

I.3 IL RUOLO DELLA MODELLAZIONE DEI MATERIALI

Al secondo punto del predetto iter vi è la modellazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali, espresse dalla Reologia in leggi costitutive.

Fra queste i modelli costitutivi classici sono quello *rigido perfetto* peculiare della Statica e quello *elastico perfetto* peculiare della Scienza delle Costruzioni, come richiamato in figura 3 nella quale sono riportate le caratteristiche meccaniche (monoassiali a trazione in alto ed a compressione in basso) dei principali materiali da costruzione.

Si noti come il modulo elastico $E = d\sigma/d\varepsilon$ e la resistenza f_c del calcare siano più che tripli di quelli del conglomerato cementizio a testimonianza della durabilità delle opere in pietra squadrata.

Anche il legno presenta un'alta resistenza lungo le fibre (con difetti ridotti), ovvero sfruttando favorevolmente l'anisotropia, e se ben stagionato, di prima scelta, ventilato e non sottoposto alla pioggia, presenta una vita plurisecolare pur avendo un modulo elastico dell'ordine della metà di quello del conglomerato.

Il confronto è fatto anche con la dispersione dei dati per effetto delle imperfezioni e della qualità dei materiali, in base al metodo semiprobabilistico, di seguito descritto, secondo i canoni della Tecnica delle Costruzioni.

E' interessante fare una digressione su tale modellazione che si basa sulla misura sperimentale sia in laboratorio sia in sito su campioni significativi della realtà. Le prove su campioni mono-bi-tridimensionali con percorsi delle tensioni simili ai reali, in particolare sotto carichi statici o sotto carichi dinamici che evidenziano i fenomeni di fatica e di isteresi, ovvero con decorsi dei carichi nel tempo, che evidenziano i fenomeni viscosi, mostrano subito la vasta gamma di studi sperimentali reologici per analizzare una realtà tutt'altro che semplificata in modelli "perfetti". L'aleatorietà delle azioni e l'eterogeneità dei materiali, come si specificherà trattando della sicurezza più avanti, conducono per esempio in campo geotecnico a ricorrere al monitoraggio in vera grandezza ed al confronto con *l'analisi a posteriori* (back analysis) di strutture interagenti,

monitorate (prediction and performance), con terreni prototipi ben caratterizzati meccanicamente per essere di riferimento alla ricostruzione reologica.

Non è possibile infatti a volte estrapolare dall' "elemento" del campione "indisturbato" un profilo del sottosuolo che consenta di impiegare con sicurezza la predetta *analisi a priori* basata sulla meccanica classica. La figura 4 mostra in tale ottica i classici profili geotecnici dei sedimenti della valle alluvionale del Tevere in Roma basati sui dati penetrometrici statici (CPT olandese) e sulle prove edometriche che individuano gli strati sovraconsolidati ovvero che hanno subito tensioni σ'_p maggiori di quelle litostatiche che σ'_{vo} riducendone la compressibilità $C_c \equiv \sigma'_{vo} / E_{ed}$. Le leggi tensioni - deformazioni di figura 4 sintetizzate nei parametri indice delle caratteristiche meccaniche sono messi a confronto al variare della profondità per valutare l'eterogeneità; è evidente l'importanza della qualità delle prove specie in sito se i terreni non sono campionabili, come le sabbie, indisturbatamente per il laboratorio.

Una delle ipotesi più drastiche che è stata fatta sulle leggi costitutive dei materiali, è come noto quella tipica della Statica di omogeneità e di totale indeformabilità o perfetta rigidità (v. figura 3) della materia pur se sollecitata dalle più disparate azioni di qualsiasi livello d'intensità, prescindendo pertanto dalla sua resistenza interna.

La spinta alla ricerca della certezza assoluta nella sicurezza progettuale sotto l'impulso degli studi di meccanica deterministica ha condotto alla predetta ipotesi di rigidità perfetta la quale consente di considerare sufficiente il solo rispetto dell'equilibrio delle forze esterne ai corpi per calcolare le reazioni vincolari e per essere "perfettamente" garantiti della loro staticità. Tale certezza s'infrange miseramente con il fatto che appena ci si confronta con realtà si constata che non esistono, specie come i predetti sedimenti alluvionali, i materiali perfettamente rigidi e di resistenza invulnerabile. E' emblematico in tal senso l'esempio della realizzazione degli alberi motori navali della marina tedesca in acciaio pieno di alta qualità che si spezzavano dopo pochi giorni di navigazioni in quanto non si adattavano alla deformabilità dello scafo solcante le onde. Le navi non sono più andate in avaria, solo introducendo alberi motore cavi più flessibili e che si adattavano ai

cedimenti vincolari dello scafo. Così lo stelo della spiga di grano è cavo all'interno e dotato di lamelle radiali per dare la rigidezza elastica di ritorno dopo essersi chinata al vento.

L'analogia con il comportamento dell'uomo è ancora più istruttiva: se non si prendono in esame le forze interiori della persona nell'adattarsi agli eventi esterni avversi, si verifica la crisi. Irrigidirsi, anche psicologicamente, è privo di frutti. Il considerare solo il gioco delle forze esterne nel prendere le decisioni per agire, non rispettando le forze dell'anima di ciascuno, ha creato i più gravi dissidi fra gli uomini, in particolare caduti nell'individualismo capitalista o nella massificazione comunista.

E' noto peraltro che anche l'assoluta mancanza di fermezza, per parafrasare la rigidezza dei materiali, ha fatto crollare i rapporti fra gli uomini nell'anarchia e peggio nell'indifferenza e nel relativismo etico totale (Social pluralism) anziché nell'ecumenismo rispettoso dell'opinione altrui, senza perdere però la propria identità, ma, arricchendola delle altre.

La Scienza delle Costruzioni sostituisce pertanto il concetto di rigidezza a quello dei corpi perfettamente rigidi, in base alle deformazioni ammissibili.

Così la Scienza dell'Educazione introduce con Don Bosco il concetto di amorevolezza rispetto a quello di rigida severità, e quello etimologico di educere, ovvero "trarre fuori" da ciascuno i propri talenti "ammissibili"; ci si basa quindi sull'amorevole empatia, anziché l'antipatia o la simpatia.

Anche il Medico se si basa solo su rigidi protocolli diagnostici, possibili peraltro spesso solo ai ricchi, dimentica che il paziente prima è una persona da assicurare e non se è una "assicurata".

La sicurezza delle strutture, come quella sociale si avvale allora di un modello prossimo al rigido ma mai totalmente rigido, in modo da poter valorizzare al meglio le forze interne.

In Politica significa equilibrare il centralismo con il localismo federandosi, ed in Economia fra mercato globale e regionale promuovendo la sussidiarietà.

Per ritornare ai canoni della Statica si richiama che la risultante ed il momento risultante delle forze *interne* di un corpo reale inerte sono nulle, tanto più per un corpo rigido, per cui è sufficiente rispettare l'equazione di equilibrio cardinale, ovvero l'annullamento della risultante e del momento risultante delle forze *esterne*, concentrando notoriamente le forze peso nei

baricentri delle masse per garantire la staticità.

Se il corpo esplode, ovvero le sue forze interne non sono inerti, la risultante ed il momento della risultante delle forze interne ed esterne sono ancora nulli, ma il corpo è tutt'altro che statico.

Analogamente se il corpo è sottoposto ad un ciclo termodinamico, si passa dallo stato solido a quello liquido o gassoso e viceversa; così in una reazione chimica le trasformazioni sono enormi, pur essendo soddisfatte le equazioni cardinali. Analogamente si verifica per i più complessi fenomeni di radianza luminosa e nucleare entrando nella meccanica quantistica ed in astrofisica. La materia inorganica è dunque solo apparentemente inerte e testimonia subito una trascendenza creativa, ancor più ciò si rivela per la materia organica biologicamente viva e maggiormente in quella "grigia" dell'uomo. Ciò ancor più per l'embrione che supera ogni crescita pessimistica dell'entropia e speriamo anche della manipolazione genetica della sua libertà e dignità.

Dimenticarsi delle forze interne persino nei materiali inerti "congelandoli" senza tempo nell'ipotesi di rigidità e limitandosi al rispetto dell'equilibrio delle forze esterne, pur in sintonia con la realtà che la risultante ed il momento risultante delle forze interne sono nulli, significa depauperare la materia di tutte le sue capacità fisico - chimiche interne. Così non considerare ancor più attentamente nell'uomo le sue forze interne personalistiche, valutando solo le sue forze esterne di ricchezza e potere, significa limitarsi alla facciata statica esterna e non vedere la parte di bene che è deposta internamente in ciascun uomo. Per nostra debolezza o carenza di speranza non esprimiamo in tutto la ricchezza interiore, impauriti dalle forze esterne o irrigiditi nell'egoismo senza amore per il prossimo.

Se si torna alla materia del resto il classico bilancio fra il lavoro delle forze esterne e quello delle forze interne, ampiamente considerate dalla Scienza delle Costruzioni crea l'equilibrio armonico nel quale le tensioni non sono più il supplizio cantato da Ungaretti.

Se poi si riconosce all'uomo anche l'aspetto trascendente che lo distingue dalle altre specie sia organiche che inorganiche, allora si deve ammettere che l'uomo è l'unico a poter governare la natura, con progetti "naturalmente" non dispotici, per lo sviluppo dell'ambiente, criterio abbandonato dai biocentristi o "verdi" specie della corrente "deep

ecology" decisamente anti - antropocentrici per i quali la natura vale più dell'uomo.

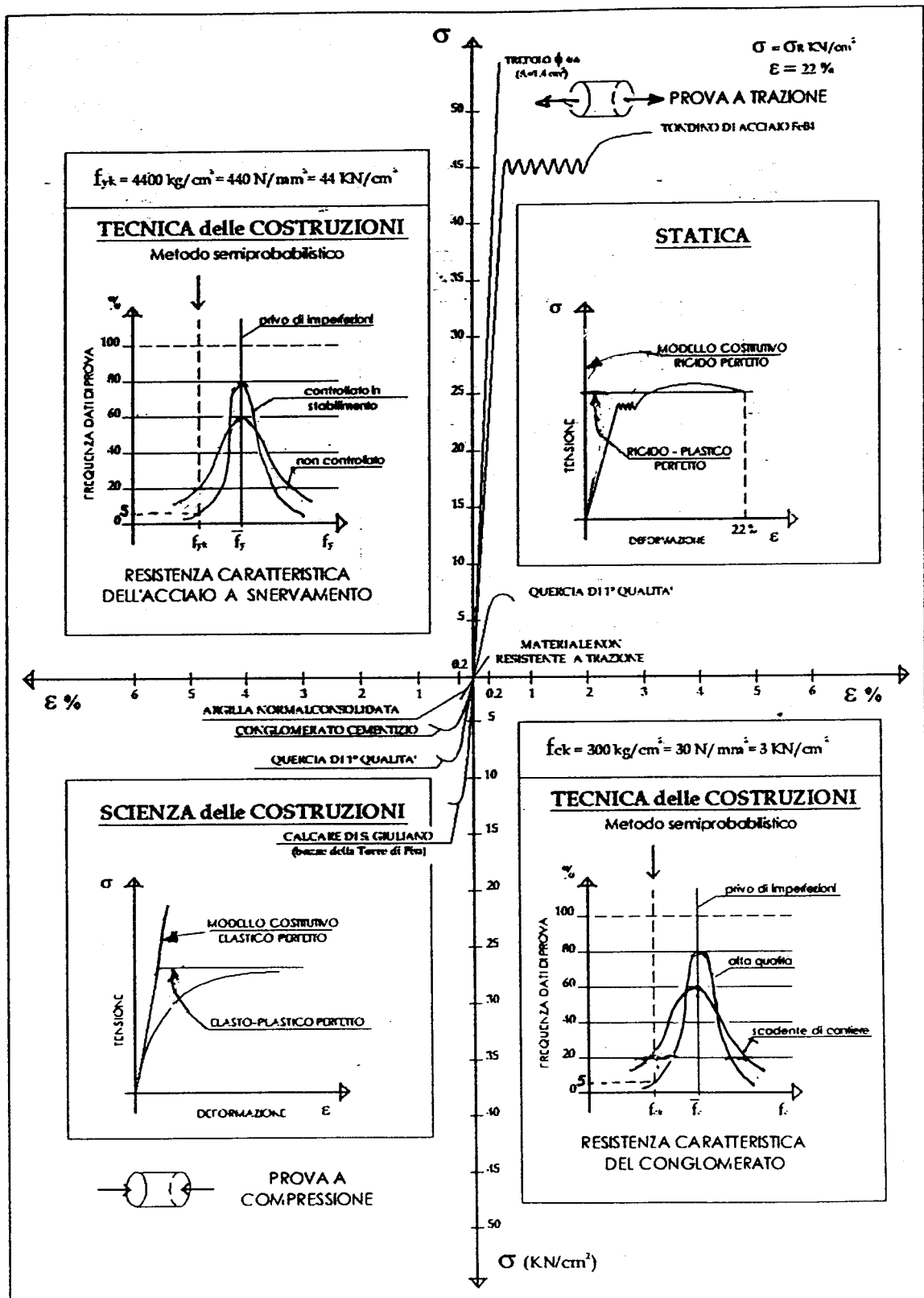


Fig.3 Caratteristiche meccaniche di vari materiali e modellazione "perfetta" illustrata precipuamente in Statica. Scienza e Tecnica delle Costruzioni.

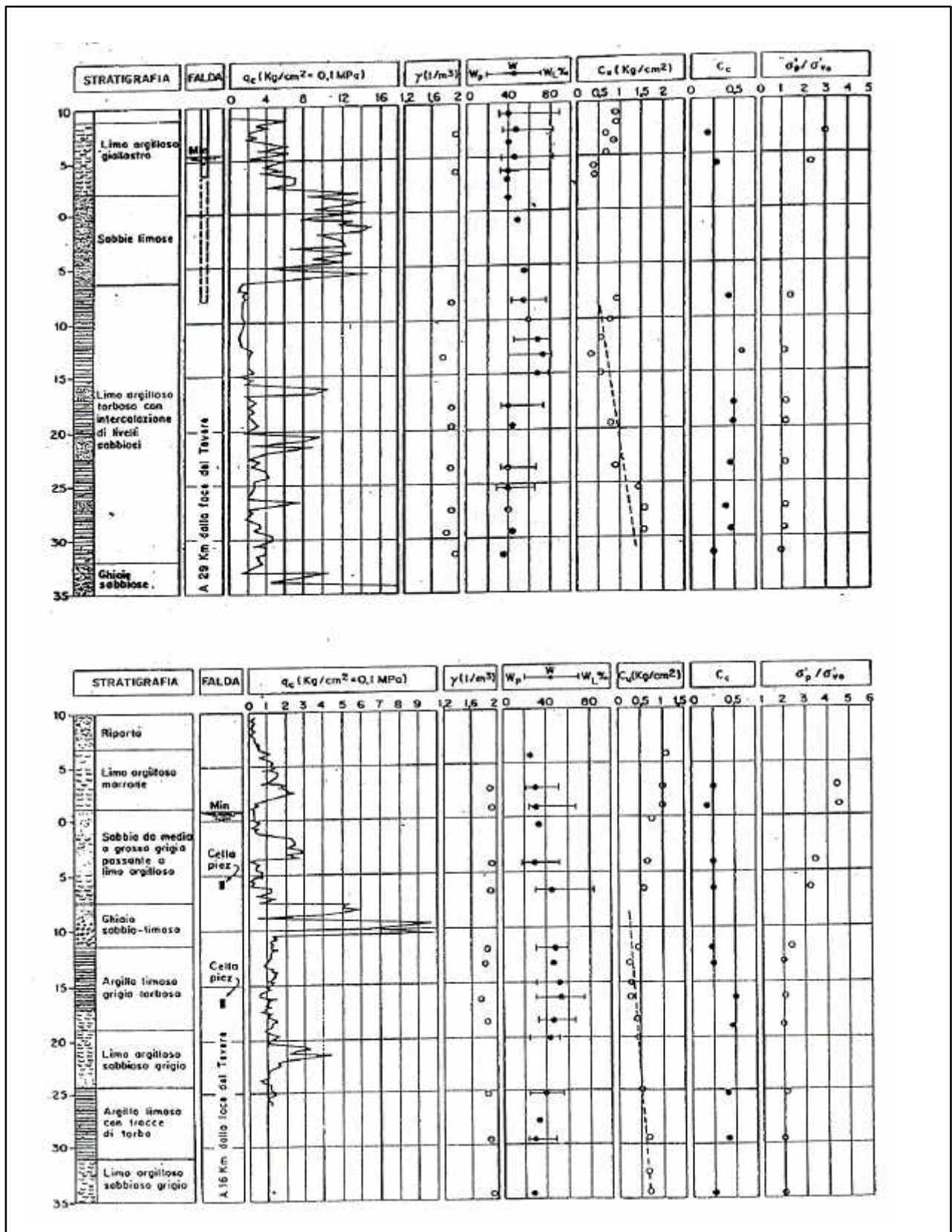


Fig.4 Profili geotecnica della valle alluvionale del Tevere: resistenza penetrometrica statica alla punta q_c (CPT) confrontata in particolare con il grado di sovraconsolidazione (σ'_p / σ'_{vo}) desunto da prove endometriche.

Il progetto delle strutture in tale cornice si avvale allora di una sicurezza “non quantizzabile” basata sulla responsabilità “interna” degli operatori che consente a volte anche di superare i casi di notevole divario fra la modellazione e la realtà, come già ricordato per la “sicurezza sanitaria” e per lo sviluppo. Il controllo di qualità specie di collegamento (performance bord) fra gli operatori è prezioso, ma solo se illuminato può far sperare anche gli ecologisti biocentrici a dialogare con quelli antropocentrici, peraltro non trasformati in tecnocrati soltanto della finanza, in una visione finalmente ecoottimista.

Per tornare di nuovo a discutere della modellazione meccanica si ricordano le ipotesi fondamentali su cui si basa la Scienza delle Costruzioni.

Ipotesi di De Saint Venant: linearità cinematica.

Nei corpi si attiva la conservazione delle sezioni piane, se monodimensionali, o dei segmenti rettilinei, se bidimensionali, per cui la distribuzione della deformazione è lineare lungo lo spessore. Ciò comporta che i corpi non siano troppo tozzi o presentino variazioni brusche di sezione o dei carichi, né vi siano vincoli troppo rigidi. In tal modo le dimensioni dei tratti del contorno, necessari per mandare a regime le tensioni, risultano piccoli o dello stesso ordine di grandezza dello spessore dei corpi.

La dimensione più piccola dei corpi deve essere ben minore del raggio di curvatura sotto i carichi, per cui si trascura il taglio nelle travi o l'effetto Poisson nella deformazione laterale nelle piastre, e gli spostamenti e le rotazioni sono linearmente correlati dalla relazione euleriana di traslazione vettoriale infinitesima maggiorata dall'angolo di rotazione infinitesimo per il rispettivo raggio l di rotazione ($d\underline{s} = d\underline{s}_0 + d\theta \Lambda l$).

Ipotesi di Hooke: linearità costitutiva.

I corpi sono omogenei isotropi ed elastici perfetti ovvero gli spostamenti massimi sono dell'ordine di 1/500 delle luci, condizionando le rigidità dei corpi $K=F/(s=1) \equiv EA/l$ per un pilastro compresso, $K=M/(\theta =1) \equiv EJ/l$ per una trave inflessa.

Il valore $\varepsilon < 2\%$ del diagramma $\sigma - \varepsilon$ di figura 3, vigendo la proporzionalità fra forze e spostamenti, diviene $s < 1/500$ in modo da definire quanto devono essere “piccole” le deformazioni in esercizio.

I carichi sono inoltre “quasi - statici” ovvero applicati molto gradualmente in modo anche che non vi siano deformazioni permanenti allo scarico o

fenomeni isteretici o di fatica ciclica, non vi sono poi vincoli molto cedevoli o coazioni residue ed è ammessa la sovrapposizione degli effetti. Le sollecitazioni e le tensioni sono allora linearmente legate alle deformazioni e quindi alle rotazioni ed agli spostamenti in base all'ipotesi precedente, con conseguente notevole semplificazione dei calcoli. Ciò comporta anche che il fattore di sicurezza "esterno" sui carichi possa divenire "interno" ovvero basato sulla tensione e la deformazione "ideali" come assunto nel metodo delle tensioni ammissibili e come verrà discusso nel paragrafo sulla sicurezza.

Ipotesi di Kirchoff: univocità dell'equilibrio elastico.

I corpi presentano deformazioni del 2° ordine trascurabili ovvero le strutture non sono troppo snelle da presentare spostamenti e rotazioni che inneschino fenomeni di instabilità, ovvero i giratori di inerzia $\rho = \sqrt{J/A}$ delle sezioni hanno dimensioni a partire da 1/30 delle snellezze $\lambda = l_0/\rho$. Si noti come ancora sia fondamentale, come detto per la Statica, l'uso della Geometria delle masse per fornire i raggi d'inerzia caratterizzanti sia la distanza dal baricentro, alla quale virtualmente si può concentrare la massa per calcolarne l'inerzia mp^2 e tracciare l'ellisse d'inerzia sia, nel caso di pressoflessione retta ($M_y = 0$), il terzo medio $p^2 = e_{ny}$ y fra l'eccentricità limite del nocciolo $e_{ny} = M_x/N$ e la posizione dell'asse neutro $y = d/2$ per tracciare il *nocciolo d'inerzia* (l'antipolarità fra centro di pressione ed asse neutro rispetto all'ellisse d'inerzia comporta $I_x = A e_{ny}^2$). Le snellezze sono da quantizzare specie in base al tipo di vincolo condizionante la luce l_0 dei vari corpi e dei materiali impiegati. Per il cemento armato le norme indicano $\lambda = 50$ da ridurre a 35 in caso di sisma e per l'acciaio $\lambda_{max} = 200$ da ridursi a 150 in caso di sisma.

Le deformazioni in tal modo non si incrementano in modo trascendente con i carichi, ma vengono ridotte a lineari e di conseguenza il calcolo delle reazioni e delle sollecitazioni del problema dell'equilibrio elastico è univoco, senza entrare nel campo critico di instabilità. Si suole anche dire che i corpi sono "tozzi" secondo il modello di Navier caratterizzato da snellezze $\lambda_e = \pi \sqrt{E/f_y}$ rapporto fra il modulo elastico E di Young e la resistenza di inizio della rottura per plasticizzazione (failure) del materiale f_y (yielding = pieghevole

per snervamento) ovvero di fuoriuscita del campo elastico. Lo sforzo normale $N = \sigma/A$ per $\lambda < \lambda_e$, non dipende in pratica da momenti di curvatura eccessivi dell'asta.

I materiali reali naturalmente presentano imperfezioni quali la cristallizzazione differente negli acciai o la segregazione o le difettose riprese di getto nel calcestruzzo, o i nodi o il tipo di taglio del tronco nel legno, solo per citarne alcuni. Tali imperfezioni comportano che campioni di tali materiali sottoposti a carico e scarico presentano deformazioni permanenti e in generale fenomeni di isteresi ciclica, assente nel modello elastico perfetto. La scelta di limitare la snellezza deve pertanto essere tanto più severa quanto più ci sono imperfezioni, dispersioni o carenze di qualità in cantiere (v. figura 3).

L'importanza di scegliere materiali omogenei nella progettazione ha portato ad esempio al legno lamellare per non avere la dispersione della resistenza del legno naturale per effetto dei nodi (anche del 40%) o dell'anisotropia delle tensioni divergenti dalla direzione delle fibre.

Ancora una volta ci troviamo davanti ad ipotesi, come per il benessere dell'uomo, né troppo rigide né troppo snelle.

In tale ottica l'uso della Statica, in particolare grafica, se esistessero le sole forze peso permanenti consentirebbe di limitarsi allo studio della *Geometria delle Masse*. I pesi infatti possono essere modellati depurandoli dall'accelerazione di gravità (Newton), come del resto anche le forze di inerzia possono essere depurate dell'accelerazione (D'Alembert) in modo da ridursi alle sole masse. Queste a loro volta possono essere depurate della densità media o della densità se in particolare i corpi sono omogenei, riducendosi infine ai soli volumi, o se il problema è piano (spessori uniformi) alle sole aree.

I volumi non sono altro che proprio la *forma architettonica* che si vuole progettare. La distribuzione pertanto delle masse, della forma e dei vincoli delle strutture assimilate a "rigide" sotto i carichi devono assecondare anzitutto i principi della statica in base ai quali la risultante dei pesi passa per il baricentro delle masse i cui momenti statici sono nulli ($S_{xg} = S_{yg} = S_{zg} = 0$) e gli assi principali di inerzia, per i quali i momenti centrifughi sono nulli ($I_{xy} = I_{xz} = I_{yz} = 0$), devono approssimare quelli centrali delle forze agenti ($R_x = \Sigma x =$

0...; $M_x = \Sigma M_x = 0$ ed analoghe). Si richiama la brillante intuizione di Mohr di caratterizzare il moto delle masse libere tramite i predetti assi principali d'inerzia ricercati graficamente con il circolo delle inerzie ($I_{\text{centrifughi}} = 0$) e quello delle masse vincolate tramite il duale circolo di Mohr che consente di analizzare le tensioni principali ($\tau = 0$) (v. figura 8). Ad esempio l'asse centrale di un edificio è opportuno pertanto farlo passare per il baricentro delle fondazioni (v. anche figura 1).

Nelle costruzioni essendo in generale i pesi propri rilevanti rispetto agli accidentali, tale criterio non va mai dimenticato all'inizio della progettazione valorizzando la cultura acquisita nel passato.

Sono emblematici in tal senso i modelli usati da Gaudi per progettare la Sagrada Famiglia di Barcellona, le masse dei modelli in scala furono sospese a funi e poi solidificate con il gesso e ribaltate, in modo da materializzare l'autofunicolare dei carichi delle volte e delle guglie le cui forme straordinarie rispecchiano proprio la Geometria delle masse.

La presenza di carichi variabili influenza inoltre notevolmente, come vedremo nei criteri di sicurezza, le tensioni - deformazioni "interne", ciò comporta la necessità di rispettare anche le ipotesi fondamentali predette della Scienza delle Costruzioni. Così le grandezze Statiche tipiche della Geometria delle masse, quali l'area A e i momenti di inerzia J , si perfezionano nelle rigidità EA/I ed EJ/I dei corpi elastici.

Ulteriore confronto è quello con le sollecitazioni ultime come indicato sullo schema riguardante gli elementi di teorie sul predimensionamento, in cui peraltro si è usata la pratica semplificazione di non differenziare, rispetto alle azioni ed alle resistenze dei materiali, i fattori parziali di sicurezza γ .

Si noti come il modello privo di imperfezioni di figura 3 di fatto corrisponda all'asintoto orizzontale $\sigma - \varepsilon$ di resistenza plastica perfetta.

Ancora una volta le grandezze A e J compaiono nel calcolo moltiplicate per la resistenza f_{mk} anziché per il modulo E . Il confronto richiama la snellezza di Navier funzione proprio del rapporto E/f_{mk} caratteristico del comportamento costitutivo del materiale, da confrontare proprio con il rapporto A/J tramite il termine l_0/π caratteristico della lunghezza d'onda flessionale elastica con cui una sollecitazione si propaga all'interno di un'asta di luce l .

ELEMENTI DI TEORIE SUL DIMENSIONAMENTO

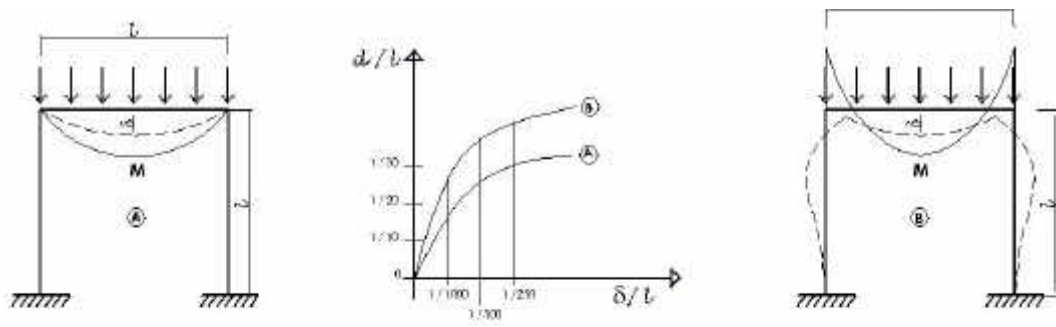
| CARICHI | SOLLECITAZIONE PREVALENTE | STATICA | S.d.C. | T.d.C. |
|---|------------------------------|-----------------------------|--------------------------------|------------------------------------|
| G, Q, Q _E | N | A | EA/L | $f_{mk} A / \gamma_m \gamma_q$ |
| | M | J MASSA | EJ/L | $f_{mk} J / \gamma_m \gamma_q$ |
| MODELLI COSTITUTIVI CLASSICI DEI MATERIALI | | MASSA RIGIDA PERFETTA | RIGIDEZZA ELASTICA PERFETTA | RESISTENZA PLASTICA PERFETTA |

$E = f_{mk} \cdot \text{®} \cdot \text{¥}$

$P \sqrt{\frac{E}{f_{mk}}} > \sqrt{\frac{A}{J_{mm}}}$

Le rigidezze consentono di effettuare *il predimensionamento* facendo in modo che non siano né troppo elevate in modo da rendere “piccoli”, od ammissibili, invece che nulli come in Statica, gli spostamenti e le rotazioni, né troppo basse, per evitare di cadere nel campo di snellezze elevate passibili di instabilità, come prima delineato ed esemplificato in figura 5. Sono indicati i casi di sollecitazione semplice tarati a flessione per $\theta_{amm} = 1/500$ ed a compressione e per $\lambda_e = 50$ ambedue valori di norma per il c.a. peraltro in assenza di sisma e per moduli elastici non a breve termine di carico.

Si evidenzia inoltre che già l’eliminazione delle ipotesi di rigidità lungo le superfici vincolari consente di avvicinarsi immediatamente alla realtà. Basta infatti eliminare l’ipotesi che le impronte di contatto siano nulle con reazioni concentrate normali alla tangente di contatto e quindi lisce, e considerare invece l’importanza della deformazione da contatto vincolare fra i corpi, che costituisce l’impronta con presente l’attrito coulombiano. Ciò consente di valutare la sicurezza in base al maggiore o minore impiego di tale attrito sotto l’effetto dei carichi ovvero di limitare a “piccole” le deformazioni vincolari, sedi nevralgiche di tutti i flussi statici, sino al terreno di fondazione. Da qui l’importanza fondamentale di definire i particolari costruttivi dei vincoli, compreso naturalmente quelli di fondazione nel terreno.



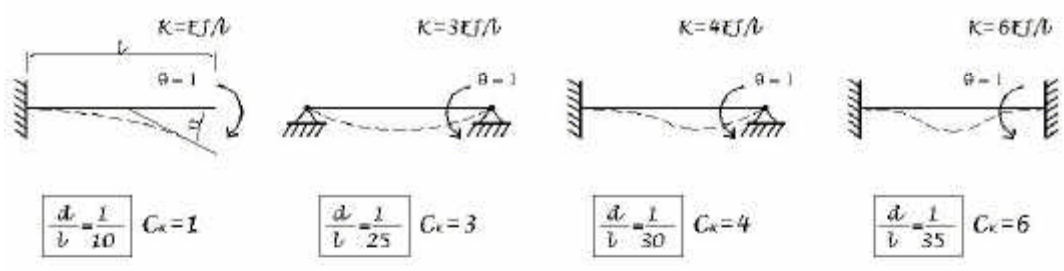
TRAVE CON PREVALENZA DI MOMENTO FLETTENTE **M**

$$M = K\theta < M_{lim} \quad \text{RIGIDEZZA } K = \frac{M}{\theta - I} = C_k \frac{EI}{\theta - l} = 500M$$

$$\theta_{lim} \cong \frac{\delta}{l} < \theta_{max} = \frac{M}{K} \cong \frac{l}{500} < \theta_{max} \quad \text{ROTAZIONE DI NORMA C.A.}$$

$$f = \frac{500}{C_k E_{ov}} \frac{bd^3}{12}; \quad d = 18 \sqrt[3]{\frac{IM}{C_k b E_{ov}}}$$

PER SEZIONE RETTANGOLARE $b \times d$ OMOGENEA ED ISOTROPA SENZA IMPERFEZIONI CON MODULO ELASTICO E E A FENOMENI VISCOSI ESAURITI, RISULTA:



PILASTRO CON PREVALENZA DI SFORZO NORMALE **N**

$$N = K\delta < N_{lim} \quad \text{RIGIDEZZA } K = \frac{N}{\delta - I} = \frac{EA}{l}$$

$$\lambda = \frac{l_{eff}}{\rho_{lim}} = \frac{C_k l}{\rho_{lim}} = \frac{C_k l}{\sqrt{J_{lim}/A}} < \lambda_{lim} = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} \cong 50 \quad \text{SNELLEZZA DI NORMA C.A.}$$

$$J = \frac{AC^2 l^3}{2500} = \frac{bd C^2 l^3}{2500} = \frac{b^3 d^3}{12}; \quad b \cong \frac{l}{14} C_k l \quad \text{SEZIONE COME PER M}$$

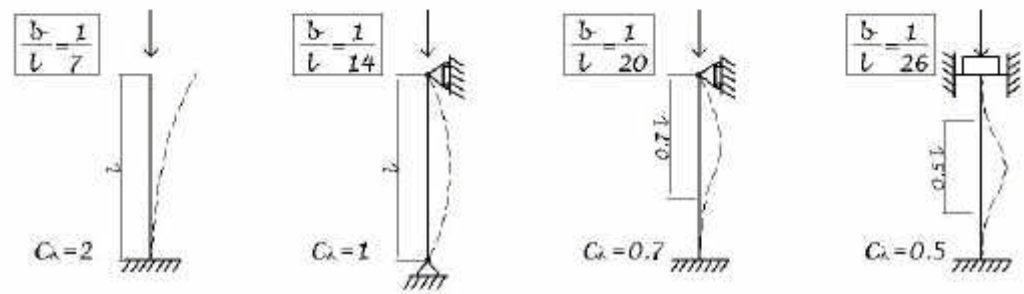


Fig.5 Elementi di predimensionamento in campo elastico per diverse condizioni di sollecitazione semplice e di vincolo.

I.4 IL RUOLO DELLA MODELLAZIONE DELLE AZIONI

La normativa fornisce dati quantitativi delle azioni, sia per valutare i pesi propri in base ai pesi specifici standard dei materiali, sia soprattutto modellando le azioni come schematizzato nella figura 6 .

Così la pressione cinetica del vento è desunta dagli studi aerodinamici trasformandola in generale in dati statici equivalenti per le varie zone dell'Italia. Particolarmente importante è la valutazione delle depressioni che possono mettere in crisi, anche con valori non elevati, ad esempio grandi coperture leggere.

Fare in modo che l'asse centrale dei pesi deviato dalla verticale dal vento massimo misurato, cada nel nocciolo delle fondazioni è un tipico criterio statico molto valido.

Analogamente i sovraccarichi di neve sono stati modellati zonizzando l'Italia in varie aree e sono molto severe soprattutto al crescere dell'altitudine e della possibilità del perdurare del gelo che trasforma la neve ($0,25 \text{ t/m}^3 = 2,5 \text{ kN/m}^3$) in ghiaccio ($0,50 \text{ t/m}^3 = 5,0 \text{ kN/m}^3$) molto più pesante specie se intriso d'acqua ($1,0 \text{ t/m}^3 = 10 \text{ kN/m}^3$).

Particolarmente importante è la valutazione specie per i tetti a debole pendenza, dei sovraccarichi di neve asimmetrici per tormenta, o per eventuale insaccatura della neve fra più falde, non più ripide come una volta in montagna per l'avvento del c. a. che non si può gettare su forti inclinazioni di copertura.

La combinazione delle azioni "statiche" nell'eurocodice 1 viene effettuata come sintetizzato nella figura 6 valutando le forze di calcolo F_d (design) sia per le verifiche agli stati limite ultimi, sia per quelle di esercizio, come verrà esaminato nel paragrafo successivo trattando i fattori parziali di sicurezza per tener conto dell'aleatorietà delle azioni.

La valutazione poi delle azioni sismiche è di certo quella che richiede la modellazione più complessa e con i risvolti più incisivi sui criteri di progetto delle strutture. Il sisma presenta infatti un'aleatorietà tanto ampia quanto quella che riguarda le caratteristiche meccaniche dei terreni o delle murature incerte nel campo dei materiali. Si anticipa subito che fra le più

gravose delle combinazioni delle azioni accidentali primeggia proprio quella dovuta alle azioni sismiche. Sia con l'analisi pseudostatica che con quella dinamica si calcolano le sollecitazioni e si verifica che non superino gli stati limite. La figura 7 mostra i criteri generali per valutare gli effetti dei terremoti ed i criteri di combinazione delle azioni dinamiche con quelle statiche per le quali l'uso degli stati limite è decisamente peculiare per cercare di modellare la realtà con verifiche "standard" secondo i criteri descritti al precedente paragrafo.

In particolare lo stato limite di *esercizio* è valutato in base allo spettro di progetto descritto in figura 7, che mantiene le sollecitazioni più gravose in pieno campo elastico (per accelerazioni massime normalizzate $a/g = 0,1$). Lo stato limite di *danno* invece ($a/g \div 0,2$) è caratterizzato dal raggiungimento in generale della fine del campo elastico, che per i materiali fragili significa peraltro il crollo anziché l'inizio dello snervamento (yielding). Mentre è necessario cercare di realizzare il raggiungimento dello stato limite *ultimo* (per accelerazioni massime normalizzate $a/g \div 0,3$) in cui la struttura deve essere sufficientemente duttile da ridursi a isostatica in prossimità del collasso. Le plasticizzazioni dei vincoli iperstatici pertanto tendono a rendere i gradi di libertà nulli per evitare il crollo, tipico invece delle strutture isostatiche nelle quali, le ulteriori plasticizzazioni o peggio fragilità instaurano i primi gradi di libertà e quindi il cinematismo labile, che solo nelle macchine non è dannoso per l'uomo. La figura 7 mostra degli spettri di progetto reali caratterizzati dall'accelerazione $a_g(t)$ al suolo (ground), per distinguerla da quella della struttura $\ddot{s}(t) = ds^2/dt^2$, che integrati forniscono le velocità $v_g(t) = \dot{s}_g(t) = ds_g/dt$ e gli spostamenti $s_g(t)$ registrati al suolo con il sismografo nella componente ondulatoria ad es., N - S (le altre sono E - O e sussultoria zenitale); i valori massimi risultano $s_g \div 50$ cm per $a_g/g \div 0,35$.

Si richiama che la risposta $R(t)$ delle strutture in generale amplifica tali spostamenti al suolo del valore $s(t) + s_g(t)$ come oggi si può valutare con il calcolatore.

Tradizionalmente gli spettri sono in termini di amplificazione dell'accelerazione $\ddot{s}(t)$ rispetto $a_g(t)$ per valutare le forze di inerzia specie

per l'analisi pseudostatica. Lo spettro di risposta di esercizio italiano assume un comportamento non amplificato rigido o statico della struttura se questo presenta periodi propri $T_0 < 0,05$ ($f_0 > 20$ Hz) pur con accelerazioni elevate o per $T_0 > 0,8$ ($f_0 \cong 1$ Hz), per piccole scosse ($a/g \leq 0,1$) ovvero fuori del campo di amplificazione spettrale di figura 7, per cui la risposta $R(t) = \ddot{s}(t) / a_g(t) = 1$.

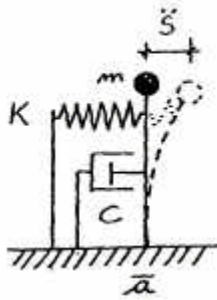
Il coefficiente di intensità sismico $C_s = \ddot{s}_{\max} / g = C I R$ viene assunto in Italia con $C = 0,1$ per il moto ondulatorio e $C = 0,2$ per il sussultorio per le zone di 1^a categoria sismica essendo $C = \frac{S-2}{100}$ con S grado di sismicità della scala

Mercalli ($S_{\max} = 12$). Il fattore di importanza I dell'opera cresce passando da un'abitazione ad un ospedale o caserma sino al 40% ovvero si adottano fattori di sicurezza γ più elevati con il grado di protezione richiesto per l'opera.

L'accelerazione al suolo $a_g(t)$ presenta inoltre spettri diversi passando da suoli poco compressibili a quelli molto compressibili per i quali le forze inerziali decrescono solo a bassa frequenza o per periodi propri della struttura più elevati ($T_0 > 0,8$). L'effetto sullo spettro dei vari tipi di terreni è caratterizzato dalla velocità di taglio V_s (shear) d'introspezione geofisica sismica ($V_s = 0$ per l'acqua) anziché dalla velocità longitudinale V_p (push) meno significativa per le distorsioni degli strati (nell'acqua $V_p = 1500$ m/s = 5400 km/h).

La rappresentazione degli spettri può essere effettuata anche riportando in ascissa la frequenza propria $f_0 = 1/T_0$ misurata in Hertz (Hz = 1/secondo) ed in ordinata lo spostamento massimo $s(t)$ che in prima approssimazione è pari a $s(t)_{\max} \cong \dot{s}(t)_{\max} T_0 / 2\pi \cong \ddot{s}(t)_{\max} T_0^2 / 4\pi^2 \cong C_s g / \omega^2_0 \cong C_s g / 4\pi^2 f_0^2$ essendo $C_s = \ddot{s} / g$ funzione del periodo proprio T_0 e dello smorzamento ν come mostrato in figura 7.

La combinazione delle azioni sismiche con quelle statiche è stata proposta nell'eurocodice 8 come richiamato in fondo alla figura 6. Nella normativa



OSCILLATORE SEMPLICE DI PULSAZIONE PROPRIA ω_0 (CICLI/SEC \equiv RAD/SEC.)

FORZA D'INERZIA $F_i = C_s G = m a_0$; PESO $G = m g$; RIGIDEZZA $K = F/s = 1$

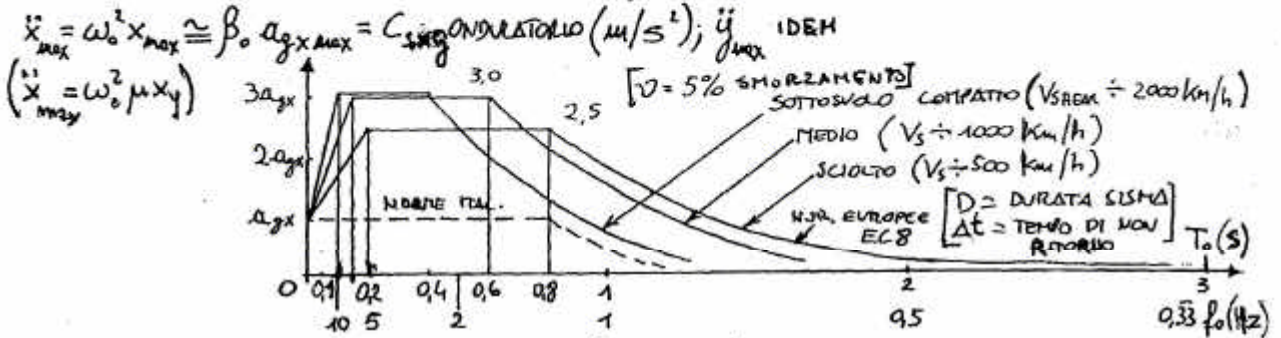
ACCELERAZIONE AL SUOLO (GROUND) a_g ; ACC. STRUTT. $\ddot{s} = d^2 s / dt^2$

COEFFICIENTE SISMICO $C_s = \frac{\beta_0 a_{g, max}}{g} = \frac{\ddot{s}_{max}}{g} = \frac{K S_{max}}{m g} = \frac{\omega_0^2 S_{max}}{g} = C \cdot I \cdot R$

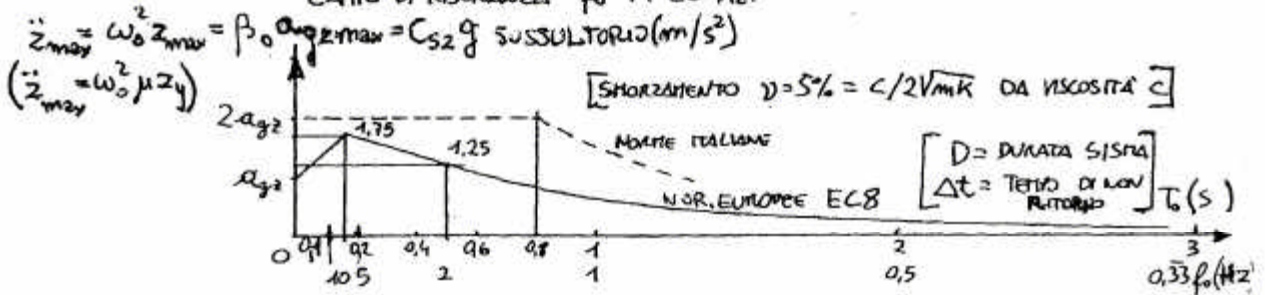
PULSAZIONE PROPRIA $\omega_0 = \sqrt{K/m} = 2\pi / T_0$ (PERIODO) $= 2\pi f_0$ (FREQUENZA)

COEFF. INTENSITA' SISMICA $C = (S-2)/100$; $S = 2 \div 12$ INTENSITA' MERCALLI

AMPLIFICAZIONE DI RISPOSTA $\beta_0 \equiv R(T_0, \nu)$; $I = 1 \div 1,4$ FATT. DI PROTEZ. SISMICA



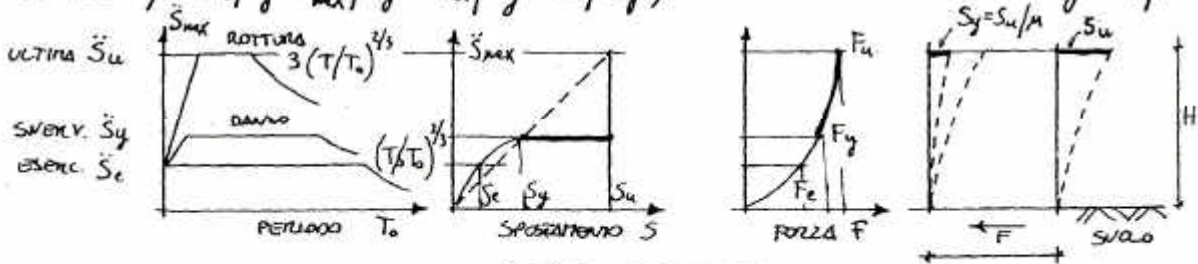
CAMPO DI RISONANZA $f_0 \approx 1 \div 20$ Hz.



STRUTTURA RIGIDA: $\beta_0 = 1 \rightarrow$ ACC. STRUT. NON AMPLIFICATA $\ddot{s}_{max} = a_{g, max}$ SUOLO

EDIFICIO DIMENSIONI H/L $f_0 = \frac{\sqrt{K/m}}{2\pi} \approx \frac{10\sqrt{L}}{H}$; $L=H=10m \rightarrow f_0 \approx 3$ Hertz

DUTILITA' $\mu = s_u / s_y \approx s_{max} / s_y \approx F_u / F_y = \ddot{s}_u / \ddot{s}_y$; PROGETTO DUTT. CONTROLLATA $\ddot{s}_y = \ddot{s}_u / \mu$



SPOSTAMENTO AMPLIFICATO $S_{max} = \sqrt{x_{max}^2 + y_{max}^2 + z_{max}^2}$

FATTORE DI COMPORT. DELLA STRUTTURA $q = q(\mu, \nu) = 2 \div 4$ (EDIFICIO DA NON RICOARRE A REGOLARE)

ACCELERAZIONE DI PROGETTO $\ddot{s}_d = \ddot{s}_{max} / q = \beta_0 a_{g, max} / q$

ACCELERAZIONE DI PROGETTO NORMALIZZATA $\ddot{s}_d / g = C I R / q$

Fig.7 Spettri di risposta di progetto in zona sismica.

sismica italiana del '96 le azioni sismiche sono maggiorate del fattore parziale di sicurezza $\gamma_E = 1,5$ secondo i canoni dell'analisi allo stato limite ultimo.

La fig.7 evidenzia le caratteristiche e i simboli principali degli spettri di progetto sia indicati nell'Eurocodice 8, sia in quelle italiane per i vari stati limite. Lo spettro poi viene caratterizzato dal fattore q di comportamento delle strutture.

Se si confrontano le risposte di strutture di diversa resistenza e regolarità costruttiva, a parità d'intensità del terremoto in un abitato, si vede che quelle non crollate sono quelle duttili e peraltro non ricadenti in zone di faglia o di rilevanti mutamenti stratigrafici o rilevanti pendii.

In presenza di stratigrafie regolari e di strutture regolari, ovvero non vulnerabili come quelle di figura 1, è di valida prevenzione progettare in modo che l'uscita dal campo elastico sia prodotta dall'intensità di progetto $\ddot{s}_d = \ddot{s}_{max} / q$, essendo q il fattore che tiene conto della duttilità e regolarità della struttura. Lo spettro si può ridurre di q divenendo a_g , per la duttilità controllata, tornando come ordine di grandezza al coefficiente d'intensità sismico $C=0,1$ che mantiene lo spettro in campo elastico.

Il fattore q consente di fare tale valutazione anziché in maniera forfetaria, valutando i benefici di progettare le nuove strutture duttilmente. Quanto maggiori sono le possibilità di plasticizzazione della struttura, tanto minori quindi possono essere le forze di progetto, pur mantenendo la stessa sicurezza nei confronti del terremoto che produce il collasso senza arrivare al crollo in modo da salvaguardare le vite umane.

Si deve all'Architetto Wright aver in tale ottica, impiegato degli smorzatori plastici sotto le fondazioni del grattacielo progettate in Giappone, in modo da assecondare il terremoto, precorrendo gli studi di ingegneria sismica.

Per le strutture esistenti, specie in muratura nelle quali tutta è affidato alla plasticizzazione delle malte di qualità, unita ad una valida consistenza muraria (v. figura 2) ed al contenimento di variazioni geologiche di pendio (geo-morfologia), tali validi criteri basati sulla duttilità contribuiscono solo in parte alla sicurezza, che deve pertanto essere affidata ad incrementi della resistenza, ad esempio tramite il placcaggio-giuntato dello scrivente.