Valutazione degli edifici esistenti in c.a.: un caso studio

Ing. Gerardo M. Verderame

verderam@unina.it

Dipartimento di Ingegneria Strutturale

Università degli Studi di Napoli Federico II

DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio è stato realizzato negli anni 80.

Presenta una pianta rettangolare, dimensione 21.20 x 10.00 m.

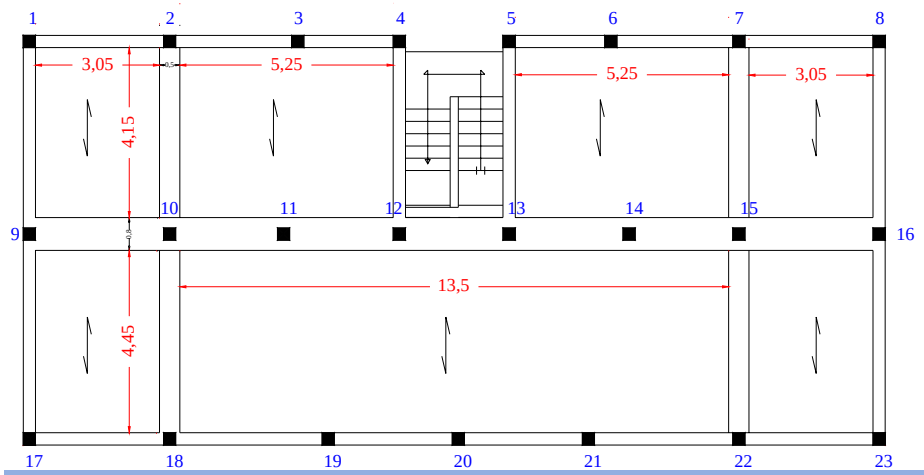
In altezza si sviluppa su tre livelli, con copertura a falde inclinate.

L'edificio è strutturalmente simmetrico rispetto all'asse verticale, mentre si presenta asimmetrico rispetto a quello orizzontale.

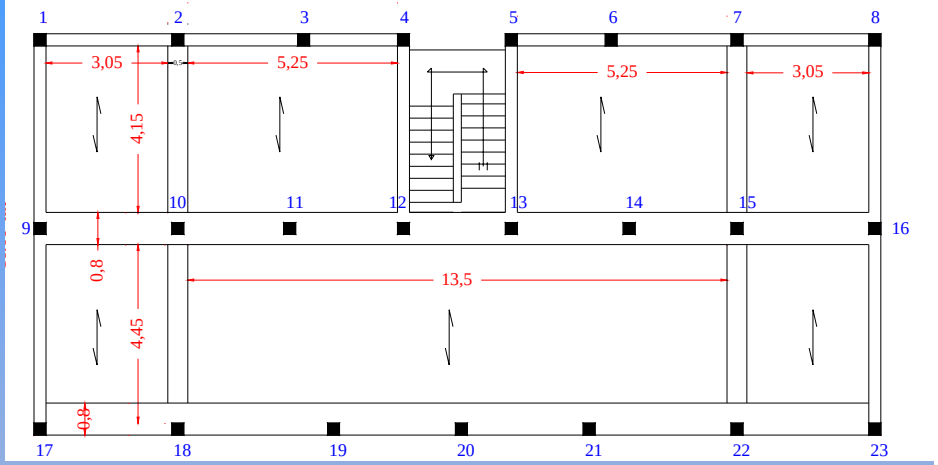
Su ciascun piano sono disposti 23 pilastri che definiscono 3 telai longitudinali 4 telai in direzione trasversale.

DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

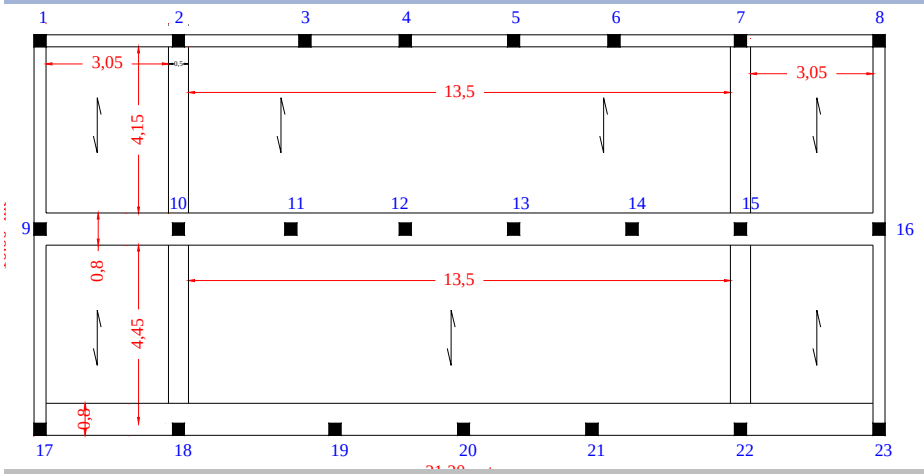
Pianta primo impalcato



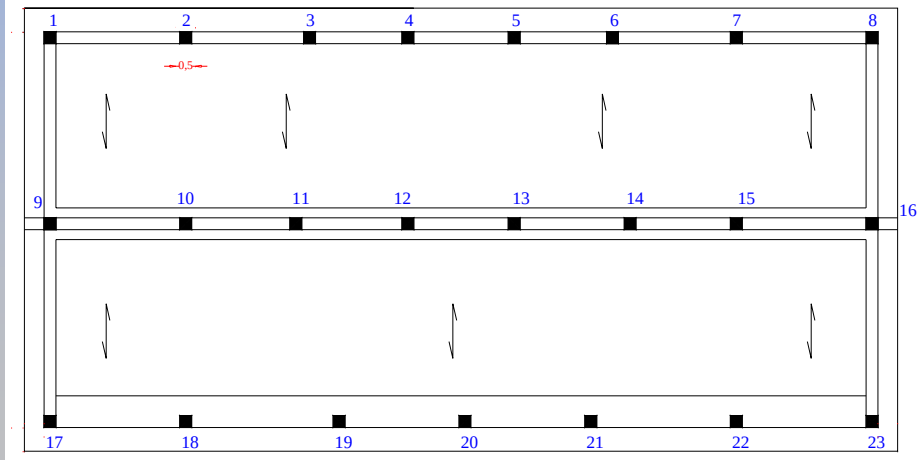
Pianta impalcato **tipo**



Pianta sottotetto



Pianta copertura



DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

LLe fonti da considerare per l'acquisizione dei dati necessari sono:

ddocumenti di progetto;
eeventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
rrilievo strutturale;
pprove in sito e in laboratorio.

LLa quantità e qualità dei dati acquisiti determina:

ii metodo di analisi
ii valori dei fattori di confidenza da applicare alle proprietà dei materiali da adoperare nelle verifiche di sicurezza (Tabella 11.3).

DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

AAi fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei fattori di confidenza si distinguono i tre livelli di conoscenza:

LLC1: Conoscenza Limitata;
LLC2: Conoscenza Adeguata;
LLC3: Conoscenza Accurata.

GGli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono:

ggeometria**,** le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali,
ddettagli strutturali**,** quantità e disposizione delle armature (c.a.), collegamenti (acciaio), collegamenti tra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi non strutturali collaboranti,
mmateriali**,** proprietà meccaniche dei materiali.

DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e *limitate* verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e *limitate* prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con *limitate* verifiche in situ oppure *estese* verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con *limitate* prove in-situ oppure *estese* prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con *limitate* verifiche in situ oppure *esaustive* verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con *estese* prove in situ oppure *esaustive* prove in-situ	Tutti	1.00

DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

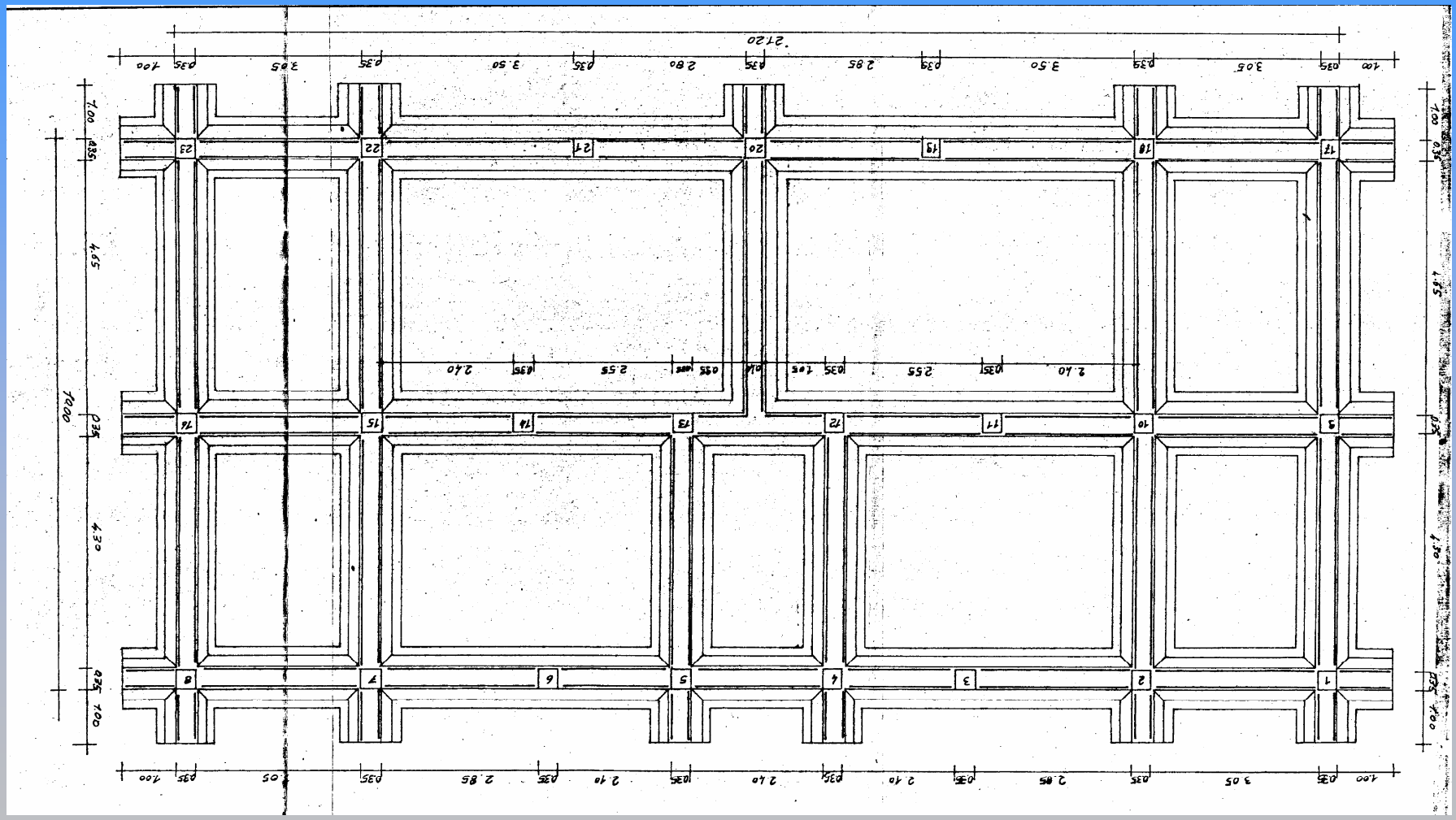
Geometria

Per l'edificio in esame sono disponibili i *disegni originali delle carpenterie* che hanno consentito l'individuazione dell'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali descrivendo la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni.

E' stato effettuato un ***rilievo visivo*** a campione a verifica della effettiva corrispondenza del costruito ai disegni.

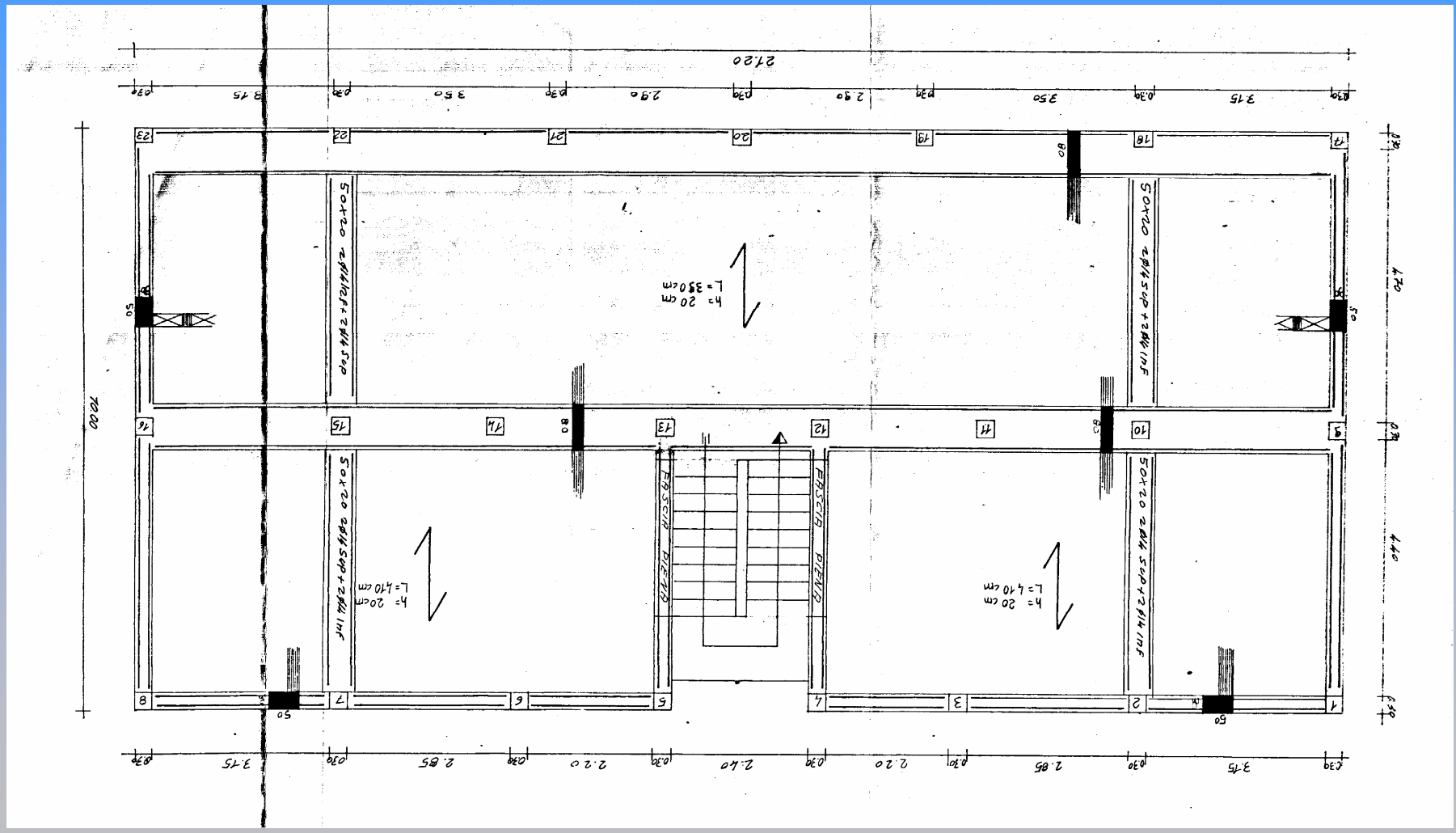
DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Geometria



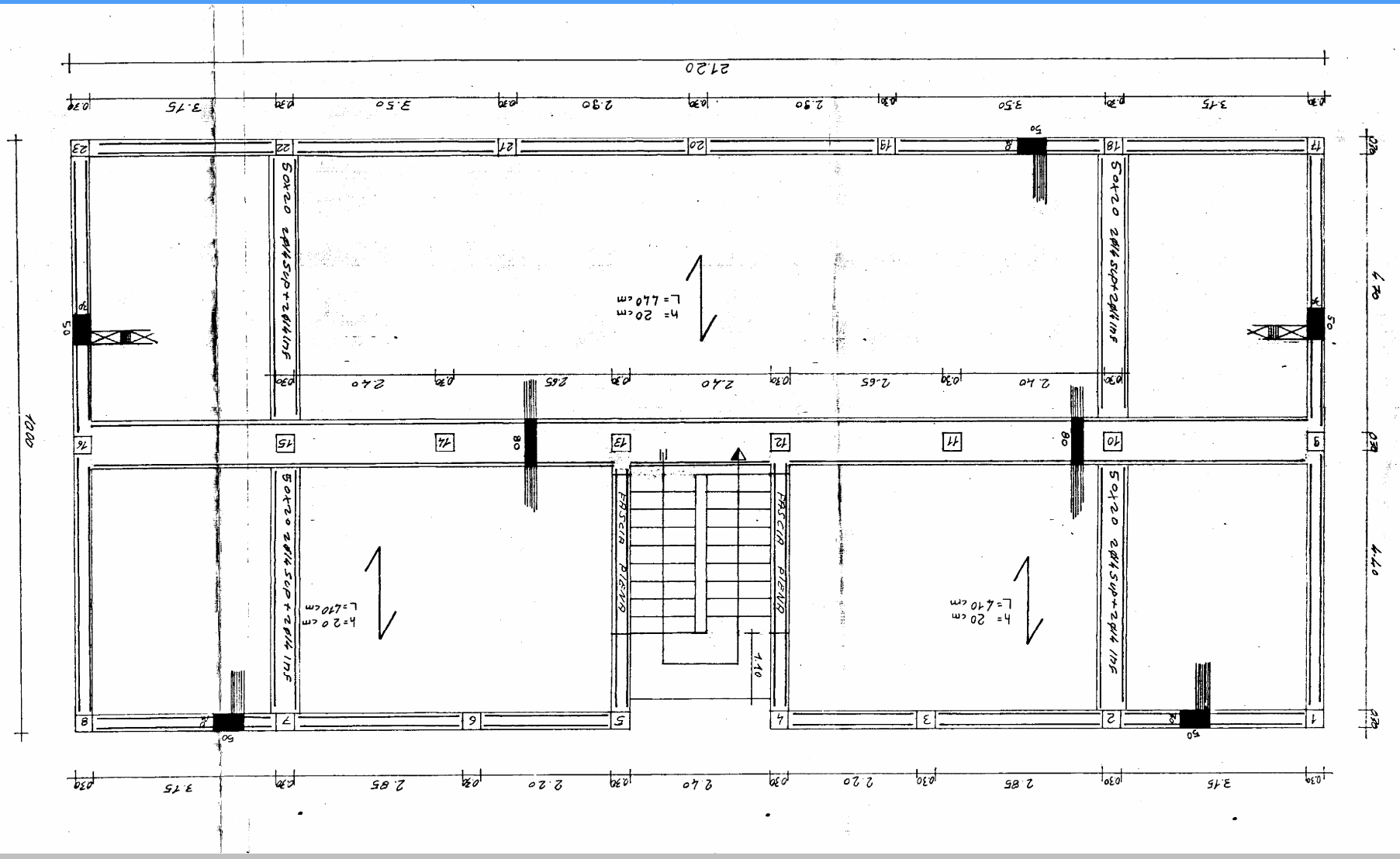
DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Geometria



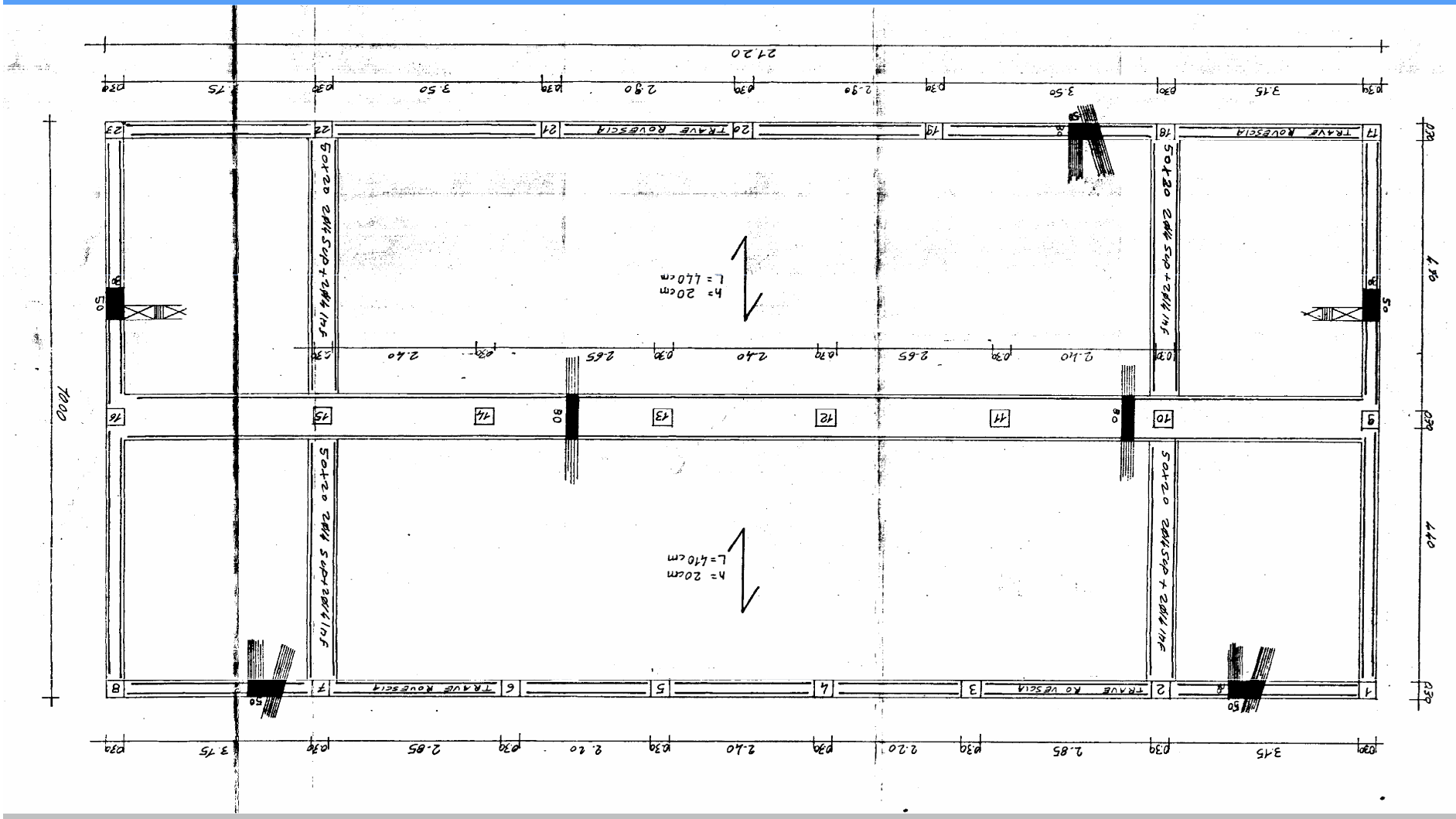
DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Geometria



DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Geometria

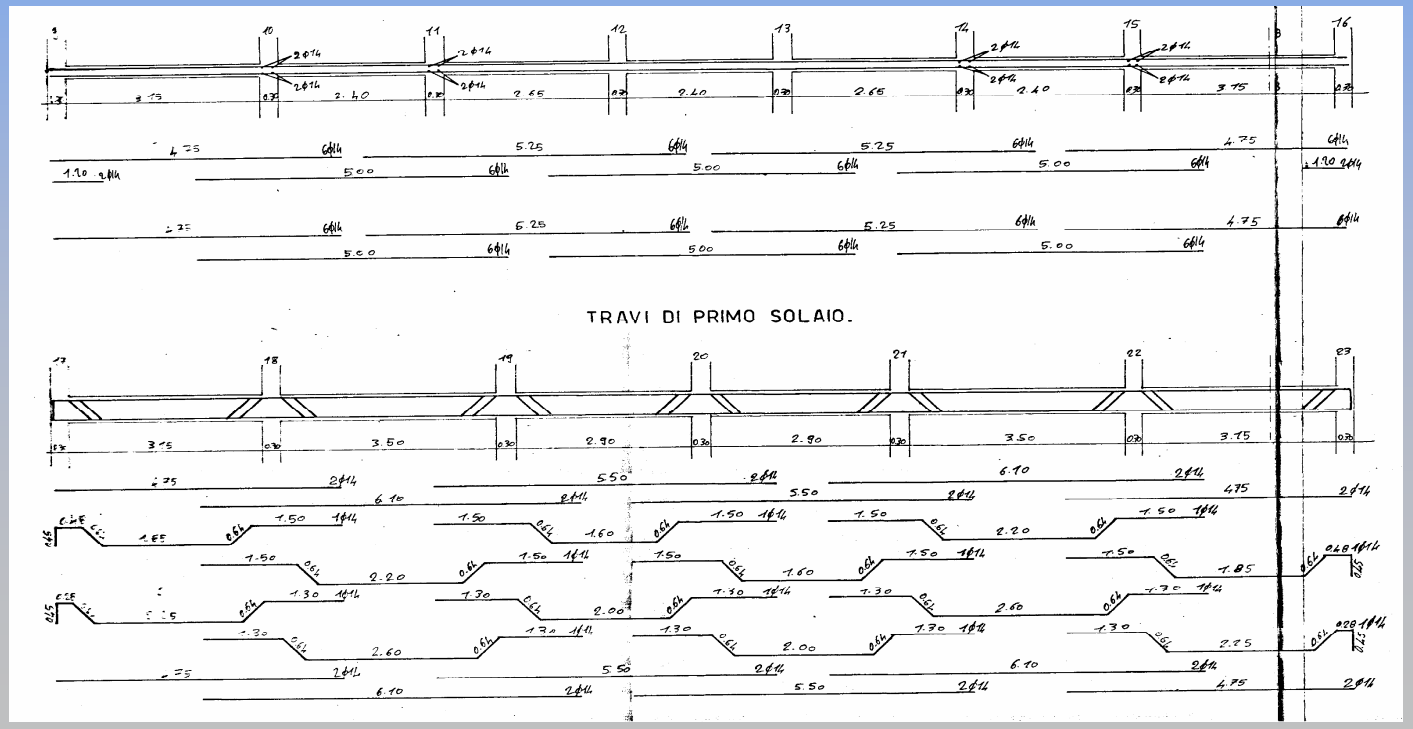


DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Dettagli strutturali

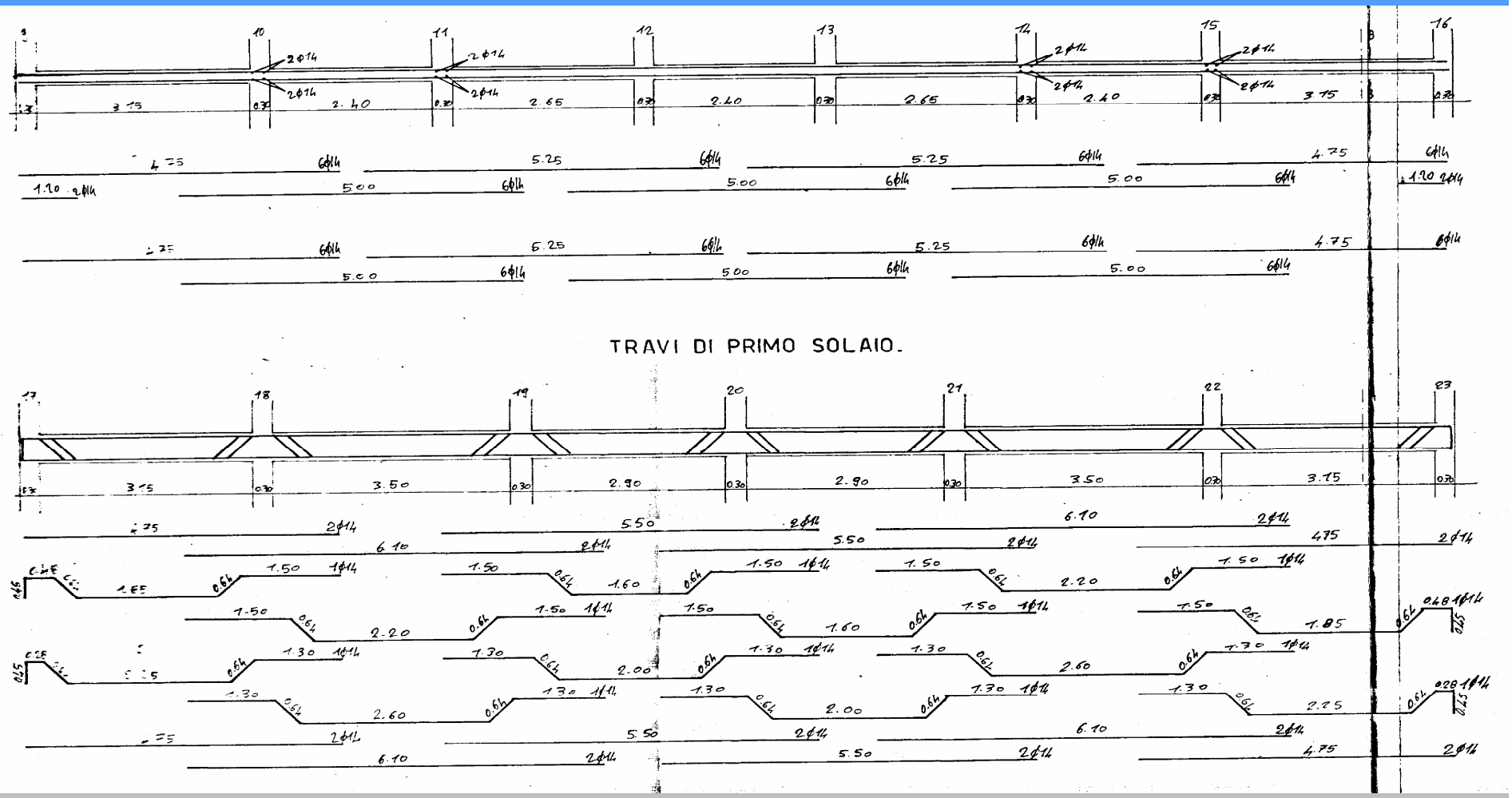
I disegni costruttivi o esecutivi disponibili hanno consentito di individuare per ciascun elemento strutturale la quantità, la disposizione e i dettagli delle armature.

Sono state eseguite ***limitate verifiche in situ*** per accertare la corrispondenza tra le armature presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi.



DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

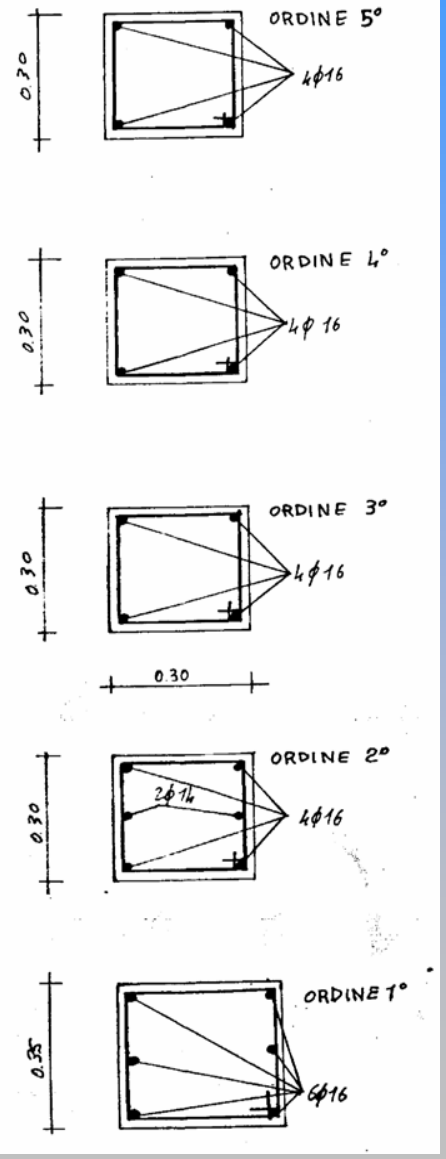
Dettagli strutturali



DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

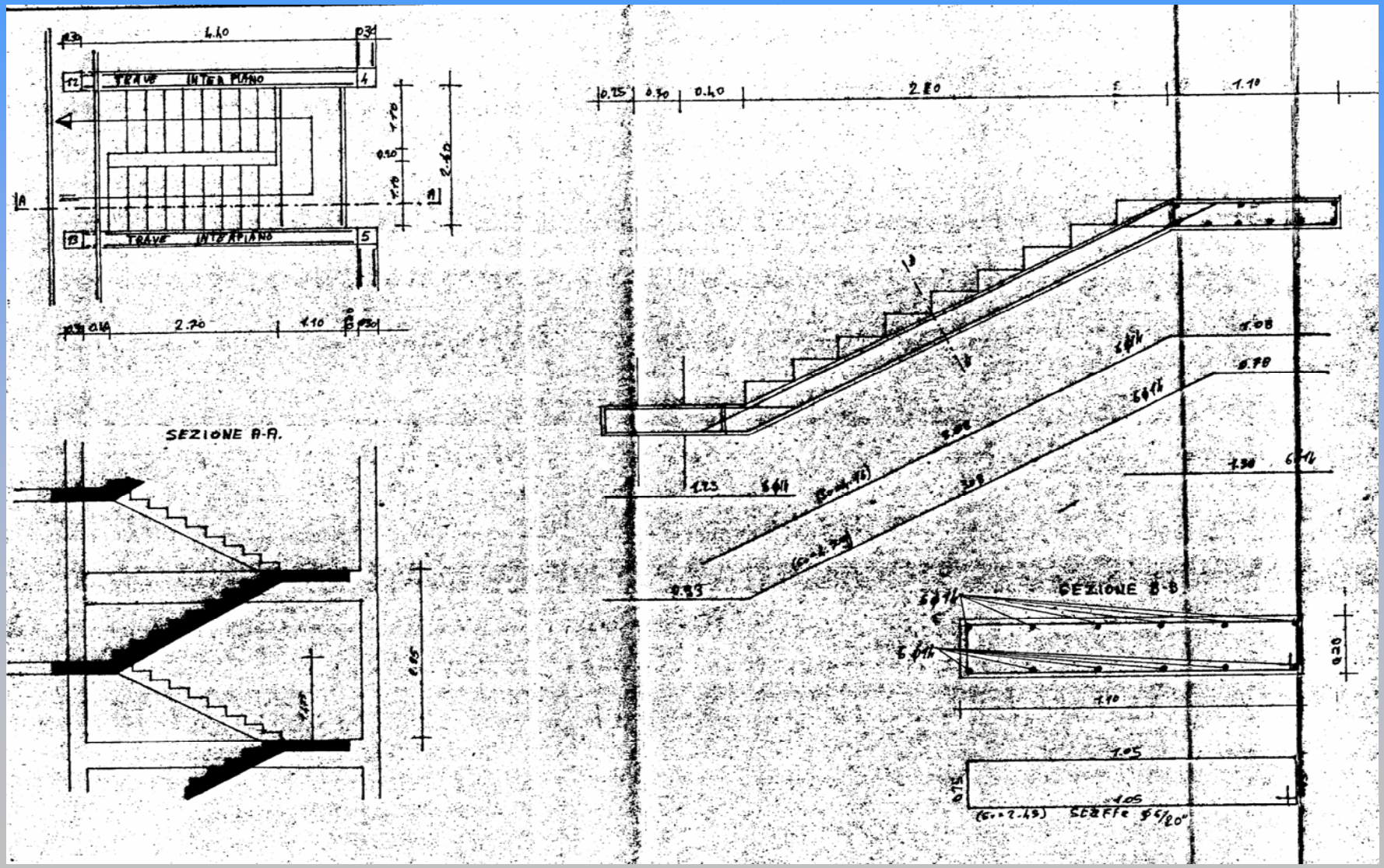
Dettagli strutturali

PILASTRI	1-2-3-4-5-6-7-8-17-18-19-20-21-22-23	9-10-11-12-13-14-15-16
ORDINE 5°		
DIMENSIONI		30 x 30
ARMATURA		4ϕ16
STAFFE		ϕ6/15"
ORDINE 4°		
DIMENSIONI	30x30	30x30
ARMATURA	4ϕ16	4ϕ16
STAFFE	ϕ6/15"	ϕ6/15"
ORDINE 3°		
DIMENSIONI	30x30	30x30
ARMATURA	4ϕ16	4ϕ16
STAFFE	ϕ6/15"	ϕ6/15"
ORDINE 2°		
DIMENSIONI	30x30	30x30
ARMATURA	4ϕ16 +2ϕ14	4ϕ16+2ϕ14
STAFFE	ϕ6/15"	ϕ6/15"
ORDINE 1°		
DIMENSIONI	35x35	35x35
ARMATURA	6ϕ16	6ϕ16
STAFFE	ϕ6/15"	ϕ6/15"



DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Dettagli strutturali



DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Proprietà dei materiali

Dell'edificio in esame sono disponibili i certificati di prova originali sia del calcestruzzo che delle armature in acciaio utilizzate.

NATURA DEI CAMPIONI n. 4 provette da barre di acciaio ad aderenza migliorata per c.a. - diam. nom. Ø = 14 - 16 / ==========

DATA DI ARRIVO DEL MATERIALE IN LABORATORIO 12.09.84

DATA DELLA PROVA 12.09.84 SIGLA GC

RISULTATI DELLE PROVE

DIAMETRO d* RISCONTRATO mm	TRAZIONE			PIEGAMENTO E RADDRIZZAMENTO
	CARICO UNITARIO		ALLUNGAMENTO % DI ROTTURA su 5 d	
	SNERVAMENTO Kgf/mmq **	ROTTURA Kgf/mmq **		
14.12	45.43	67.21	26	====
14.12	45.08	68.91	26	====
15.92	45.36	67.44	27	====
15.92	44.80	67.02	27	====
		==========		

CARATTERISTICHE CONGLOMERATO CEMENTIZIO (*): non dichiarate - ==========

RISULTATI **PROVE A COMPRESSIONE** SU N. 6 PROVINI CUBICI PERVENUTI IL 19.07.84

SIGLA	SUPERFICIE (cmq)	DATA DELLA CONFEZIONE (*)	DATA DELLA PROVA	PESO PROVINO (Kg)	CARICO DI ROTTURA UNITARIO (kgf/cmq) (**)
1	225	13.07.83	19.07.84	7.920	309
2	225	13.07.83	19.07.84	7.960	317
3	225	13.07.83	19.07.84	7.940	301
4	225	13.07.83	19.07.84	7.990	323
5	225	13.07.83	19.07.84	7.900	311
6	225	13.07.83	19.07.84	7.950	291

DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Proprietà dei materiali

In prima istanza sono state eseguite ***limitate prove in situ*** finalizzate a completare e verificare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dai certificati originali.

Le prove in situ effettuate sulle barre di armatura hanno confermato le caratteristiche meccaniche desunte dai certificati di prova, mentre quelle relative ai campioni di calcestruzzo hanno mostrato valori di resistenza nettamente inferiori a quelli ottenuti dai certificati originali.

Tale circostanza ha reso necessario l'estensione delle verifiche in situ da effettuarsi sui campioni di calcestruzzo nella misura che caratterizza le ***prove in situ estese*** (*punto 11.2.3.3 – Livelli di conoscenza -Tabella 11.2a*).

$f_{ym} = 440\ N/mm^2$

$f_{cm} = 16.73\ N/mm^2$

Livello di conoscenza LC2

DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Estensione delle verifiche

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)[(a)]	Prove (sui materiali) [(b)(c)]
	Per ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro…)	
Verifiche limitate	**La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi**	**1 provino di cls. per 300 m^2 di piano dell’edificio, 1 campione di armatura per piano dell’edificio**
Verifiche estese	**La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi**	**2 provini di cls. per 300 m^2 di piano dell’edificio, 2 campioni di armatura per piano dell’edificio**
Verifiche esaustive	**La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi**	**3 provini di cls. per 300 m^2 di piano dell’edificio, 3 campioni di armatura per piano dell’edificio**

(a) Nel controllo del raggiungimento delle percentuali di elementi indagati ai fini del rilievo dei dettagli costruttivi si terrà conto delle eventuali situazioni ripetitive, che consentano di estendere ad una più ampia percentuale i controlli effettuati su alcuni elementi strutturali facenti parte di una serie con evidenti caratteristiche di ripetibilità, per uguale geometria e ruolo nello schema strutturale.

(b) Le prove sugli acciai sono finalizzate all’identificazione della classe dell’acciaio utilizzata con riferimento alla normativa vigente all’epoca di costruzione. Ai fini del raggiungimento del numero di prove sull’acciaio necessario per il livello di conoscenza è opportuno tener conto dei diametri (nelle strutture in c.a.) di più diffuso impiego negli elementi principali con esclusione delle staffe.

DATI NECESSARI ALLA VALUTAZIONE

Estensione delle verifiche

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)[(a)]	Prove (sui materiali) [(b)(c)]
	Per ogni tipo di elemento “primario” (trave, pilastro…)	
Verifiche limitate	**La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi**	**1 provino di cls. per 300 m^2 di piano dell’edificio, 1 campione di armatura per piano dell’edificio**
Verifiche estese	**La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi**	**2 provini di cls. per 300 m^2 di piano dell’edificio, 2 campioni di armatura per piano dell’edificio**
Verifiche esaustive	**La quantità e disposizione dell’armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi**	**3 provini di cls. per 300 m^2 di piano dell’edificio, 3 campioni di armatura per piano dell’edificio**

(c) Ai fini delle prove sui materiali è consentito sostituire alcune prove distruttive, non più del 50%, con un più ampio numero, almeno il triplo, di prove non distruttive, singole o combinate, tarate su quelle distruttive.

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle 11.2a e 11.2b potrà esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell’epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l’indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l’effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

AZIONE SISMICA

La *zona sismica* di riferimento, è quella di *tipo 2* (***punto 3.2.1 – Zone sismiche***). In funzione di detta zona, si definisce un valore del parametro a_g espressa in funzione dell'accelerazione di gravità g:

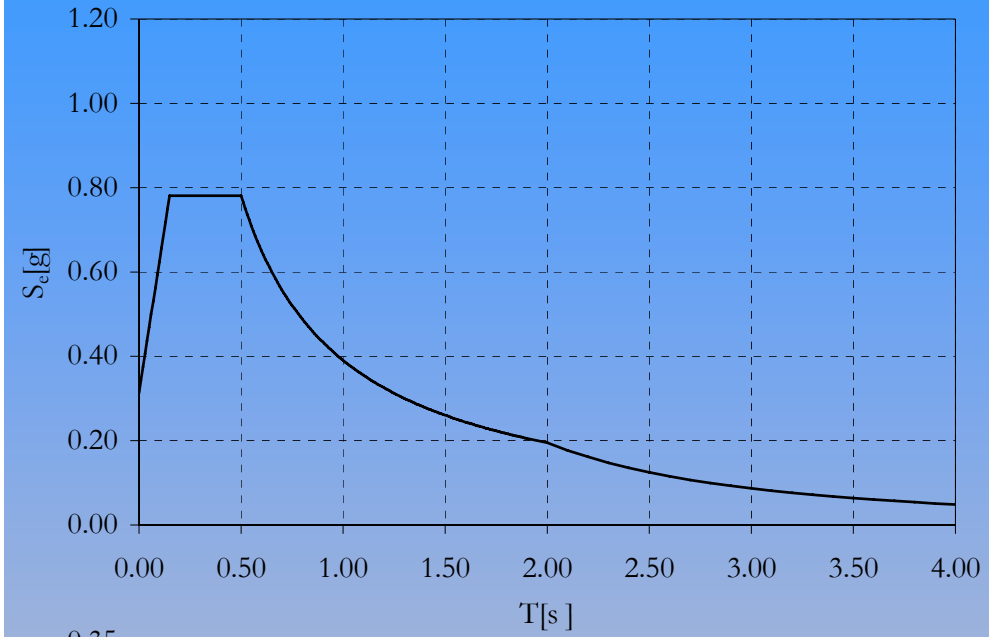
$$a_g = 0{,}25g$$

Tale valore costituisce l'accelerazione al suolo caratterizzata da un periodo di ritorno di 475 anni oppure da una probabilità del 10% di essere superata in 50 anni.

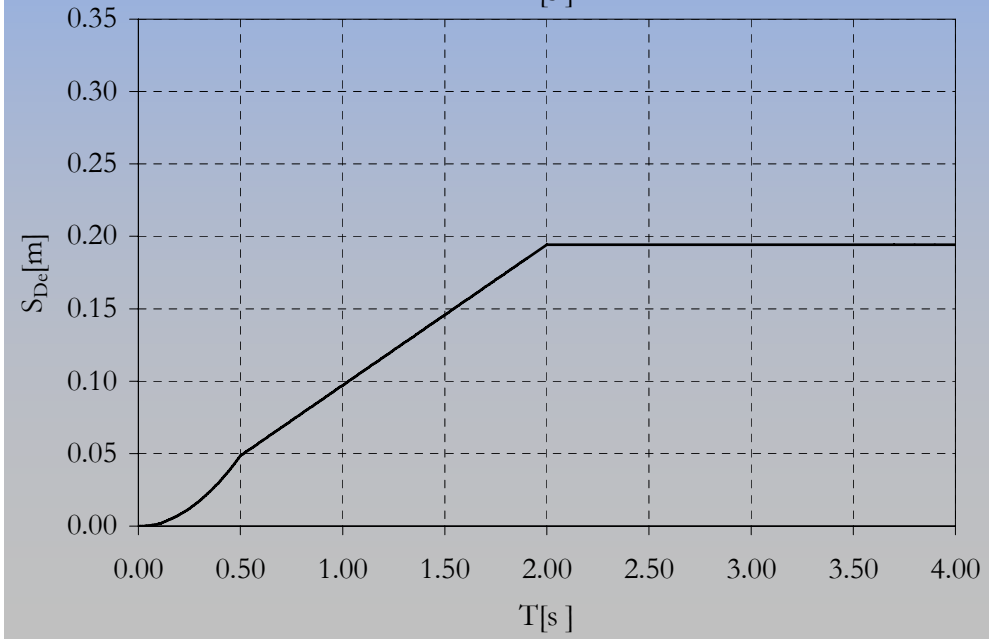
In base alle caratteristiche del suolo si definiscono il *fattore S* e i periodi T_B , T_C e T_D (*punto 3.2.3 – Spettro di risposta elastico*). Per un suolo di *categoria C* si ottiene:

T_B = 0.15 sec. T_C = 0.50 sec. T_D = 2.0 sec

AZIONE SISMICA



Lo spettro di risposta elastico in termini di accelerazioni

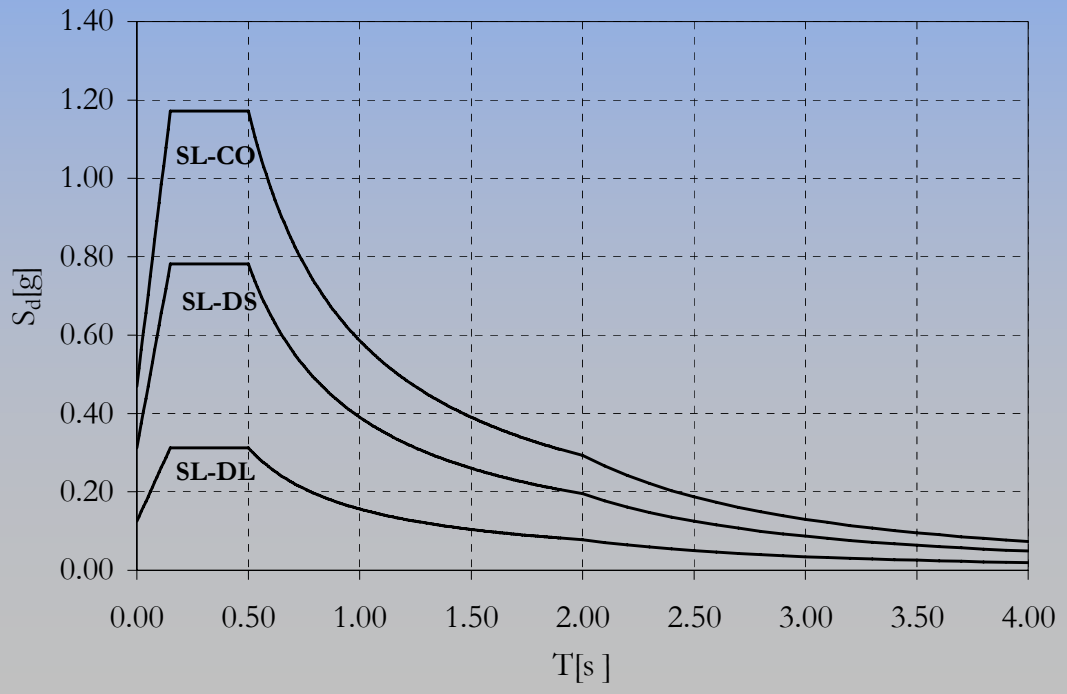


Lo spettro di risposta elastico in termini di spostamenti

DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

ANALISI LINEARE. Lo spettro di progetto da doversi adoperare è espresso in termini di accelerazioni ed è determinato a partire dal corrispondente spettro elastico. In particolare, in relazione ai tre stati limite si ha:

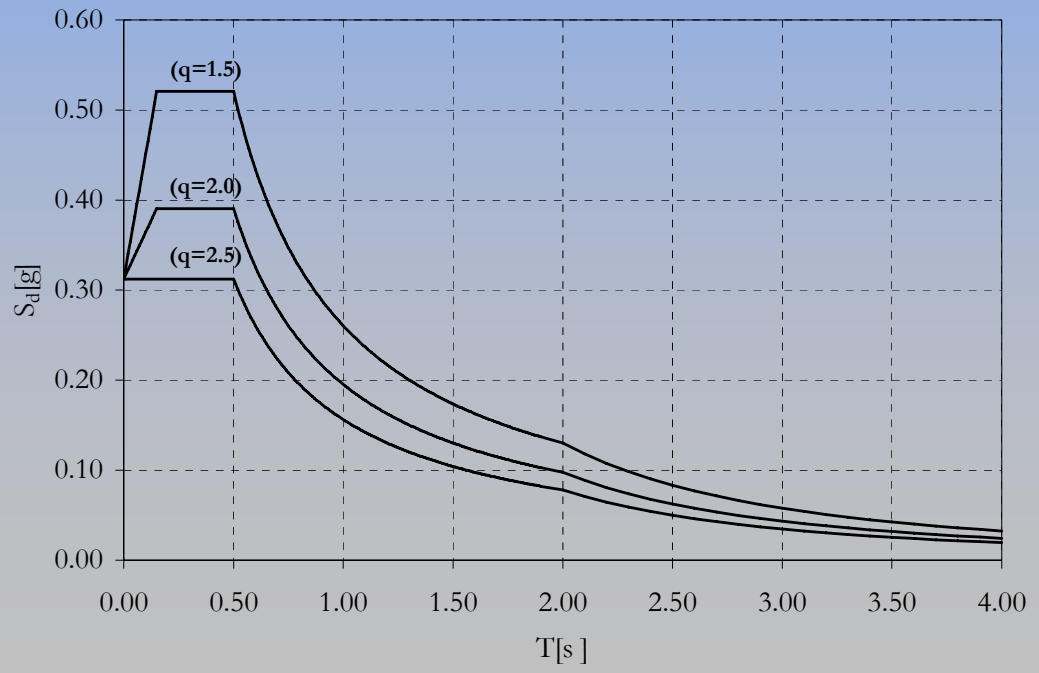
- *SL di DL lo spettro di progetto da adottare è quello elastico ridotto di un fattore pari a 2.5;*
- *SL di DS lo spettro di progetto da adottare è quello elastico;*
- *SL di CO lo spettro di progetto da adottare è quello elastico amplificato di un fattore pari a 1.5.*



DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

***Q-FACTOR*.** Nell'ipotesi di voler effettuare una analisi lineare mediante l'impiego del fattore di struttura q e stante l'applicabilità del metodo ai soli stati limite di DS e DL, lo spettro di progetto in termini di accelerazioni da doversi adoperare si ottiene:

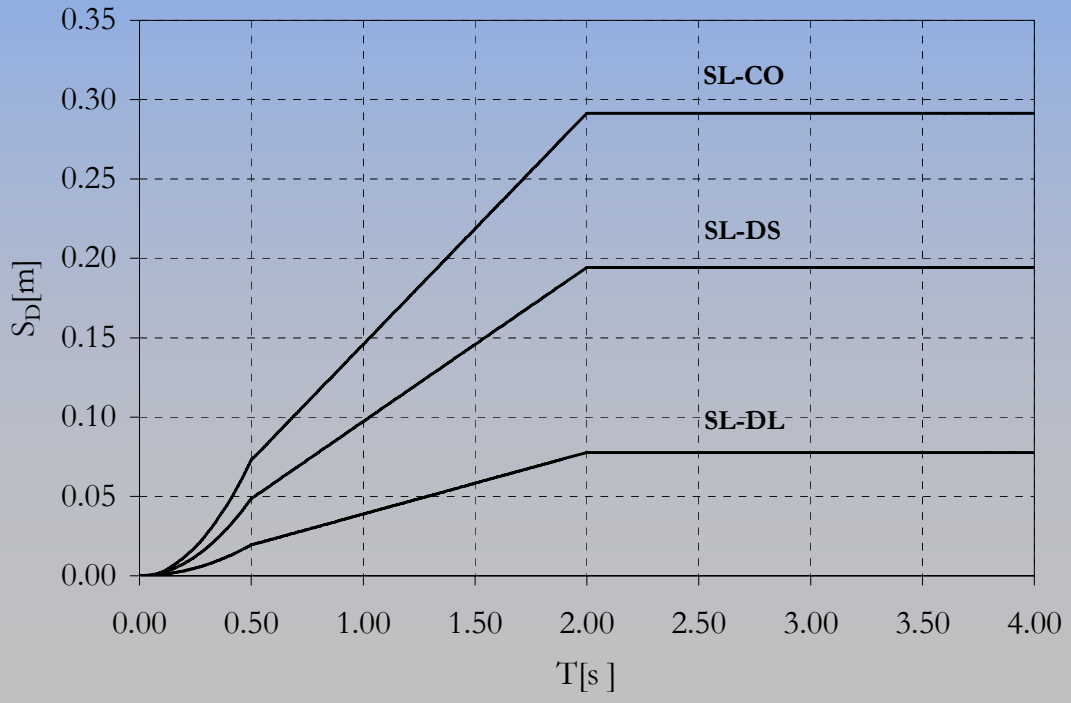
- *SL di DL lo spettro di progetto da adottare è quello elastico ridotto di un fattore pari a 2.5;*
- *SL di DS dallo spettro elastico riducendone le ordinate per il fattore di struttura q .*



DETERMINAZIONE DELLO SPETTRO DI PROGETTO

ANALISI STATICA NON LINEARE. Lo spettro di progetto da doversi adoperare è espresso in termini di spostamento ed è determinato a partire dal corrispondente spettro elastico. In particolare:

- *SL di DL lo spettro di progetto da adottare è quello elastico ridotto di un fattore pari a 2.5;*
- *SL di DS lo spettro di progetto da adottare è quello elastico;*
- *SL di CO lo spettro di progetto da adottare è quello elastico amplificato di un fattore pari a 1.5.*



COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

In ***zona sismica*** si considerano due combinazioni:

- **Solo carichi verticali** (*D.M. 9 gennaio 1996*)

$$F_d = \gamma_g \cdot G_k + \gamma_q \cdot Q_k$$

- **Carichi verticali ed azioni sismiche** (*punto 3.3 Combinazione dell'azione sismica con altre azioni*).

$$F_d = \gamma_I E + G_k + \Psi_{ji} \cdot Q_k$$

Le masse associate all'azione sismica saranno valutate tenendo conto della combinazione con i seguenti carichi gravitazionali

$$G_k + \Sigma_i \left(\Psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \right)$$

dove ψ_{Ei} è un coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i, che tiene conto della probabilità che tutti i carichi $\psi_{2i}Q_{ki}$ siano presenti sull'intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando ψ_{2i} per ϕ.

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI

Calcolo dei pesi sismici

	SL CO-DS
Impalcato	**W** [kN]
1	1795.45
2	1762.23
3	1752.18
S	1055.12
Copertura	1025.56

Calcolo delle masse sismiche

Impalcato	**W** (kN)	**M= W / g** (t)	**I_p=M·ρ^2** (t·m²)
1	1795.45	183.02	8380.0
2	1762.23	179.64	8225.0
3	1752.18	178.61	8178.1
S	1055.12	107.56	4924.6
Copertura	1025.56	104.54	2066.6

COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Nel caso di **analisi lineari** (statica e modale) i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente sono combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione *(punto 4.6 – Combinazione delle componenti dell'azione sismica)*.
Quindi l'effetto globale del sisma E_{totx} in direzione longitudinale (X) e quello E_{toty} in direzione trasversale (Y) saranno pari a:

$$E_{toty} = E_Y + 0.30E_X$$

$$E_{totx} = E_X + 0.30E_Y$$

Nel caso di **analisi non lineare** statica non si applica la combinazione delle due componenti orizzontali dell'azione sismica: l'analisi della risposta strutturale è svolta considerando l'azione sismica applicata separatamente secondo ciascuna delle due direzioni orizzontali.
L'azione sismica verticale non è stata considerata *(punto 4.6 – Combinazione delle componenti dell'azione sismica)* perché non si riscontrano nella struttura elementi orizzontali con luci maggiori di 20m, elementi principali precompressi, elementi a mensola, piani sospesi etc.

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E REGOLARITA’

Si applicano i criteri e le indicazioni fornite per gli edifici nuovi *(punto 11.2.5.2 – Modellazione della struttura)*.

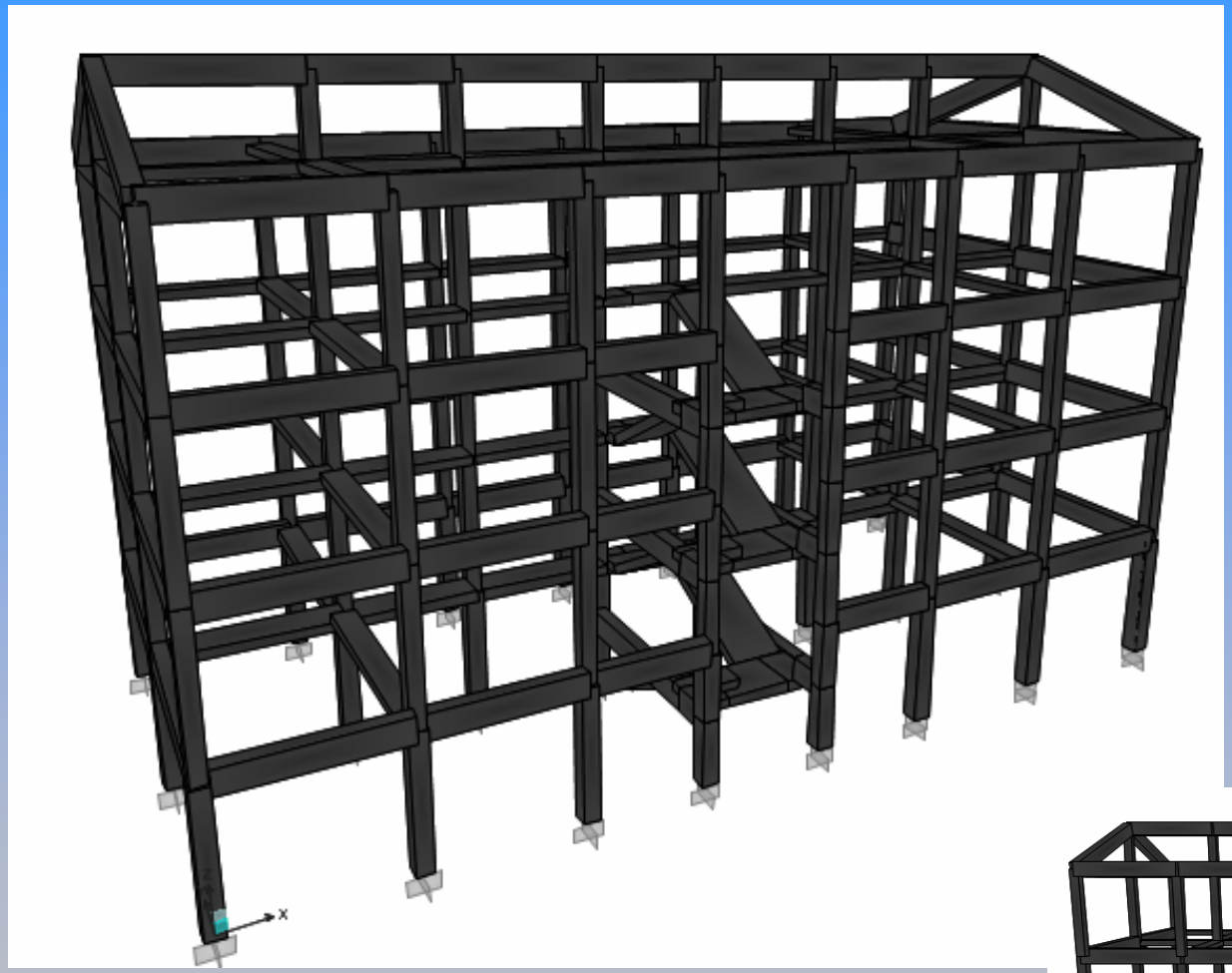
Il modello, di tipo spaziale*,* è stato realizzato attraverso l’ausilio del programma di calcolo ***Sap8 non linear***, ed è definito dalla linea d’asse degli elementi, considerando la rigidezza del nodo mediante dei conci rigidi agli estremi degli elementi.

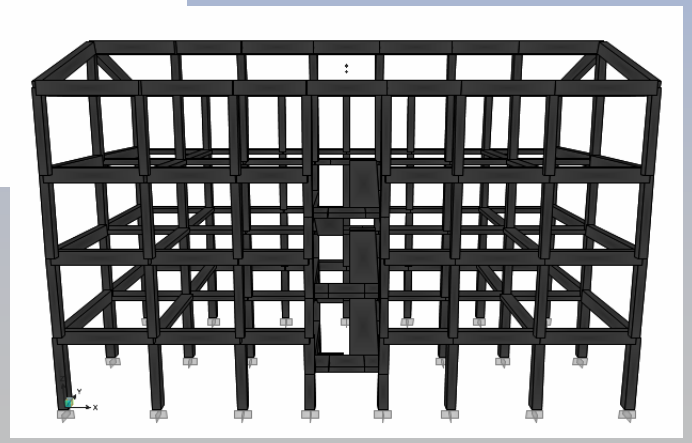
Il modello della struttura è costituito da elementi piani a telaio connessi con diaframmi orizzontali, ammettendo valida l’ipotesi di impalcato infinitamente rigido, caratterizzato da tre gradi di libertà per ciascun livello, ossia due traslazioni, nelle due direzioni ortogonali, del baricentro dell’impalcato e la rotazione intorno all’asse verticale passante per esso *(punto 4.4 – Modellazione della struttura)*.

Ciascuno di questi gradi di libertà è stato individuato nel baricentro degli impalcati attraverso uno nodo master a cui è stata assegnata la massa nelle due direzioni principali X e Y e il momento d’inerzia polare, precedentemente calcolati.

Nella modellazione, non si è tenuto conto nè del contributo degli elementi non strutturali, né della rastremazione in elevazione ed in pianta (non sono stati inseriti i braccetti rigidi). Comunque il modello della struttura, su cui si effettuerà l’analisi, rappresenta, in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva.

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E REGOLARITA’





MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E REGOLARITA’

VERIFICA DI REGOLARITÀ IN PIANTA

La struttura si presenta sicuramente regolare in pianta in quanto sono rispettate le condizioni enunciate al *punto 4.3.1-Regolarità*

Si osservi che anche la distribuzione dei tamponamenti si presenta regolare, ai sensi di quanto riportato al punto *5.6.2-Irregolarità provocate dalle tamponature**.***

VERIFICA DI REGOLARITÀ IN ELEVAZIONE

La regolarità in elevazione di una struttura implica la possibilità di eseguire una analisi statica lineare, così come chiarito al *punto 4.5.2 – Analisi statica lineare**.*** Le condizioni da rispettare per definire un edificio regolare in altezza sono richiamate ai punti *(e,f,h)* al *punto 4.3.1-Regolarità*

La condizione ***e*** ed ***h*** sono sicuramente soddisfatte in quanto tutti i sistemi resistenti verticali dell’edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l’altezza dell’edificio e eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell’edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo, nel rispetto dei limiti del *punto 4.3.1-Regolarità* .

In relazione al punto ***f*** , il calcolo delle masse e dei pesi sismici evidenzia che l’edificio risulta regolare in elevazione in termini di massa. Infatti, la distribuzione delle masse lungo l’altezza risulta caratterizzata da una graduale variazione, non superando il 25% da un piano all’altro.

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E REGOLARITA'

VERIFICA DI REGOLARITÀ IN ELEVAZIONE

La verifica di regolarità in elevazione in termini di rigidezza viene eseguita mediante una modellazione elastica della struttura ed applicando per ciascuna delle due direzioni, separatamente, le azioni sismiche calcolate secondo quanto riportato al *punto 4.5.2-Analisi statica lineare* ed agenti nel baricentro di ciascun impalcato.

La rigidezza di piano viene valutata come il rapporto tra il taglio complessivamente agente al piano (definito "taglio di piano") e lo spostamento relativo di piano d_r ,conseguente a tali azioni. La valutazione delle rigidezze (elastiche) è effettuata per un valore arbitrario dell'azione sismica orizzontale complessiva. La forza da applicarsi al piano i-esimo è fornita dalla seguente formula:

$$F_i = V_b \frac{z_i \cdot W_i}{\sum z_i \cdot W_i}$$

Direzione X

Impalcato	Taglio di piano (kN)	d_r (m)	K_{lat} (kN/m)	Riduzione (%)
1	1000	0.0035	285714.3	
2	909.03	0.0077	118055.8	-58.68
3	723.95	0.0068	106463.2	-9.82
S+Copertura	444.69	0.0045	98820.0	-7.18

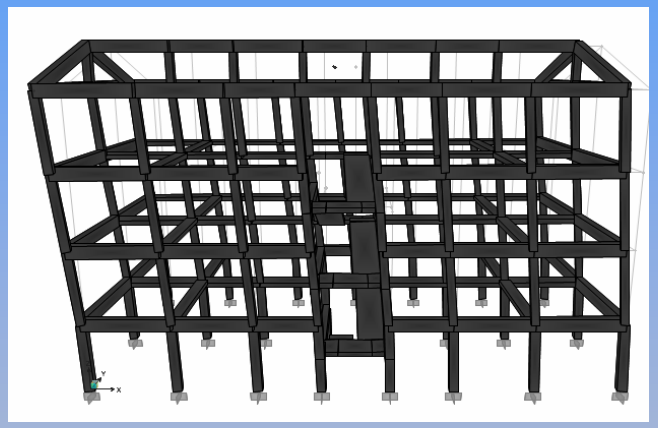
Direzione Y

Impalcato	Taglio di piano (kN)	d_r (m)	K_{lat} (kN/m)	Riduzione (%)
1	1000	0.0035	285714.3	
2	909.03	0.0067	135676.1	-52.51
3	723.95	0.0065	111376.9	-17.91
S+Copertura	444.69	0.0078	57011.54	-48.81

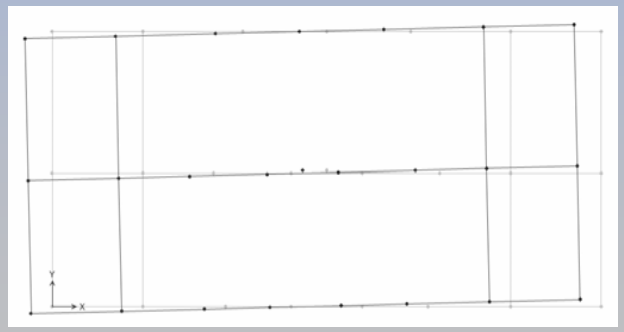
Edificio irregolare in elevazione

PROPRIETA' DINAMICHE DELL'EDIFICIO

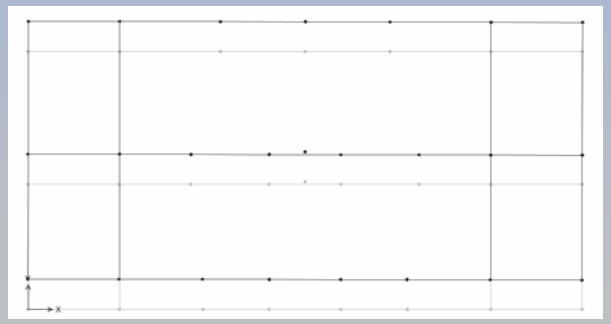
La valutazione delle caratteristiche dinamiche elastiche dell'edificio è condotta mediante una analisi modale eseguita sul modello strutturale in precedenza descritto.
L'analisi è stata effettuata considerando la totalità dei modi di vibrazione del modello tridimensionale.



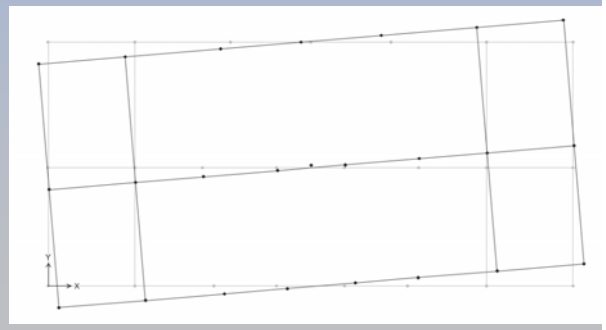
1°modo di vibrazione: *Trasl. lungo X*
(T=1.140 s)



2°modo di vibrazione: *Trasl. lungo Y*
(T=0.664 s)



3°modo di vibrazione: *Torsione*
(T=0.535 s)



METODI DI ANALISI

Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili come indicato al **punto 3.3** (estendendo allo SL-CO gli stessi coefficienti di combinazione dei carichi applicati per lo SLU), possono essere valutati con uno dei metodi di cui al punto 4.5, ossia:

- ***Analisi statica lineare***
- ***Analisi dinamica lineare***
- ***Analisi statica non lineare***
- ***Analisi dinamica non lineare***

In particolare, il livello di conoscenza LC raggiunto in relazione al livello di disponibilità dei dati geometrici, strutturali e di materiali dell'edificio in esame consente di poter adottare uno qualsiasi dei metodi di analisi su menzionati.

Le verifiche di regolarità in elevazione, hanno evidenziato che l'edificio in oggetto è caratterizzato da una irregolarità in termini di rigidezza escludendo, pertanto, la possibilità di utilizzo dell'analisi statica lineare (*punto 4.5.2- Analisi statica lineare*).

METODI DI ANALISI

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2"></th><th colspan="2">Modello Lineare</th><th colspan="2">Modello Non Lineare</th></tr>
<tr><th>Domanda</th><th>Capacità</th><th>Domanda</th><th>Capacità</th></tr>
<tr><td rowspan="5">Tipo di elemento o meccanismo (e/m)</td><td rowspan="3">Duttile / Fragile

_____

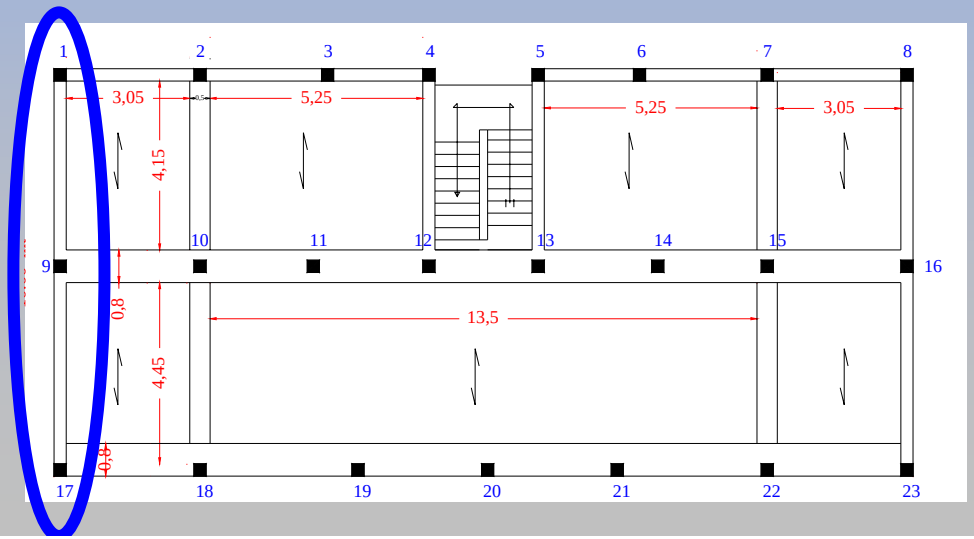
Duttile</td><td colspan="2">Accettazione del Modello Lineare (ML)
(per il controllo dei valori di $\rho_i = D_i/C_i$)</td><td rowspan="4">Dall’analisi.
Usare i valori medi nel modello.</td><td rowspan="3">In termini di deformazione.
Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.</td></tr>
<tr><td>Dall’analisi.
Usare i valori medi dei moduli nel modello.</td><td>In termini di resistenza.
Usare i valori medi.</td></tr>
<tr><td colspan="2">Verifiche (se il ML è accettato)</td></tr>
<tr><td>dall’analisi</td><td>In termini di deformazione.
Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Fragile</td><td colspan="2">Verifiche (se il ML è accettato)</td><td rowspan="3">In termini di resistenza.
Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.</td></tr>
<tr><td>Se $\rho_i < 1$, dall’analisi</td></tr>
<tr><td>Se $\rho_i > 1$, dall’equilibrio con la resistenza degli e/m duttili.
Usare i valori medi <u>moltiplicati</u> per FC.</td></tr>
</table>

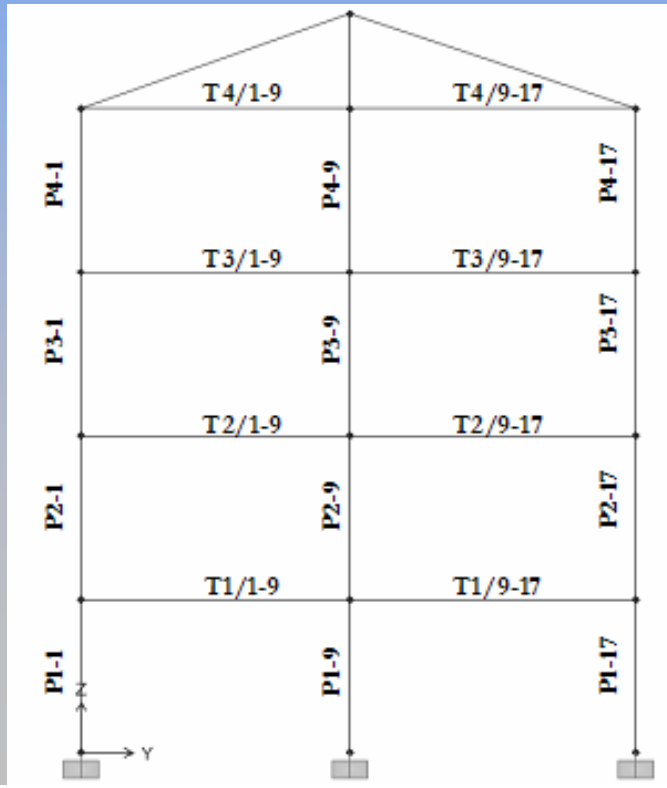
METODI DI ANALISI

Pertanto, volendo escludere a priori l'adozione dell'analisi dinamica non lineare, si prevede di eseguire, ai fini della valutazione degli effetti dell'azione sismica da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili, le seguenti analisi:

- ***Analisi dinamica lineare senza l'utilizzo del fattore q***
- ***Analisi dinamica lineare mediante l'utilizzo del fattore q***
- ***Analisi statica non lineare***

Nel seguito i risultati delle analisi condotte, per gli stati limite di Danno Severo (SL-DS) e Danno Limitato (SL-DL), verranno presentati secondo l'ordine appena descritto e per semplicità verranno riprodotti i risultati relativi al solo telaio trasversale 1-9-17





ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE q

Generalità

L’analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto e va applicata ad un modello tridimensionale dell’edificio.

La combinazione dei modi, al fine del calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti viene effettuata attraverso una *combinazione quadratica completa* (*CQC*), in quanto non è rispettata la condizione che il periodo di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri modi (Proprietà dinamiche dell’edificio).

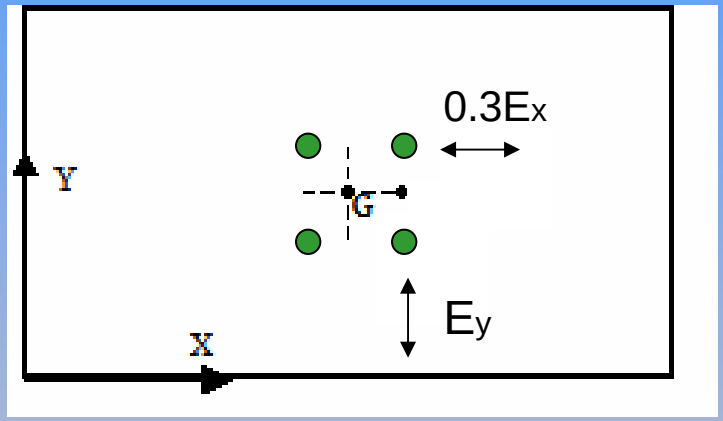
$$E = \left(\Sigma_i \Sigma_j \rho_{ij} E_i E_j \right)^{1/2}$$

Per quanto riguarda la combinazione delle componenti dell’azione sismica, i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente sono combinati sommando i massimi ottenuti per l’azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l’azione applicata nell’altra direzione (*punto 4.6 – Combinazione delle componenti dell’azione sismica*).

ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE q

Generalità

Deve essere inoltre considerata un'eccentricità accidentale e_{ai}, spostando il centro di massa di ogni piano *i*, in ogni direzione considerata, di una distanza pari a +/-5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.



Cosi facendo si ottengono 32 diverse combinazioni, in quanto vi sono 8 combinazioni base (in particolare + e – azione massima nella direzione X combinata con + e – il 30% dell'azione nella direzione Y; inoltre + e – azione massima nella direzione Y combinata con + e – il 30% dell'azione nella direzione X), da moltiplicarsi per le 4 possibili posizioni del centro delle masse dettato dalla adozione dell'eccentricità accidentale da doversi considerare (*punto 4.4 – Modellazione della struttura*).

ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE q

Condizioni di applicabilità

L'analisi dinamica lineare può essere effettuata solo se sono soddisfatte le indicazioni (1 e 2), del *punto 11.2.5.4 -Metodi di analisi*

Con riferimento alla ***indicazione 1***, da applicarsi ai soli ***elementi duttili***, per ciascun elemento primario (trave, pilastro) va considerato il massimo rapporto tra il momento flettente così come fornito dall'analisi per la generica combinazione di carico sismica e il corrispondente momento resistente.

$$\rho_i = D_i / C_i$$

Tra tutti questi valori va considerato un sottoinsieme definito dai rapporti non minori di 2; successivamente, nell'ambito di tale sottoinsieme previa determinazione del massimo, e del minimo valore si valuta il rapporto :

$$\rho_{max} / \rho_{min}$$

Se il valore risulta non superiore a 2.5 si passa alla verifica della 2 condizione, relativa ai soli elementi fragili, in caso contrario l'analisi dinamica modale risulta non applicabile.

ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE q

Condizioni di applicabilità

Con riferimento alla ***indicazione 2***, da applicarsi ai soli ***elementi/meccanismi fragili***, bisogna verificare che la capacità dell'elemento sia maggiore della corrispondente domanda valutata:

- sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti, se maggiore 1
- sulla base dei risultati dell'analisi se gli elementi duttili adiacenti sono caratterizzati da un minore di 1.

ρ_i

ρ_i

Ai fini della verifica delle condizioni di applicabilità, le capacità sia degli elementi/meccanismi **duttili** che di quelli **fragili** vanno valutate utilizzando i soli valori medi delle resistenze dei materiali acciaio e calcestruzzo.

ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE q

Classificazione degli elementi: duttili o fragili

Seguendo il punto fornito ***dall'indicazione 1*** è necessario classificare prima gli elementi che presentano un comportamento di tipo duttile oppure fragile.

Si deve, pertanto, confrontare il valore del taglio ultimo flessionale $\mathbf{V_{u,flex}}$, dato dalla somma dei momenti ultimi di estremità diviso la luce dell'elemento, con il valore del taglio ultimo $\mathbf{V_{u,shear}}$ (*D.M.LL.PP. del 09/01/1996*)

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd}$$

$$V_{cd} = 0.60\, f_{ctd}\, b_w\, d\, \delta \qquad V_{wd} = A_{sw}\, f_{ywd}\, \frac{0.90d}{s}(\sin\alpha + \cos\alpha)$$

$$V_{Rd2} = 0.30 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd} \cdot (1 + \cot g\, \alpha)$$

$$\mathbf{V_{u,shear} = \min (V_{Rd2}, V_{Rd3})}$$

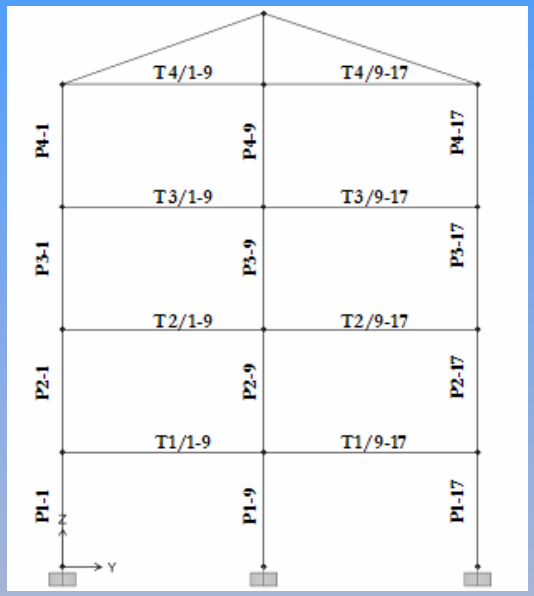
Se il $\mathbf{V_{u,flex}}$ è minore del $\mathbf{V_{u,shear}}$ allora l'elemento è caratterizzato da un comportamento di tipo duttile, altrimenti prima della crisi flessionale sopraggiunge quella tagliante e l'elemento è classificato a comportamento fragile.

ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE q

Classificazione degli elementi: duttili o fragili

Pilastri

Elemento	B (m)	H (m)	Lungh. (m)	N_{grav} (kN)	M_{ux} (kNm)	$V_{u,flex}$ (kN)	$V_{u,shear}$ (kN)	Dutt.
P 1-1	0.35	0.35	2.75	308.11	97.41	35.42	65.02	SI
P 2-1	0.30	0.30	2.95	238.52	72.57	24.60	52.21	SI
P 3-1	0.30	0.30	2.95	168.42	64.79	21.96	50.89	SI
P 4-1	0.30	0.30	2.95	97.49	56.55	19.17	49.50	SI
P 1-9	0.35	0.35	2.75	513.42	120.89	43.96	69.29	SI
P 2-9	0.30	0.30	2.95	379.28	86.42	29.29	54.56	SI
P 3-9	0.30	0.30	2.95	245.45	73.32	24.85	52.34	SI
P 4-9	0.30	0.30	2.95	112.74	58.29	19.76	49.79	SI
P 5-9	0.30	0.30	1.70	20.17	47.25	27.79	53.81	SI
P 1-17	0.35	0.35	2.75	327.09	99.90	36.32	65.47	SI
P 2-17	0.30	0.30	2.95	253.95	74.20	25.15	52.49	SI
P 3-17	0.30	0.30	2.95	176.96	65.69	22.27	51.05	SI
P 4-17	0.30	0.30	2.95	99.31	56.66	19.20	49.52	SI



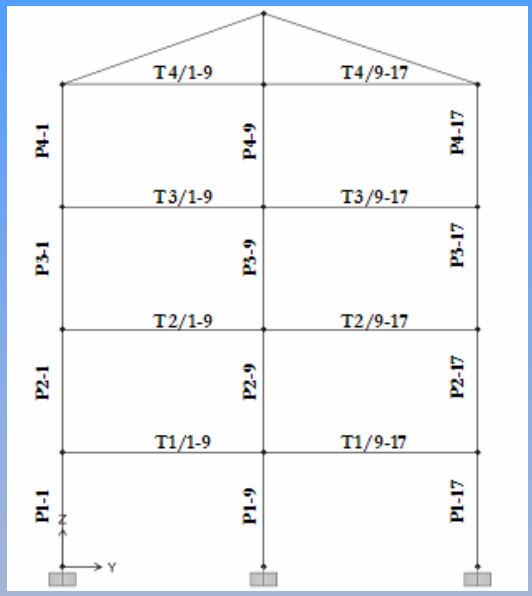
Meccanismo duttile

ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE q

Classificazione degli elementi: duttili o fragili

Travi

Elemento	B (m)	H (m)	Sez. (m)	M_{ux} (-) (kNm)	M_{ux} (+) (kNm)	$V_{u,flex}$ (kN)	$V_{u,shear}$ (kN)	Dutt.
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	51.48	95.22	SI
			4.70	180.21	121.33	51.48	95.22	SI
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	180.21	121.33	48.39	93.68	SI
			5.00	120.81	61.74	48.39	93.68	SI
T2/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	51.48	95.22	SI
			4.70	180.21	121.33	51.48	95.22	SI
T2/9-17	0.30	0.50	0.00	180.21	121.33	48.39	93.68	SI
			5.00	120.81	61.74	48.39	93.68	SI
T3/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	51.48	95.22	SI
			4.70	180.21	121.33	51.48	95.22	SI
T3/9-17	0.30	0.50	0.00	180.21	121.33	48.39	93.68	SI
			5.00	120.81	61.74	48.39	93.68	SI
T4/1-9	0.30	0.50	0.00	120.81	61.74	51.48	95.22	SI
			4.70	180.21	121.33	51.48	95.22	SI
T4/9-17	0.30	0.50	0.00	180.21	121.33	48.39	93.68	SI
			5.00	120.81	61.74	48.39	93.68	SI



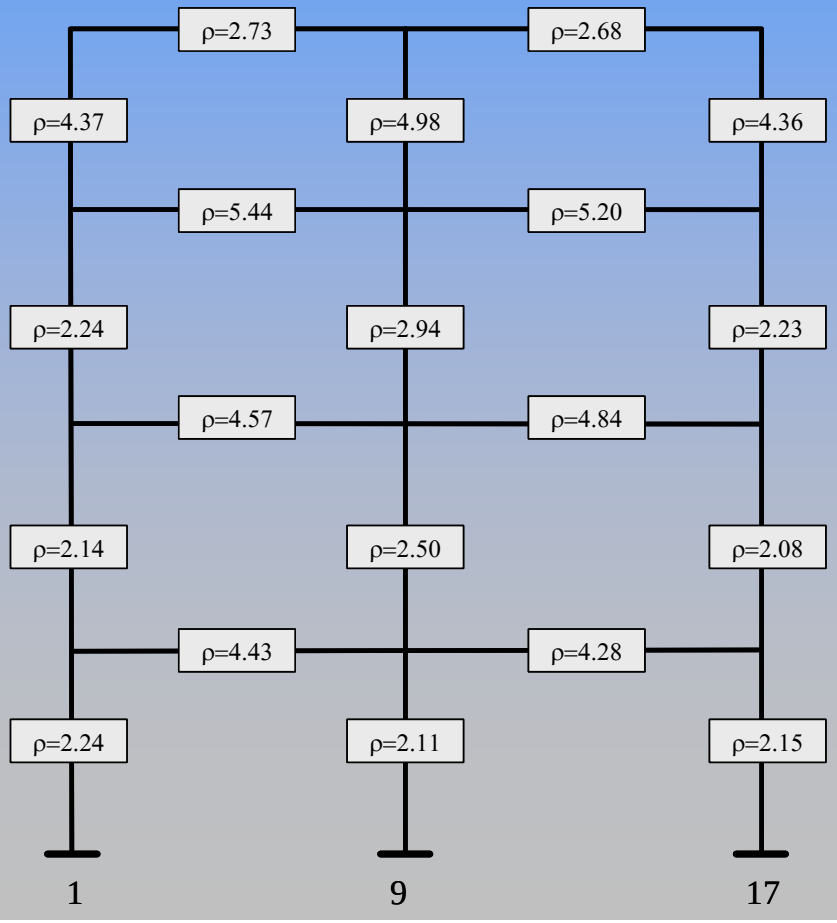
Meccanismo duttile

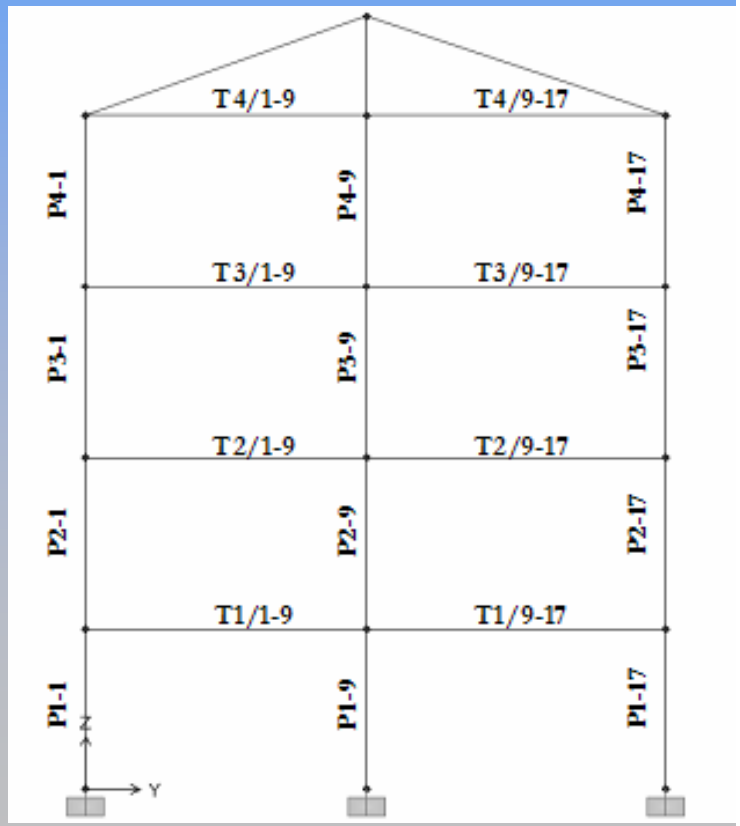
ANALISI DINAMICA LINEARE SENZA UTILIZZO DEL FATTORE q

Dai risultati ottenuti e con riferimento al telaio in figura si registra un rapporto ρ_{max}/ρ_{min} pari a 2.61.

Inoltre dalle analisi condotte sull'intera struttura si registra un rapporto ρ_{max}/ρ_{min} pari a 3.60.

Pertanto, l'analisi modale senza l'impiego del fattore q non è applicabile.





ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE q

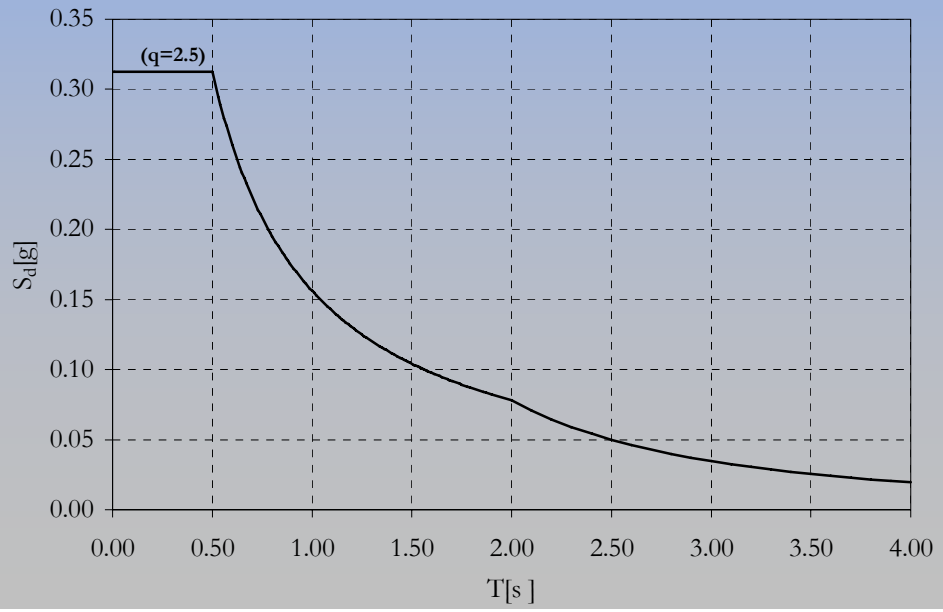
Generalità

Nell'ipotesi di voler effettuare una analisi lineare mediante l'impiego del fattore di struttura q (*punto 11.2.2.2*) e stante l'applicabilità del metodo ai soli stati limite di DS e DL, lo spettro di progetto in termini di accelerazioni da doversi adoperare si ottiene:

SL di DL lo spettro di progetto da adottare è quello elastico ridotto di un fattore pari a 2.5;

SL di DS lo spettro elastico riducendone le ordinate per il fattore di struttura q (punto 3.2.5).

Il valore del fattore di struttura q è scelto nel campo fra 1.5 e 3.0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche. In particolar modo, si è fatto riferimento ad un fattore di struttura q pari ad 2.5 il cui spettro allo stato limite di danno severo è riportato in figura.

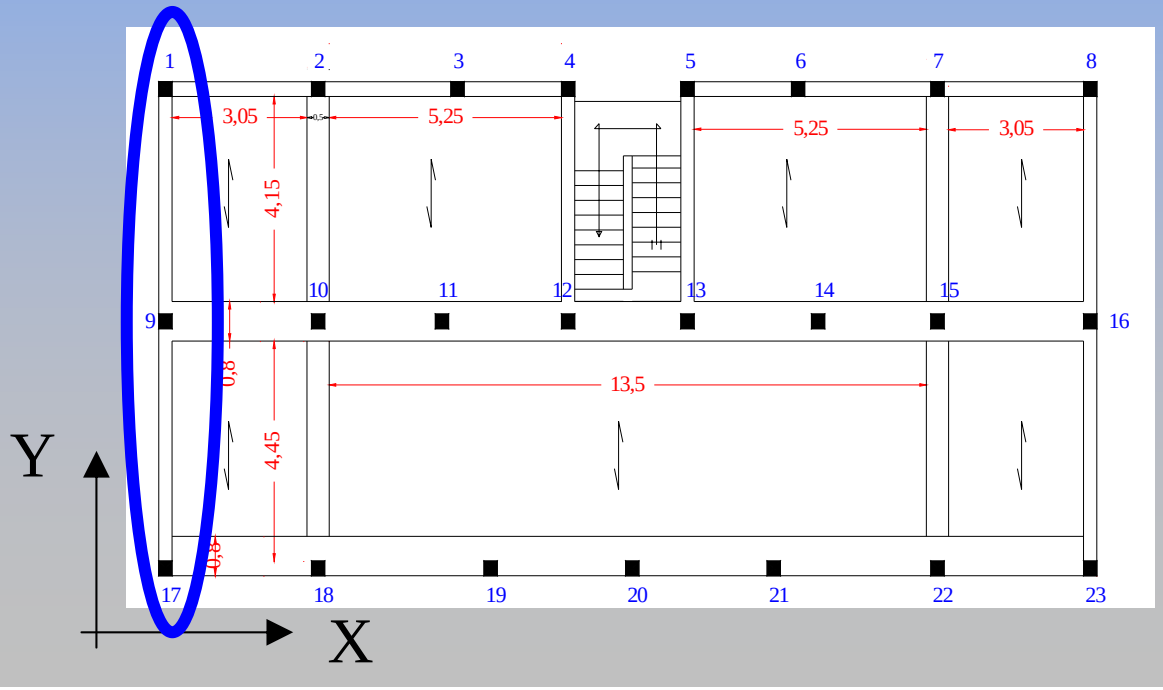


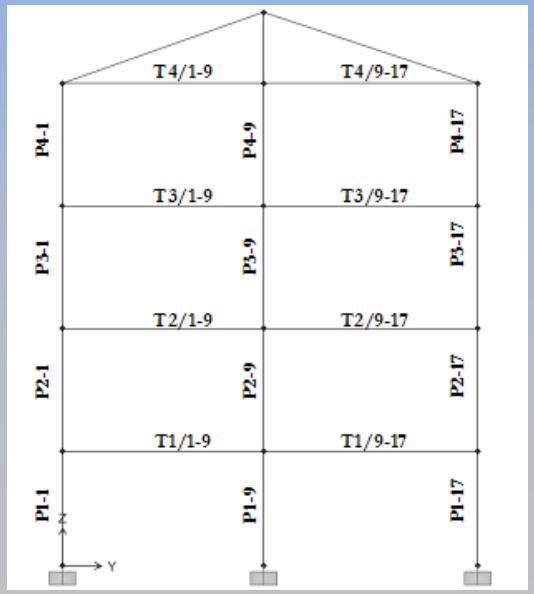
ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE q

Generalità

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali devono soddisfare la condizione che la **sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza**.
Quest'ultima valutata considerando i valori medi di resistenza dei materiali divisi per il coefficiente di confidenza che nel caso in esame è pari a 1.2.

Di seguito sono riportate le verifiche di resistenza per gli elementi del telaio **1-9-17**,
per lo stato limite di danno severo **DS** considerando un'eccentricità accidentale e applicando l'azione sismica prevalentemente in direzione **trasversale Y**.





ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE q

Combinazione dell'azione sismica

Pilastrata 1									
Elem	Sez. (m)	V+E$_1$		V+E$_2$		V+E$_3$		V+E$_4$	
		N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)
P1-1	0.00	-160.81	79.57	-87.96	72.66	-528.46	-83.58	-455.61	-90.48
	2.75	-160.81	-40.76	-87.96	-36.72	-528.46	57.28	-455.61	61.32
P2-1	0.00	-121.02	51.17	-66.07	43.89	-411.16	-59.52	-356.21	-66.80
	2.95	-121.02	-49.37	-66.07	-42.54	-411.16	59.76	-356.21	66.59
P3-1	0.00	-79.18	46.03	-44.38	36.76	-292.68	-53.98	-257.89	-63.26
	2.95	-79.18	-42.42	-44.38	-33.25	-292.68	50.55	-257.89	59.72
P4-1	0.00	-42.19	73.79	-33.43	68.31	-161.69	-88.51	-152.93	-93.99
	2.95	-42.19	-83.99	-33.43	-77.20	-161.69	98.54	-152.93	105.32

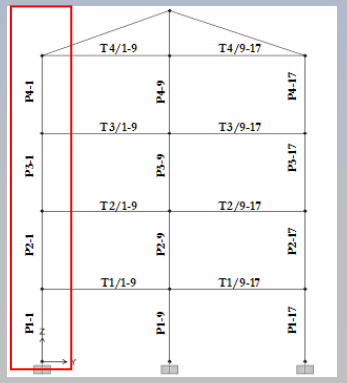
V (condizione di carico gravitazionale)

E1=+Ey- 0.3Ex

E2=+Ey+0.3Ex (condizioni sismiche)

E3=-Ey- 0.3Ex

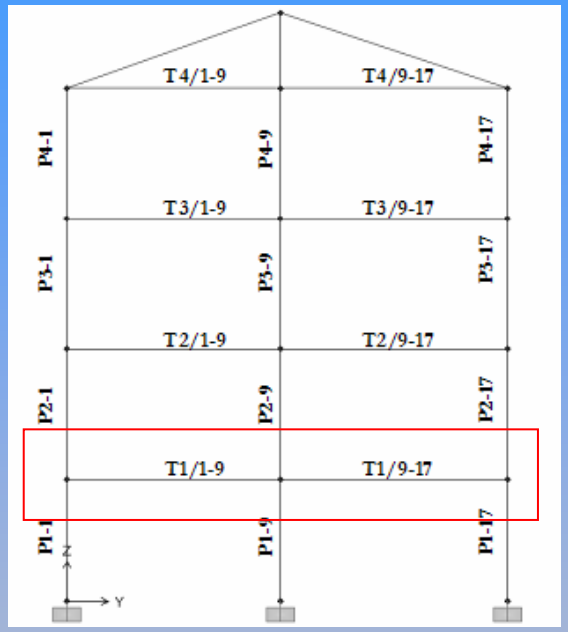
E4=-Ey+0.3Ex



ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE q

Combinazione dell'azione sismica

Elemento	B (m)	H (m)	Sez. (m)	Max. Comb.	Mx (kNm)
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	Pos.	98.94
			2.35		30.43
			4.70		57.66
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	Neg.	-134.30
			2.35		4.23
			4.70		-123.18
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	Pos.	51.93
			2.50		33.55
			5.00		94.00
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	Neg.	-123.22
			2.50		7.62
			5.00		-132.99

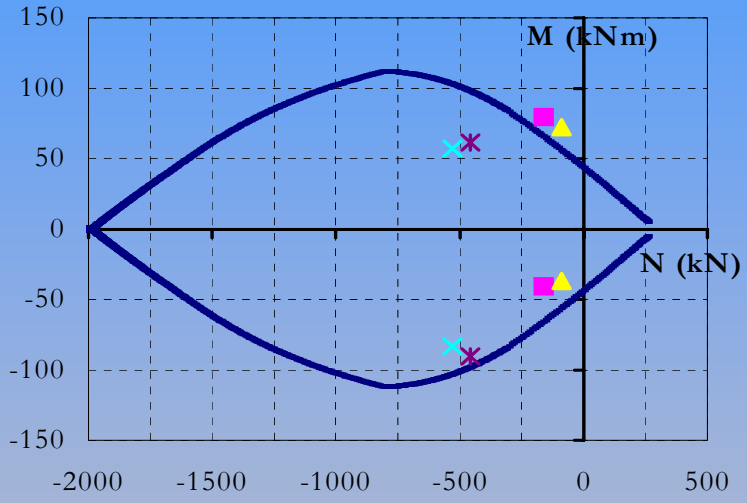


ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE q

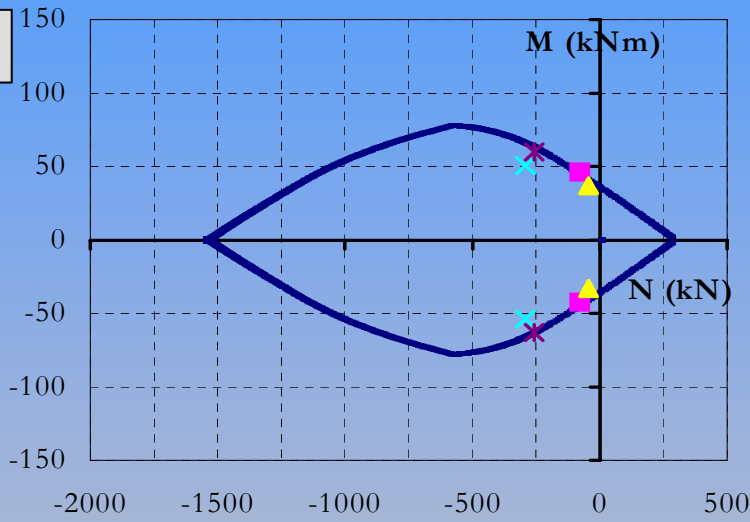
Verifiche di resistenza flessionale dei pilastri

Per i pilastri risulta vantaggioso determinare i domini di resistenza delle sezioni e confrontarli con le coppie M-N agenti. In particolare riferendosi alla pilastrata 1.

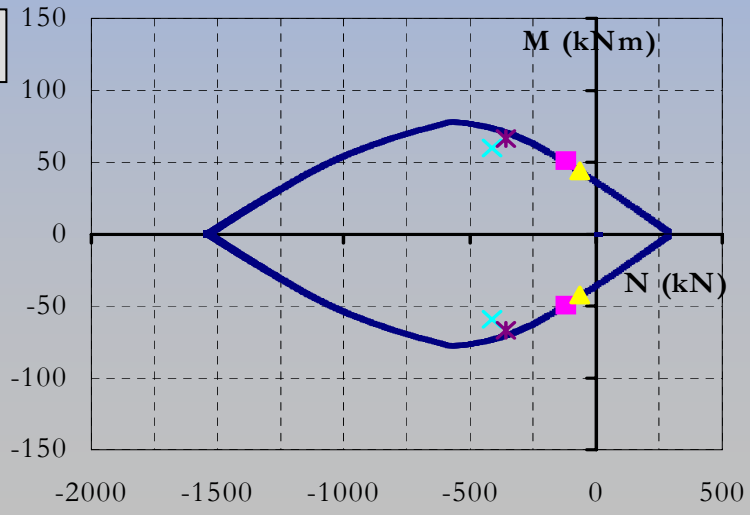
1° liv



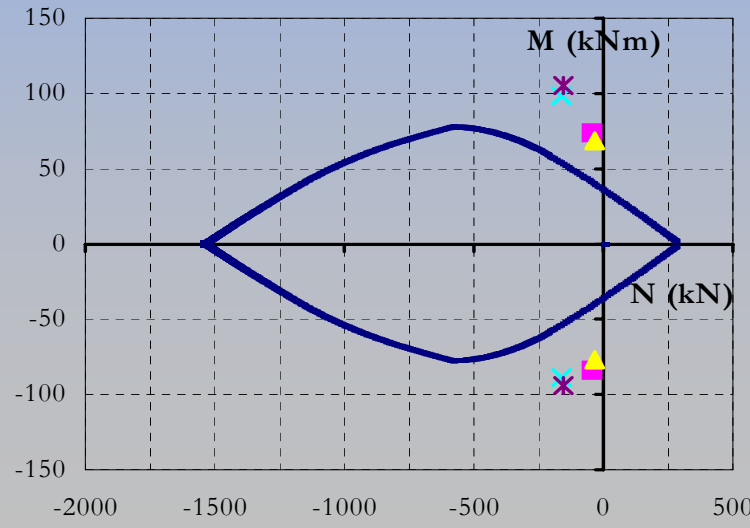
2° liv



3° liv



4° liv

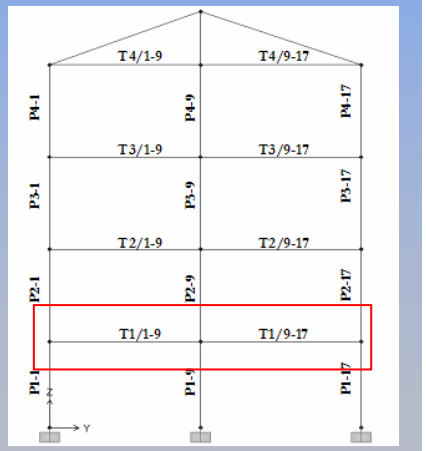


ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE q

Verifiche di resistenza flessionale delle travi

Per le travi si sono determinati i momenti ultimi positivo e negativo in 3 sezioni di riferimento e si sono confrontati con il valore dell'azione proveniente dalle 4 condizioni di carico sismico più gravitazionale

Elemento	B (m)	H (m)	Sez. (m)	Max. Comb.	Mx (kNm)	Mu- (kNm)	Mu+ (kNm)	Verifica
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	Pos.	98.94	101.13	51.70	NO
			2.35		30.43	51.70	101.13	SI
			4.70		57.66	150.74	101.45	SI
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	Neg.	-134.30	101.13	51.70	NO
			2.35		4.23	51.70	101.13	SI
			4.70		-123.18	150.74	101.45	SI
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	Pos.	51.93	150.74	101.45	SI
			2.50		33.55	51.70	101.13	SI
			5.00		94.00	51.70	101.13	SI
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	Neg.	-123.22	150.74	101.45	SI
			2.50		7.62	51.70	101.13	SI
			5.00		-132.99	51.70	101.13	NO



Verifiche di resistenza tagliante dei pilastri

Viene valutato il taglio ultimo sugli elementi considerando il valore medio di resistenze dei materiali diviso il fattore di confidenza in base allo stato limite raggiunto, che nel caso in questione è pari a 1.2. Secondo il D.M. 1996 il taglio ultimo è dato dalla somma di questi due termini:

$$V_u = \min (V_{Rd2}, V_{Rd3})$$

Elem.	B (m)	H (m)	Asw	Sez. (m)	Max. Comb	N (kN)	Vy (kN)	Vuy (kN)	Verifica
P1-1	0.35	0.35	1φ6/20	0.00	Pos.	87.96	43.72	47.57	SI
			1φ6/20	2.75			43.72	47.57	SI
			1φ6/20	0.00	Neg.	528.45	-55.17	53.29	NO
			1φ6/20	2.75			-55.17	53.29	NO
P2-1	0.30	0.30	1φ6/20	0.00	Pos.	66.07	34.05	38.72	SI
			1φ6/20	2.95			34.05	38.72	SI
			1φ6/20	0.00	Neg.	411.16	-45.19	44.28	NO
			1φ6/20	2.95			-45.19	44.28	NO
P3-1	0.30	0.30	1φ6/20	0.00	Pos.	44.38	29.92	36.65	SI
			1φ6/20	2.95			29.92	36.65	SI
			1φ6/20	0.00	Neg.	292.68	-41.62	42.50	SI
			1φ6/20	2.95			-41.62	42.50	SI
P4-1	0.30	0.30	1φ6/20	0.00	Pos.	33.43	53.47	48.43	NO
			1φ6/20	2.95			53.47	48.43	NO
			1φ6/20	0.00	Neg.	161.69	-67.55	55.47	NO
			1φ6/20	2.95			-67.55	55.47	NO

Verifiche di resistenza tagliante delle travi

Viene valutato il taglio ultimo sugli elementi considerando il valore medio di resistenze dei materiali diviso il fattore di confidenza in base allo stato limite raggiunto, che nel caso in questione è pari a 1.2. Secondo il D.M. 1996 il taglio ultimo è dato dalla somma di questi due termini:

$$V_u = \min(V_{Rd2}, V_{Rd3})$$

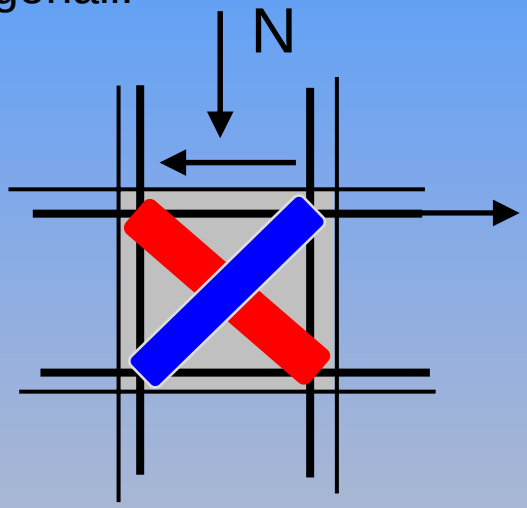
Elemento	B (m)	H (m)	Asw	Sez. (m)	Max. Comb.	Vx (kN)	Vu (kN)	Verifica
T1/1-9	0.30	0.50	1ϕ6/20	0.00	Pos.	11.05	43.29	SI
			1ϕ6/20	2.35		47.26	61.39	SI
			1ϕ6/20	4.70		83.47	79.50	NO
T1/1-9	0.30	0.50	1ϕ6/20	0.00	Neg.	-77.06	76.29	NO
			1ϕ6/20	2.35		-40.84	58.18	SI
			1ϕ6/20	4.70		-4.63	40.08	SI
T1/9-17	0.30	0.50	1ϕ6/20	0.00	Pos.	-1.54	38.53	SI
			1ϕ6/20	2.50		36.98	56.26	SI
			1ϕ6/20	5.00		75.51	75.52	SI
T1/9-17	0.30	0.50	1ϕ6/20	0.00	Neg.	-81.97	78.75	NO
			1ϕ6/20	2.50		-43.44	59.48	SI
			1ϕ6/20	5.00		-4.92	40.22	SI

Verifiche di resistenza dei nodi trave-colonna

Per quanto riguarda i nodi la verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al *punto 5.4.3.1*. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione che quella a compressione, entrambe diagonali.

$$\sigma_{nt} = \left| \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \right| \le 0.3\sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa})$$

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \le 0.5 f_c$$



dove :

N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore,

Vn indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave,

Ag indica la sezione orizzontale del nodo.

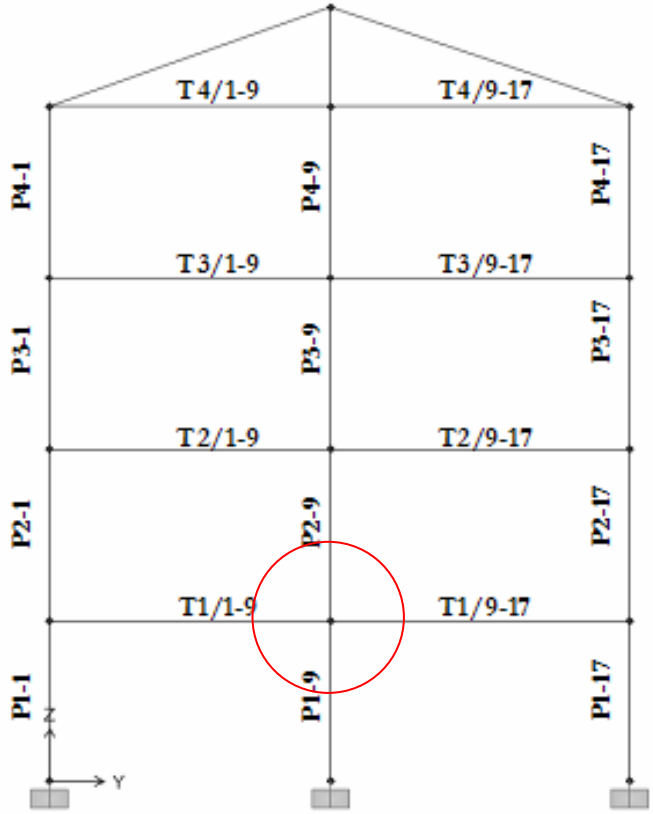
Le resistenze dei materiali sono ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il **fattore di confidenza** appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il **coefficiente parziale del materiale**.

ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE q

Verifiche di resistenza dei nodi trave-colonna

Nel caso in esame le massime tensioni di trazione e compressione sono rispettivamente pari a:

$$0.3\sqrt{f_c} = 10.67 MPa \qquad 0.5 f_c = 63.25 MPa$$

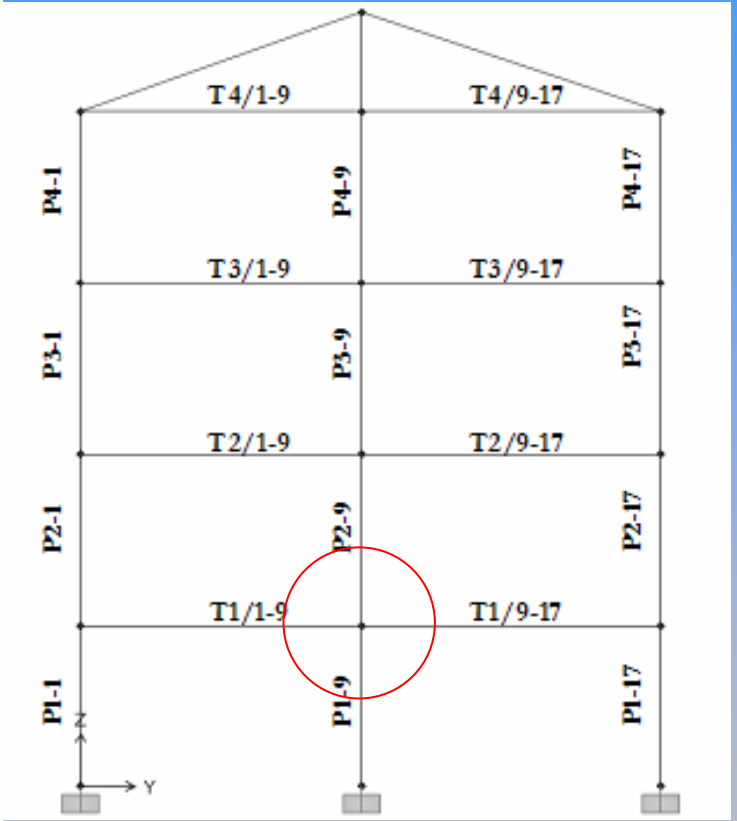


Dall'analisi delle sollecitazioni, considerando le quattro condizioni di carico sismico e gravitazionale in testa al pilastro P1-9 si hanno le seguenti caratteristiche della sollecitazione:

Condizione di carico	N [kN]	Vx [kN]
V+E1	-358.18	57.61
V+E2	-387.20	50.90
V+E3	-371.41	-52.19
V+E4	-400.42	-58.91

ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE q

Verifiche di resistenza dei nodi trave-colonna

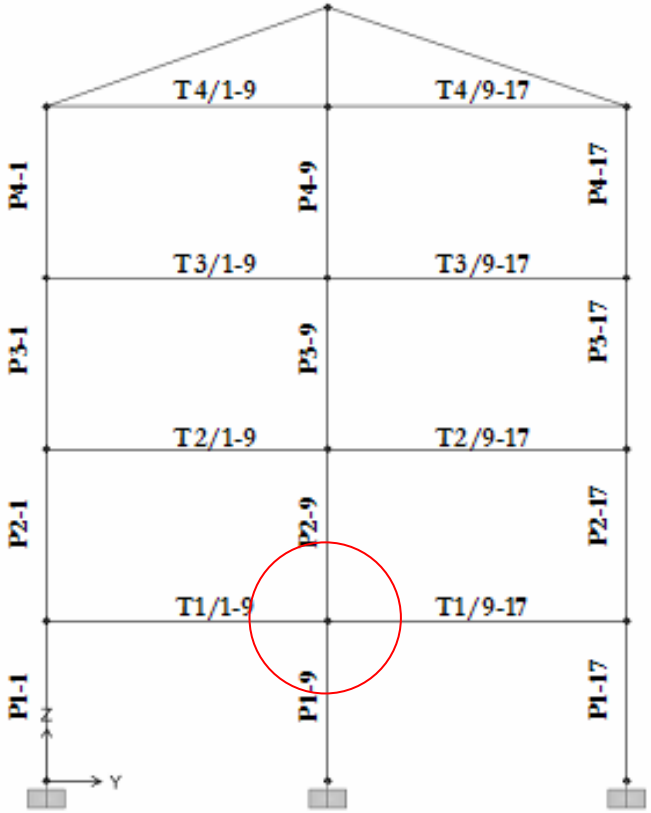


Dall'analisi delle sollecitazioni, considerando le quattro condizioni di carico sismico e gravitazionale nelle travi adiacenti il nodo trave-colonna in esame, si hanno le seguenti caratteristiche della sollecitazione:

Condizione di carico	T1/1-9	T1/9-17
	My [kN]	My [kN]
V+E1	-123.18	51.93
V+E2	-115.00	43.58
V+E3	49.48	-114.87
V+E4	57.66	-123.22

ANALISI DINAMICA LINEARE CON UTILIZZO DEL FATTORE q

Verifiche di resistenza dei nodi trave-colonna



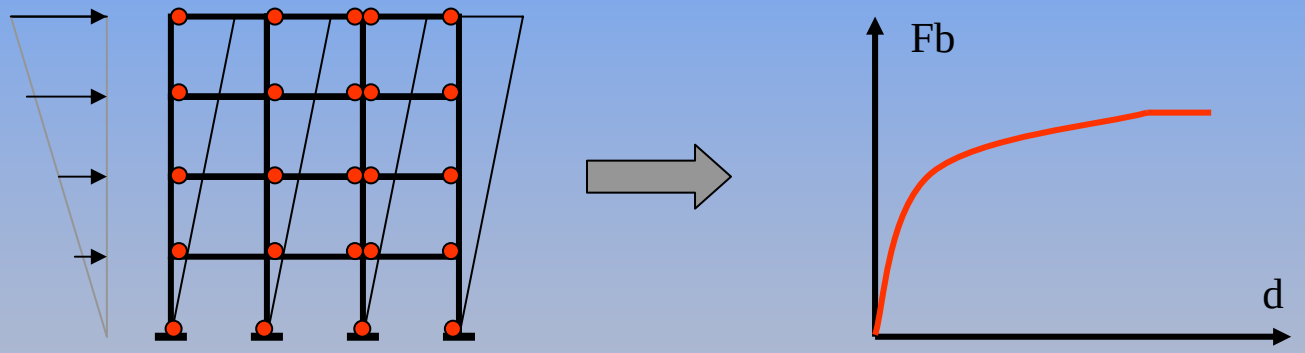
Valutando la tensione di trazione nelle armature tese in funzione dei momenti agenti sulle travi, il taglio complessivo che sollecita il nodo nonché i valori di tensione di trazione e di compressione valutati sono pari a:

Condizione di carico	V_{nodo} [kN]	σ_t [MPa]	σ_c [MPa]
V+E1	-159.19	20.69	60.49
V+E2	-151.51	18.44	61.46
V+E3	149.98	18.56	59.83
V+E4	157.96	19.31	63.80

Si può notare come la verifica del nodo non è soddisfatta sia in termine di tensioni di trazione quanto di compressione.

ANALISI STATICA NON LINEARE

L’analisi consiste nell’applicare all’edificio i carichi gravitazionali ed un opportuno sistema di forze statiche orizzontali che aumentando in maniera incrementale facciano crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo della struttura (generalmente posizionato nel baricentro delle masse all’ultimo impalcato) fino al raggiungimento di un meccanismo di collasso considerando al contempo la non linearità dei materiali costituenti la struttura.



Questo tipo di analisi può essere eseguito solo se il livello di cononscenza raggiunto è pari almeno a **LC2**

ANALISI STATICA NON LINEARE

Il metodo si articola nei passi seguenti:

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate (“taglio alla base” di un “punto di controllo”, usualmente scelto come il baricentro dell’ultimo piano) e lo spostamento;

- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;

- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;

- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell’edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti (elementi/meccanismi duttili) e delle resistenze (elementi/meccanismi fragili).

PROPRIETA' DEI MATERIALI DA UTILIZZARE NELL'ANALISI

<table>
<tr><th colspan="2">Modello Non Lineare</th></tr>
<tr><th>Domanda</th><th>Capacità</th></tr>
<tr><td rowspan="2">Dall'analisi.
Usare i valori medi nel modello.</td><td>In termini di deformazione.
Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC.</td></tr>
<tr><td>In termini di resistenza.
Usare i valori medi <u>divisi</u> per il FC e per il coefficiente parziale.</td></tr>
</table>

Tabella 11.3 – Valori delle proprietà dei materiali e criteri di analisi e di verifica della sicurezza

LEGAME FORZA SPOSTAMENTO GENERALIZZATO

Devono essere applicati all'edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano:

1) ***una distribuzione di forze proporzionali alle masse applicate*** separatamente nelle due direzioni di studio trasversale e longitudinale:

Impalcato	Masse (t)	$F_x = F_y$
1	183.02	**1.75**
2	179.64	**1.72**
3	178.61	**1.71**
S	107.56	**1.03**
Copertura	104.54	**1.00**

Direzione x/y

LEGAME FORZA SPOSTAMENTO GENERALIZZATO

2) ***una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente il primo modo di vibrazione*** applicate separatamente nella direzione presa in esame:

Impalcato	Masse (t)	1 modo ϕx	$F_x = m \times \phi_x$
1	183.02	0.126	**0.22**
2	179.64	0.423	**0.73**
3	178.61	0.740	**1.26**
S	107.56	1.000	**1.03**
Copertura	104.54	1.000	**1.00**

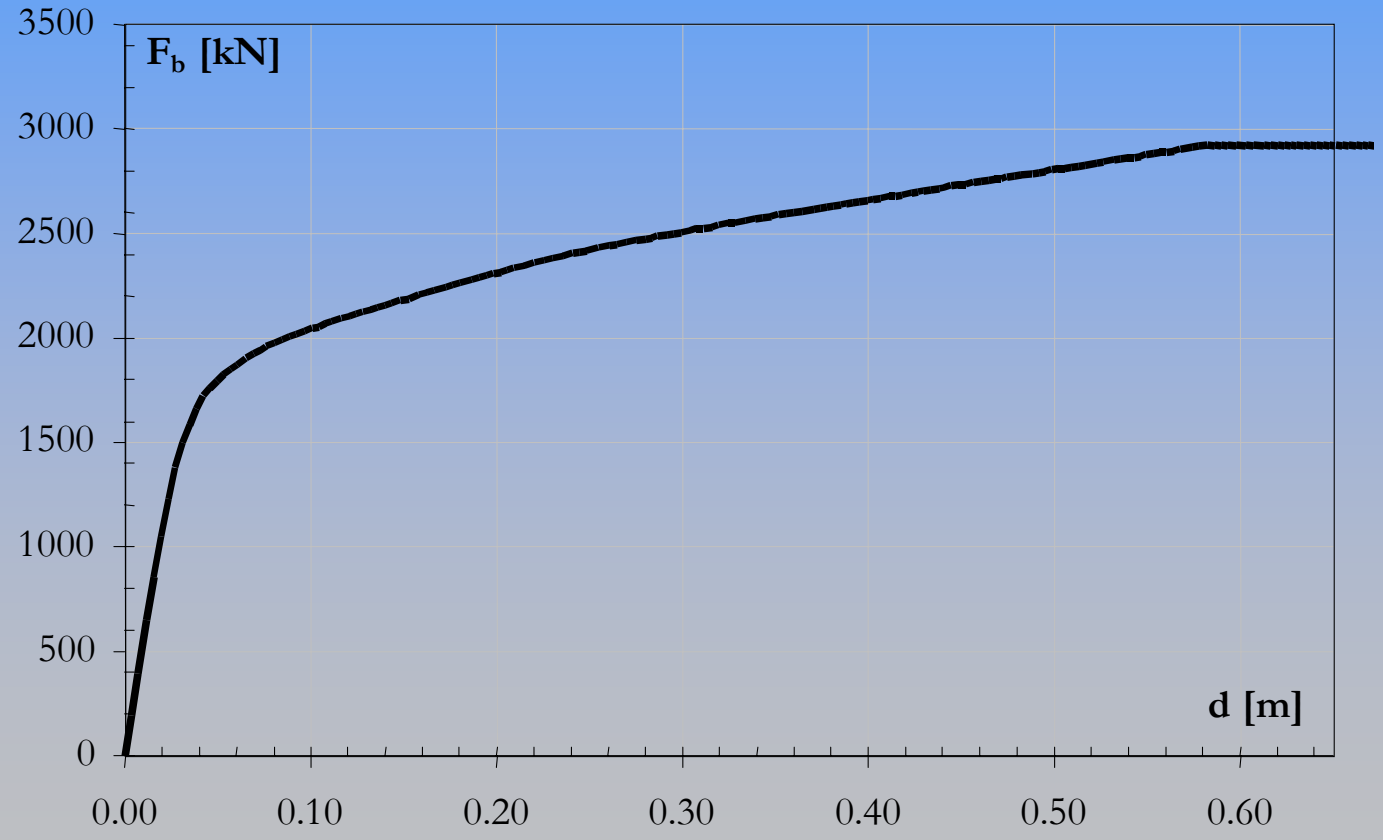
Direzione x

Impalcato	Masse (t)	1 modo ϕy	$F_y = m \times \phi_Y$
1	183.02	0.135	**0.24**
2	179.64	0.401	**0.69**
3	178.61	0.671	**1.15**
S	107.56	1.000	**1.03**
Copertura	104.54	1.000	**1.00**

Direzione y

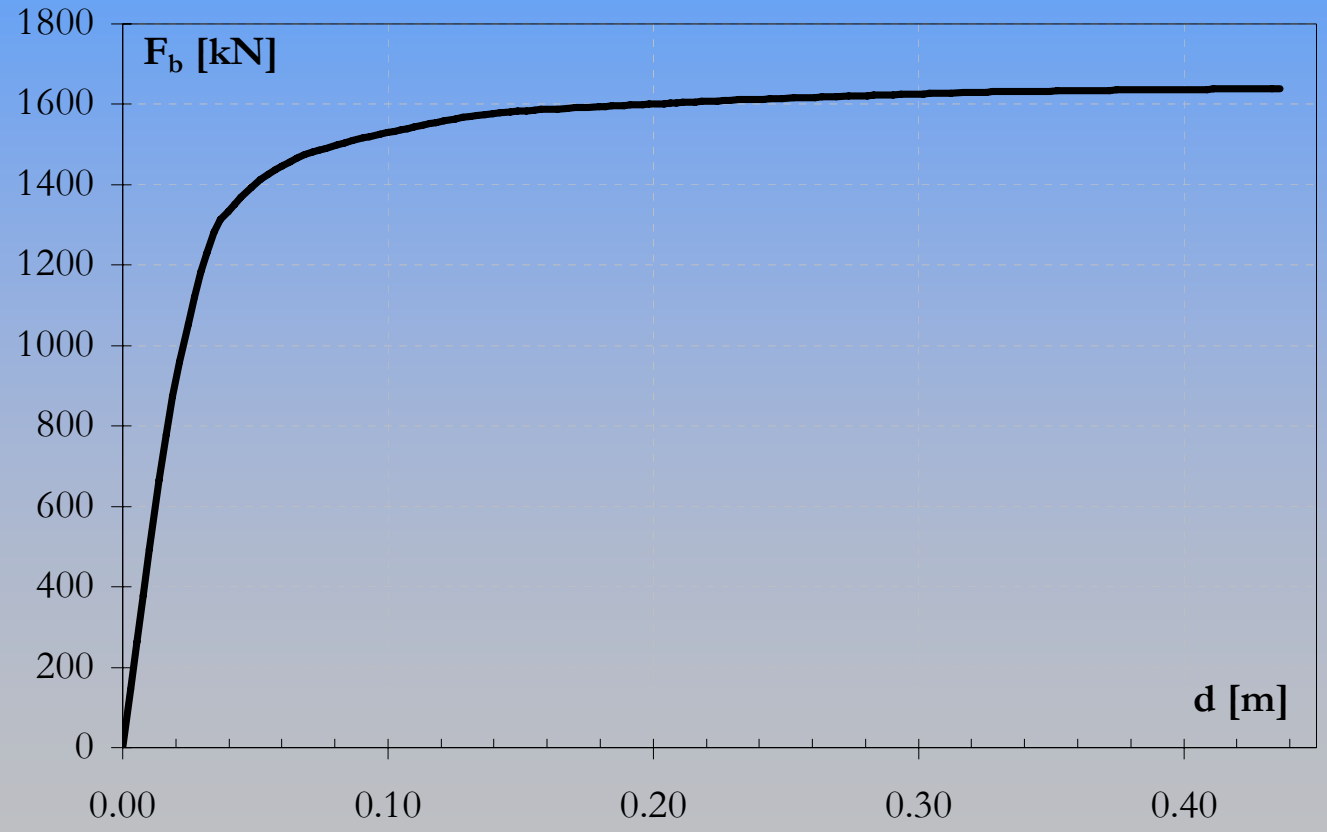
RISULTATI DELL'ANALISI DI PUSHOVER

PUSHOVER DIREZIONE LONGITUDINALE – FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE



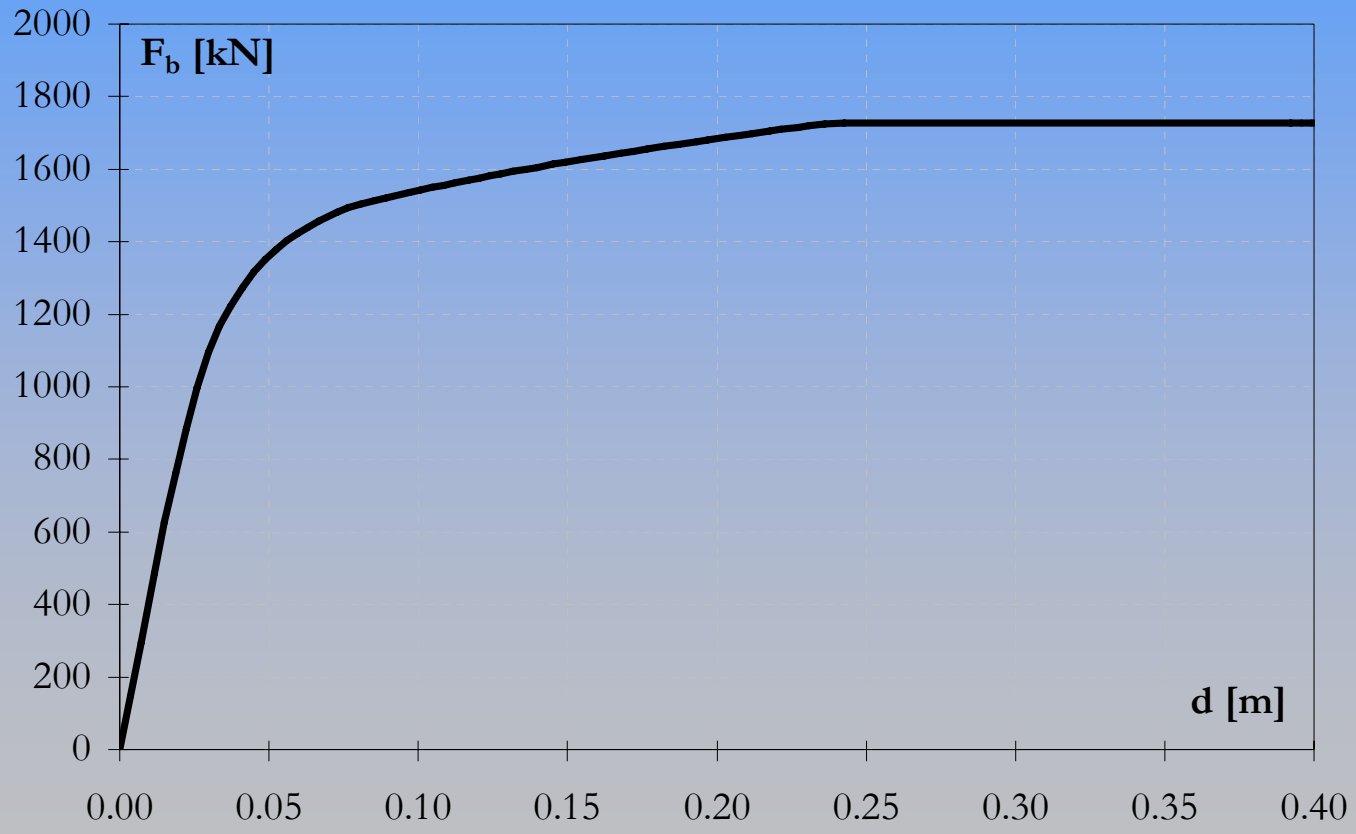
RISULTATI DELL'ANALISI DI PUSHOVER

PUSHOVER DIREZIONE TRASVERSALE – FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE



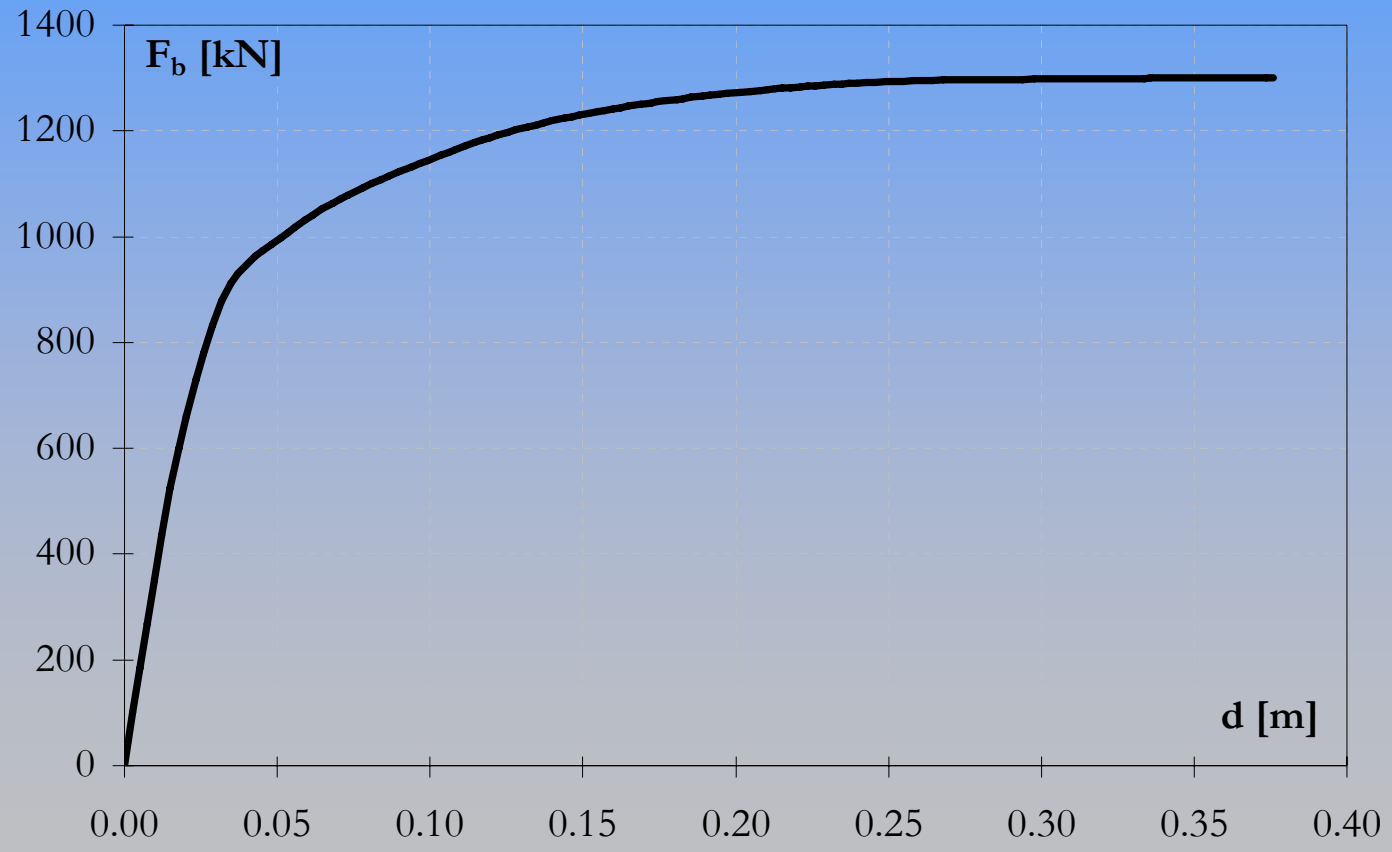
RISULTATI DELL'ANALISI DI PUSHOVER

PUSHOVER DIREZIONE LONGITUDINALE – FORZE PROPORZIONALI AI MODI



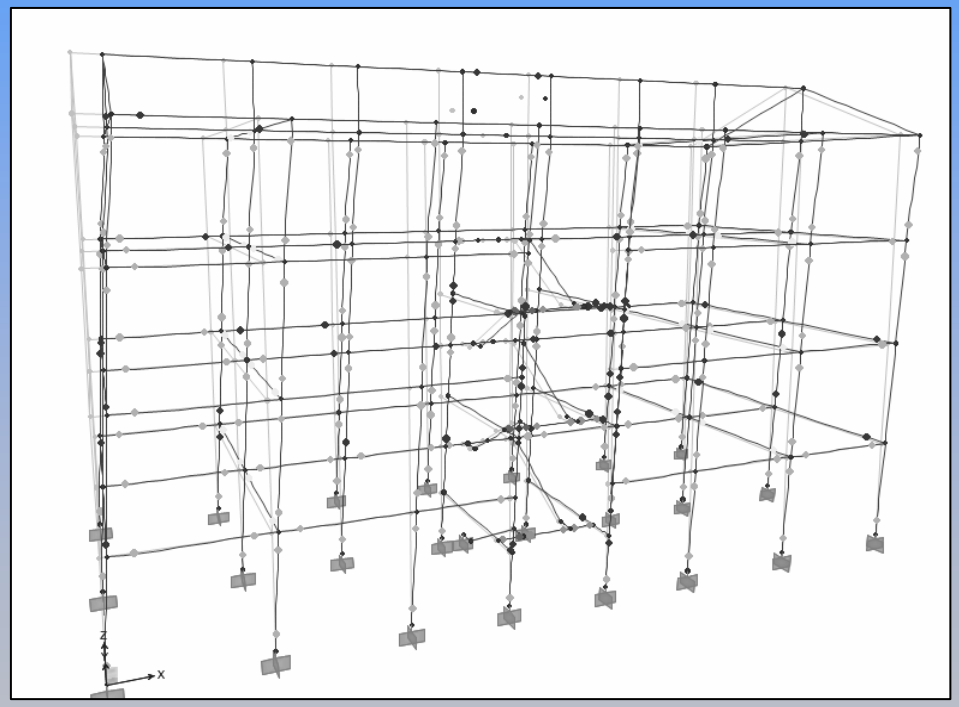
RISULTATI DELL'ANALISI DI PUSHOVER

PUSHOVER DIREZIONE TRASVERSALE – FORZE PROPORZIONALI AI MODI

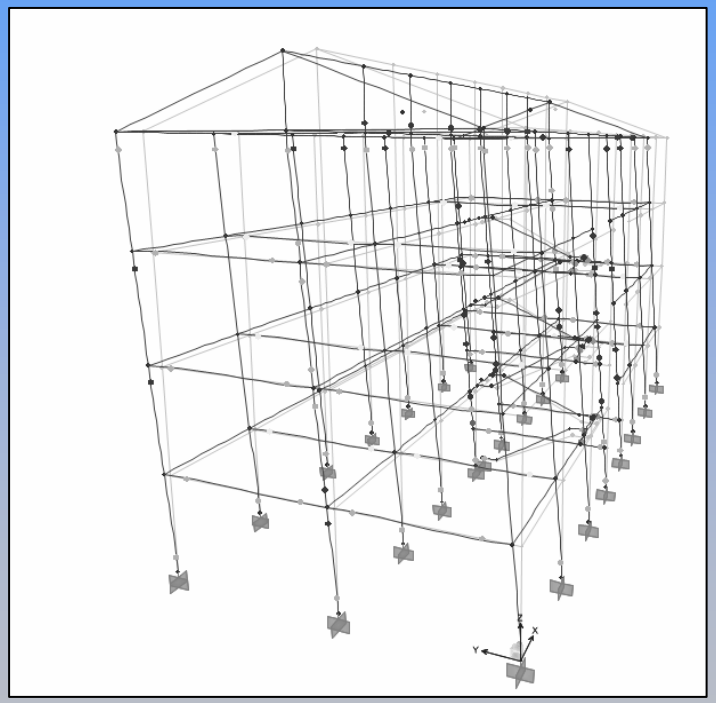


DISTRIBUZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE

FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE



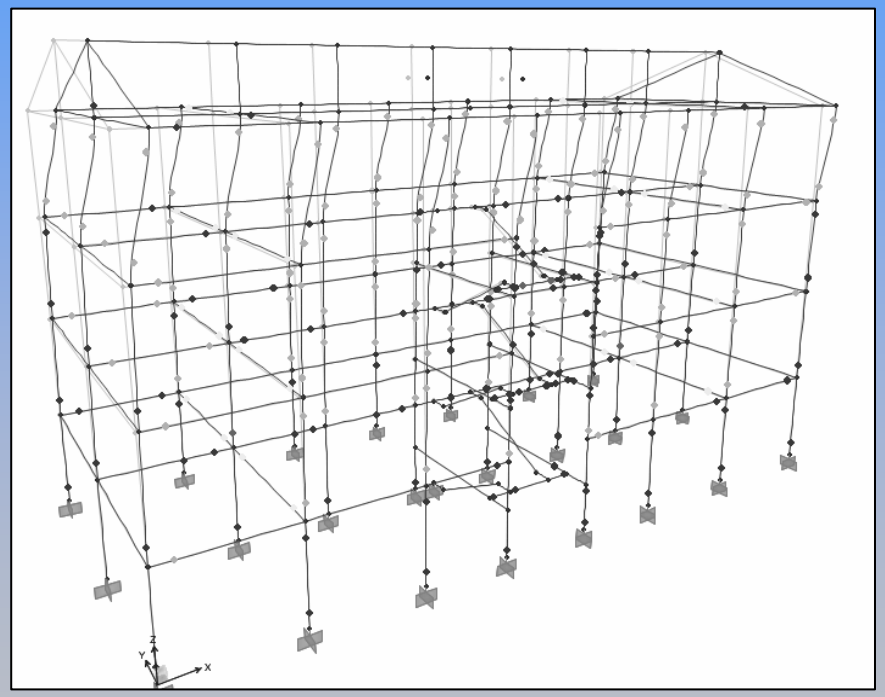
DIREZIONE LONGITUDINALE



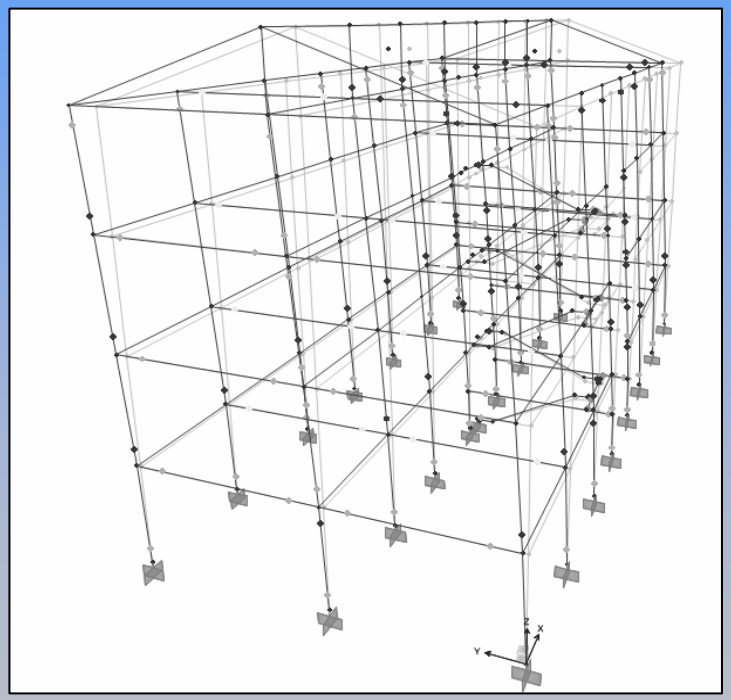
DIREZIONE TRASVERSALE

DISTRIBUZIONE DELLE CERNIERE PLASTICHE

FORZE PROPORZIONALI AL PRODOTTO DEI MODI PER LA MASSA

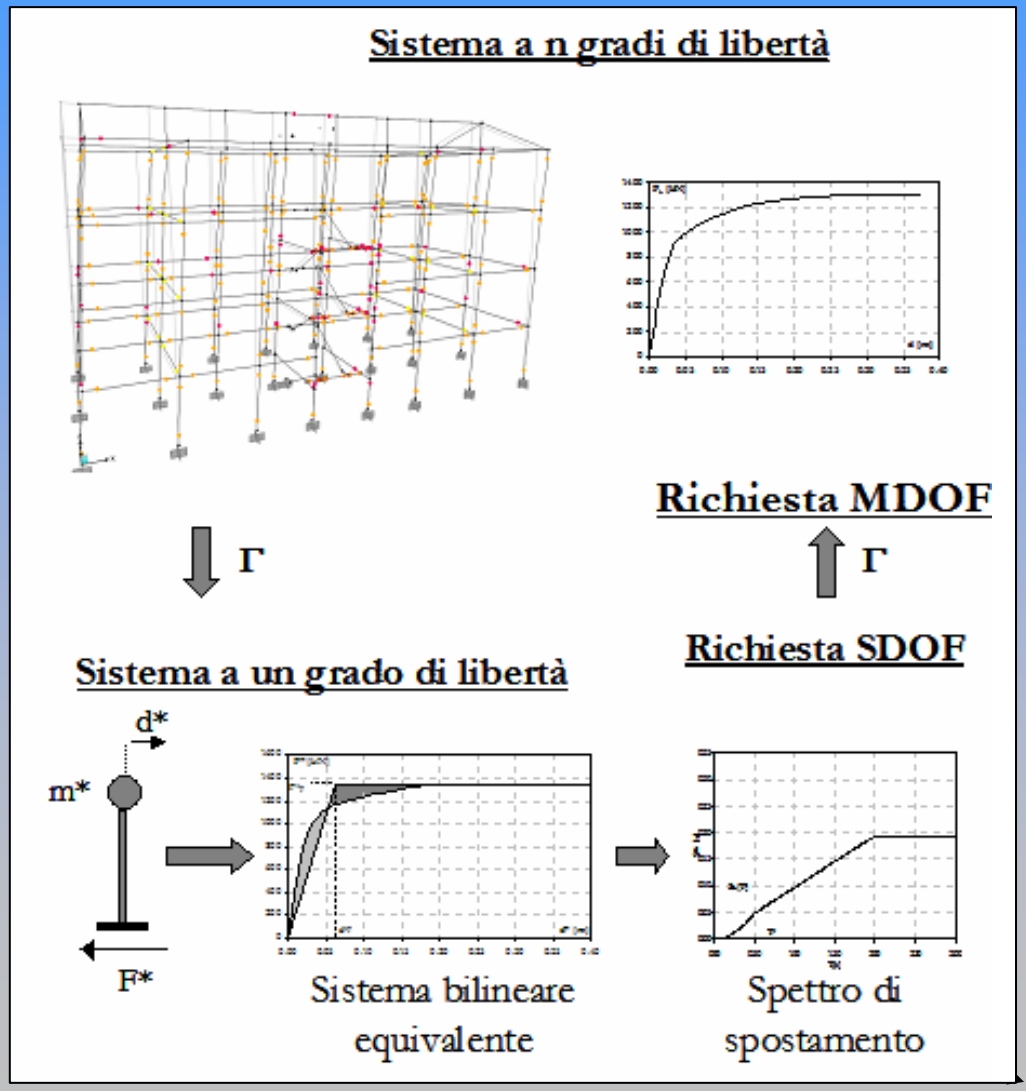


DIREZIONE LONGITUDINALE



DIREZIONE TRASVERSALE

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE – RICHIESTA DI SPOSTAMENTO



$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \qquad \Gamma x = 1.28 \quad \Gamma y = 1.32$$

$$F^* = Fb/\Gamma \quad , \quad d^* = dc/\Gamma$$

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^*}{k^*}}$$

$$T^* \geq T_C$$

$$d^*_{max} = d^*_{e,max} = S_{De}\left(T^*\right)$$

$$T^* < T_C$$

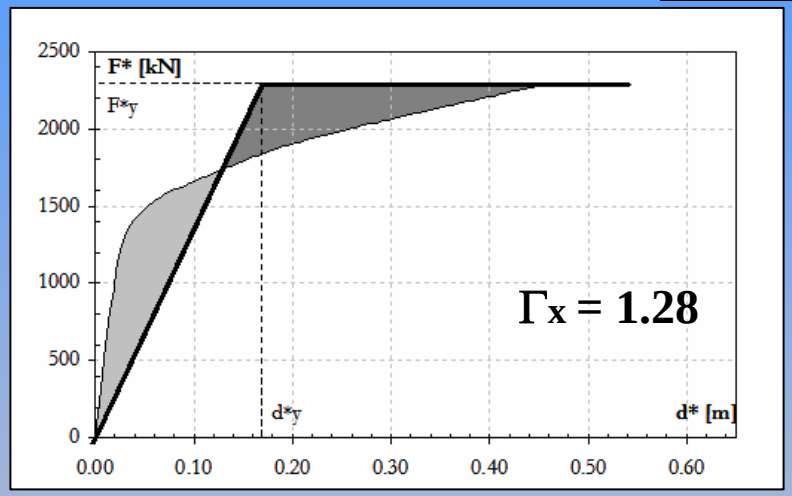
$$d^*_{max} = \frac{d^*_{e,max}}{q^*}\left[1 + \left(q^* - 1\right)\frac{T_C}{T^*}\right] \geq d^*_{e,max}$$

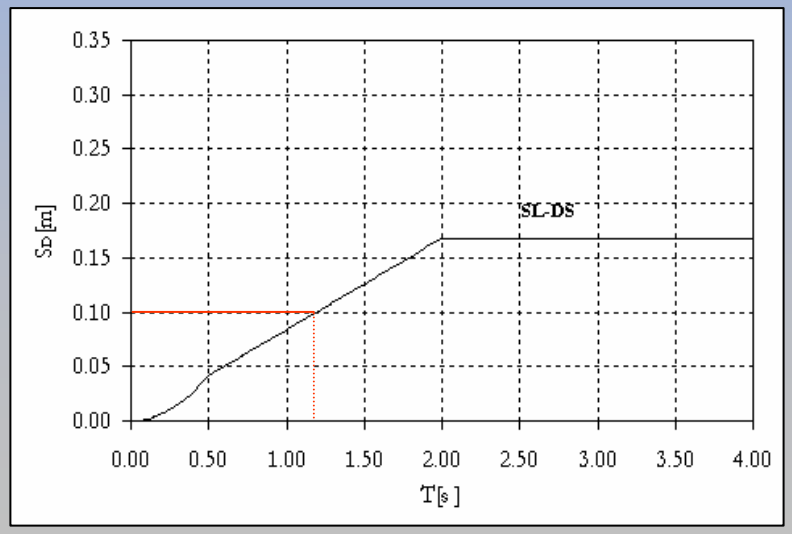
$$q^* = \frac{S_e\left(T^*\right)m^*}{F_y^*}$$

Funzione dello stato limite

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE – RICHIESTA DI SPOSTAMENTO

BILINEARE EQUIVALENTE IN DIREZIONE LONGITUDINALE – SLDS – DISTRIBUZIONE DI FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE

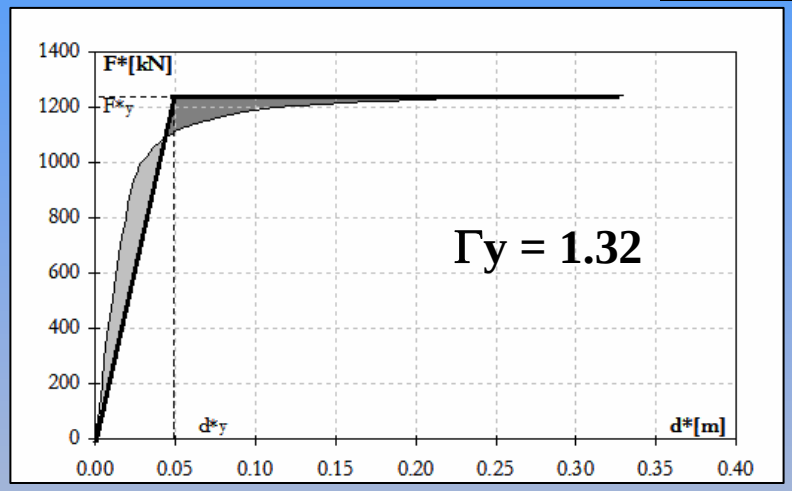


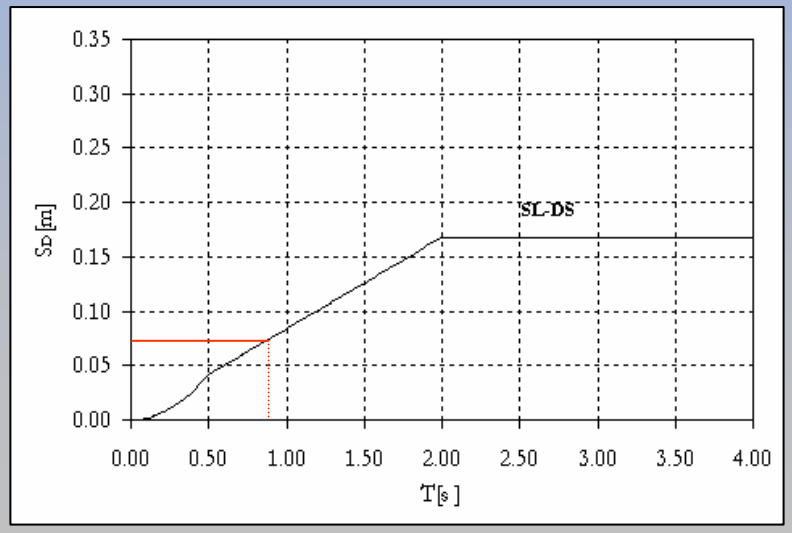


F^*_y [kN]	2284
d^*_y [m]	0.171
K^* [kN/m]	13386
T^* [sec]	1.15
$S_{De}(T^*)$ [m]	0.112
d^*_{max} [m]	0.112
d_{max} [m]	**0.143**

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE – RICHIESTA DI SPOSTAMENTO

BILINEARE EQUIVALENTE IN DIREZIONE TRASVERSALE – SLDS – DISTRIBUZIONE DI FORZE PROPORZIONALI ALLE MASSE





F^*_y [kN]	1242
d^*_y [m]	0.05
K^* [kN/m]	25597
T^* [sec]	0.81
$S_{De}(T^*)$ [m]	0.08
d^*_{max} [m]	0.08
d_{max} [m]	**0.101**

SISTEMA BILINEARE EQUIVALENTE – RICHIESTA DI SPOSTAMENTO

SINTESI DEI RISULTATI PER LO STATO LIMITE DI DANNO SEVERO

	Direzione X		Direzione Y	
	Forza 1 (masse)	**Forza 2**(modi)	**Forza 1**	**Forza 2**
Γ	1.28		1.32	
F^*_y [kN]	2284	1350	1242	985
d^*_y [m]	0.171	0.061	0.05	0.06
K^* [kN/m]	13386	22024	25597	16444
T^* [sec]	1.15	0.89	0.81	1.01
$S_{De}(T^*)$ [m]	0.112	0.086	0.08	0.098
d^*_{max} [m]	0.112	0.086	0.08	0.098
d_{max} [m]	**0.143**	**0.111**	**0.101**	**0.132**

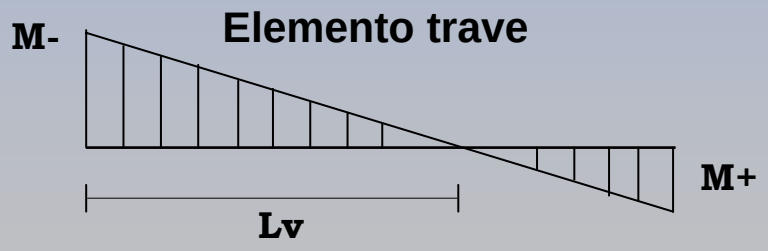
VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' DELLA STRUTTURA

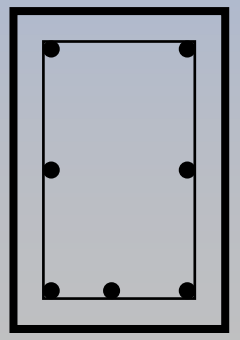
La capacità della struttura si valuta sia in termini di deformabilità per gli elementi duttili e sia in termini di resistenza per gli elementi fragili.

CAPACITA' DEFORMATIVA

La capacità deformativa è definita con riferimento alla rotazione θ della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo a distanza pari alla luce di taglio

$$L_V = M/V$$





VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' DELLA STRUTTURA

Rotazione ultima di elemento

$$\theta_{um} = \frac{1}{\gamma_{el}} 0{,}016 (0{,}3^{\nu}) \left[\frac{\max(0{,}01;\omega')}{\max(0{,}01;\omega)} f_c \right]^{0{,}225} \left(\frac{L_V}{h} \right)^{0{,}35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1{,}25^{100\rho_d})$$

γ_{el} = 1.5 per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari

h è l'altezza della sezione; $\nu = N/(A_c f_c)$ $\omega = A_s f_y/(bhf_c)$ $\omega' = A'_s f_y/(bhf_c)$

$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$ percentuale di armatura trasversale (s_h = interasse delle staffe),

ρ_d percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right)\left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right)\left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_o b_o}\right)$$ Fattore di efficienza di confinamento

(*b*o e *h*o dimensioni della nucleo confinato, *b*i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro)

VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' DEFORMATIVA DELLA STRUTTURA

Rotazione ultima di elemento (formulazione alternativa)

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}}\left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl}\left(1 - \frac{0{,}5L_{pl}}{L_V}\right)\right)$$

$L_{pl} = 0{,}1L_V + 0{,}17h + 0{,}24\frac{d_{bL}f_y}{\sqrt{f_c}}$ Lunghezza della cerniera plastica

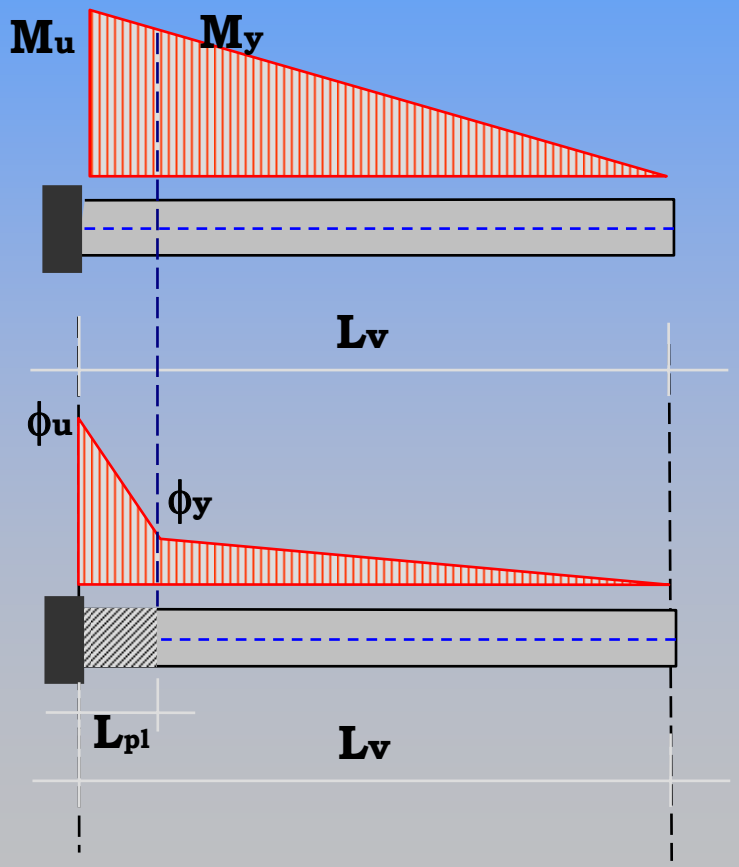
θ_y Rotazione rispetto la corda allo snervamento

ϕ_u curvatura ultima valutata considerando le *deformazioni ultime del conglomerato* (*tenuto conto del confinamento*) e dell'acciaio (da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo, in mancanza di informazioni si può assumere che la *deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%*)

ϕ_y curvatura allo snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento ε_{sy}

VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' DEFORMATIVA DELLA STRUTTURA

Rotazione ultima di elemento



$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}}\left(\theta_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl}\left(1 - \frac{0{,}5L_{pl}}{L_V}\right)\right)$$

VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' DEFORMATIVA DELLA STRUTTURA

Rotazione allo snervamento di elemento

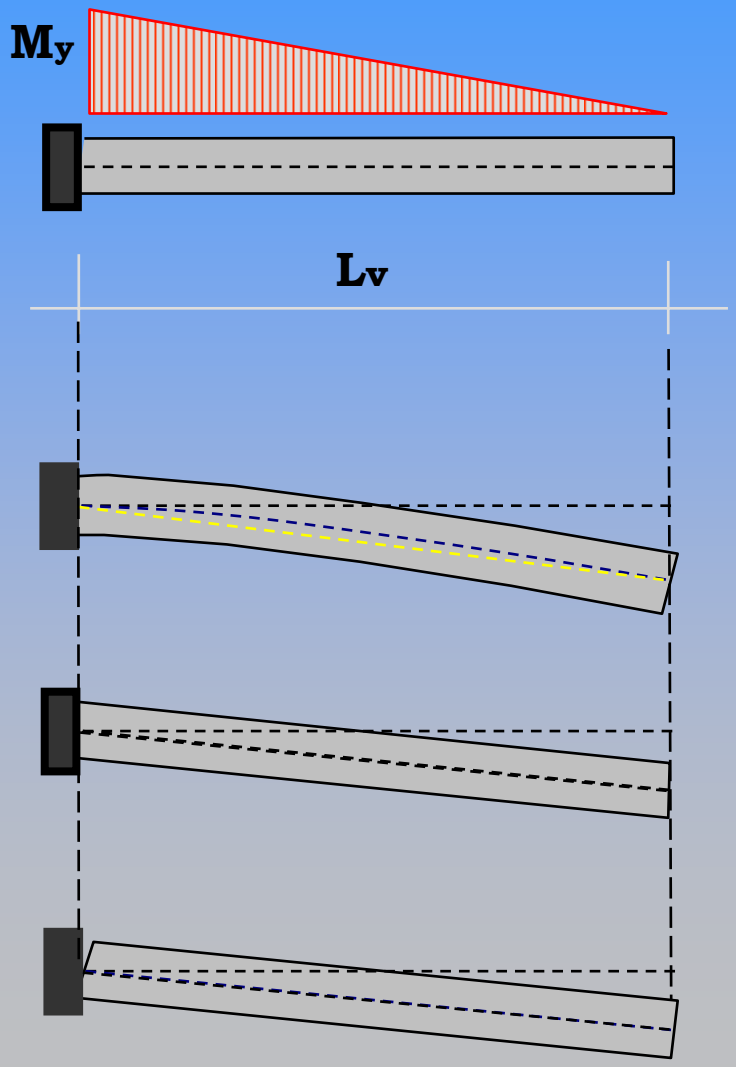
$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0{,}0013\left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_V}\right) + 0{,}13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Per travi e pilastri

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0{,}002\left(1 - 0{,}125\frac{L_V}{h}\right) + 0{,}13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Per pareti

Rotazione allo snervamento di elemento



$$\theta_y = \phi_y \frac{L_V}{3} + 0{,}0013\left(1 + 1{,}5\frac{h}{L_V}\right) + 0{,}13\phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

Contributo flessionale

Contributo tagliante

Scorrimento delle barre

I valori di massima capacità deformativa sono differenti in relazione a i 3 stati limite

SL-DL ⇒ $\theta_{u,DL} = \theta_y$

SL-DS ⇒ $\theta_{u,DS} = \frac{3}{4}\theta_u$

SL-DC ⇒ $\theta_{u,CO} = \theta_u$

VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' IN TERMINI DI RESISTENZA

si deve valutare il taglio sugli elementi come somma dei momenti di estremità diviso la luce dell'elemento e si deve confrontare con il più piccolo di:

1) il taglio ultimo dato dalla somma del Vcd contributo del puntone di calcestruzzo compresso e del Vwd contributo delle staffe dati dalle seguenti espressioni: (**D.M.LL.PP. del 09/01/1996)**

$$V_{cd} = 0.60\, f_{ctd}\, b_w\, d\, \delta \qquad V_{wd} = A_{sw}\, f_{ywd}\, \frac{0.90d}{s}(\sin\alpha + \cos\alpha)$$

2) il taglio ultimo : (**D.M.LL.PP. del 09/01/1996)**

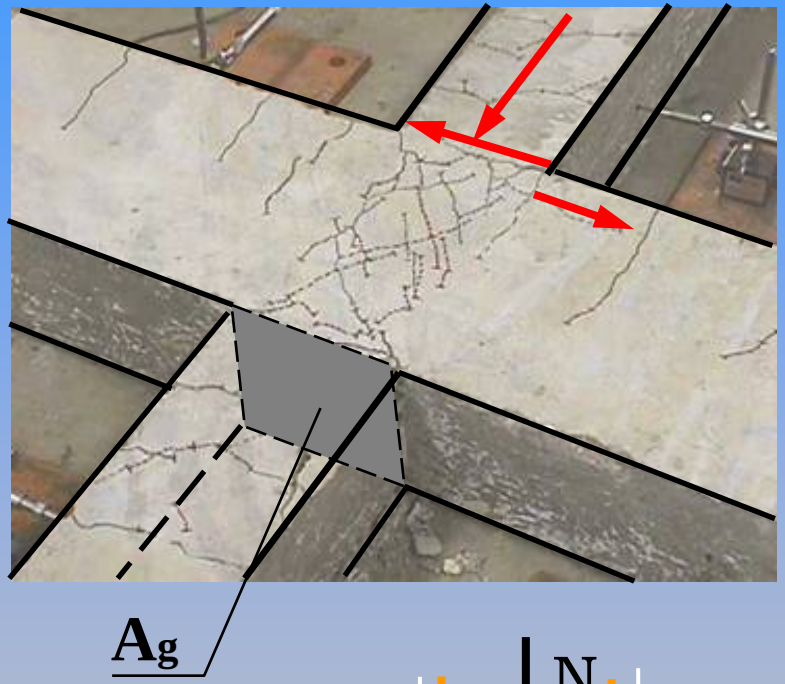
$$V_{RD2} = 0.30\, f_{cd}\, b_w\, d$$

VALUTAZIONE DELLA CAPACITA' IN TERMINI DI RESISTENZA

Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza va effettuata solo per i nodo non interamente confinati

La resistenza deve essere verificata sia lungo la diagonale tesa che lungo la diagonale compressa:

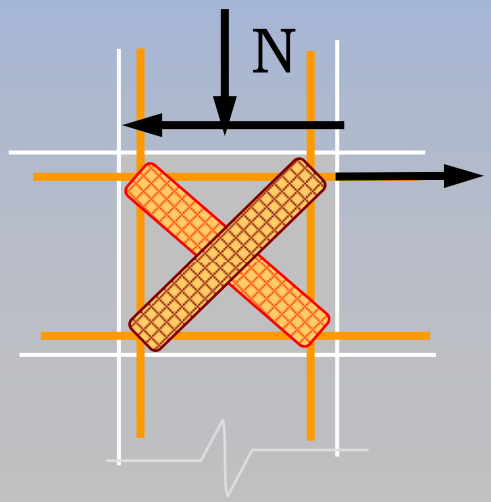


TRAZIONE

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \le 0.3\sqrt{f_c}$$

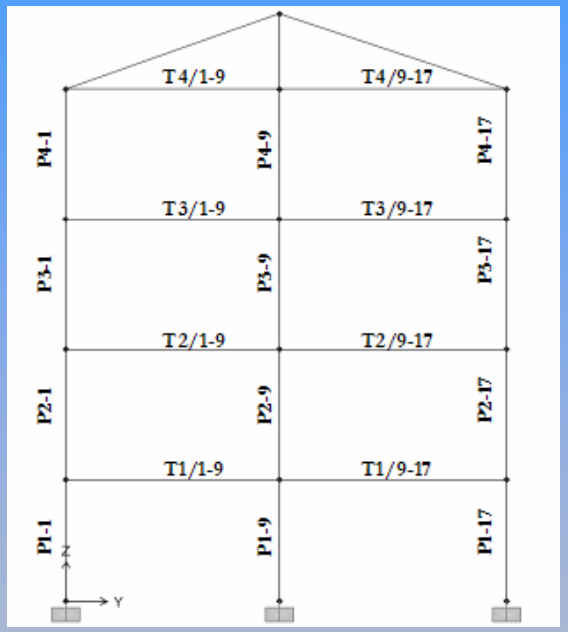
COMPRESSIONE

$$\sigma_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \le 0.5 f_c$$

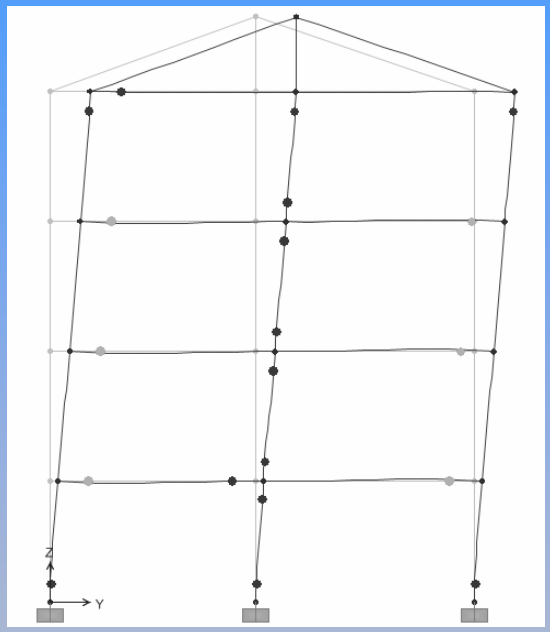


ANALISI STATICA NON LINEARE

SINTESI DEI RISULTATI - STATO LIMITE DANNO SEVERO



TELAIO DI RIFERIMENTO



FORMAZIONE CERNIERE PLASTICHE – DISTRIBUZIONE DI FORZE 1 (MASSA)

dmax = 0.101 m

ANALISI STATICA NON LINEARE – Verifiche deformative

PILASTRI							
Elemento	B	H	Sezione	$\Theta_{richiesta}$	N_{grav}	$\Theta_{disponibile}$	Verifica
	[m]	[m]	[m]	[rad]	[kN]	¾ θu [rad]	
p1-17	0.35	0.35	0.00	0.006987	326.97	0.01577	Ok
			2.75	0.00077			Ok
p2-17	0.30	0.30	0.00	0.002285	253.84	0.01684	Ok
			2.95	0.001338			Ok
p3-17	0.30	0.30	0.00	0.000587	176.86	0.01813	Ok
			2.95	0.00172			Ok
p4-17	0.30	0.30	0.00	0.000917	99.23	0.01953	Ok
			2.95	0.008032			Ok
p1-1	0.35	0.35	0.00	0.006997	308.21	0.01598	Ok
			2.75	0.001421			Ok
p2-1	0.30	0.30	0.00	0.001646	238.62	0.01709	Ok
			2.95	0.000687			Ok
p3-1	0.30	0.30	0.00	5.81E-05	168.53	0.01827	Ok
			2.95	0.000736			Ok
p4-1	0.30	0.30	0.00	8.49E-05	97.56	0.01956	Ok
			2.95	0.007132			Ok

ANALISI STATICA NON LINEARE – Verifiche deformative

TRAVI						
Elemento	B	H	Sezione	$\Theta_{richiesta}$	$\Theta_{disponibile}$	Verifica
	[m]	[m]	[m]	[rad]	¾ θ*u* [rad]	
T4/9-17	0.30	0.50	0.00	0.000315	0.01708	Ok
			5.00	0.001111	0.02484	Ok
T4/1-9	0.30	0.50	0.00	0.00059	0.01671	Ok
			4.70	0.000698	0.02431	Ok
T3/1-9	0.30	0.50	0.00	0.007534	0.01671	Ok
			4.70	0.001728	0.02431	Ok
T3/9-17	0.30	0.50	0.00	7.69E-05	0.01708	Ok
			5.00	0.008563	0.02484	Ok
T2/9-17	0.30	0.50	0.00	0.000328	0.01708	Ok
			5.00	0.009696	0.02484	Ok
T2/1-9	0.30	0.50	0.00	0.008369	0.01671	Ok
			4.70	0.002021	0.02431	Ok
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	0.00083	0.01708	Ok
			5.00	0.008741	0.02484	Ok
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	0.007479	0.01671	Ok
			4.70	0.002598	0.02431	Ok

ANALISI STATICA NON LINEARE – Verifiche di resistenza

PILASTRI						
Elemento	B	H	Sezione	$T_{richiesto}$	$T_{disponibile}$	Verifica
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	
p1-17	0.35	0.35	0.00	38.86	57.52	Ok
			2.75	38.86	57.52	Ok
p2-17	0.30	0.30	0.00	32.29	48.28	Ok
			2.95	32.29	48.28	Ok
p3-17	0.30	0.30	0.00	32.79	48.53	Ok
			2.95	32.79	48.53	Ok
p4-17	0.30	0.30	0.00	36.64	50.46	Ok
			2.95	36.64	50.46	Ok
p1-1	0.35	0.35	0.00	23.19	49.69	Ok
			2.75	23.19	49.69	Ok
p2-1	0.30	0.30	0.00	23.13	43.70	Ok
			2.95	23.13	43.70	Ok
p3-1	0.30	0.30	0.00	15.03	39.65	Ok
			2.95	15.03	39.65	Ok
p4-1	0.30	0.30	0.00	31.44	47.86	Ok
			2.95	31.44	47.86	Ok

ANALISI STATICA NON LINEARE – Verifiche di resistenza

TRAVI						
Elemento	B	H	Sezione	$T_{richiesto}$	$T_{disponibile}$	Verifica
	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	
T4/9-17	0.30	0.50	0.00	-10.30	47.11	Ok
			5.00	40.70	62.31	Ok
T4/1-9	0.30	0.50	0.00	-0.58	42.25	Ok
			4.70	47.36	65.64	Ok
T3/1-9	0.30	0.50	0.00	-1.69	42.81	Ok
			4.70	70.73	77.33	Ok
T3/9-17	0.30	0.50	0.00	-9.00	46.46	Ok
			5.00	68.05	75.98	Ok
T2/9-17	0.30	0.50	0.00	-6.60	45.26	Ok
			5.00	70.45	77.19	Ok
T2/1-9	0.30	0.50	0.00	1.48	42.70	Ok
			4.70	73.90	78.91	Ok
T1/9-17	0.30	0.50	0.00	-1.81	42.86	Ok
			5.00	75.24	79.58	Ok
T1/1-9	0.30	0.50	0.00	4.75	44.34	Ok
			4.70	77.18	80.55	Ok