,00	≥ 6,00	≥ 1,00

Figura 1.10: Prospetto relativo al valore dei carichi variabili (tratto dal D.M. 16-01-96).

## 1.4 COMBINAZIONI DI CARICO

Una volta quantificate le azioni, bisogna determinare la loro disposizione più sfavorevole ai fini della valutazione delle sollecitazioni risultanti sulla struttura. Al fine di ottenere una indicazione generale sulle combinazioni di carico che massimizzino i momenti flettenti in campata e quelli sugli appoggi (in valore assoluto), consideriamo una trave continua con un numero indefinito di campate; su ognuna di esse, assumiamo che possa essere presente o meno un carico uniformemente ripartito di entità  $p$ .

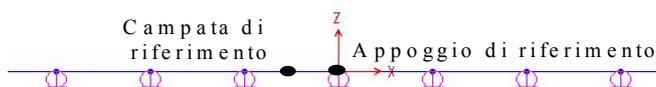


Figura 1.11: Trave continua con un numero indefinito di campate.

Per fissare le idee, consideriamo su tale schema una campata ed un appoggio di riferimento; ci si pone l'obiettivo di stabilire quale sia la disposizione dei carichi che massimizzi i momenti flettenti in tali sezioni di riferimento.

Come primo passo, sullo stesso schema pensiamo di caricare una campata qualsiasi (ad esempio, proprio quella considerata come riferimento): sotto questa semplice disposizione del carico, il diagramma del momento flettente può essere rappresentato in Figura 1.12.

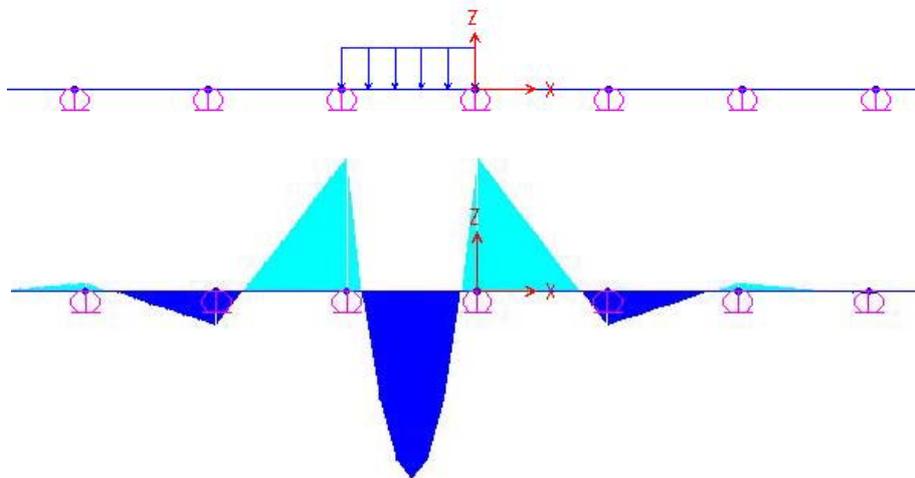


Figura 1.12: Diagramma dei momenti per effetto del carico presente soltanto sulla campata di riferimento.

Dal diagramma rappresentato sopra si traggono le seguenti osservazioni:

- il carico applicato sulla generica campata induce momenti positivi in quella stessa campata e nella sezione di mezz'aria delle altre in maniera alternata;
- lo stesso carico induce momenti negativi sugli appoggi adiacenti alla campata e sugli altri in maniera alterna verso gli estremi della trave continua.

Sulla base di queste osservazioni è possibile trarre due regole generali per ottenere il momento massimo in campata ed in appoggio.

Per massimizzare il momento in una sezione di campata bisogna caricare quella campata e tutte le altre in maniera alternata (“a scacchiera”) verso la periferia della trave.

Per ottenere il momento massimo (in valore assoluto) sul generico appoggio bisogna caricare le due campate che vi concorrono e tutte le altre in maniera alterna verso la periferia.

Momento Massimo in campata

Momento Massimo (in valore assoluto) sull'appoggio

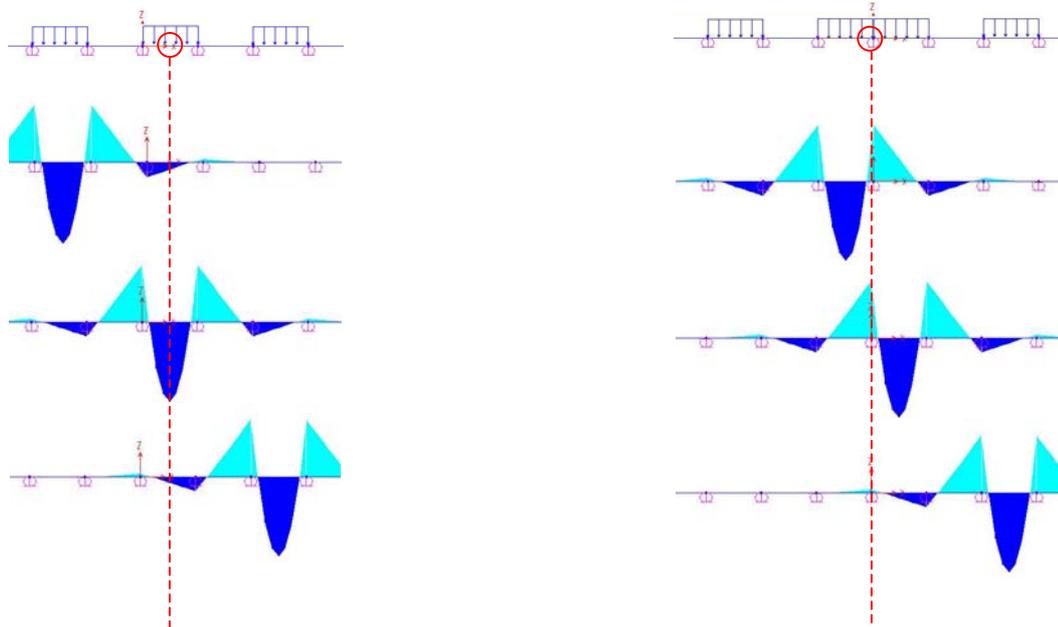


Figura 1.13: Somma di contributi concordi per ottenere le massime sollecitazioni in campata ed in appoggio.

La Figura 1.13 mostra come i contributi dei carichi applicati sulle campate della trave secondo le due “regole” enunciate sopra forniscano sollecitazioni di segno concorde nella campata e sull’appoggio di riferimento. Detta figura e tutti i ragionamenti condotti sopra sono volti a giustificare la scelta delle “regole” secondo cui devono essere costituite le combinazioni di carico per massimizzare le sollecitazioni flettenti nelle sezioni di interesse; la dimostrazione rigorosa di tali “regole” enunciate sopra può essere ottenuta tramite l’applicazione della Teoria delle Linee di Influenza, oggetto di trattazione nei corsi successivi.

**1.4.1 COMBINAZIONI DI CARICO PER IL SOLAIO**

Con riferimento al solaio oggetto di studio è stato individuato lo schema strutturale di trave continua su quattro appoggi rappresentato nella Figura 1.14.

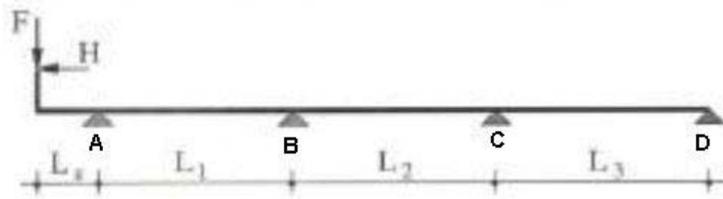


Figura 1.14: Schema di solaio assegnato per l’esercitazione progettuale.

Sono stati anche valutati i carichi da considerare nell’analisi delle sollecitazioni:

- **peso proprio** che consiste in una azione uniformemente distribuita  $g$  lungo le campate intermedie e  $g_{sb}$  sullo sbalzo;
- **sovraccarico permanente** costituito da un carico uniformemente distribuito  $g'$  (e  $g'_{sb}$  sullo sbalzo); bisogna pure considerare la forza  $F$  che rappresenta il peso del parapetto;
- **sovraccarico variabile o accidentale**, costituito dai carichi uniformemente ripartiti  $q$  e  $q_{sb}$  e dalla spinta orizzontale  $H$  agente sul parapetto.

Sulla base dello schema strutturale introdotto e dei carichi considerati si desume che le *combinazioni di carico* da considerare nell'analisi delle sollecitazioni, nel progetto e nella verifica vanno scelte in modo da ottenere i momenti flettenti massimi nelle seguenti sezioni "critiche":

- appoggio A;
- campata AB;
- campata BC;
- campata CD;
- appoggio B;
- appoggio C;

Quanto all'appoggio A, il momento massimo si ottiene, ovviamente, quando sono applicati i massimi carichi sullo sbalzo, a prescindere da quelli applicati sulle altre campate. Esaminiamo, dunque, le altre sezioni al fine di ottenere la combinazione di carico che ne massimizzi le sollecitazioni flessionali.

**1.4.1.1 Comb. 1: Massimo Momento flettente sulla campata AB.**

Applicando la prima delle due "regole" enunciate in precedenza, si può desumere il fatto che per massimizzare le sollecitazioni in AB vadano caricate le campate AB e CD. Bisogna, comunque, mettere in evidenza il fatto che una parte dei carichi (quelli da *peso proprio* ed i *sovraccarichi permanenti*) sono necessariamente presenti sul solaio; al contrario, soltanto le azioni variabili possono non esserlo. Per questa ragione, la suddetta regola va applicata con esclusivo riferimento ai carichi  $q$ ,  $q_{sb}$  e  $H$ .

In definitiva, si ottiene la combinazione di carico rappresentata nella Figura 1.15.

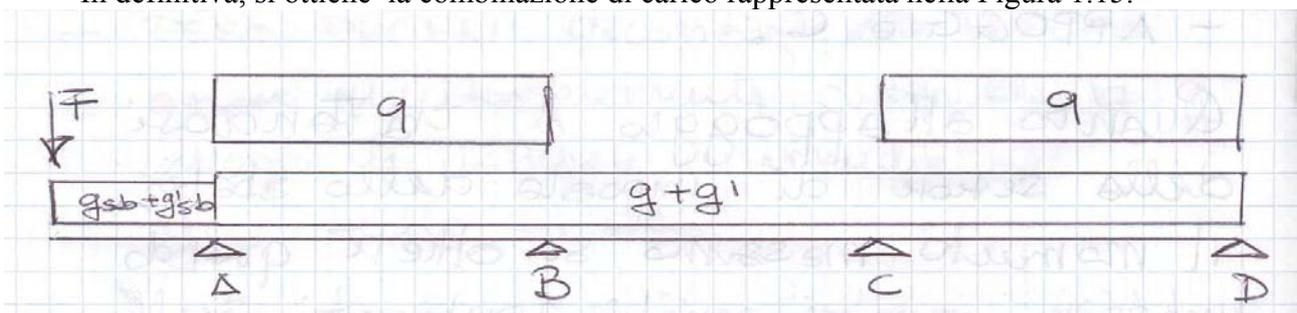


Figura 1.15: Schema di carico corrispondente alla Comb. 1.

Si osserva che la combinazione di carico così ottenuta comporta anche le massime sollecitazioni flessionali nella campata CD.

**1.4.1.2 Comb. 2: Massimo Momento flettente sulla campata BC.**

L'applicazione della prima delle regole sottolineate nella parte introduttiva del paragrafo e l'osservazione fatta nel commento alla combinazione precedente in merito alla differente natura delle azioni permanenti e variabili, porta alla combinazione di carico rappresentata in Figura 1.16.

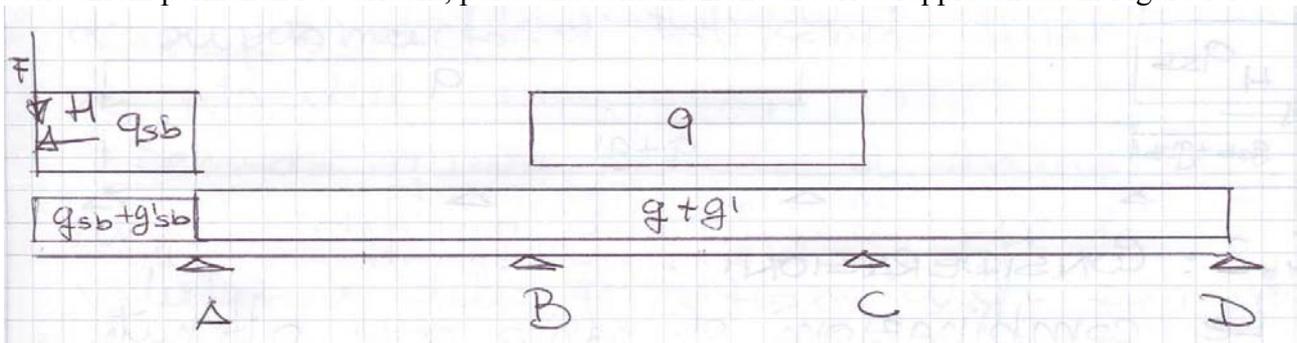


Figura 1.16: Schema di carico corrispondente alla Comb. 2.

**1.4.1.3 Comb. 3: Massimo Momento flettente (in valore assoluto) sull'appoggio B.**

Per la massimizzazione dei momenti sugli appoggi si può applicare la seconda delle due “regole” sottolineate in precedenza, prevedendo la presenza delle azioni variabili soltanto sulle due campate adiacenti all'appoggio B; si ottiene la disposizione di carico rappresentata nella Figura 1.17.

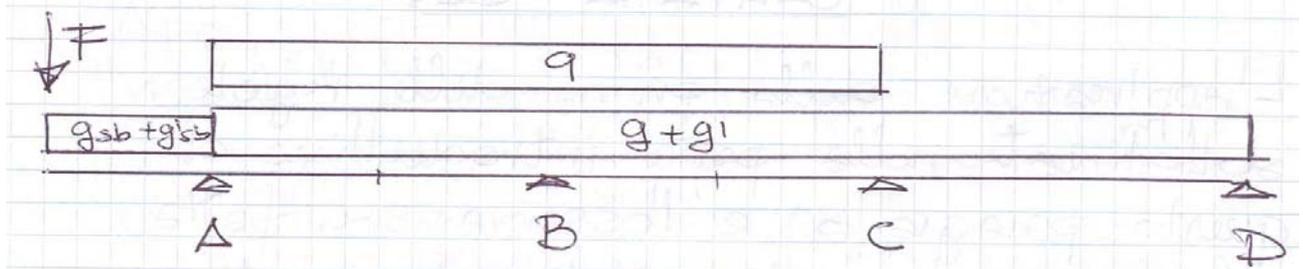


Figura 1.17: Schema di carico corrispondente alla Comb. 3.

**1.4.1.4 Comb. 4: Massimo Momento flettente (in valore assoluto) sull'appoggio C.**

Con considerazioni analoghe al caso precedente si ottiene la combinazione di carico rappresentata nella Figura 1.18.

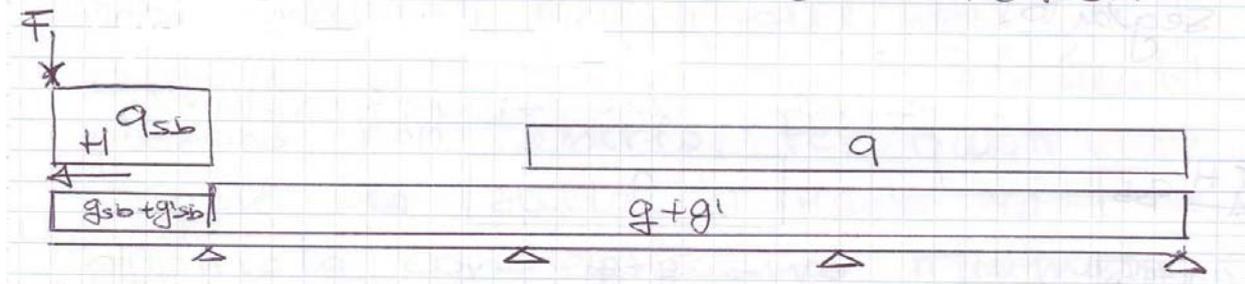


Figura 1.18: Schema di carico corrispondente alla Comb. 4.

**1.4.2 CONSIDERAZIONI**

Le combinazioni di carico così ottenute permettono di massimizzare le sollecitazioni flettenti nei punti significativi dell'elemento strutturale considerato. Esse sono state costruite ipotizzando che i carichi fossero definiti in maniera *deterministica*, così come avviene nel metodo di verifica delle strutture alle **Tensioni ammissibili**. Pertanto tali combinazioni sarebbero appropriate se si volesse condurre il progetto e la verifica del solaio secondo tale metodo.

Volendo, invece, utilizzare il **Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite** bisogna considerare – seppure in maniera semplificata - la natura aleatoria delle azioni. Per questo motivo, alle quantità  $g$ ,  $g'$  e  $q$  stimate nell'analisi dei carichi viene assegnato ora un significato statistico; il pedice “k” che accompagna le grandezze  $g_k$ ,  $g'_k$  e  $q_k$  (ma anche  $F_k$  e  $H_k$ ) definisce le stesse come *valori caratteristici*, assegnando cioè il valore 5% alla probabilità di superamento di tali valori dei carichi durante la vita delle strutture.

Secondo il Metodo Semi-Probabilistico agli Stati Limite vengono definiti, inoltre, due *livelli di verifica* per le *prestazioni* degli elementi strutturali. In particolare, si definiscono due diversi tipi di combinazioni con riferimento valori delle azioni caratterizzati da diversa probabilità di occorrenza:

- combinazioni allo **Stato Limite Ultimo (SLU)**, per le quali si considerano azioni amplificate rispetto ai corrispondenti valori caratteristici al fine di poter considerare carichi con una probabilità di superamento dell'ordine di  $10^{-3}$  (e dunque molto più bassa del 5% che riguarda i valori caratteristici);
- combinazioni allo **Stato Limite di Servizio (SLS)**, ottenute con riferimento a valori caratteristici (o a loro frazioni) dei carichi variabili.

Differenti sono le verifiche che si devono condurre con riferimento alle sollecitazioni ottenute dai due tipi di combinazioni di cui sopra:

- per le combinazioni allo SLU bisogna verificare che la struttura o parti di essa abbiano una sufficiente capacità portante (ovvero non collassino);
- per quelle allo SLS bisogna, invece, controllare che esse posseggano opportuni requisiti di funzionalità (limitata fessurazione e deformabilità, livelli di tensione contenuti entro limiti opportuni, ecc.).

### 1.4.3 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO STATO LIMITE ULTIMO

Il significato statistico del valore  $q_k$  attribuito al sovraccarico variabile  $q$  è rappresentato schematicamente nella Figura 1.19, nella quale si vede come la probabilità che  $q$  sia maggiore di  $q_k$  sia pari al 5%.

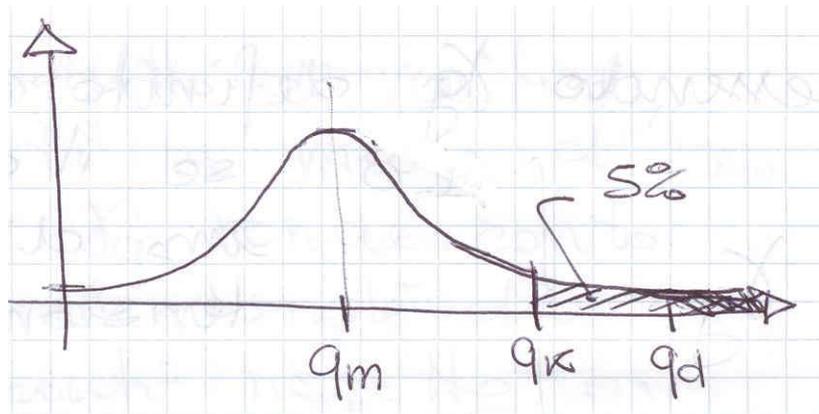


Figura 1.19: Significato statistico del valore dei carichi considerati nelle combinazioni.

Per ridurre tale probabilità e portarla ai valori (dell'ordine di 0.001) richiesti per le verifiche allo SLU si deve amplificare il valore  $q_k$  al fine di ottenere i cosiddetti "valori di progetto"  $q_d$  ("d" sta appunto per "design"). La normativa italiana prevede che risulti:

$$q_d = \gamma_q \cdot q_k \quad , \quad (1.2)$$

essendo

$$\gamma_q = \begin{cases} 0 & \text{se } q \text{ determina una diminuzione delle sollecitazioni} \\ 1.5 & \text{se } q \text{ determina un aggravio delle sollecitazioni nell'elemento considerato} \end{cases} \quad (1.3)$$

Anche le azioni permanenti  $g_k$  e  $g_k'$  hanno natura aleatoria e per esse il valore di progetto si ottiene come segue:

$$g_d = \gamma_g \cdot g_k \quad \text{e} \quad g_d' = \gamma_g' \cdot g_k' \quad , \quad (1.4)$$

essendo

$$\gamma_g = \begin{cases} 1.0 & \text{se } q \text{ determina una diminuzione delle sollecitazioni} \\ 1.4 & \text{se } q \text{ determina un aggravio delle sollecitazioni nell'elemento considerato} \end{cases} \quad (1.5)$$

Due osservazioni sulla differenza che esiste tra  $\gamma_g$  e  $\gamma_q$ :

- nel caso di "azioni che aumenti la sicurezza" (ovvero faccia diminuire le sollecitazioni sull'elemento considerato) si può ipotizzare cautelativamente che  $q_d$  non sia presente ( $\gamma_q=0$ ), ma si deve prevedere almeno la presenza delle azioni permanenti con il loro valore

di riferimento ( $\gamma_g=1.0$ ). Invero, alcune normative internazionali (ad esempio, le norma dell'American Concrete Institute) prevedono valori di  $\gamma_g$  anche minori dell'unità nei casi in cui le azioni accidentali determinino una diminuzione delle sollecitazioni nella sezione considerata;

- nel caso di azioni che comportino un aggravio delle sollecitazioni nell'elemento oggetto di verifica, l'assunzione di un  $\gamma_g$  minore di  $\gamma_q$  (1.4 invece di 1.5) rende conto della minore aleatorietà delle azioni permanenti rispetto a quelle aleatorie.

Sulla base di queste considerazioni e delle prescrizioni normative brevemente riportate sopra, si possono ottenere le combinazioni di carico allo Stato Limite Ultimo a partire dalle quattro combinazioni ottenute nel paragrafo 1.4.1 con l'obiettivo di massimizzare i momenti flettenti nelle sezioni oggetto di verifica.

In particolare, avendo già disposto i carichi accidentali sulle campate per le quali si ha un aumento delle sollecitazioni nella sezione di interesse, è sufficiente sostituire il valore di progetto  $q_d=1.5 q_k$  al carico  $q$  su tali campate (lo stesso vale per le altre azioni accidentali  $q_{sb}$  e  $H$ ).

Quanto alle azioni permanenti, esse devono essere moltiplicate per 1.4 sulle campate per le quali la loro presenza si traduce in un aumento delle sollecitazioni nella sezione di interesse. In pratica, su tutte le campate su cui è presente  $q$  (campate il cui carico applicato contribuisce, appunto, all'aumento delle sollecitazioni nella sezione di interesse) bisogna amplificare il carico permanente per un coefficiente 1.4. Sulle altre campate, atteso che un aumento del valore del carico comporterebbe una diminuzione di sollecitazioni, il valore di  $g_d$  sarà pari a  $g_k$  ( $\gamma_g=1.0$ ). Pertanto dalle quattro combinazioni descritte nel paragrafo 1.4.1 si ottengono altrettante combinazioni allo SLU rappresentate nelle quattro figure seguenti (Figura 1.20 - Figura 1.23).

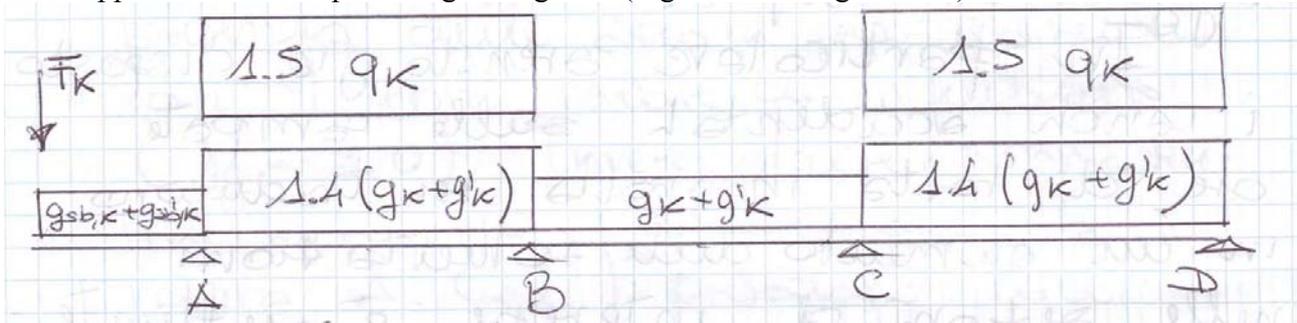


Figura 1.20: Schema di carico corrispondente alla Comb. 1 - SLU.

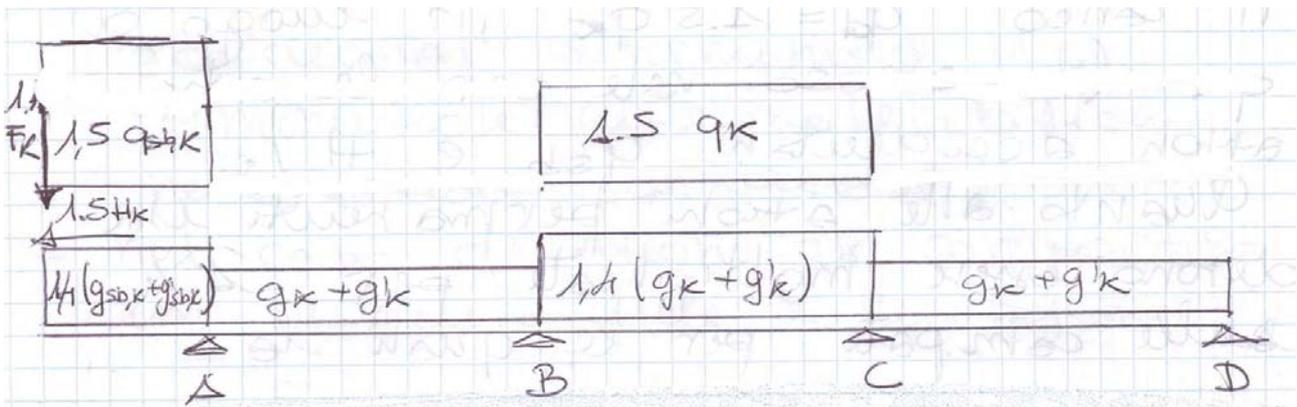


Figura 1.21: Schema di carico corrispondente alla Comb. 2 - SLU.

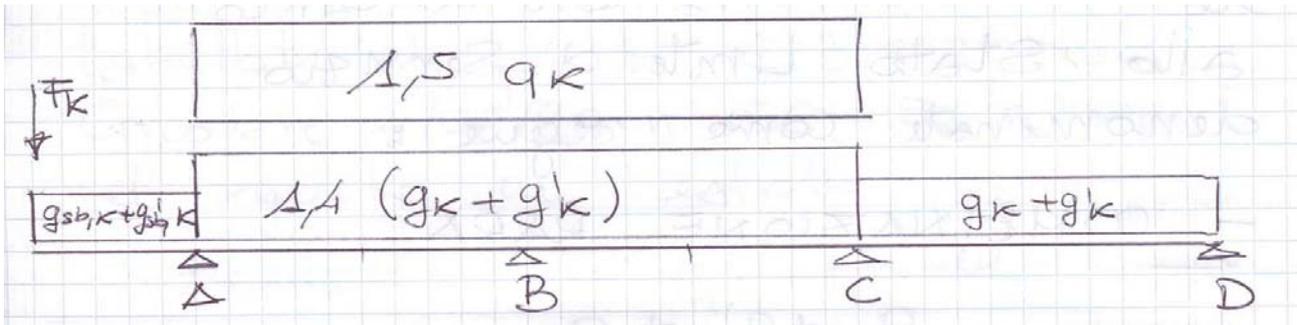


Figura 1.22: Schema di carico corrispondente alla Comb. 3 - SLU.

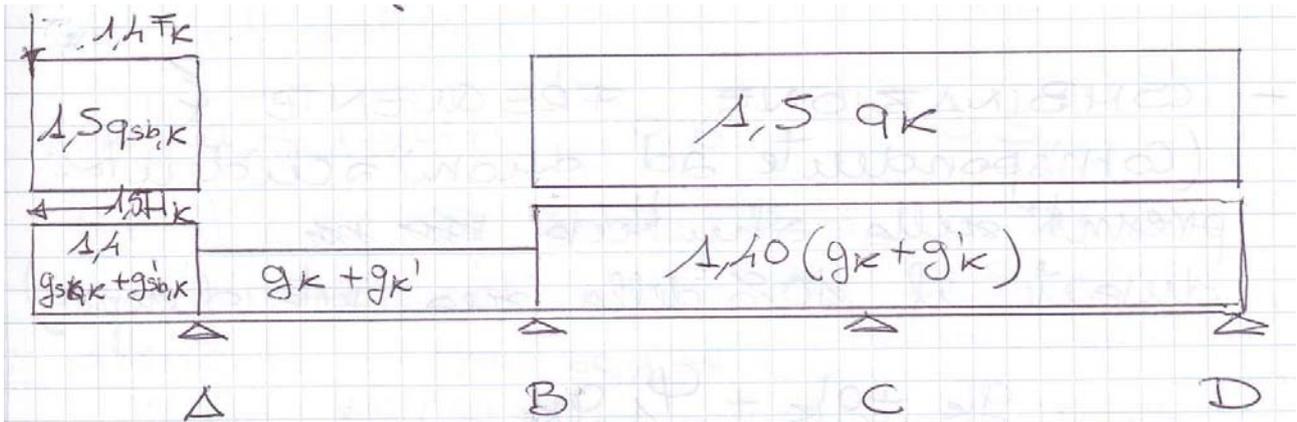


Figura 1.23: Schema di carico corrispondente alla Comb. 4 - SLU.

### 1.4.4 COMBINAZIONI DI CARICO ALLO SLS

Le verifiche inerenti la “funzionalità” della struttura vengono effettuate con riferimento ad azioni che ordinariamente sono presenti sulla struttura. Le azioni permanenti possono ritenersi quantificate accuratamente dai valori caratteristici  $g_k$  e  $g'_k$ .

Quanto alle azioni variabili si possono considerare i loro valori caratteristici  $q_k$  ovvero loro frazioni al fine di ridurre il valore e variarne la probabilità di occorrenza. In questo modo si ottengono le tre combinazioni allo Stato Limite di Servizio denominate come segue:

- Combinazione rara (Comb. 1 – SLS):

$$g_k + g'_k + q_k \quad (1.6)$$

- Combinazione frequente (Comb. 2 – SLS), corrispondente ad azioni accidentali presenti sulla struttura durante il 10 % della sua vita d’esercizio:

$$g_k + g'_k + \psi_1 \cdot q_k \quad (1.7)$$

- Combinazione quasi-permanente (Comb. 3 – SLS), con riferimento ai valori delle azioni accidentali presenti mediamente sulla struttura:

$$g_k + g'_k + \psi_2 \cdot q_k \quad (1.8)$$

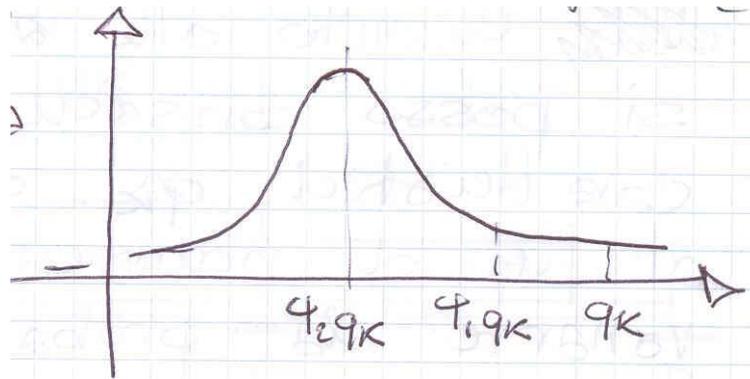


Figura 1.24: Livelli di probabilità associati alle varie Combinazioni allo SLS.

Le combinazioni di carico descritte simbolicamente riguardano il caso in cui vi sia soltanto una azione accidentale; i coefficienti  $\psi_1$  e  $\psi_2$  dipendono (come  $q$ ) dalla destinazione d'uso della struttura. I valori sono tabellati al punto C.3.2.2 della Circolare 4/07/96 n.156; se ne riporta un estratto in Tabella 1.1.

Tabella 1.1: Valori per i coefficienti di combinazione allo SLS

Azione	$\psi_1$	$\psi_2$
carichi accidentali in ambienti abitazioni	0.5	0.2
uffici e negozi	0.6	0.3

Per il caso del solaio, allora, le tre combinazioni di carico allo SLS si ottengono come mostrato nelle tre figure seguenti (Figura 1.25 - Figura 1.27)

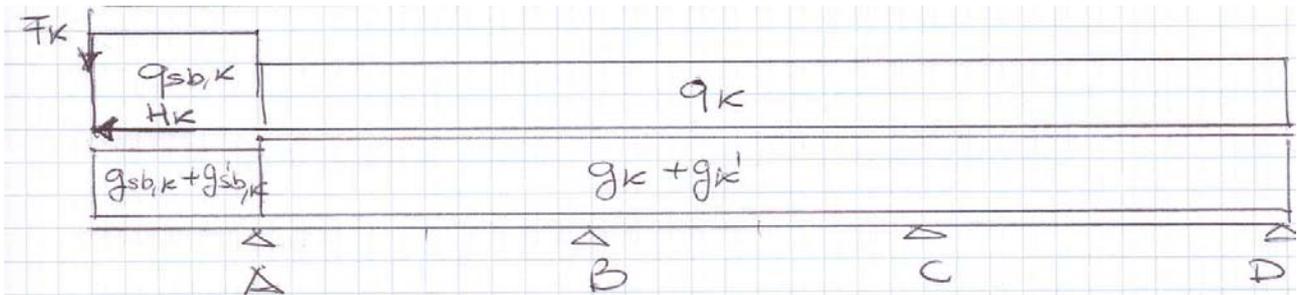


Figura 1.25: Schema di carico corrispondente alla Comb. 1 - SLS.

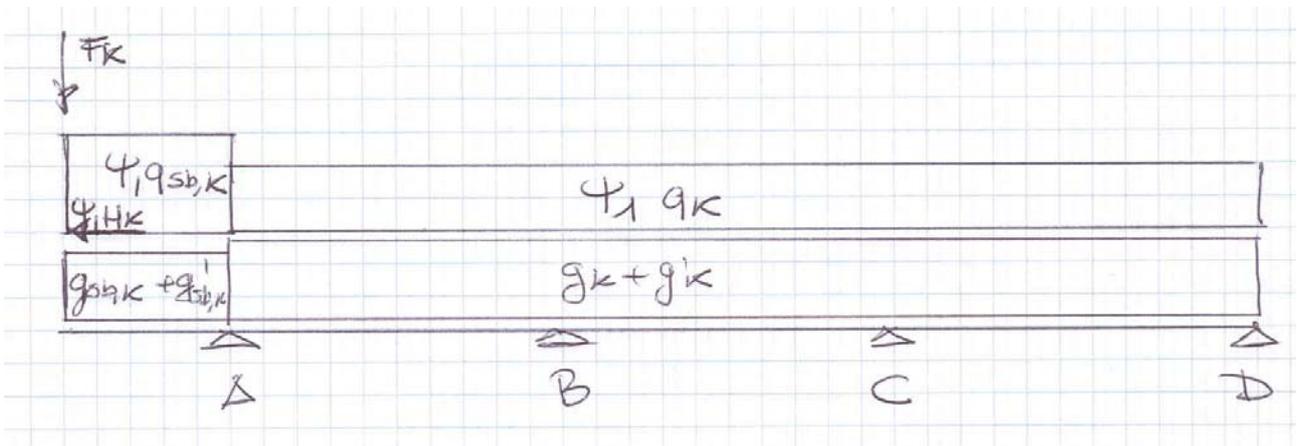


Figura 1.26: Schema di carico corrispondente alla Comb. 2 - SLS.

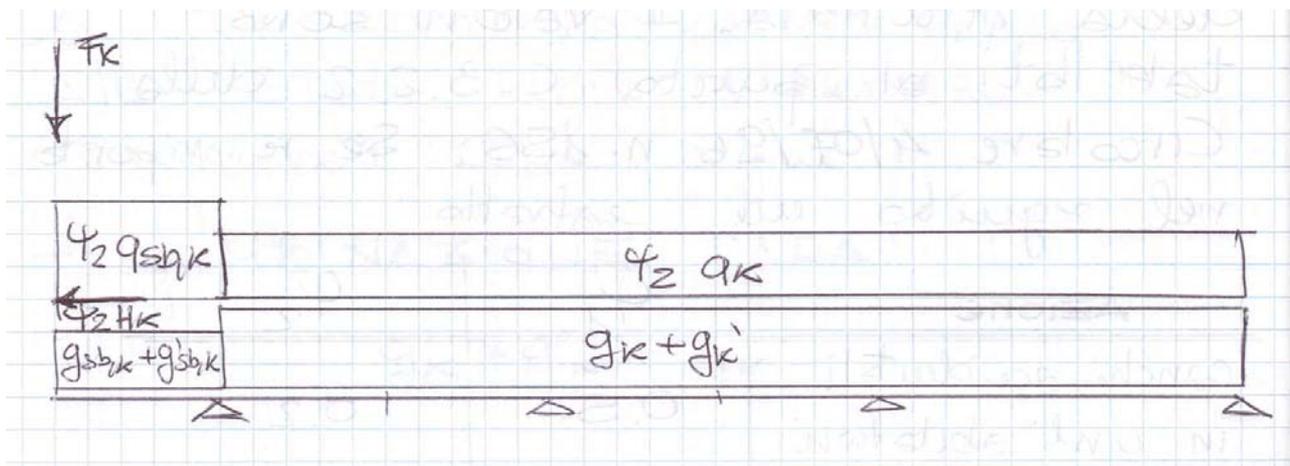


Figura 1.27: Schema di carico corrispondente alla Comb. 3 - SLS.