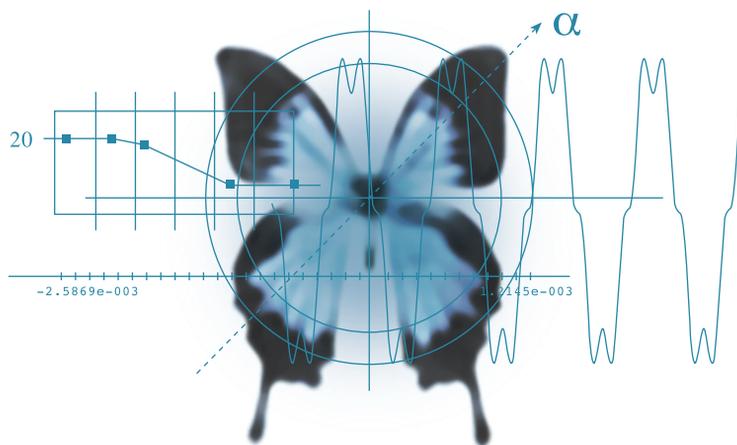


ROBERTO SPAGNUOLO | GIUSEPPE PASCUCCI

CONCETTI

DI INGEGNERIA ANTISISMICA
ALLA BASE DELLA NUOVA
NORMATIVA



INDICE

Premessa	5
1. Introduzione al corso.....	10
2. La simulazione virtuale.....	20
3. La duttilità.....	33
4. La tecnica dello spettro di risposta	40
5. Duttilità delle membrature in calcestruzzo armato	45
6. Effetti del secondo ordine	53
7. Analisi dinamica nel dominio del tempo.....	63
8. Capacity design.....	74
9. MultiStage	79

Percorsi progettuali	87
Presentazione	89
Introduzione	90
Percorso 1	92
Percorso 2	118
Percorso 3	152
Percorso 4	168
Percorso 5	174
Percorso 6	191

Easy Beam per immagini.....	217
------------------------------------	------------

Cenni sull'origine dei terremoti di Elena Spagnuolo	239
--	------------

5. DUTTILITÀ DELLE MEMBRATURE IN CALCESTRUZZO ARMATO

Prima di parlare di duttilità delle sezioni in calcestruzzo armato forse è opportuno fare un cenno agli stati limite.

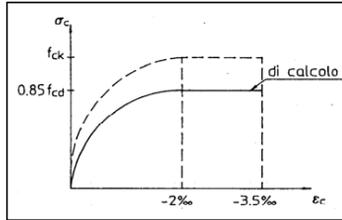
Il concetto di stato limite si può applicare in modo generale. Se un cantante conosce il suo “limite” di resistenza nel cantare che è, mettiamo, sei ore, quando deve fare un concerto di mezz'ora sa che è ampiamente sotto il limite e ha un fattore di sicurezza di $6.0/0.5=12$. Il problema è che in tutte le cose, anche nel rendimento di uno che canta, il legame non è lineare. Certamente non lo è per le strutture. Ma se dobbiamo andare a investigare lo stato “limite” dobbiamo in genere andare oltre il comportamento elastico lineare.



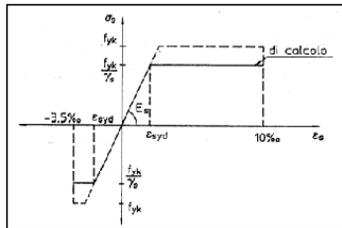
Grafico forza-spostamento che illustra come gli stati ultimi in genere siano descrivibili solo da leggi non lineari.

Quindi l'analisi per stati limite richiede quasi sempre metodi non lineari. Fortunatamente con la tecnica dello spettro di risposta, come abbiamo visto, ce la siamo cavata dal non fare analisi non lineari e quindi, in sintesi estrema, possiamo dire che nell'analisi, con la tecnica dello spettro di risposta, anche se operiamo su stati limite, non dobbiamo sobbarcarci l'onere di analisi non lineari e quindi lo stato limite, in un certo senso, è più un concetto che non un dettame operativo.

Quando però operiamo sulle sezioni in calcestruzzo, poiché ci troviamo appunto a investigare uno stato limite non possiamo permetterci di supporre che le sezioni abbiano ancora un comportamento elastico lineare e quindi, oltre all'obbligo sia metodologico che concettuale, di operare considerando gli stati limite, dobbiamo per forza usare relazioni non lineari.

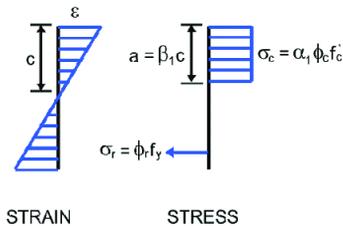


La relazione non lineare tensione-deformazione del calcestruzzo secondo normativa.



La relazione non lineare tensione-deformazione dell'acciaio secondo normativa.

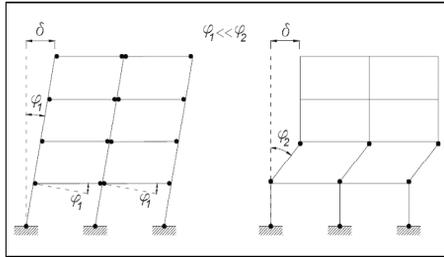
Nel caso delle sezioni esistono metodi semplificati che in qualche modo aggirano il problema dell'uso di metodi non lineari sofisticati con degli artifici (lo "stress" block è noto a tutti). Ma oggi queste semplificazioni non sono così giustificate visto che il calcolatore elettronico consente analisi delle sezioni con legami non lineari, come appunto è in grado di fare EasyBeam (si veda, su EasyBeam, l'ultima sezione di questo volume).



La tecnica approssimata dello "stress block" evita di usare una più accurata analisi non lineare della sezione.

Tornando alla duttilità, non vi è un legame diretto tra duttilità globale e locale. Basti pensare che anche il meccanismo di collasso determina la resistenza ultima.

Il caso più lampante è quello del "piano soffice" che tratteremo in seguito più in dettaglio:



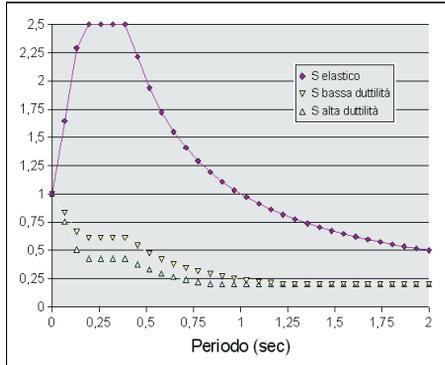
I meccanismi di collasso influiscono sulla duttilità globale della struttura.

È essenziale comprendere che l'uso di spettri di risposta non lineari implica l'assunzione di un valore approssimato del coefficiente di struttura e che la struttura deve essere progettata ed eseguita in modo che ragionevolmente abbia quell'ipotizzato coefficiente di struttura.

Da questo motivo nascono le prescrizioni puntigliose della normativa. Infatti esperienze sia numeriche che pratiche hanno indicato che il coefficiente di struttura può assumersi tra 3.5 e 5.5 per strutture intelaiate in calcestruzzo armato regolari ove si formino cerniere plastiche nelle travi prima che si formino nei pilastri e dove non vi siano rilevanti irregolarità che comporterebbero distribuzioni disuniformi delle sollecitazioni e quindi plasticizzazioni concentrate che porterebbero al collasso prima che le deformazioni plastiche possano estendersi anche alle parti meno sollecitate. Ciò perché, in condizioni di disuniforme sollecitazione, occorrerebbero duttilità elevatissime, e in pratica non ottenibili, per garantire una redistribuzione in condizioni di disuniforme sollecitazione.

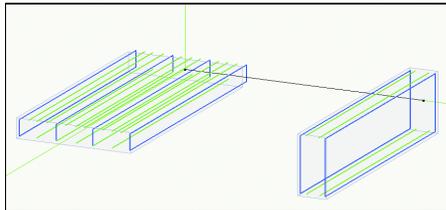
Questo fa capire la puntigliosità di tante prescrizioni di normativa tendenti a garantire l'osservanza di distribuzioni di armatura e di particolari costruttivi atti a garantire la duttilità delle sezioni e una adeguata distribuzione della duttilità negli elementi strutturali.

Come esempio, vediamo la prescrizione che non consente l'uso di travi a spessore se si progetta in alta duttilità. È ovvio che tali travi abbiano rottura fragile e pertanto consentano una più bassa duttilità che, come vediamo dagli spettri di risposta comparati, comportano il ricorso di una maggiore resistenza.



La normativa prevede spettri di risposta diversi per comportamenti elastici ad alta o bassa duttilità.

Vediamo due travi che hanno un momento ultimo eguale ma una a spessore e una in altezza.



Le armature di due travi con eguale momento ultimo ma una in spessore e l'altra in altezza.

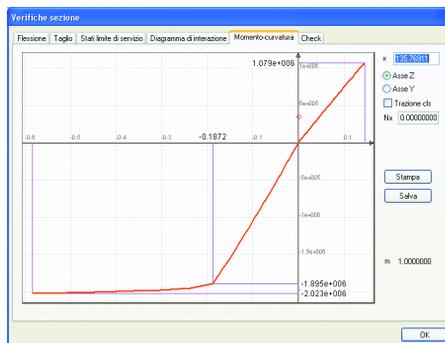


Diagramma momento curvatura (EasyBeam) della trave a spessore.

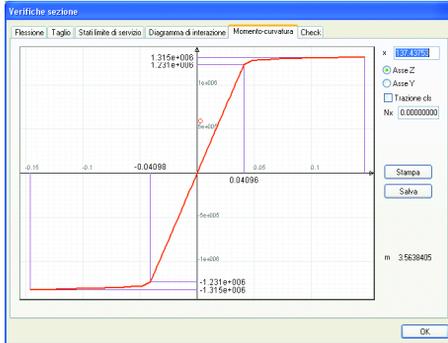


Diagramma momento curvatura (EasyBeam) della trave in altezza.

La trave a spessore per momenti positivi ha duttilità unitaria e cioè ha rottura fragile. La trave in altezza invece, pur con momento ultimo molto simile, ha una duttilità di 3.56. Si capisce perché la trave a spessore non possa essere impiegata in alta duttilità. I diagrammi momento-curvatura sono stati ottenuti con EasyBeam.

Vediamo ora come il bilanciamento delle armature agisca sulla duttilità. Bilanciando le armature della trave a spessore si ottiene il seguente diagramma momento-curvatura.

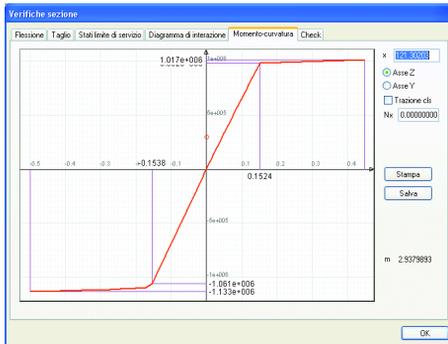


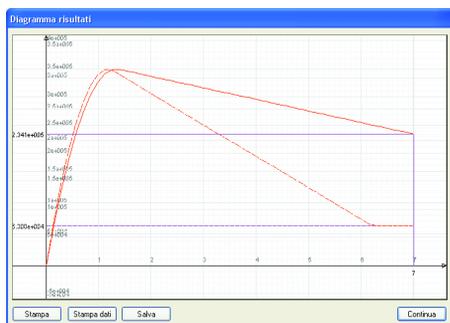
Diagramma momento curvatura (EasyBeam) della trave a spessore con armatura bilanciata.

Come si vede nella precedente figura, il momento ultimo non cambia significativamente ma la duttilità aumenta a 2.93.

Si deve ricordare che la duttilità aumenta con:

- il crescere delle prestazioni del conglomerato e quindi con il suo confinamento;
- il crescere dell'armatura compressa;
- la riduzione dell'armatura tesa.

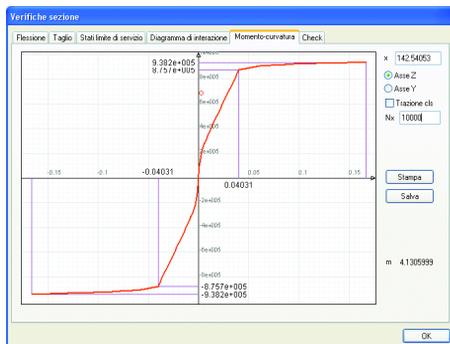
Gli effetti del confinamento li abbiamo visti con il legame costitutivo di Kent e Park impiegato nella trave a fibre di Nòlian. Aumentando la densità di staffatura aumenta il confinamento e la curva si “innalza” in quanto si allontana il punto di deformazione di rottura e quindi la duttilità aumenta.



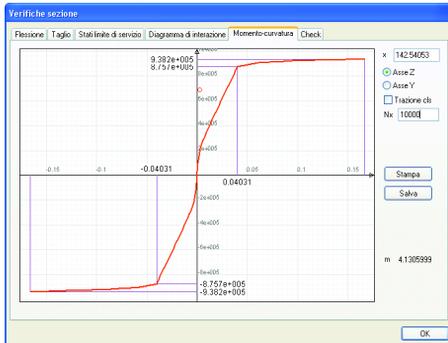
L'effetto del confinamento sulla resistenza del calcestruzzo.

Il discorso si amplia parlando dei pilastri dove interviene anche la forza assiale. Infatti lo sforzo normale ha sempre effetto negativo sulla duttilità.

Possiamo vederlo subito con gli strumenti di EasyBeam. Prediamo un pilastro e assoggettiamolo a uno sforzo assiale crescente. Nelle figure che seguono vediamo la variazione di duttilità in funzione della forza assiale.



Con sforzo assiale 10000, la duttilità già scende a 4.1.



Con sforzo assiale 50000 la duttilità scende ancora a 3.46.



Con sforzo assiale 100000 la duttilità scende a 2.03.

Questo fenomeno si può comprendere molto bene tramite il diagramma di interazione N-M che tratteremo sempre con gli strumenti di EasyBeam.

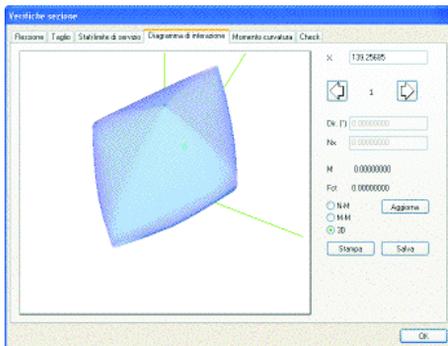
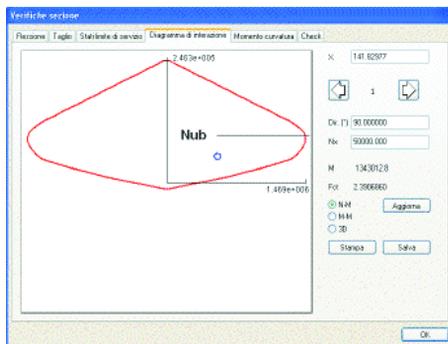


Diagramma di interazione tridimensionale dei momenti e della forza assiale (EasyBeam).



Una sezione del diagramma tridimensionale di interazione mostra il valore di rottura bilanciata.

Il diagramma N-M mette in luce la divisione tra la parte superiore del diagramma dove la crisi della sezione è dovuta allo schiacciamento del calcestruzzo prima che l'acciaio abbia potuto snervarsi. Per la forza normale N_{ub} si ha la cosiddetta "rottura bilanciata" e cioè la crisi contemporanea di acciaio e calcestruzzo. Per sforzi normali inferiori si è nella parte bassa del diagramma dove si ha la crisi per snervamento dell'acciaio e quindi solo per questi valori di sforzo normale inferiori a N_{ub} si può avere un comportamento duttile della sezione.

Da quanto abbiamo visto si possono trarre delle indicazioni progettuali affinché si abbia una plasticità diffusa.

Per i pilastri:

- Il momento resistente di progetto deve essere sempre maggiore di quello sollecitante nell'ipotesi di plasticizzazione delle estremità delle travi.
- Il taglio conseguente la distribuzione dei momenti dovuta alla plasticizzazione suddetta sia inferiore a quello resistente del pilastro.

Per le travi:

- Il taglio resistente di progetto sia maggiore di quello sollecitante nell'ipotesi che le estremità raggiungano contemporaneamente il valore resistente di progetto tenendo in considerazione anche il contributo dei carichi verticali nell'ipotesi di una contemporanea scossa sussultoria.
- Le sezioni dei tronchi adiacenti ai nodi abbiano sufficiente duttilità.

Esercizio 5

In questo esercizio vedremo quanto precedentemente illustrato e cioè il variare della duttilità della struttura, misurandola sul diagramma momento curvatura in EasyBeam.

6. EFFETTI DEL SECONDO ORDINE

La copertina del nostro trimestrale Floating Point del settembre 1999 recava l'immagine di Charlot con il suo famoso bastoncino che è un'immagine molto convincente degli effetti del secondo ordine.



Copertina di FloatingPoint di settembre 1999.

Questi effetti, e più in generale quelli dell'instabilità, sono spesso trascurati, ma già furono una sfida all'ingegneria dell'800 e costituiscono tuttora un potenziale pericolo.

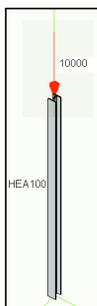


Crollo di un ponte russo di tipo reticolare aperto.

I fenomeni di instabilità delle strutture reticolari erano poco noti alla fine dell'800 e la loro non conoscenza provocò crolli di ponti in Russia e in Inghilterra.

Galileo, parlando del piano inclinato, diceva “levati tutti gli altri impedimenti” alludendo all’attrito. Cioè con Galileo nasce il moderno concetto di modello e seguiremo il suo insegnamento concentrandoci sul modello quanto più “privato di altri impedimenti” per capire meglio il fenomeno di cui ci occupiamo.

Ci riferiamo quindi al pilastro classico, oggetto di tante nostre attenzioni.



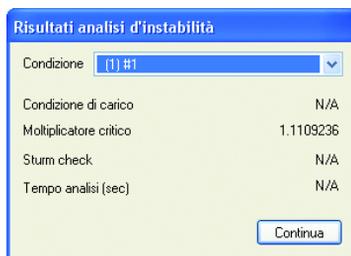
Il pilastro che useremo nell'esempio.

Il carico critico euleriano è dato in questo caso, come è noto, da:

$$P_e = \pi^2 / 4 * E J / L^2$$

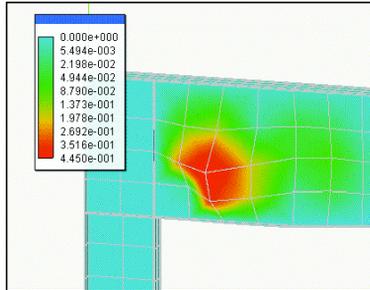
Il nostro pilastro è una HEA100 di lunghezza $L=250$, modulo elastico $E=2,100,000$ e inerzia, nel piano considerato $J=134.0$, da cui $P_e = 2.46 * 2,100,000 * 134 / 62,500 = 11,109.23$.

Se come prima cosa eseguiamo un’analisi di instabilità con Nòlian, vediamo che il moltiplicatore critico delle forze di 10,000 è, con esattezza spettacolare: 1.110923!



Calcolo del moltiplicatore critico con Nòlian.

Prima di addentrarci negli effetti del secondo ordine in analisi modale, concetto introdotto con la nuova normativa e che ha attirato l’attenzione su questo fenomeno comunque molto importante, vediamo l’analisi di instabilità di strutture più complesse.



Forma di instabilità di trave a parete sottile.

Nell'immagine precedente la forma di instabilità di una trave a parete sottile. Con Nòlian si calcola il moltiplicatore critico anche di strutture a guscio e, esaminando le forme di instabilità, si può intervenire dove necessario.

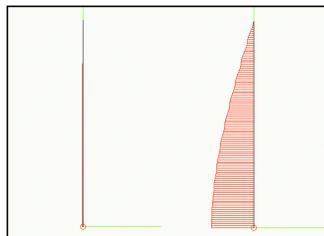
Ora facciamo un'analisi lineare e poi non lineare in piccoli spostamenti (cioè propriamente per gli effetti del secondo ordine) del nostro pilastro e mettiamo i risultati a confronto.



Amplificazione degli spostamenti per effetti del secondo ordine.

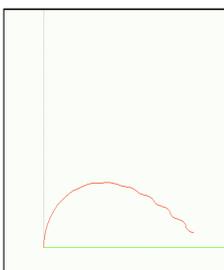
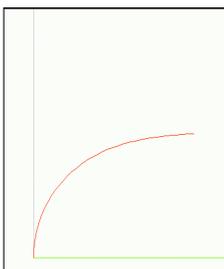
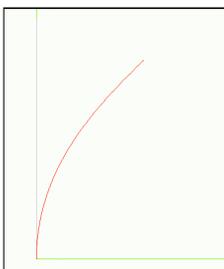
Con l'analisi non lineare abbiamo ottenuto degli spostamenti laterali amplificati dagli effetti, appunto, del secondo ordine.

Ancora più evidente l'amplificazione degli sforzi anche se, va notato, siamo in prossimità del carico critico.



Amplificazione dei momenti flettenti per effetti del secondo ordine.

Fin qui eravamo in “piccoli spostamenti” ma si può andare oltre? Certo. Con elementi finiti progettati per grandi spostamenti si può andare oltre. Vediamo la deformata della trave all’aumentare del carico linearmente.



La deformata (non amplificata) di un elemento trave all’incremento del carico.

Facciamo notare che, nelle immagini precedenti, non vi è amplificazione di deformazione. La trave “gira” davvero su se stessa. Cioè, si possono cogliere comportamenti descritti da leggi altamente non lineari. Se poi esaminiamo lo sforzo assiale abbiamo delle sorprese.

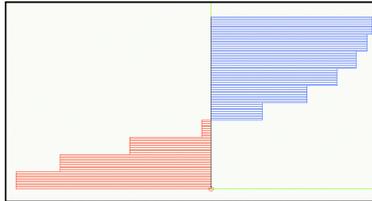


Diagramma del momento flettente nella trave al massimo della rotazione.

Infatti lo sforzo assiale, quando la trave si “rigira” si inverte nella parte incurvata in basso dove diviene di trazione e ora varia linearmente invece che essere costante.

Fenomeno questo che forse nella pratica progettuale può accadere raramente ma che ci dice due cose:

- L'elemento finito adottato è così sofisticato che se avessimo fatto degli errori di progetto ce lo “direbbe” invece di nascondersi dietro l'inadeguatezza di un'analisi lineare. È una testimonianza inoltre della qualità del software anche nelle situazioni meno “estreme”.
- In una analisi automatica non vi è il buon senso a distinguere i limiti di applicabilità e quindi il software deve essere in grado di gestire anche i casi che escono dalle nostre possibilità di controllo.

Visti gli effetti abbastanza sconcertanti dei comportamenti reali delle strutture, il cui comportamento è descrivibile con leggi lineari solo in un ambito molto ristretto delle loro prestazioni, forse potremo meglio comprendere come la instabilizzazione di una struttura prossima al carico critico, derivante dall'azione laterale di un sisma, sia da tenersi in seria considerazione.

Per capire meglio gli effetti della azione assiale in campo dinamico, simuliamo una chitarra. Le corde delle chitarre vibrano con frequenze diverse in funzione della tensione alle quali sono sottoposte. Possiamo arrivare a una tale sofisticazione da calcolare a che frequenza vibrerà una corda di chitarra? Certamente sì!



Modello di una "chitarra" virtuale a due corde.

Questa chitarra a due sole corde ci aiuterà nel nostro esperimento. La corda superiore è libera di vibrare, quella inferiore ha un tensione di 500 unità.

Come sappiamo il periodo ennesimo di vibrazione di una corda tesa è dato da:

$$T = 2 * L / n * \text{sqrt} (A * d_m / F)$$

dove d_m è la densità di massa e gli altri simboli sono di facile intuizione.

Nel nostro caso il primo periodo è dato da:

$$T = 2 * 1000/1.0 * \text{sqrt} (0.1 * 1.0e-7 / 500) = 0.008944$$

Con Nòlian otteniamo 0.008945.



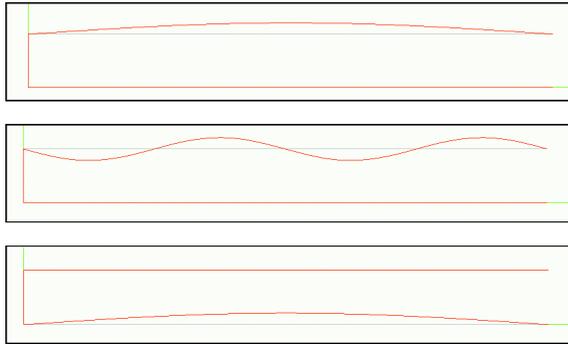
Il periodo della corda tesa ottenuto con Nòlian.

Vediamo dopo un'analisi modale senza effetti del secondo ordine. Il periodo risulta 4.3931. Non male come differenza se non teniamo conto dello sforzo assiale!



Il periodo della corda senza tensione.

Ora prendiamo la “chitarra” e sottoponiamola ad analisi modale tenendo conto degli effetti del secondo ordine per entrambe le corde. Vediamo alcuni modi di vibrare nelle figure seguenti.



I modi di vibrare 1, 4 e 10 della “chitarra”.

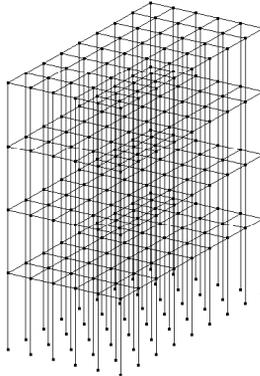
Vediamo il 1°, il 4° e il 10° modo e solo al 10° modo viene interessata la seconda corda, quella tesa. Infatti la tensione fa sì che il periodo di vibrazione sia più breve e quindi vi sia associata meno energia e viene rappresentato più in basso nella scala di priorità dei modi di vibrare. I periodi della prima vibrazione, inutile dirlo, tornano quelli già visti prima ma vi sono alcune interessanti osservazioni da fare che forse non riguardano gli effetti del secondo ordine ma l’analisi sismica in genere.

Infatti se vediamo i coefficienti di partecipazione delle masse (rapporto di “masse eccitate”) vediamo come al primo periodo vi sia solo il 44% che diminuisce rapidamente scendendo di periodo fino al 9° dove si ha solo lo 0.02% ma al 10° ritroviamo un 44% perché entra in vibrazione la seconda corda, quella tesa. E questo ci fa scoprire modi di vibrazione significativi dei quali non si sarebbe tenuto conto se avessimo considerato soli i primi modi di vibrare. E a questo scopo, per inciso, abbiamo visto quanto sia importante controllare le forme modali.

Periodi propri e masse relative				
Analisi	(1)_1324			
Modo	10		Periodo (sec) 0.00894531	
Masse modali relative				
	x	y	z	a
	0.00000000	0.00000000	0.44292731	0.21842991
Masse modali relative totali				
	0.00000000	0.00000000	0.98572954	0.48611122
Continua				

Periodo di vibrazione e masse modali relative associate al 10° modo.

Ora veniamo a un esempio più pratico esaminando un telaio nel suo insieme.



Mesh del telaio usato nell'esempio.

Nella figura precedente, la mesh del telaio che non consideriamo a impalcati rigidi per rendere computazionalmente più onerosa l'elaborazione.



Periodo del primo modo considerando gli effetti del secondo ordine.

Con l'analisi modale senza considerare gli effetti del secondo ordine otteniamo un periodo di 0.67 secondi.



Periodo del primo modo senza considerare gli effetti del secondo ordine.

Considerando invece gli effetti del secondo ordine, il periodo sale a 1.26 secondi. È vero, come abbiamo visto, che ci eravamo messi in prossimità del carico critico proprio per esaltare certi effetti. Ma gli effetti ci sono e sono vistosi.

Anche sugli sforzi l'incremento, considerando gli effetti del secondo ordine, diventa vistoso.

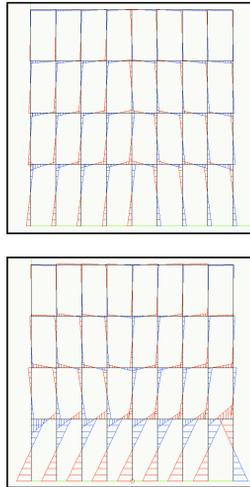
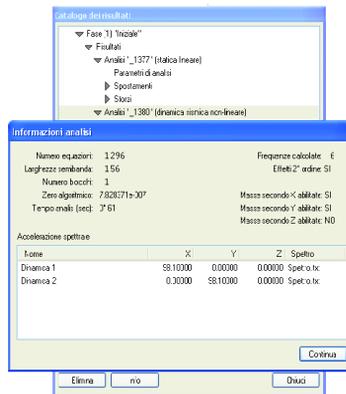


Diagramma dei momenti flettenti ottenuti tramite analisi che non tiene conto (sopra) e che invece tiene conto (sotto) degli effetti del secondo ordine.

Del resto i tempi di calcolo con Nòlian, tra un'analisi che tenga o meno in conto gli effetti del secondo ordine, cambia davvero di poco e i tempi sono in ogni caso ridottissimi perché Nòlian usa un metodo di fattorizzazione per matrici sparse efficientissimo frutto della ricerca del settore solo degli ultimi anni.

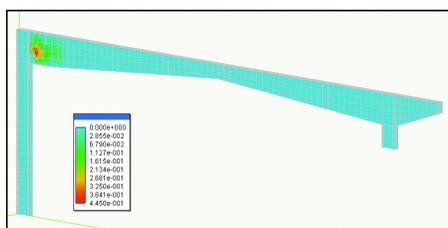


Tempi di calcolo dell'analisi sismica con effetti del secondo ordine in Nòlian.

Cioè, per calcolare 6 autovettori di un sistema con 1296 gradi di libertà e tenendo conto degli effetti del secondo ordine, sono occorsi solo 0.6 secondi!

Esercizio 6

In questo esercizio vogliamo ampliare il campo di riflessione agli elementi piani e considerare quindi gli effetti del secondo ordine, o meglio di instabilità, in travi a parete sottile. Si tratta di un caso reale. In un teatro coperto con travi in acciaio saldate di forte altezza si sospetta che tali travi potessero dare luogo a fenomeni di instabilità. Verificata l'instabilità delle travi considerate come elementi monodimensionali di tipo Trave non si riscontravano fenomeni di instabilità. Modellando però una trave con elementi finiti bidimensionali, si è scoperto che vi erano fenomeni di imbozzamento locali che abbassavano pericolosamente il carico critico. Osservando i punti dove si aveva l'imbozzamento, si sono predisposti degli irrigidimenti d'anima che hanno portato il moltiplicatore critico ai valori voluti. Nelle figure seguenti la forma di imbozzamento e la trave con gli irrigidimenti finali previsti.



Forme di imbozzamento dell'esempio ottenute tramite analisi di instabilità con Noltan.



La trave finale opportunamente irrigidita in seguito ai risultati delle analisi di instabilità.

