

UNIVERSITA' DEGLI STUDI DI NAPOLI "FEDERICO II"



FACOLTÀ DI ARCHITETTURA

Dipartimento di Costruzioni e Metodi Matematici in Architettura

Anno Accademico 2007-2008

FONDAMENTI DI TECNICA DELLE COSTRUZIONI

LA SICUREZZA STRUTTURALE

PROF. ING. RAFFAELE LANDOLFO



Indice

INTRODUZIONE	3
1. LA METODOLOGIA DI STUDIO DEI SISTEMI STRUTTURALI.....	4
1.1 LE FASI OPERATIVE	4
1.2 IL SISTEMA STRUTTURALE	5
1.3 LA MODELLAZIONE	5
1.3.1 Generalità.....	5
1.3.2 Il modello geometrico.....	6
1.3.3 Il modello delle azioni	7
1.3.4 Il modello meccanico.....	8
1.4 L'ANALISI STRUTTURALE.....	9
1.5 IL CONTROLLO TEORICO O VERIFICA	10
1.6 LA SINTESI.....	10
1.7 LA REALIZZAZIONE E CONTROLLO SPERIMENTALE O COLLAUDO	11
2. LA MISURA DELLA SICUREZZA.....	12
2.1 GENERALITA'	12
2.2 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO	14
2.3 METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI (MTA)	15
2.4 METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE (MSSL).....	16
2.4.1 Generalità.....	16
2.4.2 Stati Limite di Esercizio (SLE)	17
2.4.3 Stati limite ultimi (SLU)	17
2.4.4 Verifica	18
2.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI	19
2.6 CONFRONTO TRA IL MTA E IL MSSL	20



INTRODUZIONE

Nella storia delle costruzioni, presso numerose civiltà e in ogni epoca, il soddisfacimento dei requisiti di sicurezza, già sinteticamente individuati – oltre due millenni or sono – in termini di *firmitas* e *utilitas*¹, è stato garantito dal rispetto di semplici regole empiriche che i mastri costruttori si tramandavano di generazione in generazione. Si trattava, evidentemente, di teorizzazioni derivanti da “sperimentazioni su scala reale”, in cui l’esperienza era l’unica garanzia sia per la solidità e la funzionalità dell’opera, sia per l’integrità (economica e – presso talune civiltà – anche fisica!²) del costruttore stesso.

Con l’introduzione di nuovi materiali e di nuove tecniche costruttive nella seconda metà dell’Ottocento, cominciarono ad essere avvertite le carenze inerenti a un siffatto approccio e, di conseguenza, nacque l’esigenza di legare la sicurezza a parametri scientifici, verificabili e controllabili a priori. Sono queste le premesse che hanno condotto alla moderna *Analisi Strutturale*, oggi più propriamente definibile come *Progettazione Assistita dalle Prove (“Design by Testing”)*: l’intera problematica della sicurezza strutturale è stata sistematizzata in termini puramente analitici, assegnando alla sperimentazione il solo compito di verificare l’affidabilità delle previsioni teoriche. Più precisamente, la *Progettazione Assistita dalle Prove* può essere vista come una tecnica operativa che consente di esprimere quantitativamente i parametri strutturali fondamentali (rigidezza, resistenza e duttilità) per mezzo di opportune teorie, basate su dati ottenuti da prove sperimentali eseguite sia a-priori che, più raramente, a-posteriori rispetto al calcolo teorico³. La rigidezza, la resistenza e la duttilità della struttura dipenderanno ovviamente dalle forme, dalle dimensioni e dai materiali prescelti dal progettista, e rappresentano ciò che la struttura è in grado di *offrire*, indipendentemente da quello che ad essa sarà richiesto nel corso della sua esistenza. Una volta nota, per mezzo del calcolo, la *capacità* della struttura, questa va confrontata con quella che sarà la *richiesta* (ancora in termini di rigidezza, resistenza e duttilità) da parte delle azioni che essa sarà chiamata a sopportare nel previsto arco di vita. Ovviamente, il confronto (cioè la *verifica di sicurezza*) sarà soddisfacente ogni volta che la rigidezza, la resistenza e la duttilità *offerte* maggioreranno le corrispondenti quantità *richieste* dalle azioni che si prevede agiranno sulla struttura in esame.

Scopo di un laboratorio di tecnica delle costruzioni e progettazione strutturale è quello di introdurre lo studente alla cosiddetta progettazione assistita delle prove, di fornirgli una metodologia di analisi mirata alla risoluzione del problema della sicurezza e mettendolo in grado di procedere al dimensionamento ed alla verifica, in accordo con le specifiche normative nazionali ed internazionali sulla sicurezza, di semplici tipologie strutturali realizzate con i materiali tipici dell’ingegneria civile (in particolare, acciaio e cemento armato).

¹ Marco Vitruvio Pollione, *De Architectura – Libri X*, 28 a.C.

² Già nel *Codice di Hammurabi* (stela cilindrica redatto in accadico e scolpito in caratteri cuneiformi, è una delle più antiche raccolte di leggi.) si fa riferimento al problema della sicurezza e alle responsabilità in caso di crolli strutturali: “Se un costruttore costruisce una casa per abitazione e non la rende solida e la casa costruita crolla causando la morte del padrone della casa, quel costruttore sarà messo a morte. Se causa la morte del figlio del padrone della casa, sarà messo a morte il figlio del costruttore. Se causa la morte di uno schiavo del padrone della casa, egli darà al padrone della casa uno schiavo di eguale valore. Se distrugge delle proprietà, egli dovrà ricostruire quanto distrutto, e poiché egli non ha reso solida la casa che ha costruito e questa è crollata, dovrà ricostruire la casa crollata a sue spese”.

³ Eduardo Torroja, *La Concezione Strutturale*, Città Studi Edizioni, Milano, 1995.

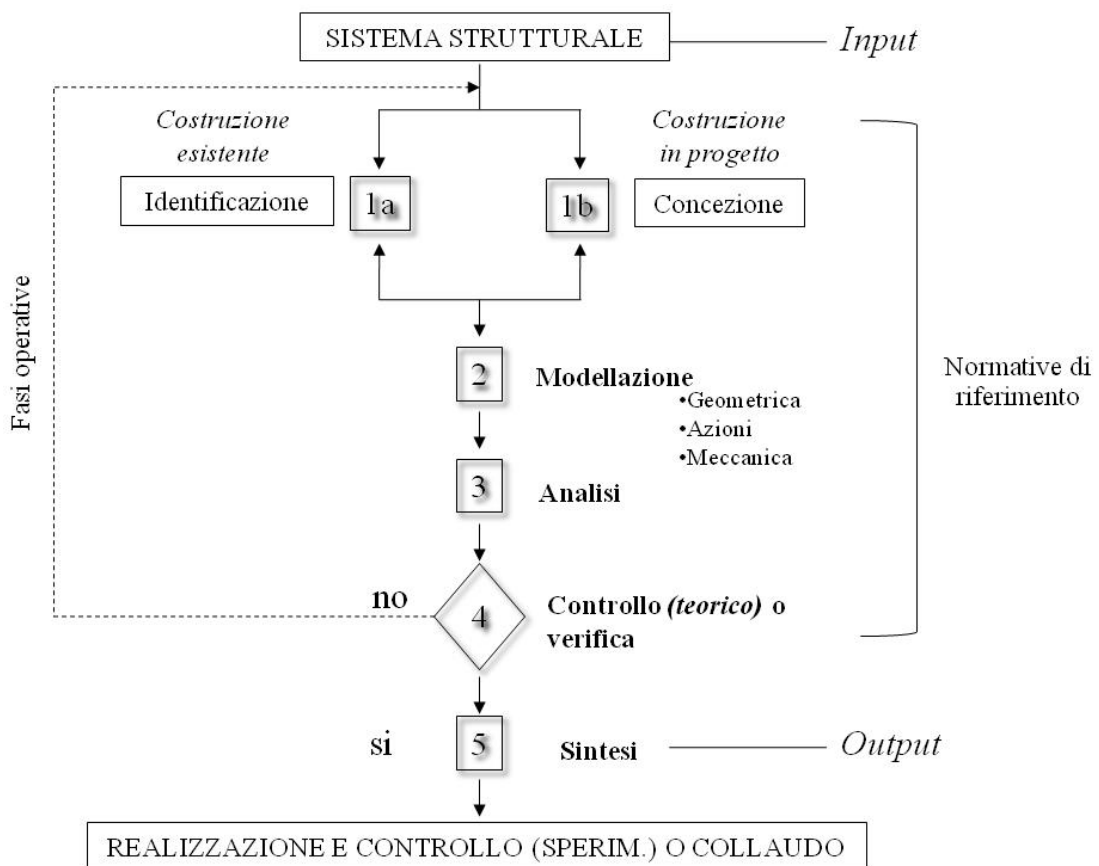


1. LA METODOLOGIA DI STUDIO DEI SISTEMI STRUTTURALI

1.1 LE FASI OPERATIVE

Anticamente l'arte del costruire era basata su una vera e propria sperimentazione *ante litteram*, che offriva per i casi più durevoli del manufatto una sorta di “*testing by building*”⁴. Oggi, i requisiti che una costruzione deve soddisfare in termini di sicurezza, possono essere espressi mediante una *metodologia analitica* capace di fornire, come risultato finale, una *misura*⁵ della sicurezza offerta da una data struttura.

La procedura in questione è descritta schematicamente nel diagramma di flusso riportato di seguito.



⁴ Elio Giangreco, *L'evoluzione della concezione strutturale*, in Elio Giangreco, *Ingegneria delle strutture*, I Volume, UTET, Torino, 2002

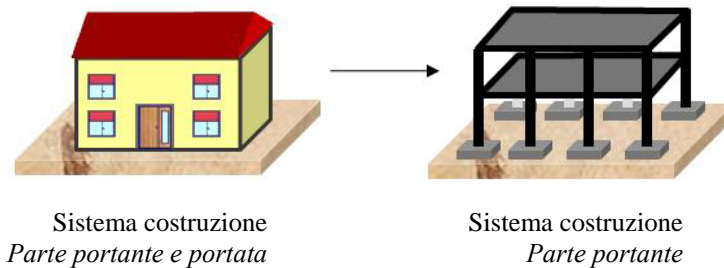
⁵ In senso matematico



1.2 IL SISTEMA STRUTTURALE

La prima fase della metodologia di analisi consiste nella definizione del sistema strutturale, che costituisce l'*input* dell'approccio considerato. In particolare, nel caso di costruzioni nuove ed esistenti tale fase viene identificata rispettivamente come concezione ed identificazione strutturale.

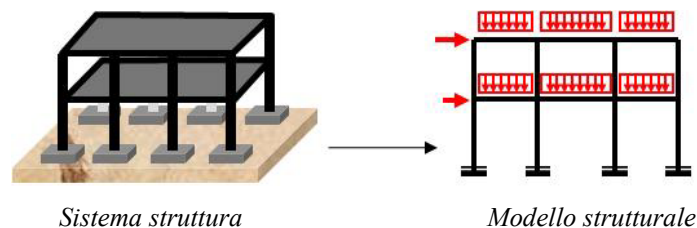
La struttura rappresenta il sistema portante di un manufatto (sistema costruzione) a cui è relegata la funzione di assorbimento e trasferimento al terreno di fondazione delle azioni sia di carattere antropico che ambientale durante la vita di progetto.



1.3 LA MODELLAZIONE

1.3.1 Generalità

Definito il sistema strutturale, si passa alla *modellazione* ovvero alla elaborazione di *modello matematico* rappresentativo del problema fisico reale riguardante le prestazioni dell'ossatura portante di una costruzione. Tale modello, chiamato anche *modello di calcolo*, può essere considerato come il tramite tra l'oggetto reale ed il suo comportamento strutturale.



Il modello matematico è composto da tre sub-modelli:

- modello geometrico*, che descrive la geometria e i vincoli della struttura;
- modello delle azioni*, che descrive le forze agenti in ogni punto della struttura;
- modello meccanico*, che descrive le relazioni matematiche che descrivono il comportamento meccanico del materiale.



1.3.2 Il modello geometrico

Il comportamento di una struttura dipende essenzialmente dai rapporti tra le sue dimensioni e dalla presenza dei vincoli che ne limitano la libertà di spostamento. Con il modello geometrico, quindi, si individuano lo schema statico dell'oggetto reale, le proprietà geometriche delle sue parti strutturali, nonché i vincoli che collegano tra loro i vari elementi strutturali e alcuni di questi con il terreno su cui, in definitiva, tutte le azioni vanno a scaricarsi.

Una struttura può essere classificata, a seconda del proprio schema statico, come:

- isostatica*, quando è dotata di un numero di vincoli strettamente necessario ad impedire qualsiasi moto rigido infinitesimo;
- iperstatica*, quando possiede un numero di vincoli maggiore rispetto a quello strettamente necessario;
- labile*, quando è dotata di un numero di vincoli inferiori a quelli strettamente necessario.

Gli elementi strutturali, a seconda delle loro caratteristiche geometriche, si distinguono in:

- monodimensionali*, se una dimensione geometrica è prevalente rispetto alle altre due (cioè, è di almeno un ordine di grandezza maggiore). Tali elementi strutturali vengono rappresentati nel modello geometrico per mezzo della loro linea d'asse (è questo, ad esempio, il caso delle travi e dei pilastri).
- bidimensionali*, se una dimensione geometrica è trascurabile rispetto alle altre due (cioè, di almeno un ordine di grandezza minore). Tali elementi strutturali vengono rappresentati nel modello geometrico per mezzo del loro piano medio (è questo, ad esempio, il caso dei solai piani e delle superfici curve di copertura, quali volte e cupole).
- tridimensionali*, se nessuna delle tre dimensioni può considerarsi prevalente (o trascurabile) rispetto alle altre. Tali elementi strutturali vengono rappresentati nel modello geometrico per mezzo di solidi geometrici (è il caso, ad esempio, delle fondazioni)⁶.

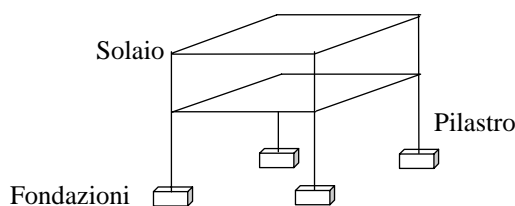


Figura 1. Elementi strutturali di un edificio, schematizzati a seconda delle rispettive caratteristiche geometriche (elementi mono-, bi-, tri-dimensionali).

I vincoli possono essere:

- esterni*, se impediscono spostamenti assoluti della struttura;
- interni*, se bloccano i movimenti relativi tra due o più elementi strutturali.

Per strutture piane (sia mono- che bi-dimensionali), è possibile suddividere i vincoli in tre categorie, a seconda del numero di spostamenti generalizzati (o gradi di libertà) che il vincolo è in grado di impedire:

- semplici*, quando risulta impedito un solo grado di libertà;

⁶ Di solito le fondazioni vengono assimilate a vincoli a terra.



- b) *doppi*, quando il vincolo impedisce due spostamenti;
- c) *tripli*, quando nessuno spostamento è consentito⁷.

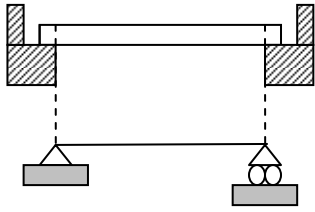


Figura 2. Una trave appoggiata ed il suo modello geometrico, costituito da un elemento monodimensionale e dai due vincoli di estremità: la cerniera, a sinistra, che impedisce le due traslazioni nel piano ed il carrello, a destra, che blocca i soli movimenti verticali.

1.3.3 Il modello delle azioni

Un edificio, nel corso della propria esistenza, può essere sollecitato da una notevole varietà di azioni, e.g. peso proprio, carichi da neve, carichi da vento, carichi dipendenti dalla destinazione d’uso dell’edificio (tradizionalmente indicati come “carichi accidentali”), variazioni termiche, cedimenti vincolari, azioni sismiche, azioni eccezionali (i.e., tutte quelle azioni che non erano state esplicitamente portate in conto nei calcoli di progetto). A seconda degli aspetti presi in esame, le azioni possono essere classificate secondo diversi criteri⁸.

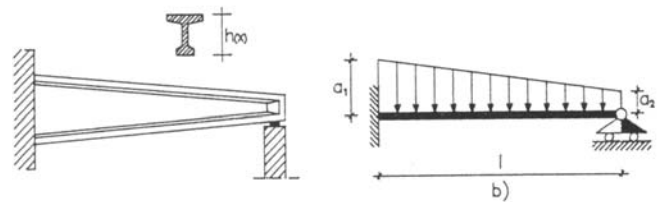


Figura 3. Esempio di trave soggetta al solo peso proprio.

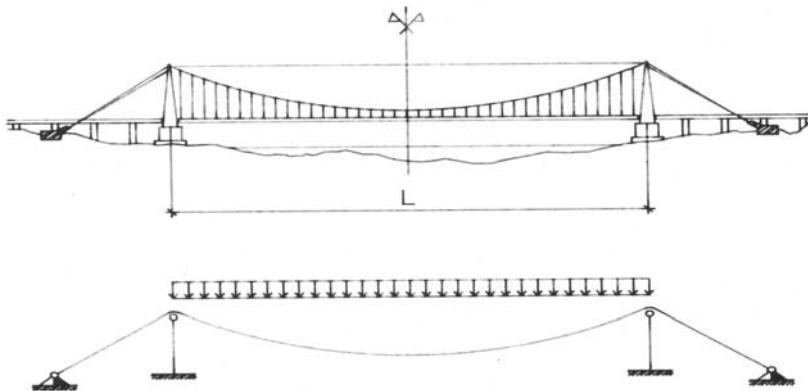


Figura 4. Modello geometrico e delle azioni di un ponte sospeso.

In base al **modo di esplicarsi** le azioni si distinguono in:

- a) *dirette*, forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili;
- b) *indirette*, spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincolo, etc.

⁷ Il carrello è un esempio di vincolo semplice poiché impedisce un movimento di traslazione, mentre consente gli spostamenti lungo il suo piano di scorrimento e le rotazioni. La cerniera esterna è un vincolo doppio: impedisce le due traslazioni nel piano ma non le rotazioni. L’incastro è invece un esempio di vincolo triplo poiché la sua presenza non prevede alcuna possibilità di spostamento della struttura nel punto in cui viene applicato. E’ bene ribadire come i vincoli vadano definiti in base ai gradi di libertà consentiti “realmente” e non “teoricamente”. Il vincolo di estremità di una trave saldata su una piastra può essere schematizzato come un incastro solo se la lamiera della piastra ha spessore sufficiente ad impedire le rotazioni, mentre va assimilata ad una cerniera in caso contrario.

⁸ Par.2.5.1 “Classificazione delle azioni” del Cap.2 - D.M. 14/01/2008 “Nuove norme tecniche per le costruzioni”

c) *degrado*,

- endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l'opera strutturale;
- esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l'opera strutturale, a seguito di agenti esterni.

In base alla **risposta strutturale** le azioni si classificano in:

- a) *statiche*, azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;
- b) *pseudo statiche*, azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente;
- c) *dinamiche*, azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti.

In base alla **variazione della loro intensità nel tempo** le azioni si classificano in:

- a) *permanenti* (G), azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni imposti, previsti dal progetto e realizzati all'atto della costruzione;
 - pretensione e precompressione (P);
 - ritiro e viscosità;
 - spostamenti differenziali;
- b) *variabili* (Q), azioni sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:
 - di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;
 - di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;
- c) *eccezionali* (A), azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura:
 - incendi;
 - esplosioni;
 - urti ed impatti;
- d) *sismiche* (E), azioni derivanti dai terremoti.

1.3.4 Il modello meccanico

Dopo aver definito il modello geometrico attraverso l'individuazione degli elementi e dei vincoli che lo compongono, ed il modello delle azioni a cui la struttura sarà sottoposta, risulta necessario schematizzare il comportamento dei materiali con cui tali elementi saranno realizzati.

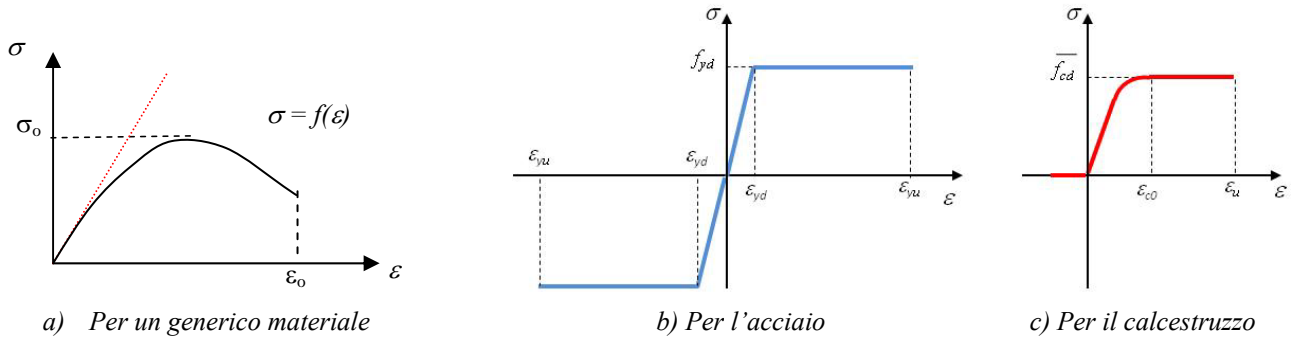


Figura 5. Esempi di legami costitutivi per differenti materiali

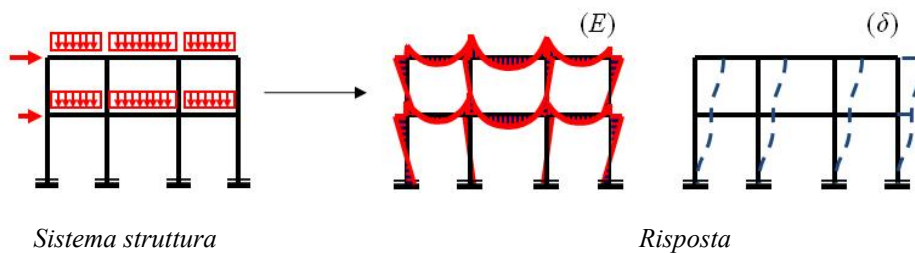
Qualsiasi materiale, in presenza di azioni esterne, si deforma: il legame tra le tensioni applicate al materiale e le corrispondenti deformazioni si dice legame costitutivo del materiale, e può essere schematicamente rappresentato mediante una funzione matematica del tipo:

$$\sigma = f(\epsilon)$$

Questa, oltre ad esplicitare il *legame costitutivo*, fornisce anche informazioni sui valori a rottura delle deformazioni (ϵ_0) e delle tensioni (σ_0)⁹. I legami costitutivi si distinguono in *elastici* e *plastici*, a seconda che al cessare della sollecitazione anche le deformazioni si annullino o meno.

1.4 L'ANALISI STRUTTURALE

Dalla modellazione si passa all'*analisi* dei sistemi strutturali, ovvero al processo secondo il quale viene simulata (*calcolata*), attraverso opportuni algoritmi, la *risposta* (*comportamento*) del sistema struttura precedentemente modellato.



L'analisi strutturale consente di ricavare le reazioni vincolari, lo stato di sollecitazione (E) della struttura, gli spostamenti, le tensioni e deformazioni (δ) nonché, le duali resistenze. In particolare, si distinguono due sub-livelli di analisi:

- a) *analisi globale*, che sfruttando le equazioni di equilibrio, di congruenza ed il legame costitutivo del materiale, consente di calcolare:
 - le reazioni vincolari;

⁹ La legge costitutiva di un materiale è ottenuta attraverso prove di laboratorio, eseguite quasi sempre in regime monoassiale e cioè sottoponendo il provino a semplice compressione o trazione.

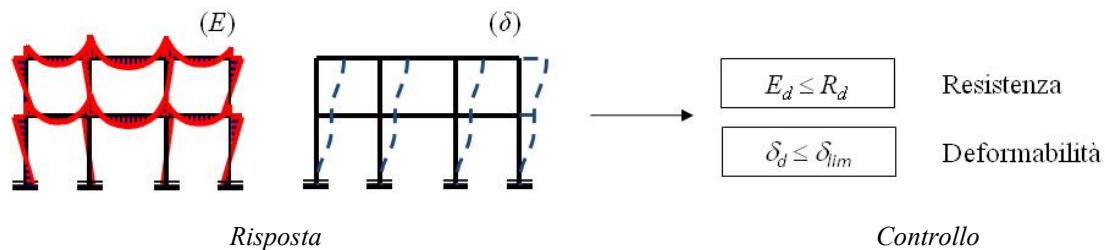


- le caratteristiche interne della sollecitazione (sforzo normale, tagli, momento torcente, momenti flettenti);
- il campo degli spostamenti.
- *analisi locale*, che concentrando l'attenzione in una sezione dell'elemento strutturale, consente di calcolare la massima sollecitazione che la sezione può sopportare (R).

1.5 IL CONTROLLO TEORICO O VERIFICA

Il *controllo "teorico" o verifica* è il processo attraverso il quale si verifica che la risposta del sistema strutturale ($Domanda = E_d$) è compatibile con determinati limiti prestazionali ($Capacità = R_d$). In generale, deve essere verificata la relazione:

$$E_d \leq R_d$$



La verifica può essere determinata attraverso tre diversi approcci¹⁰:

- Approccio deterministico (livello 0)*: la risposta del sistema strutturale è confrontata con la sua prestazione definita, in campo lineare, mediante un solo parametro assunto come grandezza nominale.
- Approccio semiprobabilistico (livello I)*: la risposta del sistema è confrontata con la sua prestazione definita in campo lineare e non lineare, con riferimento a differenti stati limite (Stati Limite Ultimi, SLU e Stati Limite di Esercizio, SLE).
- Approccio probabilistico (livello II)*: la struttura è ritenuta sicura se la probabilità di rovina (P_f) risulti inferiore a preassegnati valori limite (P_{lim}) dettati all'importanza della costruzione e da ragioni di carattere economiche.

1.6 LA SINTESI

Nella fase di *sintesi* della metodologia considerata viene descritta la misura della sicurezza dei sistemi strutturali attraverso opportuni elaborati progettuali (output). In particolare, per le nuove costruzioni essa si traduce nella elaborazione del *progetto esecutivo* che, in conformità alla *Legge 1086 del 1971 "Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio normale e precompresso ed a struttura metallica"*, è costituito da:

- **relazioni**¹¹, distinte in
 - a) relazione generale,

¹⁰ Si veda il paragrafo "*I metodi per la misura della sicurezza*" del successivo capitolo "La misura della sicurezza"

¹¹ CNR UNI 10024 e Testo Unico



- b) relazione di calcolo,
- c) relazione sui materiali,
- d) relazione specialistiche (ad esempio geologico - geotecnica);
- **grafici esecutivi**¹², che comprendono
 - a) disegni di insieme (ad esempio pianta delle fondazioni e carpenterie),
 - b) dettagli costruttivi (ad esempio armature per il c.a. e collegamenti per l'acciaio).

1.7 LA REALIZZAZIONE E CONTROLLO SPERIMENTALE O COLLAUDO

Dopo la realizzazione dell'opera, è necessario accertare che la struttura sia effettivamente in grado di fornire i livelli prestazionali prescritti dal progetto. A tale scopo, la sicurezza strutturale, , viene verificata a "posteriori" attraverso il cosiddetto *controllo sperimentale* o anche *collaudo*.

¹² Norme ISO



2. LA MISURA DELLA SICUREZZA

2.1 GENERALITA'

I requisiti che una struttura *sicura* deve possedere sono:

- Resistenza*. La struttura deve essere in grado di resistere alle azioni che è chiamata a sopportare.
- Stabilità*¹³. La struttura deve permanere in una condizione di equilibrio stabile una volta che le azioni di progetto siano state applicate su di essa.
- Funzionalità*¹⁴. La struttura deve essere conforme allo scopo per il quale è stata costruita.
- Durabilità*. La struttura deve essere progettata in modo da conservare le caratteristiche di progetto per il periodo di tempo richiesto dal committente.
- Robustezza*. Capacità di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità delle cause innescanti.

Le variabili che condizionano la sicurezza di una struttura sono di tipo aleatorio. Per tale motivo, la misura della sicurezza deve essere effettuata in base a criteri probabilistici.

In particolare, la misura della sicurezza consiste nel verificare che la relazione $E_d \leq R_d$, ovvero che l'evento $x = (E_d - R_d) \leq 0$, sia soddisfatta con una assegnata probabilità.

Per verificare che la probabilità dell'evento $E_d \leq R_d$ sia adeguata alla richiesta, esistono diversi metodi di misura più o meno approssimati, distinti in livelli.

Prima di entrare nel merito di tali metodi, è utile ricordare le condizioni affinché una qualunque grandezza fisica possa essere classificata come deterministica o come probabilistica (o anche aleatoria). In particolare, una grandezza si definisce *deterministica* quando i risultati degli n esperimenti effettuati per misurarla, a parità di condizioni al contorno, restituiscono per n volte lo stesso valore; in tal caso il risultato dell'esperimento costituisce proprio la misura di quella grandezza. In caso contrario la grandezza si definisce *probabilistica* (o *aleatoria*).

Nel caso di grandezze aleatorie, data la variabilità statistica del risultato della misura, la grandezza in esame non può essere più caratterizzata da un numero, ma è necessario introdurre una funzione (detta *funzione di distribuzione della probabilità* o *funzione di densità della probabilità*) che esprime la probabilità che la misura della grandezza in esame assuma un determinato valore. In particolare, se sull'asse delle ascisse vengono riportati i valori che la grandezza aleatoria può assumere, la funzione densità di probabilità $p(x)$ della variabile aleatoria x si definirà come:

$$p(x) = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\text{prob}(x \leq x \leq x + \Delta x)}{\Delta x}$$

¹³ La resistenza non garantisce la stabilità, in quanto anche una costruzione resistente può essere instabile. Un esempio recente di un particolare tipo di instabilità (instabilità dinamica) è dato dal ponte pedonale in lega di alluminio che collega le sponde del fiume Tamigi, in corrispondenza della Tate Modern Gallery e della Cattedrale di St. Paul, realizzato dalla società di ingegneria Ove Arup su progetto dell'architetto Norman Foster. Esso dovette essere chiuso qualche ora dopo l'inaugurazione in quanto ondeggiava paurosamente, con ampiezza delle oscillazioni via via crescenti ma comunque in regime essenzialmente elastico, sotto i "carichi mobili" indotti dai passanti. Per effetto delle raffiche di vento, un fenomeno analogo ebbe luogo sul ponte sospeso di Tacoma (WA, USA), portando al collasso completo della struttura.

¹⁴ E' strettamente legata alla stabilità.



cioè, come la probabilità che la variabile x assuma un valore compreso tra x e $x + \Delta x$:

$$prob(x \leq x \leq x + \Delta x) = \int_x^{x+\Delta x} p dx$$

Quindi, dati x_1 e x_2 , l'area racchiusa tra le corrispondenti ascisse e la curva di distribuzione di probabilità rappresenta graficamente la probabilità che la variabile x assuma un valore compreso tra x_1 e x_2 . In particolare, se i valori estremi possibili per x sono x_{min} e x_{max} , la misura dell'area sottesa da $p(x)$ in tale intervallo vale 1 e quindi la probabilità che x assuma uno qualunque dei valori possibili, appartenenti all'intervallo $[x_{min}, x_{max}]$ è del 100%.

Alcuni esempi di variabili aleatorie nel campo della sicurezza strutturale sono:

- moduli elastici e resistenze (al limite elastico e a rottura) dei materiali adoperati;
- dimensioni geometriche (sia a livello locale – cioè sulla sezione – che globale – cioè su ciascuno degli elementi che compongono l'intera struttura);
- angoli tra le varie parti che costituiscono ciascuna sezione retta e degli angoli formati dagli assi (o dai piani medi) dei vari elementi strutturali;
- intensità e punto di applicazione delle azioni per ciascuna condizione di carico ed in relazione alle loro possibili combinazioni;
- incertezza sul modello di calcolo adoperato a causa della divergenza tra i valori effettivi delle sollecitazioni e quelli derivanti dal calcolo, a parità di ogni altra condizione.

Essendo, quindi, il problema della sicurezza di una costruzione condizionato da molteplici variabili aleatorie, per una corretta misura della stessa dovrebbe, necessariamente, seguirsi un approccio puramente probabilistico (*livello II*), che dovrebbe tener conto contemporaneamente di tutte le diverse variabili aleatorie (geometria, azioni, materiali) pertinenti ai vari sub-modelli connesse alla probabilità di crollo della struttura.

Un tale approccio, per la sua complessità, risulta, però, difficilmente proponibile nella pratica corrente; per tale motivo, si preferisce ricorrere a metodi semplificati (di *livello I* o *livello 0*) basati sull'assunto di considerare come uniche variabili aleatorie condizionanti il problema della sicurezza strutturale:

1. le azioni (F)
2. le resistenze dei materiali (f)¹⁵

Si ipotizza inoltre che la funzione densità di probabilità connessa a ciascuna di tali grandezze sia di tipo normale (o gaussiano), cioè una campana simmetrica caratterizzata da due valori: il valore medio e scarto quadratico medio. Il valore medio è, in questo caso, anche quello più probabile ed è pari alla sommatoria dei valori ottenuti dagli esperimenti diviso il numero degli esperimenti effettuati:

$$x_m = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n}$$

Lo scarto quadratico medio descrive invece la dispersione delle probabilità attorno al valore medio, e di conseguenza determina la maggiore o minore apertura della curva a campana:

¹⁵ Tale approccio è normato dalla D.M.LL.PP: 16/01/96 – Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e dei sovraccarichi.



$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - x_m)^2}{n-1}}$$

Nota la funzione $p(x)$ per le azioni e per le resistenze, si assumerà come valore di riferimento, per ciascuna di queste grandezze, il valore caratteristico (generalmente indicato con x_k), o frattile di ordine k (ossia quel valore della grandezza che ha una probabilità p_k di essere minorato o maggiorato).

In particolare, si dicono:

x_k^- = frattile di ordine inferiore, cioè quel valore della grandezza avente una probabilità p_k di essere minorato;

x_k^+ = frattile di ordine superiore, cioè quel valore della grandezza avente una probabilità p_k di essere maggiorato.

Nello specifico, l'ordine del frattile viene fissato pari al 5%. In particolare, per le esistenze si adotta il frattile di ordine 5% inferiore (cioè quel valore che ha il 5% di probabilità di essere minorato), mentre per le azioni si adotta il frattile di ordine 5% superiore (cioè quel valore che ha il 5% di probabilità di essere maggiorato)¹⁶.

Il valore caratteristico è dato, in ogni caso da:

$$x_k = x_m \pm k \cdot s$$

dove x_m è il valore medio, K è un coefficiente che dipende dal tipo di distribuzione e dall'ordine del frattile (per frattili di ordine 0.05 e per distribuzioni gaussiane esso è pari a 1.64), s è lo scarto quadratico medio. Ovviamente, nell'espressione riportata sopra occorrerà adoperare il segno + per i frattili superiori e il segno – per i frattili inferiori. In conclusione:

- $f_k = f_m - k \cdot s$, è la resistenza caratteristica del materiale
- $F_k = F_m + k \cdot s$, è il valore caratteristico della generica azione.

2.2 VITA NOMINALE E CLASSI D'USO

Ai fini della misura della sicurezza, le nuove norme tecniche per le costruzioni¹⁷ introducono il concetto di **vita nominale** (V_N) di un'opera strutturale, 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.

La vita nominale dei diversi tipi di opere è quella riportata nella *Tabella 1* e deve essere precisata nei documenti di progetto.

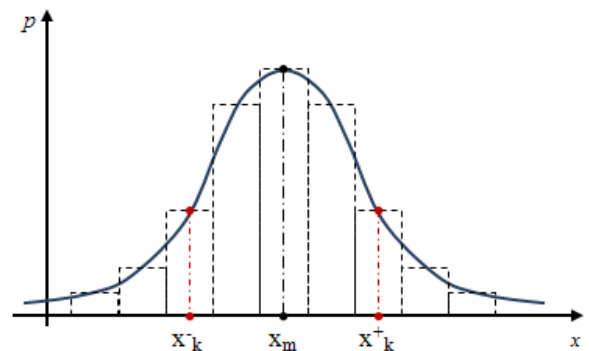


Figura 6 – Diagramma di distribuzione gaussiana con indicazione dei frattili di ordine inferiore e superiore

¹⁶ L'aleatorietà per le azioni è soprattutto legata ai carichi accidentali.

¹⁷ D.M. 14-01-08, Norme tecniche per le costruzioni



Tipi di costruzione		Vita nominale - V_N (in anni)
1	Opere provvisorie – Opere provvisionali - Strutture in fase costruttiva ¹⁸	≤ 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

Tabella 1- Vita nominale V_N per diversi tipi di opere

Le costruzioni sono, inoltre, suddivise in classi d'uso definite come segue:

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.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità.

Dalla vita nominale di una costruzione e della sua classe d'uso dipendono, generalmente, l'intensità delle azioni da considerare in fase di progetto. Ad esempio, le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \times C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso (*Tabella 2*).

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1	1,5	2

Tabella 2- Valori del coefficiente d'uso C_U

2.3 METODO DELLE TENSIONI AMMISSIBILI (MTA)

Storicamente, è stato il primo metodo ad essere utilizzato in Italia per le verifiche di sicurezza¹⁹, ed opera introducendo un unico coefficiente di sicurezza ν (variabile tra il valore 1.5 per l'acciaio e il valore 3.0 per il calcestruzzo) da applicare al valore caratteristico della resistenza del materiale. In tal modo, la resistenza caratteristica del materiale viene ulteriormente ridotta, passando dal valore caratteristico f_k al cosiddetto valore ammissibile σ_{amm} . Il metodo, quindi, consiste nel determinare lo stato tensionale prodotto dalle azioni, prese nei loro valori nominali F_n (uguali ai valori caratteristici F_k), eseguire l'analisi strutturale ipotizzando per tutti i materiali un comportamento elastico lineare fino alla tensione ammissibile ed effettuare la misura della sicurezza verificando che le tensioni equivalenti ottenute dal calcolo non superino le tensioni ammissibili²⁰:

$$\sigma \leq \sigma_{amm} \quad \text{dove} \quad \sigma_{amm} = \frac{f_k}{\nu} \quad \text{con} \quad \nu = 1,5 \div 3$$

¹⁸ 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.

¹⁹ Sin dagli inizi del XX sec.

²⁰ La σ_{amm} non ha un significato fisico, ma solo normativo, in quanto pur superandola il materiale non collassa.



Il D.M. 14-01-08 consente l'utilizzo di questo metodo solo per le costruzioni di tipo 1 e 2 (*Tabella 1*) e Classe d'uso I e II (*Tabella 2*), limitatamente a siti ricadenti in zone a bassissimo rischio sismico (ex Zona 4²¹). 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
- al D.M. LL. PP. 11.03.88 per le opere e i sistemi geotecnici.

2.4 METODO SEMIPROBABILISTICO AGLI STATI LIMITE (MSSL)

2.4.1 Generalità

Il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite (MSSL), detto anche “*metodo dei coefficienti parziali*” di sicurezza, è di *livello I*. Nella logica di tale metodo, i valori caratteristici delle resistenze f_k e dei carichi F_k sono trasformati in valori di calcolo, rispettivamente f_d e F_d , mediante l'introduzione di due coefficienti parziali di sicurezza γ_M e γ_F che variano in funzione dello stato limite considerato, del materiale e del tipo di azione. In particolare, la resistenza di calcolo f_d è espressa dalla seguente relazione:

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

dove:

f_k è la resistenza caratteristica

γ_M è il coefficiente di sicurezza del materiale

Analogamente, l'azione di calcolo F_d è pari a:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_F$$

dove:

F_k è la generica azione caratteristica

γ_F è il coefficiente di sicurezza del materiale

A tale riguardo, si definisce **stato limite** uno stato raggiunto il quale, la struttura o uno dei suoi elementi costitutivi, non possono più assolvere la loro funzione o non soddisfano più le condizioni per cui sono stati concepiti²². In particolare, si distinguono:

- Stati Limite di Esercizio (SLE)
- Stati Limite Ultimi (SLU)

²¹ Ai fini dell'applicazione del D.M. 14/09/2005, il territorio italiano era suddiviso in zone sismiche ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g (accelerazione orizzontale massima convenzionale su suolo di categoria A).

²² Definizione data dal D.M.LL.PP. 16/01/96. Di seguito è riportata la specificazione degli stati limite così come espressi dalla normativa.



2.4.2 Stati Limite di Esercizio (SLE)

Gli Stati Limite di Esercizio (SLE) sono definiti come gli stati al superamento dei quali corrisponde la perdita di una particolare funzionalità che condiziona o limita la prestazione dell'opera²³. Il superamento di uno stato limite di esercizio può avere carattere reversibile o irreversibile.

I principali **stati limite di esercizio** sono elencati nel seguito:

- danneggiamenti locali (ad es. eccessiva fessurazione del calcestruzzo) che possano ridurre la durabilità della struttura, la sua efficienza o il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano limitare l'uso della costruzione, la sua efficienza e il suo aspetto;
- spostamenti e deformazioni che possano compromettere l'efficienza e l'aspetto di elementi non strutturali, impianti, macchinari;
- vibrazioni che possano compromettere l'uso della costruzione;
- danni per fatica che possano compromettere la durabilità;
- corrosione e/o eccessivo degrado dei materiali in funzione dell'ambiente di esposizione.

2.4.3 Stati limite ultimi (SLU)

Gli Stati Limite Ultimi (SLU) sono definiti come gli stati al superamento dei quali corrisponde il collasso strutturale, crolli, perdita di equilibrio, dissesti gravi, ovvero fenomeni che mettono fuori servizio in modo irreversibile la struttura. Il grado di sicurezza nei confronti degli stati limite ultimi dovrà essere, tanto più elevato, quanto più gravi sono le conseguenze dell'evento sfavorevole rappresentato dal raggiungimento di uno stato limite ultimo²⁴.

I principali **stati limite ultimi** sono elencati nel seguito:

- perdita di equilibrio della struttura o di una sua parte;
- spostamenti o deformazioni eccessive;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza di parti di strutture, collegamenti, fondazioni;
- raggiungimento della massima capacità di resistenza della struttura nel suo insieme;
- raggiungimento di meccanismi di collasso nei terreni;
- rottura di membrature e collegamenti per fatica;
- rottura di membrature e collegamenti per altri effetti dipendenti dal tempo;
- instabilità di parti della struttura o del suo insieme;

²³ D.M. 14/09/2005.

²⁴ Idem.



2.4.4 Verifica

Le opere strutturali devono essere verificate nei confronti di entrambi gli stati limite definiti, che possono presentarsi, in conseguenza alle diverse combinazioni delle azioni.

La verifica della sicurezza è soddisfatta se vale la seguente disuguaglianza:

$$R_d - E_d \geq 0$$

dove

R_d è la resistenza di progetto, valutata in base ai valori di progetto della resistenza dei materiali e ai valori nominali delle grandezze geometriche interessate;

E_d è il valore di progetto dell'effetto delle azioni, valutato in base ai valori di progetto $F_{dj} = F_{kj} \cdot \gamma_{Fj}$. Riguardo ai coefficienti di sicurezza delle azioni γ_F da adottare, si assume:

- per gli stati limite di esercizio, $\gamma_F = 1.0$;
- per gli stati limite ultimi γ_F (Tabella 4) varierà anche a seconda che si tratti di:
 - a) carichi permanenti, $1.3 \leq \gamma_F = \gamma_{G1} \leq 1.5$;
 - b) carichi permanenti non strutturali, $0 \leq \gamma_F = \gamma_{G2} \leq 1.5$
 - c) carichi variabili, $0 \leq \gamma_F = \gamma_{Qi} \leq 1.5$

	Coefficiente γ_F	Favorevoli	Sfavorevoli
Carichi permanenti	γ_{G1}	1.0	1.3
Carichi permanenti non strutturali	γ_{G2}	1.3	1.5
Carichi variabili	γ_{Qi}	0	1.5

Tabella 3- Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

Le verifiche di sicurezza delle opere devono essere contenute nei documenti di progetto, con riferimento alle prescritte caratteristiche meccaniche dei materiali e alla caratterizzazione geotecnica del terreno, dedotta in base a specifiche indagini.



2.5 COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni²⁵ delle azioni.

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

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

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

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

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

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

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} , ... 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 dalla tabella di seguito riportata, per edifici civili e industriali correnti.

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	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 ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 4- Valori dei coefficienti di combinazione

Definite f_d ed F_d è possibile procedere al calcolo delle resistenze della sezione $R_d(f_d)$ e delle sollecitazioni $E_d(F_d)$ attraverso le analisi locali e globali del modello strutturale.

²⁵ Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omissi i carichi Q_{kj} che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi G_2 .



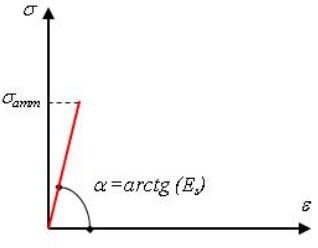
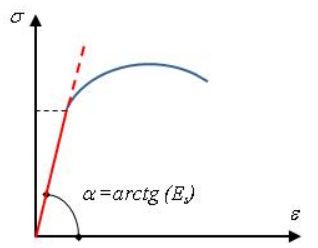
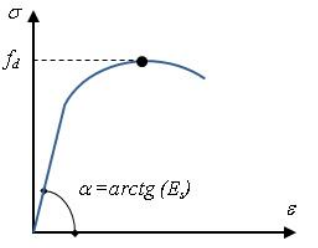
2.6 CONFRONTO TRA IL MTA E IL MSSL

A conclusione della trattazione sulla sicurezza strutturale, nella tabella seguente si mettono a confronto le due metodologie appena analizzate.

	MTA	MSSL											
MODELLO GEOMETRICO²⁶													
MODELLO DELLE AZIONI	$F_k = F_n$	$F_d = F_k \cdot \gamma_F$											
	<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$G_k = G_1 + G_2 = \text{carichi permanenti}$</p> <p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$Q_k = Q_n = \text{carichi accidentali}$</p>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <thead> <tr> <th style="text-align: center;">SLE</th> <th style="text-align: center;">SLU</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td style="text-align: center;"> $\gamma_{G1} = 1.0$ $\gamma_{G2} = 1.0$ $\gamma_{Qi} = 1.0$ </td> <td style="text-align: center;"> $\gamma_{G1} = 1.3$ $\gamma_{G2} = 1.5$ $\gamma_{Qi} = 1.5$ </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"> <p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$G_k = 1.0 \cdot G_{1d} + 1.0 \cdot G_{2d}$</p> </td> <td style="text-align: center;"> <p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$G_{1d} = 1.3 \cdot G_1$</p> </td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"> <p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$Q_k = 1.0 \cdot Q_d$</p> </td> <td style="text-align: center;"> <p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$G_{2d} = 1.5 \cdot G_2$</p> </td> </tr> <tr> <td></td> <td></td> <td style="text-align: center;"> <p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$Q_d = 1.5 \cdot Q_k$</p> </td> </tr> </tbody> </table>	SLE	SLU	$\gamma_{G1} = 1.0$ $\gamma_{G2} = 1.0$ $\gamma_{Qi} = 1.0$	$\gamma_{G1} = 1.3$ $\gamma_{G2} = 1.5$ $\gamma_{Qi} = 1.5$	<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$G_k = 1.0 \cdot G_{1d} + 1.0 \cdot G_{2d}$</p>	<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$G_{1d} = 1.3 \cdot G_1$</p>	<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$Q_k = 1.0 \cdot Q_d$</p>	<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$G_{2d} = 1.5 \cdot G_2$</p>			<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$Q_d = 1.5 \cdot Q_k$</p>
	SLE	SLU											
$\gamma_{G1} = 1.0$ $\gamma_{G2} = 1.0$ $\gamma_{Qi} = 1.0$	$\gamma_{G1} = 1.3$ $\gamma_{G2} = 1.5$ $\gamma_{Qi} = 1.5$												
<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$G_k = 1.0 \cdot G_{1d} + 1.0 \cdot G_{2d}$</p>	<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$G_{1d} = 1.3 \cdot G_1$</p>												
<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$Q_k = 1.0 \cdot Q_d$</p>	<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$G_{2d} = 1.5 \cdot G_2$</p>												
		<p style="text-align: center;"></p> <p style="text-align: center;">$Q_d = 1.5 \cdot Q_k$</p>											
Il modello delle azioni delle Tensioni Ammissibili corrisponde a quello dello Stato Limite di Esercizio	Nello Stato Limite Ultimo i carichi caratteristici vengono amplificati del 50% circa.												

²⁶ Non esistono differenze per i due metodi nel modello geometrico, sia per la schematizzazione della trave con la sua linea d'asse, sia per i vincoli.



	MTA	MSSL	
MODELLO MECCANICO	$\sigma_{amm} = f_k / \nu$	$f_d = f_k / \gamma_M^{27}$	
	<p>Il materiale considerato nel MTA ha un comportamento elastico lineare fino alla σ_{amm}</p> 	<p>SLE $\gamma_M = 1.0$</p> <p>Il materiale ha un comportamento elastico lineare.</p> 	<p>SLU $\gamma_M = 1.15-1.5$</p> <p>Il legame costitutivo rappresenta il comportamento del materiale anche in fase post-elastica fino all'attingimento delle condizioni di collasso.</p> 
ANALISI STRUTTURALE	Si ricercano le sollecitazioni dovute ai carichi nominali e le tensioni che queste provocano all'interno di una generica sezione	Si ricerca lo spostamento massimo provocato dalla applicazione dei carichi caratteristici.	Si ricerca la massima sollecitazione provocata dalle azioni di calcolo
VERIFICA DI SICUREZZA	<p>$\sigma \leq \sigma_{amm}$</p> <p>E' una verifica puntuale che prevede il confronto tra le tensioni trovate e le tensioni ammissibili</p>	<p>$v_{max} \leq v_o$</p> <p>E' una verifica di funzionalità che prevede il confronto tra lo spostamento massimo di calcolo e quello previsto dalla norma.</p>	<p>$E(F_d) \leq R(f_d)$</p> <p>E' una verifica globale che prevede il confronto tra le sollecitazioni trovate e la resistenza ultima della sezione, in funzione della resistenza di calcolo.</p>

²⁷ Riguardo, invece, ai coefficienti di sicurezza delle azioni γ_M da adottare, si assume: per l'acciaio $\gamma_M = \gamma_S$, si pone pari a 1.0 per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) e a 1.15 per gli Stati Limite Ultimi (SLU); per il calcestruzzo $\gamma_M = \gamma_C$ si assume pari a 1.0 per gli Stati Limite di Esercizio (SLE) e a 1.5 per gli Stati Limite Ultimi (SLU).