



Corso Luigi Einaudi, 55 - Torino

Appunti universitari

Tesi di laurea

Cartoleria e cancelleria

Stampa file e fotocopie

Print on demand

Rilegature

NUMERO: 1269

ANNO: 2014

A P P U N T I

STUDENTE: Costantino M.

MATERIA: Ingegneria Sismica, Prof.Ceravolo

Il presente lavoro nasce dall'impegno dell'autore ed è distribuito in accordo con il Centro Appunti.

Tutti i diritti sono riservati. È vietata qualsiasi riproduzione, copia totale o parziale, dei contenuti inseriti nel presente volume, ivi inclusa la memorizzazione, rielaborazione, diffusione o distribuzione dei contenuti stessi mediante qualunque supporto magnetico o cartaceo, piattaforma tecnologica o rete telematica, senza previa autorizzazione scritta dell'autore.

ATTENZIONE: QUESTI APPUNTI SONO FATTI DA STUDENTIE NON SONO STATI VISIONATI DAL DOCENTE.
IL NOME DEL PROFESSORE, SERVE SOLO PER IDENTIFICARE IL CORSO.

- prof. ROSARIO CERAVOLO (DISEG 4821)

30. SETT. 2013

- LUCA ZANOTTI FRAGONARA (DISEG 4884)

LUCA.ZANOTTIFRAGONARA@POLITO.IT

- MARICA PECORELLI

MARICA.PECORELLI@POLITO.IT

- ANTONINO QUATTRONE (DISEG 4884)

ANTONINO.QUATTRONE@POLITO.IT

Lunedì LAIB 4D 14:30 - 15:30

Martedì LEZIONE 3N 14:30 - 16:00

(dalla 3ª sett. - 13:30 - 16:00)

Mercoledì LEZIONE 4C 10:00 - 11:30

ESERCITAZIONI - gruppi da 3 persone

4 esercitazioni di tipo numerico (brevi) propedeutiche

1 esercitazione - PROGETTO IN ZONA SISMICA

Posso scegliere 1 edificio in ca o in muratura

È possibile verificare una costruzione già esistente in muratura

Si deve scegliere e far approvare dal docente.

2 esercitazioni - workshop (guidate dai docenti) - numeriche

Il 1° workshop riguarda l'analisi modale delle strutture

Il 2° workshop riguarda i TMD: TUNED MASS DAMPER S

Per il 2° workshop abbiamo la collaborazione dell'ing. EMILIANO MATTA (DISEG 4884)

Le esercitazioni vanno consegnate prima dell'esame per la correzione. All'esame si deve andare con le esercitazioni approvate.

ESAME ORALE - 10 gg prima circa consegnare le esercitazioni.

Gli argomenti delle esercitazioni sono fondamentali - STUDIARE la valutazione finale si ha all'orale (PRIMATO ORALE)

1ª PARTE del CORSO - Dinamica sismica L1 - L18

2ª PARTE del CORSO - Sistemi di Protezione sismica L19 - L33

3ª PARTE del CORSO - Rischio sismico L30 - L32

4ª PARTE del CORSO - Corso monografico su tuned mass damper (tmd) II1 - II2

• Sismologo si occupa del problema tipicamente del problema naturalistico

• L'ing Sismico si occupa degli effetti che l'evento ha sulle strutture

È necessario che le due figure cooperino

DISPENSE - Modulo 0
19 lezioni di cui 17-18 inglese
Appendici

MATLAB

-> LAIB 4D

MATLAB -> MATRIX LABORATORY lez. in inglese e AOe

A=S es. definisce la variabile A
clear A cancella la variabile
pi = pi greco

matrice $x = [1, 2, 3; 5, 6, 7; 1, 4, 8]$

01. OTT. 13

TESTO di RIFERIMENTO: dispense

LEZIONE 0 → Bibliografia di riferimento (...) - "Il migliore Chopra"

LEZIONE 0

☞ In tutte le materie in cui si usano le aritmetiche, si preferisce lavorare con i numeri complessi.

☞ Il numero complesso si può rappresentare come un vettore:

$$z = a + jb \quad \text{nella rappresentazione cartesiana}$$

$$z = \rho (\cos \varphi + j \operatorname{sen} \varphi) \quad \text{nella rappresentazione polare}$$

Le funzioni complesse di variabile complessa: es: funzione di Laplace

La trasformata di Fourier è una funzione complessa di variabile reale.

Nelle operazioni con funzioni complesse non si procede come al solito. Per esempio una funzione è derivabile solo se soddisfa dei requisiti: dev'essere funzione di tipo analitico.

→ Una funzione è analitica se soddisfa le condizioni di Cauchy-Riemann.

Tutte le funzioni complesse di variabile reale sono analitiche e posso fare tutte le possibili operazioni.

EULERO $f(x) = \cos x + j \operatorname{sen} x$

→ esponenziale complesso $e^{jx} = \cos x + j \operatorname{sen} x$

OPERAZIONI con I NUMERI COMPLESSI

Somma - moltiplicazione - divisione - esponente - radice.

Complesso coniugato: è un vettore speculare rispetto all'asse reale (fare il coniugato vuol dire specchiare)

$$z_1^* + z_1 = 1 \quad ?$$

j = unità immaginaria

$$|j| = 1$$

$$\varphi = \frac{\pi}{2}$$

$$j^2 = j \cdot j = 1 \cdot e^{j(\frac{\pi}{2} + \frac{\pi}{2})} = e^{j\pi} = -1$$

La moltiplicazione in coordinate cartesiane:

$$z_1 \cdot z_2 = (a_1 a_2 - b_1 b_2) + j (a_1 b_2 + a_2 b_1)$$

Reciproco: evita di avere un numero complesso al denominatore

⇒ Moltiplico numeratore e denominatore per il suo complesso coniugato.

Vedi varie proprietà

Se sommo un numero complesso per il suo complesso coniugato trovo un numero reale

→ Vedi derivata funzione complessa

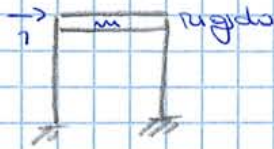
TELA I



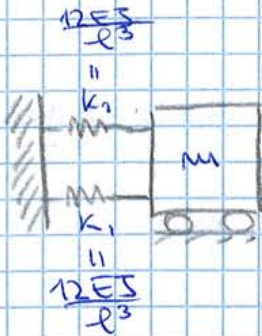
In genere ha 6 gdl. Se suppongo di non avere def. ni assiali \Rightarrow avrò solo 3 gdl

In ingegneria sismica spesso si fa riferimento al modello SHEAR TYPE

In questo caso le rotazioni sono nulle essendo rigido il traverso e ho 1 solo gdl

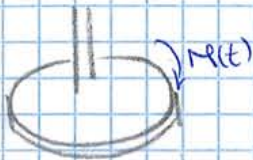


\Rightarrow Posso vederlo come un oscillatore armonico



\Rightarrow lavorare con 1 sistema del genere è come lavorare con un oscillatore semplice

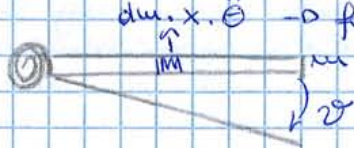
ROTAZIONI



Se scrivo l'eq. me d'equilibrio, lo faccio rispetto alle rotazioni ϑ e non agli spostamenti
 $C =$ Rigidezza Torsionale albero come richiamo elastico

$$J\ddot{\vartheta} + C\vartheta = M(t)$$

Un caso simile è quello di 1 asta rigida collegata a 1 molla elastica



forza d'inerzia nel centro

$$J = \int_0^l x^2 dm = \rho \int_0^l x^2 dx = \rho \frac{l^3}{3} = \frac{ml^2}{3}$$

Questo problema è classico dell'ing. civile
 es: Polo nel terreno elastico soggetto a vibrazione
 con $\rho = \frac{m}{l}$ massa per unità di lunghezza

Il modello dell'Oscillatore è un modello che riassume tutti casi reali

VIBRAZIONI LIBERE NON SMOZZATE

$m\ddot{u} + ku = 0$ Risolve l'omogenea associata di un'equazione differenziale

Risolvendo l'eq. me si trova: $\lambda = \pm \sqrt{-\frac{k}{m}} = \pm j \omega_m$ PULSAZIONE NATURALE del SISTEMA

La ω_m è 1 caratteristica propria dell'oscillatore semplice = $\sqrt{\frac{k}{m}}$

La soluzione è: $u(t) = G_1 \cdot e^{j\omega_m t} + G_2 \cdot e^{-j\omega_m t}$

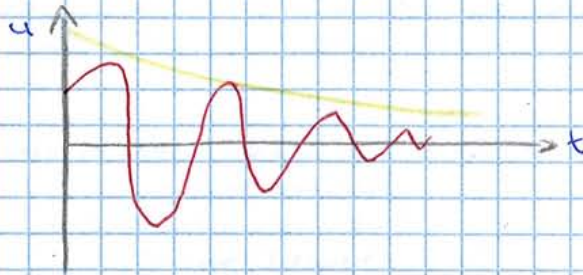
Impugnando $G_1 = G_2^* = |G| e^{-j\alpha} = \frac{|G|}{2} e^{-j\alpha}$

Spostamento e velocità sono i PARAMETRI di STATO di un sistema.
 $u_0 = A$
 $\dot{u}_0 =$

Il caso 1, si trova in natura:

$$\rightarrow u(t) = A_1 e^{x_1 t} + A_2 e^{x_2 t}$$

→ Avrà la solita armonica questa volta modulata da un decadimento



$$T_D = \frac{2\pi}{\omega_D} \text{ periodo smorzato del sistema}$$

Di solito $\zeta = 0,05 = 5\%$ nelle strutture civili

$$\Rightarrow \omega_M \approx \omega_0 \quad \text{e} \quad T_M \approx T_D$$

Si tratta di una distruzione solo teorica e non pratica

CORREGGERE lezione e e o

$$\begin{cases} \sin x = \frac{e^{ix} - e^{-ix}}{2j} \\ \cos x = \frac{e^{ix} + e^{-ix}}{2} \end{cases}$$

02. OTT. 2013

METODO DEL DECREMENTO LOGARITMICO

Lo smorzamento generalmente non è dato da nessun modello. Per determinarlo si deve ricorrere al metodo del decremento logaritmico si fa se ho smorzamento di tipo viscoso.

Un tempo si usava la carta millimetrata, considero 2 picchi: t_M e t_{M+P} . Misuro l'ampiezza d'oscillazione in corrispondenza dei 2 picchi: u_M e u_{M+P} . Se lo smorzamento è viscoso, dovranno avere un certo rapporto:

$$\frac{u_M}{u_{M+P}} = \dots = e^{\zeta \omega_M P}$$

$$\ln \frac{u_M}{u_{M+P}} = \zeta \omega_M P \frac{2\pi}{\omega_M \sqrt{1-\zeta^2}} \rightarrow \approx 1 \text{ perché } \zeta \text{ è piccolo}$$

$$\Rightarrow \zeta = \frac{1}{2\pi P} \ln \frac{u_M}{u_{M+P}}$$

Note le coordinate, è facile trovare lo smorzamento se si assume smorzamento viscoso.

At: Questo metodo si applica solo a SISTEMI ad 1 GRADO di LIBERTÀ. Vedremo che in alcuni casi è possibile estendere il metodo a sistemi con più gradi di libertà.

ζ si valuta (si misura) su strutture esistenti e si assume in progettazione per il 5% per le nuove costruzioni.

Quando si misurano gli smorzamenti, si trovano valori di 2-1%.

Per un sistema ad 1 gdl: $m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = p(t)$

Generalmente si ha a che fare con sistemi a più gdl: $[m] \ddot{u} + [c] \dot{u} + [k] u = \{p(t)\}$ con matrici e vettori.

Lo spostamento assoluto sarà dato da: $y = u + u_g$

Il terremoto è visto come $u_g(t)$, spostamento della fondazione

Hyp: applico un terremoto sinusoidale: $u_g(t) = \underbrace{u_{g0}}_{\text{ampiezza}} \sin(\omega t)$

PGD = Pick Ground Displacement

Scrivo l'eq. me del moto. La forza d'inerzia si scrive rispetto al sistema di riferimento assoluto (o inerziale). La forza di richiamo elastico va riferita a quello relativo.

$$-m \ddot{y} - ku = 0$$

Ho 2 eq. m [(1) e (2)], devo decidere se risolvere nel sistema y o u . Per un sistema è importante risolvere il problema risolvendo rispetto a u = spostamento fondazione. In y può anche spostarsi tanto ma non dare problemi. Può servire in certi casi.

Proviamo a risolvere l'equazione. Si risolve considerando l'omogenea associata e la soluzione della particolare

OMOGENEA $u_h(t) = C \cos(\omega_n t - \varphi)$

PARTICOLARE $u_p(t) = A \sin(\omega t)$

$\ddot{u}_p(t) = -A \omega^2 \sin(\omega t)$

... $A = \frac{\frac{p_0}{k}}{1 - (\omega/\omega_n)^2}$ spostamento statico

C e φ = 2 costanti d'integrazione

Se applico una forzante con frequenza ω , dopo un po' la struttura tende a vibrare con frequenza ω .

Tuttavia ho un'amplificazione data dal fattore $\frac{1}{1 - (\omega/\omega_n)^2}$

2.3 SMORZAMENTO



La forzante è rappresentata da un esponenziale complesso

$$p(t) = p_0 e^{j\omega t}$$

Se risolvo il problema con l'esponenziale complesso, riesco a risolvere per tutte le combinazioni di \sin e \cos di forzanti.

Cerco la soluzione particolare in questa forma: $u = \bar{U} e^{j\omega t}$

$$i\dot{u} = j\bar{U}\omega e^{j\omega t}$$

$$i\ddot{u} = j^2 \bar{U}\omega^2 e^{j\omega t} = -\bar{U}\omega^2 e^{j\omega t}$$

Dalle varie combinazioni: $\bar{U} = \frac{p_0}{(k - \omega^2 m) + j\omega c}$

Per togliere il complesso al denominatore, moltiplico sia num che den per il complesso coniugato:

sp. statico $((k - \omega^2 m) - j\omega c)$

Otengo: $\frac{p_0/k}{\sqrt{(k - \omega^2 m)^2 + 4c^2 \omega^2}} \cdot e^{j\varphi}$ variazioni fase $\bar{U} = \frac{\omega}{\omega_n}$

Esercitazione 1

4 piastre + 1 piastra - Discretizzo, piastre come fossero molle
 Parea = massa per unità d'area

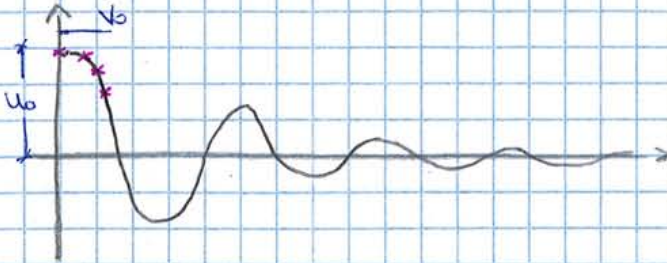
$I =$ Mom. d'inerzia delle singole colonne

$\zeta =$ scelta, tra 1 e 10% coefficiente di smorzamento

$u_0 =$ condizione iniziale di spostamento

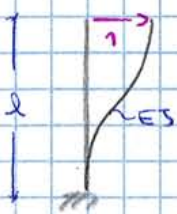
$\dot{u}_0 =$ derivata di u_0

$t_s =$ tempo di campionamento



$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}}$$

→ la difficoltà dell'esercizio è nel determinare m e k



$$\frac{12ES}{l^3}$$

→ coeff di rigidità

Si moltiplica per 4 perché ho 4 colonne

N.B.: Sto trascurando la rotazione delle colonne

1°) Plottare $u(t)$ davanti a uno spostamento iniziale

2°) CRITERIO di NYQUIST

Vedo come varia il segnale al variare di t_s .

Voglio capire quando, quindi per quale t_s , si perde il segnale e dunque l'informazione

1° GRAFICO → risposta del sistema ad uno spostamento iniziale

Al variare di t_s , aumentandolo, cambia la risposta.

3) Calcolo la trasformata di Fourier eol eavando fft

La trasformata di Fourier di un segnale è un vettore di numeri complessi. "Trasformata" perché porta il segnale dal dominio del tempo al dominio delle frequenze.

È come vedere la sinusoida ma in un altro dominio.

Per definire 1 funzione in MATLAB si deve prima definire il dominio

$$t = [0 : t_s : 20]$$

variabile t va da 0 a 20 con passo t_s
 Questi saranno i punti che vanno definire

Definire prima tutte le variabili.

08. OTT. 13

LEZIONE 2 (2.4)

Importante ricordare: $u(t) = u_n(t) + u_p(t) = C \cdot e^{-\zeta \omega_n t} \left[\cos(\omega_d t - \varphi) + \frac{p_0/k}{\sqrt{1 - (\frac{\omega}{\omega_n})^2 + (2\zeta \frac{\omega}{\omega_n})^2}} e^{j(\omega t - \theta)} \right]$

LEZIONE 3

I risultati nel dominio della frequenza

[1] ECCITAZIONE DI TIPO PERIODICO (si ripete con un certo periodo)

L'idea è quella di sfruttare l'espansione di Fourier e scrivere qualsiasi funzione periodica come somma di funzioni armoniche
 → dato il sistema di tipo lineare (eq. lineare) allora è possibile applicare il PSE e sommare le risposte di ciascun oscillatore armonico.

Basta ricordarsi come applicare lo sviluppo di Fourier
 Questo si applica ad:

$$A(t) = \frac{p(t)}{m} = + \sum_{-\infty}^{\infty} C_j e^{j 2\pi \frac{j}{T_0} t}$$

C_j = Costante di Fourier

T_0 = Periodo fondamentale dell'eccitazione

$\frac{1}{T_0} = f_0$ = Frequenza d'eccitazione

Abbiamo espresso l'eccitazione come somma di più eccitazioni di tipo armonico

$$C_j = \frac{1}{T_0} \int_0^{T_0} A(t) e^{j 2\pi \frac{j}{T_0} t} dt \quad \rightarrow \text{Numero complesso}$$

Risolvere il problema è semplice. Trovare la risposta della i -esima componente:

$$u_i = \frac{m C_i}{k} R_d \left(\frac{\omega_i}{\omega_n}, \zeta \right) e^{j(\omega_i t - \theta(\omega_i/\omega_n))}$$

risposta della i -esima componente

È possibile scrivere C_i come Modulo e Fase essendo C_i una quantità complessa

ESEMPIO $p(t) = \frac{p_0}{b} t$ all'interno dell'intervallo di periodicità

C_i è il numero complesso

$$C_i = A_i + j B_i$$

$$A_0 = \frac{1}{m T_0} \int_0^{T_0} \frac{p_0}{b} t dt = \frac{p_0}{2 m b}$$

A_i = parte reale, ha il coseno = 0 sempre in questo caso particolare

$$B_i = \frac{1}{m T_0} \int_0^{T_0} (\dots)$$

⇒ La risposta al generico istante t è data dalla somma delle risposte (tutte smorzate)

Se applico 1 impulso in un istante, ho una variazione di velocità
L'impulso ha l'effetto di determinare una variazione di velocità

Applico il teorema dell'impulso:

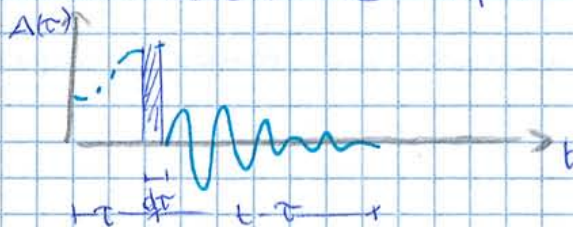
$$m di = p(\tau) d\tau \Rightarrow di = A(\tau) d\tau$$

L'impulso da luogo a un $dx \Rightarrow$ serve la soluzione delle oscillazioni libere dell'oscillatore lineare libero:

$$\begin{cases} u_0 = 0 \\ \dot{u}_0 = dx \end{cases} \rightarrow \text{sostituisco nell'equazione}$$

$$\text{RISPOSTA ALL'IMPULSO} \rightarrow du(t) = \frac{A(\tau) d\tau}{\omega} e^{-\xi \omega (t-\tau)} \sin \omega (t-\tau)$$

Oscillazione libera dovuta all'applicazione di 1 impulso all'istante τ . Gli impulsi, li misuro in istanti successivi t . Gli impulsi più vicini a τ sono più grandi. Dopo la risposta è smorzata.
L'istante in cui calcolo la risposta è $(t-\tau)$



L'integrale di Duhamel: $u(t) = \frac{1}{\omega} \int_0^t A(\tau) e^{-\xi \omega (t-\tau)} \sin \omega (t-\tau) d\tau$

In MATLAB uso il comando CONV → Convolution.

A.1.1 TEORIA dei SEGNALI (digressione)

Il segnale è 1 funzione reale o complessa del tempo fisicamente realizzabile.

ENERGIA del SEGNALE

$$E(s) = \int_a^b |s(t)|^2 dt$$

$$s(t) = \text{SEGNALE}$$

$\sqrt{E(s)}$ = RMS valore efficace → è il valore a cui si fa riferimento se ho dei problemi di vibrazione (es: escensore fa troppe vibrazioni)

Quando $E(s) < \infty$ → Segnali a energia finita (ho 1 inizio e 1 fine)

Come si tratta un segnale? In forma di vettori (MATLAB)

RMS è un'estensione del concetto di modulo.

Il segnale in realtà non è campionato ma continuo ⇒ in realtà lo spazio corretto è quello di Hilbert uno spazio di vettori a ∞ dimensioni → A riga ho dunque un integrale e non una sommatoria!

Le funzioni ANTISIMMETRICHE hanno lo spettro puramente IMMAGINARIO

- Se ho 1 segnale concentrato nel dominio del tempo, ho 1 segnale molto prolungato nel dominio della frequenza e viceversa.

Per vedere tutte le frequenze, il modo migliore è dare una martellata

09. OTT. 2013

A1.4

Proprietà importantissima delle trasformate è la LINEARITÀ

$X(f)$ = funzione complessa con modulo e fase
 Ritardare nel time moltiplicare per $e^{-j\omega t}$

- TEMPO e FREQUENZA $k = \text{COSTANTE}$
 $|k| > 1 \rightarrow$ Compresso
 $|k| < 1 \rightarrow$ esteso

At: se il segnale viene compresso, la trasformata sarà più diluita e viceversa

• SHIFTING

Proprietà duale rispetto alla precedente.
 È importante nelle telecomunicazioni.

• Relazione di Parità

Se s -segnale è Reale (come nei segnali sinus) \Rightarrow la parte reale è una funzione PARI e la parte immaginaria DISPARI (o modulo PARI e fase DISPARI, è lo stesso)

• CONVOLUZIONE e PRODOTTO

* = convoluzione

$$h(t) * s(t) = \text{h convoluzione s} = \int_{-\infty}^{+\infty} h(t-\tau) s(\tau) d\tau$$

Se faccio la trasformata, tutto ciò che è convoluzione nel dominio del tempo, diventa PRODOTTO nel dominio della frequenza e viceversa.

• DERIVAZIONE e INTEGRAZIONE

Se ho lo spostamento e voglio la trasformata dell'accelerazione, basta moltiplicare la trasformata dello spost. per $(j2\pi f)$
 Per l'integrazione si divide.

• CONSIDERAZIONI ENERGETICHE

In una trasformazione ortogonale, si mantiene la NORMA, il modulo del vettore.
 la NORMA è $E(f) = |E(f)|$

la trasformata di Fourier è ortogonale \Rightarrow vale l'uguaglianza di PARSEVAL

TRASFORMATA DI FOURIER DI 1 DELTA di DIRAC, di un IMPULSO

Se faccio la trasformata di 1 impulso, trovo una armonica nel dominio delle frequenze (un'esponenziale)

Per ecutare tutte le frequenze dare 1 martellata pura.

Se faccio la trasformata di un'armonica, trovo una delta di Dirac in corrispondenza della frequenza. L'armonica per definizione è una **TONOCROMATICA** ($f = \cos t$, $\omega = 2\pi f$)

TRASFORMATA DI FOURIER di UN SEGNALE PERIODICO

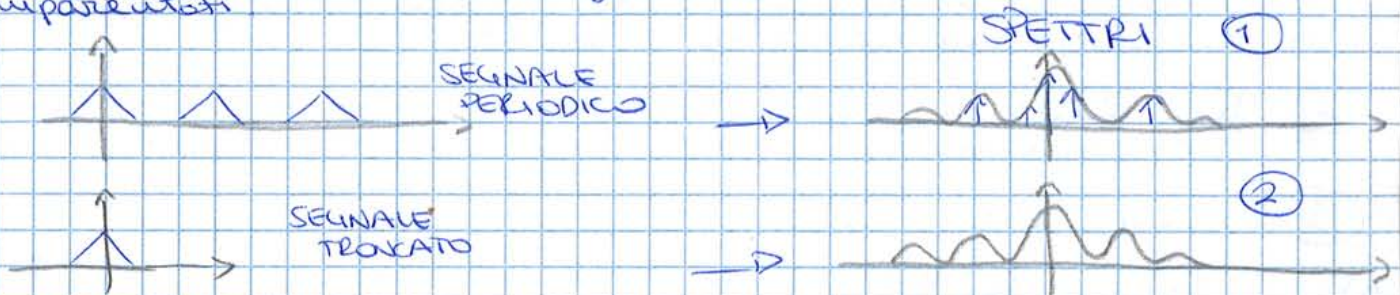
Una funzione periodica può essere scomposta in un'infinità di armoniche numerabile

→ Se faccio la trasformata di tutte armoniche, trovo tutte delta di Dirac distanziate di f_0 . Queste delta di Fourier valgono proprio a f_n come intensità.

$f_n =$ coeff di Fourier (Trasformata relativa a 1 segnale che va da $-\frac{T}{2}$ a $\frac{T}{2}$)

$S_T =$ Segnale troncato

Il segnale periodico e il segnale troncato sono tra loro imparentati



Gli spettri ottenuti sono simili ma il (2) è continuo, il (1) no, è formato da tutte delta di Dirac

La Modulante, la forma, è uguale.

Se diluisco il segnale, tenderò (1) e (2)

TRASFORMATA di FOURIER di UNA SEQUENZA di IMPULSI

→ Trovo nel dominio delle frequenze un'altra sequenza di impulsi. Questi delta di Dirac sono spaziati di $f_0 = \frac{1}{T}$

A. 1. 12 **SEGNALI CAMPIONATI**

Lavorando con i teoremi si trovano davanti segnali NON continui ma campionati, distanziati di $T_c =$ tempo di campionamento. ⇒ ho segnali campionati.

Se faccio la trasformata di un segnale campionato, trovo la giusta trasformata?

→ Sto lavorando con una serie di delta di Dirac distanziati tra loro

Sto facendo l'approssimazione perché non conosco ciò che avviene tra i misure e un'altra.

10. OTT. 2013

Esercitazione 2

Domanda risolvere l'integrale di Duhamel, ovvero un'operazione di convoluzione.

In MATLAB la convoluzione tra 2 vettori $h(t)$ può essere lunga e pesante, usualmente si sceglie $h(t)$ lunga quanto l'accelerazione (es.: 50 sec)
 conv → si fa il prodotto tra 2 vettori.



conv(h, -A)

$u = \text{conv}(h, -A) \cdot t_s$ $t_s = \text{tempo di campionamento}$
 ↳ spost. per un sistema ad 1 gdl

2° PUNTO

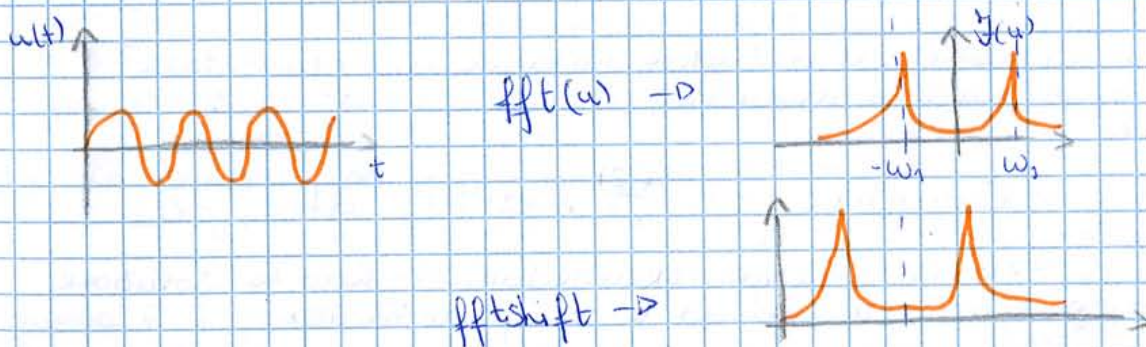
funzione FRF →

$H(f) = \mathcal{F}[h(t)]$ Trasformata di Fourier

Posso definirlo in 2 modi:

① $H(f) = \text{fft}(h(t))$ $A(f) = \text{fft}(A(t))$

Entrambe vanno divise per f_c : fattore di normalizzazione
 " " fatte per fftshift



$H_f = \text{fftshift}(\text{fft}(h)/f_s)$
 $u(t) = \text{i fftshift}(\text{i fft}(U_f))$

Anche quando si fa l'autotrasformata si moltiplica per f_c o f_s (è uguale)

$\text{atan} = \text{arctg}$ tra 0 e π
 $\text{atan2} = \text{arctg}$ tra $-\pi$ e π

Att: Per fare la trasposta $B = A'$ o $B = \text{transpose}(A)$
 altrimenti con la procedura normale cambia segno a $j \rightarrow \text{complessa coniugata}$.

Integrale di Duhamel = Solutore nel dominio del tempo.

Sfruttando la soluzione più rigorosa del dom. delle frequenze, rivedo la soluzione nel dom. del tempo (DUHAMEL)

$$U(f) = H(f) A(f)$$

Faccio l'anti-trasformata di entrambi i membri:
(il prodotto nel dom delle F diventa convoluzione nel dom del T)

$$u(t) = \left(\int_{-\infty}^{+\infty} H(f) e^{j2\pi ft} df \right) * \left(\int_{-\infty}^{+\infty} A(f) e^{j2\pi ft} df \right) = h(t) \cdot A(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} h(\tau) A(t-\tau) d\tau = \int_{-\infty}^{+\infty} A(\tau) h(t-\tau) d\tau = \int_0^t A(\tau) h(t-\tau) d\tau$$

Confrontando la soluzione con quella ottenuta nel dom delle F noto che:

$$h(t) = \frac{1}{\omega} \cdot e^{-\gamma \omega t} \sin \omega t \quad \text{è la risposta all'impulso del sistema}$$

$h(t)$ = IRF Impulse response function
così come atteso è 1 funzione reale perché proviene da $H(f) =$ Simmetrica per Modulo e Antisimmetrica per Fase

$$H(f) = FRE$$



IRF è la carta d'identità del sistema nel dominio del tempo.
FRF è la carta d'identità del sistema nel dominio delle freq.

Ai fini strutturali generalmente si preferisce un solutore nel dom del tempo.

Attenzione: la convoluzione a rigore parte ad avere $\int_{-\infty}^{+\infty}$. Perché $u(t)$ ed $A(t)$ a certo punto $\int_{-\infty}^{+\infty} = \int_0^t$? Perché la risposta NON è definita per tempi negativi.

Questa è 1 peculiarità è tipica nei sistemi definiti nel dom del tempo. Si dicono SISTEMI CASUALI, CASUALITA' - Non ho risposta per $t < 0$, la risposta è nulla per $t < 0$.

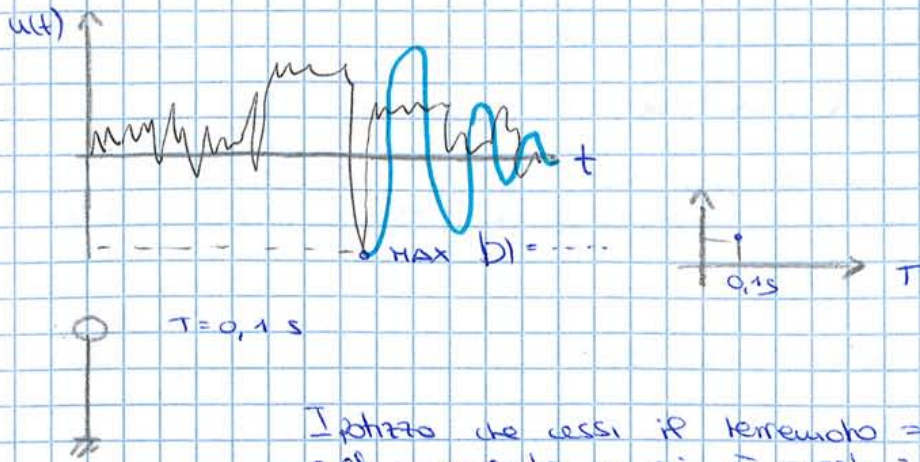
In generale il auto si propaga in avanti e indietro.

DOMANDA: trasformata della delta di DIRAC A1.8

La trasformata della delta di DIRAC è un'esponenziale, un'armonica. Per citare i struttura su tutte le frequenze è bene sollecitare queste con un impulso.

Se faccio tendere $T \rightarrow \infty$ in 1 armonica, ottengo 1 COSTANTE.

\Rightarrow 1 COSTANTE = armonica con $T = \infty$



Ipotizzo che cessi il terremoto \Rightarrow lo spostamento da quel momento in poi è questo: -

\rightarrow la pseudo-velocità o pseudo-accelerazione sono quei valori di velocità o accelerazione che si riscontrerebbero nell'istante successivo al raggiungimento del massimo spostamento nel caso in cui il terremoto cessasse!

Nell'intorno del max spostamento i due valori possono confondersi.

Perché si lavora con le PSEUDO-quantità?

PSEUDO-ACCELERAZIONE $A = \omega m^2 \underline{u(t)}$
 dipende dallo spostamento.

Per ingegneria sismica si preferisce lavorare con gli spostamenti poiché la struttura cede quando lo spostamento dell'interpiano supera un certo valore. Della tensione, stress, non importa. Si usano modelli basati sullo spostamento, criteri in termini di spostamento. Il danneggiamento della struttura deve avvenire.

FARWAY DIAGRAM

\rightarrow È 1 diagramma bi-log - Periodo - Velocità.

2 PA diversi livelli di smontamento ha lo spetto di velocità. È un bi-log coordinato bi-log perché:

$$\log v = \log \omega m + \log D = \log(2\pi) - \log T_m + \log D \quad \begin{matrix} T_m \text{ Periodo Proprio} \\ \text{struttura} \end{matrix}$$

Fissato D, ha 1 relazione lineare tra $\log v$ e $\log T_m$, ha 1 retta inclinata a 45° .

\rightarrow D uso rette inclinate a 45° su questo diagramma

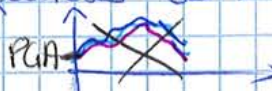
$$\log A = \log(2\pi) - \log T_m + \log v$$

Ha 1 relazione lineare tra $\log v$ e $\log T_m \Rightarrow$ Ho rette in cui A ha 1 valore costante e varia $\log v$ linearmente con $\log T_m$

È 1 diagramma nel quale stesso e leggere 4 quantità:

T_m, A, v, D

At: Osservo che tutti gli spetti partono da 1 particolare valore PUA = Pick ground Acceleration

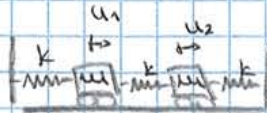


MDF - OSCILLAZIONI LIBERE

5

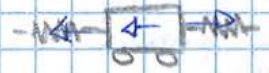
DOF → Degree of Freedom

ESEMPIO 1
Sistema a 2 gde



L'eq. mov della massa è condizionato solo dalle masse contigue e non dagli altri → SISTEMA CHAIN-LIKE (come catene)

Abbiamo sicuramente la FORZA D'INERZIA $m_i \ddot{u}_i$
 poi la FORZA trasmessa dalla MOLLA SX: $k_i (u_i - u_{i-1})$
 poi la FORZA trasmessa dalla MOLLA DX: $k_{i+1} (u_{i+1} - u_i)$



L'eq. me dipende solo da ciò che succede nelle camozze vicine di dx e sx

$$-m_i \ddot{u}_i - k_i (u_i - u_{i-1}) + k_{i+1} (u_{i+1} - u_i) = 0$$

$$\left. \begin{aligned} i=1: & -m_1 \ddot{u}_1 - k_1 (u_1 - 0) + k_2 (u_2 - u_1) = 0 \\ i=2: & -m_2 \ddot{u}_2 - k_2 (u_2 - u_1) + k_3 (0 - u_2) = 0 \end{aligned} \right\} k_1 = k_2 = k_3 = k$$

Per i sistemi a più gde si lavora sempre con le matrici:

→ Anno 1 matrice delle masse e 1 delle rigidità k 2×2

MATRICE delle MASSE

$$\begin{pmatrix} m & 0 \\ 0 & m \end{pmatrix}$$

è diagonale perché abbiamo supposto le masse CONCENTRATE (MASS LUMPED)

In generale è simmetrica ma non DIAGONALE quando ho masse distribuite: MASS CONSISTENT

MATRICE delle RIGIDITÀ

$$\begin{pmatrix} 2k & -k \\ -k & 2k \end{pmatrix}$$

è simmetrica ⇒ Vale il teorema di Betti (Sist. elastico - lineare)

Le matrici tra le proprietà devono anche essere Definite Positive:

$$\{ \dot{u} \}^T [M] \{ \dot{u} \} \geq 0 \quad \forall \{ \dot{u} \}$$

$$\{ u \}^T [K] \{ u \} \geq 0 \quad \forall \{ u \}$$

$$\frac{1}{2} \{ \dot{u} \}^T [M] \{ \dot{u} \} \geq 0 \quad \text{ENERGIA CINETICA}$$

$$\frac{1}{2} \{ u \}^T [K] \{ u \} \geq 0 \quad \text{ENERGIA di DEFORMAZIONE}$$

2^a soluzione che deve essere sommato.

Per la 2^a freq naturale, ha le stesse forme ma con autovettore $\begin{pmatrix} 1 \\ -1 \end{pmatrix}$

$$\Rightarrow \begin{Bmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \end{Bmatrix} = G \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \cos(\omega_1 t)$$

→ Impo-nendo le condizioni al contorno, ottengo la soluzione precisa.

$u_1(0) = A$
 $u_2(0) = A$ } All'istante zero devo spostare le due masse di
 il quanto A, altrimenti ottengo la soluzione banale

$$\left. \begin{aligned} \dot{u}_1(0) &= 0 \\ \dot{u}_2(0) &= 0 \end{aligned} \right\}$$

Le ubrezioni che ottengo saranno dipendenti dalle c.c. imposte.

5.6 Spesso si lavora in sisma con sistemi del tipo: SHEAR TYPE

trave deformabile e taglio



es: Pannello
 governo μ

trave deformabile e flessione



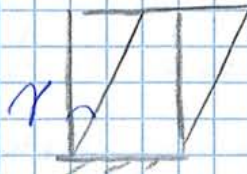
es: Strutture più snelle
 governo $E = Mod. Young$

Nei problemi sismici è importante la def. me a TAGLIO.

① EDIFICIO TOZZO A PIÙ PIANI con 1 F in testa



Se i piani sono molto rigidi, l'edificio si comporta proprio nella sua interezza come fosse 1 trave deformabile a taglio: TRAVE TIPO TAGLIO SHEAR TYPE



② EDIFICIO ALTO (grattacielo)



Il comportamento è completamente diverso, nel suo complesso l'edificio si comporta come fosse una trave deformabile a flessione: BENDING TYPE

Fino a 20 piani si può considerare un comportamento di tipo ①.
 ⇒ la maggior parte degli edifici si comportano SHEAR TYPE.

Il comportamento shear type con solari rigidi è di riferimento.

Scrivo l'eq. di 1 telaio piano shear type: le equazioni sono esattamente uguali a quelle del trave → ho 1 comportamento CHAIN LIKE in questo caso specifico ⇒ la scrittura delle eq. mi è semplice.

LEZIONE 6

Nel caso di un terremoto, l'oscillazione libera non è la fase più critica per la struttura.

I modi di vibrare servono per disaccoppiare le equazioni del moto. Posso studiare una struttura a n g.d.l. come se fossero n oscillazioni libere e poi sommare la risposta.

In ingegneria sismica e dinamica delle strutture più in generale si fa riferimento ai modi di vibrare per fare l'ANALISI MODALE.

ANALISI MODALE: Utilizzo i modi di vibrare per risolvere dei problemi dinamici e sismici

È uno dei concetti più importanti perché si associa allo SPETTRO di RISPOSTA. Grazie all'analisi modale è possibile usare gli spettri di risposta, rappresentazione semplice.

① CASO NON SMORZATO

Scivo il problema agli autovalori per 2 problemi distinti: s e r

$$\{[k] - \omega_r^2 [m]\} \{\Phi_r\} = 0$$

$$\{[k] - \omega_s^2 [m]\} \{\Phi_s\} = 0$$

Moltiplico la 1^a eq. me per la vga $\{\Phi_s\}^T$ ②

Faccio la trasposta della 2^a eq. me:

$$\textcircled{1} \{\Phi_s\}^T \cdot \{[k] - \omega_s^2 [m]\} = 0$$

Postmoltiplico per $\{\Phi_r\}$
Scompare la trasposta perché $[k]$ è simmetrica:

$$\textcircled{1^*} \{\Phi_s\}^T \{[k] - \omega_s^2 [m]\} \{\Phi_r\} = 0$$

Sottraggo ①* e ②

$$\begin{aligned} \text{Tras } \{\Phi_s\}^T [m] \{\Phi_r\} &= 0 \\ \{\Phi_s\}^T [k] \{\Phi_r\} &= 0 \end{aligned}$$

→ I due autovettori sono ortogonali.

Se $r = s$ sono lo stesso modo, trovo: $\{\Phi_r\}^T [k] \{\Phi_r\} = \omega_r^2 \{\Phi_r\}^T [m] \{\Phi_r\}$

$$\rightarrow \omega_r^2 = \frac{\{\Phi_r\}^T [k] \{\Phi_r\}}{\{\Phi_r\}^T [m] \{\Phi_r\}} = \frac{k_r}{m_r}$$

Se al posto dell'autovettore $\{\Phi\}$ metto la MATRICE MODALE $[\Phi]$ trovo una MATRICE DIAGONALE

$$\left. \begin{aligned} [\Phi]^T [m] [\Phi] &= [m_r] \\ [\Phi]^T [k] [\Phi] &= [k_r] \end{aligned} \right\} \text{Tras matrice diagonale}$$

21. OTT. 2013

Esercitazione 3

Continuo ESERCITAZIONE 2: PUNTO 3

Parte Operativa:

① Definisci il settore con periodo quello della nostra struttura:

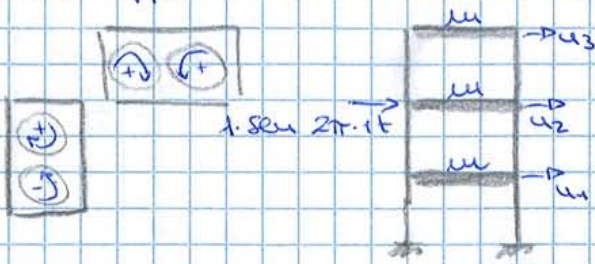
$$T_M = [0.05; \underbrace{0.05; 3}] ;$$

↑ in caso si riflette

Fare il ciclo fr

6.4 TELAIIO SHEAR TYPE (ESEMPIO)

Si pensi ad un solaro e si ecciti il piano con una vibrodina. Una vibrodina è il marchio costituita da due dischi controrotanti (in verso opposto)



$$\omega = 2\pi f$$

$$f = 1$$

$$[m] = \begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & m \end{bmatrix}$$

$$[k] = \begin{bmatrix} 2k & -k & 0 \\ -k & 2k & -k \\ 0 & -k & k \end{bmatrix}$$

Uso in questo caso la matrice NON normalizzata, avrà solo al 2° piano l'applicazione della matrice armonica:

$$\begin{cases} 0 \\ 1 \\ 0 \end{cases} \sin(2\pi f t) = \{F\} \sin(2\pi f t)$$

Trao l'eq. disaccoppiate

$$[m] \ddot{u}$$

→ Valori numerici (...)

Esperato il sistema disaccoppiato e ogni eq. semplice e quella di 1 oscillatore in moto armonico:

$$3,682 \ddot{p}_1 + 364,7 p_1 = 0,802 \sin(2\pi f t) \quad (1'')$$

Trao p_1, p_2, p_3 ; ammette ampiezze diverse

$p_1(t)$ è quello più vicino alla RISONANZA e il 1° modo di vibrare le avess. frequenza maggiore potrà attivare il modo 2 di vibrare.

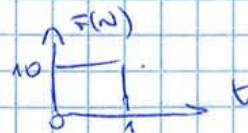
Ciascun modo di vibrare ha stessa ω ma ampiezze diverse

Il problema di risonanza sussistono anche per MDOF

Anche dal punto di vista pratico spesso si fa così con le vibrodine lo studio sismico.

6.6 TRENO, 2 CARROZZE

Hyp: D un impulso alla 1° carrozza



$u_1 = \text{spost. } 1^{\text{a}} \text{ carrozza}$

$u_2 = u \text{ } 2^{\text{a}} \text{ } u$

$F(t)$ è applicata solo alla 1° carrozza

Trao relativamente ai piani 2 modi di vibrare:

$$2m\ddot{p}_1 + 2k p_1 = F(t)$$

$$2m\ddot{p}_2 + 6k p_2 = F(t)$$

↳ posso usare i concetti con,

6.10

Considero il calice e disegno la linea radiale, faccio girare il calice e vedo il modo di vibrare. In pianta (da sopra) vedo che tutti i modi di vibrare hanno la stessa fase. Disegno ora la linea sghemba, questa produce un modo di vibrare e guardando da sopra vedo uno sfasamento tra i diversi punti - ho il rapporto di sfasamento compreso tra 0 e π ma diverso da 0 e π .

At:

Φ^1 = Matrice modale costituita da autovettori complessi è la grado di decoppiare le equazioni del 1° ordine è una $(2m) \times (2m)$

$$\{x\} = [\Phi^1]^T \{w\}$$

6.11. ALTRE OPZIONI per risolvere la risposta di oscillazioni multiple. Abbiamo visto analisi modale classica e analisi modale nel campo delle fasi (le più comuni). Il sistema è più comodo ma potrei usare altri metodi.

È possibile risolvere il sistema senza passare attraverso i modi di vibrare

$$\{x\} = [A] \{x\} + [B] \{F(t)\}$$

\uparrow \uparrow
 MATRICE DI MATRICE
 STATO SISTEMA

È il modo più comune per esprimere l'eq. me.

Cercare una soluzione del tipo:

$$x = \underbrace{[e^{At}]}_{\text{MATRICE ESPONENZIALE}} \{c(t)\} = \left(\sum_{m=0}^{\infty} \frac{[A]^m t^m}{m!} \right) \{c(t)\}$$

→ Ha le proprietà dell'esponenziale ma in realtà è una sommatoria

faccio la derivata:

$$\{\dot{x}\} = [A] [e^{At}] \{c(t)\} + [e^{At}] \{\dot{c}(t)\} = [A] \{x\} + [B] \{F(t)\}$$

$$\text{Trovo } \{\dot{c}(t)\} = [e^{-At}] [B] \{F(t)\}$$

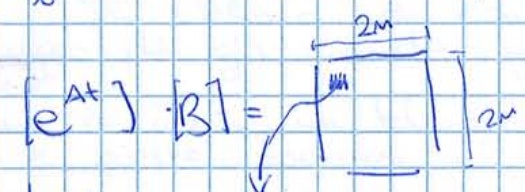
$$\text{Integrando: } \{c(t)\} = \int_0^t [e^{-A(t-\tau)}] [B] \{F(\tau)\} d\tau + \{c(0)\}$$

$$[e^{At}] \text{ se } t=0 = [I]$$

$$\{c(0)\} = [e^{A \cdot 0}] \{x(0)\}$$

$$\{x(t)\} = \int_0^t [e^{-A(t-\tau)}] [B] \{F(\tau)\} d\tau + [e^{At}] \{x(0)\} \rightarrow \text{INTEGRALE DI RIHMANE in forma GENERALE}$$

6.12



Il generico elemento ha andamento armonico IRF_i

23 OTT 2013

LEZIONE 6

6.11 $\rightarrow x(t) = \int e^{A(t-\tau)} \dots$ (Togliere -) mett. +

6.12 \rightarrow ho a al posto di A . mett. A

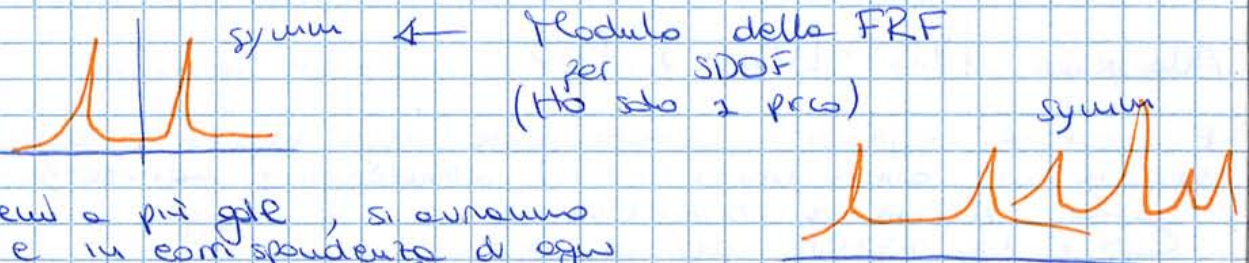
6.11 \rightarrow n modi non complessi \Rightarrow Trov. i relazioni anche di fase nelle oscillazioni libere.

Il modo è definito da una fase e da un modulo
 Nei modi reali ho la fase ma vale 0 o $\pi \Rightarrow$ accordo di fase o meno.

6.11 \rightarrow Per la soluzione diretta senza disaccoppiamento abbiamo visto il caso più generale pervenendo alla forma più generale dell'integrale di Duhamel.

At: Si passa da $H(t)$ e $h(t)$ a una matrice con tante $h(t)$ che rappresenta la risposta IRF

6.12 \rightarrow Se faccio la Trasformata di Fourier troviamo una matrice di funzione di risposta in frequenza per sistemi a più gradi di libertà



Se ho sistemi a più gdl, si avranno più picchi e in corrispondenza di ogni picco varia il valore della fase (Ho tanti picchi quanti sono i gdl del sistema)
 È possibile sperimentalmente trovare la FRF.

6.13 SISTEMI a TEMPO DISCRETI

Tutte le formulazioni continue hanno una loro formulazione discreta

$$\{x(i+1)\} = [A^{-1}] \{x(i)\} + [B] \{F(i)\}$$

La risposta all'istante $(i+1)$ dipende da quella dell'istante i e dalle portante applicata all'istante i .

Tra continuo e discreto non esiste una formulazione privilegiata.

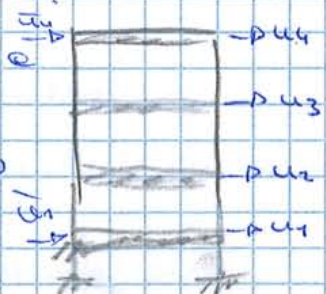
6.14 TEORIA della REALIZZAZIONE

È una teoria che deriva dal controllo attivo o meno delle strutture che completa il sistema dinamico.

Il sistema dinamico e cui ci riferiamo è reale (1 struttura vera, non un modello) e viene monitorato, vengono fatti controlli. Il sistema di controllo è collegato al sistema di monitoraggio che gli manda gli impulsi (le info).

Preferiamo di avere un telaio shear type alto e più pesante e questo conviene a ubinare

Il vettore x sarà fornito dai parametri di stato del problema: spostamenti, velocità.



LEZIONE 7

7.1. Analizzare un telaio piano: esercitazioni prossime.
 Nel caso nostro (progetto), non abbiamo un telaio SHEAR TYPE ma lo deformabilità nel piano.

SHEAR TYPE

Considero le masse concentrate nel piano \Rightarrow $\begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 \end{bmatrix}$ DIAGONALE
 $\ddot{u}_g =$ ACCELERAZIONE Northridge

Per lo smorzamento si può assumere $\begin{bmatrix} c_1 & 0 & 0 \\ 0 & c_2 & 0 \\ 0 & 0 & c_3 \end{bmatrix}$ \rightarrow STR. alla Rayleigh (che si può diagonalizzare)

Porto l'accelerogramma dall'altro lato:

$$[m] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \\ \ddot{u}_3 \end{Bmatrix} + [c] \begin{Bmatrix} \dot{u}_1 \\ \dot{u}_2 \\ \dot{u}_3 \end{Bmatrix} + [k] \begin{Bmatrix} u_1 \\ u_2 \\ u_3 \end{Bmatrix} = -[m] \begin{Bmatrix} \ddot{u}_g \\ \ddot{u}_g \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} = [m] \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g$$

Posso anche utilizzare la scrittura che usa il \rightarrow vettore di traslazione

Dovremo risolvere un problema agli autovalori -
 In teoria dovremo già una matrice normalizzata ma la verifico.

Altrimenti normalizzo separatamente ogni vettore, non l'intera matrice.

7.2. Attenzione nell'esercitazione si daremo direttamente ξ e non la matrice degli smorzamenti

S. fa il disaccoppiamento

Che forma hanno le equazioni già disaccoppiate?

$$\ddot{p}_1 + 2\xi_1 \omega_1 \dot{p}_1 + \omega_1^2 p_1 = -\Gamma_1 \ddot{u}_g(t) \quad \text{per il 1° modo}$$

Γ gamma grande è il prodotto $[U][m] \cdot \{1\}$

Γ_{ik} è il coefficiente di partecipazione modale e da conto della partecipazione di un certo modo alla vibrazione

Ogni modo di vibrare avrà un Γ di partecipazione al moto

$\Gamma_{ik} = U_{ik} \cdot m_i$ FATTORE di PARTECIPAZIONE del PIANO i -esimo per il modo di VIBRARE k -esimo.

es: $\Gamma_{i1} = U_{i1} \cdot m_i$ è il modo semplificato per portare l'azione statica o essere considerato come un'azione statica - L'andamento cresce verso l'alto

Il modo di vibrare è più alto in sommità



Per i calcoli statici equivalenti.

7.3 Scrivere le equazioni le risolvo con 2 metodi:

① Metodo del TYPE - HISTORY \rightarrow integrale di Duhamel nel dominio del tempo

② Metodo di integrazione al passo (lo vedremo poi)

ESERCITAZIONE

28 OTT. 2013

→ Esercitazione

Telai orditi nelle 2 direzioni.

SIC o LUSAS per strutture in cav

EQ TEL o LUSAS per strutture in curvatura



→ Si applicano delle forze esplorative unitarie su ogni piano e per ogni forza ottengo 1 colonna di matrice di flessibilità. Si riporta su MATLAB e si inverte col comando INV

→ Matrice delle masse - Analisi dei carichi

→ Spedisce metà dei pesi propri permanenti e non permanenti e carichi su ogni telaio.

Att: In una sostanzialmente avrai solo metà



fase d'influenza in pianta e prospetto

$$[F, E] = \text{eig}[K, M]$$

E → Matrice Autovalori

F → Matrice Autovettori

Att: Normalizzazione

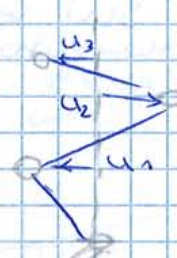
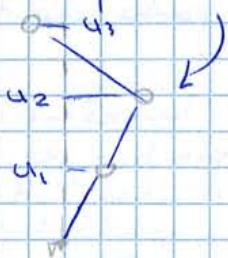
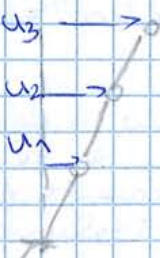
lo faccio dividendo ogni autovettore per $\sqrt{[U]^T [U]}$

Se restituisce lo stesso autovettore → è già stato normalizzato



→ Studiamo questa struttura ma in realtà è filtrato questo sistema. Otteniamo frequenze strutturali, basse. Nella realtà solari e pilestrati sono connessi.

es: 1° MODO di VIBRARE | 2° MODO di VIBRARE | 3° MODO di VIBRARE



Il modo di vibrare che si ottengono dovranno avere questa forma

$$\Gamma_k = \sum U_{i,k} m_i$$

FATTORE DI PARTECIPAZIONE MODALE

matrice di autovettori normalizzata

fare fino al 3° punto

4° e 5° dopo!

continuo LEZ. 7

29. OTT. 2013

Estendiamo i discorsi fatti per i telai spaziali

7.7. L'edificio MULTI-PIANO è il solero, ha 3gdl per ogni piano

LEZIONE A2.1

Facciamo una serie di ipotesi:

ho elementi verticali (pilastri) e orizzontali (travi) connessi tra loro per formare un telaio

I membri di piano sono supposti di tipo diaframmatico.

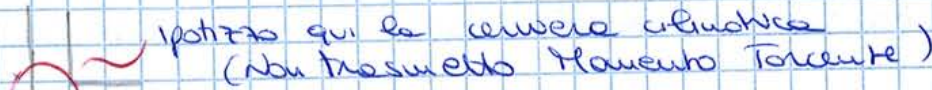
TELAIO PER EDIFICIO MULTIPIANO

Si ipotizza:

(A) telai indeformabili nel loro piano (DIAFRAMMATICI)
 Questo membro riguarda solo la traslazione orizzontale.
 Le travi sono costrette a seguire il solero indeformabile

(B) la rigidità tors. travi è piccola rispetto alla flessionale
 Suppongo che nei nodi ho delle cerniere di tipo cilindrico.
 => se non flettente viene trasmesso, il torcente no

Si riducono in questo modo molto i gradi di libertà della struttura
 Si prende un nodo di un telaio:



È facile fare queste ipotesi se la rigidità flessionale è molto maggiore rispetto a quella torsionale.

C.A.:  sez. piena

È complesso dire che la rig. fless. è maggiore della tors.

In realtà a SW vedo come si comporta la trave in ca ad una prova a momento torcente:



=> inizialmente siamo in campo elastico, poi comincia a fessurarsi il ds -> il momento è portato in questo caso dal traliccio di armatura. Tutto ciò avviene ma per forti deformazioni.



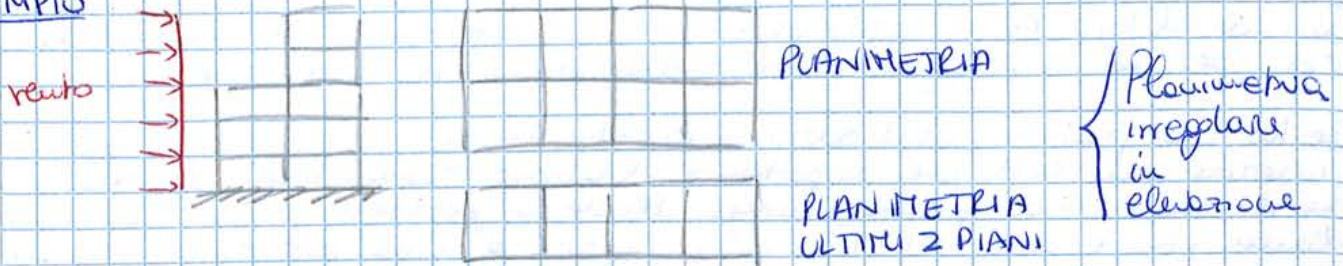
=> A SW l'hyp di cerniera cilindrica va bene

acciaio: 

70/80% delle strutture in acciaio è esente da questo modello

2.4. Vediamo ora come assemblare [D] per passare dal caso piano al caso spaziale.

ESEMPIO



In un sistema si preferisce usare il Metodo degli Spostamenti

Devo semplicemente scrivere delle equazioni d'equilibrio

At: il problema è simmetrico \Rightarrow lo spostamento u è uguale per tutti i telai.

$$\sum_i [H_{xx}]_i \cdot \{u\} = \{R_x\} \quad i - \text{telai } i\text{-esimo}$$

\hookrightarrow somma reazioni elastiche del telaio

$\{u\}$ è uguale per tutti i telai

Risolvo il problema invertendo la matrice

$$[H_{xx}]_i \cdot \{u\} = \{R_x\}$$

A2.5 È possibile facilmente passare alla quota di forze che si hanno ogni solco

Gli spostamenti $\{u\}$ li conosco
Le forze saranno date da $[H_{xx}] \{u\}$ lo conosco

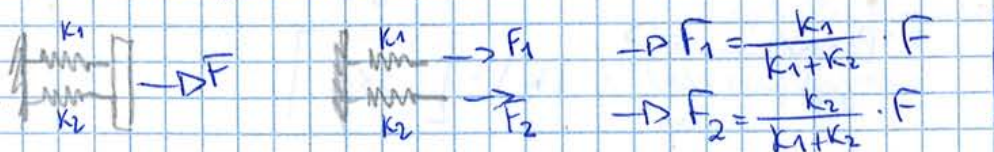
$$\Rightarrow \{R_x\}_i = [H_{xx}] \{u\} = [H_{xx}]_i \cdot [H_{xx}]^{-1} \cdot \{R_x\}$$

Conosco la quota di forze orizzontali che va a finire su ogni solco nel caso di comportamento deformabile

Telai più rigidi si caricano di più rispetto ai telai meno rigidi

\Rightarrow È bene fare pilastri tutti uguali e telai simili

Ripartizione della rigidità per un dinamometro con due molle in parallelo:



7.7. ANALISI MODALE edificio 3D

Per ogni piano ho 3 g.d.l. ipotizziamo il peso concentrato nel piano.

Per strutture in ca è ragionevole prendere la massa totale del piano e la spalmanamo lungo il piano.

Per strutture in muratura si spalmano i carichi sul solaio e le masse dei setti e' meglio considerare masse concentrate e poi trasportarle per il momento d'inerzia.

Tutte le membrature sono assolutamente rigide.
(Solaio, colonne ... spost.to verticale trascurabile)

hyp: \rightarrow cerniera cilindrica
Si trascura la torsione (non si trasmette)

Provo a studiare le oscillazioni libere del telaio:

- ① Eq. EQUILIBRIO secondo l'asse x
Per semplicità mi riferisco al generico piano i-esimo:
 \rightarrow devo considerare il contributo di tutti i telai e ordini secondo l'asse x -

telaio	l	(ordine secondo x)
piano	i	
telaio	j	(ordine secondo y)

* Considero i contributi che arrivano da ciascun telaio l-esimo

$$\sum_l [H_{xx}]_l^i (\{u\} - \{y\} \gamma_{e,l}) + m_i (\ddot{u}_i - \ddot{y}_i \gamma_{a,i}) = 0$$
Eq. me di Eq. bno del piano i-esimo

Matrice di rigidezza del piano i-esimo (è 1 edo) \rightarrow

Spostamento della massa nel baricentro derivato due volte

\rightarrow Quando calcolo la massa, devo designare anche il baricentro delle MASSE

7.8 $\rightarrow [H_{xx}]^i \rightarrow$ Matrice completa

$[M_{xx}] \rightarrow$ Matrice delle masse diagonale

Ho anche la formulazione completa

Nell'esercitazione si vedeva di fare un controllo sullo spostamento dell'ultimo telaio.

Utilizzerei la time-history, basta scrivere $u(t) = \dots$

7.13 Metodo dello SPETTRO DI RISPOSTA

Per questo caso si fa riferimento a uno spettro di normativa che dipende dal terreno scelto (per ora TERRENO ROCIOSO) e dal terremoto



Scelgo 1 spettro e faccio in modo che il PGA coincida con quello dell'accelerogramma.

Per il telaio spaziale, calcolate le pseudo-acceleraioni, conviene trovare agli spostamenti

⇒ Calcolo gli spostamenti spettrali una volta noti \ddot{p}_{kmax}

$$p_{kmax} = \frac{\ddot{p}_{kmax}}{\omega_k^2} = \left(\frac{T_k}{2\pi}\right)^2 T_k S_a(T_k)$$

In questo modo è semplice fare la ripartizione nei stadi

Gli effetti finali vanno calcolati per ogni piano separatamente - la combinazione degli effetti si fa alla fine

Att: Non combinare le forze statiche equivalenti, questi sono effetti intermedi e andrei a perdere il segno delle forze.

Si combinano gli effetti finali.

Calcolo le forze statiche equivalenti su ciascun telaio

$$\begin{cases} \{f_x\}_k^e \\ \{f_y\}_k^e \end{cases}$$

Forze statiche equivalenti da applicare al telaio per ogni modo di vibrare. ⇒ Separatamente per ogni modo di vibrare devo calcolare lo spostamento in testa. Quest'ultimo è l'effetto finale

⇒ Possi adesso fare la combinazione statistica

CQC Combine Quadratic Complete

La SRSS è un caso particolare della CQC e si ottiene solo quando ρ in CQC è 1

In generale applico la CQC se i modi di vibrare sono molto distanti allora posso alla SRSS

ESERCITAZIONE

04/NOV/2013

Att: ridurre del 50% il modulo elastico se il periodo è 0.1
 Data prox esercitazione.

05/NOV/2013

continuo LEZIONE 7

¶. 16 - Si pone il problema di scegliere i modi di vibrare più importanti
 TAGLIANTE di PIANO: somma delle forze sul piano

Per le strutture i modi di vibrare a bassa frequenza sono i più importanti.

Come si determina il tagliante? Si parte dalla definizione delle forze statiche equivalenti:

$$\{f(t)\} = [K] \{q(t)\} = [K][U] \{p(t)\}$$

Il problema agli autovalori: $[K] \{U_k\} = \omega_k^2 [M] \{U_k\}$
↑ autovalore k-esimo

$$\Rightarrow \{f(t)\} = [K][U] \{p(t)\} = \sum_{k=1}^m [K] \{U_k\} p_k(t) = \sum_{k=1}^m \omega_k^2 [M] \{U_k\} p_k(t)$$

Un'altra espressione interessante è la generica eq. in modale disaccoppiata:

$$\frac{\ddot{p}_k}{\Gamma_k} + \omega_k^2 \frac{p_k}{\Gamma_k} = -\ddot{u}_g(t) \quad (\text{in unità di misura di accelerazione})$$

(Ho diviso per Γ_k)

Debbero valutare il tagliante alla base:

$$V_b(t) = \{f(t)\}^T \{t\} = \left(\sum_{k=1}^m \{U_k\}^T [M] \omega_k^2 p_k(t) \right) \{t\} = \sum U_k^T (M)$$

¶. 17 - Moltiplico num e den per $\Gamma_k =$ coeff di partecipazione modale

$$V_b(t) = \dots = - \sum_{k=1}^m \underbrace{\left(\{U_k\}^T [M] \{t\} \right)^2}_{\text{ha le dimensioni di una MASSA}} \omega_k^2 \underbrace{\left(\frac{p_k(t)}{\Gamma_k} \right)}_{\text{ACCEL.}}$$

$(\{U_k\}^T [M] \{t\})^2$ MASSA MODALE

Si verifica che sommando tutte le masse modali danno:

$$m_{TOT} = \sum m_{mod,k} = \{t\}^T [M] \{t\}$$

Ricordo: Trasponendo 2 matrici, le devo anche invertire nel prodotto

$$(M_1 \cdot M_2)^T = M_2^T \cdot M_1^T$$

=> Posso esprimere le masse modali anche in percentuale
 es: il 1° modo porta - % , il 2° modo

Regola: Scegliete tutti i modi che volete ma è importante è che ho più del 70/80% di massa totale modale.

=> Devo selezionare un n° minimo di modi di vibrare

$$\begin{aligned}
 &= 1 - 2\xi^2 \pm \sqrt{(2\xi^2 - 1)^2 - 1 + 8\xi^2} = \\
 &= 1 - 2\xi^2 \pm \sqrt{4\xi^4 - 4\xi^2 + 1 + 8\xi^2} = \\
 &= 1 - 2\xi^2 \pm \sqrt{4\xi^4 + 4\xi^2} = 1 - 2\xi^2 \pm 2\xi\sqrt{\xi^2 + 1} = \\
 &= \begin{cases} \rightarrow H_1^2 = 1 - 2\xi^2 + 2\xi = \frac{\omega_1^2}{\omega_n^2} \\ \rightarrow H_2^2 = 1 - 2\xi^2 - 2\xi = \frac{\omega_2^2}{\omega_n^2} \end{cases} \quad \approx 1 \text{ perché } \xi \text{ piccolo}
 \end{aligned}$$

$$H_1^2 - H_2^2 = \frac{\omega_1^2 - \omega_2^2}{\omega_n^2} = 4\xi$$

Il valore di risonanza $\approx \omega_n \Rightarrow$ Per ipotesi suppongo che

$$\omega_n \approx \frac{\omega_1 + \omega_2}{2} \quad \text{è a metà nel grafico}$$

$$\Rightarrow H_1^2 - H_2^2 = \frac{\omega_1^2 - \omega_2^2}{\omega_n^2} = 4\xi = \frac{(\omega_1 - \omega_2) \cdot (\omega_1 + \omega_2)}{(\omega_1 + \omega_2)^2} =$$

$$4\xi = \frac{(\omega_1 - \omega_2)}{\omega_1 + \omega_2} \cdot 4 \Rightarrow \boxed{\xi = \frac{\omega_1 - \omega_2}{\omega_1 + \omega_2}}$$

ASSUNZIONI: ① ξ è molto piccolo $\rightarrow \xi^2 \approx 0$

$\omega_n \approx \omega_n$ ingegneristicamente

② $\Rightarrow \omega_n$ è a metà tra ω_1 e ω_2

2.7 PROBLEMI DI ISOLAMENTO

Abbiamo 2 problemi di isolamento.

Il primo si può applicare in esso vogliamo ridurre le vibrazioni di un edificio \rightarrow VIBRAZIONE ENDOGENA

Il secondo è il problema di un'edificazione esterna disturbata o eccitata l'edificio \rightarrow ESOGENA

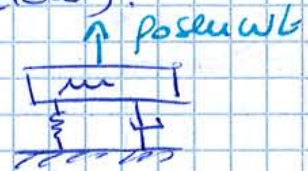
Il sistema è un problema di vibrazione esogena

① L'edificio produce vibrazioni che disturbano anche gli edifici contigui. Pensiamo a 1 macchina rotante (es: lavatrice che produce delle vibrazioni).

Ho la macchina che vibra e la rigidità del suolo/fondazione

R_d = Coeff di amplificazione dinamica

$$u(t) = \frac{p_0}{k} R_d \cdot e^{i(\omega t - \vartheta)}$$



La forza totale trasmessa al suolo, cioè quella che vogliamo ridurre, vale: $f_T(t)$

Definisco TR come rapporto tra max ampiezza della forza trasmessa e p_0

Devo minimizzare TR

Se la struttura è troppo deformabile non va bene perché entrano in gioco gli effetti del secondo ordine e la struttura potrebbe cedere per instabilità.

⇒ L'ideale è inserire elementi con grande deformabilità, elementi plastomerici → mi sposto ancora di più verso dx.



Ma tenersi di spostamenti non ha benefici perché $ta=1$.
 Ma se faccio $k \cdot spost = Forza\ trasmessa$
 la forza trasmessa alla struttura è minore mentre lo spostamento è uguale.

Più mi sposto verso dx, più ammonbiaccio gli isolatori e minore è la forza che entra nella struttura e parità di spostamento.

Att: I dispositivi di spostamento prendono tutto lo spostamento che è concentrato in questi.

Gli spostamenti sono concentrati in una zona della struttura che può permetterseli i dispositivi di isolamento (fatti a posto per quello)

Gli isolatori devono anche avere proprietà di smorzamento oltre che di isolamento.

Questo perché se viene un terremoto con componenti anomale, la struttura deve essere preparata.

Lo smorzamento funziona in condizioni di risonanza.

L'isolamento da un lato risolve problemi ma la struttura risulta venire tagliata e dunque questa diventa vulnerabile agli eventi anomali.

⇒ Preferire sempre gli isolatori ad alto smorzamento

2.10 SISTOMETRI

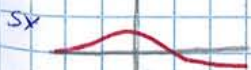
Generalmente si hanno sistemetri di spostamento, sistemetri di velocità o velocimetri e sistemetri di accelerazione o accelerometri che misurano rispettivamente spost, vel e accel.

ACCELEROMETRI

Misurano le accelerazioni, esistono poco e sono piccoli.

Un accelerometro è un oscillatore: c'è la base / fondazione che è solidale alla struttura / base sulla quale si appoggiano, una massa molto piccola e una molla molto rigida.

Si preferisce avere smorzamento.



L'accel. cerca di spostare il principio di funzionamento e s_x e dunque percepisce l'azione sismica quasi in condizioni statiche.

L'accelerazione che ha la massa è uguale a quella applicata al suolo perché sono proprio all'interno del grafico: $\ddot{u}_g = \ddot{y}$

Se misuro la forza e la divido per la massa, trovo l'accel. della massa e dunque \ddot{u}_g per punto della penna: $\ddot{u}_g = \frac{kx}{m} = \ddot{u}_g$

⇒ L'accel mi dà l'accelerazione applicata

Allo stesso modo ho quella che si combina con ①

Il terzo ingrediente sono le condizioni al contorno

METODO delle DIFFERENZE FINITE 8.2

Ho 3 punti collegati da 1 parabola.

La relazione che esiste tra tre spostamenti è di tipo parabolico

$$\rightarrow u_i =$$

Eq. me alle differenze finite

continuo LEZIONE 8

06. NOV. 2013

MET. di INTEGRAZIONE AL PASSO. sono i metodi più generali per risolvere le equazioni del moto.

Si basano sulla discretizzazione dei parametri che entrano in gioco tra i quali la forza, gli spostamenti, la velocità e le accelerazioni.

Gli ingredienti dei met. di integr. al passo sono 3:

- > eq. del moto
- > eq. alle differenze
- > CONDIZIONI AL CONFINO

Il met. di integr. al passo si distinguono in 2 grandi famiglie:

- > ESPliciti
- > IMPLICITI

L'eq. me al moto è scritta all'istante i e $i+1$ rispettivamente. La differenza sostanziale sta nel fatto che l'eq. alle differenze dipende da fattori (istanti di tempo quali passato, presente, futuro) in modo diverso.

8.2 METODO delle DIFFERENZE FINITE

È un metodo esplicito.

Si parte dall'eq. del moto al tempo i .

Si scrivono le equazioni alle differenze

Il concetto è che preso lo spostamento all'istante $i-1$, i e $i+1$ si suppone che la curva che li unisce sia parabolica.

Si trova che la velocità (pendente della curva) è dunque esprimibile come:

$$u_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t}$$

Si suppone di avere una parabola passante per i 3 punti:

$$u = at^2 + bt + c$$

Questo si parte e trovare le equazioni alle differenze

Il problema viene risolto mettendo a sistema

$$\hat{K}u_{i+1} = \hat{P}_i \quad \rightarrow \hat{K} = \frac{m}{(\Delta t)^2} + \frac{c}{2\Delta t}$$

u_{i+1} = risposta nel futuro = \hat{P}_i ~ forze in gioco

\hat{K} ~ sorta di rigidità del metodo. contiene anche il termine di massa e smorzamento

Il metodo è implicito infatti dalle eq. in alle differenze noto che il futuro dipende dallo stesso futuro.

8.5 Forcio un sistema e ho 3 incognite: accel, vel, spostamento nel futuro.

Il metodo dà direttamente 3 risultati.

Alla fine la forma risolutiva è la seguente: $\hat{K} u_{i+1} = \hat{P}_i$

$$\hat{K} = K + \frac{2C}{\Delta t} + \frac{4m}{\Delta t^2}$$

Trovo $\hat{P} = -$

Automaticamente ho: $\left. \begin{array}{l} \text{VELOCITA'} \\ \text{ACCELERAZIONE} \end{array} \right\} \begin{array}{l} u_{i+1} = \frac{2}{\Delta t} (u_{i+1} - u_i) - u_i \\ \ddot{u}_{i+1} = \frac{1}{m} \end{array}$

In questo caso ho le cond. iniziali u_0 e \dot{u}_0 .

Non si necessita per questo metodo di parametri fittizi per iniziare la procedura.

Se voglio scrivere la procedura su un codice di calcolo, procedo come prima (8.5) e ottengo la procedura tramite un loop.

8.6 Nel 1959 Newmark, uno dei padri dell'ing. Sismica, ha introdotto una famiglia di metodi d'integrazione.

Tra i padri dell'ing sismica moderna troviamo: $\left. \begin{array}{l} \text{RICHTER} \\ \text{HOUSNER} \\ \text{NEWMARK} \\ \text{CORNELL} \end{array} \right\}$

Newmark è stato il primo a espone il funzionamento degli oscillatori NON lineari e isteretici.

Anche l'introduzione dello spettro di progetto deriva da Newmark.

Newmark ha inventato 1 famiglia di metodi definendo una famiglia di equazioni alle differenze espresse in questo modo:

$$\ddot{u}_{i+1} = \ddot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t] \ddot{u}_i + (\gamma/\Delta t) \dot{u}_{i+1}$$

$$u_{i+1} = u_i$$

Newmark introduce 2 parametri: γ e β . Ogni coppia di parametri γ - β identifica un diverso metodo facendo parte della famiglia.

Generalmente per γ si assume 0.5. Per β il range di valori va tra $\frac{1}{6}$ e $\frac{1}{4}$.

• $\gamma = 0,5$ e $\beta = 0,25 \Rightarrow$ Il metodo degenera nel metodo dell'accelerazione media.

\Rightarrow Il metodo dell'Accel. media appartiene alla famiglia di Newmark con $\gamma = 0,5$ e $\beta = 0,25$.

Att: Generalmente si si riferisce al metodo di Newmark come metodo dell'accelerazione lineare con $\gamma = 0,5$ e $\beta = 1/6$.

Per qualcuno non esperto si consiglia di partire da Δt alti e ridurli finché il risultato converge, resta lo stesso più o meno.

Generalmente nei sistemi ad 1 gde non si pone il problema dell'instabilità perché il criterio di Nyquist dà di solito delle restrizioni maggiori rispetto a qui.

Per sistemi a più gde ho problemi di INSTABILITÀ \Rightarrow Nell'uso dell'analisi modale conviene togliere le alte frequenze perché determinano instabilità ma non contribuiscono alla risposta sismica.

8.8 SISTEMI NON LINEARI

La forma più usata è: $m\ddot{u} + c\dot{u} + f(u) = p(t)$

$f(u)$ = forze di richiamo elastico, nulla non lineare di funzione qualsiasi

Se risolvo l'eq. in alle differenze finite, non cambia nulla:

$$k \cdot u_{i+1} = p_i - f(u_i) - \left[\frac{m}{\Delta t^2} - \frac{c}{2\Delta t} \right] u_{i-1} + \frac{2m}{\Delta t^2} u_i$$

N.B.: Invece di avere $k \cdot u_i$ abbiamo $f(u_i)$ che dà il caso più generale.

\Rightarrow Non cambia nulla.

I metodi espliciti restano uguali anche per sistemi non lineari.

Invece i metodi IMPLICITI, come quello di Newmark, hanno dei problemi. Si presenta una rigidità.

Se il sistema è non lineare, dobbiamo inventarci una rigidità: possiamo solo inventarci una rigidità tangente.



\rightarrow Il tutto funziona.

Att: I metodi impliciti in campo non lineare sono metodi ITERATIVI (per il calcolo della rigidità).

Sono migliori i metodi IMPLICITI anche se ITERATIVI perché in campo non lineare ho più problemi di instabilità.

Anche se più pesanti e complicati come metodi, sono preferibili.

8.9 SISTEMI a più gde

Le formulazioni sono identiche, si sostituiscono soltanto le relazioni vettoriali alle scalari.

Att: Si fa un' approssimazione: $\frac{1}{2\Delta t} [c] (\quad) \approx \frac{1}{\Delta t}$

Vado a dire che lo smorzamento è proporzionale alla differenza tra u_{i-1} e u_i e moltiplico per 2.

Faccio una variazione nell'eq. del tutto sullo smorzamento che risulta invece rilevante per fine della soluzione.

\Rightarrow L'eq. risolutiva si modifica un po'.

$$\frac{[m]}{\Delta t^2} [u]_{i+1} = [p]_i - \left[\quad \right]$$

Se $[m]$ è diagonale, $[c]$ sicuramente non lo è \Rightarrow Così facendo, con la modifica, ottengo al 1° membro 1 matrice diagonale e non devo trasformare.

At: Per l'elemento finito ha $\{d\} = \text{spost. del grado di libertà e}$
 $\{u\} = \text{Campo di spostamento}$ ∇ è diverso dalle notazioni prima.

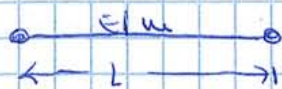
Così $[K] = \int_V [B]^T [E] [B] dV$

Aggiungo la formula che serve per costruire la matrice delle masse:

$$[M] = \int_V \rho [N]^T [N] dV$$

La formula di forma è sempre la stessa - Ha la stessa "forma" della matrice $[K]$ \Rightarrow Matrice di massa coerente con la formulazione assunta per la costruzione anche della matrice di rigidità $[K]$ \rightarrow MASS CONSISTENT

9.4 ESEMPIO - Elemento trave di Bernoulli in 2D
 (la trave si può deformare nel piano, non nello spazio)



$m = \rho A$ $A = \text{area sezione trave}$
 $\rho = \text{densità}$

Le g.d.l. sono: spost. tr. verticali sui 2 nodi: v_1, v_2
 rotazioni sui due nodi: θ_1, θ_2

Si suppone che la trave sia indeformabile assialmente

$\{d\} = \begin{Bmatrix} v_1(t) \\ \theta_1(t) \\ v_2(t) \\ \theta_2(t) \end{Bmatrix}$ Il campo di spostamenti: $v(x,t) = [N] \{d\}$
SPOST. NODALI

La matrice di forma: $[N] = [N_1(x), N_2(x), N_3(x), N_4(x)]$

$N_1 =$ spost. unitario verticale nel 1° nodo
 $N_2 =$ " " " " " " " " 2° nodo
 $N_3 =$ rotazione unitaria nel 1° nodo
 $N_4 =$ " " " " " " " " 2° " } delle sovrapposizioni di questi travi il campo di spostamenti

Il generico elemento è: $M_{ij} = \int^l m N_i(x) N_j(x) dx$
 \rightarrow Travi la matrice delle masse, coerente con la matrice delle rigidità

9.5 \rightarrow Per una trave deformabile anche assialmente avrò $\{d\}$ di 6 dimensioni

Le funzioni di forma risultano essere lineari. non una nuova matrice consistente $[M]$ con 2 nuove righe e 2 nuove colonne che tengano conto della deformabilità assiale, travi delle matrici 6×6 .

N.B. Ho degli zeri perché NAD ha dipendenza tra deformabilità assiale e verticale.

Peggio la discretizziamo più la struttura sarà rigida.

La parte di DINAMICA SISMICA FINISCE QUI!

LEZIONE 11.

STRATEGIE ANTISISMICHE

Se il problema non è soltanto l'analisi della struttura? Come progetto una struttura che si comporti bene in campo sismico? Ci sono delle strategie. La 1^a strategia è quella di progettare strutture sistemiche.

(L'azione del vento è un'azione dinamica)
Le prime strutture erano costruite col calcolo delle azioni statiche equivalenti da normativa.

Si è visto che il calcolo statico equivalente non è sufficiente per le strutture in zone sismica, è necessario un calcolo dinamico.

Ma c'è di più. Prendiamo un terremoto distruttivo: $0,35g$.

Vi ricordate punto vale R_d max nello standard?

Per lo più l'amplificazione è pari a 2,5 volte.

⇒ Avrà un'accelerazione pari a $2,5 \times 0,35g \approx 1g$

⇒ accelerazione orizzontale pari a $1g$

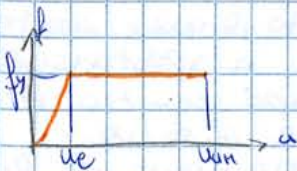
Questo vuol dire prendere l'edificio e capovolgerlo. pochissimi edifici sono in grado di resistere a queste azioni. C'è qualcosa che non va. Tutte le strutture dovrebbero essere a terra dopo il terremoto.

Non abbiamo capito che la risposta della struttura ad 1 edificio NON è LINEARE. Ho 1 comportamento NON LINEARE DISSIPATIVO.

⇒ Ci manca 1 elemento fondamentale che dà in generale apporto benefico alle strutture.

Vogliamo dunque progettare con la 2^a strategia dell'ing. sismico che si basa sulla DUTTOILITÀ; voglio una struttura duttile (con comportamento NON LINEARE DISSIPATIVO).

La strategia attuale di tutte le normative moderne ruota intorno al concetto di duttilità. Le normative degli anni '60 relative ai primi progetti era basata solo sulla RESISTENZA ⇒ risultava essere una normativa NON ADEGUATA.



PRANDTL

Se ho un u_{lim} ⇒ la duttilità massima ammissibile per la struttura è pari a:

$$\mu = \frac{u_{lim}}{u_e}$$

Generalmente si ha un comportamento di tipo isteretico. Questo tipo di oscillatore è NON LINEARE ma anche ISTERETICO DISSIPATIVO.

Proviamo a scrivere l'eq. me di 1 oscillatore elasto-plastico:
inizialmente ha comportamento di tipo elastico, raggiunto f_y , raggiunge un certo plateau:

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + f(u, \dot{u}) = -m \ddot{u}_g(t)$$

Invece di lavorare con lo spostamento, uso lo **SPOSTAMENTO NORMALIZZATO** (adimensionale) \rightarrow questo è riferito a u_y

$$\mu = \frac{u}{u_y}$$

Riscriviamo tutta l'equazione rispetto a μ
Inoltre definisco $\tilde{f}_s = \frac{f_s}{P_y}$ e il **FATTORE DI RESISTENZA η**

η è la forza max divisa la massa, è l'accelerazione max divisa il PGA del terremoto

La forza quando la struttura è resistente rispetto al terremoto che sto somministrando.

È il parametro che serve per generalizzare il comportamento della struttura

ξ = SMORZ. VISCOSO

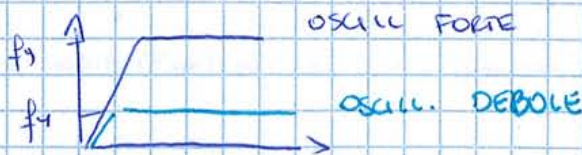
$$\mu''(t) + 2\xi \omega_n \mu'(t) + \dots$$

\rightarrow Per risolvere quest'equazione si utilizzano metodi di integrazione al passo poiché è il sistema non lineare \Rightarrow Newmark

11.2 \rightarrow Newmark ha risolto questo studio.

Studiamo diversi valori di fattore di resistenza η .

Ho usato oscillatori più ~~deboli~~ deboli e più forti.



At: Non è detto che un oscillatore forte resiste meglio ad 1 oscillatore debole.

\rightarrow importante è la **DUTTILITÀ**.

C'è una complementarità tra resistenza e duttilità. Una struttura può compensare in duttilità ciò che non ha in resistenza. Questo è il risultato dell'analisi di Newmark.

11.3 -> Trovare il valore di A_y

Il valore $\mu=1$ rappresenta un comportamento LINEARE dell'oscillatore
 Ho i diagrammi per valori di duttilità prefissati disponibili.

- $\mu=1$ -> SPETTRO ELASTICO
- $\mu=1,5$ es. Pendolo rovescio
- $\mu=2 \div 2,5$ es. Strutture in muratura
- $\mu=4 \div 5$ es. Strutture intelaiate ben progettate

Osservando il famoso diagramma nella versione bilog -> è simile a quello che avevo in campo elastico - Si parte sempre da RHA
 Ho le rette inclinate di 45° che mi delimitano le zone: zona di max velocità, zona di velocità costante, zona governata dallo spostamento, zona nonlineare

Atti: In questo diagramma non sto rappresentando lo spostamento spettrale vero e proprio, ecco perché le curve non convergono tutte nel PGD, sto rappresentando U_y .

Se voglio trovare lo spostamento spettrale dovrò moltiplicare U_y per la duttilità -> Trovo SPOSTAMENTO MAX SPETTRALE vero e proprio.

Allora ci dobbiamo essere attenti perché funziona come in campo elastico ma non posso rappresentare lo spost. lo spettrale, rappresento U_y e poi lo ricavo -

11.4.

Il terremoto di El Centro è quello di riferimento. Abbiamo i diagrammi riferiti a questo. Osservate come la duttilità influenza tanto le distinte spettrali

La zeta è lo smorzamento viscoso equivalente! è più importante lo smorzamento o la duttilità? la duttilità.

La duttilità nasce in 2 modi: ->

-> dissipazione di tipo isterico da seguito di duttilità grande.

La maggior parte di dissipazione avviene per duttilità.

Tutto quanto visto deve andare a finire per la prescrizione di Norme sism. ai progettisti.

Atti: Non è detto che ci muoviamo in presenza di comportamenti elastici e (elastici - perfettamente plastici)

Potremmo avere altri modelli tra i quali: BOUC-WEN
 B-W-MOOKI
 - - -

Oggi giorno non siamo in grado di usare spettri elastici - perf. plastici -> usiamo quello lineare e poi lo modifichiamo tenendo in conto delle considerazioni qualitative che derivano dallo studio degli spettri di risposta el - perf. plastici.

CASO 3

$$0 < T < 0,2 \div 0,3$$

vige l'equivalenza delle
ACCELERAZIONI

Ho perfetta equivalenza dei due spettri: $S_p = A$.

Gli spostamenti NON sono identici

ATT: Per calcolare gli spettri di spostamenti negli as el-pl devo moltiplicare u_y per μ .

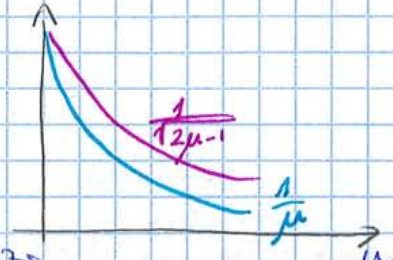
11.6 Confronto i due fattori trovati nel caso di alti periodi e periodi intermedi

$$\frac{1}{\mu}$$

$$\frac{1}{12\mu-1}$$

ENERGETIC EQUIVALENT: $\frac{1}{12\mu-1}$

DISPLACEMENT EQUIVALENT: $\frac{1}{\mu}$



Si osserva che per valori di μ tra 1 e 5 tra i due fattori di equivalenza non c'è tanta differenza

Di solito si trovano sempre in questo campo \Rightarrow Per semplicità si preferisce usare sempre il fattore di equivalenza degli spostamenti $\frac{1}{\mu}$ per piccoli periodi che va da 0,2 fino a ∞

Il criterio dell'equivalenza di energia è generalmente considerato più affidabile rispetto a quello dello spostamento.

11.7 Vediamo come si progetta il spettro di risposta elasto-plastico

CHOPRA

Nella prima zona di spettro tra 0 e 33Hz si assume che l'accelerazione spettrale è pari al PGA.

Tra a e b ho la zona di transizione

Tra b e c vige l'equivalenza delle velocità o energetica

Sopra 1 o 2 secondi vale l'equivalenza di spostamento

11.8 Esempio

È possibile anche in ordine riportare le accelerazioni ma non si usa tanto.

11.9 \rightarrow In coordinate lineari ho queste curve.

Osservate come cresce tanto la duttilità.

LEZIONE MOLTO IMPORTANTE

Terreni più soffici portano le frequenze sulle proprie che sono generalmente più basse e dunque ho periodi più alti
 → Gli spettri più ampi sono in riferimento a terreni soffici, più deformabili.

Questa forma di EUROCODE distingue due tipi di spettro:

- ① FAR FOLT: le componenti hanno caratteristiche più standard, dipendono dal terreno principalmente.
- ② NEAR FOLT: sono nuove e la foglia, ha componenti affette dal meccanismo di rigenerazione.

Spettri di progetto per analisi lineare.

Lo spettro di progetto tiene conto di caratteristiche visive in pieno elastico-plastico. Tiene conto della duttilità.

L'eurocode divide brutalmente l'orditura per μ brutalmente - Non si chiama μ ma q perché in realtà non lavoro con oscillatori semplici e non seguono esattamente la legge di Prandtl. È una duttilità ma si tiene conto delle varie duttilità che possono entrare in gioco e non solo la duttilità della struttura.

Per quanto riguarda lo spettro di risposta delle azioni verticali questo è simile a quello delle azioni orizzontali ma ho coeff. in pot. diversi.

Si tende ad un valore $\beta \cdot a_g = 20\% PIA$ che non potrà mai essere oltre passato in basso.

Quando q è elevato (es. $q=4$) la forma dello spettro cambia, il denominatore si trova in basso (13.4).

Negli edifici alti spesso il problema del vento è più importante del sisma.

Questa rappresentazione del terremoto (spettro) non è unica.

Una rappresentazione alternativa è lo SPETTRO D'ENERGIA o POTENZA. Si prende la trasformata di Fourier e si fa il modulo.

In realtà il termine potenza non è corretto. Il terremoto in realtà non è STATIONARIO (potenza), è qualcosa che inizia e finisce.
 → È più corretto parlare di SPETTRO D'ENERGIA.

Il punto di prendere il modulo della trasformata. Così vedo subito quali sono le componenti spettrali più importanti di un terremoto. È il metodo che dà delle caratteristiche spettrali, vece da cui partire, e la rappresentazione più rigorosa che si ha.

Si usa lo spettro di risposta perché è più semplice la progettazione.

Un'altra possibilità è fare una rappresentazione in funzione del tempo → ACCELEROGRAMMA.

La convenienza da la possibilità di usare ACCELEROGRAMMI SINTETICI o FICTIZI.

Con l'uso di accelerogrammi sintetici sono in grado di generare terremoti.

Generalmente per generare i terremoti si fa riferimento a più accelerogrammi, si generano più terremoti (12 almeno), poi ne faccio quello che è.

Non si generano a caso ma questi non devono discostarsi troppo dallo spettro di risposta elastico di riferimento.

- tutto ciò che è simmetrico funziona meglio
- iperstaticità → strutture ipostatiche sono più ridondanti e hanno poche risorse
- regolarità • comportamento dinamico: il solario fa da ripartitore
- resistenza torsionale: i nuclei aperti non vanno bene in zona sismica
- strutture di fondazione adeguate: in zona sismica NON uso i penti.
Pieni collegati, pieni con dei cordoli. Ancora meglio plates. Ancora meglio pali.
Voglio fondazioni che assicurano comportamento solidale col terreno

Definiamo alcuni concetti.

→ Regolarità strutturale
TABELLA EUROCODICE

Si può parlare di regolarità in pianta o in elevazione.

Se ho regolarità sia in pianta che in elevazione posso usare un Modello Piano e usare il Metodo di calcolo statico equivalente

- ② Se ho regolarità solo in pianta, l'EU consiglia di fare l'Analisi Modale e la struttura è penalizzata sulla duttilità (in elevazione irregolare)
- ③ Regolarità in Elevazione - Analisi Spaziale, Multi-Modale e l'EU dà le direttive per fare un'analisi statica equivalente
- ④ Irregolare sempre

Da queste tabelle vedo che la cosa più penalizzante è avere una struttura irregolare in elevazione → Analisi Multi-modale (no statico)

→ q è ridotto (duttile)

→ IRREGOLARITÀ IN PIANITA

Una struttura è regolare in pianta se centro di massa e centro di rigidezza non sono molto distanti tra loro

→ Non ho effetti torsionali.

CENTRO DI MASSA = baricentro delle masse

CENTRO DI RIGIDEZZA = centro delle reazioni, linea per cui passa la risultante delle reazioni

At: Il piano NON è uno shear type

Se lo fosse, spostato il solario in avanti, calcolo le reazioni, la risultante, punto d'applicazione → centro di rigidezza

La definizione è di tipo proibitivo, solo per applicare questa definizione dell'Eurocodice, pieni, piazze e avere comportamento shear type. Solo per fare questo calcolo.

→ IRREGOLARITÀ IN ELEVATIONE

È regolare in elevazione tutte le strutture che usano in modo graduale, non ho variazioni di pianta brusche da piano a piano.

METODI DI ANALISI

I metodi sono diversi.

Il più semplice è il METODO STATICO EQUIVALENTE

Questo consiste nell'applicare ad ogni piano delle forze proporzionali alle masse del piano stesso.

T_1 = periodo fondamentale, 1° modo di vibrare.

$$T_1 = C_t H^{3/4}$$

Il fattore dell'altezza calcolo T_1

È un metodo brutto, da cui calcolo le forze. Come si distribuiscono le forze nei diversi piani?

$$F_i = F_b \cdot \frac{S_i m_i}{\sum S_j m_j}$$

Le forze saranno maggiori negli ultimi piani perché sono al 1° modo di vibrare

20. NOV. 2013

L'analisi di pushover è un'analisi assolutamente grezza. Si fa una frattura rettificando un oscillatore elasto-plastico con un oscillatore ~~plastico~~.
Il punto forte di questa analisi è che si possono fare dei test in laboratorio da confrontare con i risultati dell'analisi di pushover → può essere verificata

Quali sono i limiti dell'An. di PUSH OVER?

- ① Edifici semplici
- ② Costruzioni esistenti e diffuse

L'Analisi in Time History non lineare è quella più complessa. Se non ho leggi affidabili si possono trovare risultati errati. Devi conoscere il comportamento dei materiali con esattezza. Servono gli accelerogrammi. È l'analisi da specialista non da progettista.

Passiamo adesso a sistemi a più gpl. A3.6
 È meglio il collasso a rispetto al collasso a tipo b (SOFT STORY)

Il collasso di tipo b è spesso relativo ai piani pilotis
 Si plastizzano i pilastri. È una tipologia molto debole nei confronti dell'azione sismica.

At: Non mettere le cerniere nei nodi: non si plastizzano i nodi (elementi tridimensionali) Si plastizzano i pilastri o le travi.



Bisogna assolutamente proteggere i pilastri. => Prima progetto le travi e dopo i pilastri.

At: la garanzia delle resistenze si chiama spesso anche CRITERIO DELLA DUTTILITÀ GLOBALE della struttura.

Però per i sovradimensionati i pilastri non ottenere il risultato voluto con la sola CAPACITY DESIGN.

Può succedere che prima che tutte le cerniere si formano, una cerniera prima formata raggiunga la massima rotazione e collassi -> COLASSO PARZIALE

-> Devi garantire anche elevate duttilità alle cerniere

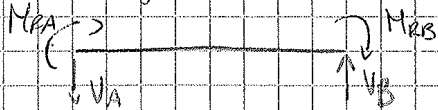
-> Configuramento per la DUTTILITÀ LOCALE.

A3.8 Un'altra questione riguarda la selezione di taglio

Il taglio è negativo

molto più il collasso a taglio è di tipo fragile -> da evitare

=> le singole travi va progettata prima rispetto alla flessione e poi rispetto al taglio in modo da scongiurare collasso di tipo fragile



CAPACITY DESIGN si applica anche al taglio rispetto alla flessione in modo che non prima il collasso per flessione o poi per taglio.

L'ultima cosa che si deve danneggiare in zona sismica è il nodo tra trave e pilastro. Se accade, se i nodi sono danneggiati, la struttura va demolita! (Non posso riparare)

Elemento da controllare sono i nodi

continuo LEZIONE A3

26. NOV. 2013

A3.9

DUTTILITÀ GLOBALE: Il meccanismo provoca più cedere, e più dissipativo
 Il concetto di duttilità globale si collega a quello di duttilità locale

DUTTILITÀ LOCALE: capacità di rotazione plastica, o deformazione in generale
 Un inquadramento delle travi HEA o IPE le rende più duttili per esempio per l'acciaio.

Rottura a taglio: è la più temibile

es. solario in cui dobbiamo temere prima di tutto la rottura a taglio
 fusti appoggi, perché percolose, fragili e poco DISSIPATIVE
 Il solario invece, in mezz'ora, prima si marcia e entro tempo di sfollare

In generale la rottura è più pericolosa e temibile. È la parte delicata se si rompe il nodo NON si sviluppa né duttilità globale e né locale

In zona sismica vanno aspettarsi requisiti più particolari e stringenti per i dettagli costruttivi.

Nel ca per avere rotazione plastica e dunque duttilità locale è necessario giocare sulla qualità di materiali (cls e acciaio) e il progetto di dettagli costruttivi.

Calcestruzzo

- Se faccio dei nodi a taglio la parabola di Sargin

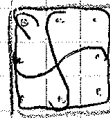
Se lo faccio per diverse % di staffatura a tempo diverse curve
 Per % maggior di staffatura, il comportamento del cls è migliore => è importante il confinamento.
 La presenza delle staffe da luogo a 1 materiale meno degradante

Acciaio

Teoricamente dal punto di vista della duttilità è perfetto: segue la legge di Hooke. Il problema è che è diverso considerare il materiale o il nodo dell'acciaio => Un nodo si comporta bene a trazione ma sbuccia a ^{compressione} trazione -> instabilizzazione

Ciò non esportare lo scoppio del cls
 => si usano le staffe per evitare l'instabilizzazione

Un tipo di staffa che si usa molto è:



piuttosto di quelle mostrate nella slide, perché più complessa

Materiali: ADERENZA

Bisogna evitare scollamento e dunque perdita di aderenza in zona sismica tra acciaio e cls.

Vedremo la lunghezza d'ancoraggio e la sovrapposizione in zona sismica. Queste aumentano se siamo in zona sismica.

Di nuovo ho un miglioramento dell'aderenza acciaio/cls se aggiungo le staffe

ρ è il parametro più importante e dipende dalla tipologia.

Wall system = sistema a pennello ...

I coefficienti sono un po' delle snelle, formulazioni di tipo misto (travate + sperti centrali)

$\frac{\lambda_{cr}}{\lambda_1}$ = coeff. di duttilità = moltiplicatore di snelle ^{snelle} nel momento del collasso ^{snelle} della 1^a armiera

Si fa solitamente un'analisi di pushover.

Ma di solito chi usa questi rapporti sta facendo un'analisi modale. \Rightarrow non voglio fare 2 analisi (come di pushover)

Questo rapporto NON può valere meno di 1

se ho 1 edificio regolare in pianta, fare il fenomeno a ciò che dicono le NTC
 se ho 1 edificio irregolare " " " " anche all'Eurocodice

Un tempo questo rapporto non c'era perché non c'erano sperimentazioni di oggi.

Per le azioni sismiche verticali

Criteri per il progetto di edifici in C.A.

- Criterio di resistenza locale: sezioni resistenti
- Criterio di progetto delle capacità (criterio sismico)
- " di duttilità locale

Giunzioni di barre

Spesso si usano barre veramente consistenti \Rightarrow si usano barre flettate e si fanno giunzioni.

Nei pennelli NO sovrapposizione! È necessario usare dispositivi meccanici.

Ancoraggi: EC2

- Travi: L'EC consiglia i metodi

In casi estremi si usano piastre e si ancora l'armatura con tirapiedi e saldatura dell'armatura alla piastra.

13.19 Piegatura all'interno pilastro con rinforzi che sono staffe di diametro opportuno.

In zona sismica devo fare attenzione all'unione tra i singoli elementi.

TRAVI (Par. 5.5.3.1.2)

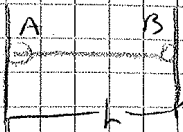
La trave si progetta a flessione usando il criterio di resistenza (come in zona NON sismica)

Sul taglio, se siete in classe bassa o media, si usa il criterio di resistenza se siete in classe alta \Rightarrow criterio di capacità.

Questo lo dice l'Eurocodice.

Le NTC dicono cose diverse (esenzione)

Si ipotizza che avvenga una plastificazione in A e B.



27 NOV 2013

13.22 Per quanto riguarda le colonne che vengono progettate dopo si può applicare il criterio di resistenza o il capacity design.

CAPACITY DESIGN

Si defluisce il coeff α di amplificazione
 α è maggiore delle sollecitazioni alle colonne \rightarrow in sicurezza
 Si fa una specie di equilibrio al nodo

$$X_{0,1} = \gamma_{rel} = \frac{M_{ed1} + M_{ed2}}{M - M}$$

Amplifico le sollecitazioni

La formula all'interno delle norme la formula è ancora più semplice

7.4.4.2.1 \rightarrow Verifica da fare sulle colonne col capacity design per strutture in c.a.

13.23 Il criterio di capacità per il taglio è uguale a quello visto per le travi anche nel caso di colonne. Anzi in realtà è più semplice, non ho carico distribuito.

$$V_{sd,co} = \gamma_m \cdot \frac{M_{ed1} + M_{ed2}}{l_{col} = \text{alt. colonna}}$$

Faccio l'equilibrio di una colonna con 2 coppie e taglio.

Sequenza

1. Prolongazione e flessione delle travi
2. " " delle colonne
3. Collasso delle colonne per taglio \rightarrow Non dovrebbe mai succedere.

13.24 Sono necessarie delle staffe per proteggere il nodo e nelle colonne deve passare almeno 1 barra al centro rispetto a quelle ai nodi.

Sono dettagli da verificare \rightarrow Minimi da rispettare.

13.25 \rightarrow Mensole antisismiche o pannelli

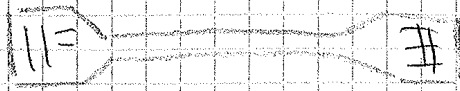


DISPOSIZIONI: Il meccanismo più duttile è per flessione
 Da evitare: RIBALTAMENTO (è la cosa peggiore)
 La rottura per flessione alla base deve sempre precedere la rottura delle giunzioni
 TAGLIO: Rispettare gli spessori in mm. Il taglio dipende dall'area flessionale delle mensole antisismiche.
 taglio spessore adeguato (non deve essere mai \geq di 15 cm)
 nodi neanche troppo elevati perché pesante

Nella mensola antisismica è importante fare la risegge: parte da 20 cm e in alto è 15 cm. Poi bisogna collegare bene al sodo perché lì si instaurano forze molto elevate e a volte bisogna anche rinforzare con altri ferri.

La mensola antisismica va progettata in modo razionale. Bisogna rispettare gli spessori minimi dati dalle norme.

Tipicamente quando si tiene l'incastellatura si fa un ringrosso in modo da ingrandire ancora la mensola



Si deve così anche meglio spazio per i ferri, per l'aggancio

Inizialmente addirittura NON si parlava neanche degli Stati Uniti.

Nonostante le altre normative (NTC 2008) venivano aggiornate, questa no.

Il difetto di queste normative non è che è basata sul calcolo delle resistenze e non di duttilità ma un altro.

Esistono 2 tipi di Normative: Prescrittive e Prestazionali.

La normativa del '74 è di tipo prescrittivo, pensa di coefficienti che non si capivano -> Normativa opaca.

Oggi giorno si preferiscono le Normative prestazionali.

L'evento che ha cambiato la Normativa è stato nel 2002: terremoto di San Giuliano di Puglia (MUSE).

Questo episodio ha fatto capire che anche se si è in zona non sismica non siamo al sicuro. La conseguenza dell'evento è stata che sono stati riclassificati i territori ed è stata completata la normativa sismica nel giro di 1 anno.

Per fare ciò si dà l'incarico alla Protezione civile.

Il 1° documento viene fatto 1 anno dopo: Ordinanza 3274.

Non è però diventato obbligatorio.

Per i progettisti vanno dunque quelle del 1996 (versione aggiornata del 1974). Usavano fuori errore.

Si è lavorato ancora qualche anno finché si è arrivati all'ordinanza 3631: versione approvata dagli enti.

Ha avuto un effetto positivo. Quella del 2005 rappresenta la 1° Normativa sismica italiana.

Parallelamente è stato fatto il piano di aggiornamento e quello dell'ordine degli ingegneri.

Si continua a usare la vecchia norma.

Finché c'è stato il terremoto dell'Aquila e finalmente la Normativa è stata applicata.

Att: Non è stata applicata la Ordinanza 3631.

Nel frattempo il Ministero delle Infrastrutture si è svegliato e ha ricominciato a Normare:

TESTO FALLENTERE

14.09.2005

(Pens d'errori)

TESTO UNICO

La Normativa di riferimento diventa DM 14.01.2008 NTC 2008.

Di fatto il testo unico non è stato tenuto applicato.

Da quel momento la normativa di riferimento è la NTC08, si abbandona anche l'Ordinanza 3631. (fonte).

Il quadro Normativo non finisce qui. Ovviamente NON abbiamo considerato gli Eurocodici (più importanti per il CA).

Importanti sono gli EDIFICI TUTELATI.

Su questi edifici la competenza non è del Ministero delle Infrastrutture ma è del Ministero dei Beni Culturali. Quest'ultimo in modo continuo ha sempre emanato leggi sugli edifici tutelati (e centri storici).

Nel 2004 viene fuori una normativa per edifici tutelati (murotatura) molto innovativa. L'unico difetto è che è usata qualche mese prima delle NTC. => Non era armonizzata con la NTC 2008 perché faceva riferimento all'ordinanza.

Nel 2011 è usata una normativa armonizzata con la NTC.

Adesso il quadro è chiaro. Abbiamo

- NTC 2008

- NORMATIVA 2011 (Si usa per la muratura)

ESERCITAZIONE

Structural and Nonstructural

Qualsiasi tipo di struttura vibra non solo e causa di un terremoto ma a causa di qualsiasi azione (es. passi) -> Ovviamente l'accelerazione è molto inferiore, di 1/2 ordini di grandezza.

Caratterizzazione dinamica dell'edificio:

Nella progettazione potrebbero esserci errori fino al 100%.

Se faccio l'analisi da un punto di vista teorico e disegno $2s = \text{Periodo}$, poi costruisco l'edificio e disegno $\text{Periodo} = 1s \Rightarrow$ Ho fatto un errore di caratterizzazione dinamica dell'edificio.

Come determino la freq. reale di un edificio?

Su strutture esistenti si pongono dei sensori e si fanno delle letture.

Si identifica dunque il sistema fornendo 1 input (accelerazione traffico) leggo la risposta dell'edificio, l'output (di solito accelerazione).

La risposta del sistema di solito ha dei picchi in corrispondenza della freq. della struttura.

Fatto il modello f.e.m., se mi accorgo di avere degli errori

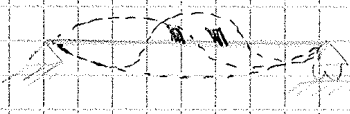
\Rightarrow MODEL UPDATING

1^a Applicazione (Chesa)

Fare analisi sismica

1^a = COSTA - Suggerire dove applicare i sensori.

Si posizionano dove l'ampiezza di vibrazione modello è maggiore



Bisogna ricordarsi non nei nodi, in modo da visualizzare tutti i modi di vibrare, pari e dispari.

In un segnale ambientale ho oscillazione regolare

ESERCITAZIONE 6

Effettuare la verifica di un telaio significativo della struttura.

Si applicano le varie forze di piano provenienti dall'analisi dello spettro di risposta.

Le configurazioni assunte sono molte, si prendiamo solo 2 delle

config	}	100% lungo x	30% lungo y
		30% lungo x	100% lungo y

Calcolare le sollecitazioni e fare le combinazioni SQRSS o CQC (dipende qual'è possibile fare).

Ripetere l'operazione 3 volte, per ogni modo da vibrare.

-> Fare dunque a questo punto la verifica NTC degli elementi non strutturali.

Per gli edifici in c.a. si progetta con la gerarchia delle resistenze.

Pilastri - Colonne - Fondazione \leftarrow verifica



Verifica presso - Plesione deviate del pilastro. Valutare per 1 solo telaio - Nell'altra direzione ipotizzo.



CASO C

Supponiamo di avere sistema nel piano.

PARETE FORATA

Gli elementi verticali sono i MASCHI MURARI (pietra)

Gli elementi orizzontali sono le FASCIE DI PIANO (travi)

Un tipico collasso è quello relativo ai setti. Le croci di S. Andrea sono sui setti. La muratura in questo caso

Nelle murature, a differenza delle strutture in c.a., è meglio se il collasso avviene nel maschio murario e non nelle fascie di piano. Queste ultime solitamente sono sempre fessurate, e già un elemento compromesso dall'urto.

Il maschio murario è l'elemento migliore e ha ancora un po' di duttilità.

Un modo per evitare il collasso della fascia di piano è quello di usare un cordolo perimetrale.

Un collasso della fascia di piano è poco duttile. È il regno che si possa avere. Solitamente si ha questo tipo di collasso negli edifici alti. Sono poche le figure che si hanno su questo tipo di collasso perché, raramente, la fascia di piano (anchitrave), si ha un collasso quasi repentino.

Altre osservazioni derivano da studi empirici fatti dal prof. Giuffrè dell'Università di Roma.

In questo caso osserva il comportamento della campagna nel suo insieme e osserva:

(A) COLASSO NEL SETTORE delle ROTAZIONI (ribaltamento)

(B) si osserva la fessura sia di traslazione che di rotazione

(C) COLASSO NEL SETTORE delle TRASLAZIONI

(A) → In un edificio scadente sollecitato da un terremoto con basse intensità.

(C) → In un buon edificio e un terremoto intenso.

(B) → Si osserva in edifici scadenti con azioni sismiche intense.

A seconda delle lesioni che potrebbero aspettarsi a causa di un terremoto, si osservano le colture.

In generale non si osservano le colture dove aspetta la lesione ma si vedono al di sotto delle zone a 45° . Attenzione!

Attenzione alle discontinuità a livello strutturale (es: camera fumaria, finestra chiusa, ...). È importante eseguire delle indagini sulle strutture, il progettista diventa quasi come un detective.

Un altro concetto importante è quello di INTERAZIONE TRA EDIFICI ADIACENTI.

Un edificio più rigido, più pesante, tende a danneggiare quello accanto se meno rigido. Inoltre edifici di diversa altezza hanno dei modi di vibrare diversi con periodi diversi. La vibrazione in generale è oscillazione maggior controfase ⇒ es: un campanile potrebbe martellare la chiesa.

⇒ In zona sismica o separo gli edifici in modo completo → GIUNTO o li unisco in modo da farli funzionare insieme.

Effetti di martellamento.

Le Normative devono tener conto anche degli edifici vicini.

In zone sismiche tutto ciò che è IRREGOLARE funziona male e si comporta in modo strano.