



UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Civile

VULNERABILITA' SISMICA DI UN COMPLESSO SCOLASTICO

NELLA CITTA' DI FAENZA

SEISMIC VULNERABILITY OF A SCHOOL BUILDING

IN THE CITY OF FAENZA

Relatore: Chiar.mo

Prof. Clementi Francesco

Correlatore:

Ing. Barocci Andrea

Tesi di Laurea di:

Massi Martina

A.A. 2021/2022

*“La vera domanda che a volte mi lascia confuso è:
sono pazzo io o sono pazzi gli altri?”*

Albert Einstein

INDICE

INTRODUZIONE

CAPITOLO 1 PANORAMICA DELL'EDIFICIO SCOLASTICO

- 1.1 Inquadramento territoriale
- 1.2 Documentazione esistente
 - 1.2.1 Disegni originali
 - 1.2.2 Documentazione fotografica
 - 1.2.3 Informazioni sulla geologia del terreno
 - 1.2.4 Piante, prospetti e sezioni
 - 1.2.5 Dati storici
 - 1.2.6 Informazioni sui solai

CAPITOLO 2 CONOSCENZA DELLA STRUTTURA

- 2.1 Contesto ambientale
- 2.2 Descrizione generale del sistema costruttivo
- 2.3 Destinazione d'uso
- 2.4 Caratteristiche dimensionali
- 2.5 Indagini in sito
 - 2.5.1 Rilievo
 - 2.5.2 Indagini diagnostiche sui materiali
 - 2.5.3 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza
 - 2.5.4 Caratteristiche dei materiali

CAPITOLO 3 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

- 3.1 Vita nominale
- 3.2 Classe d'uso

- 3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica
- 3.4 Azioni sulle costruzioni
 - 3.4.1 Combinazioni delle azioni
 - 3.4.2 Analisi dei carichi
- 3.5 Azione sismica
 - 3.5.1 Categorie di sottosuolo e topografiche
 - 3.5.2 Valutazione dell'azione sismica
 - 3.5.3 Caratteristiche generali di una costruzione in zona sismica e vulnerabilità

CAPITOLO 4 MODELLAZIONE

- 4.1 Software di modellazione: MIDAS GEN
- 4.2 Schematizzazione strutturale e criterio di calcolo delle sollecitazioni
- 4.3 Dati
 - 4.3.1 Modello Base
 - 4.3.2 Materiali
 - 4.3.3 Sezioni
 - 4.3.4 Fondazioni e vincoli
 - 4.3.5 Solai
 - 4.3.6 Terreni
 - 4.3.7 Carichi statici e combinazioni

CAPITOLO 5 METODI DI ANALISI

- 5.1 Tipi di analisi
- 5.2 Analisi statica lineare
- 5.3 Analisi dinamica lineare (Modale)
 - Telaio N-GdL

- Telaio 3N-GdL
- Risultati per il corpo L

5.4 Analisi statica non lineare (Pushover)

5.4.1 Generalità

5.4.2 Scopo dell'analisi

5.4.3 Non linearità di un edificio in c.a.

5.4.4 Modellazione

5.4.5 Distribuzione delle forze e analisi

5.4.6 Valutazione della sicurezza

- Verifiche elementi duttili
- Verifiche elementi fragili
- Verifiche globali
- METODO N2
- METODO CSM

5.4.7 Risultati del pushover per il corpo L

5.4.8 Confronto tra domanda e capacità

5.4.9 Calcolo dell'indice di rischio e verifiche locali

5.4.10 Verifiche dei pannelli nodali

BIBLIOGRAFIA

RIGRAZIAMENTI

INTRODUZIONE

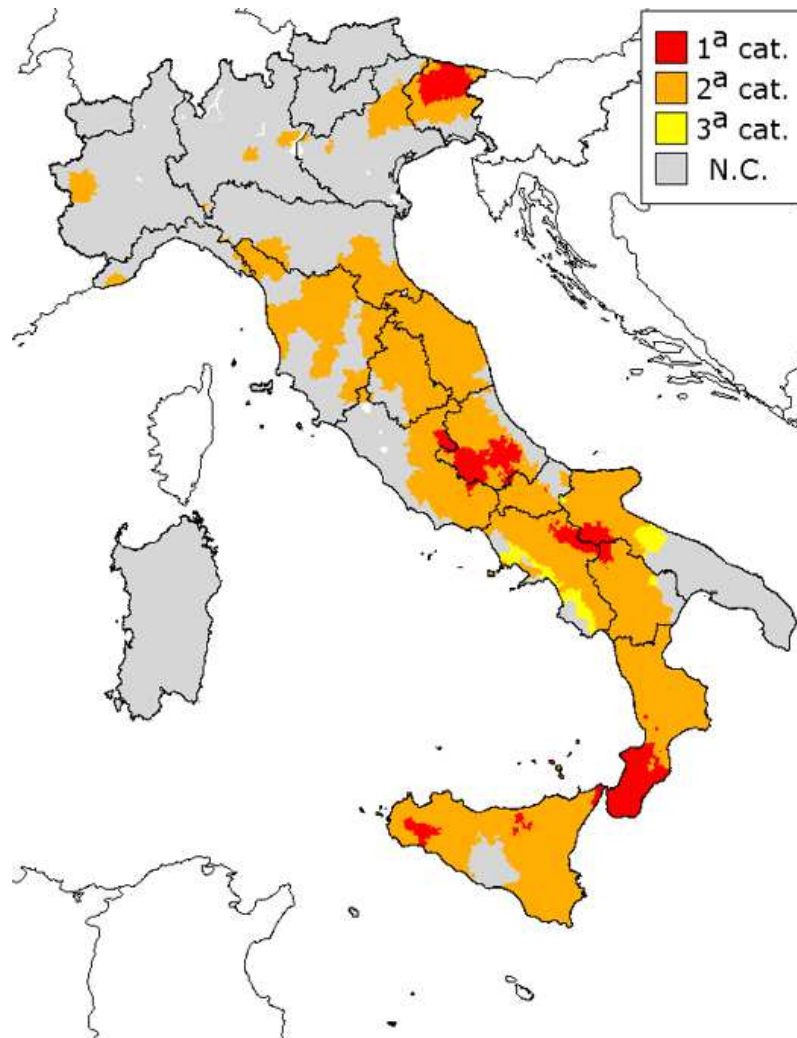
Il seguente elaborato ha come scopo l'analisi di una struttura scolastica nei pressi di Faenza, un complesso suddivisibile in nove corpi in cui si focalizzerà particolarmente l'attenzione sul corpo liceo, che per semplicità chiamiamo "corpo L". A seguito della comprensione dello stato di fatto della struttura, verranno illustrati i risultati dell'analisi statica lineare, dell'analisi modale e dell'analisi di pushover. Il fine è quello di studiarne la vulnerabilità e individuarne le criticità per poter stabilire la necessità o meno di un eventuale intervento sismico. L'esigenza infatti di dover adeguare o migliorare, a livello locale o globale, le strutture esistenti è diventata una prerogativa per poter garantire un rispettabile livello di sicurezza delle stesse, assicurando il mantenimento di resistenza, stabilità e funzionalità.

Lo studio dell'ingegneria sismica in Italia in realtà non è troppo obsoleto e in particolare le prime norme sono nate nei primi del 1900 dopo la registrazione del terremoto di Messina, che il 28 dicembre 1908 causò 85926 morti e 14138 feriti. Nel 1909 furono infatti redatte le prime liste dei comuni classificati sismici, introducendo poi le prime due categorie sismiche nel 1927:

- Cat I per le zone più sismiche e quindi soggette a maggiori vincoli di progettazione
- Cat II per le zone meno sismiche più lontane dall'epicentro

Nel 1984 una nuova classificazione amplia le categorie da due a quattro, ciascuna con il rispettivo valore di accelerazione all'attacco:

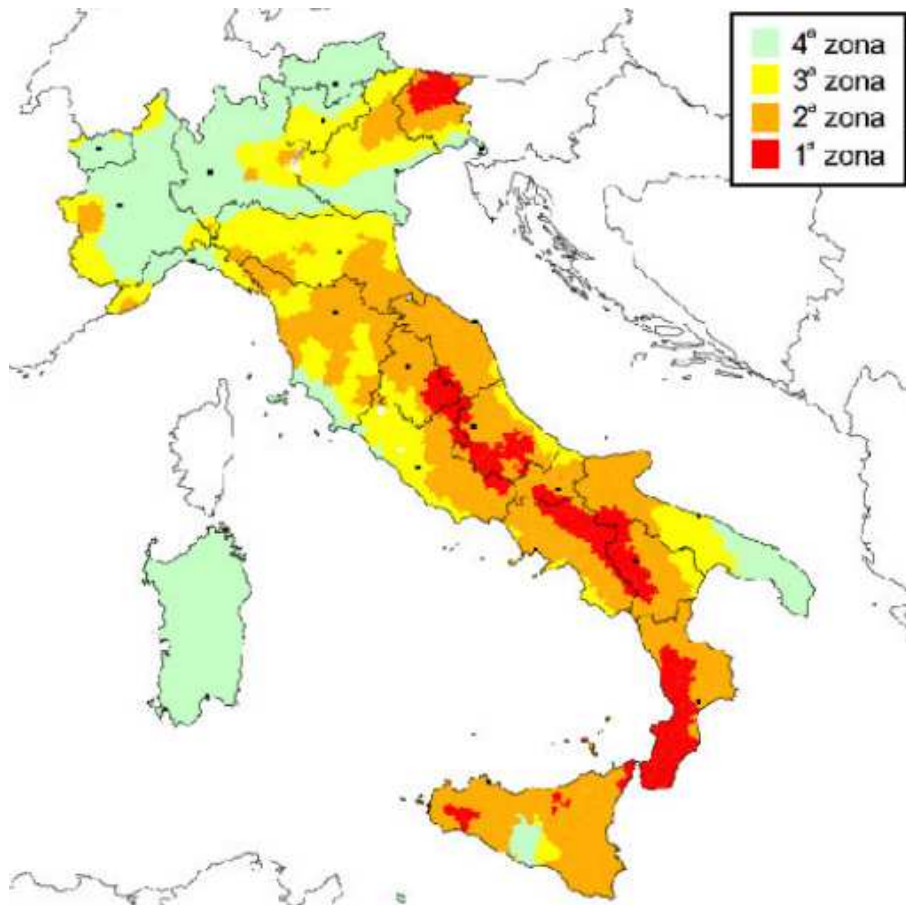
- Cat I $a_g = 0.24g$
- Cat II $a_g = 0.15g$
- Cat III $a_g = 0.09g$
- N.C.= Non Classificato, cioè una zona dove non valgono le prescrizioni sismiche



Territorio italiano – classificazione 1984

Essa rimane in vigore per il DM 1996 fino al 2003, quando si inserisce una nuova categoria che permette di suddividere l'intero territorio italiano in 4 zone sismiche distinte mediante diverse colorazioni:

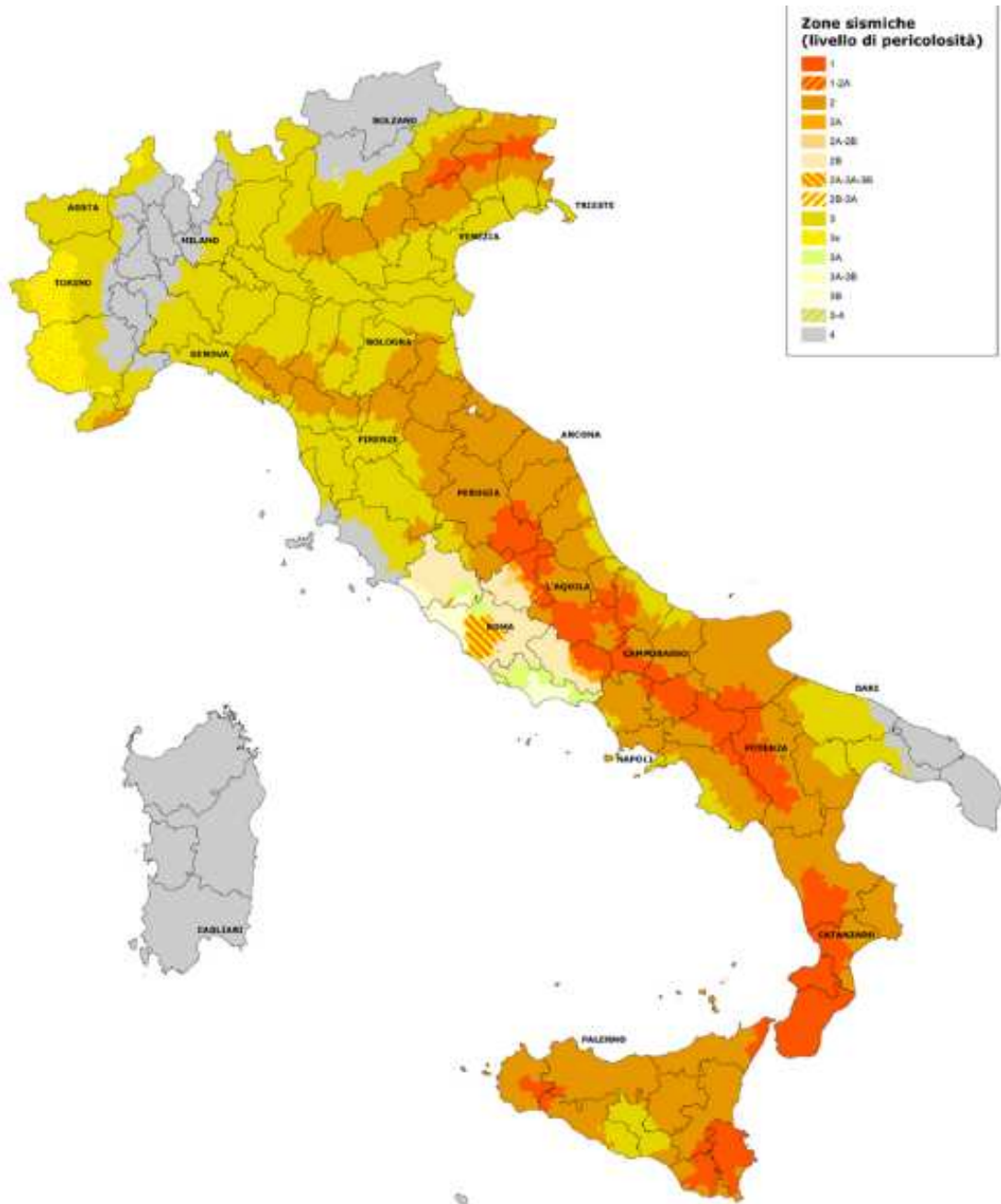
- Cat I zona rossa alta sismicità $a_g = 0.35g$
- Cat II zona arancione media sismicità $a_g = 0.25g$
- Cat III zona gialla bassa sismicità $a_g = 0.15g$
- Cat IV zona verde $a_g = 0.05g$
- Sempre nel 2003 l'INGV=Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia introduce delle mappe di pericolosità sismica composte da maglie di dimensioni 15x15 km.



Territorio italiano – classificazione 2003

Le NTC2008 impongono la microzonazione sismica in tali mappe in modo tale che dal valore dell'accelerazione a_g di quel sito sia possibile risalire all'azione sismica. Inoltre fino ad allora le prescrizioni avevano riguardato esclusivamente la progettazione di edifici nuovi e quindi le strutture già esistenti continuavano ad essere vulnerabili. Il capitolo 8 della presente normativa viene invece dedicato alle "Costruzioni esistenti" così come nella successiva e attuale norma vigente, che è la NTC 2018 con la relativa circolare esplicativa del 21 gennaio 2019.

Qui di seguito si riporta la mappa della classificazione sismica aggiornata al 31 marzo 2022 per provincia.



Territorio italiano – classificazione sismica 2022

Zona sismica	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni (a_g)
1	$a_g > 0.25$
2	$0.15 < a_g \leq 0.25$
3	$0.05 < a_g \leq 0.15$
4	$a_g \leq 0.05$

Al capitolo 8.1 delle NTC2018 viene definita una *“costruzione esistente quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d’intervento, la struttura completamente realizzata”*, dove si specifica nella Circolare 2019 che *“con l’espressione struttura completamente realizzata può intendersi una struttura per la quale [...] sia stato redatto il certificato di collaudo statico ai sensi delle Norme Tecniche vigenti all’epoca della costruzione; se all’epoca della costruzione l’obbligo del collaudo statico non sussisteva, devono essere state almeno interamente realizzate le strutture e i muri portanti e le strutture degli orizzontamenti e delle coperture.”*

All’8.2 si afferma poi che *“la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi devono tenere conto dei seguenti aspetti della costruzione:*

- *Essa riflette lo stato delle conoscenze del tempo alla sua realizzazione*
- *In essa possono essere insiti, ma non palesi, difetti di impostazione e di realizzazione*
- *Essa può essere soggetta ad azioni, anche eccezionali, i cui effetti non siano completamente manifesti*
- *Le sue strutture possono presentare degrado e/o modifiche significative, rispetto alla situazione originaria.*

Nella definizione dei modelli strutturali si dovrà considerare che sono conoscibili, con un livello di approfondimento che dipende dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini che vengono svolte, le seguenti caratteristiche:

- *La geometria e i particolari costruttivi*
- *Le proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni*
- *I carichi permanenti.*

Si dovrà prevedere l’impiego di metodi di analisi e di verifica dipendenti dalla completezza e dall’affidabilità dell’informazione disponibile e l’uso di coefficienti legati ai “fattori di confidenza” che, nelle verifiche di sicurezza, modifichino i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza delle caratteristiche sopra elencate.”

Per quanto riguarda la valutazione della sicurezza di una struttura esistente, il capitolo 8.3 della norma prosegue specificando che esso *“è un procedimento*

quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa. L'incremento del livello di sicurezza si persegue, essenzialmente, operando sulla concezione strutturale globale con interventi, anche locali." Quindi con la valutazione di sicurezza dobbiamo "stabilire se:

- l'uso della costruzione possa continuare senza interventi*
- l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso)*
- sia necessario aumentare la sicurezza strutturale, mediante interventi."*

In sostanza "nella valutazione di sicurezza, da effettuarsi ogni qual volta si eseguano interventi strutturali di miglioramento o adeguamento, il progettista dovrà esplicitare in un'apposita relazione, esprimendoli in termini di rapporto fra capacità e domanda, i livelli di sicurezza precedenti all'intervento e quelli raggiunti con esso."

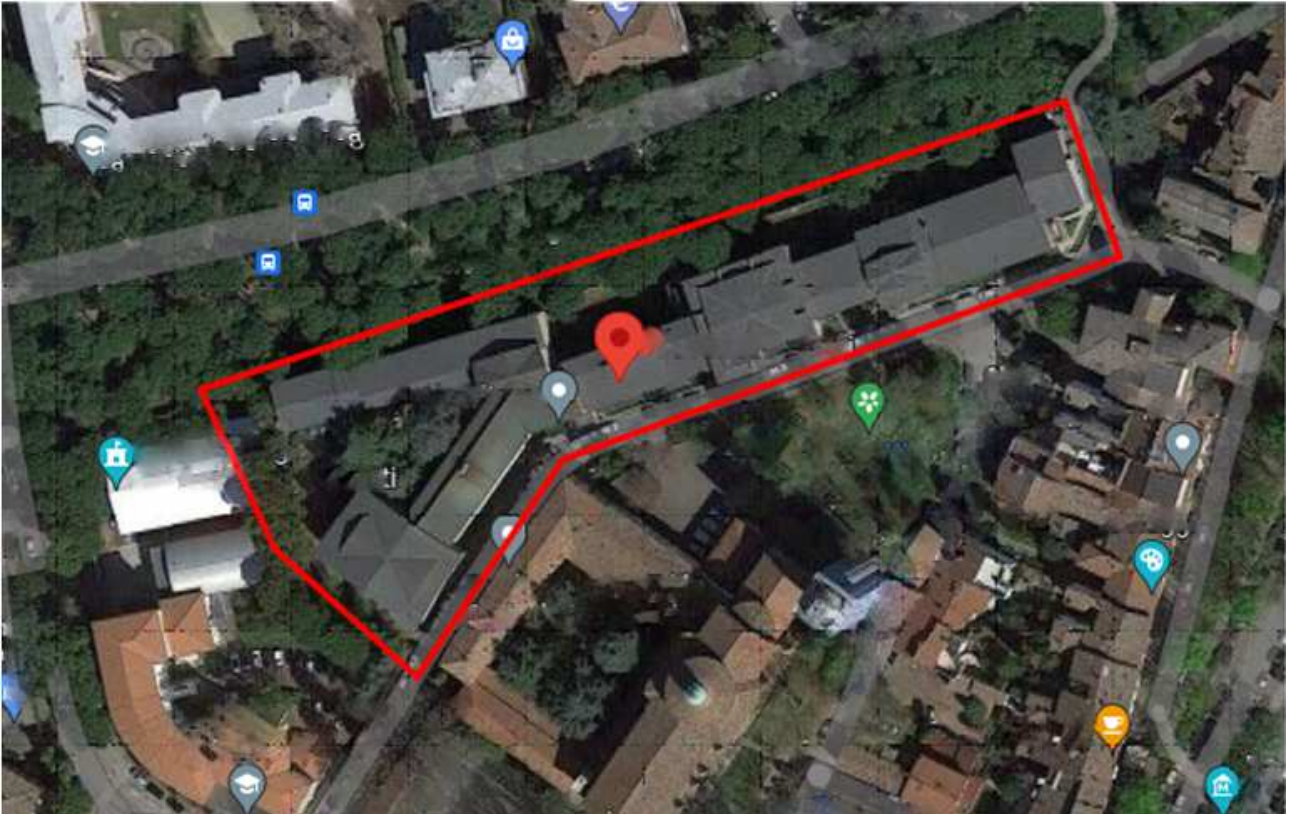
Per quanto riguarda la verifica del sistema di fondazione, essa "è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possono dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:

- nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato;*
- siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto*
- siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto."*

Inoltre "la valutazione di sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguite con riferimento ai soli SLU, salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE. Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione."

CAPITOLO 1 PANORAMICA DELL'EDIFICIO SCOLASTICO

1.1 Inquadramento territoriale



Istituto di Faenza

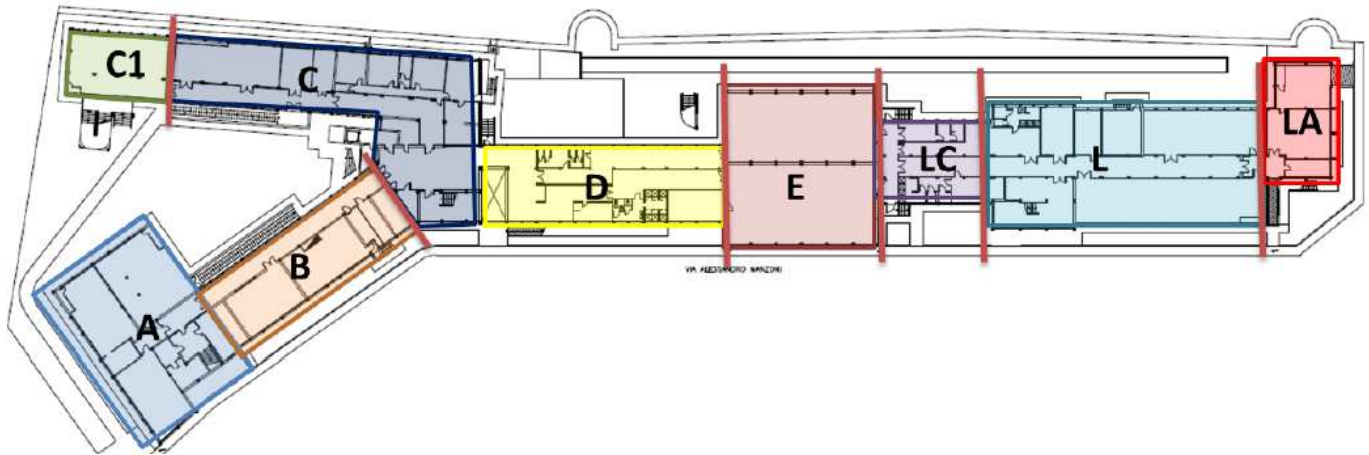
L'Istituto è collocato nel centro della città di Faenza, nella Regione Emilia Romagna, in una zona totalmente pianeggiante di estensione pari a circa 6250



mq. Esso è delimitato a Nord da Viale Tolosiano e a sud da Via A.Manzoni, mentre negli altri due lati i fabbricati si trovano in adiacenza ad edifici di altra natura. Il corpo L oggetto del nostro

elaborato si trova nella parte est dell'edificio e grazie alla presenza di giunti, che rendono il comportamento dei nove corpi indipendente, è possibile analizzarlo separatamente come un corpo a sé. Per una maggiore comprensione si riporta la composizione

dell'intero edificio con le limitazioni che definiscono tutti i corpi: A, B, C1, C, D, E, LC, L ed LA. In particolare il corpo L sarà connesso con giunti ai corpi LC ed LA:



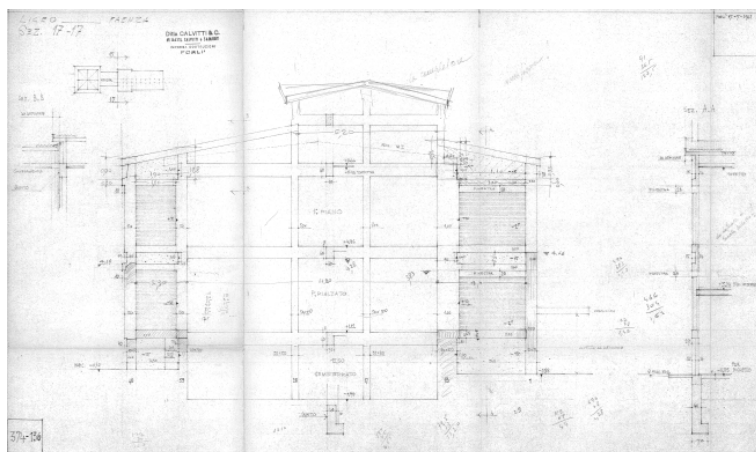
Definizione dei corpi e individuazione del corpo Liceo

1.2 Documentazione esistente

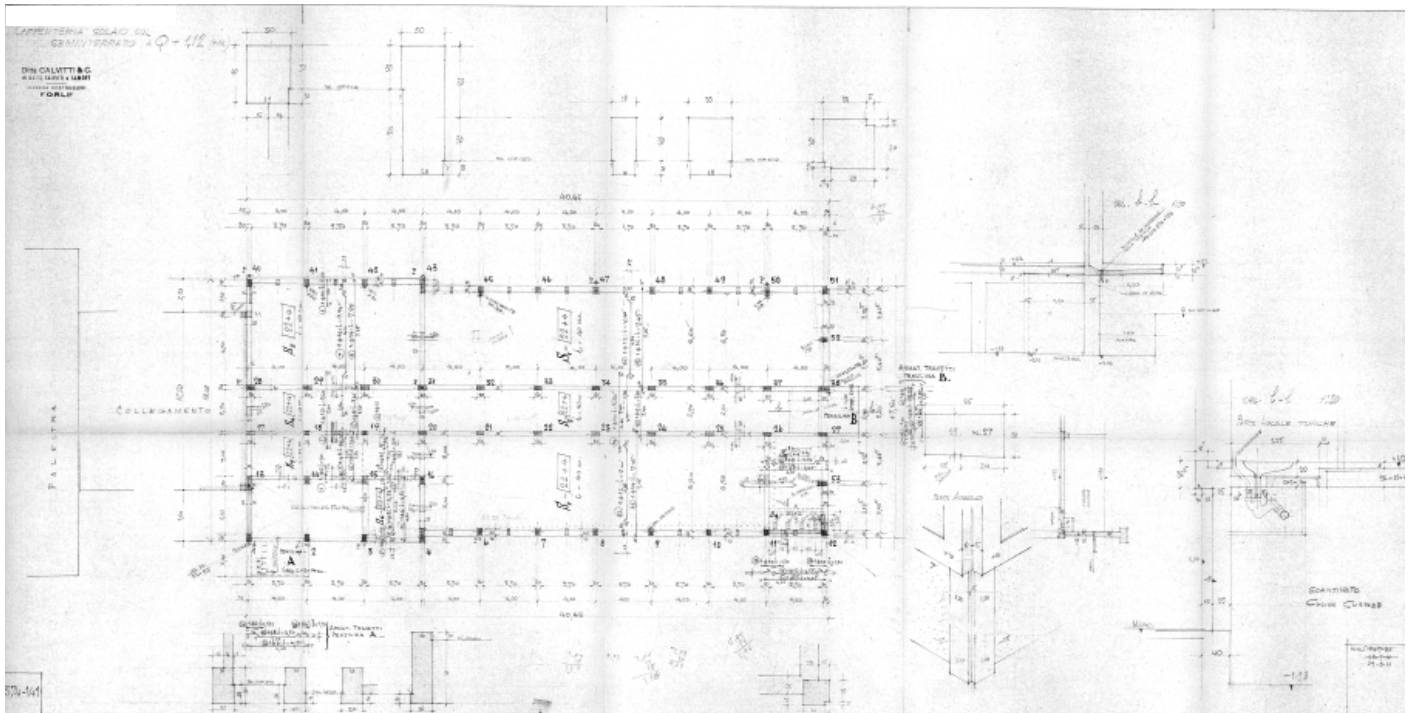
La maggior parte della documentazione esistente allo stato di fatto è stata fornita dall'Amministrazione committente.

1.2.1 Disegni originali

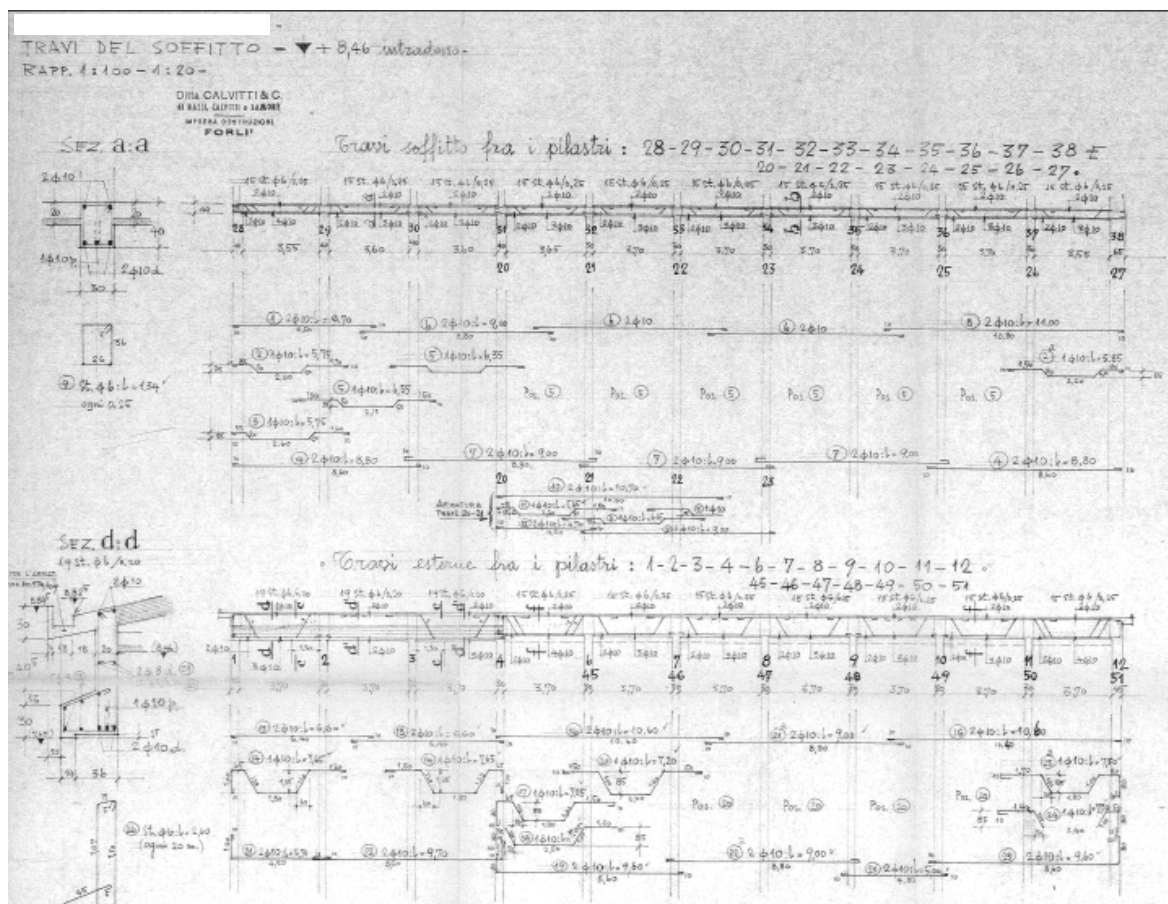
Si riportano alcuni stralci dei disegni originali disponibili del corpo L.



Sezione 17-17 Corpo L



Carpenteria seminterrato Corpo L



Travi soffitto Corpo L

1.2.2 Documentazione fotografica



Fotografia del prospetto frontale del Corpo L



Fotografia del retro del Corpo L

1.2.3 Informazioni sulla geologia del terreno

Le informazioni rese disponibili riguardanti il terreno su cui sorge il fabbricato sono quelle risalenti alle ultime indagini geologiche effettuate nell'agosto dell'anno 2000. Si rende noto che:

- L'area in esame è parallela alle mura antiche perimetrali della città e l'edificio risulta collocato su una superficie elevata di 1 m circa rispetto al viale Tolosano
- Nella zona i terreni superficiali consistono in alluvioni tardo pleistoceniche argilloso limose intercalate a lenti limoso sabbiose, seguite in profondità da alluvioni ghiaiose
- Il livello della falda è abbastanza profondo e si dovrebbe attestare sui 8-9 m (dati di archivio)
- Sono state eseguite 3 indagini mediante prove penetrometriche statiche, fino alla profondità di 15 m, mediante un attrezzo con punta meccanica dotata di manicotto. Sono state registrate la resistenza alla punta e la resistenza laterale ogni 20 cm di avanzamento e dal rapporto

tra tali resistenze è stato possibile risalire alla stratigrafia del terreno. si riportano qui di seguito la carta geologica dell'area, l'ubicazione dell'edificio e delle prove, nonché il risultato della prima prova statica.

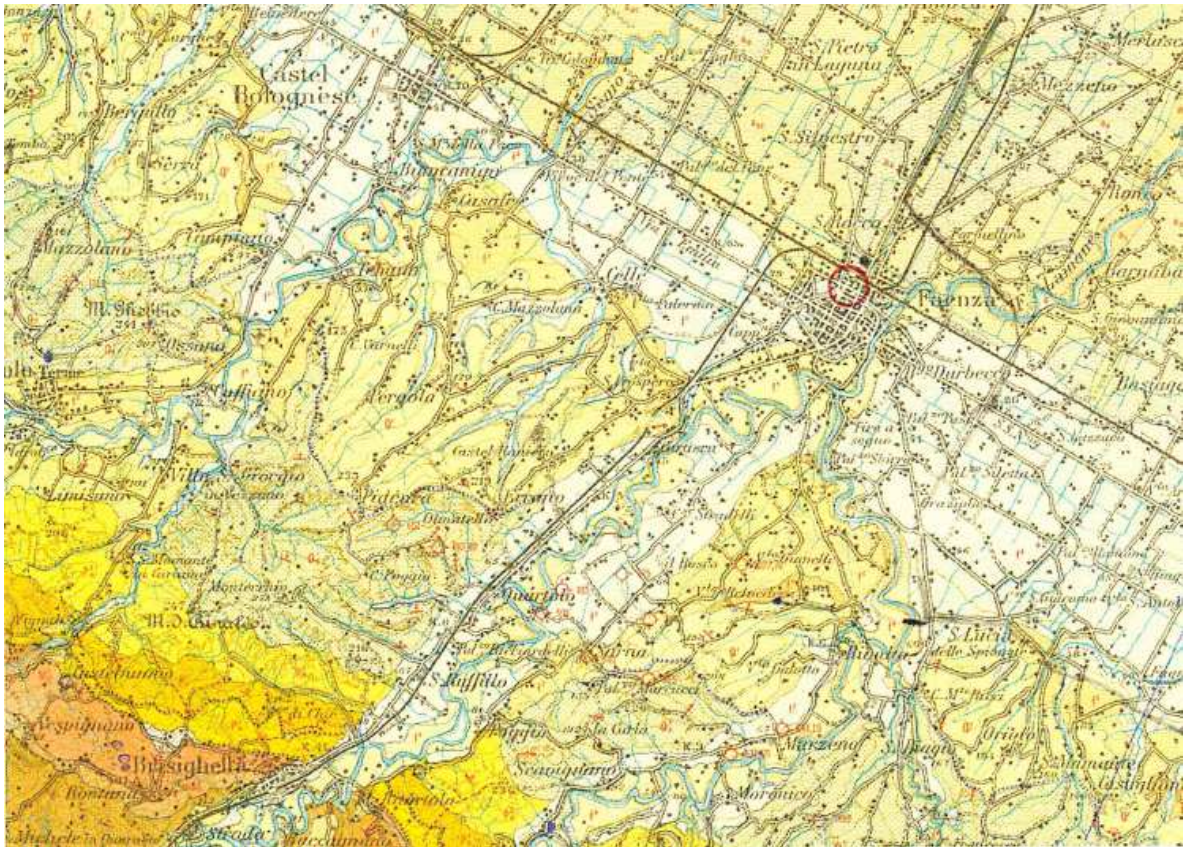
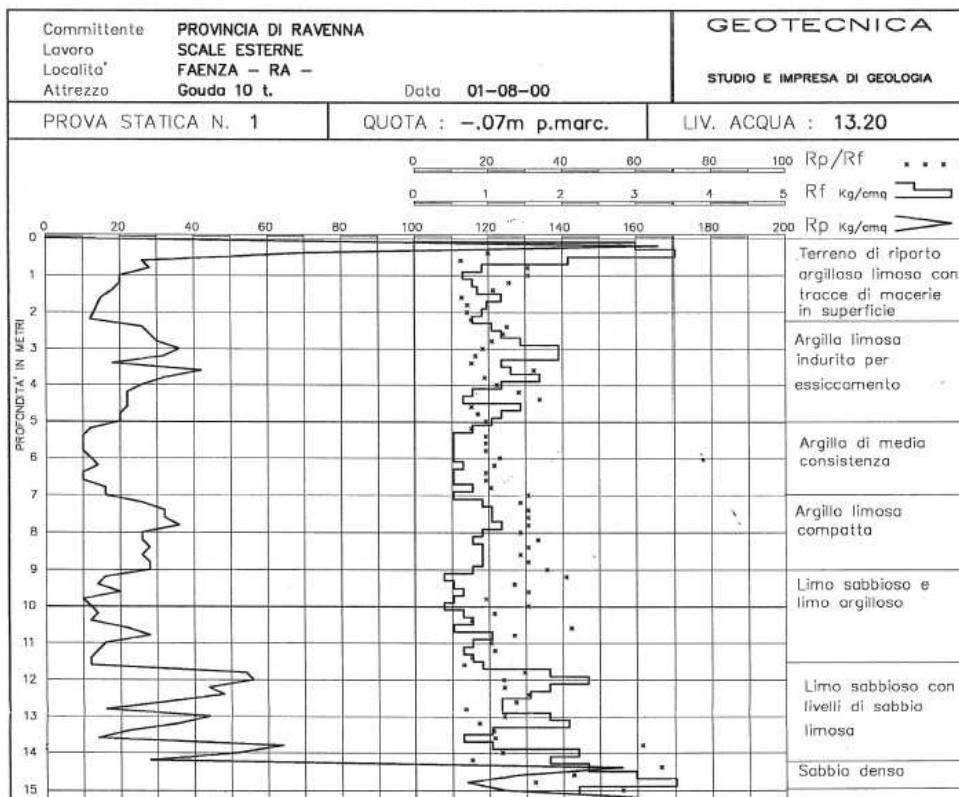
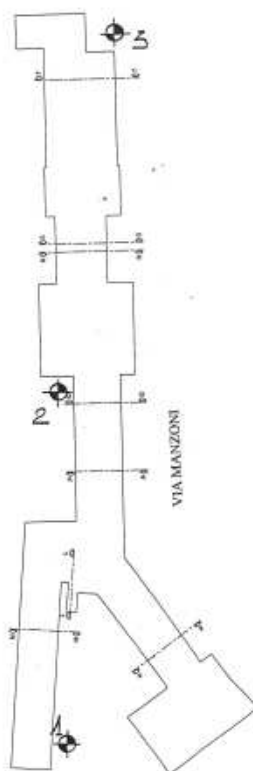


TAVOLA II
UBICAZIONE DELLE PROVE

SCALA 1:500



In conclusione la stratigrafia rilevata consisteva in:

La prova **n.1** ha attraversato, da mt. 0.00 a mt. 2.20, uno strato di terreno di riporto argilloso limoso con qualche maceria in superficie.

Da mt. 2.20 fino a mt. 5.00 di profondità, la prova ha attraversato uno strato di argilla limosa indurita per essiccamento che può rappresentare il paleosuolo precedente al riporto.

Da mt. 5.00 a mt.7.00 si è attraversata argilla di media consistenza per passare poi da mt. 7.00 a mt. 9.00 ad argilla limosa compatta.

Da mt. 9.00 a mt. 11.50 circa la prova ha attraversato limi sabbiosi ed argillosi, quindi da mt. 11.50 a 14.10 si sono attraversate alternanze di limo sabbioso e sabbia limosa poco addensata.

La prova ha poi raggiunto un livello di sabbia densa terminando a mt. 15.20 dalla superficie del piano di campagna attuale.

La prova **n.2** ha attraversato lo strato di riporto con macerie da mt. 0.00 fino a mt. 2.20, quindi da mt. 2.20 a mt. 3.80 uno strato di argilla limosa da molle a media forse anch'essa di riporto.

Da mt. 3.80 a mt. 5.40 la prova ha attraversato uno strato di argilla limosa sabbiosa indurita (paleosuolo).

Da mt. 5.40 a mt. 14.00 circa la prova ha attraversato alternanze di argilla limosa con livelli di sabbia limosa e limo sabbioso.

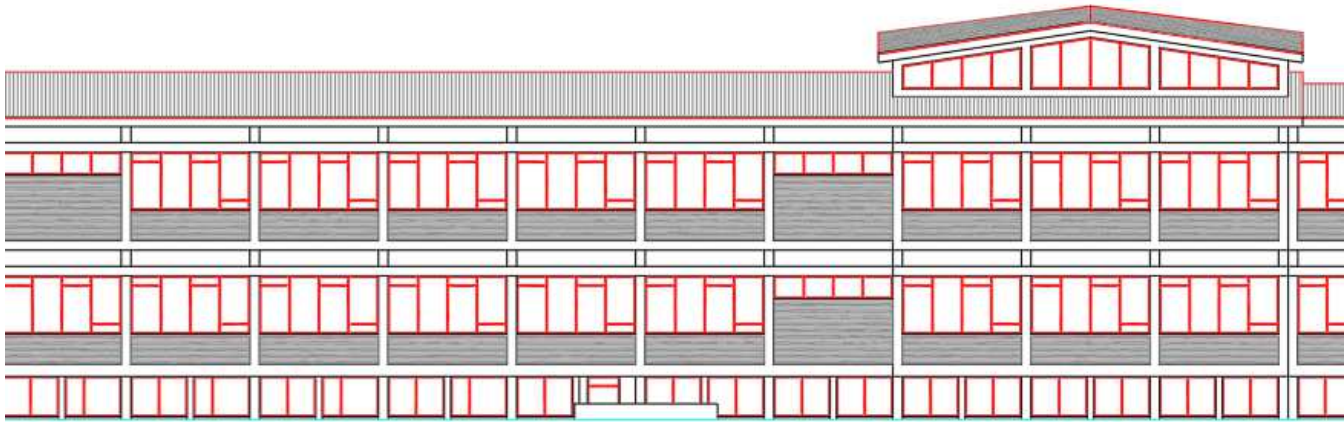
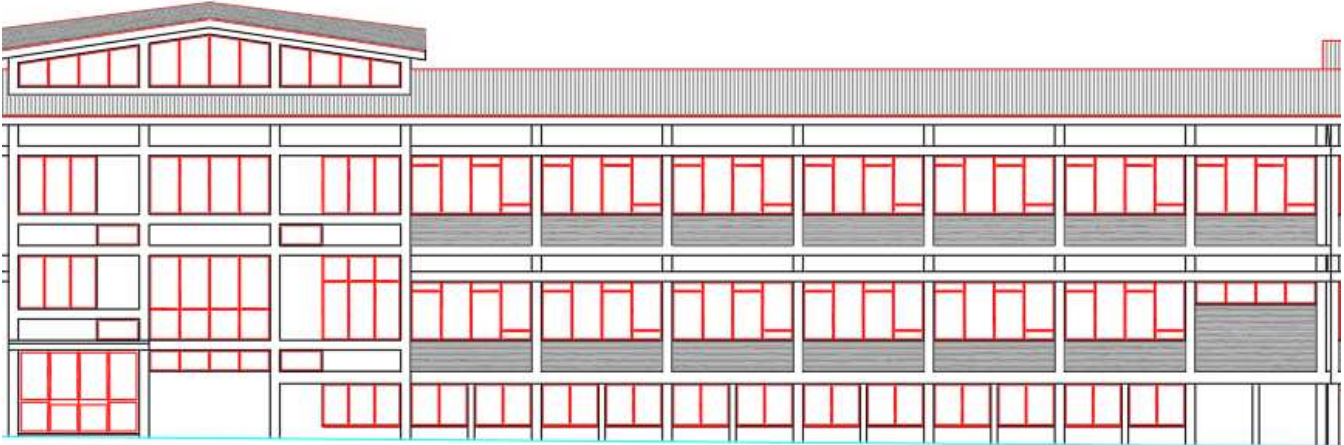
La prova ha poi raggiunto a mt. 14.00 il livello di sabbia passante a ghiaia ed andando quindi a rifiuto a mt. 15.00 di profondità dal p.c.

La prova **n.3** Ha incontrato da mt. 0.00 a mt. 2.80 terreno di riporto con macerie, quindi lo strato di argilla indurita per essiccamento (paleosuolo) che qui ha uno spessore maggiore, da mt. 2.80 a mt. 7.50, forse per la presenza in passato di alberi d'alto fusto.

Da mt. 7.50 a mt. 10.00 circa la prova ha attraversato argille limose intercalate al limo argilloso da medio a molle, quindi una alternanza di livelli di argilla, sabbia e limo fino ad una profondità di mt. 14.80.

Da mt.14.80 la prova ha raggiunto il livello di sabbia passante a ghiaia nel quale è andata a rifiuto alla profondità di mt. 15.60.

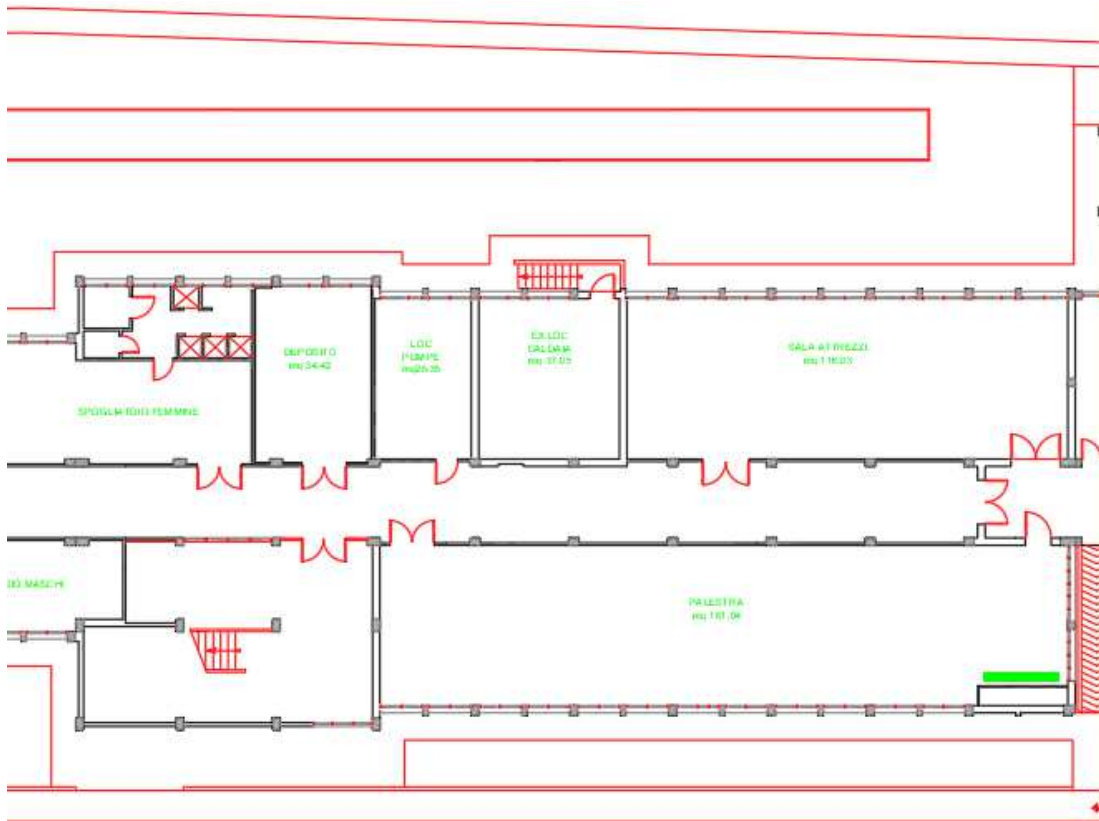
1.2.4 Piante, prospetti e sezioni



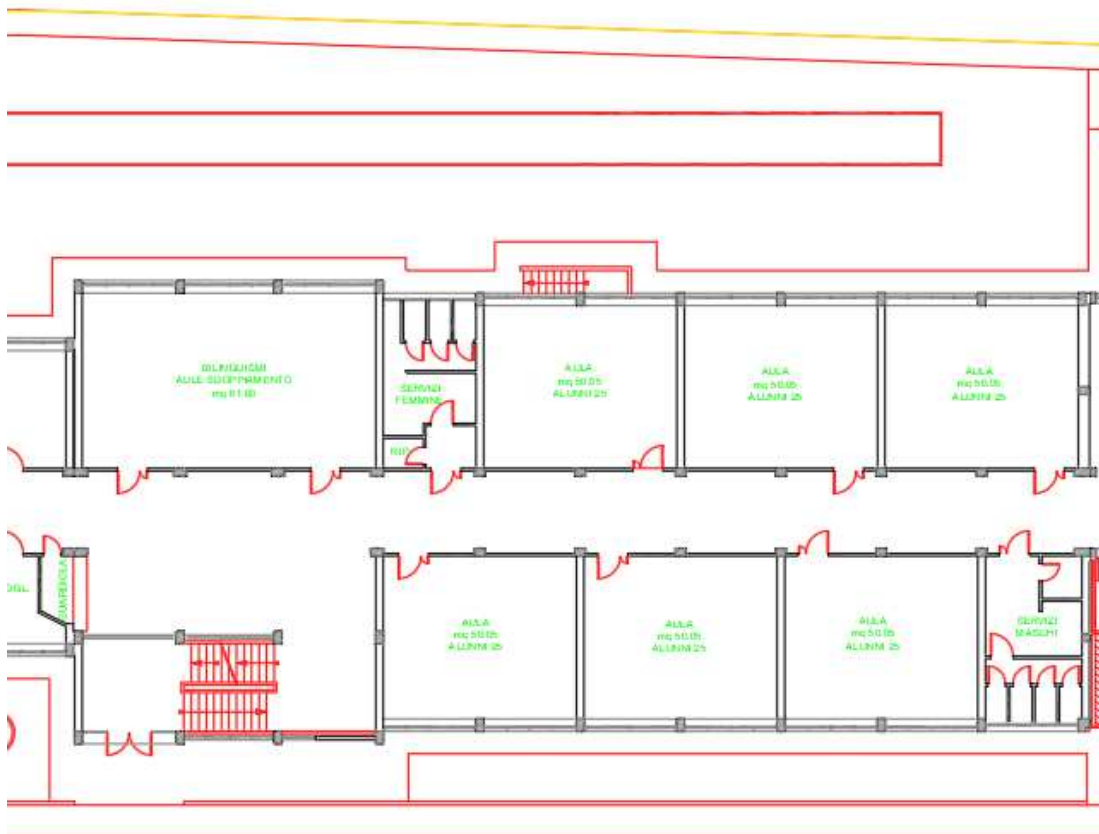
Prospetti fronte e retro



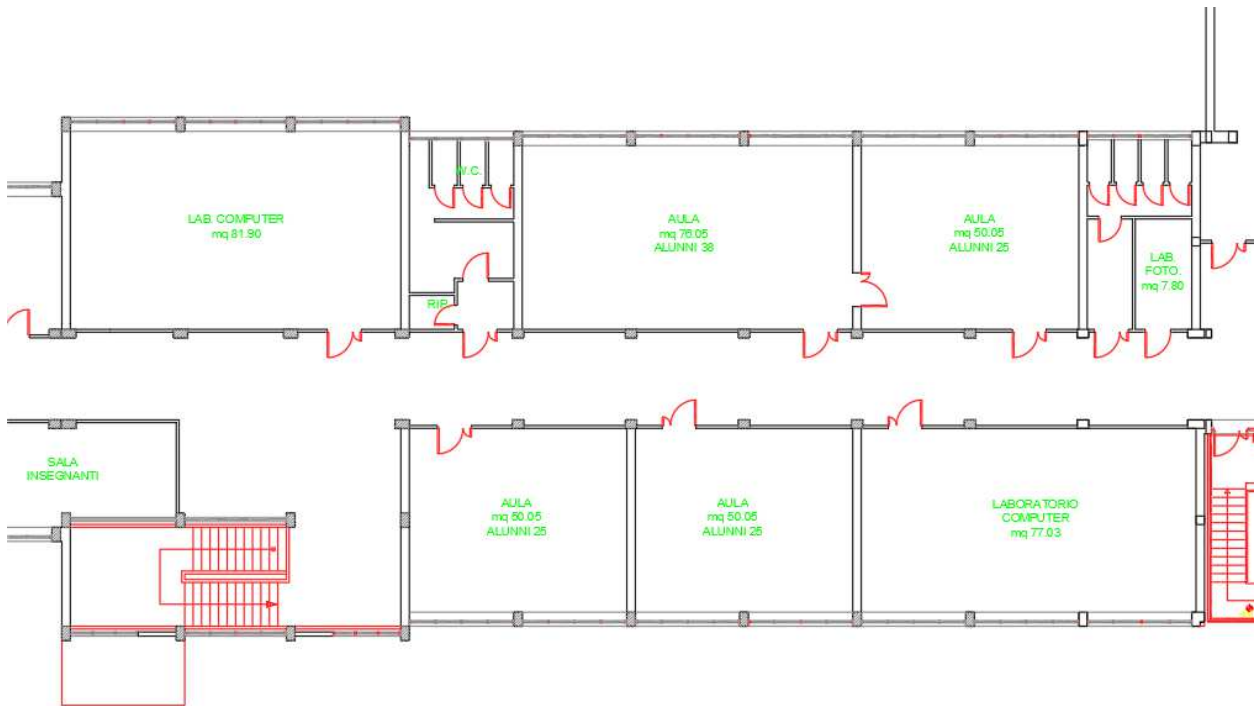
Sezione



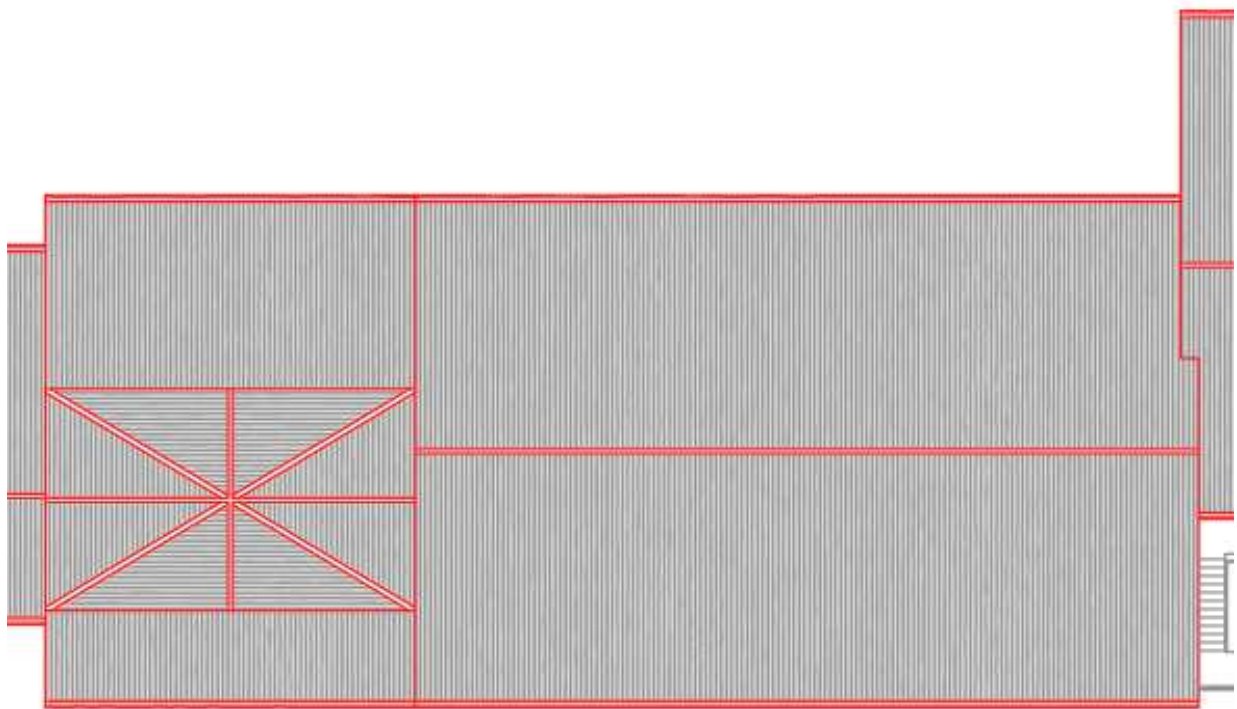
Pianta piano seminterrato



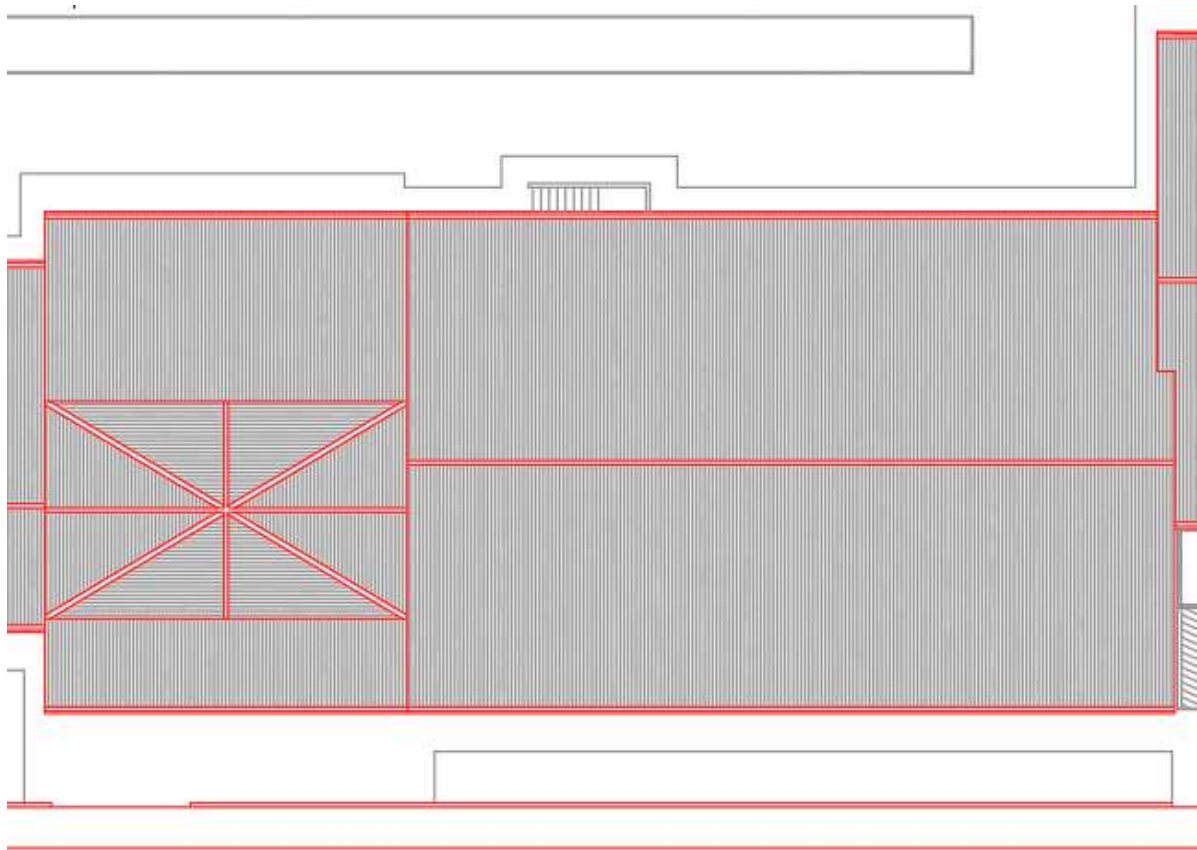
Pianta piano terra/rialzato



Pianta piano primo



Pianta piano secondo



Pianta copertura

1.2.5 Dati storici

Il materiale reperito ha permesso di identificare l'epoca di progettazione

dell'edificio e in

particolare il certificato di prove

sui materiali del corpo L risale al

1965. Per quanto

riguarda la

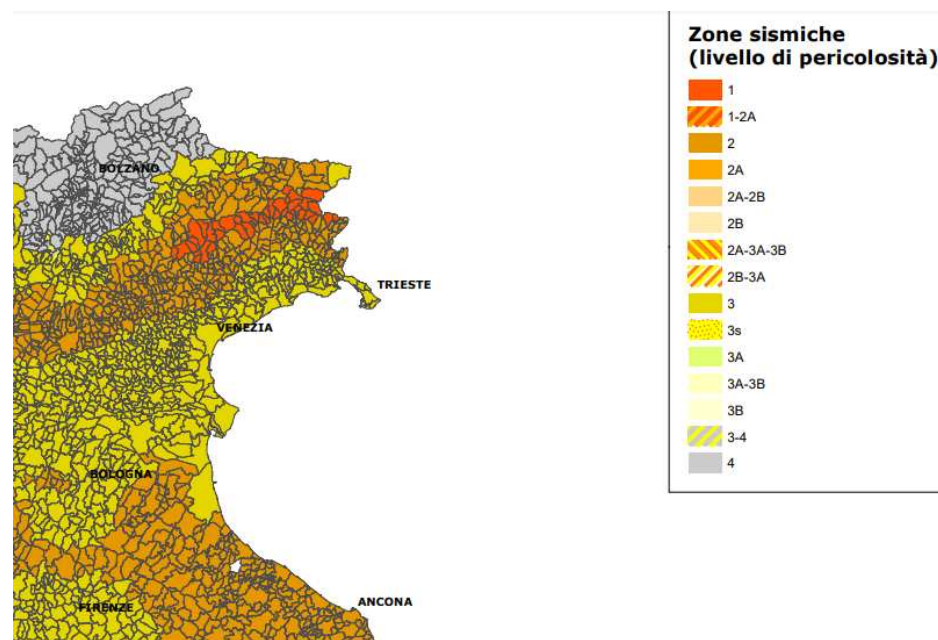
sismicità della zona

su cui sorge la

struttura, il

comune di Faenza

ricade nella zona 2



secondo l'ultima classificazione aggiornata al 2022 e in particolare tale

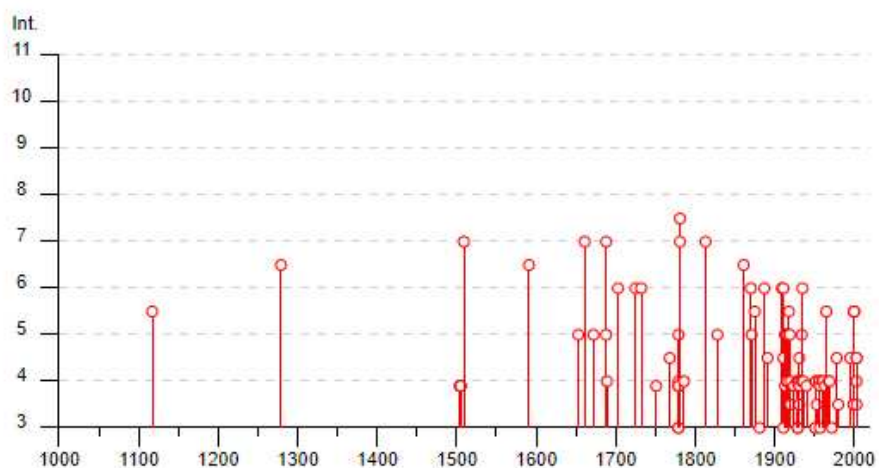
sismicità è regolata nella Regione Emilia Romagna dalla delibera della giunta regionale n°1164 del 23/07/2018:

Comune	ISTAT	Comune	...
Ravenna	39009	Cotignola	2
Ravenna	39010	Faenza	2
Ravenna	39011	Fusignano	2
Ravenna	39012	Lugo	2

Tale area appartenente a quella più vasta di Ravenna ha subito nel corso del tempo il susseguirsi di molti eventi sismici, di cui il più gravoso fu quello di magnitudo momento pari a 6.12 il 4 aprile 1781 con epicentro a Basiago, nel Faentino. Si riportano tutti i terremoti storici registrati a Faenza secondo i dati INGV forniti nel DBMI15, cioè il database macrosismico italiano del 2015:

Faenza

PlaceID IT_41197
 Coordinate (lat, lon) 44.288, 11.881
 Comune (ISTAT 2015) Faenza
 Provincia Ravenna
 Regione Emilia-Romagna
 Numero di eventi riportati 108

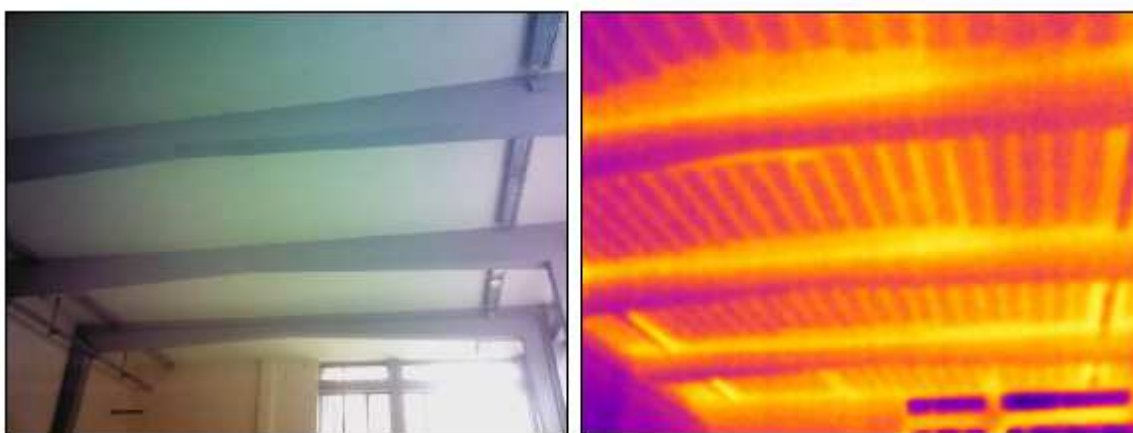


Terremoti storici faenza – DBMI15

1.2.6 Informazioni sui solai

Per quanto riguarda i solai sono state effettuate delle indagini diagnostiche finalizzate a individuare lo stato di conservazione dell'intradosso e verificare il fenomeno dello sfondellamento. A tale scopo sono stati forniti i risultati:

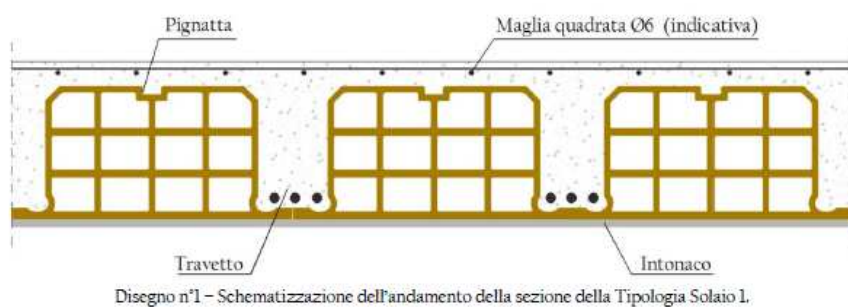
- dell'analisi termografica ad infrarossi, da cui è possibile rilevare l'orditura dei solai



Termogramma registrato nella palestra maschi nel piano seminterrato

- demolizioni localizzate in alcuni punti dell'edificio che permettono di definire la tipologia costruttiva adottata e le geometrie degli elementi impiegati. In particolare nel corpo L sono stati identificati due tipi di solai:

- o tipologia 1 ai piani Terra/Rialzato e Seminterrato, che

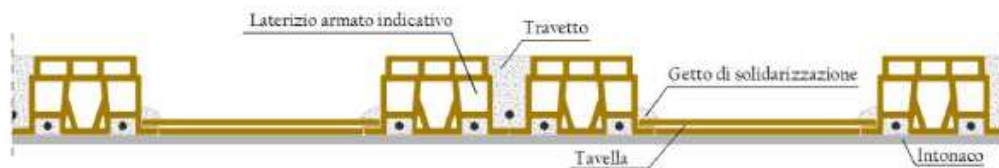


consiste in un solaio misto in laterocemento e laterizi con funzione di alleggerimento.

Caratteristiche Solaio

Tipologia travetto	Gettato	Altezza complessiva [cm]	22
Orditura travetto	Monodirezionale	Tipologia finitura	Civile
Larghezza travetto [cm]	7	Sp. finitura min. [mm]	18
Interasse travetto [cm]	42	Sp. finitura max. [mm]	22
Altezza allegg. [cm]	18		

- o tipologia 3 al piano Primo, che consiste sempre in un solaio misto in laterocemento e elementi in laterizio di alleggerimento.



Disegno n°3 - Schematizzazione dell'andamento della sezione della Tipologia Solaio 3.

Caratteristiche Solaio

Tipologia travetto	Laterizio armato	Altezza complessiva [cm]	14
Orditura travetto	Monodirezionale	Tipologia finitura	Civile
Larghezza travetto [cm]	10	Sp. finitura min. [mm]	10
Interasse travetto [cm]	120	Sp. finitura max. [mm]	15
Altezza allegg. [cm]	4	Getto di solidarizzazione	Si



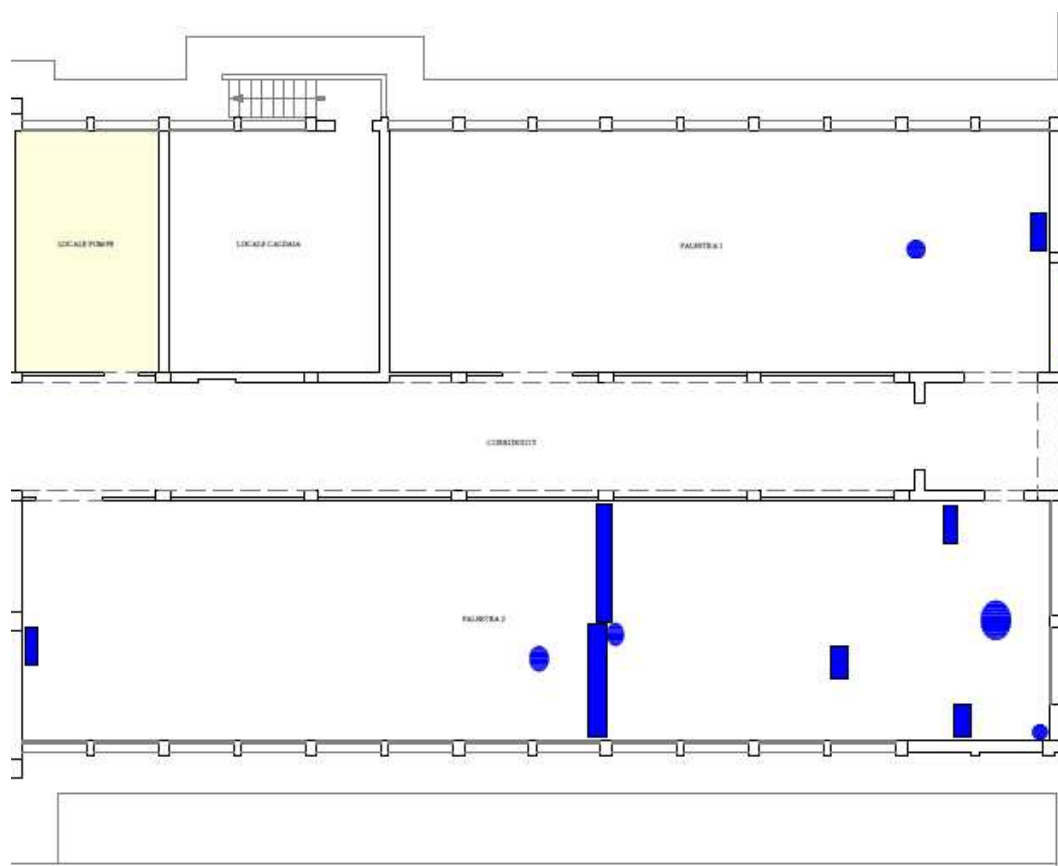
Solaio tipo 1



Solaio tipo 3

Per quanto riguarda la verifica dei solai allo sfondellamento, ovvero il fenomeno per il quale si verifica il distacco e la successiva caduta nel solaio della parte inferiore della pignatta in laterizio, si è proceduto in due fasi:

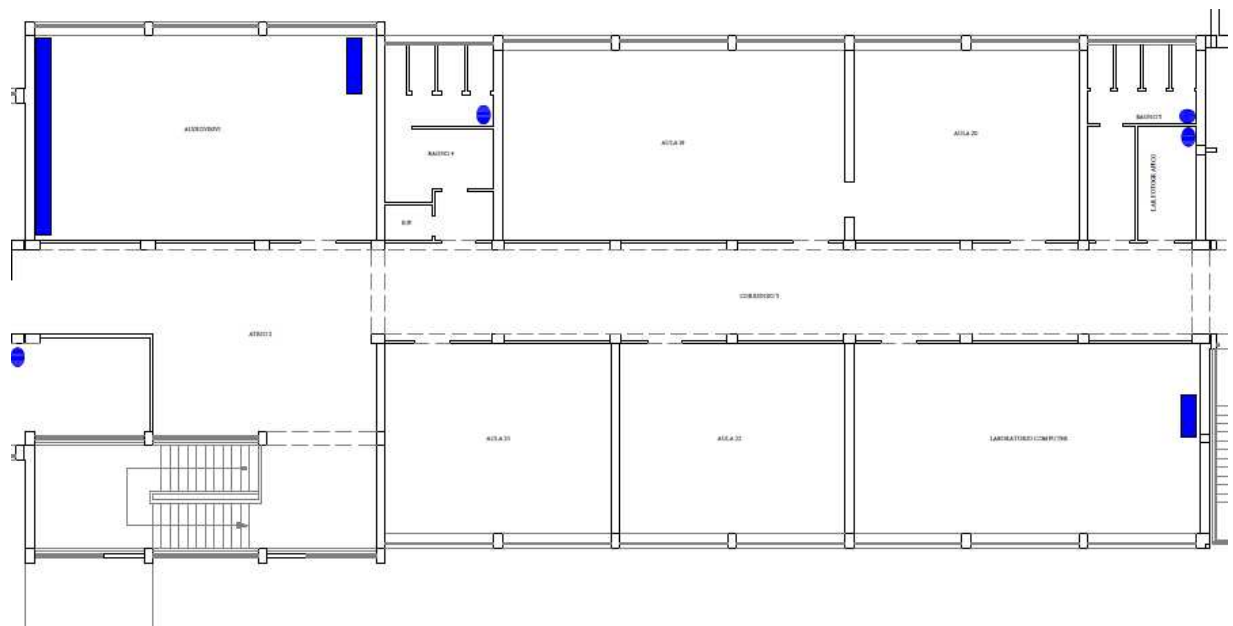
1. una prima fase di battitura manuale con colpi regolari su tutti i punti del soffitto per identificare quelli con suoni vuoti, che sono appunto le zone in cui si è verificato lo sfondellamento.
2. una seconda fase di diagnosi approfondita nei punti critici rilevati, effettuata mediante un'attrezzatura che distingue 4 livelli di danneggiamento dallo stato normale a quello scadente che indica la sicura rottura con un imminente distacco di intonaco o laterizio. In blu sono stati evidenziati i punti scadenti nei vari piani:



Piano seminterrato



Piano terra/rialzato



Piano primo

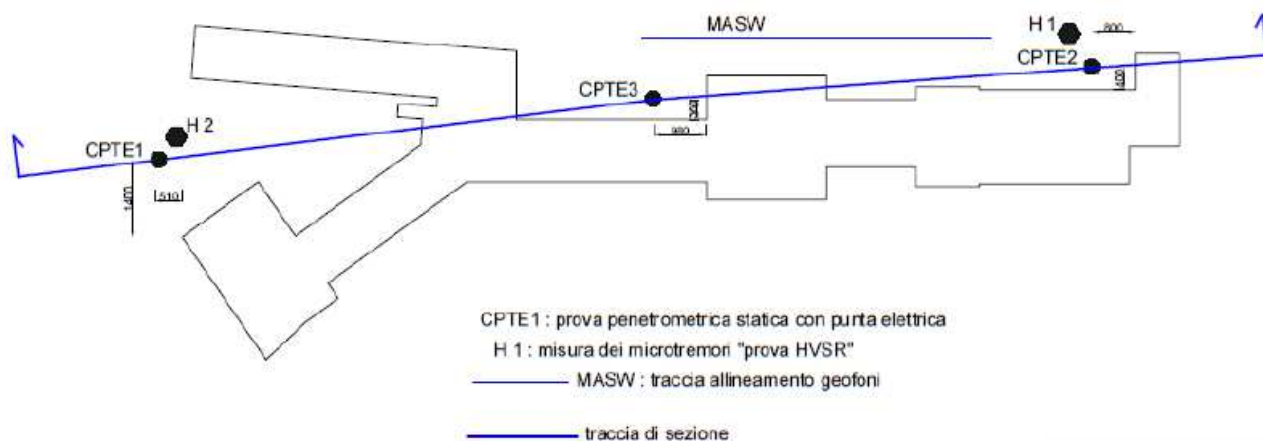
CAPITOLO 2 CONOSCENZA DELL'EDIFICIO

2.1 Contesto ambientale

La relazione dell'indagine geologica effettuata in data 14/09/2021 ci permette di estrapolare alcune informazioni sullo stato attuale del terreno su cui poggia il corpo L. Il territorio del comune di Faenza appartiene al bordo del settore Emiliano del bacino sedimentario padano, costituito da una successione ciclica di depositi marini, deltizi, alluvionali, lagunari e palustri che poggiano su un substrato con una complessa configurazione a pieghe. Queste hanno una disposizione assiale parallela alle principali linee strutturali appenniniche, ovvero NW-SE ed hanno condizionato la successiva disposizione verticale della coltre sedimentaria che presenta spessori notevoli e variabili dai circa 1500 m ai 2000 m. In conseguenza della molteplicità degli ambienti deposizionali i sedimenti presentano una elevata variabilità litologica degli strati, con presenza di limi, argille, sabbie, ghiaie e miscele tra di esse.

Il lotto in oggetto è parte integrante di una porzione di territorio con andamento sub pianeggiante che si articola a una quota di circa 38/39 m s.l.m. La monotonia locale è interrotta dal rilievo delle antiche mura che si elevano, ripetto alle aree circostanti, di circa 2,00 m. L'assetto geologico è caratterizzato da un deposito di piana alluvionale appartenente al Sistema Emiliano Romagnolo superiore-subsistema di Ravenna che è indicato con la sigla AES8. Questi costituisce l'elemento sommitale dell'Alloformazione Emiliano-Romagnola Superiore (AES) ed è composto di sabbie, argille e limi di ambiente alluvionale organizzati in corpi lenticolari, nastriformi, tubolari e cuneiformi di spessore plurimetrico. La tessitura è sabbiosa.

Allo scopo di verificare la tipologia dei terreni indagati sono state eseguite tre prove penetrometriche statiche con punta elettrica, una MASW e due HVSR, ubicate come da figura che segue.



Tramite l'esito di tali prove si è appurata una situazione stratigrafica caratterizzata da un deposito alluvionale costituito da una successione di limi talora sabbiosi e/o argillosi passanti a ghiaie. Il deposito è sede di una falda freatica stabile attestata alla profondità di 10,50 m. la presenza in superficie di terreni a matrice prevalentemente limoso sabbiosa comporta una buona filtrazione verticale delle acque, ma va considerato che l'istituto è inserito nel contesto urbano, in cui marcata è l'impermeabilizzazione e dove è presente un reticolo fognante in cui viene incanalata la maggioranza delle acque di precipitazione. In relazione alle verifiche analitiche si può affermare che in caso di sisma, con conseguente processo di liquefazione, i danni attesi sono da considerarsi di molto scarsa/scarsa entità.

PARAMETRI GEOTECNICI CARATTERISTICI

CPTE1

Unità	Ht	Hb	$\varphi'k$	$\varphi'kk$	c'_k	c'_{kk}	c_{uk}	c_{ukk}	Eed_k	Eed_{kk}	E_{yk}	E_{ykk}	γ_{kk}
	(m)	(m)	(°)	(°)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/m ²)
A1	0.00	2.85	31.6	33.1	-	-	-	-	37.63	55.71	30.03	44.45	18.9
B1	2.85	8.79	35.6	37.5	-	-	-	-	71.19	93.21	56.80	74.37	18.9
C1	8.79	12.13	22.5	24.1	11.0	15.2	105.3	146.3	10.41	18.90	42.53	56.54	18.5
D1	12.13	15.05	37.8	40.6	-	-	-	-	101.74	132.70	81.18	105.87	18.8

Tab.9

CPTE2

Unità	Ht	Hb	$\varphi'k$	$\varphi'kk$	$c'k$	$c'kk$	cUk	$cUkk$	$Eedk$	$Eedkk$	Eyk	$Eykk$	γ_{kk}
	(m)	(m)	(°)	(°)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/m ²)
A2	0.00	2.13	24.0	29.7	-	-	-	-	17.97	36.22	14.34	28.90	18.7
B2	2.13	13.45	22.1	24.4	9.8	16.1	93.8	154.7	8.79	19.38	34.84	58.47	18.7
C2	13.45	15.76	39.3	41.1	-	-	-	-	103.86	133.84	82.87	106.79	18.8

Tab.10**CPTE3**

Unità	Ht	Hb	$\varphi'k$	$\varphi'kk$	$c'k$	$c'kk$	cUk	$cUkk$	$Eedk$	$Eedkk$	Eyk	$Eykk$	γ_{kk}
	(m)	(m)	(°)	(°)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Kpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(KN/m ²)
A3	0.00	2.12	25.5	30.4	-	-	-	-	14.15	38.78	11.29	30.94	18.6
B3	2.12	12.40	19.9	23.6	4.9	12.5	44.0	116.9	2.02	15.97	22.70	52.42	18.6
C3	12.40	14.62	38.1	39.3	-	-	-	-	108.64	126.06	86.68	100.58	18.9

Tab.11

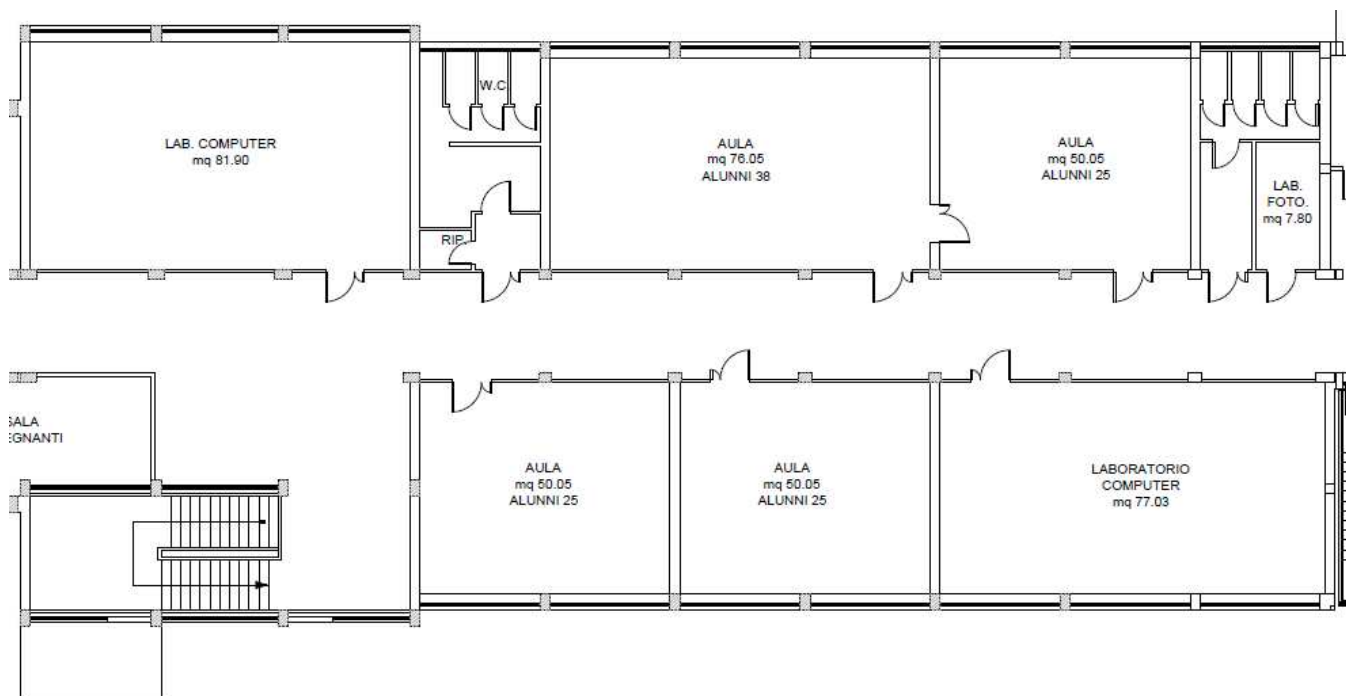
2.2 Descrizione generale del sistema costruttivo

La struttura che abbiamo denominato LICEO presenta una pianta rettangolare e si estende in elevazione per due piani fuori terra, il piano terra e il piano primo. Il piano seminterrato è solidale al terreno essendo assente l'intercapedine tra la struttura ed il terreno stesso. Il sistema resistente alle azioni verticali ed orizzontali è costituito da telai in calcestruzzo armato orditi in un'unica direzione. I solai in latero-cemento sono prevalentemente orditi nella direzione ortogonale a quella delle travi principali e hanno uno spessore di 20+6 cm. Non sono presenti elementi di controventamento, come ad esempio setti di calcestruzzo armato. I vani scala sono costituiti da sistemi di travi e pilastri. I tamponamenti esterni sono in muratura faccia a vista con intercapedine, mentre quelli interni in blocchi di laterizio forati di spessore di 20 cm. Il corpo L è separato dai corpi adiacenti LC e LA mediante giunti strutturali di circa 2 cm di ampiezza. Le fondazioni sono realizzate mediante travi rovesce bidirezionali in c.a. La copertura non è praticabile. Il sottotetto è accessibile per sola manutenzione.

2.3 Destinazione d'uso

L'edificio è stato progettato e costruito per specifico uso scolastico ed è attualmente adibito ad Istituto di Istruzione Secondaria. Lo sviluppo planimetrico e strutturale rispecchia l'utilizzo previsto in quanto si nota come priorità sia stata data all'idonea creazione di spazi di tipo didattico. L'intera struttura è quindi caratterizzata dalla classe d'uso III ai sensi delle NTC2018 par. 2.4.2.: *“Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni d'emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso”*. In particolare la Circolare specifica che *“in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative”*.

2.4 Caratteristiche dimensionali



Piano tipo corpo L

PIANO	Mq corpo L
Piano seminterrato	705 mq
Piano terra	705 mq
Piano primo	705 mq
Piano secondo	705 mq
Tot.	2020 mq

2.5 Indagini in sito

Partendo dagli elaborati esistenti dei progetti di costruzione e quindi dall'analisi storico-critica, è stato possibile procedere con la fase del rilievo il quale deve essere il più dettagliato possibile con l'obiettivo di poter costruire un modello strutturale su cui poter eseguire l'analisi e le verifiche di sicurezza.

2.5.1 Rilievo

Il rilievo di una costruzione in c.a. si basa sui risultati dell'analisi storico-critica e si distingue in:

1. Rilievo geometrico-strutturale e materico
2. Rilievo del quadro fessurativo e del degrado
3. Rilievo delle fondazioni

Tale rilievo deve definire la geometria sia globale dell'intero edificio sia locale di tutti gli elementi, tenendo in considerazione anche l'influenza delle strutture adiacenti. In particolare il rilievo geometrico deve permettere di conoscere:

- L'organizzazione strutturale
- Posizione e dimensioni di travi, pilastri, scale e setti
- Tipologia, orditura e sezione verticale dei solai

- Tipologia e dimensioni degli elementi non strutturali come le tamponature e i tramezzi
- Posizione e dimensioni delle armature

La circolare 2019 afferma che *“Sia che si disponga dei disegni originali, sia che si sia prodotto un progetto simulato, per verificarne la rispondenza alla realtà del costruito in termini di particolari costruttivi occorre effettuare rilievi in situ. Nei rilievi si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento:*

- *Indagini limitate: consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche dei collegamenti riportate negli elaborati progettuali originali o ottenute attraverso il progetto simulato, e quelle effettivamente presenti.*
- *Indagini estese: si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali, o come alternativa al progetto simulato seguito da indagini limitate, oppure quando gli elaborati progettuali originali risultano incompleti*
- *Indagini esaustive: si effettuano quando si desidera un livello di conoscenza accurata e non sono disponibili gli elaborati progettuali originali.*

[...] Il rilievo dei dettagli costruttivi è finalizzato a conseguire le seguenti informazioni:

- *Quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri, pareti e sua disposizione*
- *Quantità di barre di armatura piegate che contribuiscono alla resistenza a taglio, presenti nelle travi*
- *Quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro*
- *Quantità di armatura longitudinale che contribuisce al momento negativo di travi a T, presente nei solai*
- *Lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali*

- Spessore dei copriferri
- Lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre e dei loro ancoraggi”

Nel corpo L è stato effettuato un rilievo geometrico piano per piano degli elementi strutturali e dei solai.

2.5.2 Indagini diagnostiche sui materiali

Al capitolo 8.5.3 delle NTC si afferma che *“per conseguire un’adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Anche la Circ. 2019 riporta che “la conoscenza della costruzione, se da un lato contribuisce ad aumentare l’accuratezza delle verifiche di sicurezza e l’efficacia del progetto degli interventi, dall’altro dipende, di fatto, dalla possibilità di effettuare indagini approfondite in relazione all’uso e alla natura/tipologia della costruzione stessa.”*






Quindi, come si specifica per le costruzioni di calcestruzzo armato e acciaio all’8.5.3.2, *“per definire le caratteristiche meccaniche dei materiali è possibile riferirsi anche alle norme dell’epoca della costruzione. Per il calcestruzzo si fa riferimento alle Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici”,* dove si elencano tutte le tipologie di prove utili alla determinazione della resistenza strutturale del calcestruzzo in opera e delle altre caratteristiche. Possiamo discernere in particolare:

- Prove distruttive, che sono essenzialmente due:
 - la prova di compressione su carote prelevate in situ
 - la prova di trazione sulle barre di acciaio
- Prove non distruttive, tra le quali possiamo distinguere:
 - Prova pacometrica
 - Indagine sclerometrica
 - Prova di estrazione o pull-out
 - Indagine ultrasonica

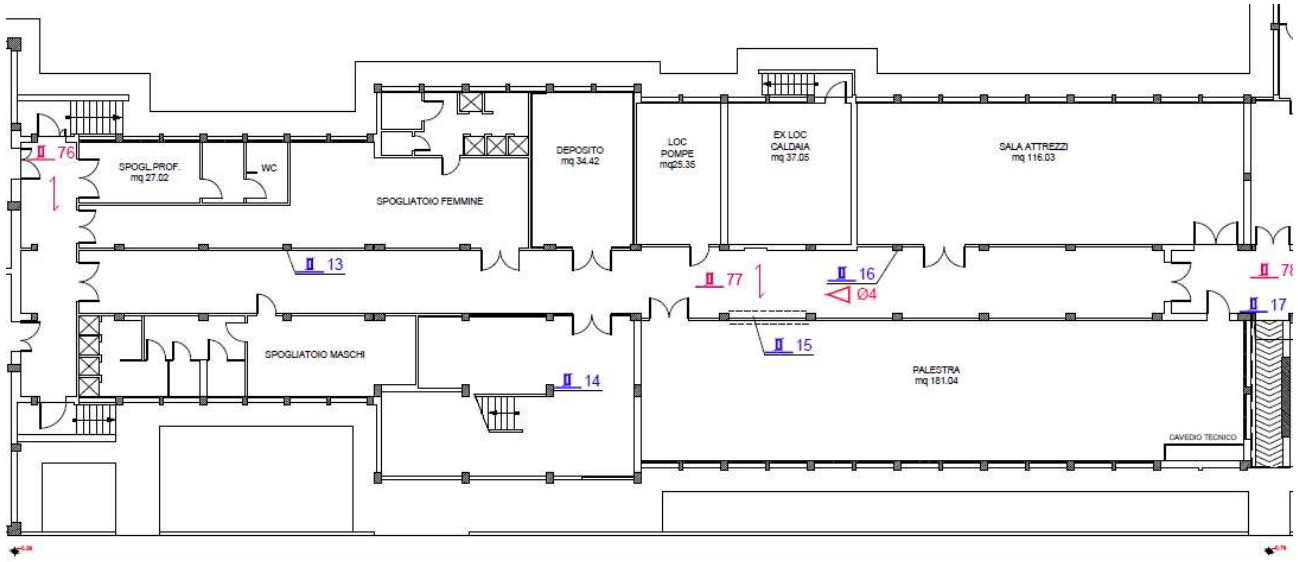
- Metodo Sonreb combinato
- Indagine dinamica
- Termografia
- Prova di carbonatazione

Nelle linee guida si afferma che *“Nel caso di prove che vengano effettuate ai fini della valutazione della capacità di strutture esistenti, si ricorda che, ai sensi della Circolare n. 617, “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”.*”

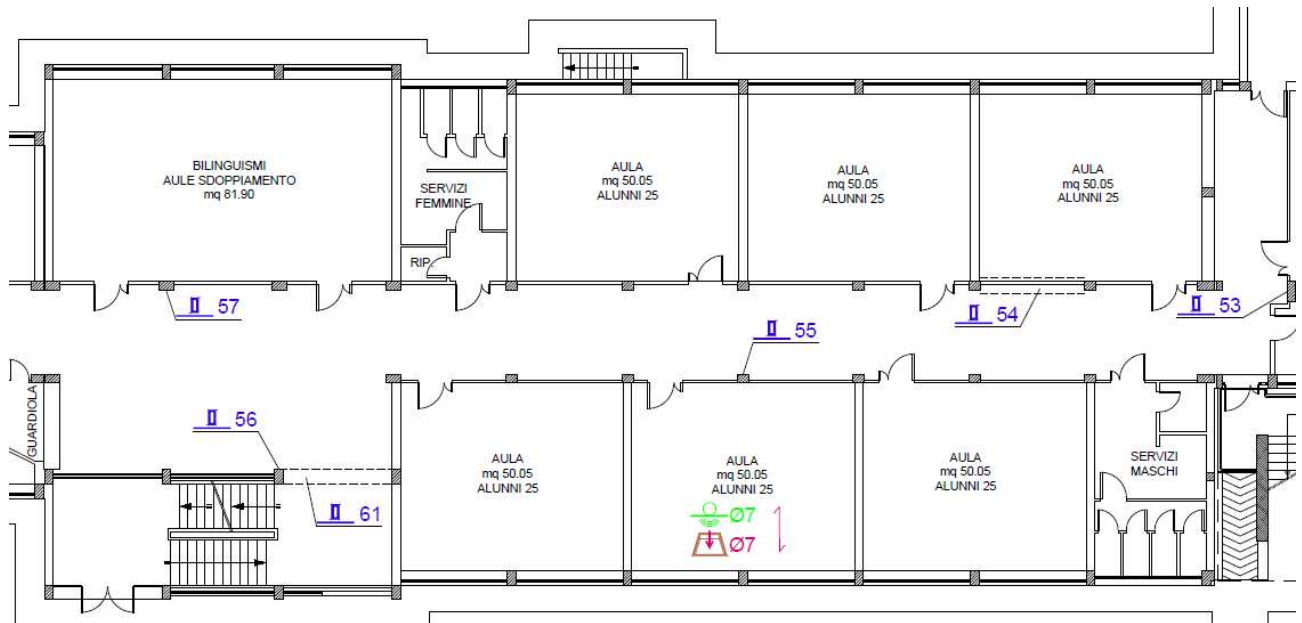
Nel nostro caso, seguendo la legenda qui riportata:

LEGENDA		
ID PROVA	ICONA	DESCRIZIONE PROVA
Pac		Pacometrie per rilievo armature
Ca		Prelievo di campioni cilindrici di calcestruzzo tramite carotaggi (previa individuazione di armatura con pacometro) con ripristino e successiva prova di compressione
Bar		Prelievo di barre d'armatura per prove di trazione e successivo ripristino
End		Indagine videoendoscopica
St		Saggio per determinazione composizione / stratigrafia pacchetto di pavimentazione
Gpr		Indagine con apparecchiatura georadar

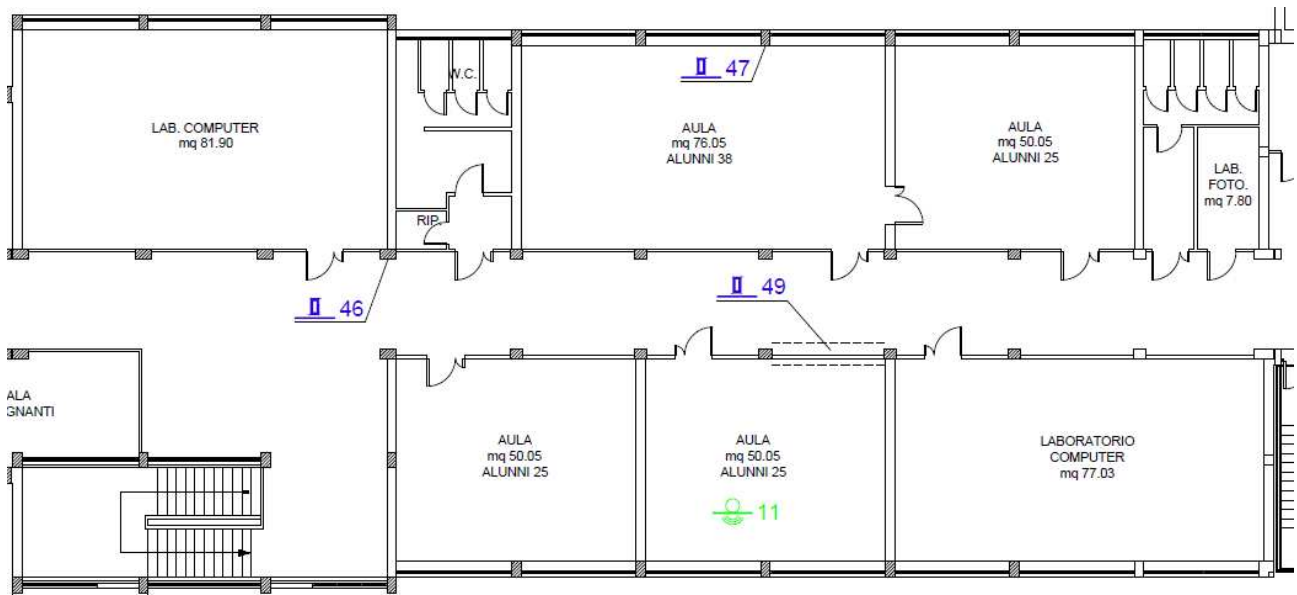
, sono state eseguite le seguenti indagini diagnostiche nei vari piani del corpo
L:



Indagini piano seminterrato



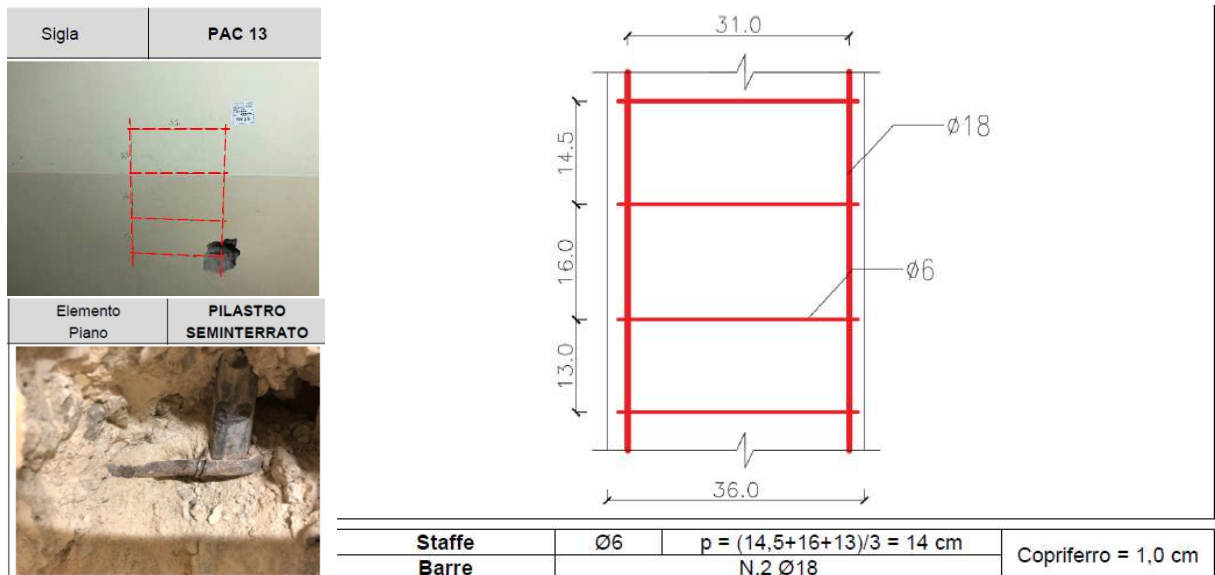
Indagini piano terra

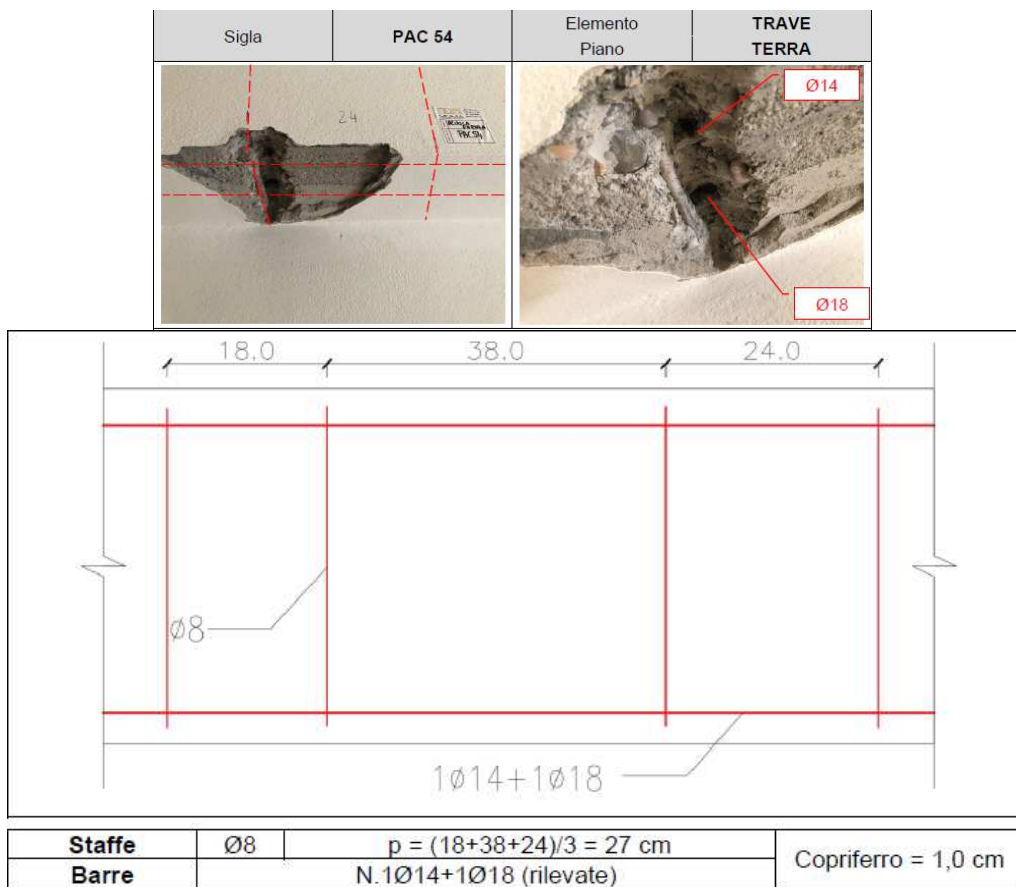
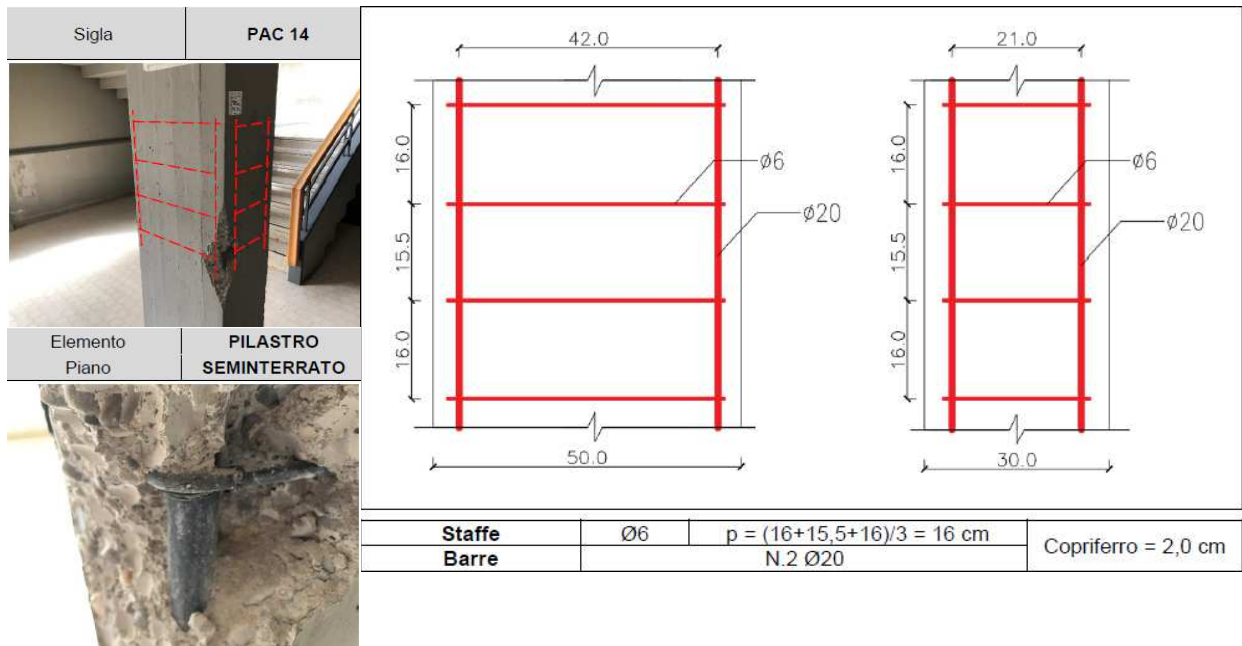


Indagini piano primo



I risultati di alcune prove si riportano qui di seguito:

- Prove pacometriche, per la disposizione e dimensione delle armature





- Carotaggi, per eseguire la prova di compressione e quella di carbonatazione

Sigla	CA 04	Elemento Piano	PILASTRO SEMINTERRATO			
						
Profondità di carbonatazione (cm)						
1° LETTURA	2° LETTURA	3° LETTURA	4° LETTURA	5° LETTURA	6° LETTURA	MEDIA
2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0
Prova di compressione monoassiale (UNI EN 12390-3)						
Dimensioni effettive conformi alla norma UNI EN 12390-3		Massa del provino [Kg]	Sezione del provino [mm ²]	Carico di rottura [kN]	Resistenza unit. [Mpa]	
L2/Ø	L3/h					
95,0	95,0	1,425	7088	44,1	6,2	

$$R_{c,opera} = f_{c,carota} \cdot F_{h/d} \cdot F_{\phi} \cdot F_u \cdot F_d$$

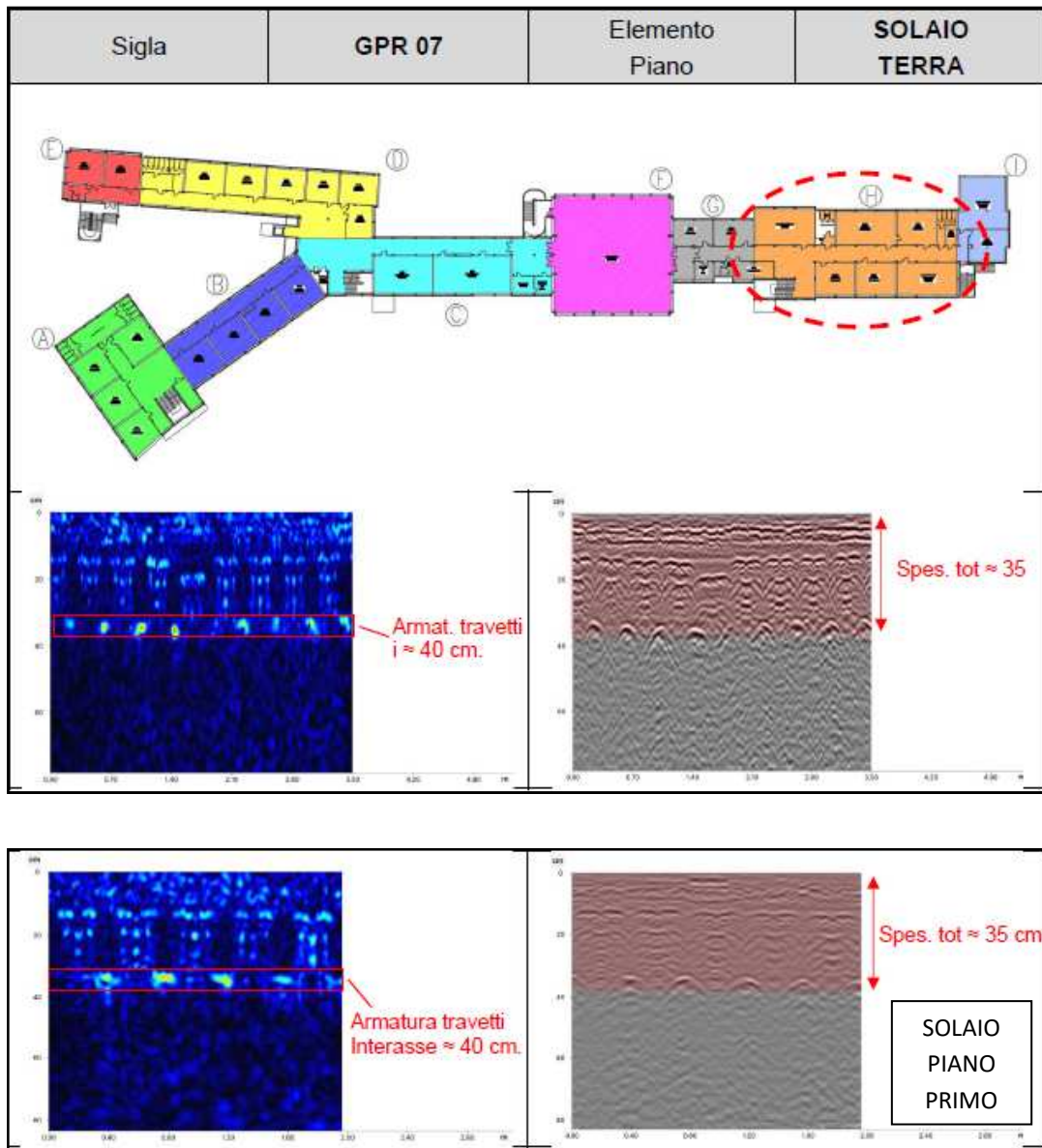
$$f_{c,carota} = 6,2 \text{ MPa}$$

$$F_{h/d} = 1 - (0,144 - \alpha \cdot 6,2) \cdot \left(2 - \frac{95}{95}\right)^2 = 0,86$$



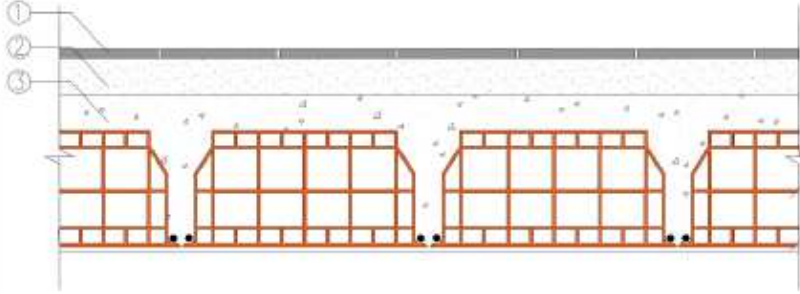
Diametro carota	50 mm	100 mm	150 mm
F_{ϕ}	1,06	1,00	0,98

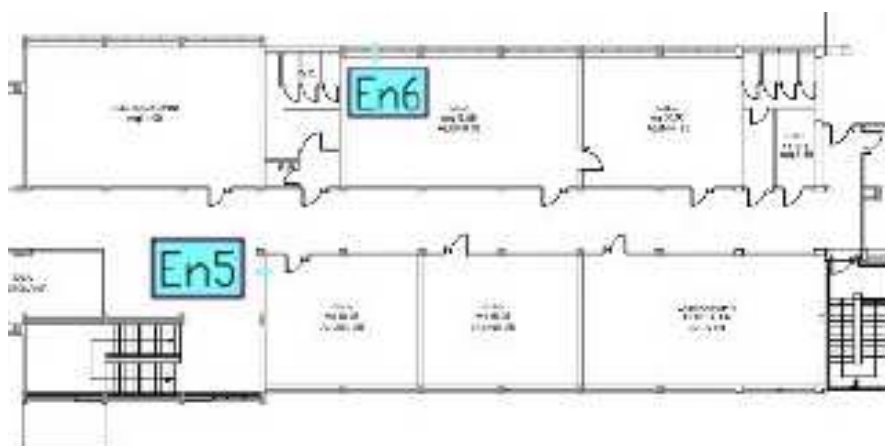
$$R_{c,opera} = 6,2 \cdot 0,86 \cdot 1,00 \cdot 0,98 \cdot 1,06 = 5,53 \text{ MPa}$$

- Georadar, ai piani terra e primo



- Prove videoendoscopiche, che hanno lo scopo di definire la tipologia e stratigrafia della muratura/solaio, individuare eventuali cavità interne ed individuare/osservare l'eventuale adiacenza di blocchi murari.

Sigla	ST 07	Elemento Piano	SOLAIO TERRA
			
			
Numero	Elemento	Spessore [cm]	
1	Piastrella	1,5	
2	Caldana	6,5	
3	Cappa	6,0	
4	Laterizio forato	20,0	
5	Intonaco	1,0	
Spessore totale		35,0	



En5	Ubicazione	Elemento	H foro da terra [cm]	Spessore parete [cm]
	Piano primo	Parete interna	~ 138	~ 30.5
Stratigrafia	Quota progressiva [cm]	Spess. strato [cm]	Descrizione	
	1.0	1.0		Intonaco
	9.0	8.0		Laterizio forato
	21.0	12.0		Vuoto
	29.0	8.0		Laterizio forato
	30.5	1.5		Intonaco
Note	Foro passante			



Foto interne endoscopio

En6	Ubicazione	Elemento	H foro da terra [cm]	Spessore parete [cm]
	Piano primo	Parete perimetrale	~ 68	~ 45
Stratigrafia	Quota progressiva [cm]	Spess. strato [cm]	Descrizione	
	1.5	1.5		Intonaco
	9,5	8.0		Laterizio forato
	30.5	21.0		Vuoto
	31,5	1.0		Intonaco
	Fondo foro	41.0	>9.5	
Note	Stratigrafia termina con il mattone pieno			



Foto interne endoscopio

2.5.3 Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

La Circ. 2019 afferma che *“le NTC, al fine di tener conto dei diversi possibili gradi di approfondimento, utilizzano i concetti di livello di conoscenza (relativo a geometria, organizzazione strutturale, dettagli costruttivi e materiali) e di fattore di confidenza (che modifica i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza).”* Infatti al capitolo 8.5.4 delle NTC vengono definiti *“i tre livelli di conoscenza seguenti, ordinati per informazione crescente:*

- LC1;
- LC2;
- LC3.”

Nella Circolare ne vengono esplicitati i significati:

“LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l’analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini limitate sui dettagli costruttivi, prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,35$;

LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l’analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico completo e indagini estese sui dettagli costruttivi, prove estese sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1,2$;

LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l’analisi storico-critica commisurata al livello considerato, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, e indagini esaustive sui dettagli costruttivi, prove esaustive sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC=1$.”

Maggiore sarà la conoscenza della struttura in oggetto di studio e migliore sarà la sua modellazione, portando al minimo i coefficienti di sicurezza e riducendo così la necessità di possibili interventi.

In particolare, relativamente alle costruzioni di calcestruzzo armato, si prende come riferimento la seguente tabella dove il fattore di confidenza dipende dal rilievo geometrico, i dettagli strutturali e le proprietà dei materiali note per ogni livello di conoscenza:

Tabella C8.5.IV – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1		Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Viene inoltre suggerito anche il metodo di analisi più appropriato per ogni LC.

Nel nostro caso abbiamo ottenuto un livello di conoscenza LC3, che equivale alla “*disponibilità di documenti progettuali originali, comunque da verificare opportunamente nella loro completezza e rispondenza alla situazione reale*”. Tale livello viene definito dalla Circolare come “*raggiunto quando sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello considerato, la geometria della struttura sia nota in base ai disegni originali o a un rilievo, i dettagli costruttivi siano noti, o dai disegni costruttivi originali integrati da indagini limitate in situ sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più importanti, o a seguito di una indagine esaustiva in situ, le caratteristiche meccaniche dei materiali siano note in base ai disegni costruttivi e ai certificati originali di prova, integrati da prove limitate in situ o con prove esaustive in situ; il corrispondente fattore di confidenza è FC=1. La valutazione di sicurezza è eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici; le informazioni raccolte sulle dimensioni degli elementi*”

strutturali, insieme a quelle riguardanti i dettagli strutturali, devono consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo.”

Inoltre in un ulteriore tabella *“si lega il livello (limitato, esteso, esaustivo) delle indagini alla quantità di rilievi dei dettagli costruttivi e di prove per la valutazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali.”:*

Livello di Indagini e Prove	Rilievo (dei dettagli costruttivi)**	Prove (sui materiali)**(000)
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	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
<i>esteso</i>	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
<i>esaustivo</i>	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

Nel nostro caso si è considerato un livello limitato di indagini in situ.

2.5.4 Caratteristiche dei materiali

Come riportato dall'8.5.3 delle NTC, *“per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. [...] I valori di progetto delle resistenze meccaniche dei materiali verranno valutati sulla base delle indagini e delle prove effettuate sulla struttura.”*

Al paragrafo C8.5.3.2 della Circolare, con riferimento alle costruzioni di calcestruzzo armato o acciaio, si specifica che *“per definire le caratteristiche meccaniche dei materiali è possibile riferirsi anche alle norme dell'epoca della costruzione.*

Calcestruzzo: si fa riferimento alle Linee guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Acciaio: la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene, in generale, mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della tensione di snervamento, della resistenza a rottura e

dell'allungamento, salvo nel caso in cui siano disponibili certificati di prova conformi a quanto richiesto per le nuove costruzioni nella normativa dell'epoca di costruzione."

Le indagini diagnostiche spiegate precedentemente sono state utilizzate per poter ricavare le caratteristiche dei materiali e in particolare quelle effettuate sono prove di caratterizzazione del cls, dell'acciaio per c.a. e prove a campione con rilievo visivo, microdemolizioni etc. Sono due le aziende che hanno portato a termine due differenti campagne diagnostiche: la prima nel 2021 e la seconda nel 2022.

Calcestruzzo

Nella definizione delle caratteristiche del calcestruzzo esistente si è tenuto conto di un fattore di disturbo che considera il danno arrecato in fase di prelievo del campione. In particolare, i valori medi ottenuti sono stati corretti considerando la formulazione proposta dall'American Concrete Insistute 214,4-R03, nota come Metodo A.C.I. In letteratura viene definita come la relazione più completa in quanto permette di considerare diversi parametri di disturbo:

$$f_c = f_{core} \times f_{l/d} \times f_{dia} \times f_{mc} \times f_d$$

, dove:

f_c = resistenza scaturita dalla prova di compressione del campione in MPa

$f_{l/d}$ = correzione per forma e umidità del provino, pari a ($\alpha = 4,3 \cdot 10^{-4}$ mm²/N):

- $1 - (0,130 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$ per umidità del provino come prelevato;
- $1 - (0,117 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$ per provino immerso per 48h in acqua;
- $1 - (0,144 - \alpha \cdot f_{core}) \cdot (2 - l/d)^2$ per provino conservato in aria secca;

f_{dia} = correzione per diametro della carota, pari a:

- 1,06 per diametro pari a 50 mm
- 1,00 per diametro pari a 100 mm
- 0,98 per diametro pari a 150 mm

f_{mc} = correzione per umidità, pari a:

- 1,00 per umidità pari alla condizione di prelievo
- 1,09 per provino immerso 48h in acqua
- 0,98 per provino conservato in aria secca

f_d = correzione per disturbo del provino dovuto al prelievo, pari a 1,06.

Tale fattore di correzione è stato applicato da ComSigma Srl direttamente nell'elaborato delle indagini eseguite, mentre i valori di resistenza riportati da Classedil Srl non tengono conto del disturbo delle carote. Si riportano qui di seguito tali valori di resistenza, sia quelli ricavati dalle relazioni fornite dalle due aziende sia quelli corretti, ricavando una resistenza unica per i corpi L ed LC adiacente:

CORPO	TIPO PROVA	CODICE	PIANO	RESISTENZA (Mpa)	RESISTENZA CORRETTA
LC	Carotaggio	CA 13	Terra	5,98	5,98
L	Carotaggio	CA 04	Seminterrato	5,53	5,53
L	Carotaggio	C4	Seminterrato	7,57	6,76
LC	Carotaggio	C8	Terra	9,42	8,42
LC	Carotaggio	C13	Primo	8,87	7,92
TOT. PROVE		5	MEDIA	7,5	6,9

Rck	Fck	γ_C	FC	Fcd
6,9	5,88	1,5	1	3,9

I valori inseriti nel modello sono:

Rck	Fck	γ_C	FC	Fcd
5.8	4.89	1.5	1.2	2.7

Acciaio per strutture in c.a.

Per quanto riguarda l'acciaio, è stato possibile considerare lo stesso materiale per tutti e 9 i corpi in quanto all'epoca costruttiva l'acciaio utilizzato nelle opere civili era il medesimo. Tale constatazione è confermata dai valori di



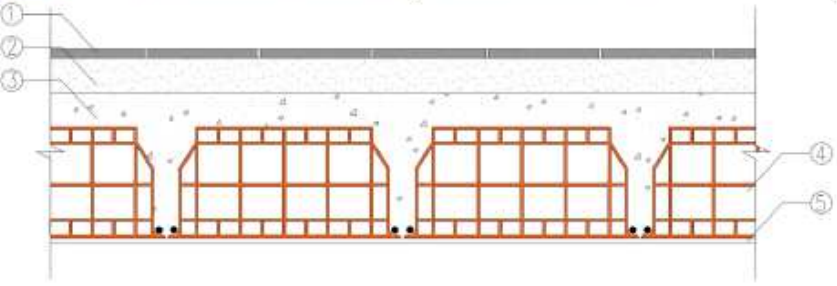
resistenza a snervamento e a rottura ottenuti dalle prove che risultano molto vicini tra loro e infatti si ha:

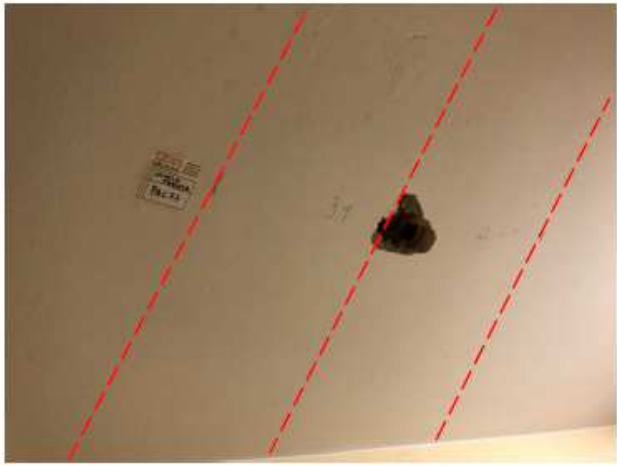

CORPO	TIPO PROVA	CODICE	PIANO	TENSIONE DI SNERVAMENTO (Mpa)	TENSIONE DI ROTTURA (Mpa)
B	Prelievo Acciaio	BAR 01	Terra	389	574
C	Prelievo Acciaio	BAR 02	Terra	385	564
D	Prelievo Acciaio	BAR 03	Seminterrato	388	561
LA	Prelievo Acciaio	BAR 04	Terra	367	550
C1	Prelievo Acciaio	B1	Terra	388	574
LC	Prelievo Acciaio	B2	Terra	390	586
A	Prelievo Acciaio	B3	Primo	398	600
L	Prelievo Acciaio	B4	Primo	401	607
TOT. PROVE		8	MEDIA	388,3	577,0

Caratterizzazione solai

I solai di piano sono stati indagati per mezzo di indagini endoscopiche, pacometriche e microdemolizioni. I sondaggi effettuati hanno permesso di verificare il passo delle pignatte, l'armatura presente, nonché lo spessore della soletta soprastante. Nella definizione del modello per le verifiche ai carichi gravitazionali si è utilizzata la stratigrafia riscontrata durante la fase di indagini e le armature come riportate negli elaborati di progetto visto che sono state confermate dalle prove pacometriche e dalle microdemolizioni.

Come già detto lo spessore del solaio 20+6 è di 35 cm e i travetti hanno un interasse di 40 cm.

Sigla	ST 04	Elemento Piano	SOLAIO TERRA
			
			
Numero	Elemento	Spessore [cm]	
1	Piastrella	1,5	
2	Caldana	6,5	
3	Cappa	6,0	
4	Laterizio forato	20,0	
5	Intonaco	1,0	
Spessore totale		35,0	

Sigla	PAC 77	Elemento Piano	SOLAIO SEMINTERRATO		
					
Barre	1Ø8	Interasse	≈40 cm	Nervatura	6 cm

CAPITOLO 3 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

Le NTC 2018 affermano che “ i valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni” e infatti anche la Circolare specifica che “le verifiche di sicurezza devono essere effettuate tenendo conto di tutte le azioni presenti, sia non sismiche, sia sismiche. L’azione sismica è definita, per i diversi stati limite, al §3.2 delle NTC, tenuto conto del periodo di riferimento definito al §2.4 delle NTC. Per la combinazione dell’azione sismica con le altre azioni, valgono i criteri di cui al §2.5.3 delle NTC. Le varie componenti dell’azione sismica sono combinate con i criteri riportati al §7.3.5 delle NTC.” E ancora, precisamente per le costruzioni di calcestruzzo armato o acciaio, “il fattore di comportamento q è scelto nel campo fra 1,5 e 3,0, sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali (quando soggetti alle azioni non sismiche). Valori di q superiori a quelli indicati devono essere giustificati con riferimento alla duttilità disponibile a livello locale e globale.”

3.1 Vita nominale

Come si riporta al §2.4.1 delle NTC, “la vita nominale di progetto V_N di un’opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l’opera, purchè soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N da adottare per i diversi tipi di costruzione sono riportati nella Tab. 2.4.I. Tali valori possono essere anche impiegati per definire le azioni dipendenti dal tempo.

Tab. 2.4.I – Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Con riferimento alle costruzioni non temporanee, ferma restando la facoltà di garantire una maggiore durabilità adottando valori della Vita nominale maggiori di 50 anni nella progettazione di nuove costruzioni o di interventi sulle costruzioni esistenti, quando si valuta la sicurezza di un'opera esistente rispetto alle azioni sismiche si farà riferimento alla vita nominale di 50 anni.” Si prende quindi come valore:

$$V_N = 50 \text{ anni}$$

3.2 Classe d'uso

È utile inoltre determinare la classe d'uso della struttura sulla base della classificazione definita al §2.4.2 delle NTC:

“Classe I: Costruzioni con presenza occasionale di persone, edifici agricoli

Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5.11.2001, n. 6792, “Norme funzionali e geometriche per la costruzione di strade” e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di

importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.”

La circolare specifica che *“a titolo di esempio, in classe III ricadono scuole, teatri, musei, in quanto edifici soggetti ad affollamento e con la presenza contemporanea di comunità di dimensioni significative.”*, perciò il corpo liceo è compreso nella classe d’uso III.

3.3 Periodo di riferimento per l’azione sismica

La vita nominale e la classe d’uso della struttura ci permettono di risalire al periodo di riferimento V_R rispetto al quale dovrà essere valutata l’azione sismica che agisce sulla costruzione. Infatti il periodo di riferimento *“si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d’uso C_U ”*:

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Il valore del coefficiente d’uso C_U è definito, al variare della classe d’uso, come mostrato in tabella:

Tab. 2.4.II – Valori del coefficiente d’uso C_U

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

Nel nostro caso quindi per classe d’uso III adottiamo

$$C_U = 1,5$$

, da cui:

$$V_R = 50 \cdot 1,5 = 75 \text{ anni}$$

La circolare afferma che “il periodo di riferimento riveste notevole importanza, in quanto, assumendo che la legge di ricorrenza dell’azione sismica sia un processo poissoniano, è utilizzato per valutare, fissata la probabilità di superamento P_{VR} corrispondente allo stato limite considerato (Tabella 3.2.I della NTC), il periodo di ritorno T_R dell’azione sismica cui fare riferimento per la verifica. Inoltre fornisce una tabella che mostra i valori di V_R corrispondenti ai valori di V_N che individuano le frontiere tra i tre tipi di costruzione considerati (tipo 1, tipo 2, tipo 3)”:

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a V_R al variare di V_N e C_U

VITA NOMINALE V_N	VALORI DI V_R			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
≤ 10	35	35	35	35
≥ 50	≥ 35	≥ 50	≥ 75	≥ 100
≥ 100	≥ 70	≥ 100	≥ 150	≥ 200

3.4 Azioni sulla costruzione

Al 2.5.1 delle NTC si definisce “azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura” e si classificano le azioni secondo diversi fattori:

- 1) In base al modo di esplicarsi possono distinguersi in:
 - a) *Dirette: forze concentrate, carichi distribuiti, fissi o mobili*
 - b) *Indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura e di umidità, ritiro, precompressione, cedimenti di vincoli, ecc.*
 - c) *Degrado:*
 - endogeno: alterazione naturale del materiale di cui è composta l’opera strutturale;*
 - esogeno: alterazione delle caratteristiche dei materiali costituenti l’opera strutturale, a seguito di agenti esterni.*
- 2) in base alla risposta strutturale possono essere azioni:

- a) *Statiche: azioni applicate alla struttura che non provocano accelerazioni significative della stessa o di alcune sue parti;*
 - b) *Pseudo statiche: azioni dinamiche rappresentabili mediante un'azione statica equivalente*
 - c) *Dinamiche: azioni che causano significative accelerazioni della struttura o dei suoi componenti*
- 3) Secondo la variazione della loro intensità nel tempo possono esserci azioni:
- a) *Permanenti (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale di progetto della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è molto lenta e di modesta entità:*
 - peso proprio di tutti gli elementi strutturali; peso proprio del terreno, quando pertinente; forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno); forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo) (G_1);
 - peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G_2);
 - spostamenti e deformazioni impressi, incluso il ritiro;
 - presollecitazione (P)
 - b) *Variabili (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura:*
 - sovraccarichi
 - azioni del vento
 - azioni della neve
 - azioni della temperatura

Le azioni variabili sono dette di lunga durata se agiscono con un'intensità significativa, anche non continuamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura. Sono dette di breve durata se agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura. A seconda del sito ove sorge la costruzione, una medesima azione climatica può essere di lunga o di breve durata.

c) eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura;

-incendi;

-esplosioni;

-urti ed impatti;

d) sismiche (E): azioni derivanti dai terremoti.

Con riferimento alle opere civili e industriali, al capitolo 3.1 delle NTC vengono illustrati i significati di tutti i carichi definiti nell'ultima classificazione. In particolare:

- per quanto riguarda G_1 , i pesi propri degli elementi strutturali dipendono da quelli dei materiali che li costituiscono e che sono riportati nella seguente tabella:

Tab. 3.1.I - Pesi dell'unità di volume dei principali materiali

MATERIALI	PESO UNITÀ DI VOLUME [kN/m ³]
Calcestruzzi cementizi e malte	
Calcestruzzo ordinario	24,0
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25,0
Calcestruzzi "leggeri": da determinarsi caso per caso	14,0 ÷ 20,0
Calcestruzzi "pesanti": da determinarsi caso per caso	28,0 ÷ 50,0
Malta di calce	18,0
Malta di cemento	21,0
Calce in polvere	10,0
Cemento in polvere	14,0
Sabbia	17,0
Metalli e leghe	
Acciaio	78,5
Ghisa	72,5
Alluminio	27,0
Materiale lapideo	
Tufo vulcanico	17,0
Calcere compatto	26,0

Calcare tenero	22,0
Gesso	13,0
Granito	27,0
Laterizio (pieno)	18,0
Legnami	
Conifere e pioppo	4,0 ÷ 6,0
Latifoglie (escluso pioppo)	6,0 ÷ 8,0
Sostanze varie	
Acqua dolce (chiara)	9,81
Acqua di mare (chiara)	10,1
Carta	10,0
Vetro	25,0

- i permanenti non strutturali sono quelli relativi a:
 - tamponature esterne
 - divisori interni
 - massetti
 - isolamenti
 - pavimenti
 - rivestimenti del piano di calpestio
 - intonaci
 - controsoffitti
 - impianti

“In linea di massima, in presenza di orizzontamenti anche con orditura unirezionale ma con capacità di ripartizione trasversale, i carichi permanenti non strutturali potranno assumersi, per le verifiche d’insieme, come uniformemente ripartiti. I tramezzi e gli impianti leggeri degli edifici per abitazioni e per uffici potranno assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purchè i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale. Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisori interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito g_2 , purchè vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente

distribuito g_2 potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza G_2 delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisori con $G_2 \leq 1,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,40 \text{ kN/m}^2$
- per elementi divisori con $1,00 \text{ kN/m} \leq G_2 \leq 2,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 0,80 \text{ kN/m}^2$
- per elementi divisori con $2,00 \text{ kN/m} \leq G_2 \leq 3,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,20 \text{ kN/m}^2$
- per elementi divisori con $3,00 \text{ kN/m} \leq G_2 \leq 4,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 1,60 \text{ kN/m}^2$
- per elementi divisori con $4,00 \text{ kN/m} \leq G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$: $g_2 = 2,00 \text{ kN/m}^2$

Gli elementi divisori interni con peso proprio maggiore di $5,00 \text{ kN/m}$ devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

- I sovraccarichi invece sono quelli legati alla destinazione d'uso dell'opera e possono essere modellati come:
 - Carichi verticali uniformemente distribuiti q_k
 - Carichi verticali concentrati Q_k
 - Carichi orizzontali lineari H_k

, i cui valori sono riportati nella seguente tabella:

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00

Ambienti suscettibili di affollamento				
C	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00
Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
D	Ambienti ad uso commerciale			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	Coperture			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

* non comprende le azioni orizzontali eventualmente esercitate dai materiali immagazzinati.
** per i soli parapetti o partizioni nelle zone pedonali. Le azioni sulle barriere esercitate dagli automezzi dovranno essere valutate caso per caso.

Nel nostro caso ricadiamo nella categoria C1.

I principali carichi gravanti sulla struttura sono:

1. Permanenti strutturali
2. Permanenti non strutturali, tra cui tamponature e tramezzi
3. Accidentali, tra cui il carico neve
4. Azione sismica

3.4.1 Combinazioni delle azioni

Le combinazioni delle azioni definite dalla norma ai fini delle verifiche agli stati limite sono:

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

$$\gamma_{G_1} \cdot G_1 + \gamma_{G_2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q_1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q_2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q_3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:*

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

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

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

- *Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:*

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots$$

- *Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:*

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

- *Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:*

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

Di seguito la tabella con i valori di tutti i coefficienti di combinazione:

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Per quanto riguarda invece i coefficienti parziali di sicurezza γ_F da assumersi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi, al cap. 2.6.1 ultimi si distinguono innanzitutto le verifiche in:

- lo stato limite di equilibrio come corpo rigido EQU
- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione STR
- lo stato limite di resistenza del terreno GEO

e la Tab. 2.6.I riporta i seguenti valori:

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

dove:

γ_{G_1} = coefficiente parziale dei carichi permanenti G_1

γ_{G_2} = coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali G_2

γ_{Q_i} = coefficiente parziale delle azioni variabili Q

3.4.2 Analisi dei carichi

Si riporta qui di seguito l'analisi dei carichi agenti sull'edificio e impiegati nel modello di calcolo.

SOLAIO TIPO 20+6 interasse nervature 40cm		
<i>peso proprio sol 20+6</i>	3.59	kN/m^2
g1) Carico permanente strutturale	3.59	kN/m^2
<i>Massetto sabbia cemento 7cm</i>	1.40	kN/m^2
<i>Pavimento</i>	0.27	kN/m^2
<i>intonaco</i>	0.19	kN/m^2
<i>tramezzi (assegnati sulle travi su cui insistono)</i>	0.00	kN/m^2
g2) Carico permanente non strutturale	1.86	kN/m^2
q) Carico variabile distribuito cat. C 1	3.00	kN/m^2

Per quanto riguarda la copertura, occorre considerare il carico da neve che come espresso nel 3.4 delle NTC viene definito come:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove

q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo

μ_i è il coefficiente di forma della copertura

C_E è il coefficiente di esposizione

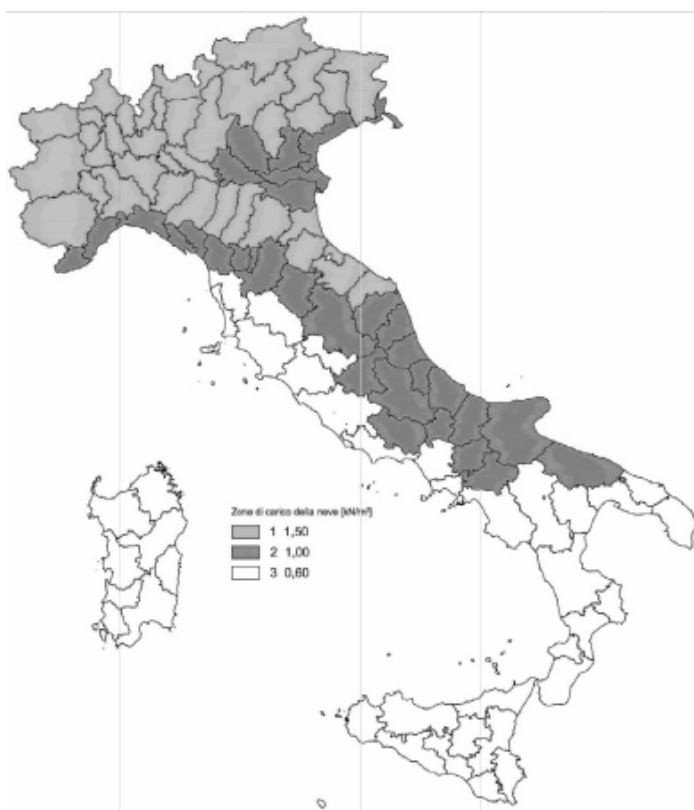
C_t è il coefficiente termico

Si assume che il carico della neve agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

I vari coefficienti vengono spiegati nei capitoli successivi della norma:

q_{sk}

Al §3.4.2 viene definito il valore di riferimento del carico della neve al suolo, che dipende dalle condizioni locali di clima e di esposizione, considerata la variabilità delle precipitazioni nevose da zona a zona. In mancanza di adeguate indagini statistiche e specifici studi locali, che tengano conto sia dell'altezza del manto nevoso che della sua densità, il carico di riferimento della neve al suolo, per località poste a quota inferiore a 1500 m sul livello del mare, non dovrà essere assunto minore di quello calcolato in base alle espressioni riportate nel seguito, cui corrispondono valori associati ad un periodo di ritorno pari a 50 anni per le varie zone indicate nella Fig. 3.4.1:



Nelle espressioni seguenti, l'altitudine di riferimento a_s (espressa in m) è la quota del suolo sul livello del mare nel sito dove è realizzata la costruzione.

Zona I - Alpina

Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbano-Cusio-Ossola, Vercelli, Vicenza:

$$q_{sk} = 1,50 \frac{kN}{m^2} \quad a_s \leq 200m$$
$$q_{sk} = 1,39 \left[1 + \left(\frac{a_s}{278} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \quad a_s > 200m$$

Zona I – Mediterranea

Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Monza Brianza, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese:

$$q_{sk} = 1,50 \frac{kN}{m^2} \quad a_s \leq 200m$$
$$q_{sk} = 1,35 \left[1 + \left(\frac{a_s}{602} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \quad a_s > 200m$$

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$q_{sk} = 0,60 \frac{kN}{m^2} \quad a_s \leq 200m$$
$$q_{sk} = 0,85 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \quad a_s > 200m$$

Zona III

Agrigento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Grosseto, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastro, Olbia-Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo:

$$q_{sk} = 0,60 \frac{kN}{m^2} \quad a_s \leq 200m$$
$$q_{sk} = 0,51 \left[1 + \left(\frac{a_s}{481} \right)^2 \right] \frac{kN}{m^2} \quad a_s > 200m$$

Per altitudini superiori a 1500 m sul livello del mare si deve fare riferimento alle condizioni locali di clima e di esposizione utilizzando comunque valori di carico neve non inferiori a quelli previsti per 1500 m.

Nel nostro caso Faenza ricade in zona I – Mediterranea e si trova ad un'altitudine di 34 m, che risulta minore di 200 m e quindi:

$$q_{sk} = 1,50 \frac{kN}{m^2}$$

μ_i

I coefficienti di forma delle coperture dipendono dalla forma stessa della copertura e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali ove sorge la costruzione. In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_i delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tab. 3.4.II, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Si assume che alla neve non sia impedito di scivolare.

Essendo l'inclinazione delle falda di 25° si ricava un valore pari a $\mu_i = 0,8$.

$$C_E$$

Il coefficiente di esposizione tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Valori consigliati di questo coefficiente sono forniti in Tab. 3.4.I per diverse classi di esposizione. Se non diversamente indicato, si assumerà $C_E = 1$.

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Essendo il nostro edificio in condizione Normale si assume $C_E = 1$.

$$C_t$$

Il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere posto $C_t = 1$.

Quindi in conclusione:

$$q_s = 1,5 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 1,2 \frac{kN}{m^2}$$

Il carico neve è stato considerato in copertura applicato come carico lineare sulle travi.

3.5 Azione sismica

Oltre ai carichi statici, si prende in considerazione anche l'azione sismica, che viene definita a partire dalla pericolosità sismica di base del sito di costruzione e sulla base delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Al §3.2 le NTC definiscono la pericolosità sismica *“in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (di categoria A come definita al §3.2.2), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{V_R} come definite nel §3.2.1, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel §2.4.”* Infatti le NTC riportano una tabella in cui viene specificata la probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento a cui doversi riferire per il calcolo dell'azione sismica relativamente ai diversi stati limite:

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_R} in funzione dello stato limite considerato

Stati Limite	P_{V_R} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

, dove i vari stati limite *“sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.”* In particolare *“gli stati limite di esercizio (SLE) comprendono:*

- **Stato Limite di Operatività (SLO):** *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni.* La circolare specifica che l'SLO è il riferimento

progettuale per le opere che debbono restare operative durante e subito dopo il terremoto (ospedali, caserme, centri della protezione civile, ecc.).

- **Stato Limite di Danno (SLD):** *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature. La circolare specifica che l'SLD deve essere rispettato per garantire inagibilità solo temporanee nelle condizioni post-sismiche, in tal modo articolando le prestazioni della struttura in termini di esercizio.*

Gli stati limite ultimi (SLU) comprendono:

- **Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV):** *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*
- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC):** *seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali."*

Dalla Circolare si legge che "i quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (SLO, SLD, SLV, SLC), fanno corrispondere una progressiva

crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione."

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{V_N \cdot C_U}{\ln(1 - P_{VR})} "$$

La circolare riporta i valori di T_R in funzione di V_R in forma tabellare:

Tabella C.3.2.I – Valori di T_R espressi in funzione di V_R

Stati Limite		Valori in anni del periodo di ritorno T_R al variare del periododi riferimento V_R
Stati Limite di Esercizio (SLE)	SLO	⁽¹⁾ 30 anni $\leq T_R = 0,60 \cdot V_R$
	SLD	$T_R = V_R$
Stati Limite	SLV	$T_R = 9,50 \cdot V_R$
Ultimi (SLU)	SLC	$T_R = 19,50 \cdot V_R \leq 2475$ anni ⁽¹⁾

¹I limiti inferiore e superiore di T_R fissati nell'allegato A al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008 pubblicato nel S.O. alla Gazzetta ufficiale del 4 febbraio 2008 ed eventuali successivi aggiornamenti sono dovuti all'intervallo di riferimento della pericolosità sismica oggi disponibile; per opere speciali possono considerarsi azioni sismiche riferite a T_R più elevati.

Per ogni probabilità di superamento inoltre la norma definisce "le forme spettrali a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

α_g accelerazione orizzontale massima al sito

F_0 valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale

T_c^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.”

La circolare afferma che “sulla base di tali grandezze risultano compiutamente definiti gli spettri elastici di risposta” e in particolare “ a_g è desunto dalla pericolosità di riferimento, attualmente fornita dallo INGV, mentre F_0 e T_c^* sono calcolati in modo che gli spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento forniti dalle NTC approssimino al meglio i corrispondenti spettri di risposta elastici in accelerazione, velocità e spostamento derivanti dalla pericolosità di riferimento. I valori di a_g , F_0 e T_c^* sono riportati negli allegati A e B al decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008[...]; di essi si fornisce la rappresentazione in termini di andamento medio in funzione del periodo di ritorno T_R , per l'intero territorio nazionale:

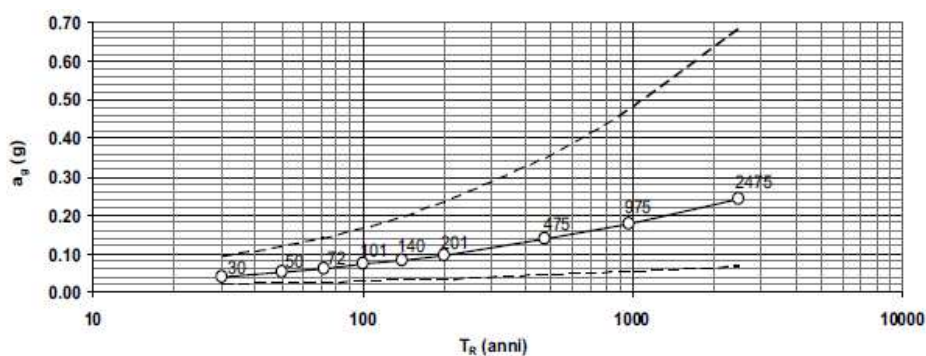


Figura C3.2.1 a – Variabilità di a_g con T_R : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%

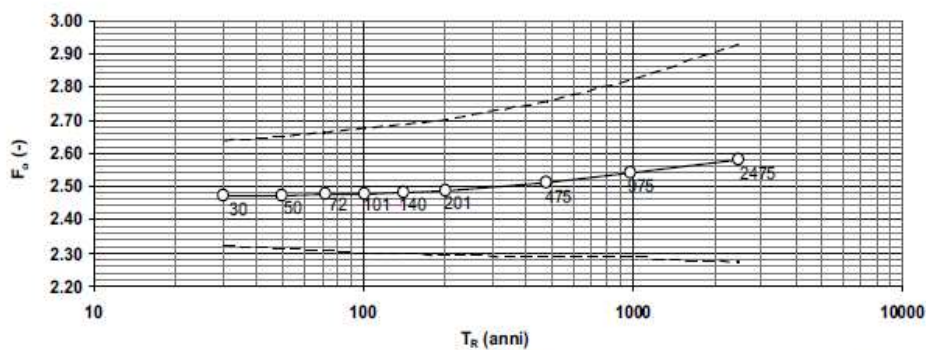


Figura C3.2.1 b – Variabilità di F_0 con T_R : andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%

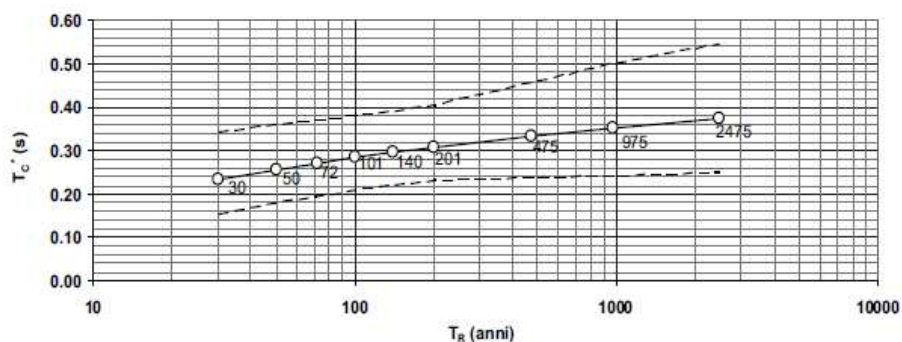


Figura C3.2.1 c – Variabilità di T_C^* con T_R ; andamento medio sul territorio nazionale ed intervallo di confidenza al 95%

3.5.1 Categorie di sottosuolo e topografiche

Le condizioni di sito di riferimento rigido su superficie orizzontale per le quali è definita la pericolosità sismica di base non corrispondono, in verità, alle condizioni reali ed è necessario quindi tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato dall'opera e di quelle topografiche. In particolare la Circolare definisce la "risposta sismica locale come l'azione sismica che emerge in superficie a seguito delle modifiche in ampiezza, durata e contenuto in frequenza subite trasmettendosi dal substrato rigido. Le modifiche sopra citate corrispondono a:

- Effetti stratigrafici, legati alla successione stratigrafica, alle proprietà meccaniche dei terreni, alla geometria del contatto tra il substrato rigido e i terreni sovrastanti ed alla geometria dei contatti tra gli strati di terreno;
- Effetti topografici, legati alla configurazione topografica del piano campagna. La modifica delle caratteristiche del moto sismico per effetto della geometria superficiale del terreno è dovuta alla focalizzazione delle onde sismiche in prossimità della cresta dei rilievi a seguito dei fenomeni di riflessione delle onde sismiche ed all'interazione tra il campo d'onda incidente e quello diffratto. I fenomeni di amplificazione cresta-base aumentano in proporzione al rapporto tra l'altezza del rilievo e la sua larghezza.

Gli effetti della risposta locale possono essere valutati con metodi semplificati oppure eseguendo specifiche analisi. I metodi semplificati possono essere adoperati solo se

l'azione sismica in superficie è descritta dall'accelerazione massima o dallo spettro elastico di risposta; non possono cioè essere adoperati se l'azione sismica in superficie è descritta mediante storie temporali del moto del terreno."

Per quanto riguarda gli effetti stratigrafici, usare il metodo semplificato significa che sono note le condizioni stratigrafiche e le proprietà dei terreni tale che è possibile ricondurre la situazione ad una delle categorie di sottosuolo definite dalla norma. Infatti in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio V_s il sottosuolo è classificato come in tabella:

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

, dove in realtà il parametro che divide le varie classi è la "velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio $V_{s,eq}$ (m/s) definita dall'espressione:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

con:

h_i = spessore dell' i – esimo strato;

$V_{s,i}$ = velocità delle onde di taglio nell' i – esimo strato

N = numero di strati

H = profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da V_s non inferiore a 800 m/s.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio $V_{s,eq}$ è definita dal parametro $V_{s,30}$, ottenuto ponendo $H=30$ m nella precedente espressione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Per quanto riguarda le condizioni topografiche invece “è necessario predisporre specifiche analisi di risposta sismica locale e per configurazioni superficiali semplici si può adottare la seguente classificazione”:

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

In pratica, come dice la circolare, “si attribuisce il sito ad una delle categorie di sottosuolo e ad una delle categorie topografiche. [...] La valutazione della risposta sismica locale consiste nella modifica dello spettro di risposta in accelerazione del moto sismico di riferimento, relativo all’affioramento della formazione rocciosa (categoria di sottosuolo A) su superficie orizzontale (categoria topografica T1).”

Riassumendo nel nostro edificio abbiamo ricavato le seguenti informazioni:

- Faenza ricade in zona 2 nella classificazione sismica dell’emilia romagna, cioè una zona con pericolosità media dove possono verificarsi forti terremoti
- Vita nominale $V_N = 50$ anni
- Classe d’uso III
- Coefficiente d’uso $C_U = 1,5$

- Periodo di riferimento $V_R = 50 \cdot 1,5 = 75$ anni
- Categoria di sottosuolo B
- Categoria topografica T1 (pendii $< 15^\circ$)

3.5.2 Valutazione dell'azione sismica

In ciascun punto del terreno l'azione sismica può essere suddivisa nelle 3 componenti traslazionali lungo le 3 direzioni ortogonali: due componenti orizzontali X e Y, una componente verticale Z. Come afferma la norma, *“le componenti possono essere descritte, in funzione del tipo di analisi adottata, mediante una delle seguenti rappresentazioni:*

- *Accelerazione massima in superficie*
- *Accelerazione massima e relativo spettro di risposta in superficie;*
- *Storia temporale del moto del terreno (ad esempio accelerogrammi)”*

Le componenti ortogonali descrivono il moto orizzontale e sono rappresentate dallo stesso spettro di risposta; la componente che descrive il moto verticale è caratterizzata dal relativo spettro di risposta e in mancanza di informazioni può essere ricavato direttamente dallo spettro delle componenti orizzontali. Per quanto riguarda la variabilità spaziale del moto sismico, essa può essere trascurata e si può assumere che il moto sia lo stesso per tutti i punti al di sotto della costruzione *“qualora la costruzione sia di dimensioni limitate o le sue fondazioni siano sufficientemente rigide e resistenti”*.

Spettro di risposta elastico in accelerazione

Come riporta la circolare, *“la rappresentazione di riferimento per le componenti dell'azione sismica è lo spettro di risposta elastico in accelerazione per uno smorzamento convenzionale del 5%. Esso fornisce la risposta massima in accelerazione del generico sistema dinamico elementare con periodo di oscillazione $T \leq 4$ s ed è espresso come il prodotto di una forma spettrale per l'accelerazione massima del terreno”*, dove l'accelerazione orizzontale massima a_g è quella del sito di

riferimento rigido orizzontale. La norma dice che *“Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l’azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno.”*

- *Componenti orizzontali*

Per quanto riguarda le componenti orizzontali, la circolare specifica che la relativa forma spettrale *“è definita mediante le stesse espressioni fornite dall’UNI EN 1998 nelle quali, tuttavia, non si è assunto un singolo valore per l’amplificazione massima ma si è fornita tale grandezza, F_0 , in funzione della pericolosità del sito insieme alle grandezze a_g , T_C e, conseguentemente, T_B , T_D .”*

Infatti lo spettro elastico S_e in accelerazione di tali componenti è composto da tratti espressi con le relazioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C - T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione;

S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente

$$S = S_S \cdot S_T$$

essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica

η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0,55$$

dove ξ è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

F_0 è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha il valore minimo pari a 2,2;

T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C \cdot T_c^*$$

dove T_c^* è definito al §3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo

T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

$$T_C = \frac{C_C}{3}$$

T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione:

$$T_D = 4,0 \cdot \frac{a_g}{g} + 1,6$$

La norma fornisce una tabella con i valori di S_S e C_C in funzione della categoria di sottosuolo, partendo dal valore 1 per la categoria A:

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

Categoria sottosuolo	S_S	C_C
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{gg}}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{gg}}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{gg}}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_{gg}}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Un'altra tabella invece riporta i valori del coefficiente S_T in funzione delle categorie topografiche e dell'ubicazione dell'opera:

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	S_T
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

- *Componente verticale*

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale del moto sismico, S_{ve} , è definito dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_{ve}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_v \cdot \left(\frac{T_C - T_D}{T^2} \right)$$

nelle quali:

T è il periodo proprio di vibrazione (in direzione verticale);

F_v è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno a_g su sito di riferimento rigido orizzontale, mediante la relazione:

$$F_v = 1,35 \cdot F_0 \cdot \left(\frac{a_g}{g}\right)^{0,5}$$

In tal caso si assumono per tutte le categorie di sottosuolo i seguenti valori:

Tab. 3.2.VI - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria di sottosuolo	S_s	T_B	T_C	T_D
A, B, C, D, E	1,0	0,05 s	0,15 s	1,0 s

I valori di S_T si assumono dalla stessa tabella delle componenti orizzontali.

Nel caso del corpo Liceo di Faenza abbiamo utilizzato il software "SPETTRI-NTC" fornito dal C.S.LL.PP inserendo i dati necessari per poter ricavare gli spettri elastici in accelerazione orizzontale e verticale relativi a tale sito. Si riportano qui di seguito i passaggi:

D.M. 14 gennaio 2008 - Approvazione delle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni

Spettri di risposta ver. 1.0.3

Il documento Excel SPETTRI-NTC fornisce gli spettri di risposta rappresentativi delle componenti (orizzontali e verticale) delle azioni sismiche di progetto per il generico sito del territorio nazionale. La definizione degli spettri di risposta relativi ad uno Stato Limite è articolata in 3 fasi, ciascuna delle quali prevede la scelta dei valori di alcuni parametri da parte dell'utente:

FASE 1. Individuazione della pericolosità del sito (sulla base dei risultati del progetto S1 - INGV);
FASE 2. Scelta della strategia di progettazione;
FASE 3. Determinazione dell'azione di progetto.

La schermata relativa a ciascuna fase è suddivisa in sotto-schermate: l'utente può intervenire nelle sotto-schermate con sfondo grigio scuro mentre quelle con sfondo grigio chiaro consentono un immediato controllo grafico delle scelte effettuate. In ogni singola fase l'utente può visualizzare e stampare i risultati delle elaborazioni -in forma sia grafica che numerica- nonché i relativi riferimenti alle Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 14.01.2008 pubblicate nella G.U. n.29 del 04.02.2008 Suppl. Ord. n.30 e scaricabile dal sito www.cslp.it

Programma ottimizzato per una visualizzazione schermo 1024 x 768

La verifica dell'idoneità del programma, l'utilizzo dei risultati da esso ottenuti sono onere e responsabilità esclusiva dell'utente. Il Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici non potrà essere ritenuto responsabile dei danni risultanti dall'utilizzo dello stesso.

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: 11.8762
LATTITUDINE: 44.2924

Ricerca per comune

REGIONE: Emilia-Romagna
PROVINCIA: Ravenna
COMUNE: Faenza

Elaborazioni grafiche

- Grafici spettri di risposta
- Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

- Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione: superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_d : info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_d : info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R : info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R : info

Stati limite di esercizio - SLE

- SLO - $P_{VR} = 81\%$:
- SLD - $P_{VR} = 63\%$:

Stati limite ultimi - SLU

- SLV - $P_{VR} = 10\%$:
- SLC - $P_{VR} = 5\%$:

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametrizzazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato: info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: info

Categoria topografica: info

$S_d = 1,169$ $C_d = 1,391$ info

$h/H = 0,000$ $S_T = 1,000$ info

(Impatto sito, Effetto di rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)

Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%): $\eta = 1,000$ info

Fattore q : Regol. in altezza: info

Compon. verticale

Spettro di progetto

Fattore q : $\eta = 0,667$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

, dove il fattore di struttura q nel caso di analisi dinamica modale deve essere assunto tra 1,5 e 3,0 e in particolare è stato scelto $q=1,5$.

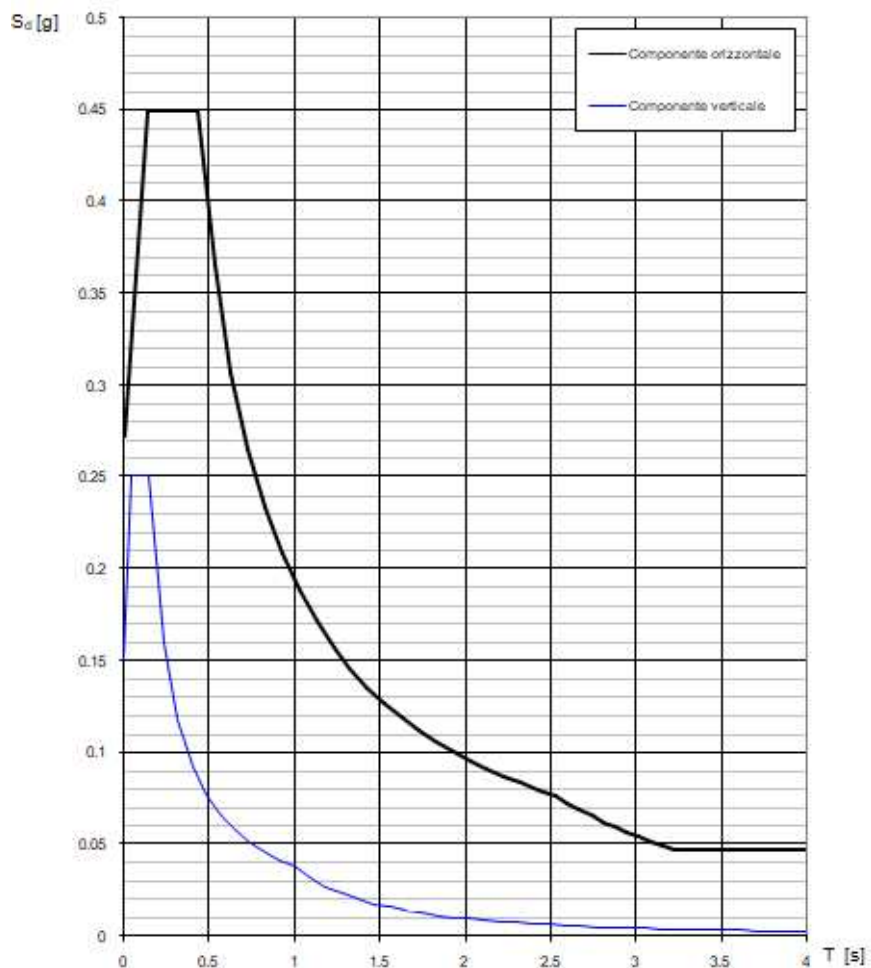
Valori dei parametri a_g , F_o , T_C^* per i periodi di ritorno T_R associati a ciascuno SL

SLATO LIMITE	T_R [anni]	a_g [g]	F_o [-]	T_C^* [s]
SLO	45	0,081	2,395	0,268
SLD	75	0,102	2,392	0,277
SLV	712	0,233	2,480	0,309
SLC	1462	0,288	2,539	0,320

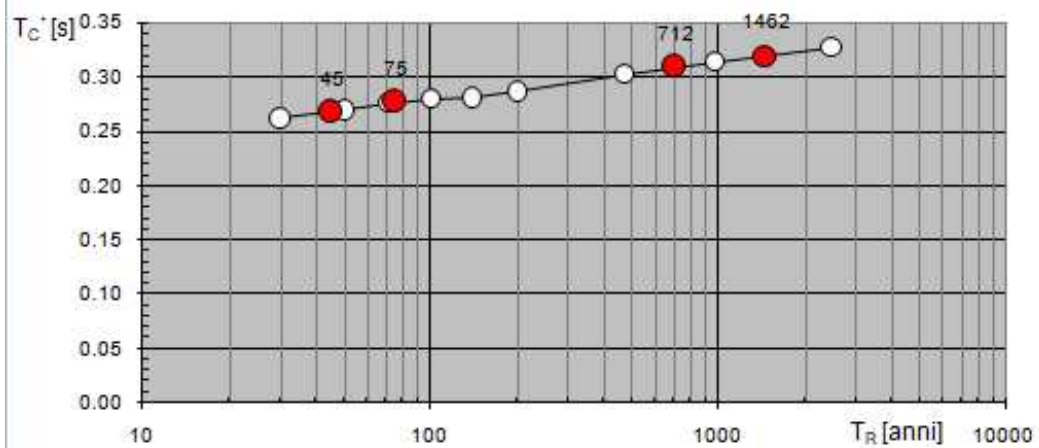
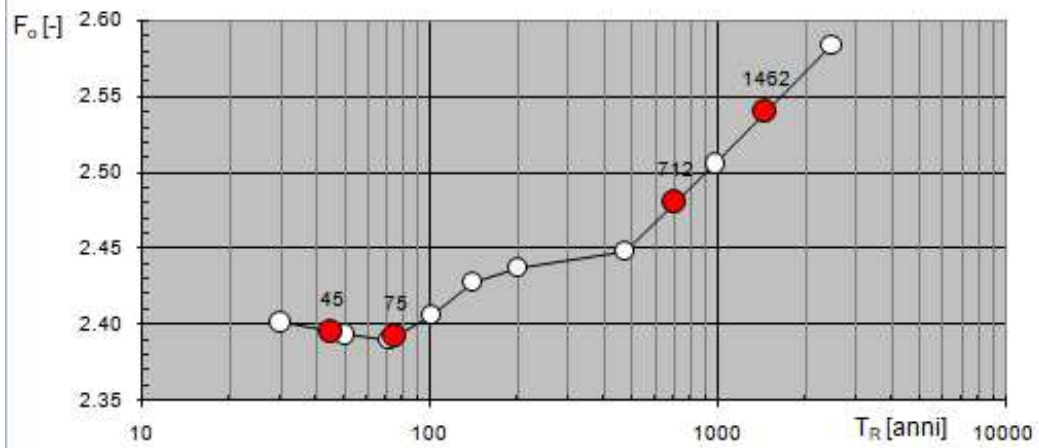
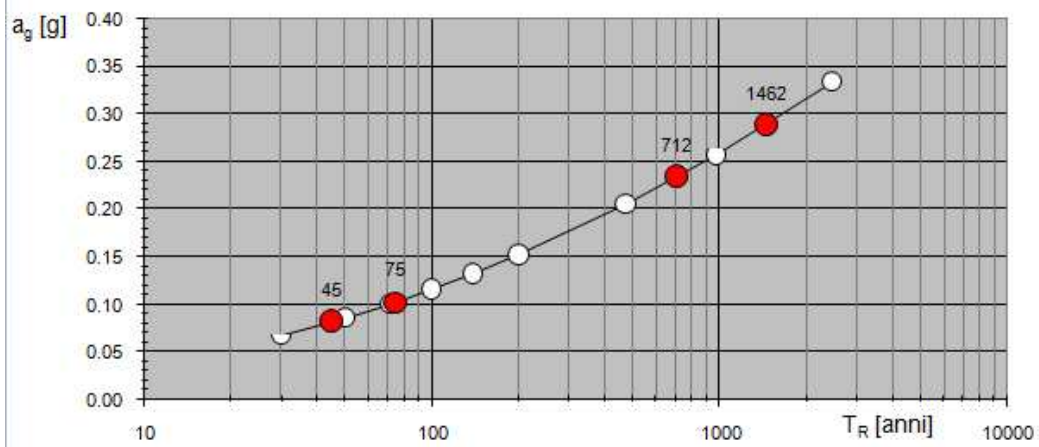
La valutazione di sicurezza dovrà essere eseguita nei confronti dei

soli SLU e in particolare rispetto alle azioni sismiche nei confronti della condizione di salvaguardia della vita umana SLV.

Lo spettro di risposta all'SLV che si ottiene come risultato dal software è il seguente:



Valori di progetto dei parametri a_g , F_o , T_C^* in funzione del periodo di ritorno T_R



Parametri della componente orizzontale:

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_n	0,233 g
F_n	2,480
T_C^*	0,309 s
S_s	1,169
C_C	1,391
S_T	1,000
q	1,500

Parametri dipendenti

S	1,169
η	0,667
T_B	0,143 s
T_C	0,430 s
T_D	2,530 s

3.5.3 Caratteristiche generali di una costruzione in zona sismica e vulnerabilità

Per lo studio della vulnerabilità della struttura nei confronti dell'azione sismica, occorre che l'edificio sia stato progettato nel rispetto dei requisiti riportati al §7.2 delle NTC:

i. Regolarità

L'edificio, per avere un comportamento uniforme ed evitare concentrazioni di sforzi, deve essere regolare sia in pianta sia in altezza e in particolare la norma specifica che *“una costruzione è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:*

- a) *la distribuzione di masse e rigidezze è approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali e la forma in pianta è compatta, ossia il contorno di ogni orizzontamento è convesso; il requisito può ritenersi soddisfatto, anche in presenza di rientranze in pianta, quando esse non influenzano significativamente la rigidezza nel piano dell'orizzontamento e, per ogni rientranza, l'area compresa tra il perimetro dell'orizzontamento e la linea convessa circoscritta all'orizzontamento non supera il 5% dell'area dell'orizzontamento*

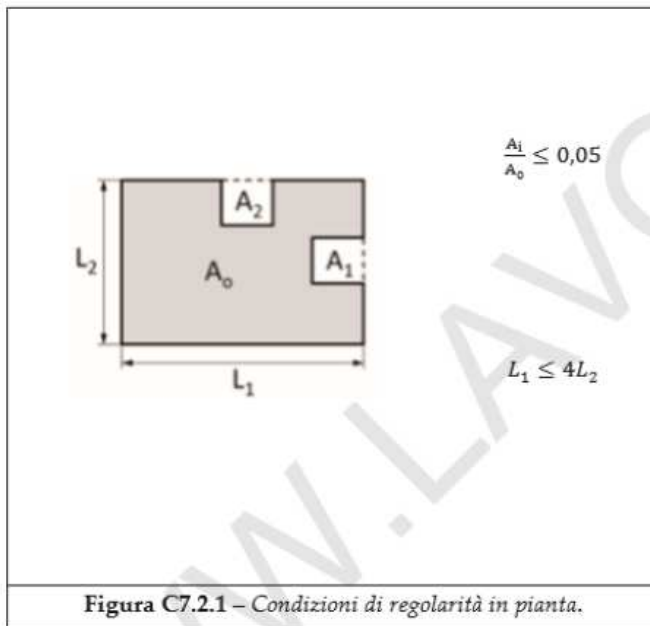


Figura C7.2.1 – Condizioni di regolarità in pianta.

b) il rapporto tra i lati del rettangolo circoscritto alla pianta di ogni orizzontamento è inferiore a 4

c) ciascun orizzontamento ha una rigidezza nel proprio piano tanto maggiore della corrispondente rigidezza degli elementi strutturali verticali da potersi assumere che la sua deformazione in pianta influenzi in modo trascurabile la distribuzione delle azioni simiche tra questi ultimi e ha resistenza sufficiente a garantire

l'efficacia di tale distribuzione.

Una costruzione è regolare in altezza se:

d) tutti i sistemi resistenti alle azioni orizzontali si estendono per tutta l'altezza della costruzione o, se sono presenti parti aventi differenti altezze, fino alla sommità della rispettiva parte dell'edificio.

e) massa e rigidezza rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla sommità della costruzione (le

variazioni di massa da un orizzontamento all'altro non superano il 25%, la rigidezza non si riduce da un orizzontamento a quello sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidezza si possono considerare regolari in altezza strutture dotate

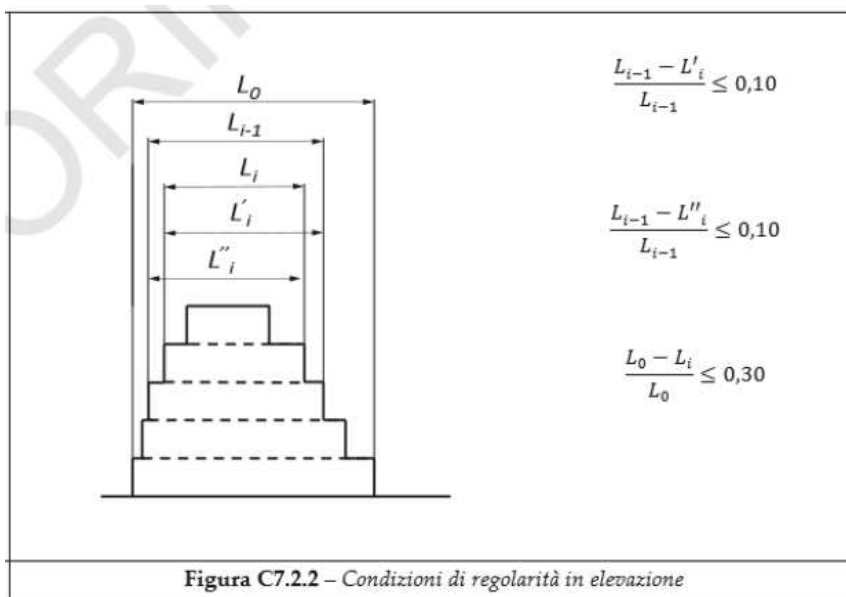


Figura C7.2.2 – Condizioni di regolarità in elevazione

di pareti o nuclei in c.a. o di pareti e nuclei in muratura di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base

- f) *il rapporto tra la capacità e la domanda allo SLV non è significativamente diverso, in termini di resistenza, per orizzontamenti successivi (tale rapporto, calcolato per un generico orizzontamento, non deve differire più del 30% dall'analogo rapporto calcolato per l'orizzontamento adiacente); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti*
- g) *eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengano con continuità da un orizzontamento al successivo; oppure avvengano in modo che il rientro di un orizzontamento non superi il 10% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante, né il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro orizzontamenti, per il quale non sono previste limitazioni di restringimento."*

La circolare afferma che *"In generale, un edificio può dirsi regolare in pianta e in altezza quando il suo comportamento dinamico sia governato principalmente da modi di vibrare traslazionali lungo le sue direzioni principali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti, all'incirca linearmente, con l'altezza."*

ii. Distanza tra costruzioni contigue

"La distanza tra due costruzioni contigue deve essere sufficiente da evitare fenomeni di martellamento e comunque non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLV, calcolati per ciascuna costruzione secondo il §7.3.3 (analisi lineare) o il §7.3.4 (analisi non lineare) e tenendo conto, laddove significativo, dello spostamento relativo delle fondazioni delle due costruzioni contigue."

iii. Altezza massima

"l'altezza massima degli edifici deve essere opportunamente limitata, in funzione della loro capacità in rigidità, resistenza e duttilità, in aggiunta ai limiti imposti dalle normative urbanistiche locali."

iv. Limitazione dell'altezza in funzione della larghezza stradale

v. Comportamento strutturale

L'edificio deve poter garantire rigidezza, resistenza e duttilità nei confronti delle due componenti orizzontali delle azioni sismiche, tra loro ortogonali. In particolare possiamo suddividere la costruzione in elementi strutturali primari, ai quali spetta l'intera capacità antisismica del sistema, ed elementi strutturali secondari, che servono per resistere solamente ai carichi verticali. Inoltre gli orizzontamenti devono essere tali da poter ripartire le forze orizzontali tra i vari sistemi resistenti a sviluppo verticale. Infine le fondazioni devono possedere adeguata rigidezza flessionale ed estensionale nel piano orizzontale. Le costruzioni soggette ad azione sismica possono avere un comportamento strutturale:

- *non dissipativo*, se gli elementi rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico e la domanda in termini di azione sismica è valutata con un modello elastico senza tenere conto della non linearità del materiale.

- *dissipativo*, se un elevato numero di elementi non rimane più in campo elastico ma ricade nel campo plastico, mentre gli elementi rimanenti continuano a essere in campo elastico. In questo caso la domanda derivante dall'azione sismica è calcolata tenendo conto della capacità dissipativa dovuta alla non linearità del materiale. Si adotta un modello elastico se tale capacità dissipativa viene presa in conto mediante il fattore di comportamento q , altrimenti in caso contrario si adotta una legge costitutiva.

vi. Duttilità

È possibile distinguere due classi di duttilità in cui può ricadere una costruzione:

- Classe di duttilità Alta (CD''A'') ad elevata capacità dissipativa
- Classe di duttilità Bassa (CD''B'') a media capacità dissipativa

vii. Sovreresistenza

A prescindere della classe di duttilità, la struttura deve avere un comportamento che rispetti la gerarchia delle resistenze, ovvero deve essere stato progettato in capacità assicurando alla struttura un'adeguata duttilità. Questo significa:

- distinguere gli elementi e i meccanismi, sia locali sia globali, in duttili e fragili
- evitare rotture fragili locali o l'attivazione di meccanismi fragili globali
- localizzare la dissipazione di energia per isteresi in zone degli elementi duttili, dette zone "dissipative" o "dutili".

Per garantire ciò la capacità in resistenza degli elementi/meccanismi duttili, globalmente e localmente, deve essere incrementata rispetto a quella degli elementi/meccanismi fragili mediante l'applicazione di un coefficiente γ_{Rd} , detto *fattore di sovreresistenza*. Il valore di tale fattore è specificato nella tabella della normativa in funzione del tipo di elemento strutturale, della sollecitazione e della classe di duttilità come segue:

Tab. 7.2.I - Fattori di sovreresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD "A"	CD "B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastrì (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
	Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-
C.a. prefabbricata a struttura intelaiata	Collegamenti di tipo a) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,20	1,10
	Collegamenti di tipo b) (§ 7.4.5.2.1)	Flessione e taglio	1,35	1,20
C.a. prefabbricata con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti incernierati	Collegamenti di tipo fisso (§ 7.4.5.2.1)	Taglio	1,35	1,20
Acciaio	Si impiega il fattore di sovreresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.5.4.2)	Pressoflessione [7.5.10]	1,30	1,30
Composta acciaio-calcestruzzo	Si impiega il fattore di sovreresistenza γ_{ov} definito al § 7.5.1			
	Colonne (§ 7.6.6.2)	Pressoflessione [7.6.7]	1,30	1,30
Legno	Collegamenti		1,60	1,30
Muratura armata con progettazione in capacità	Pannelli murari (§ 7.8.1.7)	Taglio	1,50	
Ponti	Si impiegano i fattori di sovreresistenza definiti al § 7.9.5			

Le fondazioni devono essere considerate a comportamento strutturale non dissipativo.

viii. Elementi secondari

“Alcuni elementi strutturali possono essere considerati “secondari”; nell’analisi della risposta sismica, la rigidità e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante.” La norma afferma che questi elementi secondari non possono far passare una struttura da irregolare a regolare, *“né il contributo totale alla rigidità ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell’analogo contributo degli elementi primari”*.

ix. Elementi costruttivi non strutturali

Sono considerati elementi non strutturali quelli la cui rigidità, resistenza e massa *“sono tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell’incolumità delle persone. [...] Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in pianta, gli effetti di tale irregolarità debbono essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 2 l’eccentricità accidentale. Se la distribuzione degli elementi non strutturali è fortemente irregolare in altezza, deve essere considerata la possibilità di forti concentrazioni di danno ai livelli caratterizzati da significative riduzioni degli elementi non strutturali rispetto ai livelli adiacenti. Questo requisito s’intende soddisfatto qualora si incrementi di un fattore 1,4 la domanda sismica sugli elementi verticali (pilastri e pareti) dei livelli con significativa riduzione degli elementi non strutturali.”* Per il calcolo della domanda sismica si considerano gli elementi non strutturali soggetti ad una forza orizzontale che la norma definisce come:

$$F_a = \frac{(S_a \cdot W_a)}{q_a}$$

“ dove:

F_a è la forza sismica orizzontale distribuita o agente nel centro di massa dell'elemento non strutturale, nella direzione più sfavorevole, risultante delle forze distribuite proporzionali alla massa;

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento non strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame;

W_a è il peso dell'elemento

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.”

x. Fondazioni

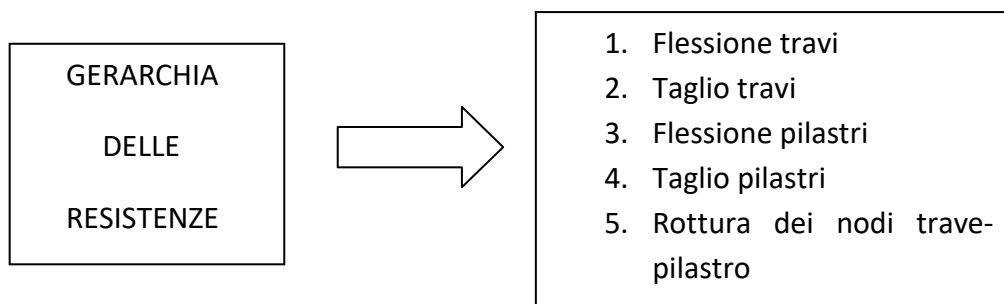
A prescindere dalla classe di duttilità, le fondazioni vanno dimensionate e verificate “assumendo come azione in fondazione, trasmessa dagli elementi soprastanti, una tra le seguenti:

- quella derivante dall'analisi strutturale eseguita ipotizzando comportamento strutturale non dissipativo
- quella derivante dalla capacità di resistenza a flessione degli elementi, congiuntamente al taglio determinato da considerazioni di equilibrio;
- quella trasferita dagli elementi soprastanti nell'ipotesi di comportamento strutturale, amplificata di un coefficiente pari a 1,30 in C“A” e 1,10 in CD“B”.”

Quindi in conclusione il progettista deve operare utilizzando la **gerarchia delle resistenze**, che significa far precedere la rottura degli elementi/meccanismi duttili alla crisi di quelli fragili(capacity design). Per gli elementi strutturali in c.a., quelli che richiedono una progettazione sono:

- travi, a flessione e a taglio
- pilastri, a flessione e a taglio
- nodi trave-pilastro, a taglio
- pareti, a flessione e a taglio
- sistema di fondazione

Il meccanismo duttile che si deve verificare è la plasticizzazione a flessione delle travi, a cui segue la crisi di tutti gli altri elementi fragili:



Quanto descritto è ovviamente facile da realizzare in presenza di strutture di nuova realizzazione, in quanto il progettista ha tutta la libertà di procedere modificando la struttura fino al punto in cui ciò che è stato inizialmente ipotizzato verifichi. Nell'adeguamento o miglioramento sismico di strutture esistenti invece si hanno molte difficoltà sul piano conoscitivo in quanto non è facile sapere tutte le proprietà di ogni elemento e si deve spesso lavorare con sezioni progettate per i soli carichi verticali secondo la filosofia "trave forte e pilastro debole", il che complica maggiormente le cose perché potrebbe capitare di dover intervenire anche sulla rigidezza oltre che su resistenza e duttilità. Oltre a ciò è necessario ripristinare tale gerarchia delle resistenze cercando di preservare la fondazione rispetto ad ulteriori eventuali rotture.

Le caratteristiche di rigidezza, resistenza e duttilità sono i cardini delle analisi strutturali moderne:

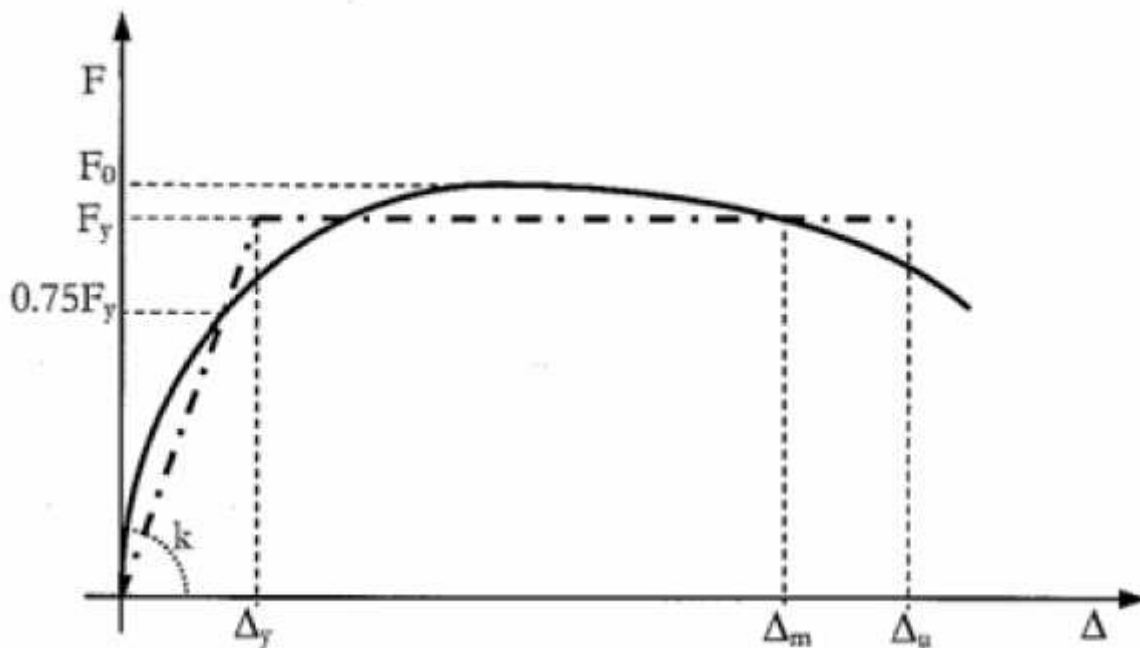


Figura 4.1 Diagramma qualitativo Forza-Spostamento

1. la *rigidezza* (K) è la quantità che mette in relazione i carichi con gli spostamenti quando questi sono ancora in campo elastico. Solitamente si individua come la pendenza della secante a snervamento del tratto elastico della curva. Questa proprietà è di fondamentale importanza fintanto che l'interesse progettuale è posto sul minimizzare i danni di elementi non-strutturali sotto terremoti di piccola intensità, poiché a parità di carico imposto i minori spostamenti si verificano su strutture più rigide. Dal grafico si ottiene che la rigidezza è pari a:

$$K = \frac{F_y}{\Delta_y}$$

2. la *resistenza* (R) è la massima forza che la struttura o il singolo elemento possono sopportare. Questa quantità è di interesse progettuale per terremoti di media intensità, che richiedono limitazioni sugli spostamenti e sulle rotazioni degli elementi o della struttura, così da evitare danneggiamenti a elementi strutturali e non strutturali. Dal grafico otteniamo che la resistenza è pari a:

$$R = F_y$$

3. la *duttilità* (μ) è invece la capacità che il generico elemento o l'intera struttura ha di incassare spostamenti oltre il limite elastico senza un'eccessiva perdita di resistenza. È di principale interesse quando si progettano e si verificano le strutture all'SLU, ossia in corrispondenza di terremoti di elevata intensità, per i quali è importante solo salvare le vite umane senza considerare i danni anche se ingenti. In più rappresenta un indice che permette di quantificare la capacità di dissipare energia; tanto più ampio è il tratto anelastico tanto più sarà la capacità plastica della struttura, caratterizzata da cicli isteretici, che saranno più o meno ampi in funzione delle caratteristiche dei materiali e delle tipologie di sollecitazioni agenti sugli elementi. Dal grafico sottostante la duttilità è pari a:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Come si specifica al §8.7.2, per il controllo della vulnerabilità dell'edificio nel caso di struttura esistente in calcestruzzo armato o in acciaio soggetta ad azione sismica *“viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti, che possono essere “duttili” o “fragili”.* “ In particolare:

- *i meccanismi “duttili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo utilizzato;*
- *i meccanismi “fragili” si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza.*

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi:

- *“duttili, si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto*

- *fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto.*

Anche la circolare 2019 precisa che *“Ai fini delle verifiche di sicurezza, gli elementi/meccanismi strutturali vengono distinti in duttili e fragili:*

- *“duttili”:* travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale;
- *“fragili”:* meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi;

Pilastri e pareti soggetti a sollecitazioni di sforzo normale particolarmente elevate possono manifestare comportamento fragile.” Per quanto riguarda i fattori di confidenza, essi servono per un duplice scopo:

” a. per definire le resistenze dei materiali da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi duttili e fragili; le resistenze medie, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono divise per i fattori di confidenza;

b. per determinare le sollecitazioni trasmesse dagli elementi/meccanismi duttili a quelli fragili; le resistenze medie degli elementi duttili, ottenute dalle prove in situ e dalle informazioni aggiuntive, sono moltiplicate per i fattori di confidenza.

Nel caso di:

- *analisi lineare con spettro elastico la capacità di elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC e la capacità degli elementi fragili per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente parziale.*
- *analisi lineare con fattore di comportamento q o di analisi non lineare, per gli elementi duttili la capacità si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per il fattore di confidenza FC, per gli elementi fragili le proprietà dei materiali esistenti si dividono sia per il fattore di confidenza FC sia per il coefficiente parziale.”*

4.1 Software di modellazione: MIDAS GEN

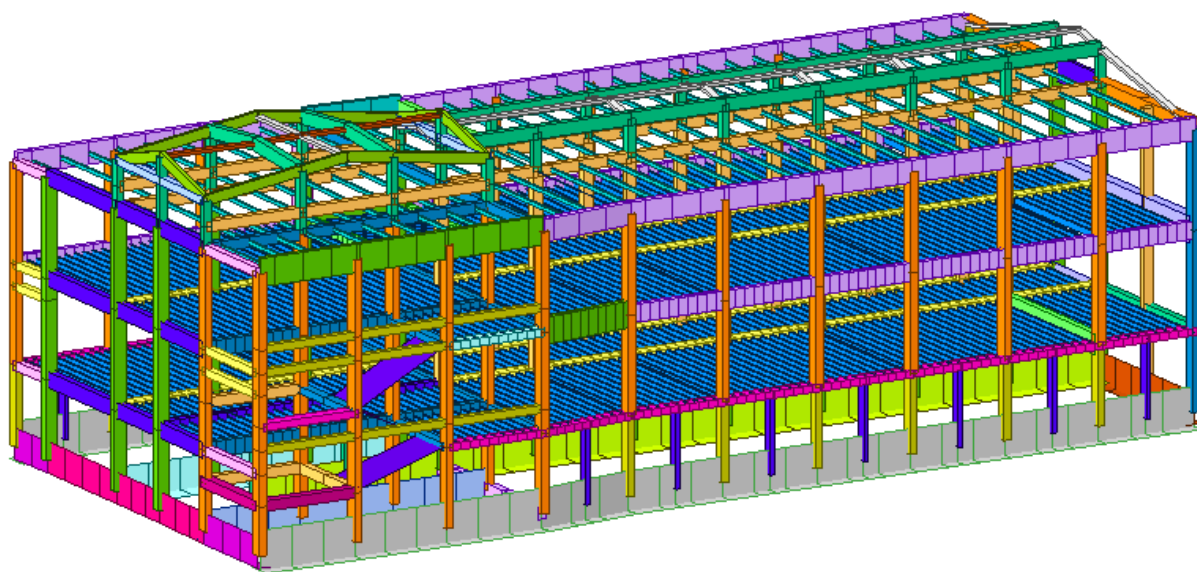


Midas GEN

MIDAS Gen è un software che pur essendo orientato agli edifici, risolve integralmente tutte le problematiche di analisi e progettazione di qualsiasi tipologia strutturale, dalle più complesse alle più semplici, in zona sismica e non, con qualsiasi materiale. Le molte funzionalità non lineari, sia in termini di carichi, materiali e vincoli, permettono di fare molteplici tipologie analisi con diversi criteri di convergenza. Midas Gen offre la possibilità di progettare e verificare edifici nuovi in base alle principali normative internazionali tra cui gli Eurocodici, normative inglesi, americane, asiatiche e italiane, NTC. Oltre ad elementi trave e colonna, sono verificabili piastre orizzontali o inclinate, pareti definibili setti o anche di forma completamente irregolare. È possibile fare la verifica di sezioni con forma e materiale qualsiasi, con diversi legami costitutivi lineari e non lineari. Per gli edifici esistenti si possono analizzare agevolmente strutture realizzate in materiali variegati e disomogenei, con qualsiasi intervento di retrofitting. Ogni materiale viene modellato numericamente con gli algoritmi migliori attualmente disponibili a livello mondiale. Midas Gen permette di eseguire delle vere e proprie analisi di pushover di strutture murarie non assimilabili a telai (ovvero la maggior parte dei casi). Nella modellazione a telaio equivalente, invece, per analisi non lineari statiche di pushover, sono presenti svariate tipologie di cerniere plastiche con comportamento di materiali per simulare acciaio, c.a. (con metodi FEMA, Eurocodice 8 e NTC) e muratura (con metodo SAM, descritto dal Prof. Magenes). Come unica ed originale opzione, Midas Gen prevede di valutare, alternativamente alle cerniere plastiche, la schematizzazione di travi e pilastri a fibre con formulazione “force based” secondo la teoria di Spacone e Filippou (Berkeley), assolutamente performante (in termini di convergenza e

rapidità) rispetto alle comuni analisi a fibre nel tradizionale metodo degli spostamenti.

4.2 Schematizzazione strutturale e criterio di calcolo delle sollecitazioni



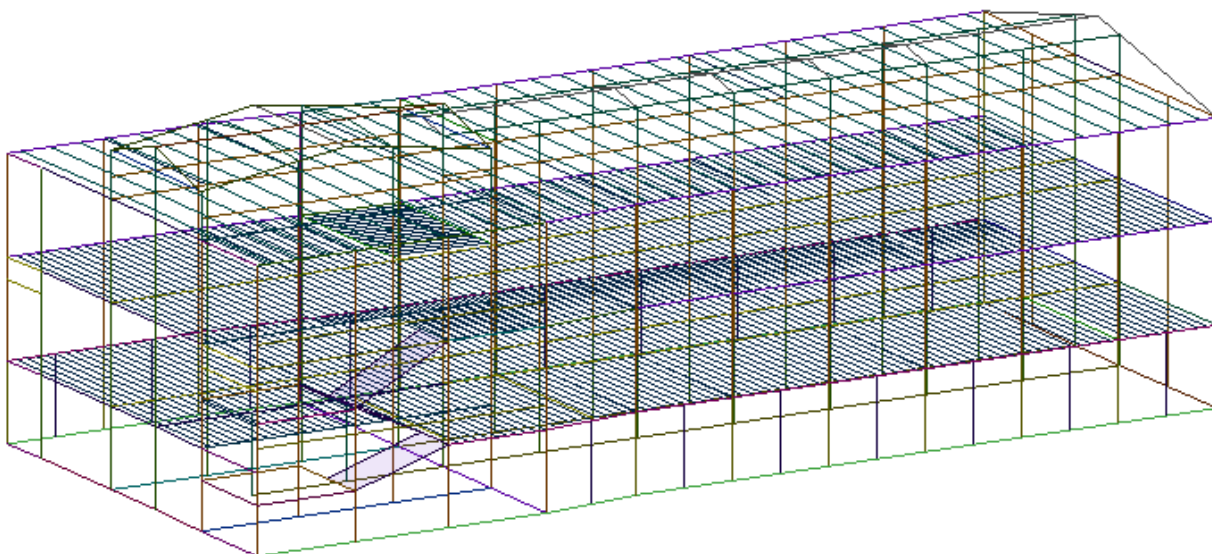
Gli elementi dell'impianto strutturale del fabbricato sono stati modellati e semplificati con il metodo agli elementi finiti così da poter ottenere le sollecitazioni elementari agenti su di essi e verificarne la loro consistenza.

Il comportamento del terreno e le sue reazioni di contatto vengono assunte come suolo elastico alla Winkler. Questa teoria è basata sul presupposto che il suolo, in un punto generico, ceda proporzionalmente al valore che la componente normale della forza superficiale assume nel punto stesso; il cedimento è elastico, ed indipendente dalla forza esercitata negli altri punti. Dal punto di vista fisico, il mezzo alla Winkler può essere assimilato ad un letto di molle elastiche mutuamente indipendenti, o meglio a un liquido di peso specifico k nel quale la fondazione galleggia.

Le travi ed i pilastri sono stati modellati con elementi beam e sono state assegnate sia le caratteristiche geometriche (sezioni) sia quelle materiche (materiali).

4.3 Dati

4.3.1 Modello base

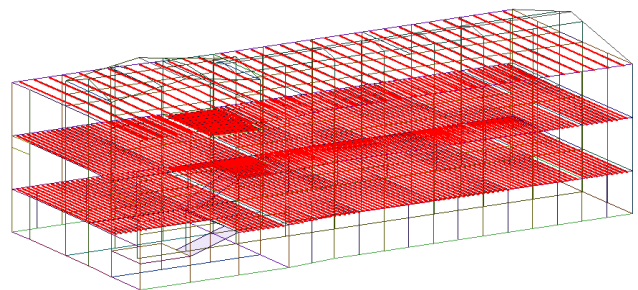
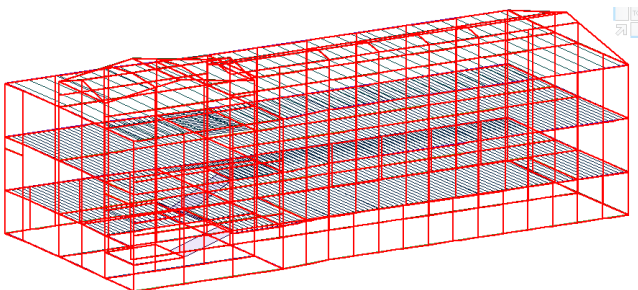
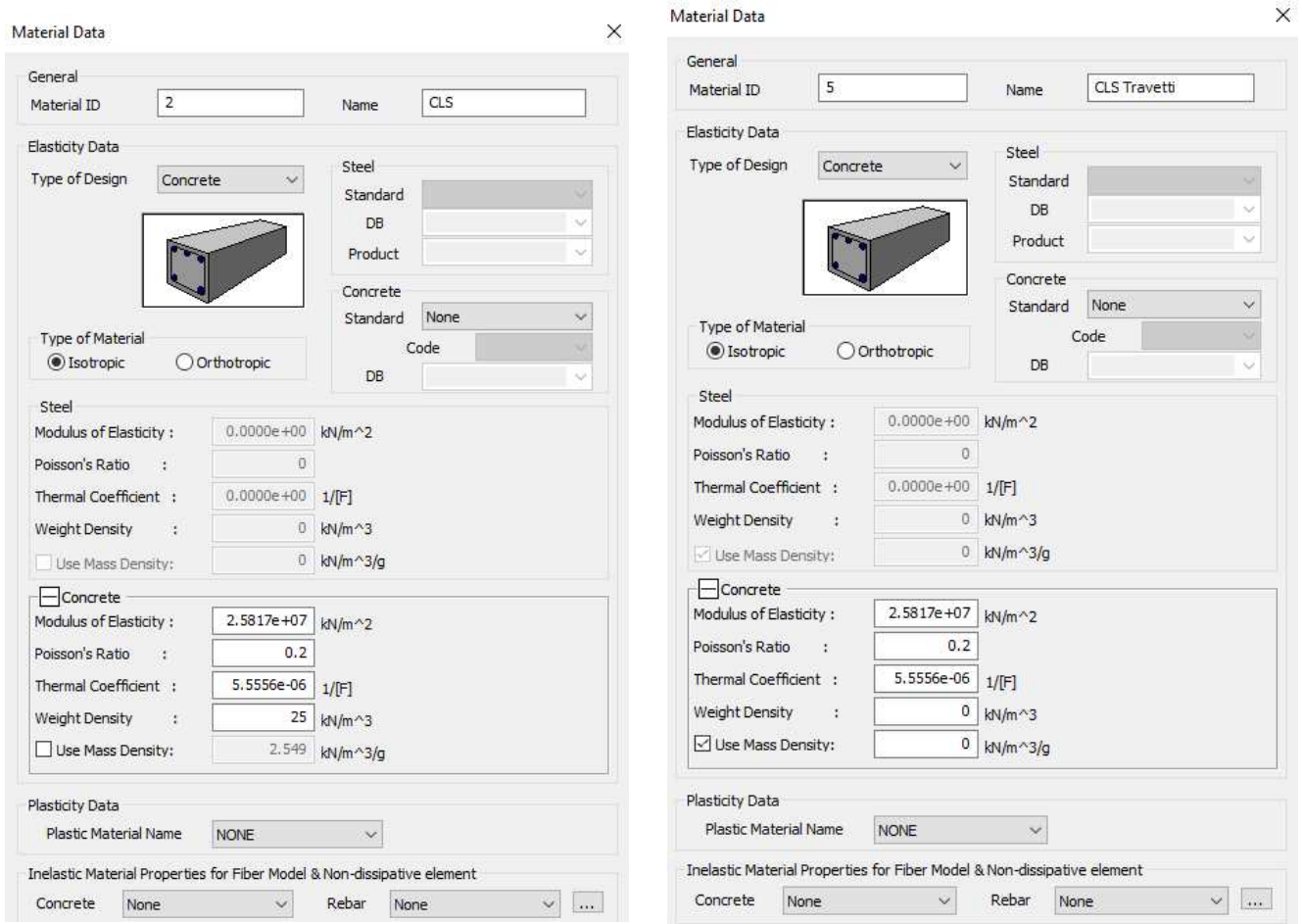


Come primo cosa la modellazione del telaio avviene importando il modello tridimensionale della struttura dal programma di disegno Autocad al software Midas Gen tramite un file in formato .dxf(Drawing Exchange File).

Come già detto la struttura è composta da aste, cioè *beam*, monodimensionali a cui verranno poi assegnati i materiali e le rispettive sezioni. Per quanto riguarda tamponature e tramezzi, la norma afferma che *“nella definizione del modello, gli elementi non strutturali non appositamente progettati come collaboranti possono essere rappresentati unicamente in termini di massa; il loro contributo al comportamento del sistema strutturale in termini di rigidità e resistenza sarà considerato solo qualora abbia effetti negativi ai fini della sicurezza”*.

4.3.2 Materiali

Una volta definito il modello base sono stati introdotti i materiali e in particolare sappiamo che la struttura è interamente in c.a., perciò sono stati definiti due tipi di “concrete”:



4.3.3 Sezioni

Dopodichè ad ogni elemento del corpo L è stata attribuita l'appropriata sezione di determinate forma e dimensioni:

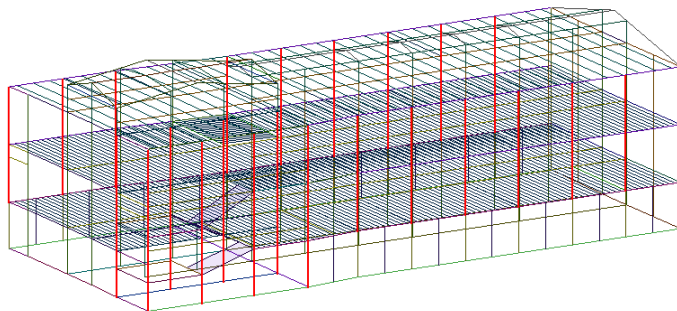
ID	Name	Type	Shape
1	P 30x50	User	SB
5	P 30x40	User	SB
6	P 50x30	User	SB
8	P 30x30	User	SB
12	P 40x30	User	SB
13	P 30x60	User	SB
14	P 30x100	User	SB
30	T 50x28	User	SB
31	T 30x40	User	SB
44	T. 28x40	User	SB
45	T. 30x50	User	SB
46	T. 40x40	User	SB
48	T. 25x69	User	SB
50	T 8	User	T

ID	Name	Type	Shape
53	T. 30x60	User	SB
58	T. 40x28	User	SB
60	L. 4	User	SB
65	T. 30x85	User	SB
66	T. 28x60	User	SB
67	T. 28x80	User	SB
68	L. 5	User	L
69	T. 45x102	User	SB
70	L. 6	User	SB
71	L. 7	User	L
82	Trave scala 15x50	User	SB
84	T. 26x30	User	SB
85	T. 48x30	User	SB
86	T. 30x36	User	SB

ID	Name	Type	Shape
87	L. 8	User	SB
89	T. 29x30	User	SB
90	P angolare liceo	User	SB
91	T. 15x99	User	SB
100	T. 15x40	User	SB
101	T. 30x30	User	SB
102	T. 30x12	User	SB
140	Trave di fondazione L1	User	UDT
141	Trave di fondazione L2	User	UDT
142	Trave di fondazione L3	User	UDT
143	Trave di fondazione L4	User	UDT
144	Trave di fondazione L5	User	UDT
145	Trave di fondazione L6	User	SB
146	Trave di fondazione L7	User	UDT

147	Trave di fondazione L8	User	UDT
148	Trave di fondazione L9	User	UDT
152	Beam nullo	User	SB
176	T di raccordo 30x12	User	SB
177	P. 18x40	User	SB
178	Travetto	User	SB

Esempio pilastro 50x30:



DB/User

Section ID: Solid Rectangle

Name: User DB AISC10(US)

Sect. Name:

Built-Up Section

Get Data from Single Angle

DB Name:

Sect. Name:

H: m

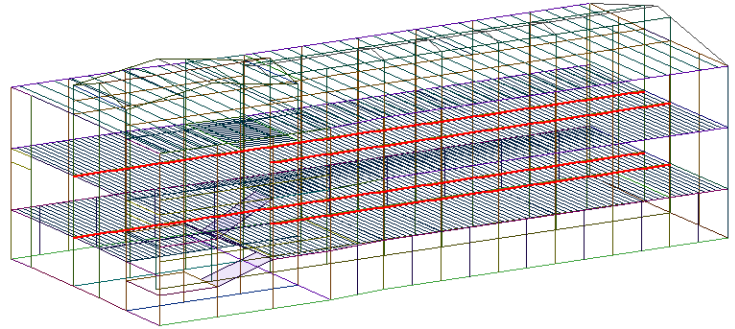
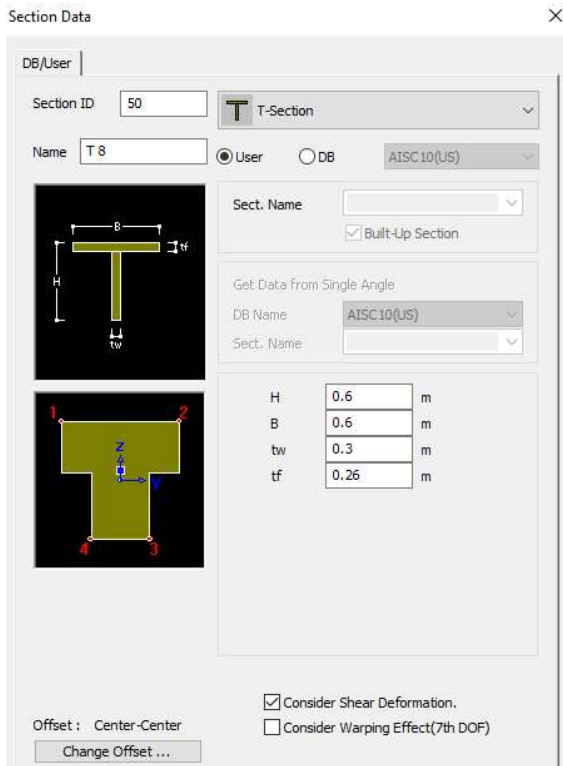
B: m

Consider Shear Deformation.

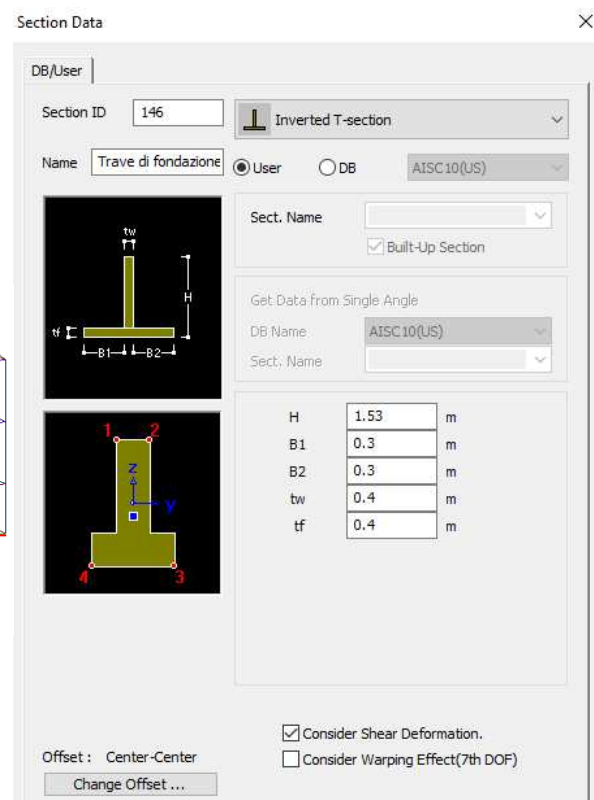
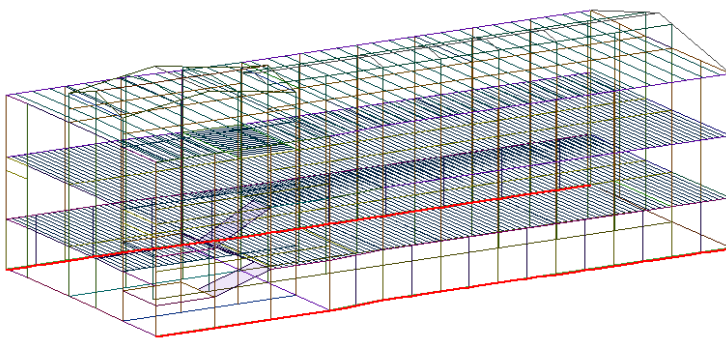
Consider Warping Effect(7th DOF)

Offset: Center-Center Change Offset ...

Esempio trave T 8:



Esempio trave di fondazione:



Nella definizione delle sezioni degli elementi strutturali si è fatto riferimento al materiale a disposizione, nonché gli elaborati strutturali di progetto. A partire da questi si è operato considerando un confronto tra quello riportato nelle tavole e quanto raccolto attraverso un accurato rilievo e la campagna diagnostica. Laddove le dimensioni degli elementi strutturali riportate negli esecutivi dell'epoca risultavano differenti da quelle riscontrate durante i sopralluoghi si è optato considerando la misura riscontrata durante il rilievo. Tali anomalie sono state riscontrate in pochi elementi strutturali tanto che la maggiorparte di essi presenta dimensioni pari a quelle riportate negli elaborati a disposizione.

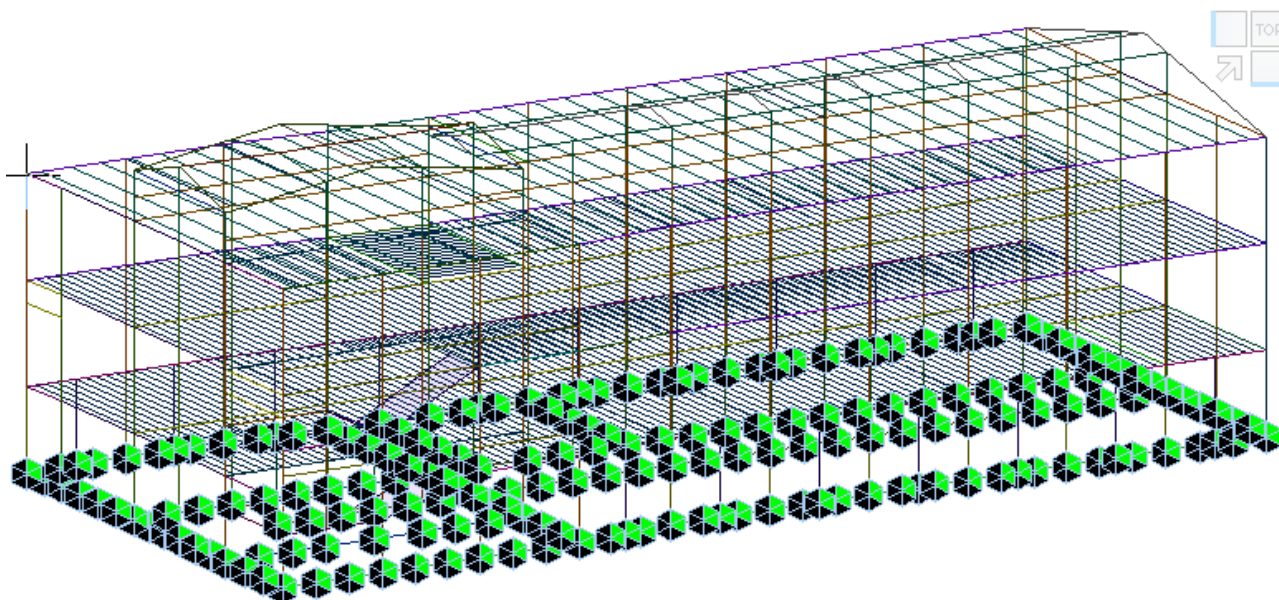
4.3.4 Fondazioni e vincoli

Come riportato al capitolo §8.3 delle NTC, *“Qualora sia necessario effettuare la valutazione della sicurezza della costruzione, la verifica del sistema di fondazione è obbligatoria solo se sussistono condizioni che possano dare luogo a fenomeni di instabilità globale o se si verifica una delle seguenti condizioni:*

- *Nella costruzione siano presenti importanti dissesti attribuibili a cedimenti delle fondazioni o dissesti della stessa natura si siano prodotti nel passato*
- *Siano possibili fenomeni di ribaltamento e/o scorrimento della costruzione per effetto: di condizioni morfologiche sfavorevoli, di modificazioni apportate al profilo del terreno in prossimità delle fondazioni, delle azioni sismiche di progetto;*
- *Siano possibili fenomeni di liquefazione del terreno di fondazione dovuti alle azioni sismiche di progetto”*

Non essendovi delle particolari condizioni per le quali si possano verificare fenomeni di instabilità globale non sarà eseguita una verifica della fondazione. Ai fini della modellazione esse sono state comunque modellate nel software di calcolo al fine di restituire un modello quanto più vicino

possibile alla realtà. Nella modellazione delle stesse si è fatto riferimento agli elaborati esecutivi dell'epoca di costruzione.

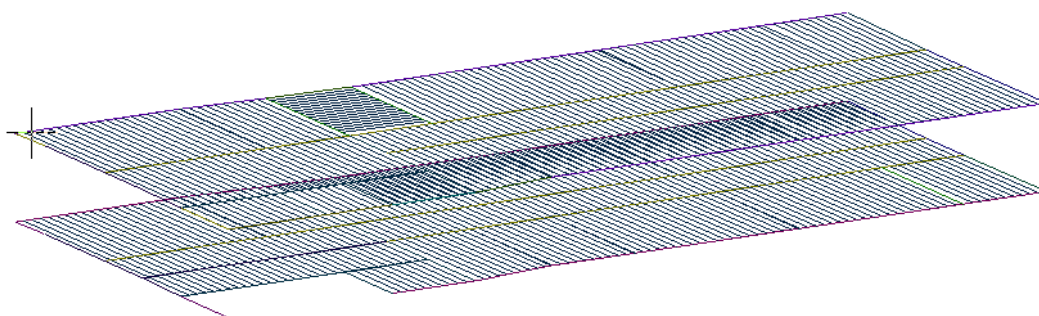


4.3.5 Solai

Ai fini della modellazione, la circolare 2019 specifica che *“Gli orizzontamenti devono essere dotati di opportuna rigidezza e resistenza nel piano e essere collegati in maniera efficace alle membrature verticali che li sostengono, affinché possano assolvere la funzione di diaframma rigido ai fini della ripartizione delle forze orizzontali tra le membrature verticali stesse. Particolare attenzione va posta quando abbiano forma molto allungata o comunque non compatta; in quest’ultimo caso, occorre valutare se le aperture presenti, specie se localizzate in prossimità dei principali elementi resistenti verticali, non riducano significativamente la rigidezza.”*

Nel campo delle analisi sismiche degli edifici esistenti un aspetto molto importante da valutare è la presenza di un piano rigido. In particolare, è necessario definire se il comportamento del solaio di interpiano possa essere considerato come rigido o meno. A tal proposito la norma afferma che *“A meno di specifiche valutazioni e purchè le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in*

calcestruzzo armato, oppure in latero-cemento con soletta in calcestruzzo armato di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in calcestruzzo armato di almeno 50 mm di spessore collegata agli elementi strutturali in acciaio o in legno da connettori a taglio opportunamente dimensionati.” Nel nostro caso non è stata riscontrata la presenza di una soletta armata e quindi come riportato nella circolare “Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano se, modellandone la deformabilità nel piano, le variazioni degli spostamenti di tutti i punti appartenenti al piano in esame non differiscono tra loro per più del 10%. [...] Quando gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano le masse e le inerzie rotazionali di ogni piano possono essere concentrate nel suo centro di gravità.”



4.3.6 Terreni

L'interazione tra terreno e struttura avviene mediante schematizzazione alla Winkler e non è stato necessario adottare altri modelli per il terreno.

4.3.7 Carichi statici e combinazioni

Casi di carico: ***** LOAD CASE DATA**

NO	NAME	TYPE	SELF WEIGHT FACTOR			DESCRIPTION
			X	Y	Z	
1	Gk1	D	0.000	0.000	-1.000	Carichi permanenti strutturali
2	Gk2	D	0.000	0.000	0.000	Carichi permanenti non strutturali
3	Qk1	L	0.000	0.000	0.000	Accidentali scuola
4	Qk2	L	0.000	0.000	0.000	Accidentali scala e balcone
5	Qkm	S	0.000	0.000	0.000	Carico neve
6	Tamponatura	D	0.000	0.000	0.000	Tamponatura
7	Tramezzatura	D	0.000	0.000	0.000	Tramezzatura
8	Gk1 Scala	D	0.000	0.000	0.000	Scala Solaio
9	Qneve	S	0.000	0.000	0.000	

Combinazioni di carico:

*** LOAD COMBINATION DATA

** GENERAL

NO	NAME	TYPE	ACTIVE	DESCRIPTION
1	gLCB1	Add	ACTIVE	1.3D + 1.5(1.0Qk1)
2	gLCB2	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)+SU X(ES))+0.3(1.00) (SU Y(RS)+SU ...
3	gLCB3	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)-SU X(ES))+0.3(1.00) (SU Y(RS)-SU ...
4	gLCB4	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)+SU X(ES))-0.3(1.00) (SU Y(RS)+SU ...
5	gLCB5	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)-SU X(ES))-0.3(1.00) (SU Y(RS)-SU ...
6	gLCB6	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)+SU Y(ES))+0.3(1.00) (SU X(RS)+SU ...
7	gLCB7	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)-SU Y(ES))+0.3(1.00) (SU X(RS)-SU ...
8	gLCB8	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)+SU Y(ES))-0.3(1.00) (SU X(RS)+SU ...
9	gLCB9	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)-SU Y(ES))-0.3(1.00) (SU X(RS)-SU ...
10	gLCB10	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)+SU X(ES))+0.3(1.00) (SU Y(RS)-SU ...
11	gLCB11	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)-SU X(ES))+0.3(1.00) (SU Y(RS)+SU ...
12	gLCB12	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)+SU X(ES))-0.3(1.00) (SU Y(RS)-SU ...
13	gLCB13	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)-SU X(ES))-0.3(1.00) (SU Y(RS)+SU ...
14	gLCB14	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)+SU Y(ES))+0.3(1.00) (SU X(RS)-SU ...
15	gLCB15	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)-SU Y(ES))+0.3(1.00) (SU X(RS)+SU ...
16	gLCB16	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)+SU Y(ES))-0.3(1.00) (SU X(RS)-SU ...
17	gLCB17	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) + 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)-SU Y(ES))-0.3(1.00) (SU X(RS)+SU ...
18	gLCB18	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)+SU X(ES))+0.3(1.00) (SU Y(RS)+SU ...
19	gLCB19	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)-SU X(ES))+0.3(1.00) (SU Y(RS)-SU ...
20	gLCB20	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)+SU X(ES))-0.3(1.00) (SU Y(RS)+SU ...
21	gLCB21	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)-SU X(ES))-0.3(1.00) (SU Y(RS)-SU ...
22	gLCB22	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)+SU Y(ES))+0.3(1.00) (SU X(RS)+SU ...
23	gLCB23	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)-SU Y(ES))+0.3(1.00) (SU X(RS)-SU ...
24	gLCB24	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)+SU Y(ES))-0.3(1.00) (SU X(RS)+SU ...
25	gLCB25	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)-SU Y(ES))-0.3(1.00) (SU X(RS)-SU ...
26	gLCB26	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)+SU X(ES))+0.3(1.00) (SU Y(RS)-SU ...
27	gLCB27	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)-SU X(ES))+0.3(1.00) (SU Y(RS)+SU ...
28	gLCB28	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)+SU X(ES))-0.3(1.00) (SU Y(RS)-SU ...
29	gLCB29	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU X(RS)-SU X(ES))-0.3(1.00) (SU Y(RS)+SU ...
30	gLCB30	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)+SU Y(ES))+0.3(1.00) (SU X(RS)-SU ...
31	gLCB31	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)-SU Y(ES))+0.3(1.00) (SU X(RS)+SU ...
32	gLCB32	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)+SU Y(ES))-0.3(1.00) (SU X(RS)-SU ...
33	gLCB33	Add	ACTIVE	1.0D + 1.0(0.6Qk1) - 1.0(1.0(1.00) (SU Y(RS)-SU Y(ES))-0.3(1.00) (SU X(RS)+SU ...
34	gLCB34	Add	ACTIVE	1.0D + (1.0Qk1)
35	gLCB35	Add	ACTIVE	1.0D + (0.5Qk1)
36	gLCB36	Add	ACTIVE	1.0D + (0.6Qk1)

Tutte le combinazioni di carico vengono raggruppate per famiglia di appartenenza ed ogni riga contiene i coefficienti moltiplicatori della combinazione applicati alle rispettive condizioni di carico.

Combinazioni 1-3 SLU

Combinazioni 4-35 SLV

Combinazioni 36-37 Involuppo delle combinazioni

Carichi superficiali: sono stati definiti differenti floor loads e in particolare:

1. Solaio Tipo Aule
2. Solaio Sottotetto
3. Solaio Tipo Spazi Comuni

5.1 Tipi di analisi

Ai fini della valutazione di sicurezza, occorre confrontare la domanda con la capacità della struttura e tale domanda può essere valutata utilizzando una delle modellazioni descritte in precedenza nonché uno fra i metodi di analisi illustrati dalla norma. Possiamo, in generale, distinguere più tipi di analisi:

- Lineare o non lineare
- Statica o dinamica

La norma descrive bene le differenze tra tali metodi al §7.3:

Analisi lineare

“Nel caso di analisi lineare la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento q . I valori attribuibili a q variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all’entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.” Tale analisi è utilizzata sia per un comportamento strutturale non dissipativo che dissipativo e *“In entrambi i casi, la domanda sismica è calcolata, quale che sia la modellazione utilizzata per l’azione sismica, riferendosi allo spettro di progetto ottenuto per ogni stato limite assumendo per il fattore di comportamento q , i limiti riportati nella tabella 7.3.I con i valori dei fattori di base q_0 riportati in Tab. 7.3.II.”*, dove la tabella 7.3.I riguarda anche l’analisi non lineare, mentre la tabella 7.3.II distingue i valori di q_0 in funzione della classe di duttilità di una struttura con comportamento dissipativo:

- CD “A” = classe di duttilità alta, ad elevata capacità dissipativa
- CD “B” = classe di duttilità media, a media capacità dissipativa

Tab. 7.3.I – Limiti su q e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD" A"	CD" B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_w/\alpha_1$	$3,0 \alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)		
Strutture a pannelli	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)		
Strutture intelaiate	$5,0 \alpha_w/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	$2,0 \alpha_w/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	$4,0 \alpha_w/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0

In particolare il valore del fattore di comportamento q da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto delle capacità dissipative del materiale.

“Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite la seguente espressione:

$$q_{lim} = q_0 * K_R$$

, dove:

q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV, i cui massimi valori sono riportati in tabella 7.3.II in dipendenza della Classe di Duttività, della tipologia strutturale, del coefficiente λ di cui al §7.9.2.1 e del rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative tale da rendere la struttura un meccanismo e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione; la scelta di q_0 deve essere esplicitamente giustificata;

K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0,8 per costruzioni non regolari in altezza.”

La norma continua specificando che:

- *“per le costruzioni regolari in pianta, qualora non si proceda a un'analisi non lineare finalizzata alla sua valutazione, per il rapporto α_u/α_1 , possono essere adottati i valori indicati nei paragrafi successivi per le diverse tipologie costruttive.*
- *Per le costruzioni non regolari in pianta, si possono adottare valori di α_u/α_1 pari alla media tra 1,0 e i valori di volta in volta forniti per le diverse tipologie costruttive.*
- *Qualora la domanda in resistenza allo SLV risulti inferiore a quella allo SLD, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo SLD invece che allo SLV. In tal caso il fattore di comportamento allo SLV deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo SLV siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo SLD.*

- Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla CD"B" secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD"B"} \leq 1,5$$

Inoltre al §7.3.3 delle NTC viene riportato che in qualunque tipo di analisi lineare *“si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa. Per gli edifici, gli effetti di tale eccentricità possono essere determinati mediante l'applicazione di carichi statici costituiti da momenti torcenti di valore pari alla risultante orizzontale della forza agente al piano moltiplicata per l'eccentricità accidentale del barcentro delle masse rispetto alla sua posizione di calcolo, determinata come in §7.2.6.”*

Analisi non lineare

L'analisi non lineare viene utilizzata per poter prendere in considerazione anche le non linearità geometriche e del materiale, applicabile a strutture con comportamento sia non dissipativo sia dissipativo.

Analisi statica o dinamica

L'analisi, lineare o non lineare, si distingue poi in statica o dinamica in base al modo con cui viene trattato l'equilibrio:

- analisi statica lineare
- analisi dinamica lineare, o analisi modale con spettro di risposta
- analisi statica non lineare, o analisi di pushover
- analisi dinamica non lineare

Generalmente *“il metodo d'analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica, per comportamenti strutturali sia dissipativi sia non dissipativi, è l'analisi modale”,* dove *“l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto definito al §3.2.3.5.”* Si può utilizzare l'analisi statica lineare *“per le sole*

costruzioni la cui risposta sismica, in ogni direzione principale, non dipenda significativamente dai modi di vibrare superiori." Per valutare gli effetti dell'azione sismica si utilizzano le analisi non lineari, statica o dinamica.

5.2 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare "consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica e può essere effettuata per costruzioni che ripetino i requisiti specifici riportati nei paragrafi successivi, a condizione che il periodo del modo di vibrare principale nella direzione in esame (T_1) non superi $2,5 T_C$ o T_D e che la costruzione sia regolare in altezza.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40 m di altezza e la cui massa sia distribuita in modo approssimativamente uniforme lungo l'altezza, T_1 (in secondi) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale. L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato". Vengono quindi applicate alle masse dell'edificio delle forze di entità:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j}$$

dove:

$$F_h = \frac{S_d(T_1)W\lambda}{g}$$

F_i è la forza da applicare alla massa i -esima

W_i e W_j sono i pesi, rispettivamente, della massa i e della massa j

z_i e z_j sono le quote, rispetto al piano delle fondazioni (v. §3.2.3.1) delle masse i e j

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al §3.2.3.5

W è il peso complessivo della costruzione

λ è un coefficiente pari a 0,85 se $T_1 < 2T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

g è l'accelerazione di gravità.

La circolare afferma che il periodo T_1 del primo modo di vibrare può essere calcolato approssimativamente con la formula:

$$T_1 = C_1 H^{3/4}$$

, dove H è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per costruzioni con struttura a telaio di acciaio e di legno, 0,075 per costruzioni con struttura a telaio di calcestruzzo armato e 0,050 per costruzioni di muratura e per qualsiasi altro tipo di struttura.

Al capitolo C.8.7.2.2.1 della circolare 2019 sulle strutture esistenti, si specifica che valgono le prescrizioni riportate al §7.3.3.2 dalle NTC ma in più occorre rispettare alcune "indicazioni aggiuntive:

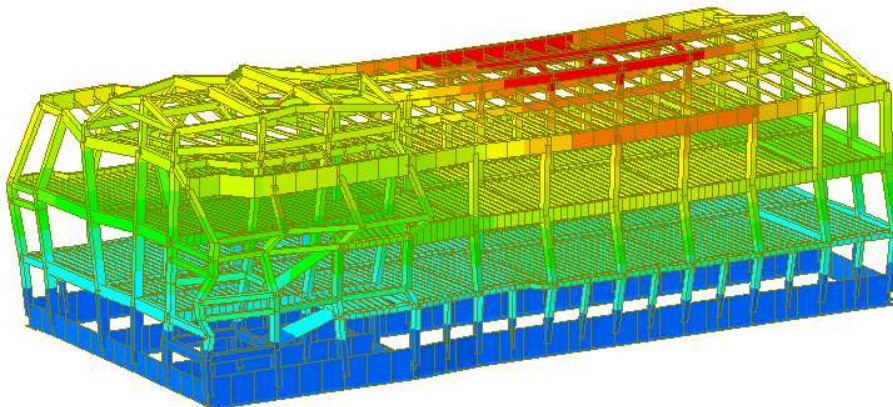
- considerando tutti gli elementi primari della struttura ed indicato, per l' i -esimo di tali elementi, con $\rho_i = \frac{D_i}{C_i}$ il rapporto tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica e il corrispondente momento resistente C_i (valutato in presenza dello sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali), il coefficiente di variazione di tutti i $\rho_i \geq 1$ non deve superare il valore di 0,5;
- la capacità C_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore della corrispondente domanda D_i , quest'ultima calcolata sulla base della capacità degli elementi

duttile adiacenti, se il ρ_i degli elementi/meccanismi fragili è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi, se il ρ_i degli elementi/meccanismi fragili è minore di 1.

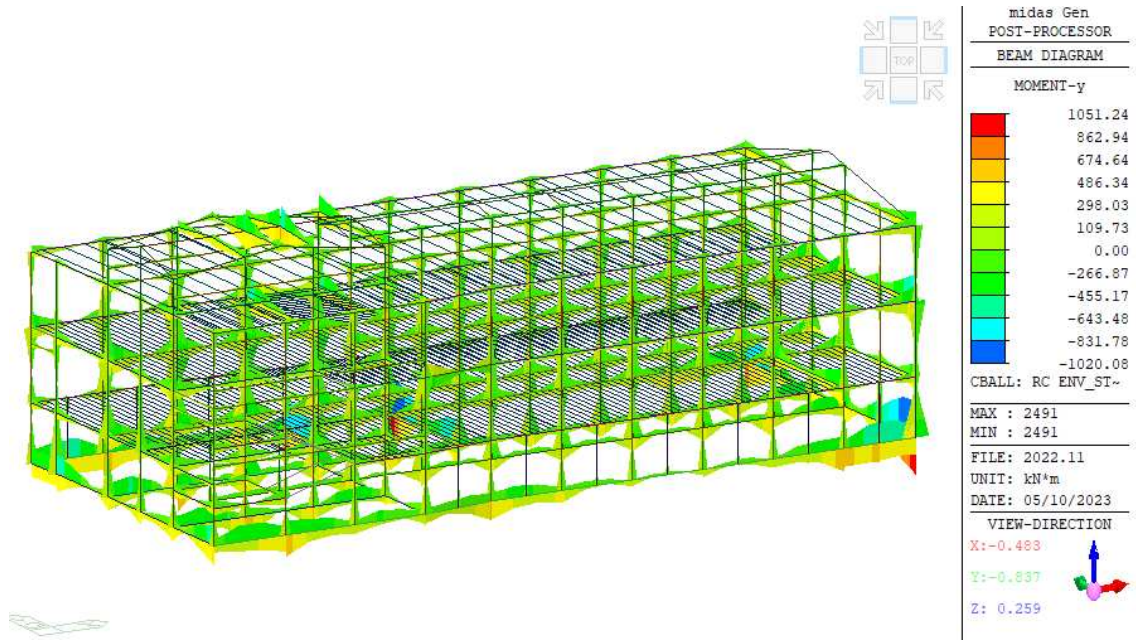
Per quanto riguarda poi il tipo di analisi statica lineare, la circolare afferma che nel caso di analisi con:

- *“spettro elastico, lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al §3.2.3 delle NTC eseguendo l'analisi e la verifica secondo quanto previsto nel §7 per le costruzioni non dissipative.*
- *fattore di comportamento q , è possibile utilizzare lo spettro di progetto assunto il valore del fattore q nel campo fra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità della costruzione in esame nonché delle sollecitazioni delle membrature dovute ai carichi verticali. Le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità. La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi “duttile” del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi “fragili” del fattore di comportamento $q=1,5$. “*

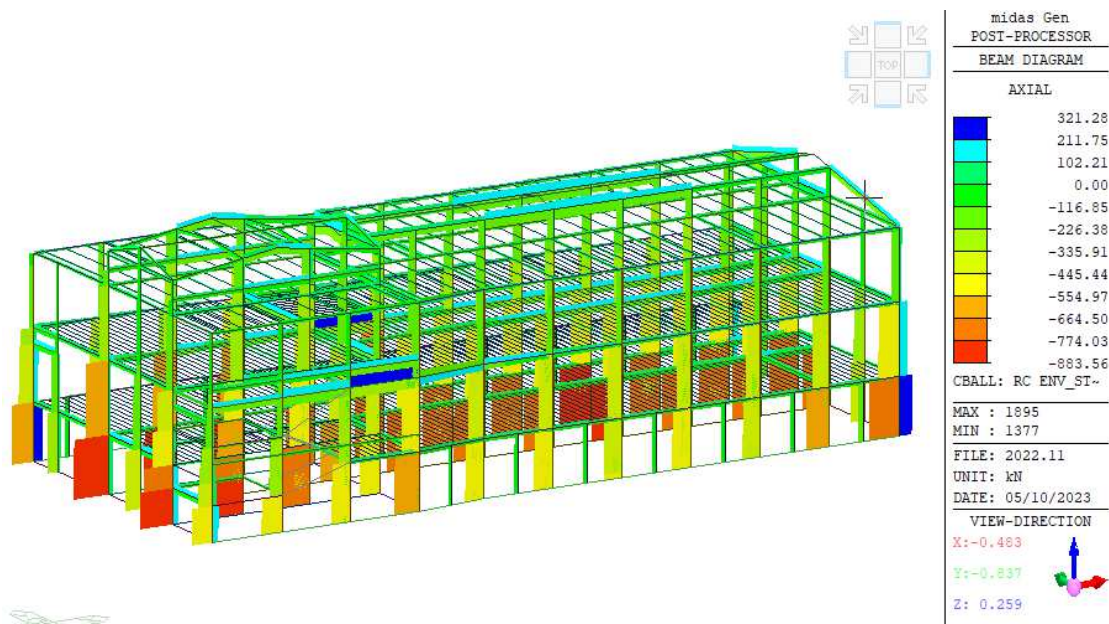
Il corpo L ha questo tipo di deformazione:



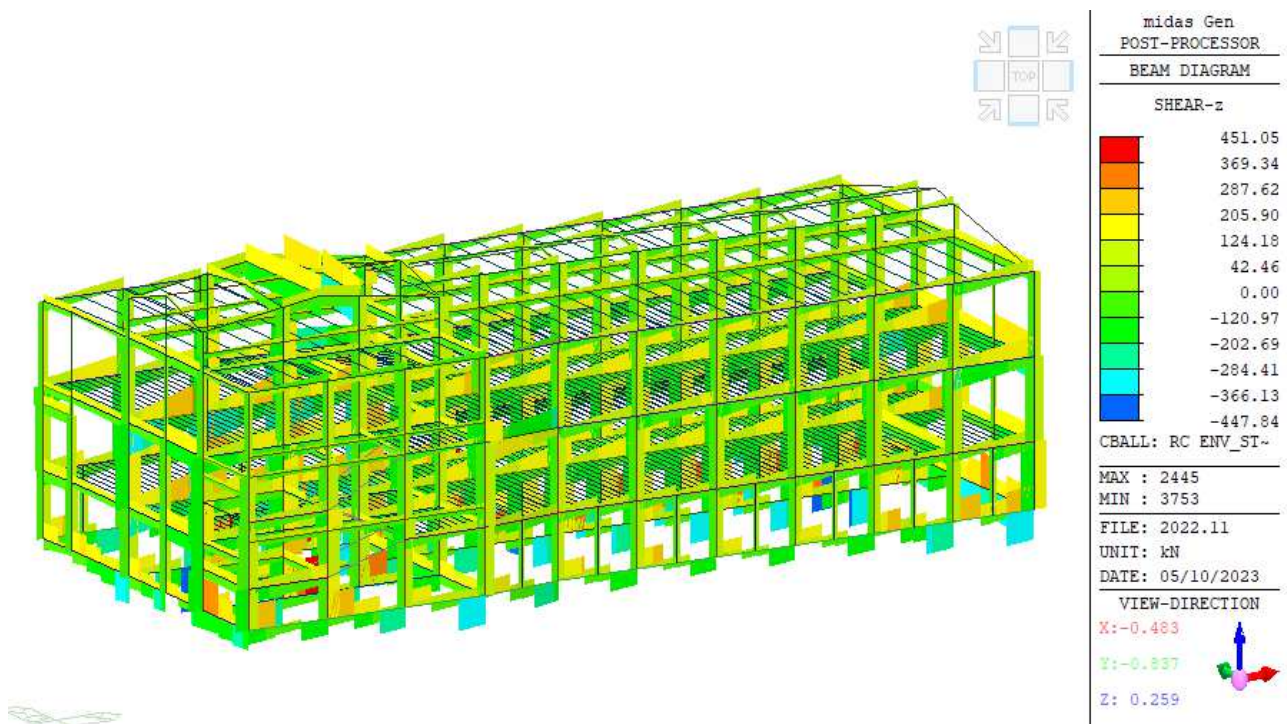
Per quanto riguarda le sollecitazioni risultanti dall'analisi statica lineare si ha:



Momento flettente-My



Sforzo assiale-Fx



Taglio Fy

5.3 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare di una struttura esistente si applica con le modalità indicate nel capitolo 7.3.3.1 delle NTC, quindi come per edifici nuovi, con le stesse modalità elencate per l'analisi statica lineare. In particolare la circolare al C.8.7.2.2.2 specifica che:

“la prima modalità prevede che lo spettro di risposta da impiegare sia quello elastico di cui al §3.2.3 delle NTC e si applica con le stesse modalità di cui all'analisi statica lineare con spettro elastico; la seconda che si faccia riferimento ad uno spettro di progetto, definito nel §3.2.3 delle NTC, utilizzando le precisazioni riportate per l'analisi statica lineare con fattore q.”

L'analisi modale consiste in:

- Determinare i modi di vibrare della costruzione (analisi modale), che come afferma la circolare sono *“una caratteristica propria della struttura, in quanto sono individuati in assenza di forzante, e sono caratterizzati da un periodo proprio di oscillazione T e da un fattore di smorzamento convenzionale ξ , nonché da una forma.”* Per tutti i modi di vibrare si assume $\xi=5\%$.
- Calcolare gli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare
- Combinare gli effetti relativi a ciascun modo di vibrare per valutare la risposta complessiva.

- Telaio N-GdL -

Supponendo di avere un sistema ad N gradi di libertà, con l'analisi modale possiamo ricavare:

- Le frequenze dei modi di vibrare w_i^2 , dove alla pulsazione w_i è legato il periodo di vibrazione $T_i = 2\pi/w_i$
- I modi di vibrare relativi a quella pulsazione w_i , dove si definisce *modo fondamentale di vibrare* quello con periodo più lungo. Generalmente il primo modo è quello più importante a cui partecipa più massa e si considerano principalmente i primi tre modi.

Mediante un'operazione di disaccoppiamento è possibile passare da un sistema con N-GdL ad N sistemi ad 1-GdL, cioè N oscillatori semplici che sono quindi descrivibili mediante gli spettri:

- In pseudoaccelerazione $S_A(T, \xi)$
- In spostamento $S_D(T, \xi)$

Una volta definiti:

- o *Fattore di Partecipazione Modale* la quantità:

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j}^2}$$

con $\phi_{i,j}$ = forma modale dove i = modo di vibrare e j = piano

, tale che generalmente si ha $\Gamma_1 > \Gamma_2 > \Gamma_3 > \dots > \Gamma_N$

○ *Spostamento del modo i-esimo* la quantità:

$$v_i(t) = \frac{z_i(t)}{\Gamma_i}$$

, allora la soluzione dell'analisi modale è data dallo *spostamento dell'i-esimo modo*:

$$u_i(t) = \phi_i \cdot z_i(t) = \phi_i \cdot v_i(t) \cdot \Gamma_i$$

, dove ϕ_i indica la *forma modale* del modo di vibrare

$v_i(t)$ indica *come oscilla* il modo

Γ_i indica *quanto conta* quel modo

, da cui lo *spostamento totale di piano* vale:

$$u(t) = \sum_{i=1}^N u_i(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i z_i(t) = \sum_{i=1}^N \phi_i v_i(t) \Gamma_i$$

Nota la soluzione del problema sismico possiamo ricavare:

- Le *forze statiche equivalenti* $F_{se}(t)$ che sono quelle forze da applicare per ottenere lo spostamento $u(t)$ e sono uguali e opposte alle forze di richiamo elastico $F_s(t)$, cioè quelle che tendono a far tornare la struttura nella condizione iniziale:

$$F_{se}(t) = -F_s(t) = ku(t) = \sum_{i=1}^N k \phi_i v_i(t) \Gamma_i$$

Definita la *pseudoaccelerazione del modo i-esimo* come:

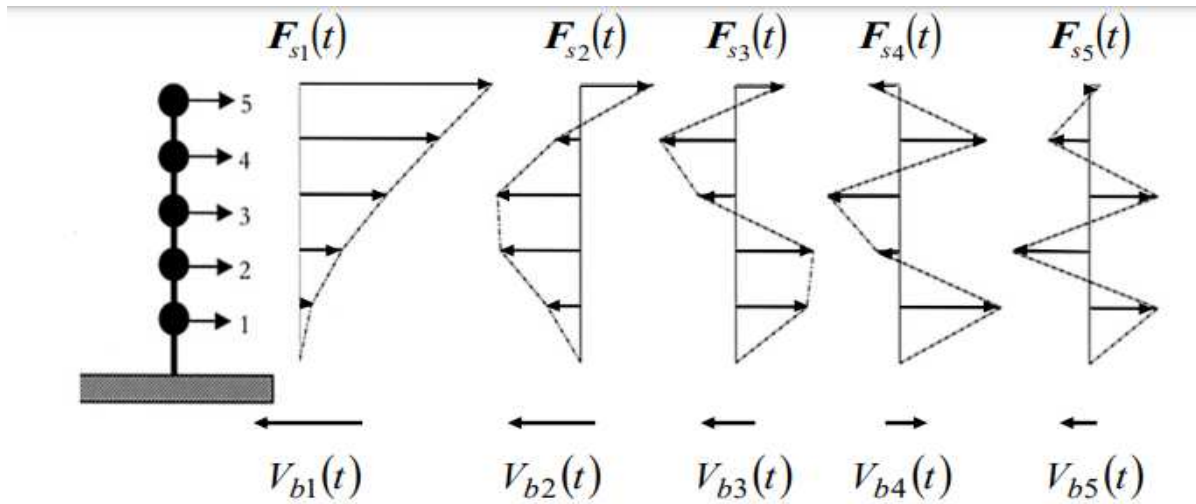
$$A_i(t) = w_i^2 v_i(t)$$

, allora si ha:

$$F_{se}(t) = \sum_{i=1}^N A_i(t) M \phi_i \Gamma_i = \sum_{i=1}^N F_{se_i}(t)$$

con $F_{se_i}(t) = A_i(t) M \phi_i \Gamma_i =$ *forza statica equivalente del modo i –esimo* e se j è il piano allora:

$F_{se_{i,j}}(t) = m_j \phi_{i,j} \Gamma_i A_i(t) =$ *forza statica equivalente del modo i –esimo al j –esimo piano.*



- Il *taglio alla base* $V_{b,i}(t)$ del modo i -esimo che è pari alla somma delle forze statiche equivalenti di ogni piano j :

$$V_{b,i}(t) = \sum_{j=1}^N F_{se_{i,j}}(t) = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j} A_i(t) \Gamma_i$$

, ma $\Gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j}^2}$ e quindi:

$$V_{b,i}(t) = \sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j} A_i(t) \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j}^2} = \sum_{j=1}^N A_i(t) \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j}^2} = M_i A_i(t)$$

, dove si definisce *massa partecipante all' i -esimo modo* la quantità:

$$M_i = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j}^2} = \Gamma_i \sum_{j=1}^N m_j \phi_{i,j}$$

La somma dei tagli dei singoli modi ci dà il *taglio alla base totale*:

$$V_b(t) = \sum_{i=1}^N V_{b,i}(t) = \sum_{i=1}^N M_i A_i(t)$$

Poiché a noi non interessa l'intera storia temporale ma solo i valori massimi di forze statiche e tagli alla base, allora nota la pulsazione ω_i del modo i -esimo e dunque il periodo T_i possiamo lavorare direttamente sugli spettri:

- Si ottiene lo spostamento massimo dallo spettro in spostamento
 $S_D(T_i, \xi_i) = V_{i,max}$
- Si ha invece la pseudoaccelerazione massima del modo i -esimo dallo spettro in pseudoaccelerazione $S_A(T_i, \xi_i) = A_{i,max}$

, dove è stato assunto uno smorzamento pari al 5%.

Di conseguenza sostituendo le ordinate spettrali otteniamo spostamenti, forze statiche equivalenti e tagli alla base massimi:

$$u_{i,max} = \phi_i \Gamma_i v_{i,max} = \phi_i \Gamma_i S_D(T_i, \xi_i)$$

$$V_{b,i,max} = M_i A_{i,max} = M_i S_A(T_i, \xi_i)$$

$$F_{se i,j,max} = m_j \phi_{i,j} \Gamma_i A_i(t) = \frac{m_j \phi_{i,j}}{\sum_{i=1}^N m_j \phi_{i,j}} M_i S_A(T_i, \xi_i) = \frac{m_j \phi_{i,j}}{\sum_{i=1}^N m_j \phi_{i,j}} V_{b,i} = a_{ij} V_{b,i}$$

In realtà però i valori massimi non sono contemporanei in tutti i modi di vibrare e la combinazione degli effetti non può essere effettuata con una semplice somma perché la somma non corrisponderebbe con il valore totale:

$$\sum u_{i,max} \neq u_{max}$$

$$\sum F_{simax} \neq F_{smax}$$

$$\sum V_{bimax} \neq V_{bmax}$$

Per tale motivo si ricorre alle *Regole di Combinazione Modale*, in cui le grandezze di nostro interesse come spostamenti, forze statiche equivalenti e tagli alla base vengono indicate con la lettera E. Sono due i metodi che si possono adottare:

- Il metodo SRSS che consiste nel sommare i quadrati degli effetti tale che l'effetto totale vale:

$$E = \sqrt{\sum_i E_i^2}$$

È un metodo però che si può utilizzare solo se i modi sono sufficientemente lontani tra loro, ovvero indipendenti.

- la regola di combinazione quadratica completa CQC=Complete Quadratic Combination, che è quella suggerita dalla norma e si adotta quando i modi di vibrare non si possono considerare indipendenti. In tal caso l'effetto totale è dato da:

$$E = \sqrt{\sum_j \sum_i \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

con:

E_j valore dell'effetto relativo al modo j

ρ_{ij} coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j , calcolato con formule di comprovata validità quale:

$$\rho_{ij} = \frac{8\sqrt{\xi_i \cdot \xi_j} \cdot (\beta_{ij} \cdot \xi_i \cdot \xi_j) \cdot \beta_{ij}^{3/2}}{(1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4 \cdot \xi_i \cdot \xi_j \cdot \beta_{ij} (1 + \beta_{ij}^2) + 4 \cdot (\xi_i^2 + \xi_j^2) \cdot \beta_{ij}^2}$$

ξ_{ij} smorzamento viscoso dei modi i e j

β_{ij} rapporto tra l'inverso dei periodi di ciascuna coppia i - j di modi

Se i modi hanno tutti lo stesso smorzamento l'espressione diventa:

$$\rho_{ij} = \frac{8\xi^2 \beta_{ij}^{3/2}}{(1 + \beta_{ij}) \cdot [(1 - \beta_{ij})^2 + 4 \cdot \xi^2 \beta_{ij}]}$$

con $0 \leq \rho_{ij} \leq 1$

$$\beta_{ij} = w_i/w_j = T_j/T_i$$

T_j = periodo del modo j

T_i = periodo del modo i

$$\xi_i = \xi_j = \xi$$

La normativa NTC dice che "devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%", trascurando quindi i modi meno significativi in termini di massa partecipante. In particolare occorre che :

$$\sum_{i=1}^N \lambda_i \geq 0,85$$

$$\lambda_i \geq 0,05$$

La norma dà anche la possibilità di sostituire l'analisi modale con un altro tipo di analisi, detta *analisi statica equivalente*, che va a considerare solamente il primo modo di vibrare ed in particolare devono essere rispettate tre condizioni:

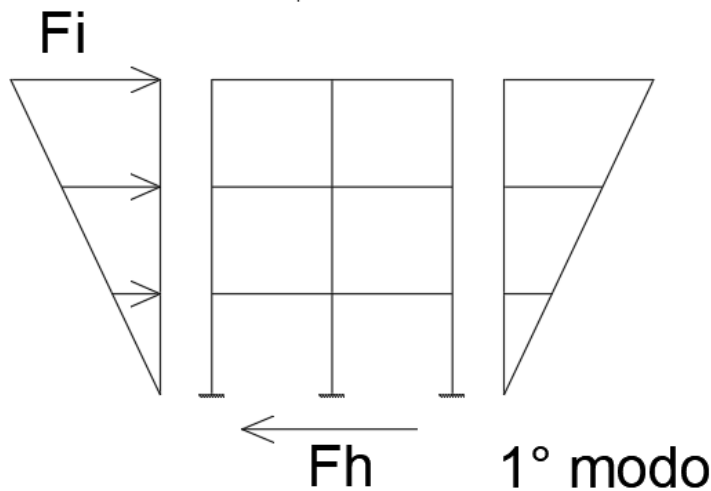
1. $\lambda_1 \geq 0,85$

2. $T_1 \leq \begin{cases} 2,5T_c \\ T_D \end{cases}$, dove $T_1 = 2\sqrt{d}$ con d =spostamento laterale elastico in testa
3. Struttura regolare in altezza

Noto quindi T_1 , si trova l'ordinata dello spettro di progetto $S_d(T_1, \xi_1)$ e quindi il taglio alla base:

$$F_h = V_{b,1_{max}} = \frac{\lambda_1 W_{tot} S_d(T_1, \xi_1)}{g}$$

, dove λ_1 è il fattore di partecipazione del 1° modo, che vale 0,85 se ho almeno 3 piani e $T_1 < 2T_c$, mentre vale 1 in tutti gli altri casi;



W_{tot} = peso totale della costruzione.

Dai tagli di piano si ottengono le forze di piano, che nel caso di masse uguali in tutti i piani valgono:

$$F_i = F_h \cdot \frac{z_i}{\sum z_j}$$

con z_i e z_j pari alle quote delle masse i e j rispetto al piano di fondazione

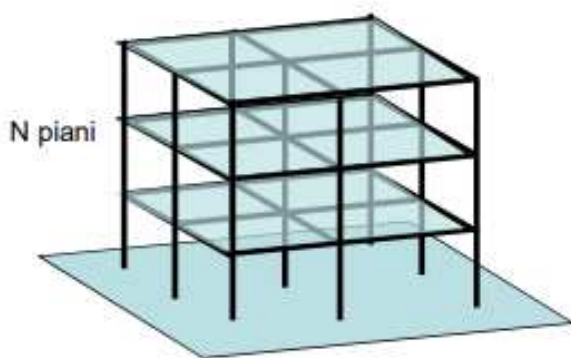
F_i è la forza da applicare alla massa i -esima.

La forma delle forze di piano è lineare esattamente come la forma del primo modo di vibrare. Note le forze di piano è possibile ricavare gli spostamenti in testa ad esse dovuti, ricalcolare il periodo T^* con il nuovo valore di d ed entrare con tale valore nello spettro per poter ricavare in conclusione un sistema di forze ridotte F_i .

Si nota che:

- Si usa lo spettro di risposta elastico S_{Ae} per sistemi non dissipativi
- Si usa lo spettro di progetto S_d , cioè quello elastico ridotto del fattore di struttura, per sistemi dissipativi.

- Telaio 3N-GdL -



Volendo estendere il caso di un telaio bidimensionale ad N-GdL a quello di una struttura tridimensionale a 3N-GdL, in tal caso avremo sia N piani sia N masse che hanno la possibilità di compiere 3 tipi di movimento:

1. Traslazione nella direzione x
2. Traslazione nella direzione y
3. Rotazione attorno a z

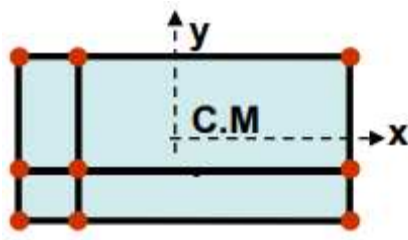
Le ipotesi che si adottano nel caso di telaio tridimensionali sono principalmente due:

- Impalcato infinitamente rigido nel proprio piano, che significa che tutti i punti subiscono lo stesso spostamento nel momento in cui l'impalcato viene investito da forze di piano, senza causare una variazione della forma
- Massa concentrata a livello di piano

Si definisce *centro di massa C.M.* il baricentro delle masse di piano m_j in cui vado a concentrare tutta la massa del piano:

$$M = \sum m_j$$

, dove le masse considerate sono solai, travi, pilastri e le tamponature da metà piano inferiore a metà piano superiore.



Al centro di massa è associato un momento di inerzia rotazionale I_M pari a:

$$I_M = \sum m_k (x_{k\text{C.M.}}^2 + y_{k\text{C.M.}}^2)$$

, dove sono le coordinate della generica massa m_k rispetto al centro di massa dove è posta l'origine del sistema di riferimento.

Per eseguire l'analisi modale su un edificio 3D occorre avere a disposizione:

- la matrice delle masse M
- la matrice delle rigidezze K

, con cui possiamo poi ricavare:

- le frequenze dei modi di vibrare w_i^2 con $i=1 \dots 3N$
- i $3N$ modi di vibrare ϕ_i

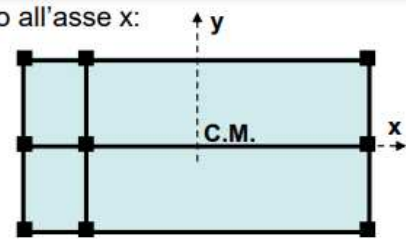
Tramite il disaccoppiamento passiamo da 1 sistema con $3N$ -GdL a 3 sistemi a N -GdL, perciò per ogni sistema avrò periodo, frequenza e N modi di vibrare. A seconda della simmetria o meno dell'edificio, tali modi di vibrare possono essere:

- *Puri*, se sono disaccoppiati e quindi possiamo avere N modi puramente traslazionali in x , N puramente traslazionali in y o N puramente torsionali in ϑ
- *Accoppiati*, in caso contrario, dove la massa partecipa in modo significativo in più di una direzione e quindi si può avere ad esempio N modi accoppiati rototraslazionali y - ϑ o x - ϑ o x - y . Si può anche specificare se il modo è prevalente in x , in y o in ϑ .

Quindi ad esempio:

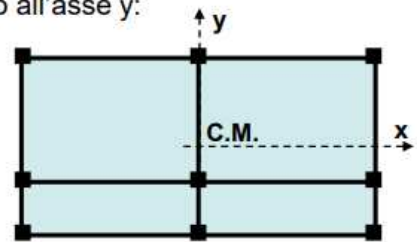
Edificio con telai simmetrici e disposti simmetricamente rispetto all'asse x:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_{yy} & \mathbf{K}_{y\theta} \\ 0 & \mathbf{K}_{\theta y} & \mathbf{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (\text{comportamento accoppiato } y\theta)$$



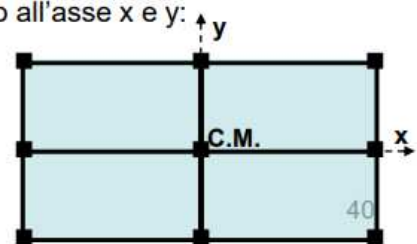
Edificio con telai simmetrici e disposti simmetricamente rispetto all'asse y:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{xx} & 0 & \mathbf{K}_{x\theta} \\ 0 & \mathbf{K}_{yy} & 0 \\ \mathbf{K}_{\theta x} & 0 & \mathbf{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (\text{comportamento accoppiato } x\theta)$$



Edificio con telai simmetrici e disposti simmetricamente rispetto all'asse x e y:

$$\mathbf{K} = \begin{bmatrix} \mathbf{K}_{xx} & 0 & 0 \\ 0 & \mathbf{K}_{yy} & 0 \\ 0 & 0 & \mathbf{K}_{\theta\theta} \end{bmatrix} \quad (\text{comportamento disaccoppiato})$$



Noti i modi di vibrare, possiamo associare ad ognuno di essi:

- Il coefficiente di partecipazione modale Γ_i
- La massa partecipante M_i
- Il fattore di partecipazione modale λ_i

, il tutto per ogni direzione x, y o \mathcal{S} :

$$\Gamma_{i,x} = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{ix,j}}{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{ix,j}^2}$$

$$\Gamma_{i,y} = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{iy,j}}{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{iy,j}^2}$$

$$\Gamma_{i,\theta} = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{i\theta,j}}{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{i\theta,j}^2}$$

$$\tilde{M}_{i,x} = \frac{\left(\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{ix,j} \right)^2}{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{ix,j}^2}$$

$$\tilde{M}_{i,y} = \frac{\left(\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{iy,j} \right)^2}{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{iy,j}^2}$$

$$\tilde{M}_{i,\theta} = \frac{\left(\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{i\theta,j} \right)^2}{\sum_{j=1}^n m_j \varphi_{i\theta,j}^2}$$

$$\lambda_{i,x} = \frac{\tilde{M}_{i,x}}{M_{tot}}$$

$$\lambda_{i,y} = \frac{\tilde{M}_{i,y}}{M_{tot}}$$

$$\lambda_{i,\theta} = \frac{\tilde{M}_{i,\theta}}{M_{tot}}$$

Per valutare il grado di accoppiamento dei modi di vibrare possiamo procedere con due modalità:

1. Calcolando i fattori di partecipazione modale λ_x, λ_y e λ_z . La somma di tutti i valori di λ_x dei vari modi di vibrare deve dare 1, e così vale per λ_y e λ_z . Se in un modo si ha solo uno dei tre fattori e gli altri sono 0 allora il modo è puro, altrimenti c'è un accoppiamento traslazionale o rototraslazionale. La situazione ottimale sarebbe quella di un edificio disaccoppiato con modi puri, ma si può accettare un basso grado di accoppiamento rototraslazionale a cui corrisponde un fattore di partecipazione modale in ϑ massimo di $\lambda_z = 0,10 - 0,15$. Ad esempio un accoppiamento $y\vartheta$ con:

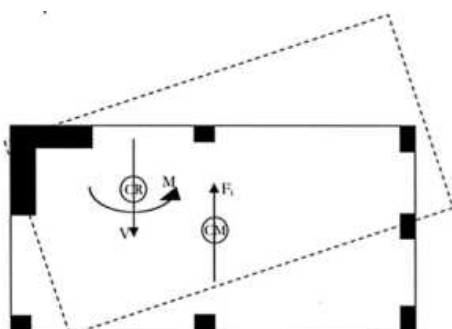
$\lambda_z = 0,3$ e $\lambda_y = 0,4$ si dice fortemente accoppiato

$\lambda_z = 0,15$ e $\lambda_y = 0,55$ si dice con basso accoppiamento

2. Calcolando l'eccentricità tra il centro di massa e il *centro delle rigidezze* C.R., dove quest'ultimo è definito come il punto nel quale applicando delle forze di inerzia si ottiene solamente traslazione e nessun tipo di accoppiamento. Esso è praticamente il centro delle rigidezze attorno al quale ruota l'edificio, ovvero il centro di rotazione e se tale punto esiste per ogni piano allora si hanno dei punti allineati sulla verticale.

Ovviamente non sempre esiste un C.R. e solo nel caso di telaio shear-type è possibile calcolarlo analiticamente in quanto le travi sono infinitamente rigide e la rigidezza di piano dipende solo dalla rigidezza del pilastro $k=12EJ/H^3$. In tal caso quindi il C.R. sarebbe il baricentro delle rigidezze dei pilastri.

Se quindi il C.M. non coincide con il C.R. significa che esiste un' eccentricità:



$$e_x = x_{CR} - x_{CM}$$

$$e_y = y_{CR} - y_{CM}$$

e il comportamento è disaccoppiato, ovvero esiste una traslazione e una rotazione che risulta essere maggiore negli elementi dei telai più lontani al centro delle rigidezze. Solo questi elementi quindi saranno maggiormente sollecitati

e tenderanno a plasticizzarsi.

Note comunque le quantità Γ_i , possiamo trovare la soluzione dell'analisi modale e quindi ricavare:

- Gli spostamenti u_x , u_y e la rotazione ϑ , ad esempio nel caso di edificio con doppia simmetria, avremo:

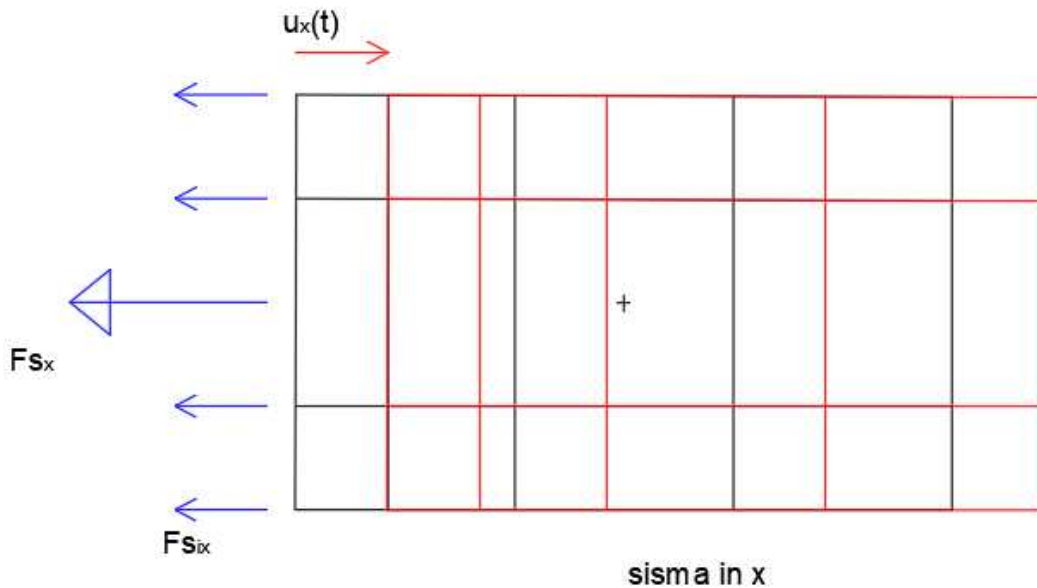
$$u_x(t) = \sum_{i=1}^N \phi_{ix} \Gamma_{ix} v_{ix}(t); \quad u_y = 0; \quad \vartheta = 0 \quad \text{per sisma in } x$$

$$u_x = 0; \quad u_y(t) = \sum_{i=1}^N \phi_{iy} \Gamma_{iy} v_{iy}(t); \quad \vartheta = 0 \quad \text{per sisma in } y$$

- Le forze di richiamo elastiche $F_{s_{ix}}$ e $F_{s_{iy}}$ tale che le forze totali, nel caso di edificio con doppia simmetria, valgono:

$$F_{S_x}(t) = K_{xx}u_x = M_x w_{i_x}^2 \sum_{i=1}^N \phi_{ix} \Gamma_{ix} v_{ix}(t) = \sum_{i=1}^N M_x A_{i_x}(t) \phi_{ix} \Gamma_{ix} = \sum_{i=1}^N F_{S_{ix}}(t) \quad \text{per sisma in } x,$$

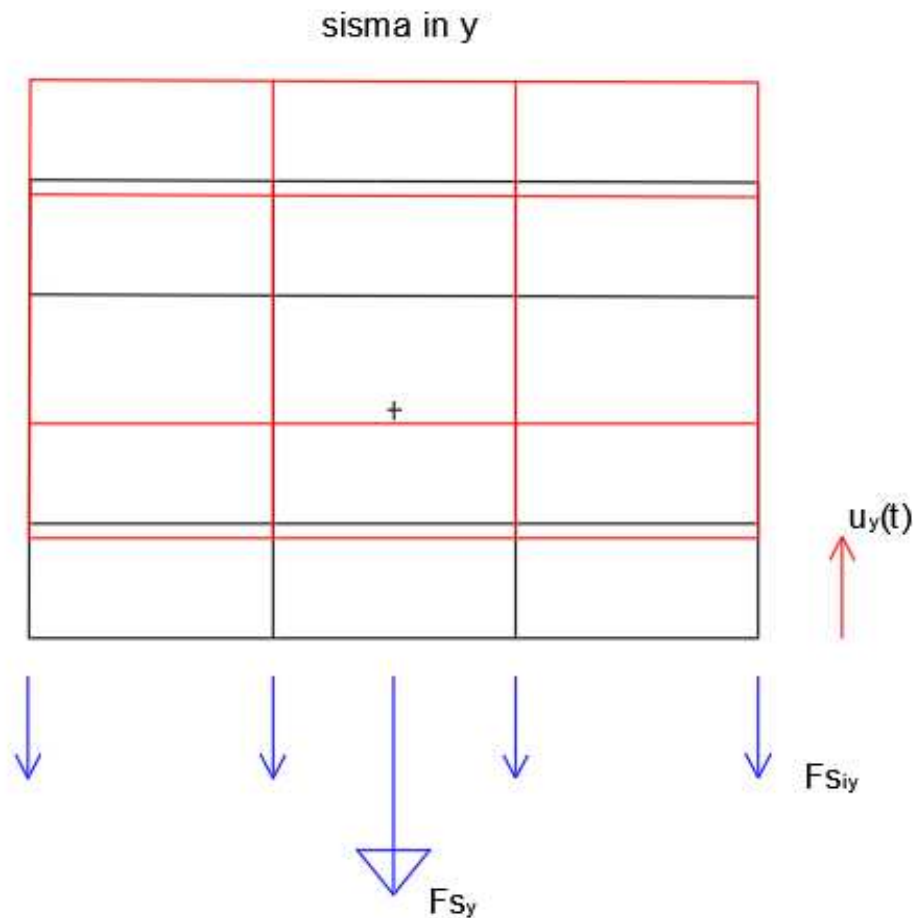
con $K_{xx} = M_x w_{i_x}^2 = \text{rigidezza dei telai in } x$ e $A_{i_x}(t) = v_{ix}(t) w_{i_x}^2$



$$F_{S_y}(t) = K_{yy}u_y = M_y w_{i_y}^2 \sum_{i=1}^N \phi_{iy} \Gamma_{iy} v_{iy}(t) = \sum_{i=1}^N M_y A_{i_y}(t) \phi_{iy} \Gamma_{iy}$$

$$= \sum_{i=1}^N F_{S_{iy}}(t) \quad \text{per sisma in } y, \text{ con } K_{yy} = M_y w_{i_y}^2$$

$$= \text{rigidezza dei telai in } y \text{ e } A_{i_y}(t) = v_{iy}(t) w_{i_y}^2$$



Dagli spettri in spostamento e pseudoaccelerazione possiamo ricavare i valori massimi e sostituire le ordinate spettrali nelle relazioni sopra riportate per ottenere:

- Lo spostamento massimo e la rotazione massima all'i-esimo modo di vibrare

$$u_{ix_{max}} = \phi_{ix} \Gamma_{ix} v_{ix_{max}} = \phi_{ix} \Gamma_{ix} S_{De}(T_{ix}, \xi_{ix})$$

$$u_{iy_{max}} = \phi_{iy} \Gamma_{iy} v_{iy_{max}} = \phi_{iy} \Gamma_{iy} S_{De}(T_{iy}, \xi_{iy})$$

$$\vartheta_{i_{max}} = \phi_{i\vartheta} \Gamma_{i\vartheta} S_{De}(T_{i\vartheta}, \xi_{i\vartheta})$$

- La forza statica equivalente massima del modo i-esimo

$$F_{S_{ix_{max}}} = M_x \phi_{ix} \Gamma_{ix} A_{ix_{max}} = M_x \phi_{ix} \Gamma_{ix} S_{Ae}(T_{ix}, \xi_{ix})$$

$$F_{S_{iy_{max}}} = M_y \phi_{iy} \Gamma_{iy} A_{iy_{max}} = M_y \phi_{iy} \Gamma_{iy} S_{Ae}(T_{iy}, \xi_{iy})$$

$$M_{S_{i_{max}}} = I_{M\vartheta} \phi_{i\vartheta} \Gamma_{i\vartheta} A_{i\vartheta_{max}} = I_{M\vartheta} \phi_{i\vartheta} \Gamma_{i\vartheta} S_{Ae}(T_{i\vartheta}, \xi_{i\vartheta})$$

- I tagli alla base relativi al modo i-esimo

$$V_{bix_{max}} = M_{ix} A_{ix_{max}} = \lambda_{i,x} MS_{Ae}(T_{ix}, \xi_{ix}) = \lambda_{i,x} W \frac{S_{Ae}(T_{ix}, \xi_{ix})}{g}$$

$$V_{biy_{max}} = M_{iy} A_{iy_{max}} = \lambda_{i,y} MS_{Ae}(T_{iy}, \xi_{iy}) = \lambda_{i,y} W \frac{S_{Ae}(T_{iy}, \xi_{iy})}{g}$$

$$V_{bi\vartheta_{max}} = M_{i\vartheta} A_{i\vartheta_{max}} = \lambda_{i,\vartheta} MS_{Ae}(T_{i\vartheta}, \xi_{i\vartheta}) = \lambda_{i,\vartheta} W \frac{S_{Ae}(T_{i\vartheta}, \xi_{i\vartheta})}{g}$$

Mediante le regole di combinazione modale CQC riusciamo a combinare gli effetti passando dai valori massimi a quelli massimi totali:

$$u_{ix_{max}} \longrightarrow u_{x_{max}}$$

$$u_{iy_{max}} \longrightarrow u_{y_{max}}$$

$$\vartheta_{i_{max}} \longrightarrow \vartheta_{max}$$

$$F_{s_{ix_{max}}} \longrightarrow F_{s_{x_{max}}}$$

$$F_{s_{iy_{max}}} \longrightarrow F_{s_{y_{max}}}$$

$$M_{s_{i_{max}}} \longrightarrow M_{s_{max}}$$

$$V_{bix_{max}} \longrightarrow V_{b_{x_{max}}}$$

$$V_{biy_{max}} \longrightarrow V_{b_{y_{max}}}$$

$$V_{bi\vartheta_{max}} \longrightarrow V_{b_{\vartheta_{max}}}$$

- Risultati per il corpo L -

Nel caso del corpo L, eseguita l'analisi modale nel software MIDAS, otteniamo i seguenti modi di vibrare con i relativi periodi di vibrazione:

Mode	UX	UY	UZ
Mode	Frequency		Period
No	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)
1	5,5396	0,8816	1,1342
2	7,1207	1,1333	0,8824
3	7,9791	1,2699	0,7875
4	8,4664	1,3475	0,7421
5	8,8856	1,4142	0,7071
6	10,2625	1,6333	0,6122
7	10,9441	1,7418	0,5741
8	13,193	2,0997	0,4763
9	13,9496	2,2201	0,4504

10	15,8694	2,5257	0,3959
11	16,3401	2,6006	0,3845
12	18,1236	2,8845	0,3467
13	18,644	2,9673	0,337
14	19,3171	3,0744	0,3253
15	20,8412	3,317	0,3015
16	22,4948	3,5802	0,2793
17	22,633	3,6022	0,2776
18	23,6028	3,7565	0,2662
19	24,4795	3,896	0,2567
20	25,0081	3,9802	0,2512

21	25,7086	4,0916	0,2444
22	26,3011	4,1859	0,2389
23	28,2113	4,49	0,2227
24	28,528	4,5404	0,2202
25	28,7627	4,5777	0,2184
26	29,466	4,6897	0,2132
27	30,7317	4,8911	0,2045
28	31,5451	5,0206	0,1992
29	31,8941	5,0761	0,197
30	32,1255	5,1129	0,1956

Seguono le masse partecipanti ai vari modi di vibrare:

Mod e No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0,0029	0,0029	56,8079	56,8079	0	0	10,7823	10,7823	0	0	6,5985	6,5985
2	0,0274	0,0303	8,2626	65,0705	0	0	1,6728	12,4552	0,0004	0,0004	47,9847	54,5832
3	65,0345	65,0648	0,126	65,1966	0	0	0,0277	12,4829	2,9177	2,9181	1,2452	55,8285
4	7,7684	72,8332	5,3926	70,5891	0	0,0001	1,0979	13,5808	0,4227	3,3408	3,0791	58,9076
5	4,1042	76,9374	3,2967	73,8858	0	0,0001	0,599	14,1798	0,2713	3,612	8,9551	67,8627
6	0,2641	77,2015	0,3139	74,1997	0	0,0001	0,001	14,1808	0,1847	3,7967	5,8079	73,6707
7	0,0074	77,2089	0,5789	74,7786	0,0001	0,0002	0,0001	14,1809	0,0924	3,8891	1,5016	75,1723
8	0,0057	77,2146	1,0672	75,8458	0	0,0002	0,0707	14,2516	0,0038	3,8929	0,1225	75,2947
9	0,0004	77,215	8,959	84,8048	0	0,0002	3,9983	18,2499	0	3,8929	2,2801	77,5748
10	0,2291	77,4441	0,0016	84,8064	0,0002	0,0004	0,0017	18,2516	0,0176	3,9106	0,0047	77,5795
11	0,0001	77,4442	1,2155	86,0218	0	0,0004	0,1393	18,3909	0	3,9106	4,6198	82,1992
12	0,0003	77,4445	0,0045	86,0263	0,0001	0,0006	0,0282	18,4191	0	3,9106	0,8019	83,0011
13	0,0055	77,45	3,6762	89,7025	0	0,0006	0,894	19,3132	0,0005	3,9111	2,5128	85,514
14	0,0003	77,4503	0,1406	89,8431	0,0002	0,0007	0,0548	19,3679	0	3,9111	0,7005	86,2145
15	0,0668	77,5171	0,8052	90,6483	0,0001	0,0008	1,1893	20,5573	0,009	3,9201	1,0511	87,2655
16	8,873	86,3901	0,0032	90,6514	0,0001	0,001	0,0033	20,5606	1,466	5,3861	0,0846	87,3502
17	0,3104	86,7004	0,7915	91,443	0,0003	0,0013	0,7746	21,3351	0,0461	5,4322	0,3708	87,7209
18	0,6275	87,3279	0,0434	91,4864	0	0,0014	0,0341	21,3692	0,1309	5,5631	0,0435	87,7644
19	0,4222	87,7501	0,0011	91,4875	0	0,0014	0,0034	21,3726	0,1893	5,7523	1,0672	88,8316
20	0,0287	87,7788	0,0119	91,4994	0	0,0014	0,0051	21,3778	0,0118	5,7641	0,0086	88,8402
21	0,9148	88,6936	0,0033	91,5027	0,0002	0,0016	0,0037	21,3814	0,2675	6,0316	0,4683	89,3086
22	0,0001	88,6937	0,0288	91,5315	0,0003	0,0018	0,0105	21,3919	0	6,0317	0,0042	89,3127
23	0,0002	88,6939	3,1739	94,7053	0,0001	0,0019	1,6946	23,0866	0	6,0317	1,2443	90,557
24	0,3144	89,0082	0,004	94,7094	0	0,0019	0,0007	23,0872	0,0795	6,1112	0,6559	91,2129
25	0,0483	89,0565	0,1348	94,8441	0,0007	0,0026	0,0235	23,1107	0,018	6,1292	0,0947	91,3076
26	0,0365	89,0931	0,0026	94,8468	0,0001	0,0027	0,0125	23,1232	0,0066	6,1358	0,1818	91,4895
27	0,0033	89,0964	0,0028	94,8496	0	0,0027	0,0059	23,1291	0,0005	6,1363	0,002	91,4915
28	0,0002	89,0966	0	94,8496	0,0001	0,0028	0	23,1291	0	6,1363	0	91,4915
29	0,0036	89,1002	0,0008	94,8504	0	0,0028	0,002	23,1311	0,0008	6,1371	0,3765	91,868
30	0	89,1002	0,044	94,8944	0,0006	0,0034	0,0136	23,1448	0,0001	6,1372	0,9486	92,8166
Mod e No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS	SUM	MASS	SUM	MAS S	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM	MASS	SUM

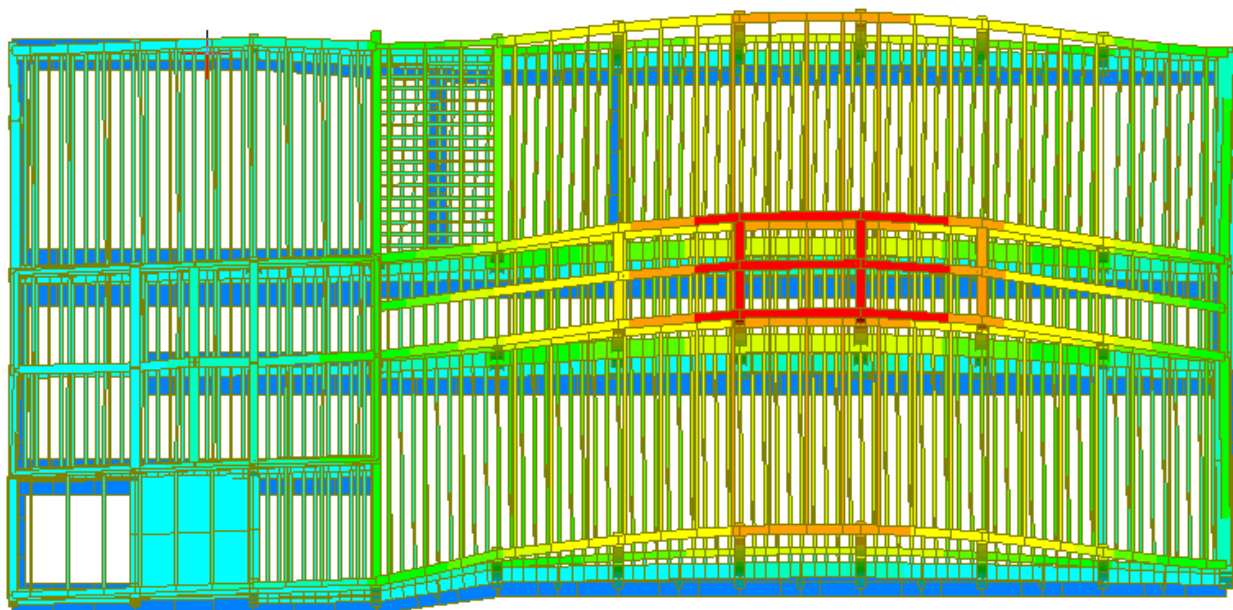
1	0,0661	0,0661	1295,94 07	1295,94 07	0,00 05	0,0005	13099,39 33	13099,39 33	0,1503	0,1503	26491,11 45	26491,11 45
2	0,6258	0,6918	188,492	1484,43 27	0,00 04	0,0009	2032,317 1	15131,71 04	1,7108	1,861	192644,1 75	219135,2 89
3	1483,61 08	1484,30 27	2,8751	1487,30 79	0,00 02	0,001	33,701	15165,41 14	12654,71 97	12656,58 08	4999,278 3	224134,5 68
4	177,218 7	1661,52 13	123,018 8	1610,32 67	0,00 05	0,0016	1333,853 3	16499,26 48	1833,260 9	14489,84 16	12361,73 66	236496,3 04
5	93,6274	1755,14 87	75,2065	1685,53 32	0	0,0016	727,739	17227,00 38	1176,569 6	15666,41 13	35952,21 78	272448,5 22
6	6,0251	1761,17 38	7,1605	1692,69 37	0,00 07	0,0023	1,2136	17228,21 74	801,0122	16467,42 35	23317,05 76	295765,5 8
7	0,1688	1761,34 26	13,207	1705,90 07	0,00 26	0,0049	0,0872	17228,30 46	400,7699	16868,19 34	6028,443 8	301794,0 23
8	0,1297	1761,47 24	24,3447	1730,24 54	0,00 04	0,0054	85,933	17314,23 76	16,5106	16884,70 4	491,6935	302285,7 17
9	0,0095	1761,48 19	204,378 9	1934,62 43	0,00 1	0,0063	4857,456 4	22171,69 4	0,1182	16884,82 22	9153,804 6	311439,5 22
10	5,2263	1766,70 82	0,036	1934,66 03	0,00 54	0,0118	2,0735	22173,76 75	76,4268	16961,24 89	18,7552	311458,2 77
11	0,002	1766,71 02	27,7282	1962,38 85	0	0,0118	169,2739	22343,04 14	0,0087	16961,25 77	18546,99 17	330005,2 68
12	0,0063	1766,71 64	0,1023	1962,49 08	0,00 36	0,0154	34,2518	22377,29 32	0,0331	16961,29 08	3219,369	333224,6 37
13	0,1255	1766,84 19	83,8636	2046,35 45	0,00 02	0,0155	1086,165 4	23463,45 86	2,2586	16963,54 94	10088,26 37	343312,9 01
14	0,0067	1766,84 86	3,2078	2049,56 23	0,00 46	0,0201	66,5404	23529,99 9	0,0253	16963,57 46	2812,357 9	346125,2 59
15	1,5229	1768,37 15	18,368	2067,93 03	0,00 28	0,0229	1444,881 2	24974,88 03	39,1856	17002,76 03	4219,688 6	350344,9 48
16	202,416 9	1970,78 85	0,0719	2068,00 22	0,00 39	0,0267	4,0104	24978,89 07	6358,276 1	23361,03 63	339,8262	350684,7 74
17	7,0801	1977,86 86	18,0573	2086,05 96	0,00 9	0,0357	941,0261	25919,91 68	199,9883	23561,02 46	1488,486 3	352173,2 6
18	14,3145	1992,18 3	0,9902	2087,04 98	0,00 14	0,0371	41,4212	25961,33 8	567,7058	24128,73 05	174,5655	352347,8 26
19	9,6316	2001,81 47	0,0246	2087,07 44	0,00 02	0,0373	4,1575	25965,49 55	820,8385	24949,56 9	4284,411 7	356632,2 37
20	0,6538	2002,46 85	0,271	2087,34 54	0,00 09	0,0381	6,2121	25971,70 76	51,0536	25000,62 25	34,6918	356666,9 29
21	20,8701	2023,33 86	0,0759	2087,42 13	0,00 51	0,0433	4,4738	25976,18 14	1160,333 1	26160,95 57	1880,117 9	358547,0 47
22	0,0014	2023,34	0,657	2088,07 83	0,00 74	0,0507	12,7424	25988,92 38	0,0572	26161,01 29	16,7087	358563,7 56
23	0,0045	2023,34 45	72,4041	2160,48 24	0,00 23	0,053	2058,783	28047,70 68	0,1277	26161,14 05	4995,535 4	363559,2 91
24	7,1716	2030,51 6	0,0917	2160,57 4	0,00 02	0,0532	0,7933	28048,5	344,6979	26505,83 85	2633,270 9	366192,5 62
25	1,1018	2031,61 79	3,0744	2163,64 84	0,01 94	0,0726	28,4983	28076,99 84	78,1286	26583,96 71	380,1077	366572,6 7
26	0,8334	2032,45 12	0,0604	2163,70 88	0,00 15	0,0742	15,2326	28092,23 09	28,7135	26612,68 06	730,0619	367302,7 31
27	0,0761	2032,52 74	0,0645	2163,77 32	0,00 03	0,0744	7,2015	28099,43 24	2,111	26614,79 16	8,2239	367310,9 55
28	0,0038	2032,53 12	0	2163,77 32	0,00 14	0,0758	0,0003	28099,43 27	0,0197	26614,81 14	0,1003	367311,0 56
29	0,0829	2032,61 41	0,0187	2163,79 2	0	0,0758	2,4533	28101,88 6	3,5684	26618,37 97	1511,454 5	368822,5 1
30	0,0006	2032,61 48	1,0038	2164,79 58	0,01 71	0,0929	16,5285	28118,41 45	0,5256	26618,90 54	3808,362 6	372630,8 73

Si nota che:

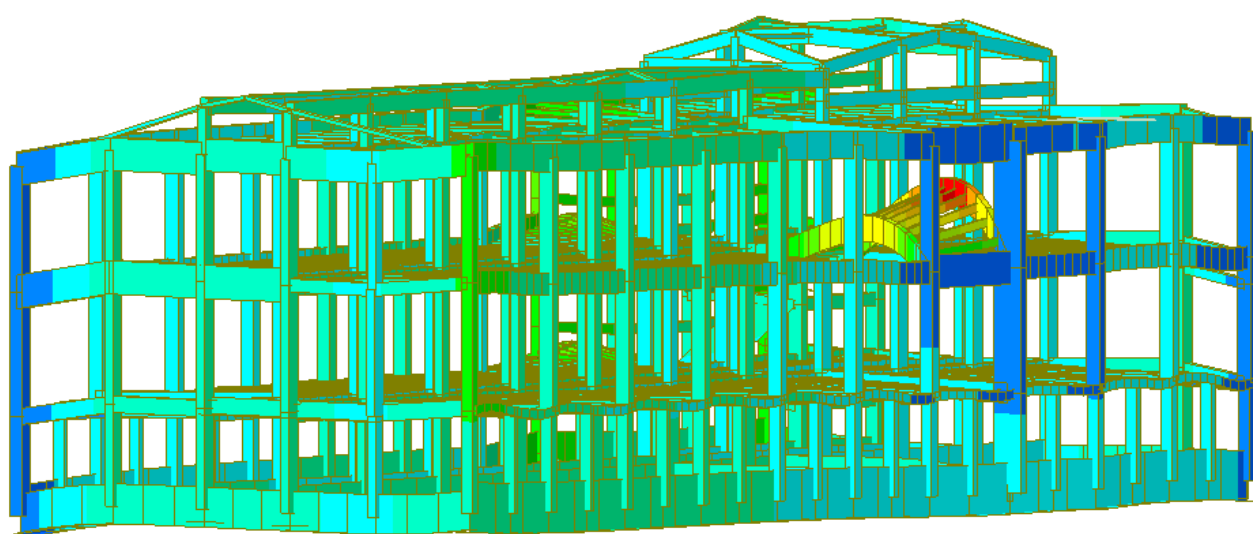
- Il primo modo è traslazionale in y con periodo $T=1,1342$ s e massa partecipante pari a 56,1%

- Il secondo modo è rotazionale in z con periodo $T=0,8824$ s e massa partecipante del 48%
- Il terzo modo è traslazionale in x con periodo $T=0,7875$ s e massa partecipante del 65%

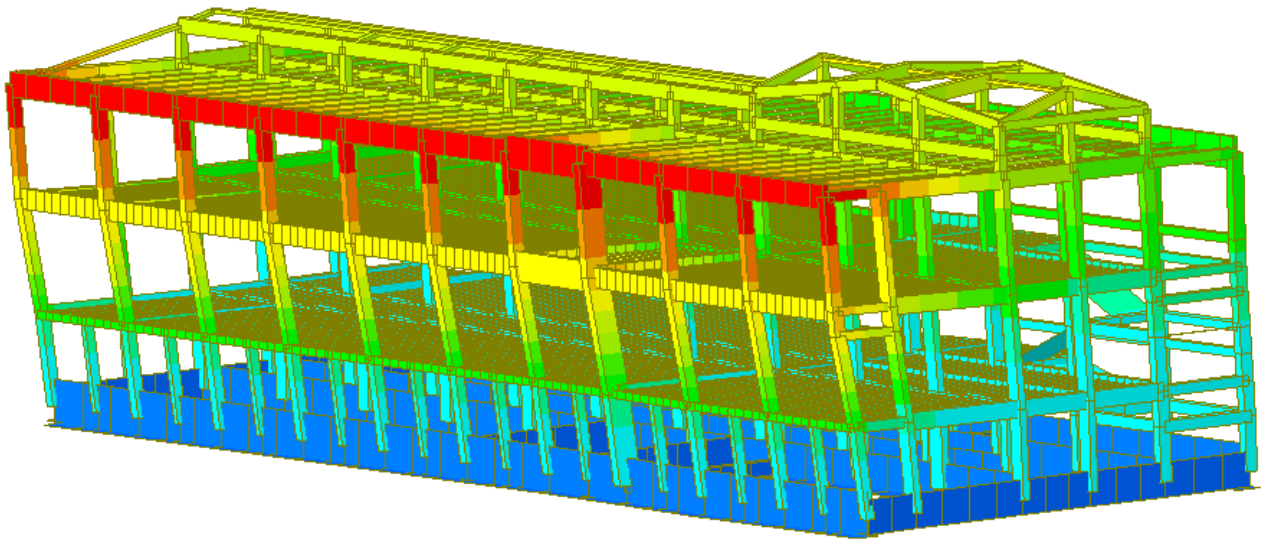
Graficamente si ha:



MODO DI VIBRARE 1 – T 1,1342 S – MASS Y:56,1%



MODO DI VIBRARE 2 – T 0,8824 S – MASS Z:48%



MODO DI VIBRARE 3 – t 0,7875 S – MASS x:65%

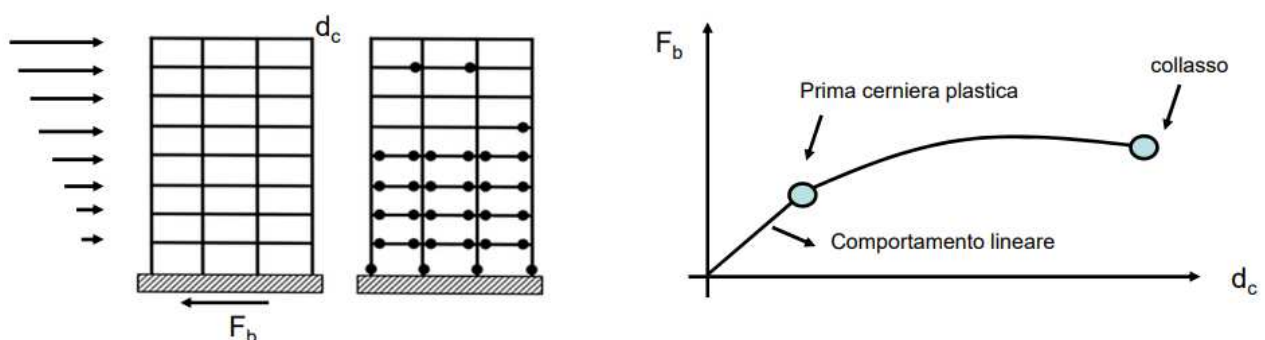
5.4 Analisi statica non lineare

5.4.1 Generalità

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare e in particolare a tale sistema si applicano:

- i carichi gravitazionali verticali
- delle forze orizzontali in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione per la direzione considerata dell'azione sismica, che sono proporzionali alle forze d'inerzia aventi come risultante il taglio alla base F_b .

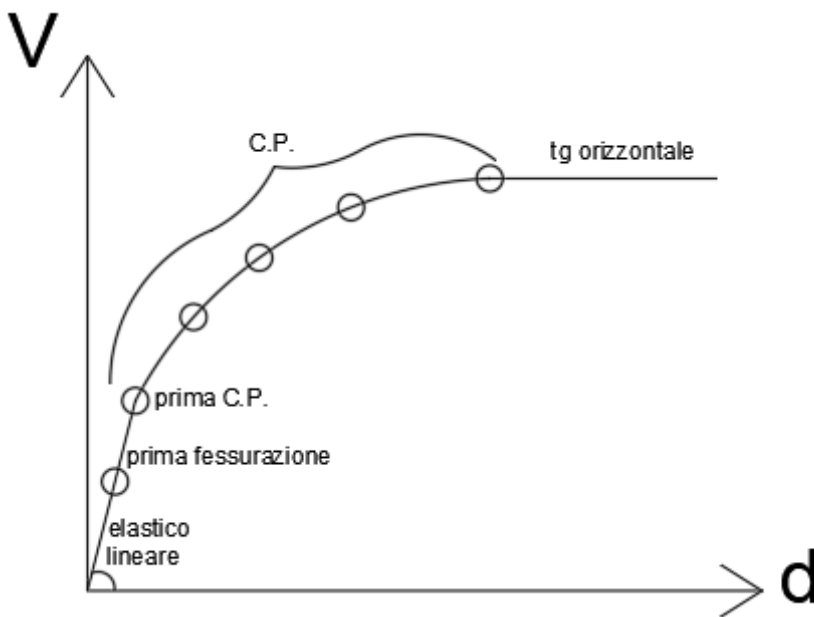
Come riportano le NTC, tali forze inducono "al raggiungimento delle condizioni delle condizioni di collasso locale o globale" e ciò che si misura ad ogni step di incremento delle forze orizzontali è "lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione". Il risultato dell'analisi di pushover è infatti la cosiddetta **curva di capacità**, che riporta nelle ordinate il taglio alla base F_b e nelle ascisse lo spostamento orizzontale d_c .



La curva di pushover è costituita da più tratti:

- un tratto lineare dove la struttura è completamente in campo elastico e la cui pendenza ci fornisce la rigidità dell'edificio

- il tratto elastico finisce quando una sezione supera il limite elastico e si



plasticizza generando quella che chiamiamo cerniera plastica

- dopodichè si formano sempre più cerniere negli elementi strutturali tale che essi iniziano a perdere rigidità e quindi la curva di pushover cambia la sua pendenza fino a diventare a tangente

orizzontale quando un elemento arriva a rottura.

Da tale curva possiamo ricavare:

- o la resistenza massima
- o la duttilità

e in particolare tanto più cerniere plastiche si formano tanto più la duttilità aumenta, quindi la curva è più lunga.

Nella curva di pushover si ha quindi un tratto non lineare dovuto al fatto che la struttura è stata realizzata con materiali che non sono elastici lineari; ciò implica la possibilità appunto che si formino:

- *cerniere plastiche a flessione*, nelle estremità di travi e pilastri, che sono delle sezioni con un legame costitutivo elasto-plastico. Nel diagramma momento-curvatura si ha un primo tratto elastico e mano a mano che aumenta il momento la cerniera ruota fino ad arrivare al momento resistente.

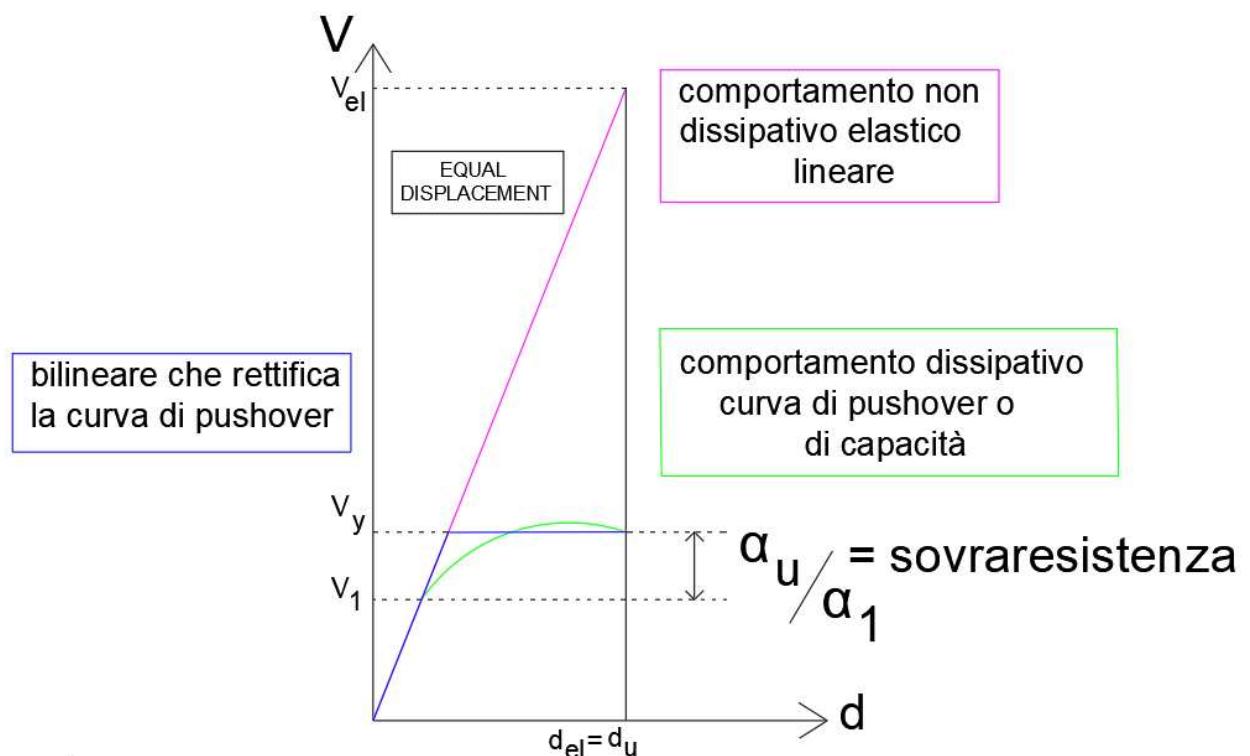
- *cerniere plastiche a taglio*, al centro delle travi, con il raggiungimento di un taglio resistente oltre il quale non si ha più un comportamento elastico lineare.

Per poter verificare lo stato della struttura occorre poi confrontare la curva di capacità ottenuta dall'analisi di pushover con la domanda di spostamento ricavata dallo spettro di progetto.

5.4.2 Scopo dell'analisi

Lo scopo dell'analisi di pushover è quello di studiare il comportamento post-elastico della struttura e in particolare ci è utile per:

- Valutare i rapporti di sovrarresistenza α_u/α_1 , che indicano il rapporto tra l'azione sismica che provoca la formazione di tutte le cerniere e quella per cui si forma la prima cerniera plastica. L'obiettivo è quello di avere la massima sovrarresistenza possibile e quindi elevata duttilità, garantendo un elevato grado di iperstaticità e facendo evolvere il danno



in modo tale da formare più cerniere plastiche possibili nel rispetto della gerarchia delle resistenze. La curva di pushover può essere rettificata con una bilineare, che sta a rappresentare un'oscillatore elastoplastico e si differenzia dal comportamento prettamente elastico di un oscillatore elastico. Nell'ipotesi di equal displacement si può affermare che l'oscillatore elastico raggiunge lo stesso spostamento ultimo dell'oscillatore elastoplastico con una resistenza molto superiore e una duttilità praticamente irrisoria.

- Verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di struttura q , dove q dipende dalla duttilità dell'edificio e occorre far sì che quello che otteniamo dal pushover confermi il valore di q che era stato scelto inizialmente nel progetto.
- Per gli edifici nuovi l'analisi di pushover può sostituire i metodi lineari
- Valutare la capacità di edifici esistenti
- Verificare le conseguenze della perdita di resistenza di un elemento che danneggiandosi può influire sulla stabilità dell'intera struttura rendendola meno rigida
- Valutare gli spostamenti relativi fra piani ed anche eventuali danni agli elementi non strutturali, come alle tamponature.

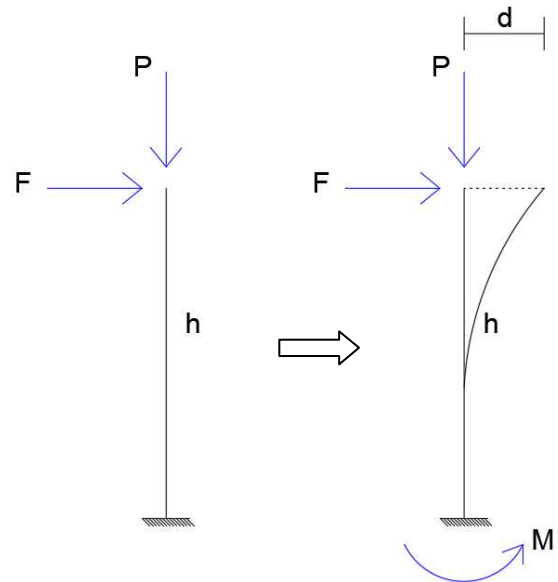
5.4.3 Non linearità di un edificio in c.a.

Sappiamo che un edificio in c.a. può presentare due tipi di non linearità:

1. Non linearità geometrica, che comporta il cosiddetto *effetto P- Δ* e tiene conto dello spostamento dovuto ad esempio ad un'azione orizzontale F in testa ad una mensola caricata con un carico verticale P . Mediante un'analisi nella configurazione deformata si valuta tale spostamento d a cui è legato un momento del secondo ordine, tale che il momento alla base vale:

$$M = Fh + Pd$$

L'effetto $P-\Delta$ risulta essere importante nelle strutture alte e flessibili, mentre è possibile trascurarlo nel caso di strutture poco snelle e più tozze.



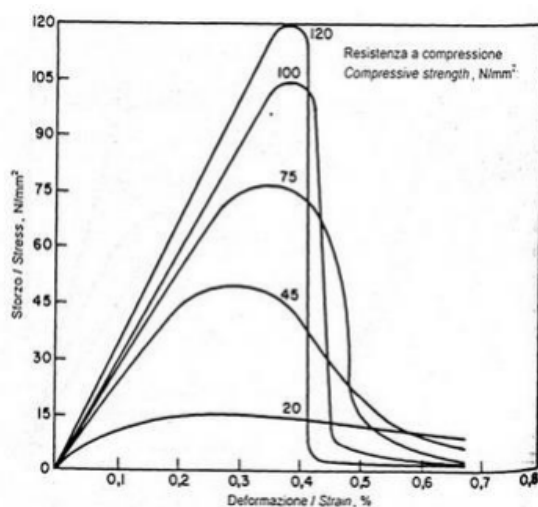
2. Non linearità meccanica, legata al comportamento non elastico dei materiali cls e acciaio. Essa si analizza sulla configurazione indeformata e non può essere trascurata a differenza di quella geometrica.

Nel caso del pushover, si tratta di un'analisi del I ordine su configurazione indeformata che tiene conto solamente della non linearità meccanica. Descrivere la non linearità significa però parlare di *duttilità*. Possiamo distinguere:

- i. Duttilità dei materiali

Come sappiamo i materiali con cui abbiamo a che fare hanno un comportamento non lineare e infatti:

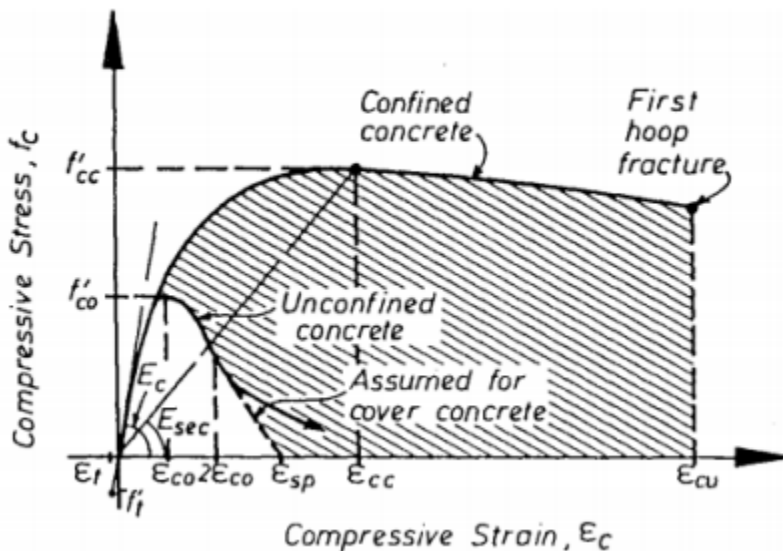
- Il *calcestruzzo* ha un legame costitutivo formato da un tratto iniziale



lineare fino al 30-40% della tensione massima, seguito da un abbattimento della rigidità e quindi della pendenza dovuto ad una microfessurazione interna. Una volta arrivati alla resistenza massima a compressione si ha la formazione di macrofessure che portano alla rottura del materiale. Dopo la rottura si ha un

ramo discendente che risulta essere tanto più ripido e verticale quanto più il materiale è fragile e poco duttile, nonché sarà tanto più lungo quanto più aumenta la duttilità e diminuisce il tratto lineare essendo la resistenza inferiore.

Se il cls è anche armato con barre di acciaio longitudinali e staffe

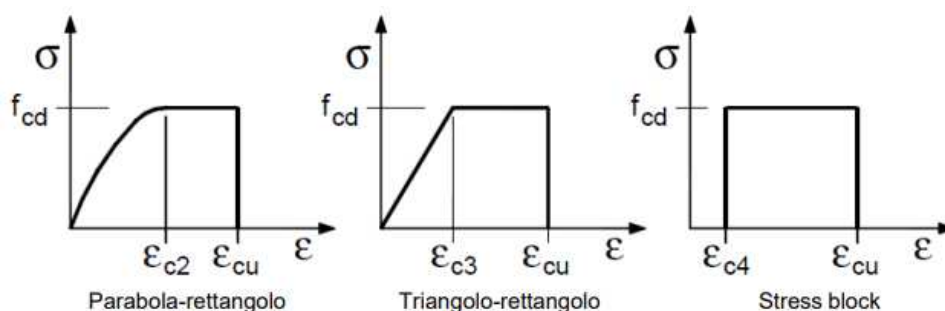


trasversali, allora il legame costitutivo varia e in particolare la curva di un calcestruzzo confinato è più alta e anche più lunga visto che il confinamento ha effetti benefici in termini rispettivamente sia sulla resistenza sia

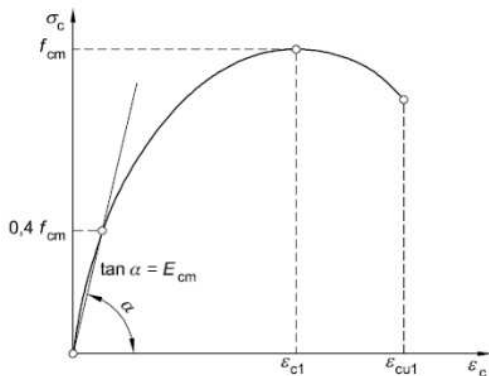
sulla duttilità. Le staffe infatti vanno a limitare lo spanciamento laterale del calcestruzzo andando ad assorbire le trazioni ortogonali alla compressione principale.

I modelli adottati dalla norma per standardizzare questo legame costitutivo sono di tre tipi:

- a) Parabola-rettangolo
- b) Triangolo-rettangolo
- c) Rettangolo (stress-block)



Tali legami sono “definiti in base alla resistenza di progetto f_{cd} e alla deformazione ultima di progetto ϵ_{cu} ”. L’Eurocodice invece definisce il legame costitutivo per il calcestruzzo non confinato, valido solo per analisi non lineari:



$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}$$

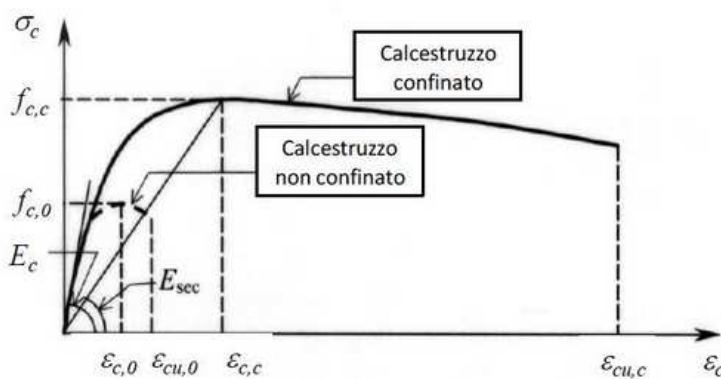
dove:

$$\eta = \epsilon_c / \epsilon_{c1};$$

ϵ_{c1} è la deformazione sotto la massima tensione,

$$k = 1,05 E_{cm} \times |\epsilon_{c1}| / f_{cm} \quad (f_{ck} \text{ secondo il prospetto 3.1}).$$

e anche per quello confinato, come ad esempio il *legame di Mander*:



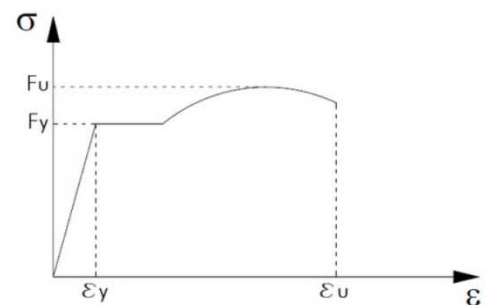
$$\frac{\sigma_c}{f_{c,c}} = \frac{xr}{r-1+x^r}; \text{ dove: } x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c,c}}; r = \frac{E_c}{E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f_{c,c}}{\epsilon_{c,c}}; f_{c,c} = f_{c,0} \cdot \lambda_c;$$

$$\lambda_c = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \cdot \frac{\sigma_2}{f_{c,0}} - 2 \frac{\sigma_2}{f_{c,0}} - 1,254};$$

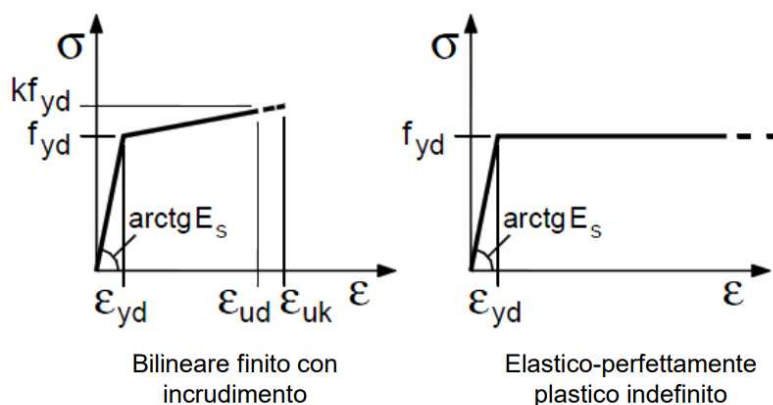
$$\epsilon_{c,c} = 0,002 \left[1 + 5 \left(\frac{f_{c,c}}{f_{c,0}} - 1 \right) \right]$$

- L'acciaio ha un legame costitutivo definito da un tratto elastico lineare fino allo snervamento f_y ed una fase plastica che può essere perfettamente plastica oppure con incrudimento positivo/negativo. La deformazione



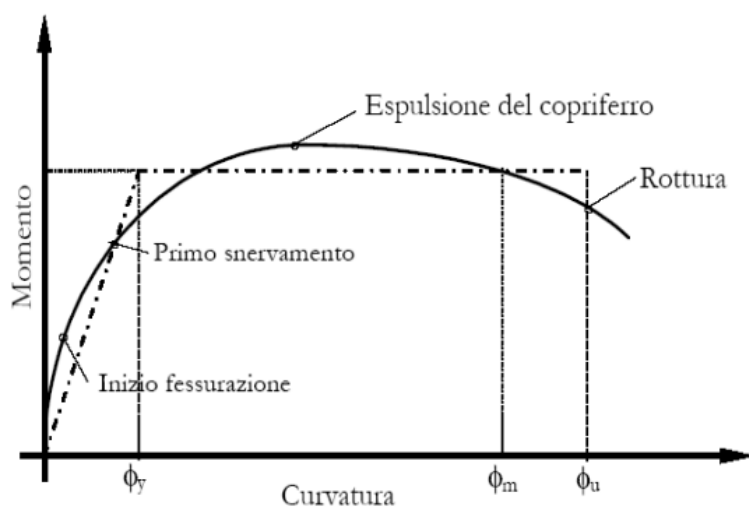
ultima ϵ_u è molto lontana da quella di snervamento ϵ_y e quindi l'acciaio è un materiale molto duttile. Invece la tensione di snervamento e quella ultima sono tra loro molto vicine. I modelli che la norma utilizza per rappresentare il comportamento dell'acciaio sono:

- Legame
includente
bilineare
- Legame elastico
perfettamente
plastico



ii. Duttilità di sezione

Se passiamo dal materiale alla sezione, possiamo definire la duttilità di sezione come la capacità della sezione stessa di sopportare elevate domande di curvatura in campo anelastico senza eccessivo decremento del momento resistente. La sezione viene descritta mediante il legame momento-curvatura $M - \chi$, dove M può essere sia flessione semplice con $N=0$ sia pressoflessione con N costante. Il grafico è costituito da un tratto lineare fino allo snervamento χ_y dove il calcestruzzo è ancora integro e l'acciaio è in campo lineare; qui la rigidezza è elevata e la tangente alla curva è verticale. Successivamente il



Il grafico è costituito da un tratto lineare fino allo snervamento χ_y dove il calcestruzzo è ancora integro e l'acciaio è in campo lineare; qui la rigidezza è elevata e la tangente alla curva è verticale. Successivamente il

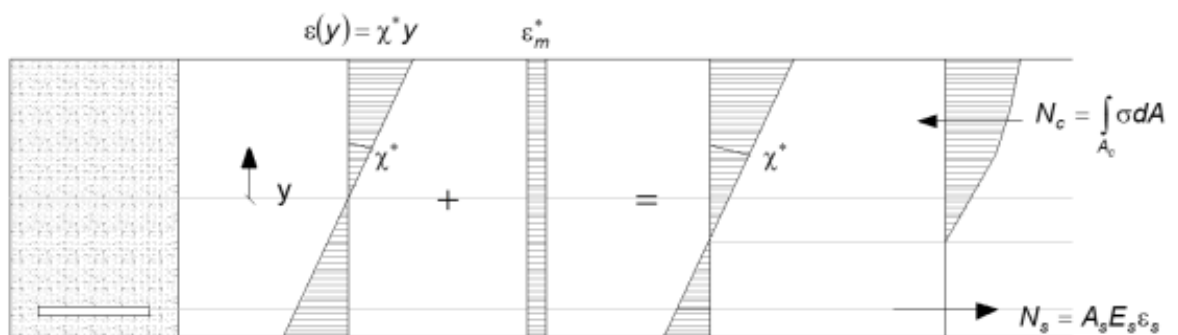
cls inizia a fessurarsi e la curva si abbassa visto che diminuisce la rigidezza; l'acciaio poi arriva a snervamento e si raggiunge il valore massimo nel momento in cui viene espulso il copriferro. Dopodichè la curva decade fino ad arrivare alla crisi in corrispondenza della deformazione ultima ε_{cu} .

L'area sottesa dalla curva rappresenta l'energia della sezione, ovvero l'energia immagazzinata dall'elemento strutturale per unità di lunghezza. Il legame può essere semplificato mediante una bilineare, dove la curvatura di snervamento χ_y è associata allo snervamento dell'acciaio e la curvatura ultima χ_u alla deformazione ultima a compressione del calcestruzzo ε_{cu} . Il momento M deve essere tale da avere un'equivalenza delle aree, ovvero l'area sottesa dalla bilineare deve essere pari all'area sottesa dalla curva. Il legame $M - \chi$:

- è valido nell'ipotesi di perfetta aderenza acciaio-cls e di mantenimento delle sezioni piane
- permette di stimare la rigidezza degli elementi strutturali
- serve per caratterizzare le cerniere plastiche
- ha una duttilità che viene incrementata nel caso di un maggiore confinamento del cls grazie ad una elevata % di armatura trasversale, ma allo stesso tempo viene penalizzata con una riduzione del tratto plastico della curva nel momento in cui alla flessione si aggiunge uno sforzo assiale N o nel caso di eccessiva armatura longitudinale in zona tesa in quanto la sezione andrebbe in crisi per compressione del cls piuttosto che per snervamento dell'acciaio.

Per questo ultimo motivo quando costruiamo il modello con le cerniere plastiche occorre considerare che per ogni valore di sforzo assiale N ho un diagramma $M - \chi$. In particolare note la geometria, l'armatura e i materiali, posso costruire tale grafico:

- nelle travi considerando $N=0$
- nei pilastri ho un valore di N diverso da 0 e quindi ottengo la curva $M - \chi$ per punti. Generalmente si considera solo quella relativa al carico assiale $N=N_0$ che nasce nella struttura a seguito dell'applicazione solamente dei carichi verticali gravitazionali; per ottenere questa curva si fissa una curvatura χ^* , si ipotizza una ε costante sulla sezione, per tentativi si determina ε^* e si calcola il momento corrispondente a χ^* e ε^* .

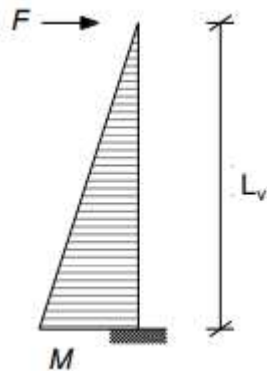


iii. Duttilità dell'elemento

Si definisce duttilità dell'elemento strutturale la capacità dell'elemento di sopportare spostamenti o rotazioni in campo anelastico senza eccessivo decremento della forza o del momento resistenti. Per passare dall'energia immagazzinata nella sezione a quella dell'intero elemento, occorre integrare il diagramma $M - \chi$ per tutta la lunghezza dell'elemento e si ottiene la rotazione dell'elemento non lineare. In particolare si parla di *rotazione alla corda*, che è definita come angolo compreso tra:

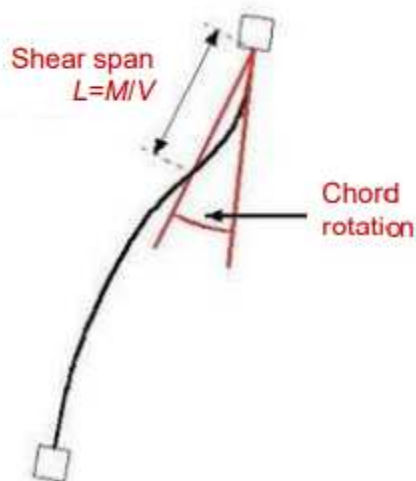
- La congiungente tra il baricentro della sezione di estremità e il baricentro della sezione di nullo
- La tangente all'asse dell'elemento nella sezione di estremità

La distanza tra l'estremità e il flesso in cui si annulla il momento è detta *luce di taglio* L_v ed è pari al rapporto tra il momento e il taglio. Infatti se

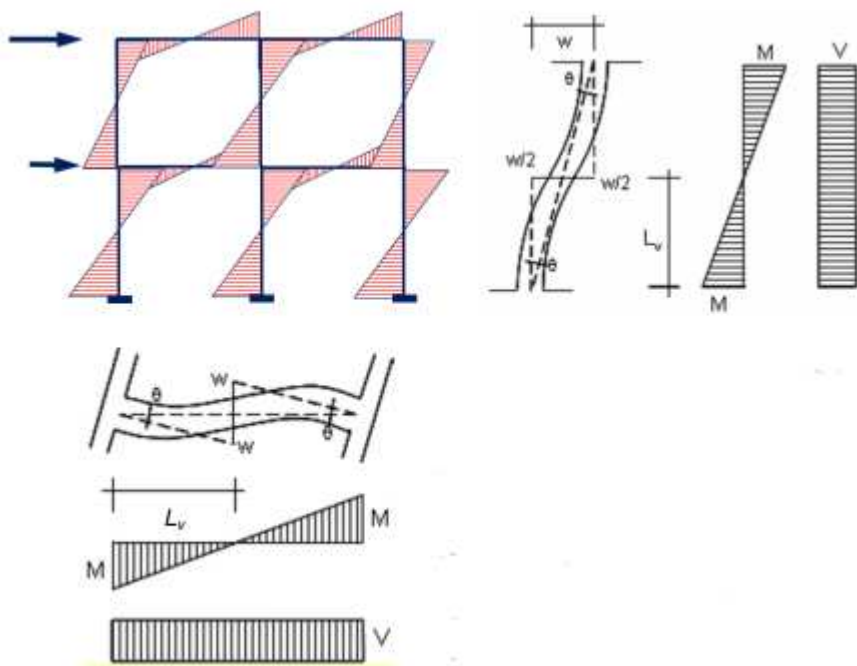


considerassimo una mensola con una forza orizzontale in testa avremo un taglio costante V e un momento lineare, perciò L_v sarebbe:

$$L_v = \frac{M}{V}$$



Tale schema con taglio costante e momento lineare si ripete poi nei pilastri e nelle travi di un telaio soggetto solo a carichi orizzontali, senza carichi verticali:



Se w è lo spostamento relativo delle sezioni di estremità, si può definire la *rotazione alla corda* ϑ come:

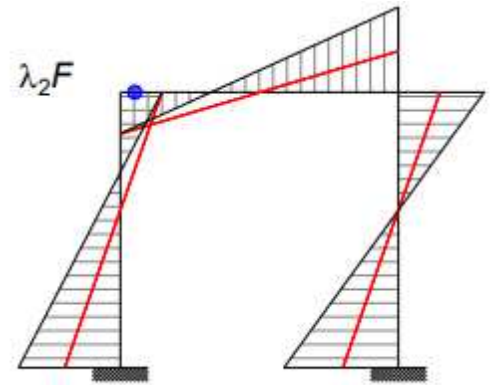
$$\vartheta = \frac{w/2}{L_v}$$

Il problema sulla luce di taglio emerge per valutare

il punto di flesso della deformata, cioè il punto di nullo del diagramma dei momenti. Infatti questo punto non è fisso e in particolare:

- Finchè il telaio rimane in campo elastico il punto rimane fisso nella stessa sezione anche se dovessero aumentare i momenti

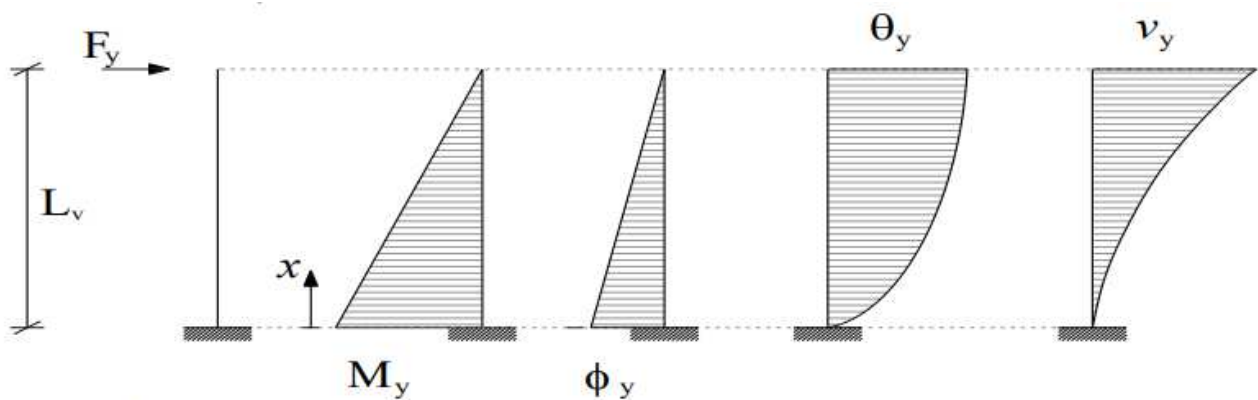
- Quando iniziano a fermarsi le prime cerniere e il telaio entra in campo elastoplastico si ha una redistribuzione delle sollecitazioni flettenti M con conseguente traslazione del punto di flesso. Infatti quando ad un'estremità della trave si forma una cerniera plastica, in quella sezione il momento non aumenta più mentre nell'altra estremità il momento continua ad aumentare spostando il punto di flesso, e di conseguenza varia anche la luce di taglio. Generalmente si assume una luce di taglio costante durante il percorso di carico pari a:



$$L_v = \frac{L}{2}$$

Per calcolare la rotazione alla corda si fa riferimento ad una mensola in c.a. con una forza concentrata in testa di lunghezza L_v :

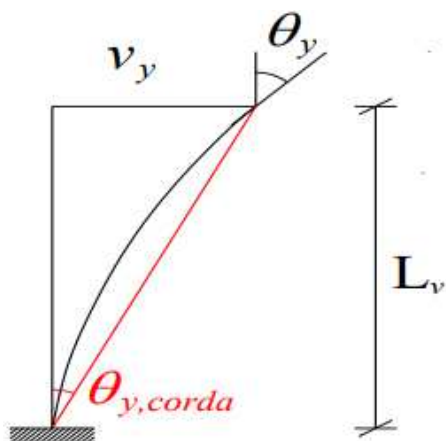
- Quando la mensola è ancora in campo elastico, prima dello snervamento, si avranno un momento al limite elastico lineare M_y , una curvatura ϕ_y , una rotazione ϑ_y ottenuta integrando la curvatura e uno spostamento v_y .



Mediante la linea elastica flessionale si ottiene:

$$\vartheta_y = \frac{1}{2} \phi_y L_v \quad ; \quad v_y = \frac{1}{3} \phi_y L_v^2$$

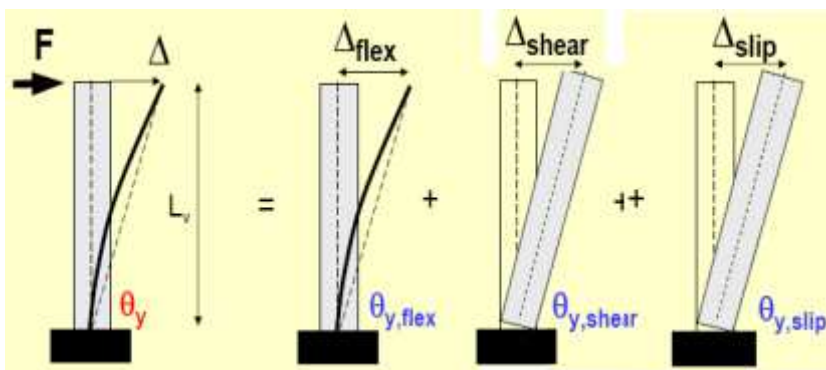
, da cui la *rotazione alla corda in campo elastico* vale:



$$\vartheta_{y,corda} = \frac{v_y}{L_v} = \frac{\frac{1}{3}\phi_y L_v^2}{L_v} = \frac{\phi_y L_v}{3}$$

In realtà questo è solo il contributo di rotazione fornito dalla deformazione elastica ed occorre quindi tenere in conto anche degli effetti locali tali per cui abbiamo altri due contributi:

- La rotazione dovuta al taglio
- La rotazione dovuta al fenomeno dello Yield Penetration, che si ha



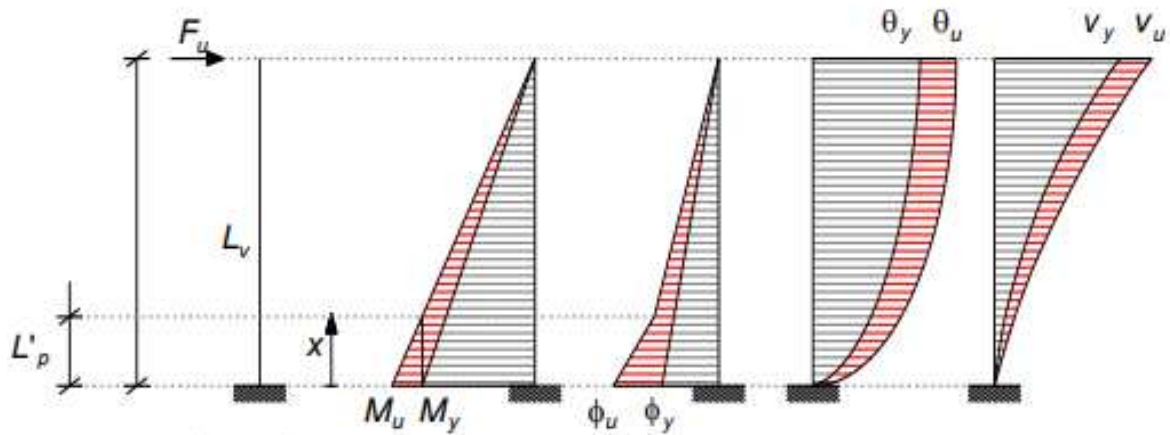
perché non c'è un perfetto vincolo alla base che permette alla sezione di base di ruotare e comporta uno scorrimento delle armature.

Possiamo quindi scrivere:

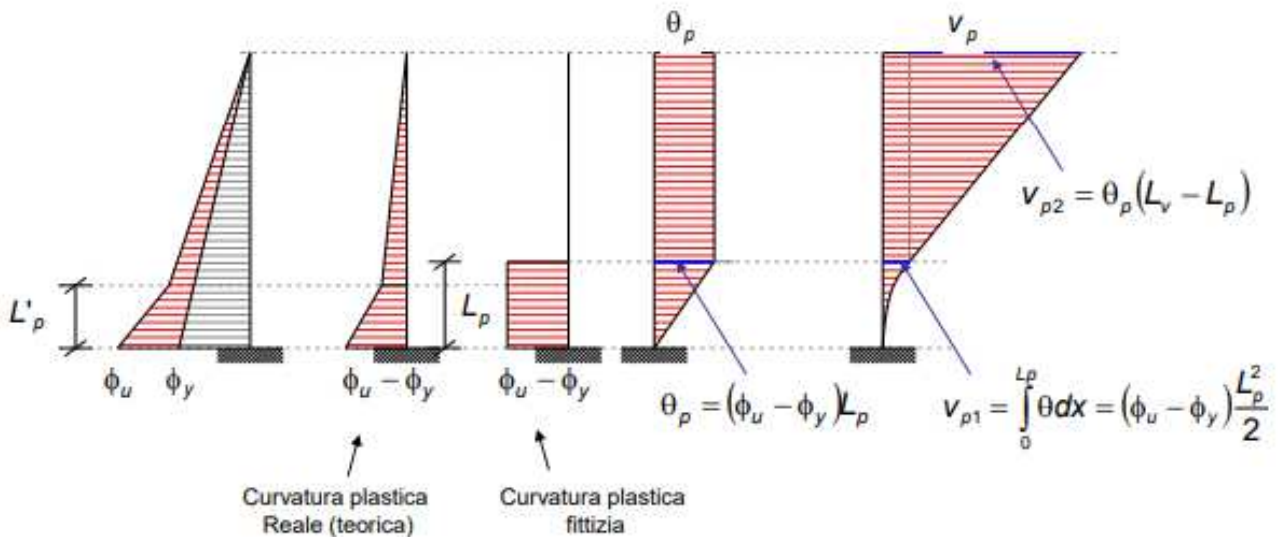
$$\vartheta_{y,corda} = \frac{\phi_y L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri}$$

$$\vartheta_{y,corda} = \frac{\phi_y L_v}{3} + 0,002 \left(1 + 1,125 \frac{h}{L_v} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti}$$

- nel momento in cui la mensola, all'aumentare della forza, entra in campo elastoplastico, il momento aumenta fino al momento ultimo M_u e di conseguenza aumentano anche tutti gli altri contributi di curvatura, rotazione e spostamento con deformazioni non lineari.



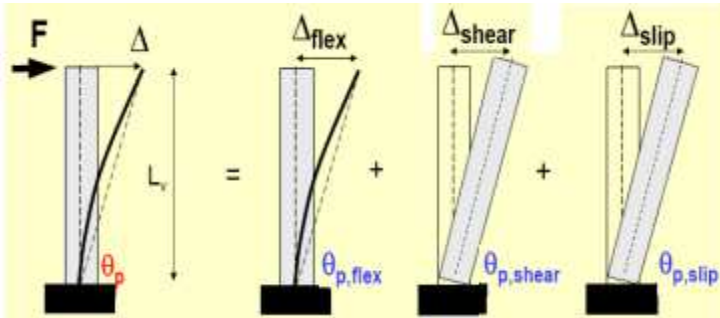
In particolare nel tratto di mensola che si è plasticizzato di lunghezza L'_p , che risulta essere inferiore alla lunghezza della cerniera plastica L_p , la curvatura aumenta di più cambiando pendenza e proprio dal diagramma di ϕ si può calcolare la *rotazione alla corda in campo plastico*. Per fare ciò si considera solamente l'incremento di curvatura dal limite elastico in poi e per semplicità si concentra la non linearità in una sola sezione approssimando il diagramma ad un rettangolo costante, lungo L_p e di ampiezza pari alla differenza di curvatura $\phi_u - \phi_y$:



Nota la curvatura si può trovare la rotazione in campo plastico ϑ_p , che è lineare fino a L_p e poi prosegue costante per tutto il resto dell'elemento. Facendo l'integrale della rotazione otteniamo lo spostamento v_p che è dato dalla somma di due contributi:

$$\vartheta_{p,corda} = \frac{v_p}{L_v} = (\phi_u - \phi_y)L_p \left(1 - \frac{L_p}{2L_v}\right)$$

Per quanto riguarda la *lunghezza della cerniera plastica* L_p , essa è una lunghezza convenzionale che tiene conto di 3 contributi di spostamento plastico:



$$\vartheta_p = \vartheta_{p,flessione} + \vartheta_{p,taglio} + \vartheta_{p,slip}$$

Gli effetti locali per il taglio e lo yield penetration vengono presi in considerazione andando ad aumentare la lunghezza della cerniera plastica e infatti:

$$L_{pl} = 0,1L_v + 0,17h + 0,24 \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

In particolare:

- il taglio induce delle fessure inclinate rispetto all'orizzontale per cui sulle barre di armatura che attraversano queste fessure si ha un incremento di tensione
- lo yield penetration è legato alla rotazione della sezione di base a causa di un accumulo di deformazioni dovute al trasferimento degli sforzi dalle barre di acciaio al cls lungo la lunghezza di ancoraggio. Essendo l'acciaio snervato le deformazioni sono elevate e questo genera uno scorrimento delle barre all'interfaccia con perdita dell'ipotesi di perfetta aderenza, si crea una fessura alla base dell'elemento e la rotazione comporta una deformazione in sommità.

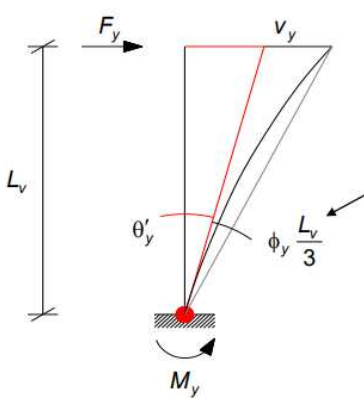
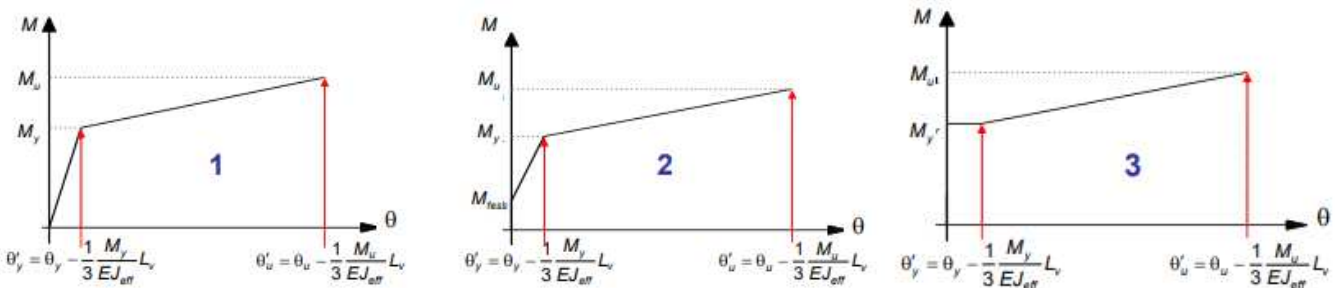
Nota la lunghezza della cerniera plastica e la curvatura ultima, la norma definisce anche una *rotazione alla corda di collasso* ϑ_u , in cui all'SLU compare un coefficiente di sicurezza γ_{el} pari a:

$$\gamma_{el} = \begin{cases} 1,5 & \text{per elementi primari} \\ 1,0 & \text{per elementi secondari} \end{cases}$$

Quindi:

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} (\vartheta_y + \vartheta_p) = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\vartheta_y + (\phi_u - \phi_y) L_p \left(1 - \frac{0,5 L_{pl}}{L_v} \right) \right]$$

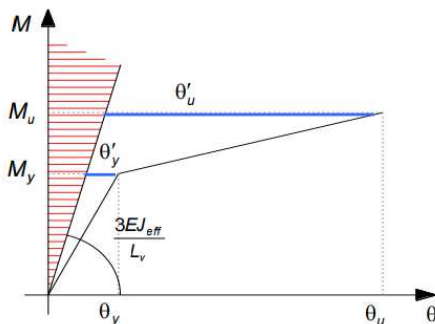
La cerniera plastica in cui viene concentrata la non linearità dell'elemento strutturale ha un comportamento deformativo che può essere descritto mediante un legame costitutivo momento-rotazione alla corda, che può essere di questi tipi:



In essi si nota che i legami sono rigido-plastici, ovvero il contributo elastico $\vartheta_y = \frac{\phi_y L_v}{3}$ viene trascurato e si considerano solamente gli effetti locali secondari, perciò i valori di rotazione alla corda da definire nel legame della C.P. sono:

$$\vartheta'_y = \vartheta_y - \frac{\phi_y L_v}{3} = \vartheta_y - \frac{M_y L_v}{E J_{eff} 3}$$

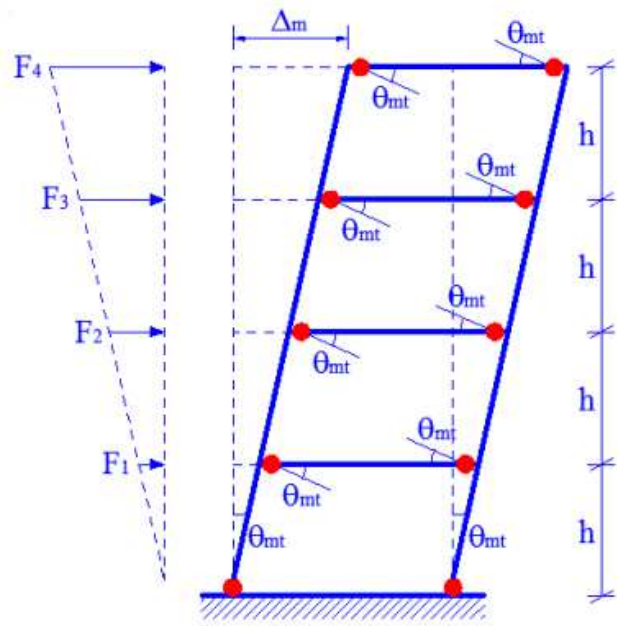
$$\vartheta'_u = \vartheta_u - \frac{\phi_u L_v}{3} = \vartheta_u - \frac{M_u L_v}{E J_{eff} 3}$$



, dove $E J_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y}$ è la rigidezza effettiva della sezione.

iv. Duttività di struttura

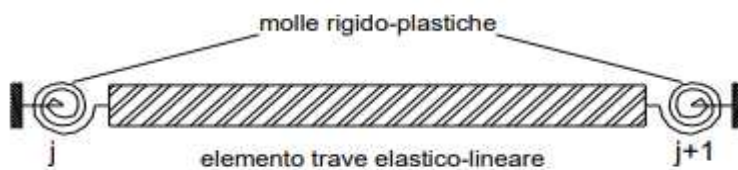
La duttività di struttura dipende dalla duttività dei singoli elementi e per far sì che la capacità di dissipazione dell'energia sia massima occorre progettare secondo la gerarchia delle resistenze in modo da poter attivare più cerniere possibili. Questo contribuisce ad aumentare la duttività e anche la sovreresistenza.



5.4.4 Modellazione

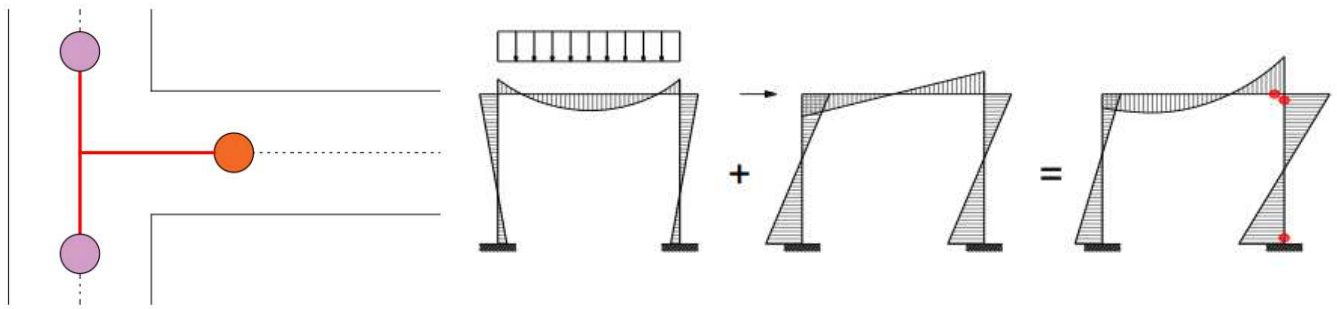
Per rappresentare il comportamento non lineare è possibile utilizzare due tipi di modelli:

- 1) Modello a plasticità concentrate, dove appunto la non linearità viene concentrata in un tratto di elemento che chiamiamo *cerniera plastica*. Al di fuori di tali zone l'elemento rimane in campo elastico.



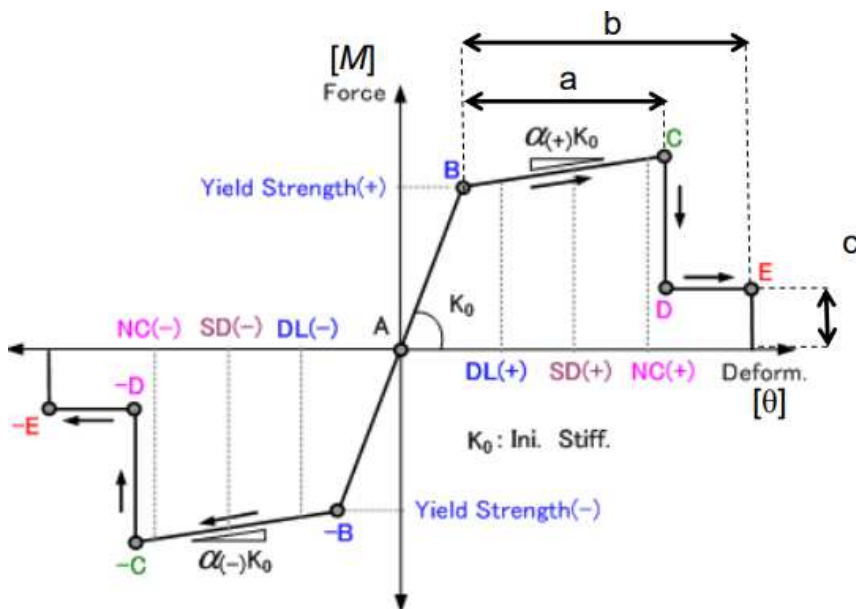
Dopo aver eseguito quindi l'analisi elastica occorre collocare tali cerniere nei punti in cui sollecitando il sistema con forze simulanti il sisma si ottengono i momenti massimi. Generalmente:

- le *cerniere flessionali* si formano alle estremità di travi e pilastri. Per modellare la zona nodale occorre inserire una **cerniera a flessione** semplice, essendo N ridotto, due **cerniere a pressoflessione** sui pilastri dove lo sforzo assiale è più significativo, e dei **braccetti rigidi**.



Il legame costitutivo delle cerniere:

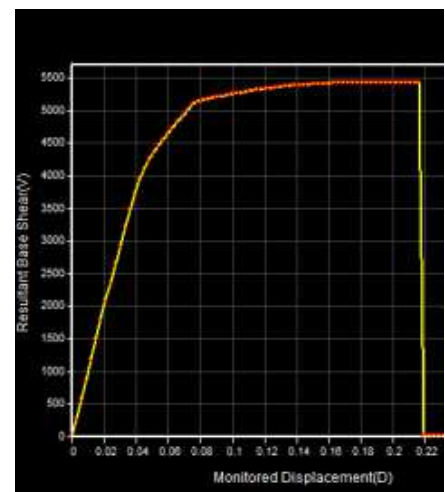
- a flessione e pressoflessione relaziona il momento con la rotazione alla corda ed è costituito da un tratto elastico iniziale fino al momento



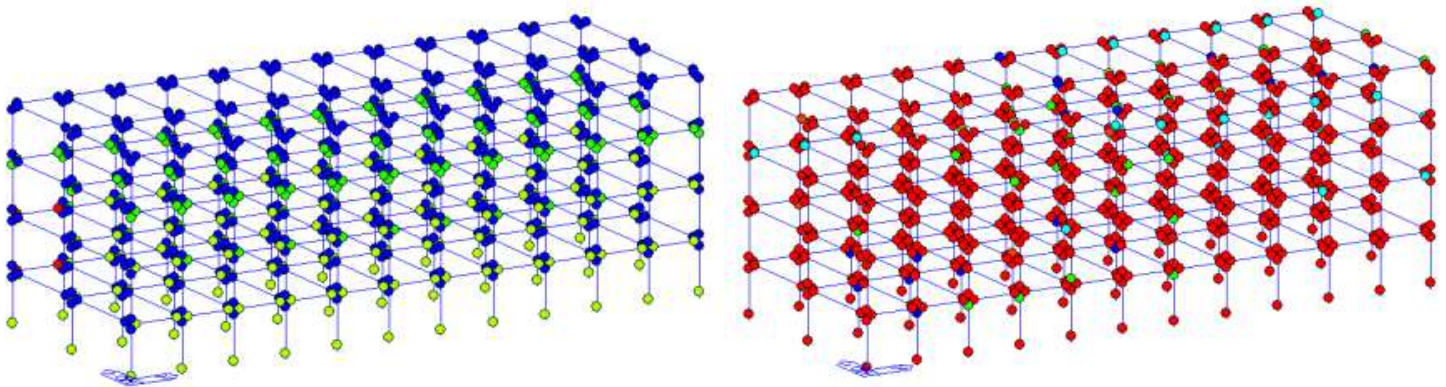
elastico a snervamento M_y (SLO), seguito da un tratto plastico incrudente fino al momento ultimo M_u (SLD), un tratto poi discendente dopo la rottura (SLV) e infine un tratto residuo orizzontale dove si verifica il collasso (SLC).

Il risultato dell'analisi di pushover con un modello a plasticità concentrate si può presentare sottoforma di:

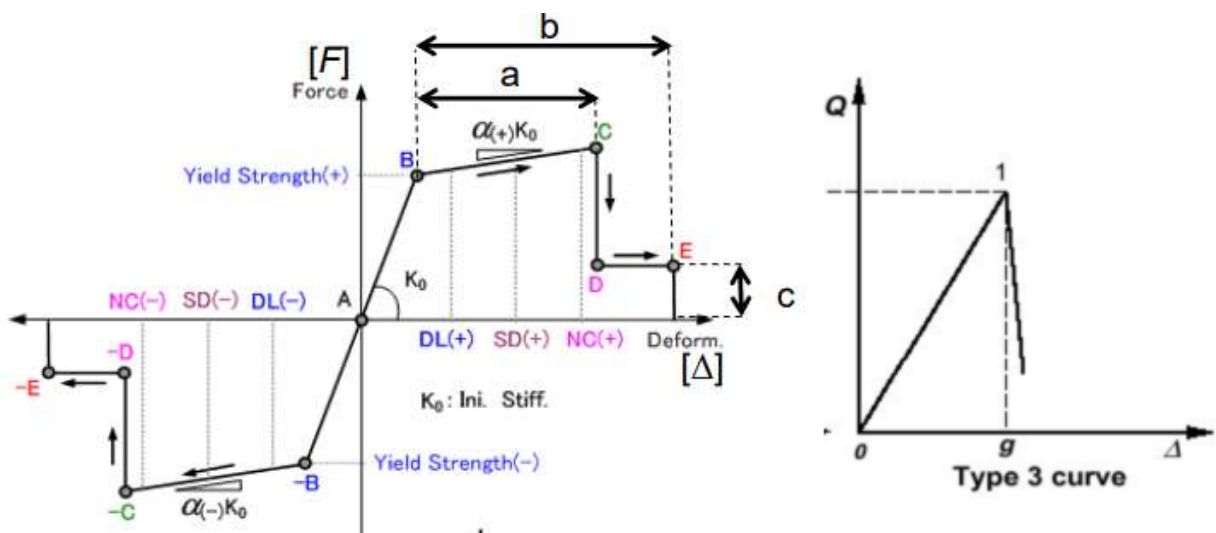
- o Curva di pushover, o di capacità



- Telaio con la rappresentazione di tutte le cerniere plastiche attivate, diverse tra loro a seconda se sono ancora in campo elastico o già in campo plastico

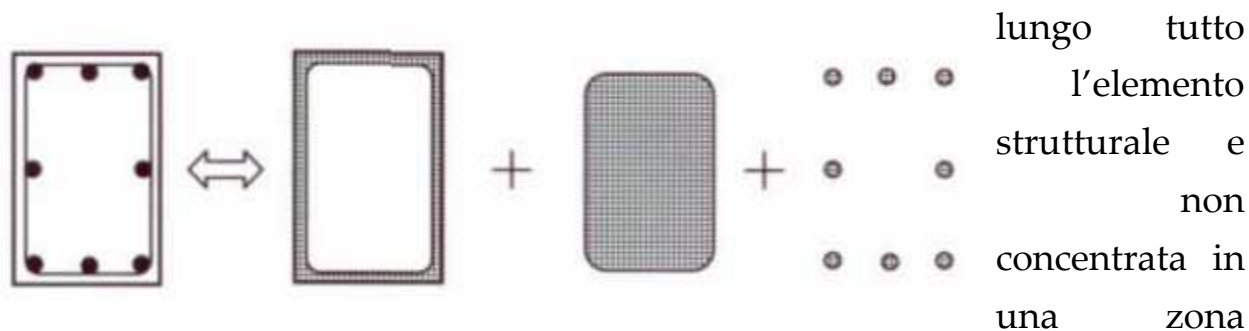


- A taglio relaziona la forza con lo spostamento ed ha la stessa forma del legame flessionale. Tali cerniere vengono posizionate solitamente nella parte centrale delle travi ed hanno un comportamento fragile, con un tratto plastico ridotto e una duttilità limitata.



I modelli a plasticità concentrate sono i più diffusi perché di semplice uso e con un ridotto costo computazionale, nonché tengono conto degli effetti locali come yield penetration e fessurazione a taglio.

2) Modello a plasticità diffusa o a fibre, dove la non linearità è diffusa



ridotta. Sono quindi modelli più sofisticati, ma non necessariamente migliori poiché non considerano gli effetti locali secondari. In questi casi non si parla più di legami momento-rotazione ma si possono prendere direttamente i legami costitutivi dei materiali che costituiscono l'elemento.

5.4.5 Distribuzione delle forze e analisi

Per quanto riguarda le forze d'inerzia da applicare alla struttura per svolgere l'analisi di pushover, si considerano almeno due distribuzioni di forze:

- la prima appartenente alle distribuzioni principali (Gruppo 1)
- l'altra appartenente alle distribuzioni secondarie (Gruppo 2)

, dove:

“Gruppo 1-Distribuzioni principali:

- *se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:*

- distribuzione proporzionale alle forze statiche (analisi statica lineare) di cui al §7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
- distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano (tagli di piano) agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$.

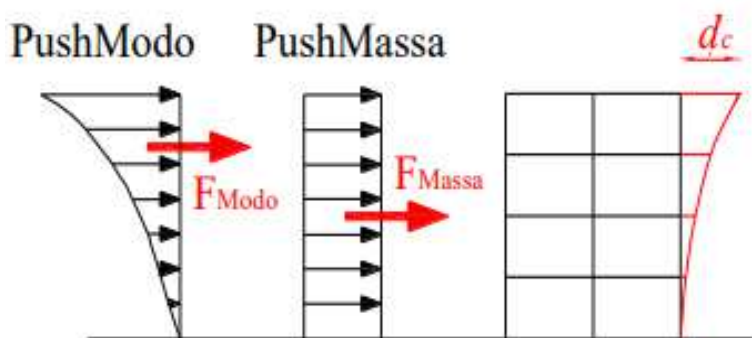
Gruppo 2-Distribuzioni secondarie:

- distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione
- distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura
- distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi."

Finchè la struttura rimane in campo elastico la forma della distribuzione non varia ed aumenta solo l'intensità, mentre tende a variare in campo postelastico.

Secondo l'OPCM 3431 le distribuzioni di forza da adottare sono due:

- una proporzionale alle masse, che chiamiamo PUSHMASSA, equivalente alla distribuzione a) del Gruppo 2, cioè uniforme



- Una proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo, che chiamiamo PUSHMODO ed è equivalente

alla seconda distribuzione del Gruppo 1.

Gli studi hanno dimostrato che il pushover:

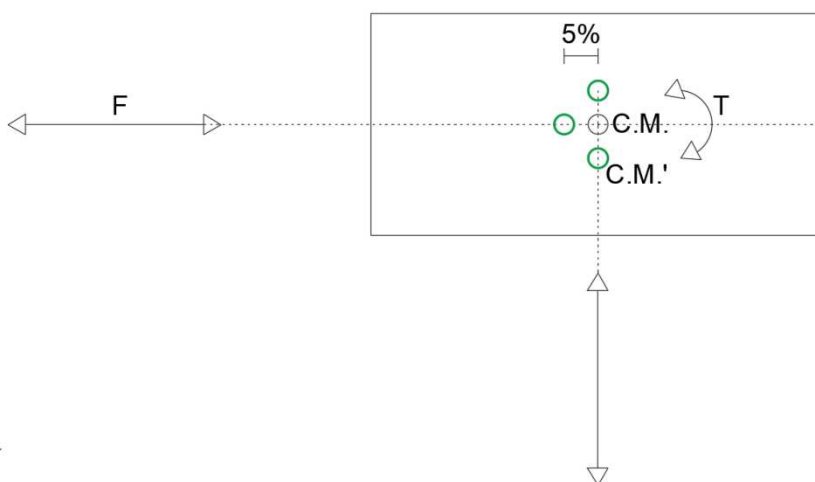
- fornisce migliori risultati per strutture a telaio con periodi bassi e medio-bassi
- ci sono buoni risultati anche nel caso di strutture irregolari se ben progettate
- dà risultati migliori con una distribuzione triangolare inversa che con distribuzione uniforme che risulta più adatta solo in casi particolari

Secondo quanto descritto dalle NTC quindi, riassumendo, si sollecita prima la struttura con i carichi esclusivamente gravitazionali e si fa un'analisi statica con la combinazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21}Q_{k1} + \psi_{22}Q_{k2} + \psi_{23}Q_{k3} + \dots$$

Dopodichè si applicano le forze orizzontali, che vengono incrementate lasciando invariati i rapporti tra le forze applicate ai diversi piani. Per tenere conto della variabilità del moto sismico e di incertezze nella localizzazione delle masse, si introduce un'eccentricità accidentale del centro di massa:

- costante per entità e direzione su tutti gli orizzontamenti
- pari al 5% della dimensione dell'edificio misurata perpendicolarmente



alla direzione di applicazione dell'azione sismica. Ciò si può ottenere o spostando il centro di massa o aggiungendo dei momenti torcenti T alle forze di spinta F.

Le combinazioni di analisi saranno quindi 16 perché avremmo:

- 2 distribuzioni pushmassa e pushmodo
- 2 versi dell'azione sismica + e -
- 2 due direzioni di spinta X e Y
- 2 torcenti TP positivo e TP negativo

Quindi:

- | | |
|----------------------|---------------------|
| I. Pushmassa X+TP | IX. Pushmodo X+TP |
| II. Pushmassa X+TN | X. Pushmodo X+TN |
| III. Pushmassa Y+TP | XI. Pushmodo Y+TP |
| IV. Pushmassa Y+TN | XII. Pushmodo Y+TN |
| V. Pushmassa X-TP | XIII. Pushmodo X-TP |
| VI. Pushmassa X-TN | XIV. Pushmodo X-TN |
| VII. Pushmassa Y-TP | XV. Pushmodo Y-TP |
| VIII. Pushmassa Y-TN | XVI. Pushmodo Y-TN |

5.4.6 Valutazione della sicurezza

La valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli SLU e in particolare:

- all'SLV
- all'SLC

; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli SLE i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal progettista.

La circolare definisce:

- *Elementi primari* come quelli che contribuiscono alla capacità sismica

- *Elementi strutturali secondari e elementi non strutturali*, che devono soddisfare i requisiti riportati nelle NTC al §7.2.3

Alcuni elementi considerati non strutturali ma comunque dotati di resistenza non trascurabile, come le tamponature, o anche elementi strutturali che non sono tenuti in conto nei modelli, come i travetti, possono essere considerati nelle valutazioni di sicurezza globali della costruzione a patto che ne sia verificata l'efficacia.

La norma poi classifica gli elementi e i meccanismi resistenti di un edificio esistente in c.a. o in acciaio in:

- *“Meccanismi duttili: travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale”*, quindi tutti quelli soggetti a flessione (M) e pressoflessione (M+N). Tali meccanismi possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme, ad esempio localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura. La verifica di sicurezza va eseguita *“controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione o di resistenza in relazione al metodo utilizzato”*, ma generalmente si prende la deformazione visto che alla resistenza massima corrispondono tanti livelli di deformazione in un legame elastoplastico perfetto e non andrebbe bene. Infatti la norma dice che *“La verifica degli elementi duttili è eseguita confrontando la domanda in termini di deformazione ottenuta dall'analisi con la relativa capacità”* e *“la domanda si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite”*.
- *“Meccanismi fragili: meccanismi di taglio in travi, pilastri, pareti e nodi”*, ma anche *“Pilastri e pareti soggetti a sollecitazioni di sforzo normale particolarmente elevate possono manifestare comportamento fragile.”* Sono meccanismi che possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e

possono determinare il collasso dell'intera struttura. La verifica consiste nel controllare "che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di resistenza" ed infatti qui è possibile prendere la resistenza massima in quanto corrispondente con la deformazione massima. La norma dice che "La verifica degli elementi fragili è eseguita confrontando la domanda in termini di sollecitazioni con la relativa capacità" e "la domanda in termini di sollecitazione di taglio si può calcolare utilizzando la seguente procedura:

- a. Si valuta il taglio massimo alla base V_{bu} sulla base dei risultati dell'analisi statica non lineare
- b. Si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente al raggiungimento di tale sollecitazione di taglio
- c. Se lo spostamento d_{max} relativo allo stato limite considerato è minore di d_{cu} , la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di d_{max}
- d. Se $d_{max} > d_{cu}$, la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di d_{cu} ."

Per quanto riguarda quindi la **domanda**, la norma specifica che "le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili sia fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale eseguita utilizzando i valori medi delle proprietà dei materiali", cioè f_{ym} e f_{cm} .

Per quanto riguarda il calcolo della **capacità**, nel caso degli elementi:

- "duttile si impiegano le proprietà dei materiali esistenti, determinate secondo le modalità indicate al §8.5.3, divise per i fattori di confidenza corrispondenti al livello di conoscenza raggiunto" e quindi:

$$\frac{f_{ym}}{FC} ; \frac{f_{cm}}{FC}$$

- *“fragili, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza” e quindi:*

$$\frac{f_{ym}}{FC \cdot \gamma_s} ; \frac{f_{cm}}{FC \cdot \gamma_c}$$

-Verifiche sugli elementi duttili -

Per quanto riguarda la verifica degli elementi duttili, essa può essere condotta:

- all'SLD, andando a valutare la capacità di rotazione rispetto alla corda allo snervamento:

$$\vartheta_{y,corda} = \frac{\phi_y L_v}{3} + 0,0013 \left(1 + 1,5 \frac{h}{L_v}\right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per travi e pilastri}$$

$$\vartheta_{y,corda} = \frac{\phi_y L_v}{3} + 0,002 \left(1 + 1,125 \frac{h}{L_v}\right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad \text{per pareti}$$

dove:

ϕ_y curvatura a snervamento della sezione terminale

h altezza della sezione

d_b diametro medio delle barre longitudinali

f_c, f_y resistenza a compressione del calcestruzzo e a snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], 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.

- all'SLV, dove *“la capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, ϑ_{SD} , può essere assunta pari a $\frac{3}{4}$ del valore ϑ_u valutato per l'SLC”.*

- all'SLC, cioè allo stato limite di prevenzione del collasso, dove "la capacità ϑ_u in termini di rotazione totale rispetto alla corda può essere valutata alternativamente utilizzando modelli numerici che tengano in debito conto i contributi del calcestruzzo, dell'acciaio e dell'aderenza acciaio calcestruzzo, ovvero mediante formule di comprovata validità, come ad esempio:

$$\vartheta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; w')}{\max(0,01; w)} \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1,25^{100 \rho_d})$$

dove:

$\gamma_{el} = 1,5$ per gli elementi primari ed 1.0 per gli elementi secondari

L_v è la luce di taglio

h è l'altezza della sezione

$v = N/(A_c f_c)$ è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione A_c

$w = \frac{A_s f_y}{A_c f_c}$ e $w' = \frac{A_s' f_y}{A_c f_c}$ sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente

f_c, f_y e f_{yw} sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al livello di conoscenza raggiunto

$\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$ è la percentuale di armatura trasversale (s_h =interasse delle staffe nella zona critica)

ρ_d è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione

α è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_0}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_0}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_0b_0}\right)$$

(b_0 e h_0 dimensioni del nucleo confinato, b_i distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

In generale quindi per gli elementi soggetti a flessione, con o senza sforzo normale, "la capacità in termini di deformazione è definita con riferimento alla rotazione ϑ dell'elemento, data dal rapporto tra lo spostamento relativo tra la sezione d'estremità e la sezione caratterizzata da momento flettente nullo e la loro distanza, pari alla luce di taglio $L_v = M/V$ ".

- Verifiche elementi fragili-

Per quanto riguarda invece gli elementi fragili, occorre valutare la sicurezza di:

- travi e pilastri, dove la resistenza a taglio va determinata:
 - come in condizioni non sismiche nel caso in cui la struttura sia soggetta esclusivamente a carichi gravitazionali e quindi si utilizza il metodo con $\vartheta=45^\circ$ o ϑ variabile. Per le travi va considerato, ove presente, anche il contributo delle barre di armatura piegate.
 - in funzione della domanda di duttilità della struttura nel caso in cui venga investita anche da azioni sismiche. In particolare nel C8.7.2.3.5 della circolare viene definita la *domanda di duttilità* come:

$$\mu_\Delta = \frac{\vartheta_m}{\vartheta_y}$$

dove ϑ_m è la rotazione massima per il livello di azione sismica considerato

ϑ_y è la rotazione di prima plasticizzazione

A seconda del valore assunto da μ_{Δ} si avrà una resistenza al taglio V_{Rd} diversa, in particolare se:

$$\mu_{\Delta} \begin{cases} < 2 \text{ allora } V_{Rd} = \max\{V_R; \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})\} \\ > 3 \text{ allora } V_{Rd} = V_R \\ > 2 \text{ e } < 3 \text{ allora } V_{Rd} \text{ si ottiene interpolando} \\ \text{ i valori ottenuti dai due casi precedenti} \\ < 1 \text{ allora } V_{Rd} \text{ è pari a quella degli elementi} \\ \text{ senza armature trasversali resistenti a taglio} \end{cases}$$

, dove V_R è la resistenza a taglio in condizioni cicliche, quali quelle sismiche, che “può essere valutata sulla base dei tre contributi dovuti all’entità dello sforzo normale N , al calcestruzzo e all’acciaio, nonché dell’interazione con la rotazione flessionale dell’elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità, $\mu_{\Delta,pl}$ ” e quindi sarà pari a:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[\frac{h-x}{2L_v} \min(N, 0,55A_c f_c) + (1 - 0,05 \min(0,5; \mu_{\Delta,pl})) \cdot \left[0,16 \max(0,5; 100\rho_{tot}) \left(1 - 0,16 \left(5; \frac{L_v}{h} \right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right]$$

, dove:

$\gamma_{el} = 1,15$ per gli elementi primari ed $1,0$ per gli elementi secondari

h è l’altezza totale della sezione

x è l’altezza della zona compressa della sezione (profondità dell’asse neutro)

N è lo sforzo normale di compressione (assunto pari a zero se di trazione)

L_v è la luce di taglio

A_c è l’area della sezione pari a $(b \cdot x_d)$ per la sezione rettangolare e $\pi D_c^2 / 4$ per quella circolare

f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuta come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corretta sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; per gli

elementi sismici primari il valore di f_c deve essere ulteriormente diviso per il relativo coefficiente parziale;

ρ_{tot} è la percentuale geometrica totale di armatura longitudinale;

V_w è il contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio

$$\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1$$

In ogni caso V_R non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a “taglio compressione”, valutata come per le condizioni non sismiche, utilizzando $\vartheta=45^\circ$ ed assumendo f_{cd} pari alla resistenza media del calcestruzzo divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.”

- nodi trave-pilastro, ma solamente per i nodi non interamente confinati come definiti al §7.4.4.3 delle NTC. La circolare specifica che “*deve essere verificata sia la resistenza a trazione diagonale che quella a compressione diagonale. Per la verifica si possono adottare le seguenti espressioni:*

- *per la resistenza a trazione:*

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0,3\sqrt{f_c}$$

- *per la resistenza a compressione:*

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0,5\sqrt{f_c}$$

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_j indica il taglio totale agente sul nodo, ottenuto come somma algebrica del taglio trasmesso dal pilastro superiore e degli sforzi orizzontali trasmessi dalle parti superiori delle travi, $A_j = b_j h_{jc}$ dove b_j e h_{jc} sono stati definiti al §7.4.4.3.1 della norma. 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.

- Verifiche globali -

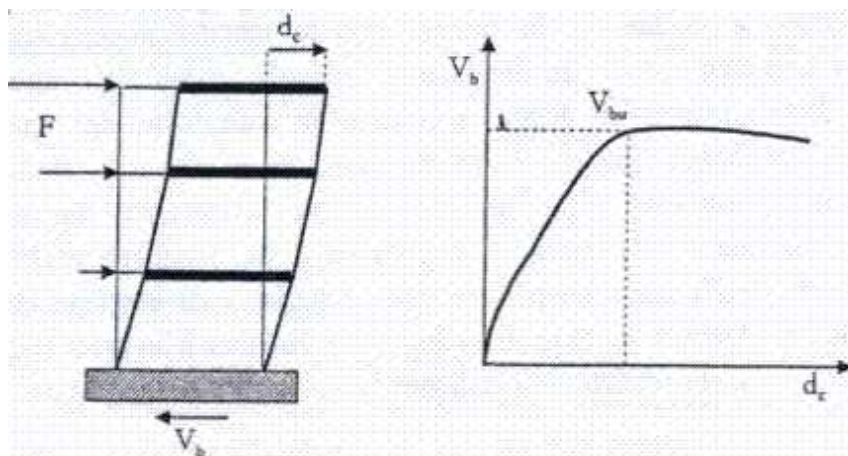
La verifica globale della struttura consiste nel confrontare la capacità, data dalla curva di pushover, con la domanda richiesta dall'azione sismica di progetto. Ci sono due metodi che possiamo utilizzare:

- I. METODO N2 (Fajfar 2000)
- II. METODO CSM (Capacity Spectrum Method)

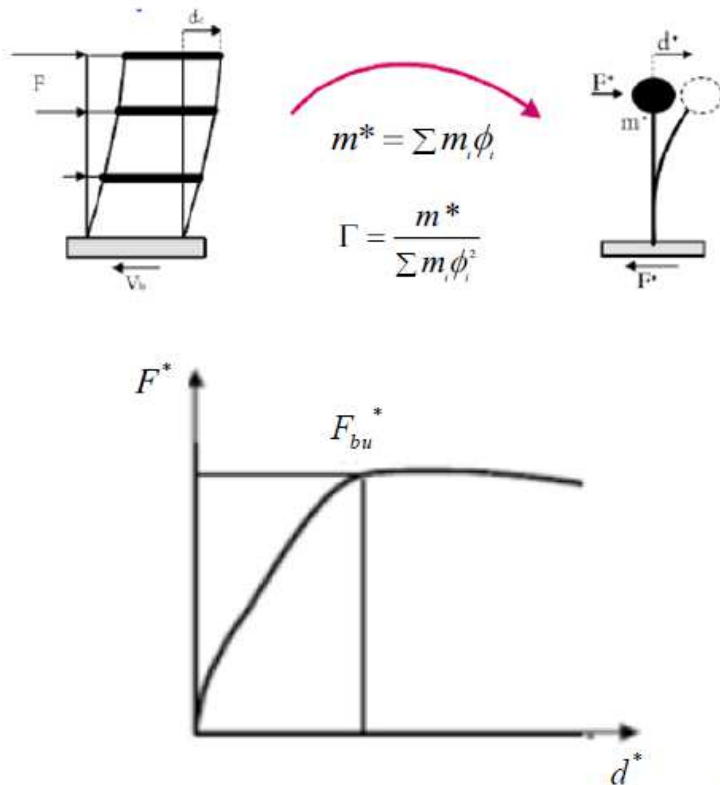
METODO N2

Il metodo N2 è il criterio proposto nelle NTC per la determinazione della capacità e della domanda, dove la sigla N2 indica che il metodo è non lineare e che si utilizzano 2 modelli di calcolo della struttura, cioè MDOF=Multi degree of freedom e SDOF=Single degree of freedom. Gli step di verifica sono:

- 1) Determinazione della curva di pushover taglio alla base V -spostamento del punto di controllo d .



- 2) La curva ottenuta però è riferita ad un sistema a più gradi di libertà, ma è necessario passare ad un sistema strutturale ad un solo grado di libertà SDOF visto che la domanda sismica è lo spettro elastico riferito ad un oscillatore semplice (1GdL).



Operativamente questo passaggio avviene dividendo ascissa e ordinata della curva di capacità per il fattore di partecipazione di massa Γ , ottenendo così una nuova curva della stessa forma nel piano $F^* - d^*$, con:

$$F^* = \frac{V_b}{\Gamma} \quad ; \quad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

, dove $\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi}$

τ è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata; il vettore φ è il modo di vibrare fondamentale del

sistema reale normalizzato ponendo $d_c = 1$;

M è la matrice di massa del sistema reale.

3) Lo step successivo prevede la trasformazione della curva in una bilineare, che andrebbe a rappresentare la risposta di un oscillatore perfettamente plastico. Tale grafico sarà caratterizzato da:

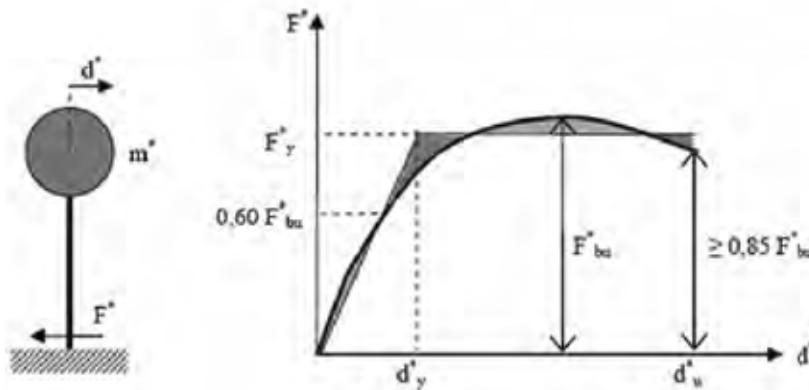


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

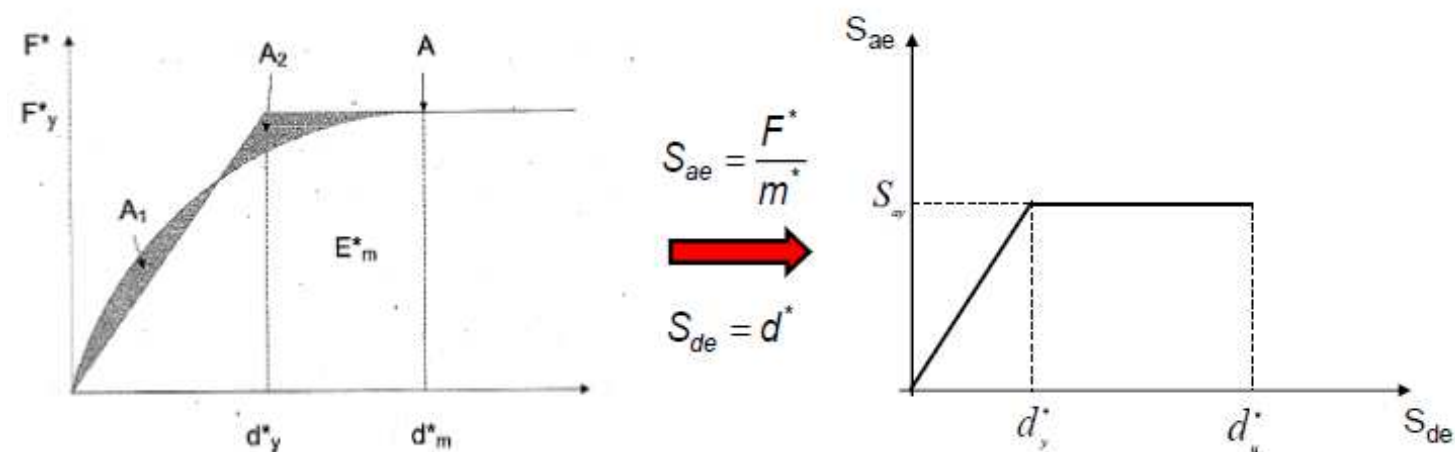
- Un tratto elastico, che passa per il punto della curva corrispondente al valore $0,6 F_{bu}^*$, dove F_{bu}^* è la forza massima della curva. Questo tratto finisce

in corrispondenza della forza di plasticizzazione F_y^* , che si ottiene imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità.

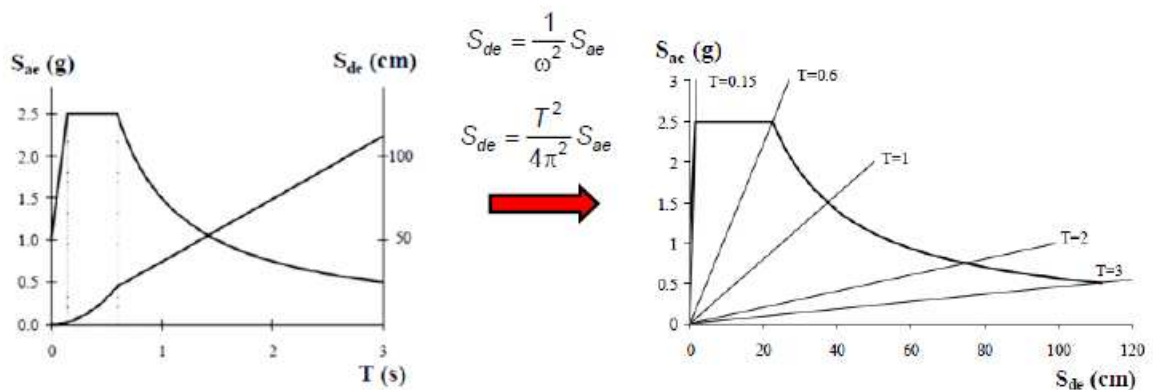
- Un tratto plastico che inizia con F_y^* e si estende fino ad uno spostamento massimo d_u^* , che viene preso pari al minore tra $0,85F_{bu}^*$ e lo spostamento in corrispondenza della non verifica della prima cerniera plastica.

- 4) Si riporta la curva bilineare nel piano *ADRS=Acceleration-Displacement response spectrum*, che descrive la pseudoaccelerazione spettrale S_{ae} in funzione dello spostamento relativo spettrale S_{de} . Ciò si ottiene semplicemente dividendo le ordinate F^* per la massa partecipante m^* tale che:

$S_{ae} = \frac{F^*}{m^*}$, mentre rimane invariata l'ascissa $S_{de} = d^*$. Abbiamo ottenuto la curva di capacità da poter confrontare:

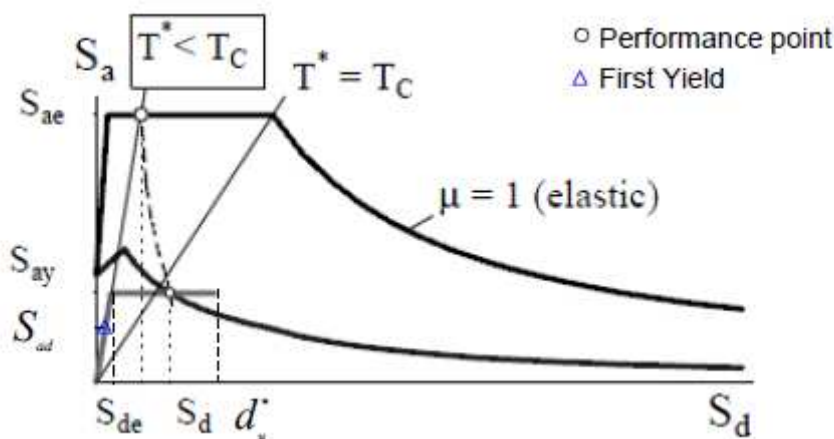


- 5) Si riporta nel piano ADRS lo spettro da normativa, che sarebbe la curva di domanda sismica in cui ad ogni valore del periodo T corrisponde un valore di accelerazione e di spostamento:



Oltre a quello elastico, si riporta anche lo spettro ridotto che tiene conto della capacità dissipativa della struttura.

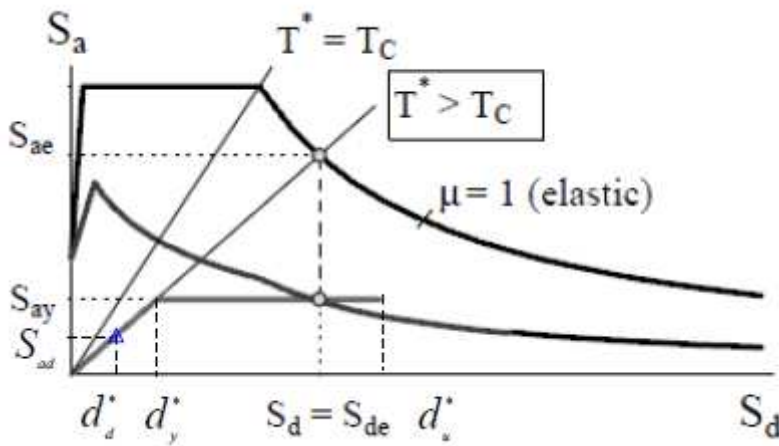
- 6) Nello stesso piano ADRS si vanno a confrontare la capacità data dal pushover e la domanda data dallo spettro, ma vi è il problema che la bilineare è in campo elastoplastico mentre lo spettro è quello elastico. Per risolvere ciò occorre prolungare il tratto elastico della bilineare fino allo spettro elastico e a questo punto possiamo avere due casistiche:
- $T^* < T_c$, che significa che l'intersezione della domanda avviene nel pianerottolo dello spettro perché l'edificio ha un periodo inferiore a T_c e quindi siamo in *equal energy*, cioè l'oscillatore elastico e quello



elastoplastico non hanno lo stesso spostamento ultimo ma dissipano la stessa energia. Riportando la domanda dallo spettro elastico alla curva di capacità, otteniamo il valore S_d che deve

essere inferiore allo spostamento ultimo dato dalla capacità: $S_d \leq d_u^*$

- $T^* \geq T_c$, se intersecando lo spettro elastico siamo oltre il pianerottolo e



quindi si parla di *equal displacement*, cioè gli oscillatori elastico ed elastoplastico hanno lo stesso spostamento ultimo. Anche qui occorre che:

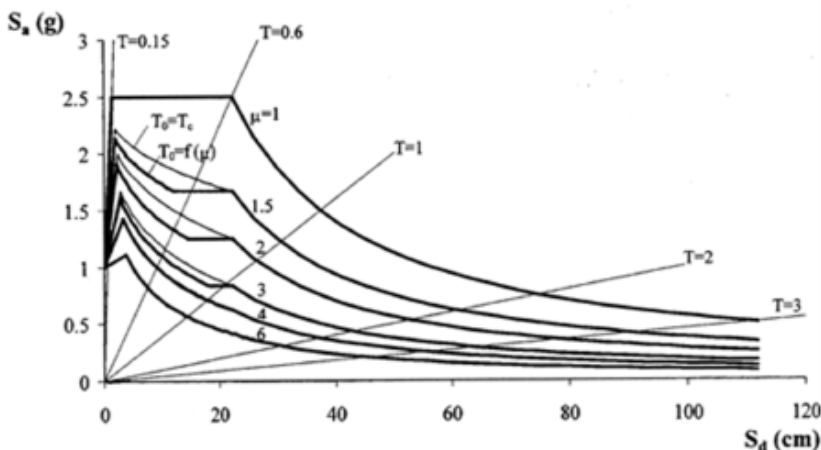
$$S_d \leq d_u^*$$

Dopo aver confrontato capacità e domanda, si eseguono le verifiche degli:

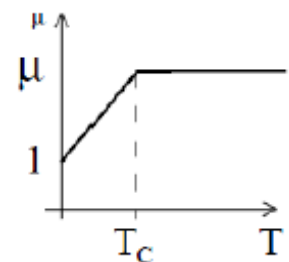
- Elementi duttili in termini di spostamento, cioè rotazione alla corda
- Elementi fragili in termini di resistenza

Possiamo sottolineare che:

1. La capacità ultima della struttura d_u^* è governata dall'attivazione della prima cerniera plastica e non dal raggiungimento dello spostamento relativo al valore $0,85F_{bu}^*$.
2. In sostituzione allo spettro elastico è possibile utilizzare direttamente lo spettro ridotto mediante il fattore di duttilità, detto *spettro a duttilità costante*, dove il fattore di duttilità μ segue un certo andamento in funzione del periodo:



costante, dove il fattore di duttilità μ segue un certo andamento in funzione del periodo:

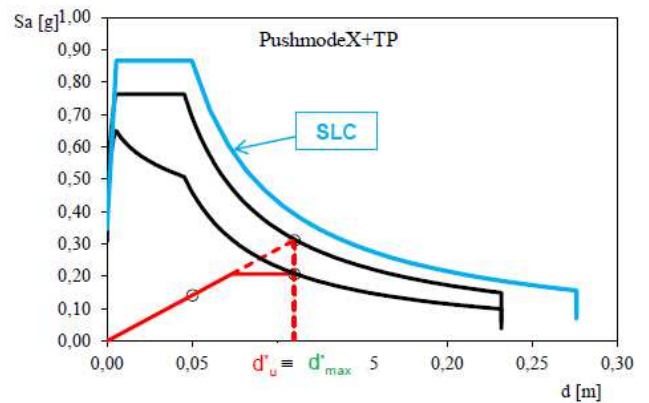
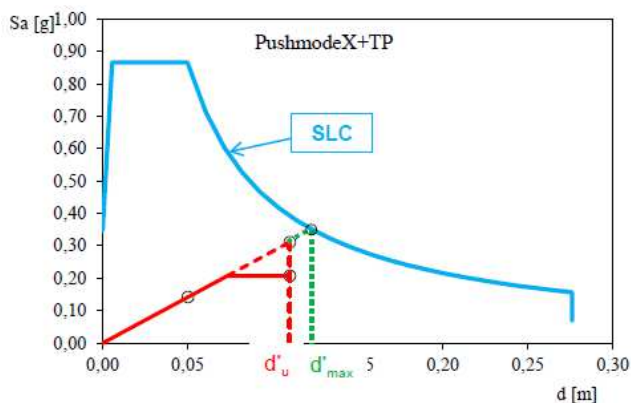
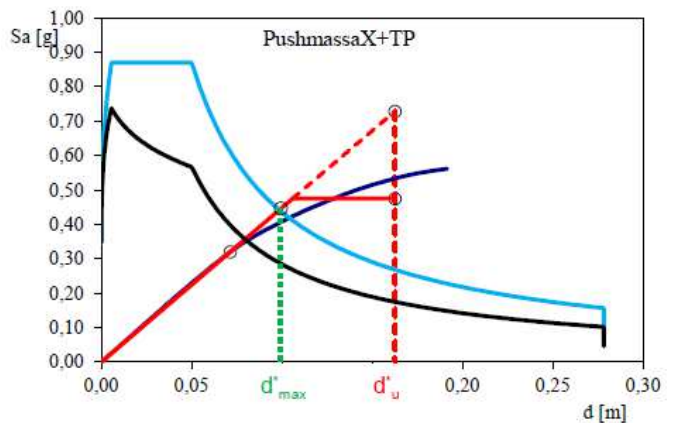


3. Un modo per verificare se la capacità è superiore alla domanda è quello di calcolare gli *indicatori di rischio*, che sono 2 e sono definiti come:

- $I_{ag_{SL}} = \frac{a_{gc}}{a_{g_{SL}}}$, in cui vanno rapportati i valori in termini di PGA, ma non è un indice sufficiente per descrivere l'azione sismica.
- $I_{T_{R-SL}} = \left(\frac{T_{RC-SL}}{T_{RD-SL}}\right)^{0,41}$, che è il rapporto tra i periodi di ritorno della capacità e della domanda, elevato ad un coefficiente $\alpha=0,41$ che serve per ottenere la corretta scala di rischio.

Generalmente:

- Se $I_R > 1$ il livello di rischio è basso, cioè prossimo a quello richiesto dalle norme, perché la capacità della struttura supera abbondantemente la domanda e la verifica è soddisfatta.
- Se $I_R < 1$ il livello di rischio è elevato e la verifica non è soddisfatta perché la capacità della struttura è inferiore alla domanda. Quello che si fa in questo caso è abbattere lo spettro elastico riducendo il periodo e andando a far coincidere la capacità con la domanda iterativamente.



METODO CSM

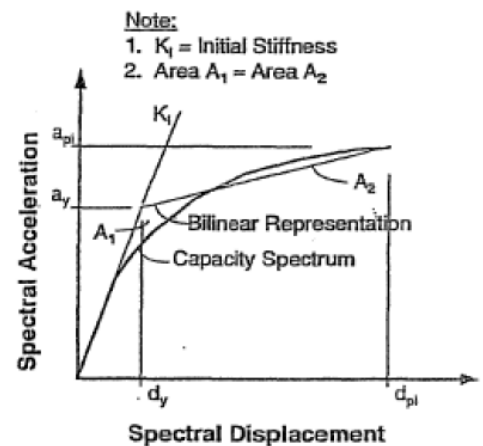
Il metodo CSM permette di valutare quello che chiamiamo *performance point*, cioè quel punto in cui lo spostamento ultimo del sistema ad 1-GdL nella curva di capacità eguaglia la domanda sismica. Esso deve soddisfare due condizioni:

- Il punto si deve trovare nella curva di capacità
- Il punto si deve trovare anche nella curva di domanda ridotta rispetto a quella elastica.

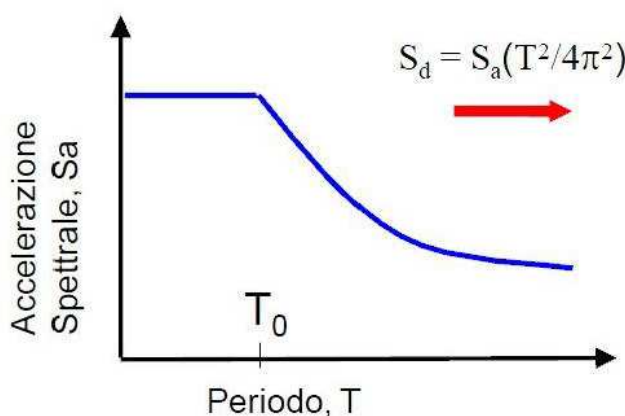
Per ottenere la domanda non elastica si applica un fattore riduttivo che sarebbe uno smorzamento effettivo β_{eq} o β_{eff} .

I passaggi necessari per applicare il metodo CSM sono:

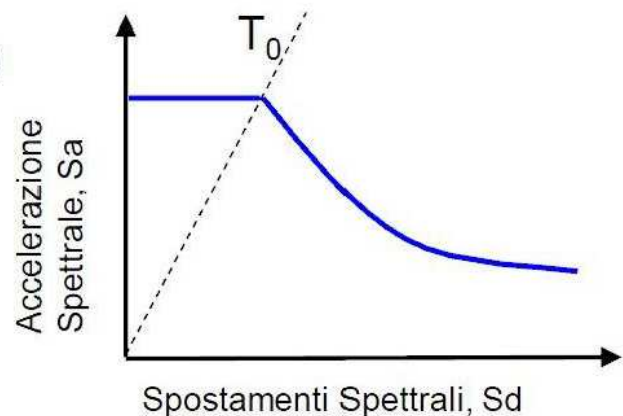
- 1) Si trasforma la curva di capacità V-dc nel piano ADRS, andando a ricondurre il comportamento della struttura a più gradi di libertà MDOF ad un sistema SDOF ad 1 grado di libertà equivalente.



- 2) Anche la domanda in termini di spettro di risposta Sa-T viene convertita nel piano ADRS.



$$S_d = S_a(T^2/4\pi^2)$$



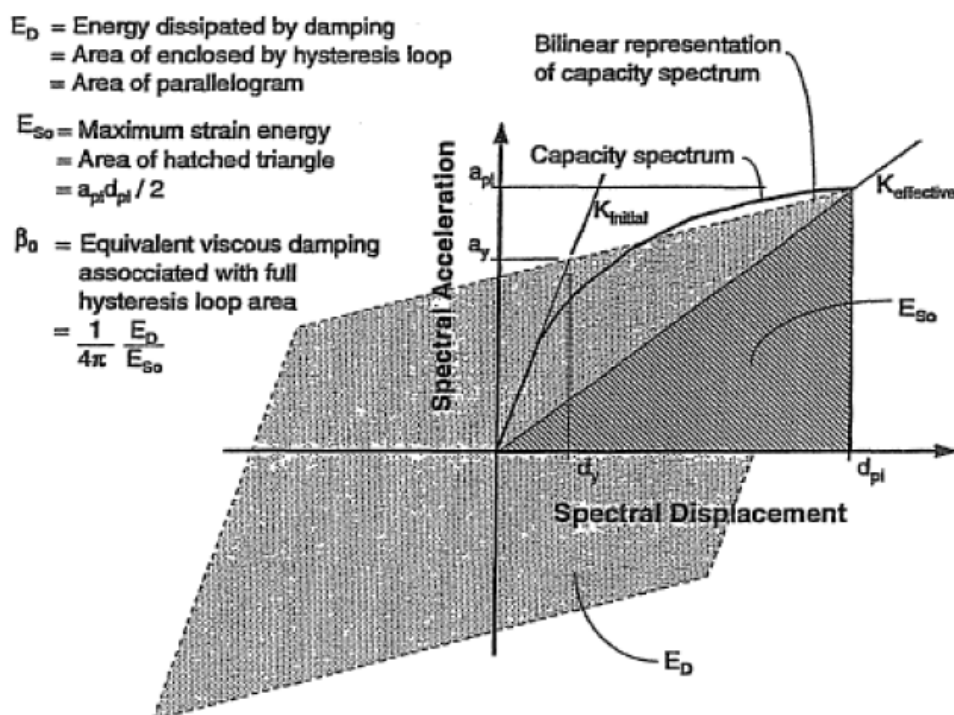
3) Riduzione dello spettro elastico mediante la stima dello smorzamento viscoso equivalente β_{eq} , che vale:

$$\beta_{eq} = k\beta_0 + 0,05$$

con $\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}}$ che considera il rapporto tra le aree. Infatti se consideriamo la curva di capacità, prendendo la secante alla curva nell'ultimo punto possiamo ricavare:

- E_{S0} , cioè l'area del triangolo
- E_D , che è l'area del ciclo d'isteresi ed è l'energia dissipata dello smorzamento.

La k è la rigidezza iniziale che dipende dal comportamento strutturale dell'edificio in condizioni sismiche.



4) Noto β_{eq} , si riduce lo spettro elastico della domanda iterativamente, incrementando lo smorzamento β_{eq} , ad ogni iterazione fino a che lo spettro interseca la curva di capacità nel performance point PP. A tale punto corrisponde il massimo spostamento e se la domanda è inferiore alla capacità allora la verifica è soddisfatta.

5.4.7 Risultati del pushover per il corpo L

Relativamente al corpo L, all'interno del software MIDAS sono stati eseguiti i seguenti passaggi:

1. Pushover → Global Control

In questo menù dobbiamo definire alcuni dati iniziali per impostare l'analisi. Possiamo innanzitutto trascurare i grandi spostamenti (*large displacement*) e scegliere l'opzione *none*. Per quanto riguarda il carico iniziale invece si seleziona l'opzione *initial lode* perchè non importiamo nessuna storia di fasi costruttive prima di effettuare l'analisi, perciò andremo ad inserire i carichi verticali (Gk1, Gk2, Tamponature, Tramezzature, Qk1, Qk2) che vanno ad equilibrare le spinte orizzontali

Geometric Nonlinearity Type
 None Large Displacements

Initial Load
 Perform Nonlinear Static Analysis for Initial Load
 Import Static Analysis / Construction Stage Analysis Results
- When the boundary conditions are different between initial load and pushover load
- When the element forces in the last construction stage are used as an initial load

Load Case: Gk1 Scale Factor: 1

Static Load Case	Scale
Gk1	1
Gk2	1
Tamponatura	1
Tramezzatura	1

Consider 'Ignore Elements for NL. Analysis Initial Load'

Nonlinear Analysis Option
 Permit Convergence Failure
Max. Number of Substeps: 10
Maximum Iteration: 10
Convergence Criteria
 Displacement Norm: 0.001
 Force Norm: 0.001
 Energy Norm: 0.001

Analysis Stop
 Shear Component Yield
 Beam/Column Wall
 Axial Component Collapse/Buckling
 Beam/Column Wall Truss
 Support Uplifting/Collapse : Dz-Direction
 Uplifting Collapse

Pushover Hinge Data Option
Fiber Model Option
 Assign Hinge Properties to Member only for Moment-Rotation Beam/Column

Default Stiffness Reduction Ratio of Skeleton Curve
Trilinear / Slip Trilinear Type
 Symmetric

	(+)	(-)
Alpha1	0.1	0.1
Alpha2	0.05	0.05

Bilinear / Slip Bilinear Type
 Symmetric

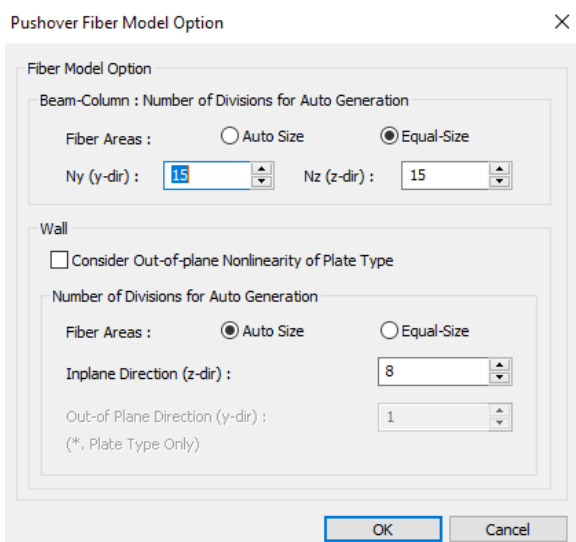
	(+)	(-)
Alpha1	0.05	0.05

Point Spring Support & Elastic Link : Nonlinear Type
 Reference Code/Manual for Auto-Calculation
RC: KISTEC2013 Strength Option...
Reference Location only for Distributed Hinges: I-end
Reference Design Code (Eurocode 8: 2004)
Scale Factor for Ultimate Rotation: ...
Secondary Seismic Elements: ...
 Calc. Yield Surface of Beam considering Buckling

Remove Pushover Global Control Misc... Wall Node Connectivity... OK Cancel

di pushover con i relativi fattori di scala. Successivamente si spunta l'opzione *permit convergence failure* indicando al software di poter proseguire con l'analisi fino a convergenza, questo significa che se non converge si ferma e possiamo essere sicuri che

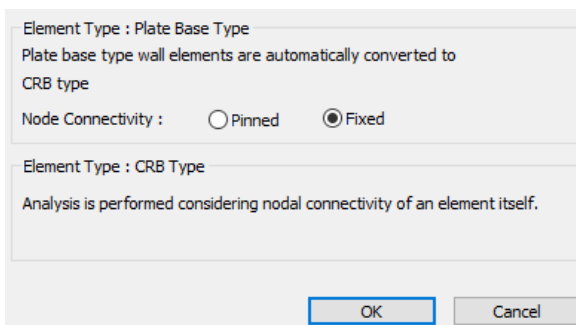
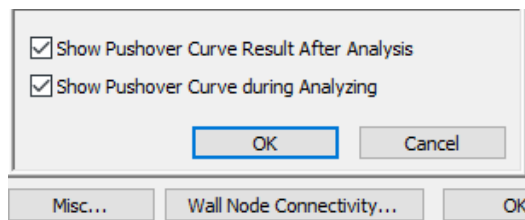
l'analisi converga in tutti gli step. Si può partire lasciando 10 e 10 come da default rispettivamente nel numero di steps e di iterazioni massime, andando poi ad esempio ad aumentare gli steps nel caso sia necessario migliorare la convergenza. Il criterio di convergenza scelto è il *displacement norm* con un errore di tolleranza pari a 0.001.



× Sul menù *fiber model* è possibile settare la costruzione degli elementi fibra inserendo un numero di fibre massimo, che di default sono 15 e 15 nelle due direzioni, oppure si seleziona l'opzione *Autosize* con cui di volta in volta il software calcola la migliore dimensione delle fibre. Questa opzione va considerata ovviamente se scegliamo il modello a fibre in sostituzione delle

cerniere plastiche concentrate. Nel nostro caso quindi non ci interessa.

In *miscelaneus* abbiamo la possibilità di osservare la curva sia durante che dopo l'analisi di pushover.

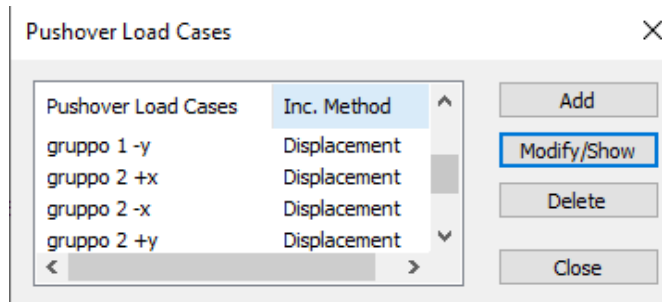


l'analisi di pushover.

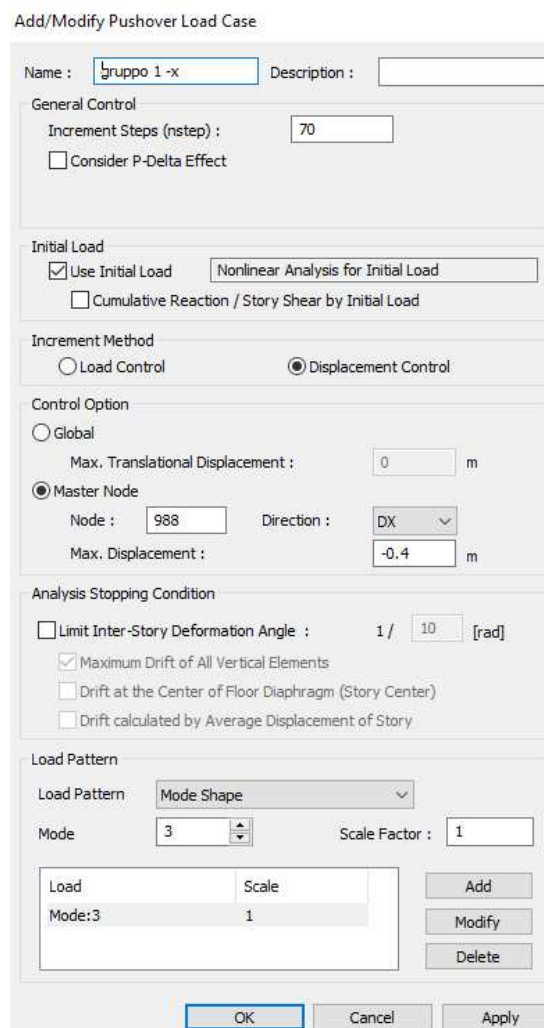
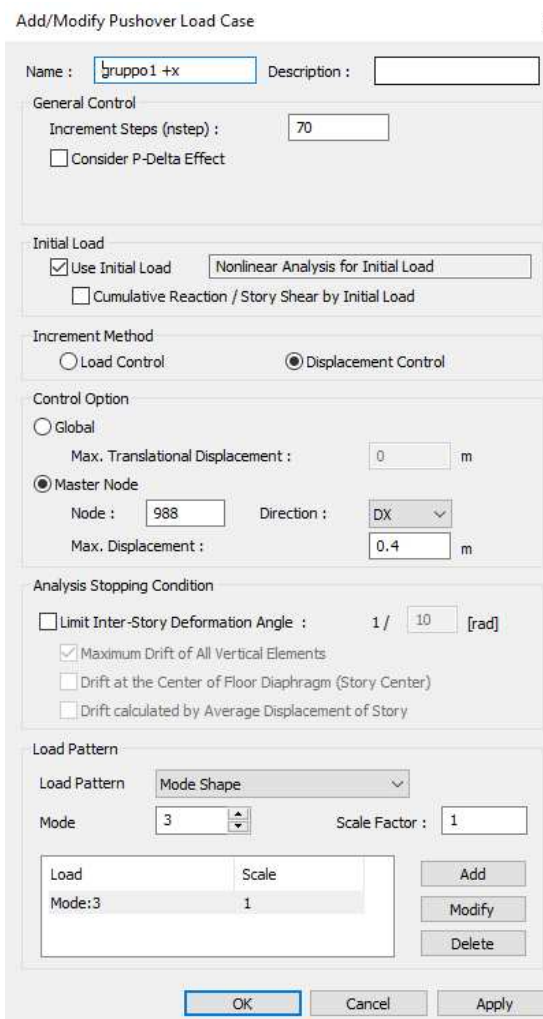
In *wall node connectivity* è possibile definire il tipo di vincolo negli elementi wall, cerniera (pinned) o incastro (fixed).

2. Pushover → Pushover Load Cases → Add

In questo menù si definiscono tutti i casi di carico indicando il gruppo 1 o 2 e la direzione +x, -x, +y e -y. Le distribuzioni che andremo ad usare sono quella uniforme proporzionale alla massa e quella proporzionale al modo di vibrare.



Scegliamo 70 incrementi di step per il gruppo 1 e 2, il carico iniziale, il *displacement control* come metodo di incremento e un nodo all'estremità come punto di controllo, in particolare il numero 988. Non si considera l'effetto P- Δ . A seconda se siamo in x o y scegliamo DX o DY e si sceglie poi uno spostamento massimo pari a 0.4 m. Su load pattern si sceglie uniform acceleration o mode shape indicando il modo principale in quella direzione:



Add/Modify Pushover Load Case



Name : Description :

General Control
 Increment Steps (nstep) :
 Consider P-Delta Effect

Initial Load
 Use Initial Load
 Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

Increment Method
 Load Control Displacement Control

Control Option
 Global
 Master Node
 Max. Translational Displacement : m
 Node : Direction :
 Max. Displacement : m

Analysis Stopping Condition
 Limit Inter-Story Deformation Angle : / [rad]
 Maximum Drift of All Vertical Elements
 Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)
 Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern
 Load Pattern
 Mode Scale Factor :

Load	Scale
Mode:1	1

Add/Modify Pushover Load Case



Name : Description :

General Control
 Increment Steps (nstep) :
 Consider P-Delta Effect

Initial Load
 Use Initial Load
 Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

Increment Method
 Load Control Displacement Control

Control Option
 Global
 Master Node
 Max. Translational Displacement : m
 Node : Direction :
 Max. Displacement : m

Analysis Stopping Condition
 Limit Inter-Story Deformation Angle : / [rad]
 Maximum Drift of All Vertical Elements
 Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)
 Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern
 Load Pattern
 Mode Scale Factor :

Load	Scale
Mode:1	1

Add/Modify Pushover Load Case



Name : Description :

General Control
 Increment Steps (nstep) :
 Consider P-Delta Effect

Initial Load
 Use Initial Load
 Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

Increment Method
 Load Control Displacement Control

Control Option
 Global
 Master Node
 Max. Translational Displacement : m
 Node : Direction :
 Max. Displacement : m

Analysis Stopping Condition
 Limit Inter-Story Deformation Angle : / [rad]
 Maximum Drift of All Vertical Elements
 Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)
 Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern
 Load Pattern
 Direction Scale Factor :

Load	Scale
DX	1

Add/Modify Pushover Load Case



Name : Description :

General Control
 Increment Steps (nstep) :
 Consider P-Delta Effect

Initial Load
 Use Initial Load
 Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

Increment Method
 Load Control Displacement Control

Control Option
 Global
 Master Node
 Max. Translational Displacement : m
 Node : Direction :
 Max. Displacement : m

Analysis Stopping Condition
 Limit Inter-Story Deformation Angle : / [rad]
 Maximum Drift of All Vertical Elements
 Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)
 Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern
 Load Pattern
 Direction Scale Factor :

Load	Scale
DX	1

Add/Modify Pushover Load Case

Name : Description :

General Control
 Increment Steps (nstep) :
 Consider P-Delta Effect

Initial Load
 Use Initial Load
 Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

Increment Method
 Load Control Displacement Control

Control Option
 Global
 Master Node
 Max. Translational Displacement : m
 Node : Direction :
 Max. Displacement : m

Analysis Stopping Condition
 Limit Inter-Story Deformation Angle : 1 / [rad]
 Maximum Drift of All Vertical Elements
 Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)
 Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern
 Load Pattern
 Direction Scale Factor :

Load	Scale
DY	1

Add
Modify
Delete

Add/Modify Pushover Load Case

Name : Description :

General Control
 Increment Steps (nstep) :
 Consider P-Delta Effect

Initial Load
 Use Initial Load
 Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

Increment Method
 Load Control Displacement Control

Control Option
 Global
 Master Node
 Max. Translational Displacement : m
 Node : Direction :
 Max. Displacement : m

Analysis Stopping Condition
 Limit Inter-Story Deformation Angle : 1 / [rad]
 Maximum Drift of All Vertical Elements
 Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)
 Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern
 Load Pattern
 Direction Scale Factor :

Load	Scale
DY	1

Add
Modify
Delete

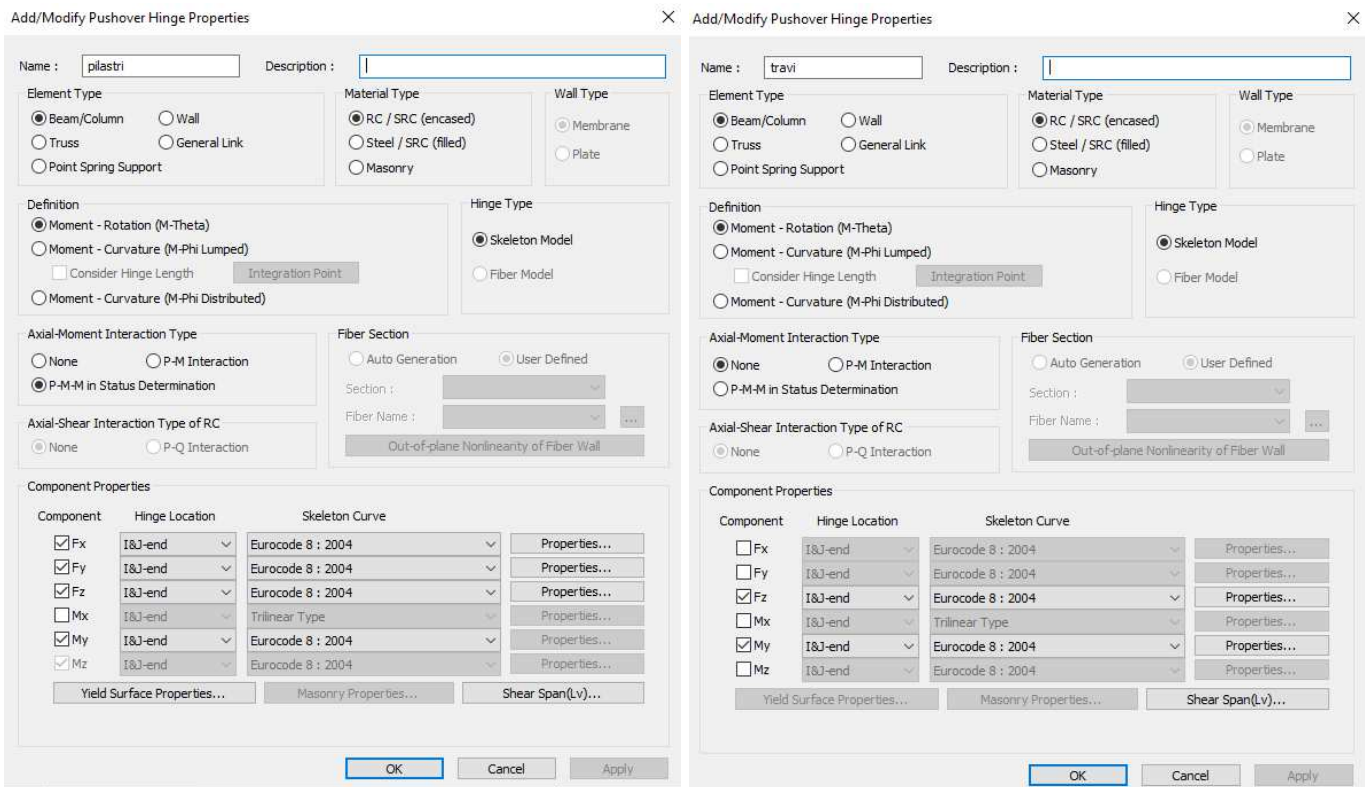
, dove sappiamo dall'analisi modale che il modo 1 è in y e il modo 3 in x. E così via.

3. Pushover → Hinge Properties → Define Pushover Hinge properties → Add

In questa sezione vanno definite le proprietà delle cerniere plastiche concentrate sia per quanto riguarda i pilastri sia per le travi. Le opzioni da spuntare sono:

- Beam/Column
- RC per quanto riguarda il materiale essendo il cemento armato
- Moment-Rotation
- Skeleton model perché vogliamo usare un modello con cerniere plastiche

- PMM in status determination nei pilastri perché si considera lo sforzo assiale e none per le travi dove invece non si considera essendo in flessione semplice
- Per quanto riguarda le componenti da considerare si selezionano Fz ed My per le travi, mentre per i pilastri anche Fx ed Fy



Su *shear span* c'è la possibilità di scegliere anche la posizione delle cerniere a taglio.

Il tipo di cerniera è quella definita dall'Eurocodice 8.

Nel caso dei pilastri si può aprire il menù *yield surface properties* in cui il software ci fornisce in automatico il dominio resistente in funzione delle armature inserite:

RC or SRC(encased) Yield Surface Properties

Input Method: Auto User

Type (Y-Axis, Z-Axis): Symmetric Asymmetric

Component Properties: Y-Axis... Z-Axis...

Property: Type (Plus, Minus): Symmetric Asymmetric

Yield Strengths

PCD(t)	Y-Axis		Z-Axis	
	MCOy(+)	MCOy(-)	MCOz(+)	MCOz(-)
0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
Pmax(c)	MUy,max(+)	MUy,max(-)	MUz,max(+)	MUz,max(-)
1	1	1	1	1

Interpolation Method: My-Mz
 Ellipse (Alpha=2.0) Linear (Alpha=1.0) User Alpha = 2
 Strong Axis : Alpha = 2.0 | Weak Axis : Alpha = 1.0 (I-Section Steel)

$$\left(\frac{|My|}{My,max}\right)^{\alpha} + \left(\frac{|Mz|}{Mz,max}\right)^{\alpha} = 1$$

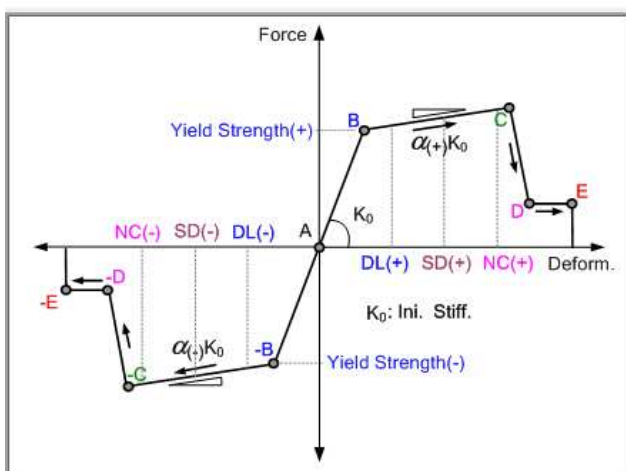
My,max = M Cy,max, MYy,max
Mz,max = M Cz,max, MYz,max

Shape of the 1st and 2nd P-M Interaction Curves
Moment: Y-Axis Z-Axis
 1st Curve 2nd Curve Symmetric

	Interaction Curves			
	My(+)		My(-)	
	P/Pmax	M/MYy,max	P/Pmax	M/MYy,max
E(c)	1.000000	0.000000	1.000000	-0.000000
D(c)	0.800000	0.300000	0.800000	-0.300000
C(c)	0.600000	0.600000	0.600000	-0.600000
B(c)	0.400000	0.800000	0.400000	-0.800000
A(c)	0.200000	0.900000	0.200000	-0.900000
O	0.000000	1.000000	0.000000	-1.000000
A(t)	-0.200000	0.900000	-0.200000	-0.900000
B(t)	-0.400000	0.800000	-0.400000	-0.800000
C(t)	-0.600000	0.600000	-0.600000	-0.600000
D(t)	-0.800000	0.300000	-0.800000	-0.300000
E(t)	-1.000000	0.000000	-1.000000	-0.000000

Su *properties* invece abbiamo il legame costitutivo delle cerniere sia a momento sia a taglio:

Eurocode 8



Directional Properties of Pushover Hinge : Eurocode 8 : 2004

Input Method: Auto-Calculation User Input

Shape of FEMA Curve: General Type Perfect Plastic Type

Strength Loss: Yes No

Yield Rotation Analysis Option: Dy Update Du Update

Total Strength Loss at Point E, -E: No Figure

Properties: Type: Symmetric Asymmetric

Class of cross section: Auto Class1 Class2 Class3

User Defined

	F/FY	D/DY
-E	-0.2	-8
-D	-0.2	-1.01
-C	-1	-1.01
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1	1.01
D	0.2	1.01
E	0.2	8

Yield Strength (FY): User Defined

(+)	(-)	Unit
1	1	kN

Yield Strain (DY): User Defined

(+)	(-)	Unit
1	1	

Initial Stiffness: 6EI/L 3EI/L 2EI/L User (+) 0 (-) 0 kN

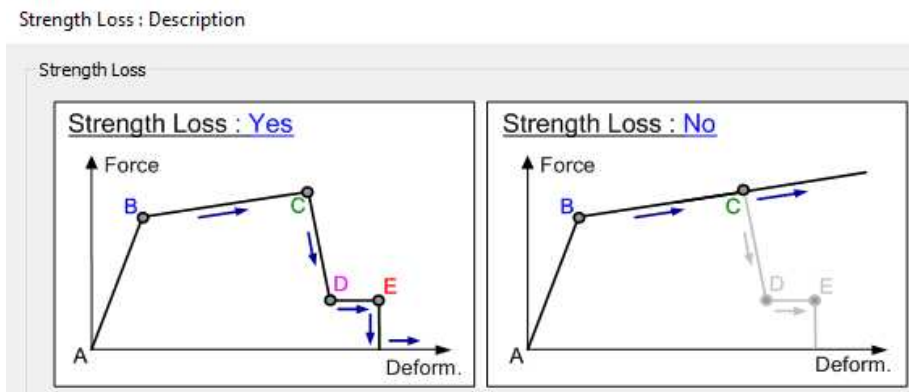
Elastic Stiffness : GAs

Primary Curve:

Compliance Criteria:

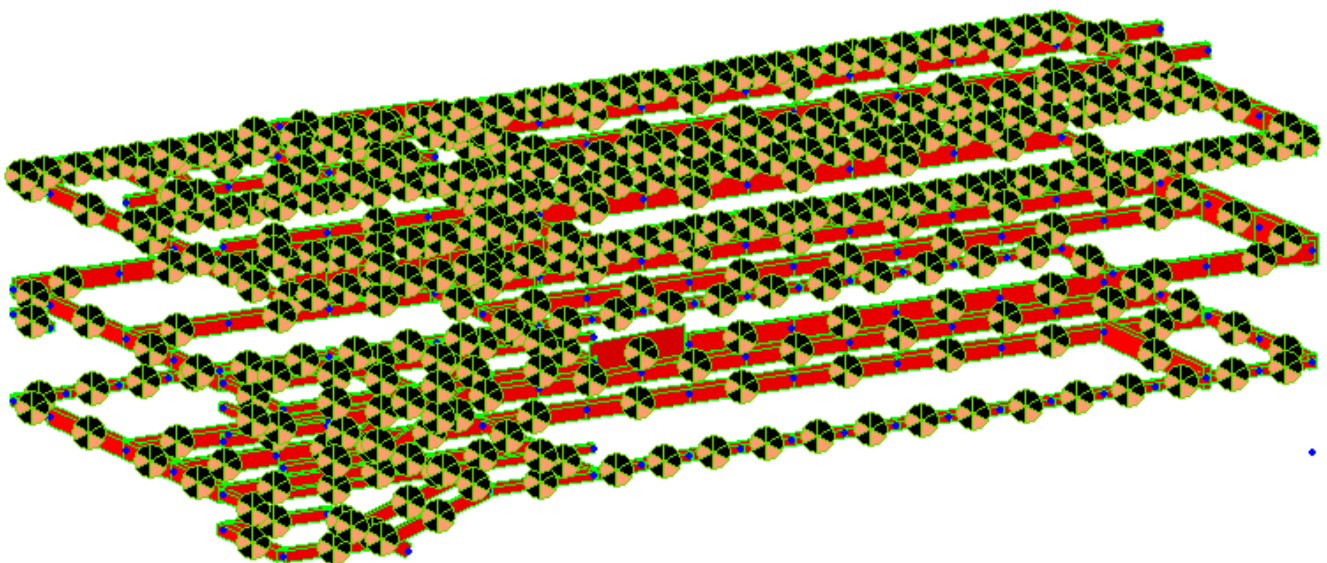
	(+)	(-)
Damage Limitation (DL)	1 *DY	1 *DY
Significant Damage (SD)	1 *DY	1 *DY
Near Collapse (NC)	1 *DY	1 *DY

Scegliendo di considerare lo strength loss significa che il legame costitutivo arriva fino al punto E, nel caso non si considerasse allora avremmo un legame elastoplastico.

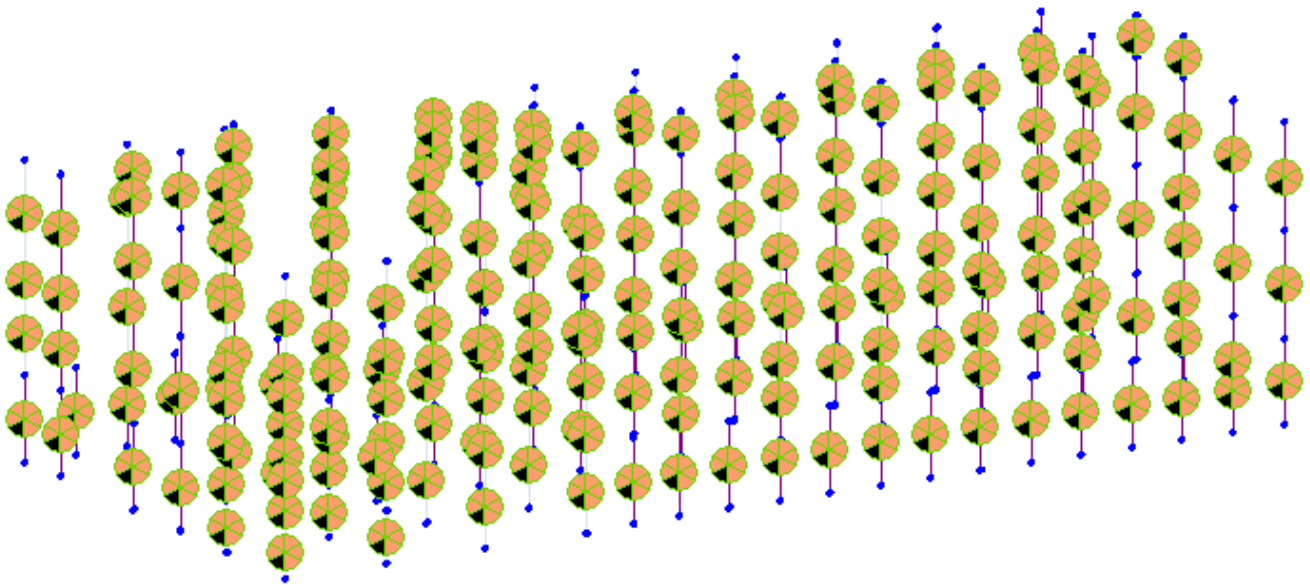


4. *Pushover* \rightarrow *Hinge properties* \rightarrow *Assign pushover hinge properties*

Per poter assegnare le cerniere definite agli elementi, andremo a selezionare ad esempio nel tree menu 2 le travi, le attiviamo e assegniamo appunto la cerniera definita per *travi*:



La stessa cosa per le cerniere sui *pilastr*:



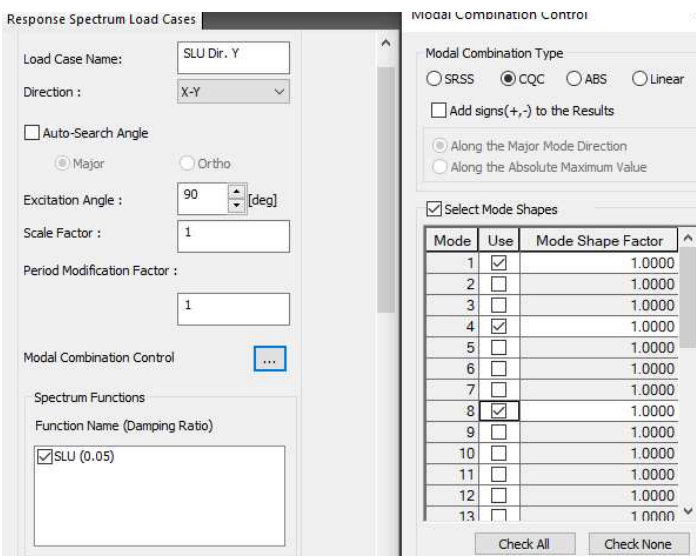
5. Load \rightarrow Dynamic loads \rightarrow RS Load cases

Andiamo a vedere quali sono i modi in Y che possiamo considerare in quanto con massa partecipante maggiore del 5%, in particolare dall'analisi modale otteniamo che sono i

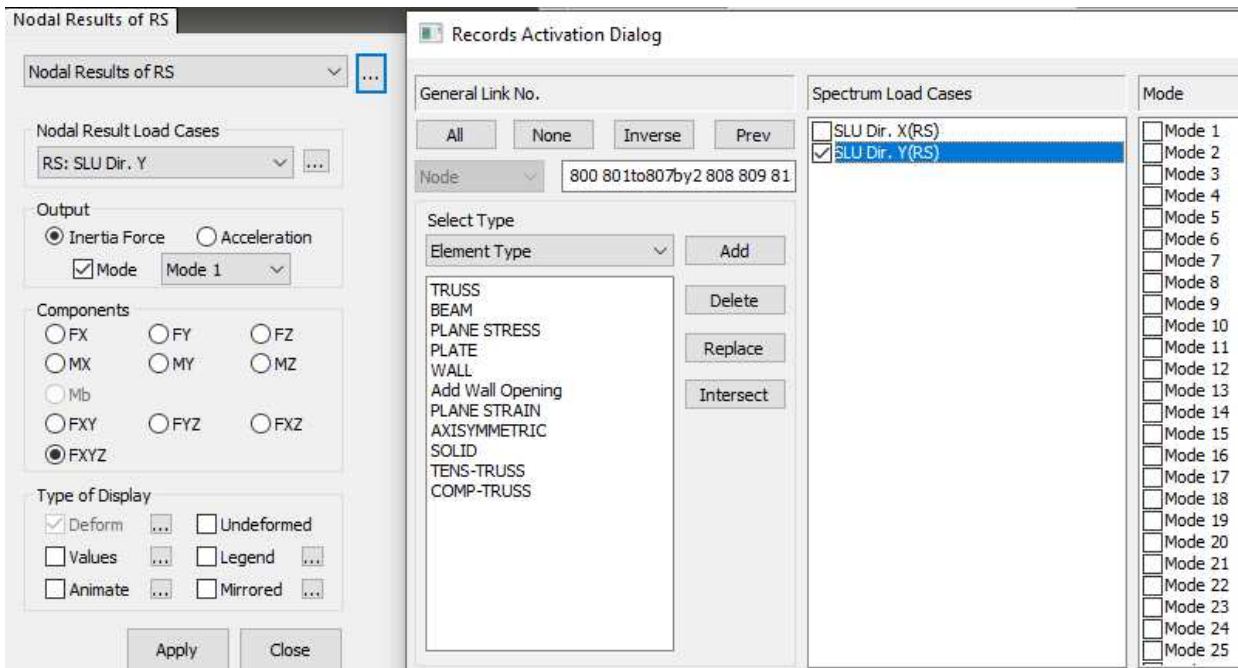
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	0,0749	0,0749	69,2755	69,2755
2	6,236	6,3109	4,186	73,4615
3	66,9919	73,3028	0,1718	73,6332
4	0,0908	73,3937	5,8905	79,5238
5	0,0117	73,4054	1,4455	80,9693
6	0,6553	74,0607	2,2493	83,2186
7	3,4793	77,54	0,4449	83,6635
8	0,0105	77,5505	5,458	89,1215
9	0,0585	77,609	0,2264	89,3478
10	0,4806	78,0896	0,0056	89,3534
11	0,3783	78,4679	0,1283	89,4817
12	0,9195	79,3874	0,0446	89,5263
13	0,1237	79,5111	0,039	89,5654

nu
mer
i 1,

4 e 8. Selezionando il caso di carico SLU Dir.Y possiamo andare a selezionare su *modal combination control* solamente i modi 1,4 e 8 perché sono quelli che ci interessano per la CQC.



6. Perform analysis → Results → Nodal results of RS e cliccando sui tre puntini in alto possiamo selezionare SLV Y, senza selezionare però nessun modo a fianco:

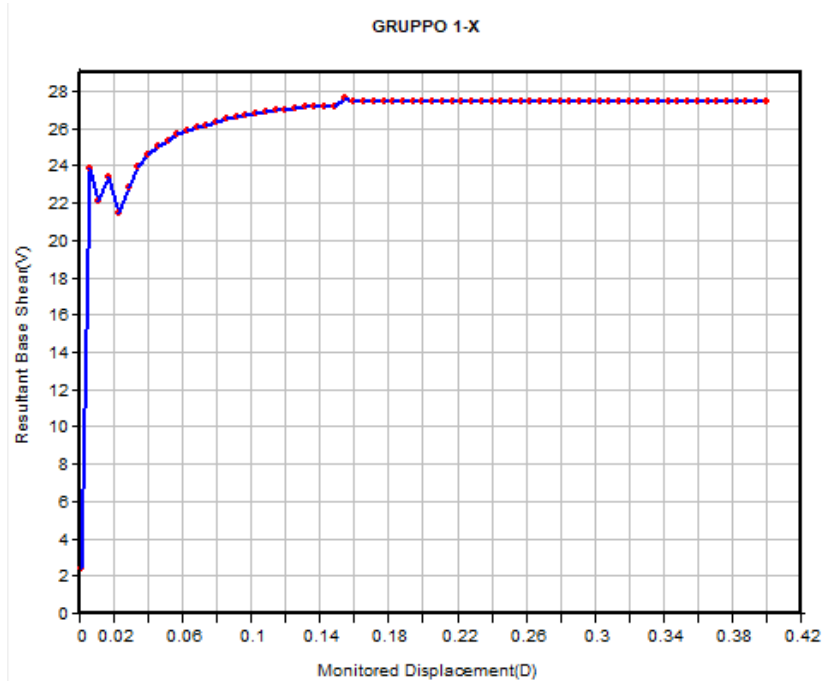
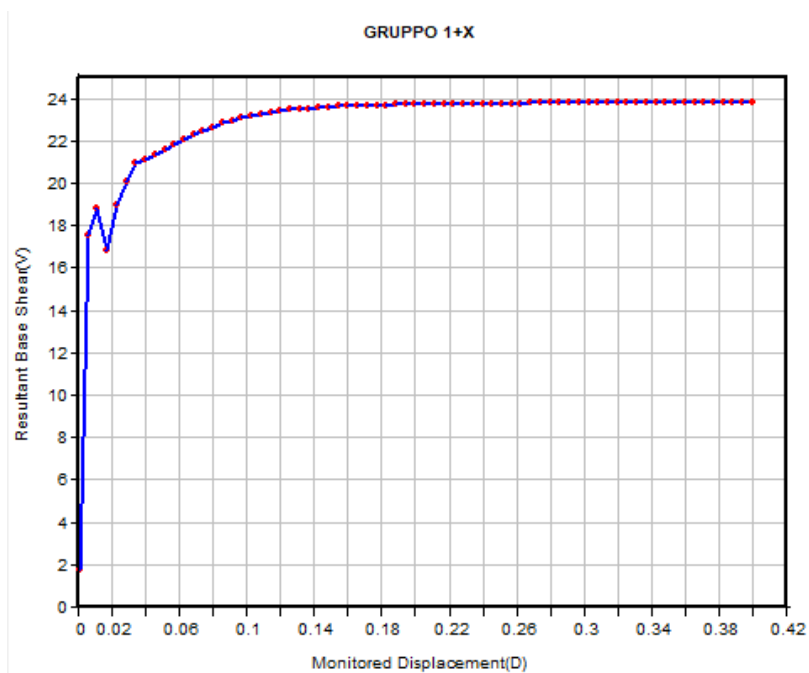


otteniamo questa tabella, dove cliccando col destro e poi *convert nodal load* possiamo scegliere il caso di carico in modo da convertire la CQC in forze statiche equivalenti:

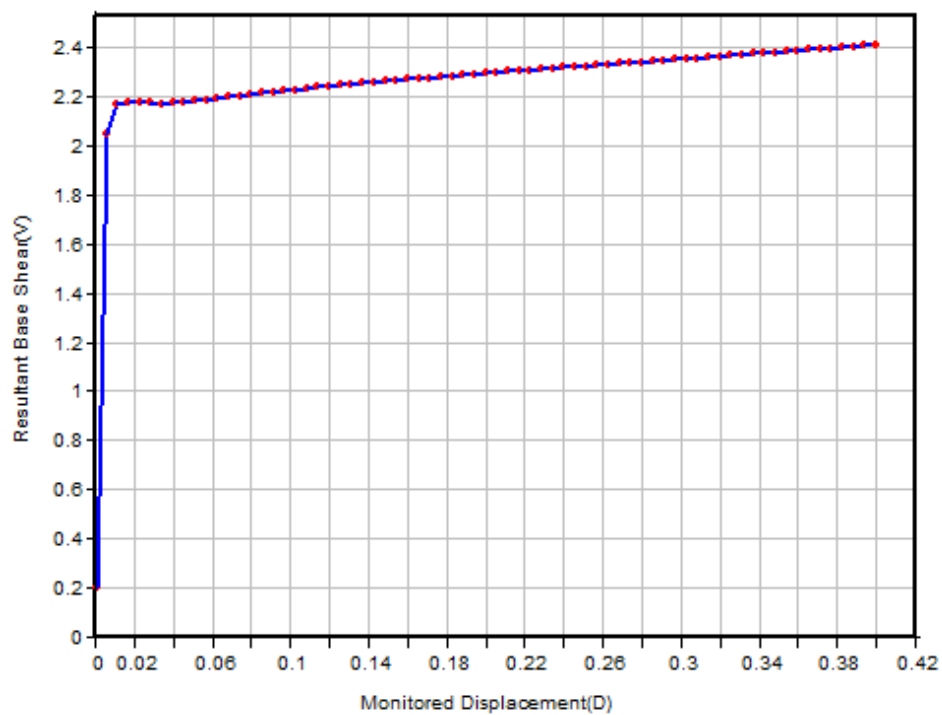
	Load Case	Modal Com.	Node	FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN*m)	MY (kN*m)	MZ (kN*m)
	SLU Dir. Y	CQC	800	0.0000	0.0000	0.3236	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	801	0.0000	0.0000	0.2507	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	803	0.0000	0.0000	0.1593	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	805	0.0000	0.0000	0.3353	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	807	0.0000	0.0000	0.8565	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	808	0.0000	0.0000	0.2973	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	809	0.0000	0.0000	0.6546	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	815	0.0000	0.0000	0.4302	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	816	0.0000	0.0000	0.5741	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	817	0.0000	0.0000	0.3511	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	818	0.0000	0.0000	0.5368	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	819	0.0000	0.0000	0.4557	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	820	0.0000	0.0000	0.7401	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	822	0.0000	0.0000	0.2398	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	824	0.0000	0.0000	0.0566	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	825	0.0000	0.0000	0.1685	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	826	0.0000	0.0000	1.1589	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	827	0.0000	0.0000	0.1092	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	828	0.0000	0.0000	0.3102	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	829	0.0000	0.0000	0.1137	0.0000		
	SLU Dir. Y	CQC	830	0.0000	0.0000	0.0651	0.0000		

7. Pushover → Perform Analysis → Perform pushover analysis (all).

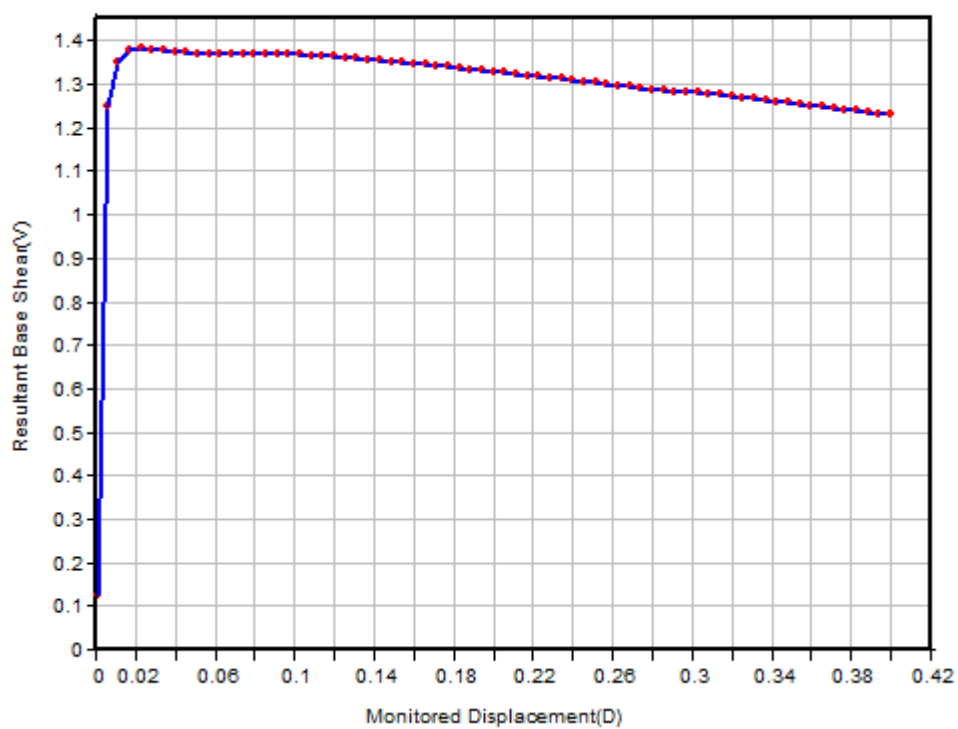
Si avvia l'analisi con perform analysis ciò che otteniamo sono le curve di pushover della struttura relativa ad ogni caso di carico creato, come si riporta qui nel seguito:



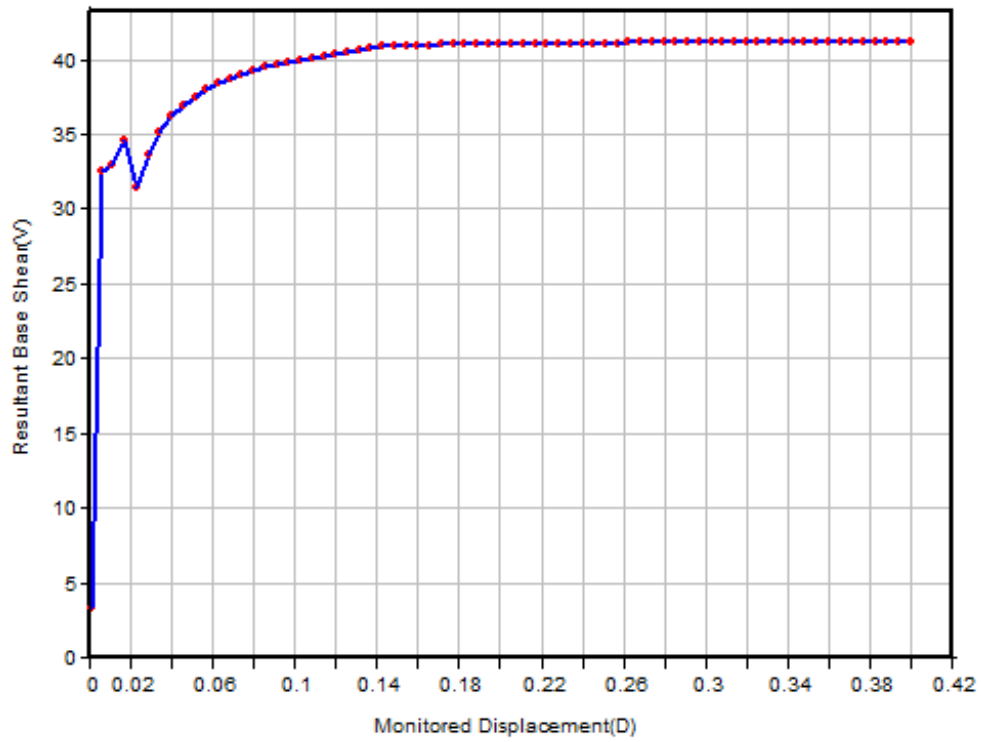
GRUPPO 1+Y



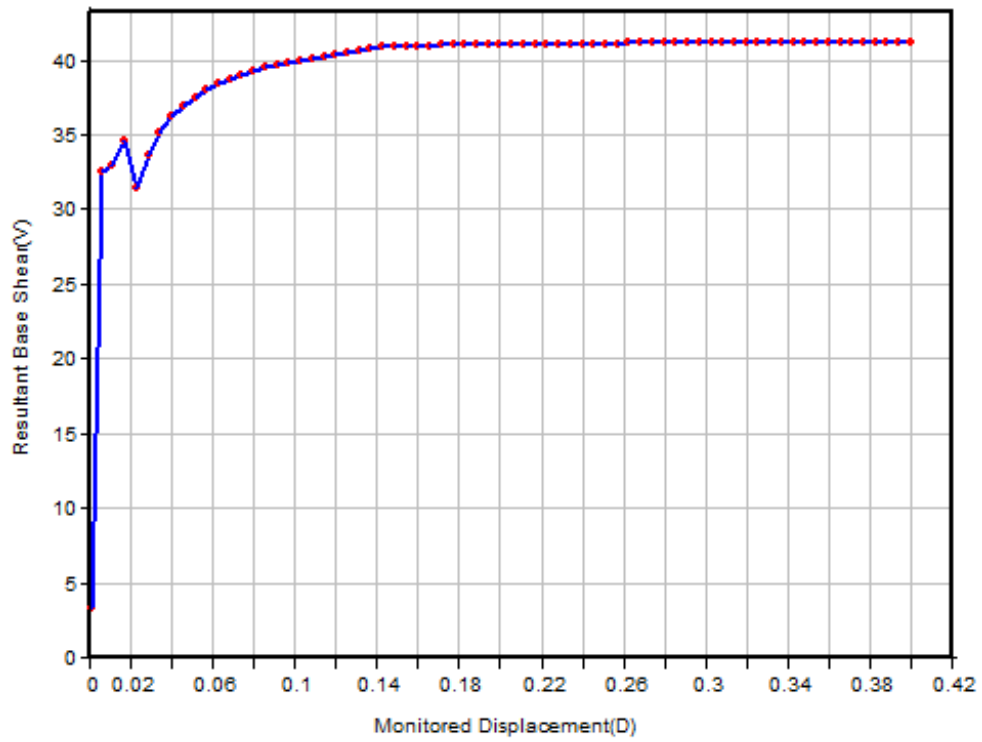
GRUPPO 1-Y



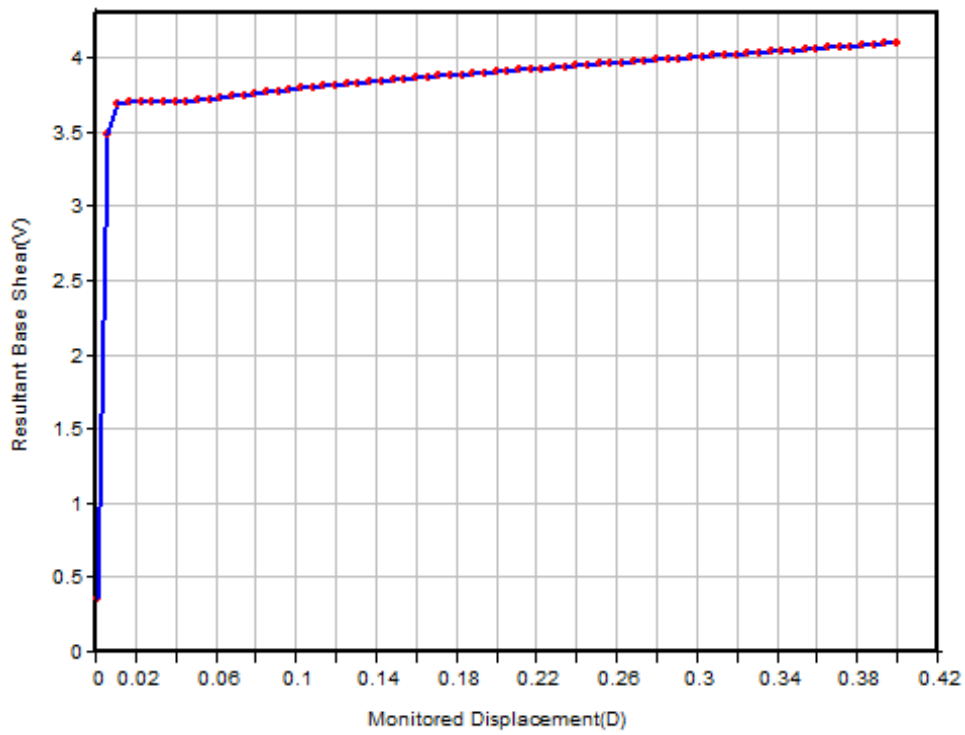
GRUPPO 2+X



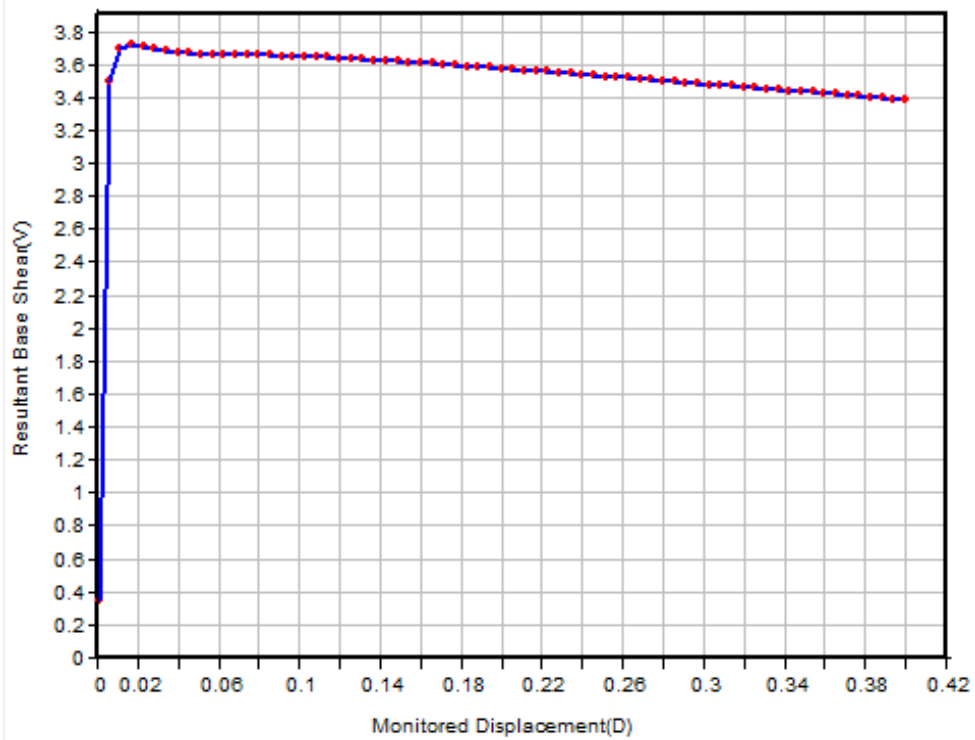
GRUPPO 2-X



GRUPPO 2+Y

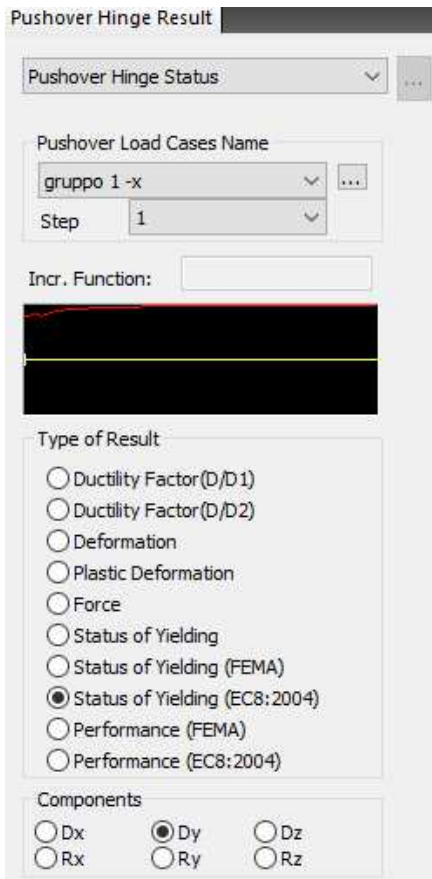


GRUPPO 2-Y

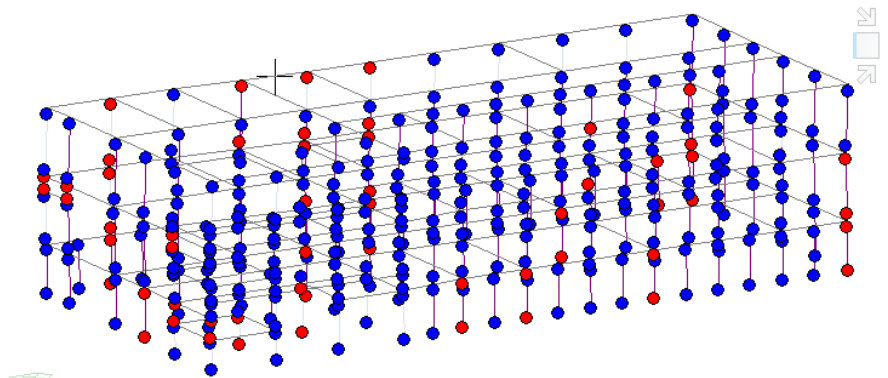


8. Pushover → Hinge status result

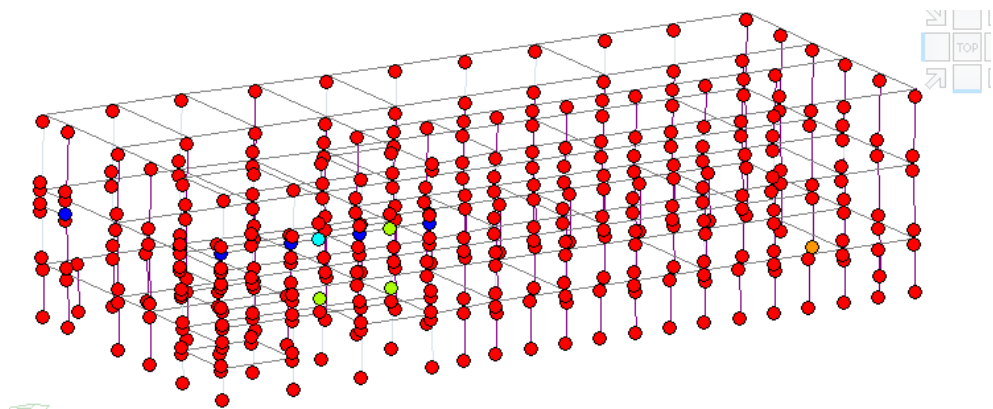
Il Midas dà ora la possibilità di controllare lo stato di plasticizzazione delle cerniere plastiche di ogni trave e pilastro per qualsiasi step di analisi e di notare come avanzando lungo la curva di pushover passando dallo step 1 allo step 70 diversi elementi tenderanno a plasticizzare, trasformando il colore della cerniera da blu, che indica un comportamento elastico, a rosso che indica quello plastico a rottura. Ad esempio per i vari spostamenti in DY, DZ, RY o RZ si avrà:



Dy : step 1 =step 70



Rz : step 1 =step 70



5.4.8 Confronto tra domanda e capacità

Una volta eseguita l'analisi di pushover, è possibile bilinearizzare tutte le curve ottenendo quindi due tratti che ci permettono di individuare lo spostamento massimo. Dal menù pushover selezioniamo *pushover curve* e quindi definiamo la capacità della struttura per ogni load case sul submenù *Capacity Spectrum* selezionando *For target displacement* con la normativa NTC2018.

Tale capacità va poi confrontata con la domanda, che si ottiene valutando i punti dello spettro all'SLV con il file excel *Spettri NTC* e andando a inserirli nel menù sottostante riguardante la domanda. In particolare lo spettro è stato calcolato per un tempo di ritorno di 30

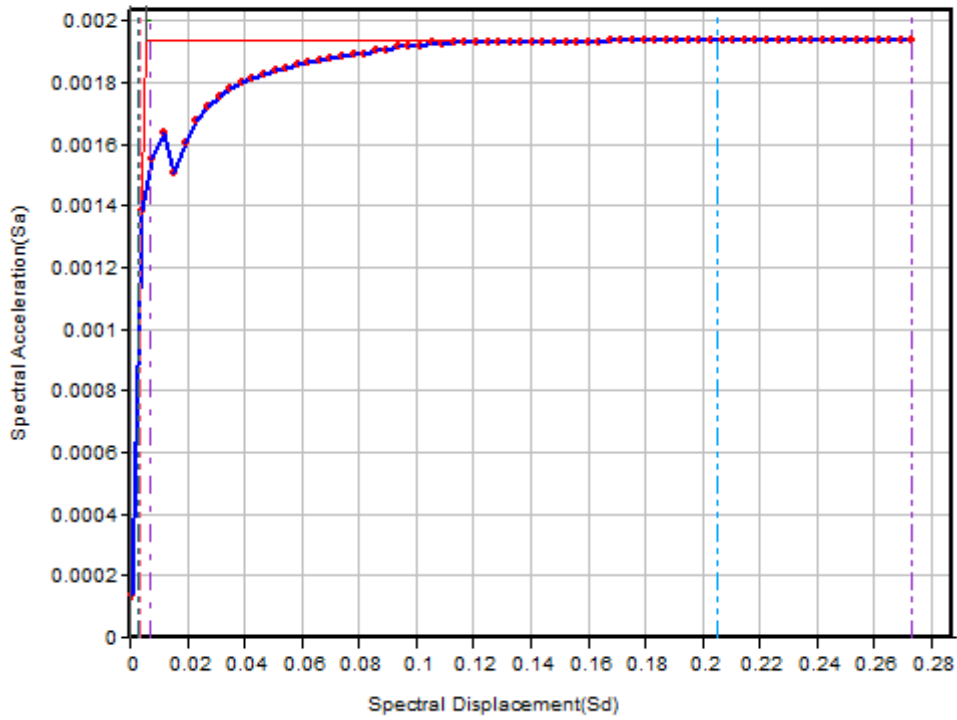
The image shows a software interface with three main sections:

- Plot Type**
 - Capacity Curve (MDOF)**
 - Base Shear vs. Displacement
 - Shear Coefficient vs. Displacement
 - Shear Coefficient vs. Drift
 - Load Factor vs Displacement
 - Additional Curves at Other Nodes**
 - 0 0 0 0
- Capacity Spectrum (SDOF)**
 - For Performance Point
 - FEMA440 Procedure-A
 - For Target Displacement
 - NTC2018
- Demand Spectrum**
 - Select User Defined Elastic Spectrum
 - SLO Tr=30anni q=1 ...
 - SLD Tr=30anni q=1 ...
 - SLV Tr=30anni q=1 ...
 - SLC Tr=30anni q=1 ...

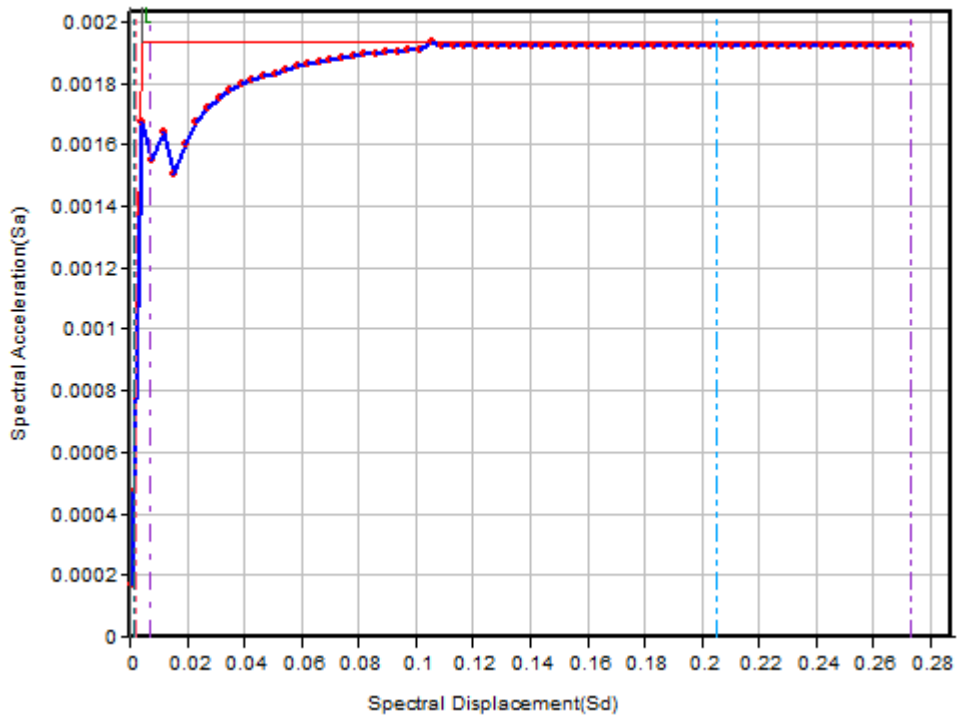
anni. Ciò che si ottiene è la rappresentazione dello spettro nello stesso grafico della curva di pushover, permettendoci così di poter effettuare un confronto e verificare se la domanda è minore della capacità.

Nei vari lode cases si ha:

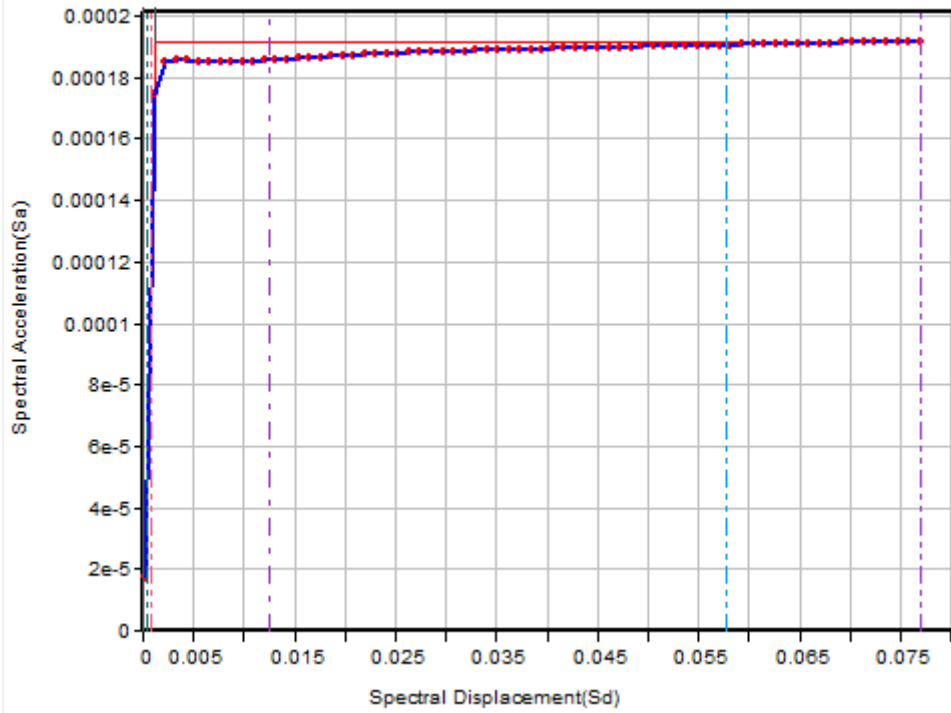
Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum GRUPPO 1+X



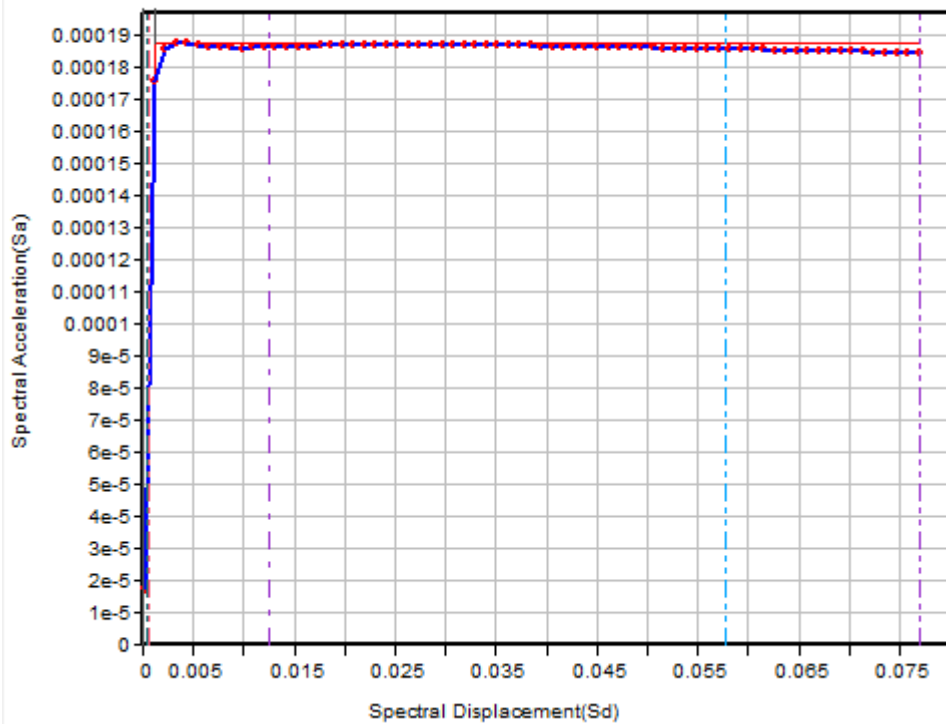
Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum GRUPPO 1-X



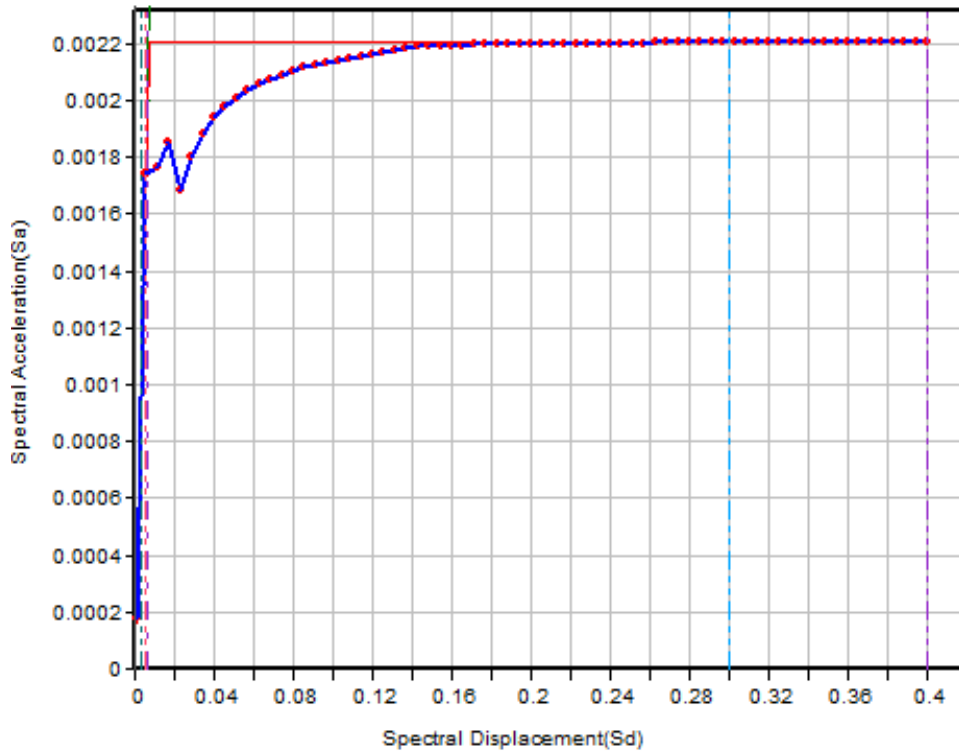
Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum GRUPPO 1+Y



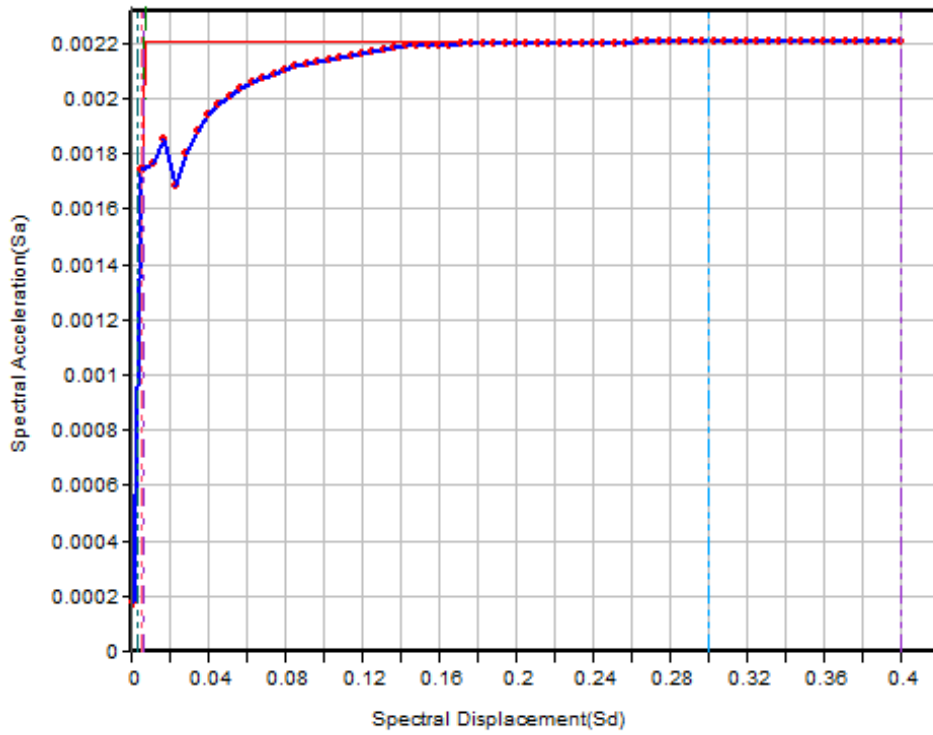
Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum GRUPPO 1+Y



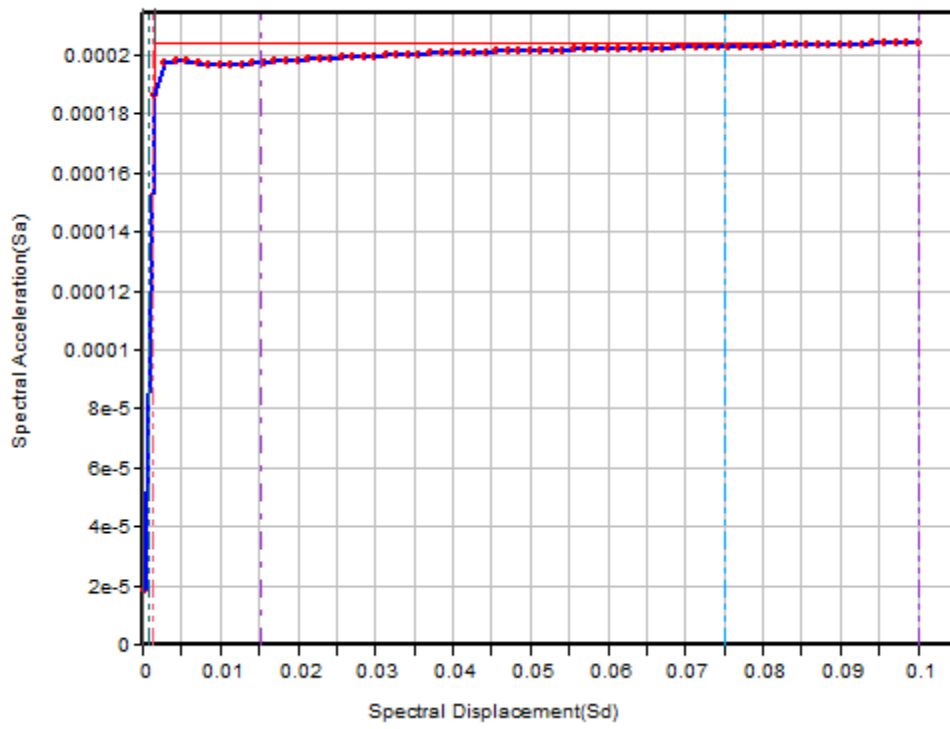
Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum GRUPPO 2+X



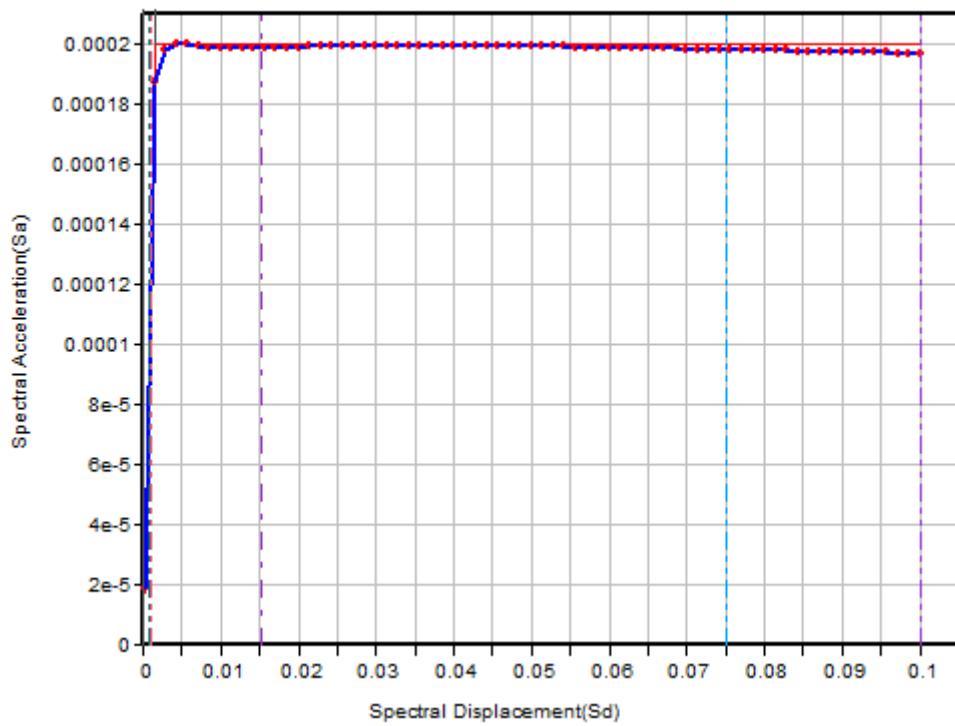
Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum GRUPPO 2-X



Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum GRUPPO 2+Y



Capacity Spectrum vs. Demand Spectrum GRUPPO 2-Y



5.4.9 Calcolo dell'indice di rischio e verifiche locali

Affinchè le verifiche locali, fragili e duttili, siano soddisfatte per ogni elemento in ogni caso di carico, occorre calcolare l'indice di rischio e per fare ciò occorre selezionare il menù:

Pushover → *Pushover hinge result* → *Safety verification* → *Show all elements* → *Set safety verification parameters*

Scegliendo un fattore di confidenza di 1.2 ed effettuando questo passaggio per ogni caso di carico, il Midas ci fornisce come risultato una tabella dove in ogni elemento viene indicato un simbolo:

- OK
- NG, cioè not good

Se non dovessimo ottenere nessun Not Good allora dovremmo inserire uno spettro relativo ad un tempo di ritorno maggiore di 30 anni, fino a che iterativamente non si arriva al punto in cui qualche elemento risulta non verificato (NG). Nel nostro caso abbiamo ad esempio per il gruppo 1+x già tanti NG a $T_r=30$ anni, quindi il nostro tempo di ritorno è 30 anni:

Elem	Location	Seismic Element	Load	Verify Ductile Mechanism						Verify Brittle Mechanism					
				My			Mz			Fy			Fz		
				Demand	Capacity	Remark	Demand	Capacity	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark	Demand (kN)	Capacity (kN)	Remark
Step for Demand = SD (Step 15), Confidence factor = 1.20															
Press right mouse button and click 'Set Safety Parameters' menu to change step or loadcase															
1285	I-end	Primary	gruppo1+x	44.8055	0.0136	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1285	J-end	Primary	gruppo1+x	-16164.3	0.0136	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1286	I-end	Primary	gruppo1+x	84.0681	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1286	J-end	Primary	gruppo1+x	-118.724	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1287	I-end	Primary	gruppo1+x	44.9568	0.018	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.2297	NG
1287	J-end	Primary	gruppo1+x	-1675.32	0.0169	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.2297	NG
1288	I-end	Primary	gruppo1+x	44.9587	0.0121	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	39.0187	NG
1288	J-end	Primary	gruppo1+x	-1632.34	0.0121	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	39.0187	NG

1289	I-end	Primary	gruppo1+x	44.8996	0.0127	NG	-	-	-	-	-	-	48.4492	39.0187	NG
1289	J-end	Primary	gruppo1+x	67.4807	0.0173	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	39.0187	NG
1300	I-end	Primary	gruppo1+x	0.5925	0.0211	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	39.361	NG
1300	J-end	Primary	gruppo1+x	0.0914	0.0211	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	39.361	NG
1301	I-end	Primary	gruppo1+x	82.4944	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1301	J-end	Primary	gruppo1+x	131.733	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1302	I-end	Primary	gruppo1+x	41.0076	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1302	J-end	Primary	gruppo1+x	227.555	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1303	I-end	Primary	gruppo1+x	59.2378	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1303	J-end	Primary	gruppo1+x	325.931	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1304	I-end	Primary	gruppo1+x	337.057	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1304	J-end	Primary	gruppo1+x	383.066	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1305	I-end	Primary	gruppo1+x	401.831	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1305	J-end	Primary	gruppo1+x	414.326	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1306	I-end	Primary	gruppo1+x	77.3168	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	33.726	24.4222	NG
1306	J-end	Primary	gruppo1+x	60352.7	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1309	I-end	Primary	gruppo1+x	28.7964	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1309	J-end	Primary	gruppo1+x	9.3051	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1310	I-end	Primary	gruppo1	5.4835	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG

			+x												
13 10	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 4.92 94	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
13 11	I-end	Prim ary	grup po1 +x	17.0 182	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
13 11	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 8.08 15	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
13 12	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 63	0.013 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
13 12	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 16.8 045	0.013 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
13 13	I-end	Prim ary	grup po1 +x	29.2 598	0.013 5	NG	-	-	-	-	-	-	35.3 266	24.42 22	NG
13 13	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 1601	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
13 14	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 445. 33	0.013 5	NG	-	-	-	-	-	-	38.7 642	24.42 22	NG
13 14	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 32.6 159	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
13 27	I-end	Prim ary	grup po1 +x	1675 .32	0.015 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	40.83 1	NG
13 27	J- end	Prim ary	grup po1 +x	137. 107	0.015 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	40.83 1	NG
13 28	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 137. 107	0.015 6	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	40.83 1	NG
13 28	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 90.4 483	0.015 6	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	40.83 1	NG
13 32	I-end	Prim ary	grup po1 +x	0.09 15	0.014 6	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	25.67 02	NG
13 32	J- end	Prim ary	grup po1 +x	0.02 97	0.017 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	25.67 02	NG
13 33	I-end	Prim ary	grup po1 +x	1632 .34	0.012 6	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	39.01 87	NG
13 33	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 3487 0.8	0.012 6	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	39.01 87	NG
13 34	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3487 0.8	0.012 7	NG	-	-	-	-	-	-	62.9 274	39.01 87	NG
13	J-	Prim	grup	-	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failu	39.01	NG

34	end	ary	po1+x	90.4477	4								re	87	
1338	I-end	Primary	gruppo1+x	0.0297	0.0178	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.6702	NG
1338	J-end	Primary	gruppo1+x	2.0172	0.0149	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.6702	NG
1339	I-end	Primary	gruppo1+x	67.4806	0.0125	NG	-	-	-	-	-	-	47.0735	39.0187	NG
1339	J-end	Primary	gruppo1+x	33.2687	0.0171	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	39.0187	NG
1340	I-end	Primary	gruppo1+x	33.2688	0.0116	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	39.0187	NG
1340	J-end	Primary	gruppo1+x	90.4473	0.0189	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	39.0187	NG
1344	I-end	Primary	gruppo1+x	2.0171	0.0188	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.6702	NG
1344	J-end	Primary	gruppo1+x	10.267	0.0188	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.6702	NG
1345	I-end	Primary	gruppo1+x	1438.99	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1345	J-end	Primary	gruppo1+x	1060.23	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1346	I-end	Primary	gruppo1+x	1060.23	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1346	J-end	Primary	gruppo1+x	326.287	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1347	I-end	Primary	gruppo1+x	326.287	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1347	J-end	Primary	gruppo1+x	573.732	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1348	I-end	Primary	gruppo1+x	573.732	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1348	J-end	Primary	gruppo1+x	923.99	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1349	I-end	Primary	gruppo1+x	923.99	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1349	J-end	Primary	gruppo1+x	716.051	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG

1350	I-end	Primary	gruppo1+x	-716.05	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1350	J-end	Primary	gruppo1+x	-8.4507	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1357	I-end	Primary	gruppo1+x	-282.19	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1357	J-end	Primary	gruppo1+x	-978.446	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1358	I-end	Primary	gruppo1+x	-978.446	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1358	J-end	Primary	gruppo1+x	-978.45	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1359	I-end	Primary	gruppo1+x	-978.45	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1359	J-end	Primary	gruppo1+x	-978.454	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1360	I-end	Primary	gruppo1+x	-978.454	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1360	J-end	Primary	gruppo1+x	-443.321	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1361	I-end	Primary	gruppo1+x	-443.321	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1361	J-end	Primary	gruppo1+x	-445.331	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1362	I-end	Primary	gruppo1+x	-445.331	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1362	J-end	Primary	gruppo1+x	-8.4549	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1363	I-end	Primary	gruppo1+x	3.354	0.0121	NG	0.2197	0.0111	NG	0.0275	42.2132	OK	Failure	34.2096	NG
1363	J-end	Primary	gruppo1+x	41.4515	0.0124	NG	4.0374	0.0113	NG	0.0275	42.2132	OK	Failure	34.2096	NG
1364	I-end	Primary	gruppo1+x	3.354	0.0083	NG	0.2202	0.0075	NG	Failure	42.2132	NG	Failure	34.2096	NG
1364	J-end	Primary	gruppo1+x	80.7139	0.0084	NG	4.0372	0.0077	NG	Failure	42.2132	NG	Failure	34.2096	NG
1365	I-end	Primary	gruppo1	3.354	0.0088	NG	0.22	0.008	NG	0.3421	42.2132	OK	0.9873	34.2096	OK

			+x				06								
13 65	J- end	Prim ary	grup po1 +x	21.5 969	0.009	NG	- 4.03 73	0.008 2	NG	0.34 21	42.21 32	OK	0.98 73	34.20 96	OK
13 66	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 41	0.007 9	NG	- 0.22 15	0.007 2	NG	0.00 76	42.21 32	OK	0.10 54	34.20 96	OK
13 66	J- end	Prim ary	grup po1 +x	79.1 401	0.008	NG	0.41 54	0.007 3	NG	0.00 76	42.21 32	OK	0.10 54	34.20 96	OK
13 67	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 41	0.008 5	NG	- 0.22 2	0.007 8	NG	0.04 28	42.21 32	OK	0.20 26	34.20 96	OK
13 67	J- end	Prim ary	grup po1 +x	37.6 534	0.008 7	NG	0.41 48	0.007 9	NG	0.04 28	42.21 32	OK	0.20 26	34.20 96	OK
13 68	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 41	0.008 6	NG	- 0.22 24	0.007 9	NG	0.07 44	42.21 32	OK	0.44 66	34.20 96	OK
13 68	J- end	Prim ary	grup po1 +x	55.8 836	0.008 8	NG	0.41 42	0.008	NG	0.07 44	42.21 32	OK	0.44 66	34.20 96	OK
13 69	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 41	0.008 1	NG	- 0.22 28	0.007 4	NG	0.06 76	42.21 32	OK	0.38 8	34.20 96	OK
13 69	J- end	Prim ary	grup po1 +x	333. 702	0.008 3	NG	0.41 37	0.007 5	NG	0.06 76	42.21 32	OK	0.38 8	34.20 96	OK
13 70	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 41	0.008 6	NG	- 0.22 33	0.007 9	NG	0.05 69	42.21 32	OK	0.73 56	34.20 96	OK
13 70	J- end	Prim ary	grup po1 +x	398. 476	0.008 8	NG	0.41 01	0.008	NG	0.05 69	42.21 32	OK	0.73 56	34.20 96	OK
13 71	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 41	0.007 6	NG	- 0.22 37	0.006 9	NG	0.04 86	42.21 32	OK	0.31 94	34.20 96	OK
13 71	J- end	Prim ary	grup po1 +x	73.9 626	0.007 8	NG	0.40 65	0.007 1	NG	0.04 86	42.21 32	OK	0.31 94	34.20 96	OK
13 72	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 41	0.011 8	NG	- 0.22 42	0.010 8	NG	0.05 25	42.21 32	OK	Failu re	34.20 96	NG
13 72	J- end	Prim ary	grup po1 +x	5.09 75	0.012	NG	0.39 98	0.011	NG	0.05 25	42.21 32	OK	Failu re	34.20 96	NG
13 73	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 49	0.006 6	NG	- 0.22 02	0.008 3	NG	0.03 25	50.95 34	OK	1.73 71	65.03 12	OK
13 73	J- end	Prim ary	grup po1 +x	1671 .96	0.006 7	NG	0.31 13	0.008 5	NG	0.03 25	50.95 34	OK	1.73 71	65.03 12	OK
13 74	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 48	0.006 6	NG	- 0.22 06	0.008 3	NG	0.04 14	50.95 34	OK	3.22 22	65.03 12	OK
13	J-	Prim	grup	-	0.006	NG	0.31	0.008	NG	0.04	50.95	OK	3.22	65.03	OK

74	end	ary	po1+x	140.462	7		19	5		14	34		22	12	
1375	I-end	Primary	grup po1+x	3.3549	0.0064	NG	0.2211	0.0081	NG	Failure	50.9534	NG	1.4039	65.0312	OK
1375	J-end	Primary	grup po1+x	87.0935	0.0065	NG	0.3125	0.0082	NG	Failure	50.9534	NG	1.4039	65.0312	OK
1376	I-end	Primary	grup po1+x	3.3548	0.0093	NG	0.2242	0.011	NG	0.8755	43.5416	OK	15.0316	54.7631	OK
1376	J-end	Primary	grup po1+x	5.0954	0.0095	NG	0.3202	0.0112	NG	0.8755	43.5416	OK	15.0316	54.7631	OK
1377	I-end	Primary	grup po1+x	3.3548	0.0088	NG	0.2197	0.0104	NG	0.0316	43.5416	OK	1.608	54.7631	OK
1377	J-end	Primary	grup po1+x	41.602	0.009	NG	0.3107	0.0107	NG	0.0316	43.5416	OK	1.608	54.7631	OK
1378	I-end	Primary	grup po1+x	3.3548	0.0066	NG	0.2215	0.0079	NG	0.029	43.5416	OK	4.6705	54.7631	OK
1378	J-end	Primary	grup po1+x	1442.34	0.0068	NG	0.313	0.008	NG	0.029	43.5416	OK	4.6705	54.7631	OK
1379	I-end	Primary	grup po1+x	3.3548	0.007	NG	0.222	0.0083	NG	0.0238	43.5416	OK	2.0739	54.7631	OK
1379	J-end	Primary	grup po1+x	1063.59	0.0072	NG	0.3135	0.0085	NG	0.0238	43.5416	OK	2.0739	54.7631	OK
1380	I-end	Primary	grup po1+x	3.3549	0.007	NG	0.2224	0.0083	NG	0.0244	43.5416	OK	0.7244	54.7631	OK
1380	J-end	Primary	grup po1+x	322.932	0.0072	NG	0.314	0.0085	NG	0.0244	43.5416	OK	0.7244	54.7631	OK
1381	I-end	Primary	grup po1+x	3.3549	0.0067	NG	0.2228	0.0079	NG	Failure	43.5416	NG	0.2041	54.7631	OK
1381	J-end	Primary	grup po1+x	570.377	0.0068	NG	0.3145	0.0081	NG	Failure	43.5416	NG	0.2041	54.7631	OK
1382	I-end	Primary	grup po1+x	3.3548	0.007	NG	0.2233	0.0083	NG	0.0024	43.5416	OK	2.7813	54.7631	OK
1382	J-end	Primary	grup po1+x	927.344	0.0072	NG	0.316	0.0085	NG	0.0024	43.5416	OK	2.7813	54.7631	OK
1383	I-end	Primary	grup po1+x	3.3548	0.0066	NG	0.2237	0.0078	NG	0.0217	43.5416	OK	2.7715	54.7631	OK
1383	J-end	Primary	grup po1+x	719.406	0.0067	NG	0.3176	0.0079	NG	0.0217	43.5416	OK	2.7715	54.7631	OK

1384	I-end	Primary	gruppo1+x	3.3552	0.0092	NG	-0.2242	0.0109	NG	0.0023	43.5416	OK	0.1821	54.7631	OK
1384	J-end	Primary	gruppo1+x	5.0998	0.0094	NG	0.18	0.0111	NG	0.0023	43.5416	OK	0.1821	54.7631	OK
1385	I-end	Primary	gruppo1+x	3.3552	0.0129	NG	-0.2202	0.0129	NG	0.0194	31.9452	OK	0.9576	31.9452	OK
1385	J-end	Primary	gruppo1+x	1628.98	0.0132	NG	0.1906	0.0132	NG	0.0194	31.9452	OK	0.9576	31.9452	OK
1386	I-end	Primary	gruppo1+x	3.3552	0.0131	NG	-0.2206	0.0131	NG	0.0173	31.9452	OK	0.0622	31.9452	OK
1386	J-end	Primary	gruppo1+x	34867.5	0.0133	NG	0.1909	0.0133	NG	0.0173	31.9452	OK	0.0622	31.9452	OK
1387	I-end	Primary	gruppo1+x	3.3552	0.0117	NG	-0.2197	0.0138	NG	0.0267	43.5416	OK	Failure	54.7631	NG
1387	J-end	Primary	gruppo1+x	41.6035	0.012	NG	0.1903	0.0141	NG	0.0267	43.5416	OK	Failure	54.7631	NG
1388	I-end	Primary	gruppo1+x	3.3552	0.0087	NG	-0.2211	0.0103	NG	0.0016	43.5416	OK	0.2934	54.7631	OK
1388	J-end	Primary	gruppo1+x	87.0925	0.0089	NG	0.1913	0.0105	NG	0.0016	43.5416	OK	0.2934	54.7631	OK
1389	I-end	Primary	gruppo1+x	3.3552	0.0065	NG	-0.2215	0.0078	NG	0.0308	43.5416	OK	Failure	54.7631	NG
1389	J-end	Primary	gruppo1+x	-285.545	0.0067	NG	0.1916	0.0079	NG	0.0308	43.5416	OK	Failure	54.7631	NG
1390	I-end	Primary	gruppo1+x	3.3552	0.0067	NG	-0.222	0.0079	NG	0.0412	43.5416	OK	0.5042	54.7631	OK
1390	J-end	Primary	gruppo1+x	-981.801	0.0068	NG	0.1909	0.0081	NG	0.0412	43.5416	OK	0.5042	54.7631	OK
1391	I-end	Primary	gruppo1+x	3.3552	0.007	NG	-0.2224	0.0083	NG	0.042	43.5416	OK	0.5134	54.7631	OK
1391	J-end	Primary	gruppo1+x	-981.805	0.0072	NG	0.1891	0.0085	NG	0.042	43.5416	OK	0.5134	54.7631	OK
1392	I-end	Primary	gruppo1+x	3.3552	0.0067	NG	-0.2228	0.0079	NG	0.035	43.5416	OK	0.973	54.7631	OK
1392	J-end	Primary	gruppo1+x	-981.809	0.0068	NG	0.1873	0.0081	NG	0.035	43.5416	OK	0.973	54.7631	OK
1393	I-end	Primary	gruppo1	3.3552	0.007	NG	-0.22	0.0083	NG	0.0344	43.5416	OK	0.561	54.7631	OK

			+x				33								
13 93	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 446. 676	0.007 2	NG	0.18 44	0.008 5	NG	0.03 44	43.54 16	OK	0.56 1	54.76 31	OK
13 94	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 52	0.006 7	NG	- 0.22 37	0.008	NG	0.00 89	43.54 16	OK	2.78 68	54.76 31	OK
13 94	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 448. 686	0.006 9	NG	0.18 16	0.008 1	NG	0.00 89	43.54 16	OK	2.78 68	54.76 31	OK
13 95	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 2.41 73	0.009 6	NG	- 0.15 43	0.008 2	NG	0.00 09	54.76 31	OK	Failu re	45.40 42	NG
13 95	J- end	Prim ary	grup po1 +x	13.5 133	0.009 7	NG	0.15 48	0.008 3	NG	0.00 09	54.76 31	OK	Failu re	45.40 42	NG
13 96	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 2.41 73	0.008 1	NG	- 0.15 53	0.007	NG	0.06 02	54.76 31	OK	Failu re	45.40 42	NG
13 96	J- end	Prim ary	grup po1 +x	21.3 718	0.008 2	NG	0.15 57	0.007 1	NG	0.06 02	54.76 31	OK	Failu re	45.40 42	NG
13 97	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 56	0.009 9	NG	- 0.22 06	0.008 5	NG	Failu re	54.76 31	NG	0.38 46	45.40 42	OK
13 97	J- end	Prim ary	grup po1 +x	29.9 131	0.010 1	NG	2.23 79	0.008 7	NG	Failu re	54.76 31	NG	0.38 46	45.40 42	OK
13 98	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 56	0.012 2	NG	- 0.22 11	0.010 5	NG	0.31 87	54.76 31	OK	0.42 09	45.40 42	OK
13 98	J- end	Prim ary	grup po1 +x	87.0 916	0.012 5	NG	2.23 82	0.010 7	NG	0.31 87	54.76 31	OK	0.42 09	45.40 42	OK
14 03	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 6	0.007 8	NG	- 0.22 15	0.007 1	NG	0.12 75	42.21 32	OK	0.59 32	34.20 96	OK
14 03	J- end	Prim ary	grup po1 +x	25.4 402	0.008	NG	- 1.56 95	0.007 3	NG	0.12 75	42.21 32	OK	0.59 32	34.20 96	OK
14 04	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 6	0.008 1	NG	- 0.22 2	0.007 4	NG	Failu re	42.21 32	NG	0.25 28	34.20 96	OK
14 04	J- end	Prim ary	grup po1 +x	2.12 73	0.008 2	NG	- 1.56 72	0.007 5	NG	Failu re	42.21 32	NG	0.25 28	34.20 96	OK
14 05	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 6	0.008 6	NG	- 0.22 24	0.007 8	NG	0.13 92	42.21 32	OK	0.05 17	34.20 96	OK
14 05	J- end	Prim ary	grup po1 +x	13.6 621	0.008 8	NG	- 1.56 19	0.008	NG	0.13 92	42.21 32	OK	0.05 17	34.20 96	OK
14 06	I-end	Prim ary	grup po1 +x	3.35 6	0.008 1	NG	- 0.22 28	0.007 4	NG	0.01 08	42.21 32	OK	0.64 48	34.20 96	OK
14	J-	Prim	grup	0.00	0.008	OK	-	0.007	NG	0.01	42.21	OK	0.64	34.20	OK

06	end	ary	po1+x	01	3		1.5569	5		08	32		48	96	
1407	I-end	Primary	grup po1+x	3.356	0.0086	NG	0.2233	0.0078	NG	0.1499	42.2132	OK	0.5735	34.2096	OK
1407	J-end	Primary	grup po1+x	25.9037	0.0087	NG	1.5489	0.008	NG	0.1499	42.2132	OK	0.5735	34.2096	OK
1408	I-end	Primary	grup po1+x	3.356	0.0081	NG	0.2237	0.0074	NG	0.1573	42.2132	OK	1.9643	34.2096	OK
1408	J-end	Primary	grup po1+x	448.686	0.0083	NG	1.5412	0.0075	NG	0.1573	42.2132	OK	1.9643	34.2096	OK
1410	I-end	Primary	grup po1+x	3.3541	0.0117	NG	0.2211	0.0081	NG	0.2949	110.667	OK	0.2699	76.3508	OK
1410	J-end	Primary	grup po1+x	87.0932	0.0119	NG	0.8136	0.0082	NG	0.2949	110.667	OK	0.2699	76.3508	OK
1411	I-end	Primary	grup po1+x	1.765	0.0187	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	65.8869	NG
1411	J-end	Primary	grup po1+x	0.0422	0.0187	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	65.8869	NG
1412	I-end	Primary	grup po1+x	90.4483	0.0118	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1412	J-end	Primary	grup po1+x	1438.99	0.0166	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1413	I-end	Primary	grup po1+x	90.4476	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	40.831	NG
1413	J-end	Primary	grup po1+x	282.19	0.0133	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	43.9605	NG
1414	I-end	Primary	grup po1+x	24.5684	0.0136	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1414	J-end	Primary	grup po1+x	30.424	0.0136	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1415	I-end	Primary	grup po1+x	90.364	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1415	J-end	Primary	grup po1+x	86.6857	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1416	I-end	Primary	grup po1+x	91.002	0.0173	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
1416	J-end	Primary	grup po1+x	17.0264	0.0173	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG

14 17	I-end	Primary	grup po1 +x	3.35 43	0.012 9	NG	- 0.21 97	0.015 2	NG	0.00 4	43.54 16	OK	Failu re	54.76 31	NG
14 17	J- end	Primary	grup po1 +x	41.6 031	0.013 1	NG	- 0.53 01	0.015 5	NG	0.00 4	43.54 16	OK	Failu re	54.76 31	NG
14 18	I-end	Primary	grup po1 +x	3.35 45	0.013 2	NG	- 0.22 42	0.014 5	NG	0.00 45	34.20 96	OK	0.03 18	42.21 32	OK
14 18	J- end	Primary	grup po1 +x	5.09 48	0.013 5	NG	0.43 36	0.014 8	NG	0.00 45	34.20 96	OK	0.03 18	42.21 32	OK
14 19	I-end	Primary	grup po1 +x	3.35 56	0.012 5	NG	- 0.22 42	0.013 6	NG	0.01 95	34.20 96	OK	Failu re	42.21 32	NG
14 19	J- end	Primary	grup po1 +x	5.11 62	0.012 7	NG	1.67 38	0.013 9	NG	0.01 95	34.20 96	OK	Failu re	42.21 32	NG
14 20	I-end	Primary	grup po1 +x	0.02 94	0.013 7	NG	-	-	-	-	-	-	7.28 95	39.01 87	OK
14 20	J- end	Primary	grup po1 +x	0.09 1	0.013 7	NG	-	-	-	-	-	-	7.11 05	39.01 87	OK
14 21	I-end	Primary	grup po1 +x	- 0.09 09	0.013 2	NG	-	-	-	-	-	-	11.7 399	39.01 87	OK
14 21	J- end	Primary	grup po1 +x	- 0.74 99	0.013 2	NG	-	-	-	-	-	-	10.9 851	39.01 87	OK
14 22	I-end	Primary	grup po1 +x	- 0.69 62	0.014	NG	-	-	-	-	-	-	7.63 72	39.01 87	OK
14 22	J- end	Primary	grup po1 +x	- 1.35 12	0.014	NG	-	-	-	-	-	-	7.66 94	39.01 87	OK
14 29	I-end	Primary	grup po1 +x	0.17 43	0.011 9	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 29	J- end	Primary	grup po1 +x	- 19.2 06	0.011 9	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 30	I-end	Primary	grup po1 +x	19.2 061	0.016 9	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 30	J- end	Primary	grup po1 +x	- 16.2 436	0.011 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 31	I-end	Primary	grup po1 +x	0.00 22	0.017 5	OK	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 31	J- end	Primary	grup po1 +x	- 3675 .19	0.015 6	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 34	I-end	Primary	grup po1	2.68 92	0.019 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	52.70 95	NG

			+x												
14 34	J- end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 36	0.013 5	OK	-	-	-	-	-	-	28.2 566	52.70 95	OK
14 35	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.13 5	0.011 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 35	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 10.0 954	0.011 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 36	I-end	Prim ary	grup po1 +x	10.0 954	0.011 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 36	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 18.0 483	0.011 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 37	I-end	Prim ary	grup po1 +x	18.0 483	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 37	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 17.9 416	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 38	I-end	Prim ary	grup po1 +x	17.9 417	0.011 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 38	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 19.7 359	0.011 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 39	I-end	Prim ary	grup po1 +x	19.7 358	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 39	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 16.3 8	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 40	I-end	Prim ary	grup po1 +x	16.3 801	0.016 7	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 40	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 124. 327	0.012	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 41	I-end	Prim ary	grup po1 +x	0.03 65	0.011 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 41	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 16.3 943	0.011 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 42	I-end	Prim ary	grup po1 +x	16.3 943	0.011 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 42	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 29.8 908	0.011 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 43	I-end	Prim ary	grup po1 +x	29.8 908	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14	J-	Prim	grup	-	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failu	45.17	NG

43	end	ary	po1+x	22.4212									re	96	
1444	I-end	Primary	gruppo1+x	22.4213	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	45.1796	NG
1444	J-end	Primary	gruppo1+x	22.3117	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	45.1796	NG
1445	I-end	Primary	gruppo1+x	22.3117	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	45.1796	NG
1445	J-end	Primary	gruppo1+x	21.7483	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	45.1796	NG
1446	I-end	Primary	gruppo1+x	21.7484	0.012	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	45.1796	NG
1446	J-end	Primary	gruppo1+x	124.301	0.012	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	45.1796	NG
1447	I-end	Primary	gruppo1+x	3675.19	0.0138	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	69.6763	NG
1447	J-end	Primary	gruppo1+x	3675.18	0.0151	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	69.6763	NG
1448	I-end	Primary	gruppo1+x	3675.18	0.0139	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	69.6763	NG
1448	J-end	Primary	gruppo1+x	0.1031	0.0153	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	69.6763	NG
1449	I-end	Primary	gruppo1+x	0.0035	0.0136	OK	-	-	-	-	-	-	4.1459	25.3279	OK
1449	J-end	Primary	gruppo1+x	7.7339	0.0136	NG	-	-	-	-	-	-	5.6941	25.3279	OK
1452	I-end	Primary	gruppo1+x	7.7339	0.019	NG	-	-	-	-	-	-	3.7516	25.3279	OK
1452	J-end	Primary	gruppo1+x	1.6865	0.019	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.3279	NG
1455	I-end	Primary	gruppo1+x	1.6864	0.0201	NG	-	-	-	-	-	-	6.196	25.3279	OK
1455	J-end	Primary	gruppo1+x	0.2577	0.0201	NG	-	-	-	-	-	-	5.004	25.3279	OK
1456	I-end	Primary	gruppo1+x	0.1302	0.0128	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	69.6763	NG
1456	J-end	Primary	gruppo1+x	9.4494	0.0143	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	69.6763	NG

14 57	I-end	Prim ary	grup po1 +x	9.44 94	0.012 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 57	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 15.2 099	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 58	I-end	Prim ary	grup po1 +x	15.2 099	0.012 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 58	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 25.2 496	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 59	I-end	Prim ary	grup po1 +x	25.2 496	0.012 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 59	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 35.0 65	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 60	I-end	Prim ary	grup po1 +x	35.0 65	0.012 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 60	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 45.0 329	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 61	I-end	Prim ary	grup po1 +x	45.0 336	0.012 4	NG	-	-	-	-	-	-	109. 265	69.67 63	NG
14 61	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 124. 389	0.016 7	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 62	I-end	Prim ary	grup po1 +x	15.2 962	0.012 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 62	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 21.1 557	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 63	I-end	Prim ary	grup po1 +x	21.1 557	0.012 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 63	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 21.2 595	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 64	I-end	Prim ary	grup po1 +x	21.2 594	0.012 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 64	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 21.3 961	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 65	I-end	Prim ary	grup po1 +x	21.3 962	0.012 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 65	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 21.9 687	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 66	I-end	Prim ary	grup po1	21.9 687	0.012 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG

			+x												
14 66	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 22.1 807	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 67	I-end	Prim ary	grup po1 +x	22.1 806	0.012 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 67	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 124. 388	0.013 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 70	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.10 31	0.017 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 70	J- end	Prim ary	grup po1 +x	0.13 02	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 71	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.05 64	0.012 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 71	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 15.2 961	0.014 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	69.67 63	NG
14 72	I-end	Prim ary	grup po1 +x	16.4 876	0.016 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 72	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.06 61	0.016 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	45.17 96	NG
14 75	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 1.63 38	0.013 7	NG	-	-	-	-	-	-	6.84 81	39.01 87	OK
14 75	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.00 27	0.013 7	OK	-	-	-	-	-	-	7.55 19	39.01 87	OK
14 76	I-end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 29	0.019 6	OK	-	-	-	-	-	-	10.9 16	39.01 87	OK
14 76	J- end	Prim ary	grup po1 +x	0.05 99	0.019 6	NG	-	-	-	-	-	-	11.8 09	39.01 87	OK
14 77	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 1.68 63	0.014	NG	-	-	-	-	-	-	7.71 39	39.01 87	OK
14 77	J- end	Prim ary	grup po1 +x	1.63 28	0.014	NG	-	-	-	-	-	-	7.59 27	39.01 87	OK
14 83	I-end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 16	0.019 2	OK	-	-	-	-	-	-	12.7 492	52.70 95	OK
14 83	J- end	Prim ary	grup po1 +x	2.69 07	0.019 2	NG	-	-	-	-	-	-	25.6 108	52.70 95	OK
14 84	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 37.8 438	0.007 6	NG	8.77 67	0.006 6	NG	2.09 8	54.76 31	OK	1.06 58	45.40 42	OK
14	J-	Prim	grup	-	0.007	NG	0.64	0.006	NG	2.09	54.76	OK	1.06	45.40	OK

84	end	ary	po1+x	6.4481	7		23	6		8	31		58	42	
1485	I-end	Primary	grup po1+x	8.8558	0.0115	NG	3.4761	0.0099	NG	0.0075	54.1927	OK	1.0271	42.9715	OK
1485	J-end	Primary	grup po1+x	-37.6885	0.0118	NG	-1.9445	0.0102	NG	0.0075	54.1927	OK	1.0271	42.9715	OK
1486	I-end	Primary	grup po1+x	32.1686	0.0118	NG	3.4742	0.0102	NG	0.113	54.1927	OK	0.4609	42.9715	OK
1486	J-end	Primary	grup po1+x	-21.2576	0.0121	NG	-1.9484	0.0104	NG	0.113	54.1927	OK	0.4609	42.9715	OK
1487	I-end	Primary	grup po1+x	20.6338	0.0121	NG	3.4695	0.0104	NG	0.0475	54.1927	OK	1.208	42.9715	OK
1487	J-end	Primary	grup po1+x	-7.7611	0.0124	NG	-1.9499	0.0107	NG	0.0475	54.1927	OK	1.208	42.9715	OK
1488	I-end	Primary	grup po1+x	34.2958	0.0118	NG	3.4649	0.0102	NG	0.2382	54.1927	OK	0.6747	42.9715	OK
1488	J-end	Primary	grup po1+x	-15.2307	0.0121	NG	-1.9514	0.0105	NG	0.2382	54.1927	OK	0.6747	42.9715	OK
1489	I-end	Primary	grup po1+x	8.3923	0.0121	NG	3.4575	0.0104	NG	0.2626	54.1927	OK	0.8487	42.9715	OK
1489	J-end	Primary	grup po1+x	-15.3403	0.0124	NG	-1.9504	0.0107	NG	0.2626	54.1927	OK	0.8487	42.9715	OK
1490	I-end	Primary	grup po1+x	482.982	0.012	NG	3.4503	0.0104	NG	0.3496	54.1927	OK	0.8035	42.9715	OK
1490	J-end	Primary	grup po1+x	-15.9036	0.0123	NG	-1.9496	0.0106	NG	0.3496	54.1927	OK	0.8035	42.9715	OK
1491	I-end	Primary	grup po1+x	2.3	0.0112	NG	1.5166	0.0095	NG	0.3432	54.1927	OK	0.1321	43.093	OK
1491	J-end	Primary	grup po1+x	-4.0348	0.0113	NG	-0.5939	0.0096	NG	0.3432	54.1927	OK	0.1321	43.093	OK
1492	I-end	Primary	grup po1+x	-20.281	0.01	NG	-1.517	0.0084	NG	0.215	54.1927	OK	0.8906	43.093	OK
1492	J-end	Primary	grup po1+x	10.0668	0.0101	NG	0.594	0.0085	NG	0.215	54.1927	OK	0.8906	43.093	OK
1493	I-end	Primary	grup po1+x	4.3833	0.0131	NG	0.3323	0.0111	NG	0	54.1927	OK	0.3099	43.093	OK
1493	J-end	Primary	grup po1+x	-37.6487	0.0134	NG	-0.0019	0.0114	OK	0	54.1927	OK	0.3099	43.093	OK

14 94	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 52.7 953	0.014 9	NG	- 0.33 21	0.012 7	NG	1.19 68	54.19 27	OK	1.63 81	43.09 3	OK
14 94	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 37.6 617	0.015 3	NG	0.00 14	0.013	OK	1.19 68	54.19 27	OK	1.63 81	43.09 3	OK
14 95	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 7.30 67	0.014 6	NG	1.71 44	0.017 2	NG	0.00 24	42.09 61	OK	1.72	54.19 27	OK
14 95	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 37.6 489	0.015	NG	- 0.05 12	0.017 6	NG	0.00 24	40.11 1	OK	1.72	54.19 27	OK
14 96	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 52.7 957	0.013	NG	1.71 48	0.014 2	NG	0.04 55	34.57 09	OK	1.05 38	42.78 37	OK
14 96	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 37.7 083	0.013 3	NG	6.04 88	0.014 6	NG	0.04 55	34.57 09	OK	1.05 38	42.78 37	OK
14 97	I-end	Prim ary	grup po1 +x	319. 842	0.01	NG	1.71 5	0.010 9	NG	0.09 18	34.57 09	OK	Failu re	42.78 37	NG
14 97	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 22.3 558	0.010 2	NG	6.04 94	0.011 2	NG	0.09 18	34.57 09	OK	Failu re	42.78 37	NG
14 98	I-end	Prim ary	grup po1 +x	1016 .1	0.010 2	NG	1.71 62	0.011 2	NG	0.15 71	34.57 09	OK	0.89 69	42.78 37	OK
14 98	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 16.4 963	0.010 5	NG	6.04 91	0.011 4	NG	0.15 71	34.57 09	OK	0.89 69	42.78 37	OK
14 99	I-end	Prim ary	grup po1 +x	1016 .1	0.010 5	NG	1.71 85	0.011 5	NG	0.01 26	34.57 09	OK	0.78 61	42.78 37	OK
14 99	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 16.3 926	0.010 8	NG	6.04 79	0.011 8	NG	0.01 26	34.57 09	OK	0.78 61	42.78 37	OK
15 00	I-end	Prim ary	grup po1 +x	1016 .11	0.010 2	NG	1.72 08	0.011 2	NG	0.00 82	34.57 09	OK	0.47 45	42.78 37	OK
15 00	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 16.2 559	0.010 5	NG	6.04 66	0.011 4	NG	0.00 82	34.57 09	OK	0.47 45	42.78 37	OK
15 01	I-end	Prim ary	grup po1 +x	480. 973	0.010 5	NG	1.72 41	0.011 5	NG	0.03 84	34.57 09	OK	0.88 69	42.78 37	OK
15 01	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 15.6 833	0.010 8	NG	6.04 43	0.011 8	NG	0.03 84	34.57 09	OK	0.88 69	42.78 37	OK
15 02	I-end	Prim ary	grup po1 +x	482. 983	0.010 5	NG	1.72 75	0.011 4	NG	0.10 3	34.57 09	OK	0.33 59	42.78 37	OK
15 02	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 15.4 713	0.010 7	NG	6.04 2	0.011 7	NG	0.10 3	34.57 09	OK	0.33 59	42.78 37	OK
15 03	I-end	Prim ary	grup po1	1476 .64	0.009 8	NG	1.59 36	0.010 7	NG	0.07 33	34.57 09	OK	Failu re	42.78 37	NG

			+x												
15 03	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 37.7 822	0.01	NG	- 1.68 67	0.011	NG	0.07 33	34.57 09	OK	Failu re	42.78 37	NG
15 04	I-end	Prim ary	grup po1 +x	1097 .88	0.010 5	NG	1.59 36	0.011 5	NG	0.04 75	34.57 09	OK	1.19 43	42.78 37	OK
15 04	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 28.2 026	0.010 8	NG	- 1.68 77	0.011 8	NG	0.04 75	34.57 09	OK	1.19 43	42.78 37	OK
15 05	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 288. 635	0.010 5	NG	1.59 36	0.011 5	NG	0.02 83	34.57 09	OK	0.75 46	42.78 37	OK
15 05	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 22.4 421	0.010 8	NG	- 1.68 87	0.011 8	NG	0.02 83	34.57 09	OK	0.75 46	42.78 37	OK
15 06	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 536. 08	0.010 2	NG	1.59 36	0.011 2	NG	0.06 87	34.57 09	OK	0.40 99	42.78 37	OK
15 06	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 12.4 024	0.010 4	NG	- 1.68 98	0.011 4	NG	0.06 87	34.57 09	OK	0.40 99	42.78 37	OK
15 07	I-end	Prim ary	grup po1 +x	961. 642	0.010 5	NG	1.59 25	0.011 5	NG	0.07 24	34.57 09	OK	0.97 48	42.78 37	OK
15 07	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 2.58 71	0.010 8	NG	- 1.68 98	0.011 8	NG	0.07 24	34.57 09	OK	0.97 48	42.78 37	OK
15 08	I-end	Prim ary	grup po1 +x	753. 703	0.010 1	NG	1.59 15	0.011 1	NG	0.04 91	34.57 09	OK	0.44 19	42.78 37	OK
15 08	J- end	Prim ary	grup po1 +x	7.38 09	0.010 4	NG	- 1.68 99	0.011 3	NG	0.04 91	34.57 09	OK	0.44 19	42.78 37	OK
15 09	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 7.30 48	0.011 7	NG	1.59 39	0.013 8	NG	0.12 11	43.09 3	OK	0.27 91	54.19 27	OK
15 09	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 37.6 498	0.012	NG	- 1.68 77	0.014 2	NG	0.12 11	43.09 3	OK	0.27 91	54.19 27	OK
15 10	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 1637 .67	0.009 5	NG	1.59 38	0.011 2	NG	0.01 17	43.09 3	OK	Failu re	54.19 27	NG
15 10	J- end	Prim ary	grup po1 +x	3637 .54	0.009 7	NG	1.68 8	0.011 5	NG	0.01 17	43.09 3	OK	Failu re	54.19 27	NG
15 11	I-end	Prim ary	grup po1 +x	174. 759	0.009 5	NG	1.59 37	0.011 2	NG	0.04 19	43.09 3	OK	7.26 99	54.19 27	OK
15 11	J- end	Prim ary	grup po1 +x	3637 .53	0.009 8	NG	- 1.68 83	0.011 5	NG	0.04 19	43.09 3	OK	7.26 99	54.19 27	OK
15 12	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 52.7 963	0.009 4	NG	1.59 36	0.011 1	NG	0.07 3	43.09 3	OK	Failu re	54.19 27	NG
15	J-	Prim	grup	-	0.009	NG	-	0.011	NG	0.07	43.09	OK	Failu	54.19	NG

12	end	ary	po1+x	37.7551	7		1.6886	4		3	3		re	27	
1513	I-end	Primary	grup po1+x	0.8961	0.0141	NG	5.8079	0.0122	NG	0.3111	54.1927	OK	0.2498	42.9715	OK
1513	J-end	Primary	grup po1+x	-37.3419	0.0144	NG	0.324	0.0124	NG	0.3111	54.1927	OK	0.2498	42.9715	OK
1514	I-end	Primary	grup po1+x	-46.4158	0.0118	NG	5.9423	0.0102	NG	0.0622	54.1927	OK	Failu re	42.9715	NG
1514	J-end	Primary	grup po1+x	-18.446	0.0121	NG	2.2173	0.0104	NG	0.0622	54.1927	OK	Failu re	42.9715	NG
1515	I-end	Primary	grup po1+x	12.7012	0.0124	NG	5.9429	0.0107	NG	0.3512	54.1927	OK	1.8094	42.9715	OK
1515	J-end	Primary	grup po1+x	-21.4085	0.0127	NG	2.2173	0.011	NG	0.3512	54.1927	OK	1.8094	42.9715	OK
1516	I-end	Primary	grup po1+x	-44.8421	0.0113	NG	1.4912	0.0097	NG	0.0336	54.1927	OK	Failu re	42.9715	NG
1516	J-end	Primary	grup po1+x	-37.7872	0.0116	NG	1.0056	0.01	NG	0.0336	54.1927	OK	Failu re	42.9715	NG
1517	I-end	Primary	grup po1+x	-3.3554	0.012	NG	1.4923	0.0104	NG	Failu re	54.1927	NG	0.5357	42.9715	OK
1517	J-end	Primary	grup po1+x	-27.5567	0.0123	NG	1.0109	0.0106	NG	Failu re	54.1927	NG	0.5357	42.9715	OK
1518	I-end	Primary	grup po1+x	-21.5856	0.0121	NG	1.4933	0.0104	NG	0.0545	54.1927	OK	0.0492	42.9715	OK
1518	J-end	Primary	grup po1+x	-19.6038	0.0124	NG	1.0161	0.0107	NG	0.0545	54.1927	OK	0.0492	42.9715	OK
1519	I-end	Primary	grup po1+x	-299.404	0.0118	NG	1.4944	0.0102	NG	0.0291	54.1927	OK	0.1701	42.9715	OK
1519	J-end	Primary	grup po1+x	-19.7105	0.0121	NG	1.0212	0.0105	NG	0.0291	54.1927	OK	0.1701	42.9715	OK
1520	I-end	Primary	grup po1+x	-364.178	0.0121	NG	1.4985	0.0104	NG	0.0381	54.1927	OK	0.1735	42.9715	OK
1520	J-end	Primary	grup po1+x	-17.9163	0.0124	NG	1.0237	0.0107	NG	0.0381	54.1927	OK	0.1735	42.9715	OK
1521	I-end	Primary	grup po1+x	-39.6646	0.0113	NG	1.5026	0.0097	NG	0.0564	54.1927	OK	0.8831	42.9715	OK
1521	J-end	Primary	grup po1+x	-21.2721	0.0115	NG	1.0262	0.0099	NG	0.0564	54.1927	OK	0.8831	42.9715	OK

15 22	I-end	Primary	grup po1 +x	- 52.7 952	0.013 8	NG	1.09 25	0.009 7	NG	2.24 51	111.2 38	OK	0.75 89	78.54 42	OK
15 22	J-end	Primary	grup po1 +x	- 37.7 851	0.014 1	NG	1.00 42	0.009 9	NG	2.24 51	111.2 38	OK	0.75 89	78.54 42	OK
15 23	I-end	Primary	grup po1 +x	0.74 39	0.013 4	NG	2.30 07	0.015 8	NG	0.00 48	42.09 9	OK	1.34 79	54.19 27	OK
15 23	J-end	Primary	grup po1 +x	- 37.3 366	0.013 7	NG	0.44 36	0.016 1	NG	0.00 48	40.54 18	OK	1.34 79	54.19 27	OK
15 24	I-end	Primary	grup po1 +x	- 0.04 03	0.015 1	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.13 22	NG
15 24	J-end	Primary	grup po1 +x	0.01 35	0.011 1	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.13 22	NG
15 25	I-end	Primary	grup po1 +x	- 0.01 34	0.011 7	NG	-	-	-	-	-	-	60.0 979	56.13 22	NG
15 25	J-end	Primary	grup po1 +x	7.81 52	0.014	NG	-	-	-	-	-	-	58.4 904	56.13 22	NG
15 26	I-end	Primary	grup po1 +x	0.02 74	0.019 6	NG	-	-	-	-	-	-	19.0 288	25.67 02	OK
15 26	J-end	Primary	grup po1 +x	- 22.2 388	0.014 4	NG	-	-	-	-	-	-	22.3 01	25.67 02	OK
15 27	I-end	Primary	grup po1 +x	0.00 41	0.015 6	OK	-	-	-	-	-	-	19.8 428	25.67 02	OK
15 27	J-end	Primary	grup po1 +x	- 11.1 179	0.018 7	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	25.67 02	NG
15 28	I-end	Primary	grup po1 +x	0.00 19	0.018 9	OK	-	-	-	-	-	-	10.0 482	25.32 79	OK
15 28	J-end	Primary	grup po1 +x	0.00 02	0.018 9	OK	-	-	-	-	-	-	9.69 18	25.32 79	OK
15 29	I-end	Primary	grup po1 +x	-0	0.011 8	OK	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 29	J-end	Primary	grup po1 +x	- 11.0 999	0.011 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 30	I-end	Primary	grup po1 +x	11.0 999	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 30	J-end	Primary	grup po1 +x	- 9.90 21	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 31	I-end	Primary	grup po1	9.90 21	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG

			+x													
15 31	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 8.80 47	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 32	I-end	Prim ary	grup po1 +x	8.80 48	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 32	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 4.14 26	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 33	I-end	Prim ary	grup po1 +x	4.14 26	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	51.0 004	56.47 45	OK
15 33	J- end	Prim ary	grup po1 +x	0	0.011 8	OK	-	-	-	-	-	-	-	75.0 786	56.47 45	NG
15 34	I-end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 02	0.011 2	OK	-	-	-	-	-	-	-	74.4 504	56.13 22	NG
15 34	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.93 96	0.011 2	NG	-	-	-	-	-	-	-	56.0 818	56.13 22	OK
15 35	I-end	Prim ary	grup po1 +x	403. 101	0.011 7	NG	-	-	-	-	-	-	-	67.8 972	56.47 45	NG
15 35	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 6615 6.6	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 36	I-end	Prim ary	grup po1 +x	6615 6.6	0.011 7	NG	-	-	-	-	-	-	-	67.8 902	56.47 45	NG
15 36	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 36.0 547	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 37	I-end	Prim ary	grup po1 +x	36.0 547	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 37	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 28.3 402	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 38	I-end	Prim ary	grup po1 +x	28.3 402	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 38	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 16.8 807	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 39	I-end	Prim ary	grup po1 +x	16.8 807	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 39	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 7.35 75	0.014 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.47 45	NG
15 40	I-end	Prim ary	grup po1 +x	7.35 77	0.015 1	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.13 22	NG
15	J-	Prim	grup	-	0.015	NG	-	-	-	-	-	-	-	Failu	56.13	NG

40	end	ary	po1+x	0.9504	1								re	22	
1541	I-end	Primary	gruppo1+x	22.2389	0.0153	NG	-	-	-	-	-	-	23.2199	25.6702	OK
1541	J-end	Primary	gruppo1+x	11.1454	0.0183	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.6702	NG
1542	I-end	Primary	gruppo1+x	11.1453	0.0186	NG	-	-	-	-	-	-	17.5995	25.6702	OK
1542	J-end	Primary	gruppo1+x	0.0003	0.0155	OK	-	-	-	-	-	-	24.4517	25.6702	OK
1543	I-end	Primary	gruppo1+x	0.0001	0.0135	OK	-	-	-	-	-	-	4.5882	25.3279	OK
1543	J-end	Primary	gruppo1+x	0.0003	0.0185	OK	-	-	-	-	-	-	4.5015	25.3279	OK
1544	I-end	Primary	gruppo1+x	0.0003	0.0138	OK	-	-	-	-	-	-	Failure	25.3279	NG
1544	J-end	Primary	gruppo1+x	2.8066	0.0138	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.3279	NG
1545	I-end	Primary	gruppo1+x	748.582	0.0167	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.6702	NG
1545	J-end	Primary	gruppo1+x	19756.7	0.0167	NG	-	-	-	-	-	-	17.9002	25.6702	OK
1546	I-end	Primary	gruppo1+x	11.2498	0.0156	NG	-	-	-	-	-	-	19.8404	25.6702	OK
1546	J-end	Primary	gruppo1+x	0.0017	0.0187	OK	-	-	-	-	-	-	Failure	25.6702	NG
1547	I-end	Primary	gruppo1+x	2.8064	0.0146	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.3279	NG
1547	J-end	Primary	gruppo1+x	55.3937	0.0146	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.3279	NG
1548	I-end	Primary	gruppo1+x	0.0001	0.0154	OK	-	-	-	-	-	-	20.4409	25.6702	OK
1548	J-end	Primary	gruppo1+x	5.8685	0.0154	NG	-	-	-	-	-	-	13.0661	25.6702	OK
1549	I-end	Primary	gruppo1+x	5.8685	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	16.1588	25.6702	OK
1549	J-end	Primary	gruppo1+x	5.5682	0.0155	NG	-	-	-	-	-	-	17.3482	25.6702	OK

1550	I-end	Primary	gruppo1+x	5.5682	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	15.5446	25.6702	OK
1550	J-end	Primary	gruppo1+x	40.8213	0.0154	NG	-	-	-	-	-	-	17.9624	25.6702	OK
1551	I-end	Primary	gruppo1+x	40.8213	0.0154	NG	-	-	-	-	-	-	19.4778	25.6702	OK
1551	J-end	Primary	gruppo1+x	11.7458	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.6702	NG
1552	I-end	Primary	gruppo1+x	11.7457	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	15.6554	25.6702	OK
1552	J-end	Primary	gruppo1+x	0.9622	0.0154	NG	-	-	-	-	-	-	17.8516	25.6702	OK
1553	I-end	Primary	gruppo1+x	0.9631	0.0185	NG	-	-	-	-	-	-	16.2228	25.6702	OK
1553	J-end	Primary	gruppo1+x	0.9408	0.0154	NG	-	-	-	-	-	-	17.2842	25.6702	OK
1554	I-end	Primary	gruppo1+x	5.5275	0.0186	NG	-	-	-	-	-	-	16.0637	25.6702	OK
1554	J-end	Primary	gruppo1+x	94.1104	0.0155	NG	-	-	-	-	-	-	17.4433	25.6702	OK
1555	I-end	Primary	gruppo1+x	94.1105	0.0155	NG	-	-	-	-	-	-	19.4778	25.6702	OK
1555	J-end	Primary	gruppo1+x	138.187	0.0186	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.6702	NG
1556	I-end	Primary	gruppo1+x	138.187	0.0186	NG	-	-	-	-	-	-	15.7262	25.6702	OK
1556	J-end	Primary	gruppo1+x	8.4845	0.0155	NG	-	-	-	-	-	-	17.7808	25.6702	OK
1557	I-end	Primary	gruppo1+x	8.4845	0.0186	NG	-	-	-	-	-	-	11.536	25.6702	OK
1557	J-end	Primary	gruppo1+x	0.0001	0.0155	OK	-	-	-	-	-	-	21.971	25.6702	OK
1558	I-end	Primary	gruppo1+x	0.0001	0.0155	OK	-	-	-	-	-	-	18.9554	25.6702	OK
1558	J-end	Primary	gruppo1+x	57.484	0.0155	NG	-	-	-	-	-	-	14.5516	25.6702	OK
1559	I-end	Primary	gruppo1	57.4839	0.0155	NG	-	-	-	-	-	-	19.4778	25.6702	OK

			+x												
15 59	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.94 81	0.018 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	25.67 02	NG
15 60	I-end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 03	0.015 5	OK	-	-	-	-	-	-	13.0 213	25.67 02	OK
15 60	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.00 01	0.015 5	OK	-	-	-	-	-	-	20.6 997	25.67 02	OK
15 61	I-end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 1	0.015 5	OK	-	-	-	-	-	-	17.3 8	25.67 02	OK
15 61	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 5.52 75	0.015 5	NG	-	-	-	-	-	-	16.7 155	25.67 02	OK
15 62	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 7.83 63	0.015 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.13 22	NG
15 62	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.00 04	0.011 1	OK	-	-	-	-	-	-	69.5 034	56.13 22	NG
15 63	I-end	Prim ary	grup po1 +x	7.54 59	0.015 1	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.13 22	NG
15 63	J- end	Prim ary	grup po1 +x	399. 347	0.015 1	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	56.13 22	NG
15 64	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 2.04 46	0.013 7	NG	-	-	-	-	-	-	7.32 32	39.01 87	OK
15 64	J- end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 09	0.013 7	OK	-	-	-	-	-	-	7.07 68	39.01 87	OK
15 65	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.00 07	0.013 1	OK	-	-	-	-	-	-	11.4 765	39.01 87	OK
15 65	J- end	Prim ary	grup po1 +x	1.00 93	0.019 5	NG	-	-	-	-	-	-	11.2 485	39.01 87	OK
15 66	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 2.80 43	0.014	NG	-	-	-	-	-	-	8.11 43	39.01 87	OK
15 66	J- end	Prim ary	grup po1 +x	2.04 28	0.014	NG	-	-	-	-	-	-	7.19 23	39.01 87	OK
15 73	I-end	Prim ary	grup po1 +x	6.58 09	0.009 6	NG	0.27 19	0.008 3	NG	4.42 67	54.19 27	OK	Failu re	41.00 77	NG
15 73	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 0.70 54	0.009 6	NG	0	0.008 3	OK	4.42 67	54.19 27	OK	Failu re	41.00 77	NG
15 74	I-end	Prim ary	grup po1 +x	11.1 398	0.015 4	NG	4.50 59	0.013 3	NG	0.54 64	54.19 27	OK	0.08 23	41.00 77	OK
15	J-	Prim	grup	391.	0.015	NG	-	0.013	NG	0.54	54.19	OK	0.08	41.00	OK

74	end	ary	po1+x	997	8		4.2757	7		64	27		22	77	
1575	I-end	Primary	grup po1+x	-5.2911	0.0155	NG	4.5083	0.0134	NG	0.2548	54.1927	OK	2.952	41.0077	OK
1575	J-end	Primary	grup po1+x	66145.5	0.0158	NG	4.271	0.0137	NG	0.2548	54.1927	OK	2.952	41.0077	OK
1576	I-end	Primary	grup po1+x	-18.7877	0.0154	NG	4.5083	0.0133	NG	Failu re	54.1927	NG	1.8274	41.0077	OK
1576	J-end	Primary	grup po1+x	24.9515	0.0158	NG	4.2664	0.0137	NG	Failu re	54.1927	NG	1.8274	41.0077	OK
1577	I-end	Primary	grup po1+x	-11.3181	0.0155	NG	4.5085	0.0134	NG	0.7392	54.1927	OK	Failu re	41.0077	NG
1577	J-end	Primary	grup po1+x	17.237	0.0159	NG	4.262	0.0137	NG	0.7392	54.1927	OK	Failu re	41.0077	NG
1578	I-end	Primary	grup po1+x	-11.2085	0.0154	NG	4.5065	0.0133	NG	0.3783	54.1927	OK	1.394	41.0077	OK
1578	J-end	Primary	grup po1+x	5.7775	0.0158	NG	4.258	0.0137	NG	0.3783	54.1927	OK	1.394	41.0077	OK
1579	I-end	Primary	grup po1+x	-10.6452	0.0154	NG	4.505	0.0133	NG	1.4843	54.1927	OK	Failu re	41.0077	NG
1579	J-end	Primary	grup po1+x	-3.7456	0.0157	NG	4.2544	0.0136	NG	1.4843	54.1927	OK	Failu re	41.0077	NG
1580	I-end	Primary	grup po1+x	11.1009	0.0183	NG	2.563	0.0159	NG	0.1128	54.1927	OK	Failu re	36.2219	NG
1580	J-end	Primary	grup po1+x	-11.0984	0.0188	NG	1.4443	0.0163	NG	0.1128	54.1927	OK	Failu re	34.2367	NG
1581	I-end	Primary	grup po1+x	11.1037	0.0181	NG	2.5622	0.0157	NG	0.0657	54.1927	OK	1.5164	37.2385	OK
1581	J-end	Primary	grup po1+x	0.0153	0.0186	OK	1.4435	0.0161	NG	0.0657	54.1927	OK	1.5164	35.2534	OK
1582	I-end	Primary	grup po1+x	11.0993	0.0181	NG	2.5616	0.0157	NG	0.1907	54.1927	OK	1.1336	37.1285	OK
1582	J-end	Primary	grup po1+x	0.1471	0.0186	NG	1.442	0.0161	NG	0.1907	54.1927	OK	1.1336	35.1434	OK
1583	I-end	Primary	grup po1+x	11.1123	0.0183	NG	2.5615	0.0158	NG	0.0655	54.1927	OK	Failu re	36.4135	NG
1583	J-end	Primary	grup po1+x	-11.101	0.0188	NG	1.4414	0.0162	NG	0.0655	54.1927	OK	Failu re	34.4284	NG

1584	I-end	Primary	grup po1 +x	11.0994	0.0155	NG	2.6164	0.0182	NG	0.2034	35.0475	OK	1.1052	54.1927	OK
1584	J-end	Primary	grup po1 +x	11.0754	0.0159	NG	2.2056	0.0187	NG	0.2034	33.0623	OK	1.1052	54.1927	OK
1585	I-end	Primary	grup po1 +x	11.1589	0.0165	NG	3.4859	0.018	NG	0.1566	31.3747	OK	Failu re	42.7837	NG
1585	J-end	Primary	grup po1 +x	11.1015	0.0169	NG	4.2483	0.0185	NG	0.1566	31.3747	OK	Failu re	42.7837	NG
1586	I-end	Primary	grup po1 +x	4.1935	0.0162	NG	3.4873	0.0177	NG	0.1915	31.3747	OK	0.1057	42.7837	OK
1586	J-end	Primary	grup po1 +x	5.5751	0.0166	NG	4.2485	0.0182	NG	0.1915	31.3747	OK	0.1057	42.7837	OK
1587	I-end	Primary	grup po1 +x	10.0531	0.0162	NG	3.4883	0.0177	NG	0.1527	31.3747	OK	1.0142	42.7837	OK
1587	J-end	Primary	grup po1 +x	83.0078	0.0166	NG	4.2481	0.0182	NG	0.1527	31.3747	OK	1.0142	42.7837	OK
1588	I-end	Primary	grup po1 +x	10.1568	0.0162	NG	3.4884	0.0177	NG	0.2985	31.3747	OK	1.0175	42.7837	OK
1588	J-end	Primary	grup po1 +x	127.084	0.0166	NG	4.2477	0.0182	NG	0.2985	31.3747	OK	1.0175	42.7837	OK
1589	I-end	Primary	grup po1 +x	10.2935	0.0162	NG	3.4885	0.0177	NG	0.0035	31.3747	OK	0.2596	42.7837	OK
1589	J-end	Primary	grup po1 +x	2.6181	0.0167	NG	4.2476	0.0182	NG	0.0035	31.3747	OK	0.2596	42.7837	OK
1590	I-end	Primary	grup po1 +x	10.8661	0.0162	NG	3.4874	0.0177	NG	0.1162	31.3747	OK	0.8768	42.7837	OK
1590	J-end	Primary	grup po1 +x	11.1025	0.0166	NG	4.2475	0.0182	NG	0.1162	31.3747	OK	0.8768	42.7837	OK
1591	I-end	Primary	grup po1 +x	11.0781	0.0162	NG	3.4862	0.0177	NG	0.0787	31.3747	OK	Failu re	42.7837	NG
1591	J-end	Primary	grup po1 +x	46.3814	0.0167	NG	4.2477	0.0182	NG	0.0787	31.3747	OK	Failu re	42.7837	NG
1592	I-end	Primary	grup po1 +x	11.2326	0.0156	NG	4.2484	0.0171	NG	0.5939	32.6071	OK	0.9323	42.7837	OK
1592	J-end	Primary	grup po1 +x	11.1023	0.016	NG	4.2476	0.0175	NG	0.5939	31.3747	OK	0.9323	42.7837	OK
1593	I-end	Primary	grup po1	1.653	0.0162	NG	4.2478	0.0177	NG	0.3605	31.3747	OK	0.1033	42.7837	OK

			+x												
15 93	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 5.23 39	0.016 6	NG	- 4.24 37	0.018 2	NG	0.36 05	31.37 47	OK	0.10 33	42.78 37	OK
15 94	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 4.10 75	0.016 2	NG	4.24 75	0.017 7	NG	0.27 97	31.37 47	OK	0.86 6	42.78 37	OK
15 94	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 5.53 41	0.016 6	NG	- 4.23 99	0.018 2	NG	0.27 97	31.37 47	OK	0.86 6	42.78 37	OK
15 95	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 14.1 472	0.016 2	NG	4.24 74	0.017 7	NG	0.03 58	31.37 47	OK	1.82 49	42.78 37	OK
15 95	J- end	Prim ary	grup po1 +x	29.7 189	0.016 7	NG	- 4.23 64	0.018 2	NG	0.03 58	31.37 47	OK	1.82 49	42.78 37	OK
15 96	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 23.9 626	0.016 2	NG	4.24 65	0.017 7	NG	0.51 86	31.37 47	OK	1.14 94	42.78 37	OK
15 96	J- end	Prim ary	grup po1 +x	0.64 34	0.016 6	NG	- 4.23 3	0.018 2	NG	0.51 86	31.37 47	OK	1.14 94	42.78 37	OK
15 97	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 33.9 306	0.016 3	NG	4.24 58	0.017 8	NG	0.30 73	31.37 47	OK	0.18 13	42.78 37	OK
15 97	J- end	Prim ary	grup po1 +x	10.1 401	0.016 7	NG	- 4.23 02	0.018 2	NG	0.30 73	31.37 47	OK	0.18 13	42.78 37	OK
15 98	I-end	Prim ary	grup po1 +x	11.1 002	0.015	NG	4.25 29	0.017 7	NG	0.46 88	37.27 56	OK	0.51 91	54.19 27	OK
15 98	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 11.0 749	0.015 4	NG	- 4.24 93	0.018 1	NG	0.46 88	35.29 04	OK	0.51 91	54.19 27	OK
15 99	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 3664 .09	0.014 9	NG	4.25 23	0.017 5	NG	0.58 5	37.96 69	OK	5.17 82	54.19 27	OK
15 99	J- end	Prim ary	grup po1 +x	11.1 365	0.015 3	NG	- 4.24 86	0.018	NG	0.58 49	35.98 17	OK	5.17 82	54.19 27	OK
16 00	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 3664 .08	0.014 9	NG	4.25 19	0.017 5	NG	0.16 93	38.09 34	OK	4.07 7	54.19 27	OK
16 00	J- end	Prim ary	grup po1 +x	0.04 3	0.015 3	NG	4.24 83	0.018	NG	0.16 93	36.10 83	OK	4.07 7	54.19 27	OK
16 01	I-end	Prim ary	grup po1 +x	11.2 054	0.014 6	NG	4.25 15	0.017 2	NG	0.73 61	39.53 37	OK	1.25 93	54.19 27	OK
16 01	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 11.1 02	0.015	NG	- 4.24 81	0.017 6	NG	0.73 61	37.54 86	OK	1.25 93	54.19 27	OK
16 02	I-end	Prim ary	grup po1 +x	10.9 258	0.017 5	NG	0.34 79	0.015 1	NG	0.03 15	54.19 27	OK	2.34 54	39.87 83	OK
16	J-	Prim	grup	-	0.018	NG	-	0.015	NG	0.03	54.19	OK	2.34	37.89	OK

02	end	ary	po1+x	11.1404			4.8263	5		15	27		54	32	
1603	I-end	Primary	grup po1+x	8.106	0.0154	NG	0.3471	0.0133	NG	0.2283	54.1927	OK	0.0922	41.0077	OK
1603	J-end	Primary	grup po1+x	11.1135	0.0158	NG	4.8258	0.0136	NG	0.2283	54.1927	OK	0.0922	41.0077	OK
1604	I-end	Primary	grup po1+x	5.1435	0.0158	NG	0.3463	0.0137	NG	0.1866	54.1927	OK	1.8207	41.0077	OK
1604	J-end	Primary	grup po1+x	18.9153	0.0162	NG	4.8253	0.014	NG	0.1866	54.1927	OK	1.8207	41.0077	OK
1605	I-end	Primary	grup po1+x	11.2353	0.0152	NG	1.5561	0.0131	NG	Failu re	54.1927	NG	Failu re	41.0077	NG
1605	J-end	Primary	grup po1+x	11.1003	0.0155	NG	4.2453	0.0134	NG	Failu re	54.1927	NG	Failu re	41.0077	NG
1606	I-end	Primary	grup po1+x	1.0048	0.0153	NG	1.5495	0.0133	NG	Failu re	54.1927	NG	1.7523	41.0077	OK
1606	J-end	Primary	grup po1+x	0.0003	0.0157	OK	4.2408	0.0136	NG	Failu re	54.1927	NG	1.7523	41.0077	OK
1607	I-end	Primary	grup po1+x	6.9481	0.0155	NG	1.5431	0.0134	NG	0.2108	54.1927	OK	0.0252	41.0077	OK
1607	J-end	Primary	grup po1+x	1.1981	0.0158	NG	4.2364	0.0137	NG	0.2108	54.1927	OK	0.0252	41.0077	OK
1608	I-end	Primary	grup po1+x	6.8415	0.0155	NG	1.5368	0.0134	NG	0.3276	54.1927	OK	0.1401	41.0077	OK
1608	J-end	Primary	grup po1+x	2.2955	0.0159	NG	4.2321	0.0137	NG	0.3276	54.1927	OK	0.1401	41.0077	OK
1609	I-end	Primary	grup po1+x	8.6357	0.0154	NG	1.5333	0.0133	NG	0.1958	54.1927	OK	0.1454	41.0077	OK
1609	J-end	Primary	grup po1+x	6.9576	0.0158	NG	4.228	0.0137	NG	0.1958	54.1927	OK	0.1454	41.0077	OK
1610	I-end	Primary	grup po1+x	5.2798	0.0152	NG	1.53	0.0132	NG	0.2017	54.1927	OK	0.676	41.0077	OK
1610	J-end	Primary	grup po1+x	11.1002	0.0156	NG	4.224	0.0135	NG	0.2017	54.1927	OK	0.6759	41.0077	OK
1611	I-end	Primary	grup po1+x	11.2332	0.0164	NG	1.5586	0.0114	NG	0.5855	111.238	OK	1.7733	74.8998	OK
1611	J-end	Primary	grup po1+x	11.0999	0.0168	NG	4.2459	0.0117	NG	0.5855	111.238	OK	1.7733	74.8967	OK

16 12	I-end	Primary	grup po1 +x	11.0 962	0.015 5	NG	4.19 01	0.018 2	NG	0.20 12	35.04 84	OK	0.34 03	54.19 27	OK
16 12	J-end	Primary	grup po1 +x	- 11.0 726	0.015 9	NG	- 3.24 07	0.018 7	NG	0.20 12	33.06 33	OK	0.34 03	54.19 27	OK
18 19	I-end	Primary	grup po1 +x	- 2.41 58	0.011	NG	- 0.15 43	0.009 5	NG	0.02 45	54.76 31	OK	2.01 51	45.40 42	OK
18 19	J-end	Primary	grup po1 +x	13.5 117	0.011 1	NG	0.15 38	0.009 6	NG	0.02 45	54.76 31	OK	2.01 51	45.40 42	OK
18 21	I-end	Primary	grup po1 +x	- 2.41 58	0.010 2	NG	- 0.15 53	0.008 7	NG	0.31 55	54.76 31	OK	Failu re	45.40 42	NG
18 21	J-end	Primary	grup po1 +x	21.3 702	0.010 3	NG	0.15 47	0.008 9	NG	0.31 55	54.76 31	OK	Failu re	45.40 42	NG
18 23	I-end	Primary	grup po1 +x	3.35 6	0.012 2	NG	- 0.22 06	0.010 5	NG	0.64 96	54.76 31	OK	1.26 37	45.40 42	OK
18 23	J-end	Primary	grup po1 +x	29.9 11	0.012 5	NG	- 10.0 46	0.010 8	NG	0.64 96	54.76 31	OK	1.26 37	45.40 42	OK
18 24	I-end	Primary	grup po1 +x	19.3 357	0.008 9	NG	8.77 97	0.007 6	NG	2.85 28	54.76 31	OK	1.59 13	45.40 42	OK
18 24	J-end	Primary	grup po1 +x	- 27.7 439	0.008 9	NG	0.63 91	0.007 7	NG	2.85 28	54.76 31	OK	1.59 13	45.40 42	OK
18 25	I-end	Primary	grup po1 +x	3.35 6	0.009 9	NG	- 0.22 11	0.008 6	NG	0.02 3	54.76 31	OK	0.01 58	45.40 42	OK
18 25	J-end	Primary	grup po1 +x	87.0 905	0.010 1	NG	- 10.0 459	0.008 7	NG	0.02 3	54.76 31	OK	0.01 58	45.40 42	OK
18 26	I-end	Primary	grup po1 +x	44.8 941	0.019 1	NG	-	-	-	-	-	-	3.26 76	18.48 26	OK
18 26	J-end	Primary	grup po1 +x	- 23.8 503	0.019 1	NG	-	-	-	-	-	-	4.62 99	18.48 26	OK
18 27	I-end	Primary	grup po1 +x	23.8 503	0.018 9	NG	-	-	-	-	-	-	3.18 04	18.48 26	OK
18 27	J-end	Primary	grup po1 +x	- 24.8 588	0.018 9	NG	-	-	-	-	-	-	4.42 46	18.48 26	OK
18 28	I-end	Primary	grup po1 +x	24.8 588	0.018 2	NG	-	-	-	-	-	-	3.32 83	18.48 26	OK
18 28	J-end	Primary	grup po1 +x	- 46.1 547	0.018 2	NG	-	-	-	-	-	-	4.56 91	18.48 26	OK
18 29	I-end	Primary	grup po1	- 13.1	0.011 3	NG	3.51 59	0.009 6	NG	0.11 74	54.19 27	OK	0.38 57	43.09 3	OK

			+x	304											
18 29	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 33.0 575	0.011 5	NG	- 2.92 56	0.009 7	NG	0.11 74	54.19 27	OK	0.38 57	43.09 3	OK
18 30	I-end	Prim ary	grup po1 +x	33.2 671	0.021 9	NG	-	-	-	-	-	-	38.4 181	24.42 22	NG
18 30	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 90.4 466	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	39.4 229	24.42 22	NG
18 32	I-end	Prim ary	grup po1 +x	33.1 055	0.021 5	NG	-	-	-	-	-	-	37.8 844	25.73 48	NG
18 32	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 37.1 325	0.016 9	NG	-	-	-	-	-	-	39.9 566	25.73 48	NG
18 33	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 3.09 8	0.009 6	NG	3.32 24	0.008 1	NG	1.24 56	54.19 27	OK	Failu re	43.09 3	NG
18 33	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 8.69 05	0.009 6	NG	- 0.09 18	0.008 1	NG	1.24 56	54.19 27	OK	Failu re	43.09 3	NG
18 34	I-end	Prim ary	grup po1 +x	13.2 79	0.011 3	NG	0.69 48	0.009 6	NG	0.36 57	54.19 27	OK	3.70 33	43.09 3	OK
18 34	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 20.0 862	0.011 4	NG	- 0.67 83	0.009 6	NG	0.36 57	54.19 27	OK	3.70 33	43.09 3	OK
18 35	I-end	Prim ary	grup po1 +x	17.9 457	0.008 8	NG	3.32 77	0.007 4	NG	1.16 36	54.19 27	OK	4.55 39	43.09 3	OK
18 35	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 4.66 35	0.008 8	NG	- 0.09 72	0.007 4	NG	1.16 36	54.19 27	OK	4.55 39	43.09 3	OK
18 36	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 8.04 04	0.012 5	NG	0.36 4	0.010 6	NG	0.08 16	54.19 27	OK	0.57 58	43.09 3	OK
18 36	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 16.2 696	0.012 6	NG	- 3.00 67	0.010 7	NG	0.08 16	54.19 27	OK	0.57 58	43.09 3	OK
18 37	I-end	Prim ary	grup po1 +x	8.16 55	0.013 2	NG	3.51 45	0.011 2	NG	0.25 25	54.19 27	OK	1.49 76	43.09 3	OK
18 37	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 33.0 097	0.013 5	NG	- 2.92 52	0.011 4	NG	0.25 25	54.19 27	OK	1.49 76	43.09 3	OK
18 38	I-end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 31	0.019 1	OK	-	-	-	-	-	-	3.16 83	18.48 26	OK
18 38	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 12.8 225	0.019 1	NG	-	-	-	-	-	-	4.72 92	18.48 26	OK
18 39	I-end	Prim ary	grup po1 +x	12.8 225	0.018 9	NG	-	-	-	-	-	-	3.45 65	18.48 26	OK
18	J-	Prim	grup	-	0.018	OK	-	-	-	-	-	-	4.14	18.48	OK

39	end	ary	po1+x	0.0146	9								85	26	
1841	I-end	Primary	grup po1+x	6.5476	0.0191	NG	-	-	-	-	-	-	3.5307	18.4826	OK
1841	J-end	Primary	grup po1+x	6.5476	0.0191	NG	-	-	-	-	-	-	4.3668	18.4826	OK
1842	I-end	Primary	grup po1+x	6.5476	0.0189	NG	-	-	-	-	-	-	3.4676	18.4826	OK
1842	J-end	Primary	grup po1+x	4.8392	0.0189	NG	-	-	-	-	-	-	4.1374	18.4826	OK
1843	I-end	Primary	grup po1+x	4.8393	0.0188	NG	-	-	-	-	-	-	3.6742	18.4826	OK
1843	J-end	Primary	grup po1+x	5.8423	0.0188	NG	-	-	-	-	-	-	4.2233	18.4826	OK
1844	I-end	Primary	grup po1+x	6.5445	0.0106	NG	0.2666	0.009	NG	2.6412	54.1927	OK	2.5206	41.1242	OK
1844	J-end	Primary	grup po1+x	0	0.0107	OK	-0	0.0091	OK	2.6412	54.1927	OK	2.5206	40.655	OK
1845	I-end	Primary	grup po1+x	5.9658	0.0163	NG	6.2561	0.0141	NG	1.8646	54.1927	OK	1.2255	38.0188	OK
1845	J-end	Primary	grup po1+x	12.5132	0.0166	NG	49.6611	0.0144	NG	1.8646	54.1927	OK	1.2255	36.5028	OK
1846	I-end	Primary	grup po1+x	6.2749	0.0097	NG	0.2693	0.0082	NG	3.1929	54.1927	OK	0.0424	43.093	OK
1846	J-end	Primary	grup po1+x	-0	0.0098	OK	0	0.0083	OK	3.1929	54.1927	OK	0.0424	43.093	OK
1847	I-end	Primary	grup po1+x	5.9658	0.015	NG	6.2578	0.013	NG	4.1275	54.1927	OK	1.2738	41.0077	OK
1847	J-end	Primary	grup po1+x	12.5135	0.0153	NG	49.6616	0.0132	NG	4.1275	54.1927	OK	1.2738	41.0077	OK
1848	I-end	Primary	grup po1+x	6.5331	0.0098	NG	0.271	0.0083	NG	2.0009	54.1927	OK	Failure	43.093	NG
1848	J-end	Primary	grup po1+x	1.7084	0.0099	NG	0	0.0084	OK	2.0009	54.1927	OK	1.7558	43.093	OK
1849	I-end	Primary	grup po1+x	7.6742	0.0152	NG	6.2576	0.0131	NG	2.5509	54.1927	OK	1.4499	41.0077	OK
1849	J-end	Primary	grup po1+x	12.5135	0.0155	NG	49.6637	0.0134	NG	2.5509	54.1927	OK	1.4499	41.0077	OK

1850	I-end	Primary	gruppo1+x	2.0171	0.0179	NG	-	-	-	-	-	-	5.3883	22.5898	OK
1850	J-end	Primary	gruppo1+x	0.9221	0.0179	NG	-	-	-	-	-	-	5.4117	22.5898	OK
1851	I-end	Primary	gruppo1+x	7.7032	0.0096	NG	0.5521	0.0083	NG	1.8932	54.7631	OK	Failure	45.4042	NG
1851	J-end	Primary	gruppo1+x	7.7086	0.0097	NG	0.6267	0.0083	NG	1.8932	54.7631	OK	Failure	45.4042	NG
1852	I-end	Primary	gruppo1+x	2.3068	0.0148	NG	-	-	-	-	-	-	3.1817	22.5898	OK
1852	J-end	Primary	gruppo1+x	1.2038	0.0148	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	22.5898	NG
1855	I-end	Primary	gruppo1+x	0.5773	0.0148	NG	-	-	-	-	-	-	4.3993	22.5898	OK
1855	J-end	Primary	gruppo1+x	1.0097	0.0148	NG	-	-	-	-	-	-	1.8166	22.5898	OK
1860	I-end	Primary	gruppo1+x	0.1759	0.0032	NG	9.3259	0.0027	NG	3.8802	54.1927	OK	0.2309	41.0077	OK
1860	J-end	Primary	gruppo1+x	0.1603	0.0032	NG	9.9798	0.0027	NG	3.8802	54.1927	OK	0.2309	41.0077	OK
1863	I-end	Primary	gruppo1+x	6.5547	0.0076	NG	0.3223	0.0065	NG	0.2306	54.7631	OK	Failure	45.4042	NG
1863	J-end	Primary	gruppo1+x	55.0809	0.0077	NG	2.339	0.0066	NG	0.2306	54.7631	OK	Failure	45.4042	NG
1865	I-end	Primary	gruppo1+x	10.7834	0.0116	NG	0.8207	0.01	NG	0.2282	54.7631	OK	2.2397	45.4042	OK
1865	J-end	Primary	gruppo1+x	5.8875	0.0117	NG	0.0262	0.0101	NG	0.2282	54.7631	OK	2.2397	45.4042	OK
1869	I-end	Primary	gruppo1+x	8.0409	0.0113	NG	1.6529	0.0095	NG	0.7327	54.1927	OK	Failure	43.093	NG
1869	J-end	Primary	gruppo1+x	29.0931	0.0114	NG	-1.06	0.0097	NG	0.7327	54.1927	OK	Failure	43.093	NG
1872	I-end	Primary	gruppo1+x	0.0002	0.0137	OK	-	-	-	-	-	-	5.7909	26.481	OK
1872	J-end	Primary	gruppo1+x	0.0003	0.0137	OK	-	-	-	-	-	-	0.2091	26.481	OK
1873	I-end	Primary	gruppo1	0.0003	0.0137	OK	-	-	-	-	-	-	0.2091	26.481	OK

			+x												
18 73	J- end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 01	0.013 7	OK	-	-	-	-	-	-	6.20 91	26.48 1	OK
18 74	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 2.38 37	0.015 8	NG	-	-	-	-	-	-	5.77 33	33.96 3	OK
18 74	J- end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 06	0.015 8	OK	-	-	-	-	-	-	0.17 33	33.96 3	OK
18 75	I-end	Prim ary	grup po1 +x	0.00 06	0.015 8	OK	-	-	-	-	-	-	0.17 33	33.96 3	OK
18 75	J- end	Prim ary	grup po1 +x	1.09 36	0.015 8	NG	-	-	-	-	-	-	5.42 67	33.96 3	OK
18 76	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 56.7 076	0.015 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	33.95 22	NG
18 76	J- end	Prim ary	grup po1 +x	65.3 964	0.015 8	NG	-	-	-	-	-	-	0.09 31	33.95 22	OK
18 77	I-end	Prim ary	grup po1 +x	68.5 518	0.015 8	NG	-	-	-	-	-	-	0.09 31	33.95 22	OK
18 77	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 64.9 568	0.015 8	NG	-	-	-	-	-	-	5.69 31	33.95 22	OK
18 78	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 104. 362	0.015 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	33.95 22	NG
18 78	J- end	Prim ary	grup po1 +x	105. 103	0.015 8	NG	-	-	-	-	-	-	0.00 29	33.95 22	OK
18 79	I-end	Prim ary	grup po1 +x	104. 138	0.015 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	33.95 22	NG
18 79	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 102. 933	0.015 8	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	33.95 22	NG
18 80	I-end	Prim ary	grup po1 +x	11.0 96	0.017 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	25.32 79	NG
18 80	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 18.9 545	0.017 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	25.32 79	NG
18 81	I-end	Prim ary	grup po1 +x	1.30 38	0.009	NG	0.32 26	0.007 7	NG	Failu re	54.76 31	NG	0.04 8	45.40 42	OK
18 81	J- end	Prim ary	grup po1 +x	32.4 998	0.009 1	NG	2.33 92	0.007 8	NG	Failu re	54.76 31	NG	0.04 8	45.40 42	OK
18 82	I-end	Prim ary	grup po1 +x	11.0 958	0.017 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	32.36 59	NG
18	J-	Prim	grup	-	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failu	32.36	NG

82	end	ary	po1+x	18.9544	4								re	59	
1883	I-end	Primary	grup po1+x	1.3027	0.0104	NG	-0.3216	0.009	NG	Failure	54.7631	NG	Failure	45.4042	NG
1883	J-end	Primary	grup po1+x	32.501	0.0105	NG	-0.6	0.009	NG	Failure	54.7631	NG	Failure	45.4042	NG
1884	I-end	Primary	grup po1+x	0.0005	0.0174	OK	-	-	-	-	-	-	7.8092	25.3279	OK
1884	J-end	Primary	grup po1+x	0.0005	0.0174	OK	-	-	-	-	-	-	8.1908	25.3279	OK
1885	I-end	Primary	grup po1+x	43.1648	0.0174	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.3279	NG
1885	J-end	Primary	grup po1+x	37.1328	0.0174	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	25.3279	NG
1886	I-end	Primary	grup po1+x	3.2213	0.0105	NG	1.9834	0.0089	NG	0.566	54.1927	OK	2.111	43.093	OK
1886	J-end	Primary	grup po1+x	20.0874	0.0106	NG	0.9623	0.009	NG	0.566	54.1927	OK	2.111	43.093	OK
1887	I-end	Primary	grup po1+x	0.2606	0.019	NG	-	-	-	-	-	-	4.16	18.4826	OK
1887	J-end	Primary	grup po1+x	1.6871	0.019	NG	-	-	-	-	-	-	4.54	18.4826	OK
1888	I-end	Primary	grup po1+x	0.0602	0.0157	NG	-	-	-	-	-	-	2.6891	18.4826	OK
1888	J-end	Primary	grup po1+x	3.9062	0.0157	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	18.4826	NG
1889	I-end	Primary	grup po1+x	2.3996	0.019	NG	-	-	-	-	-	-	4.4017	18.4826	OK
1889	J-end	Primary	grup po1+x	2.1154	0.019	NG	-	-	-	-	-	-	4.2983	18.4826	OK
1890	I-end	Primary	grup po1+x	22.2074	0.0101	NG	0.1312	0.0086	NG	0.5744	54.1927	OK	Failure	42.7053	NG
1890	J-end	Primary	grup po1+x	4.0879	0.0102	NG	2.529	0.0086	NG	0.5744	54.1927	OK	Failure	42.2774	NG
1891	I-end	Primary	grup po1+x	22.2103	0.0094	NG	0.153	0.008	NG	0.2919	54.1927	OK	4.154	43.093	OK
1891	J-end	Primary	grup po1+x	4.0867	0.0095	NG	0.5813	0.008	NG	0.2919	54.1927	OK	4.154	43.093	OK

1892	I-end	Primary	grup po1 +x	-2.3559	0.0157	NG	-	-	-	-	-	-	2.7667	18.4826	OK
1892	J-end	Primary	grup po1 +x	2.2363	0.0157	NG	-	-	-	-	-	-	2.2405	18.4826	OK
1893	I-end	Primary	grup po1 +x	-0	0.0088	OK	0.1784	0.0104	NG	0.7671	40.0591	OK	1.8015	54.1927	OK
1893	J-end	Primary	grup po1 +x	-8.3602	0.0089	NG	2.1128	0.0105	NG	0.7671	39.6311	OK	1.8015	54.1927	OK
1894	I-end	Primary	grup po1 +x	0.0042	0.0093	OK	0.298	0.008	NG	0.527	54.1927	OK	3.0903	42.9715	OK
1894	J-end	Primary	grup po1 +x	-8.1896	0.0093	NG	1.7294	0.008	NG	0.527	54.1927	OK	3.0903	42.9715	OK
1895	I-end	Primary	grup po1 +x	3.356	0.0116	NG	0.2242	0.0116	NG	Failure	48.6796	NG	Failure	48.6796	NG
1895	J-end	Primary	grup po1 +x	5.081	0.0118	NG	1.5401	0.0118	NG	Failure	48.6796	NG	Failure	48.6796	NG
1896	I-end	Primary	grup po1 +x	29.2149	0.0134	NG	3.4497	0.0134	NG	0.2366	48.6796	OK	0.1188	48.6796	OK
1896	J-end	Primary	grup po1 +x	86.6487	0.0137	NG	1.9496	0.0137	NG	0.2366	48.6796	OK	0.1187	48.6796	OK
1897	I-end	Primary	grup po1 +x	-113.197	0.0152	NG	4.5046	0.0152	NG	0.8258	47.9177	OK	2.0271	47.9177	OK
1897	J-end	Primary	grup po1 +x	-10.153	0.0155	NG	4.2511	0.0155	NG	0.8258	47.9177	OK	2.0271	47.9177	OK
1898	I-end	Primary	grup po1 +x	-7.7241	0.0113	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	67.4271	NG
1898	J-end	Primary	grup po1 +x	-0.0046	0.0113	OK	-	-	-	-	-	-	Failure	67.4271	NG
1900	I-end	Primary	grup po1 +x	29.1801	0.0142	NG	0.2358	0.0155	NG	0.0485	34.5709	OK	1.8087	42.7837	OK
1900	J-end	Primary	grup po1 +x	86.6581	0.0145	NG	1.0911	0.0159	NG	0.0485	34.5709	OK	1.8087	42.7837	OK
1901	I-end	Primary	grup po1 +x	29.197	0.0122	NG	1.7295	0.0142	NG	0.022	44.8321	OK	0.9313	54.1927	OK
1901	J-end	Primary	grup po1 +x	86.7362	0.0125	NG	6.0397	0.0146	NG	0.022	44.8321	OK	0.9313	54.1927	OK
1902	I-end	Primary	grup po1	29.2018	0.0123	NG	1.5894	0.0144	NG	0.0139	44.8321	OK	0.0351	54.1927	OK

			+x												
19 02	J- end	Prim ary	grup po1 +x	86.7 363	0.012 6	NG	- 1.68 9	0.014 8	NG	0.01 39	44.83 21	OK	0.03 51	54.19 27	OK
19 03	I-end	Prim ary	grup po1 +x	29.2 028	0.014 5	NG	1.47 6	0.016 9	NG	0.06 93	44.83 21	OK	0.26 95	54.19 27	OK
19 03	J- end	Prim ary	grup po1 +x	86.6 901	0.014 9	NG	0.36 84	0.017 4	NG	0.06 92	43.16 74	OK	0.26 95	54.19 27	OK
19 04	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 113. 286	0.015 1	NG	- 3.48 46	0.017 8	NG	0.01 35	36.72 89	OK	2.48 1	54.19 27	OK
19 04	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 10.1 545	0.015 5	NG	- 4.24 84	0.018 3	NG	0.01 35	34.74 37	OK	2.48 1	54.19 27	OK
19 05	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 113. 286	0.015 3	NG	- 4.24 41	0.018	NG	0.08 52	35.92 59	OK	Failu re	54.19 27	NG
19 05	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 10.1 624	0.015 7	NG	- 4.22 72	0.018 4	NG	0.08 52	33.94 07	OK	Failu re	54.19 27	NG
19 06	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 113. 207	0.016 3	NG	- 3.64 62	0.017 8	NG	0.22 19	31.37 47	OK	1.45 28	42.78 37	OK
19 06	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 10.1 535	0.016 7	NG	- 4.25 15	0.018 2	NG	0.22 19	31.37 47	OK	1.45 28	42.78 37	OK
19 07	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 113. 241	0.016	NG	- 2.18 67	0.017 5	NG	0.05 24	31.37 47	OK	0.75 11	42.78 37	OK
19 07	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 10.1 616	0.016 4	NG	- 4.21 89	0.017 9	NG	0.05 24	31.37 47	OK	0.75 11	42.78 37	OK
19 08	I-end	Prim ary	grup po1 +x	29.2 006	0.014 3	NG	1.50 98	0.013 1	NG	0.01 88	42.78 37	OK	0.47 76	34.69 06	OK
19 08	J- end	Prim ary	grup po1 +x	86.6 747	0.014 6	NG	1.02 61	0.013 5	NG	0.01 88	42.78 37	OK	0.47 76	34.69 06	OK
19 09	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 113. 227	0.017	NG	- 1.52 89	0.015 6	NG	0.57 43	42.78 37	OK	0.44 78	34.69 06	OK
19 09	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 10.1 607	0.017 4	NG	- 4.21 96	0.016	NG	0.57 43	42.78 37	OK	0.44 78	34.69 06	OK
26 27	I-end	Prim ary	grup po1 +x	1.67 18	0.018 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	32.51 56	NG
26 27	J- end	Prim ary	grup po1 +x	1.54 23	0.018 4	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	32.51 56	NG
26 28	I-end	Prim ary	grup po1 +x	- 1.54 24	0.012 3	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	32.51 56	NG
26	J-	Prim	grup	0.04	0.012	NG	-	-	-	-	-	-	Failu	32.51	NG

28	end	ary	po1+x	86	3								re	56	
2635	I-end	Primary	grup po1+x	1.0968	0.0116	NG	-	-	-	-	-	-	25.396	67.4271	OK
2635	J-end	Primary	grup po1+x	1.9554	0.0116	NG	-	-	-	-	-	-	14.4317	67.4271	OK
2636	I-end	Primary	grup po1+x	2.7256	0.0175	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	25.6702	NG
2636	J-end	Primary	grup po1+x	0.6678	0.0146	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	25.6702	NG
2637	I-end	Primary	grup po1+x	1.9553	0.0115	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	67.4271	NG
2637	J-end	Primary	grup po1+x	9.0866	0.0115	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	67.4271	NG
2638	I-end	Primary	grup po1+x	0.6694	0.0152	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	25.6702	NG
2638	J-end	Primary	grup po1+x	0.0115	0.0182	OK	-	-	-	-	-	-	Failu re	25.6702	NG
2900	I-end	Primary	grup po1+x	55.3899	0.0178	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	22.5898	NG
2900	J-end	Primary	grup po1+x	2.8058	0.0178	NG	-	-	-	-	-	-	4.5971	22.5898	OK
3950	I-end	Primary	grup po1+x	17.0261	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.4222	NG
3950	J-end	Primary	grup po1+x	28.7715	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.4222	NG
3951	I-end	Primary	grup po1+x	9.3048	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.4222	NG
3951	J-end	Primary	grup po1+x	5.4832	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.4222	NG
3952	I-end	Primary	grup po1+x	4.9291	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.4222	NG
3952	J-end	Primary	grup po1+x	17.018	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.4222	NG
3953	I-end	Primary	grup po1+x	8.0813	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.4222	NG
3953	J-end	Primary	grup po1+x	3.356	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.4222	NG

3954	I-end	Primary	gruppo1+x	16.8043	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
3954	J-end	Primary	gruppo1+x	29.2595	0.0135	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
3955	I-end	Primary	gruppo1+x	1601	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
3955	J-end	Primary	gruppo1+x	445.33	0.0172	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
3956	I-end	Primary	gruppo1+x	32.6157	0.0174	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
3956	J-end	Primary	gruppo1+x	8.437	0.0174	NG	-	-	-	-	-	-	Failure	24.4222	NG
3957	I-end	Primary	gruppo1+x	3.356	0.0162	NG	0.2213	0.0124	NG	0.0143	43.3541	OK	Failure	21.5509	NG
3957	J-end	Primary	gruppo1+x	13.8043	0.0165	NG	0.0307	0.0126	NG	0.0143	43.3541	OK	Failure	21.5509	NG
3958	I-end	Primary	gruppo1+x	3.356	0.0161	NG	0.2217	0.0123	NG	0.0105	43.3541	OK	Failure	21.5509	NG
3958	J-end	Primary	gruppo1+x	5.949	0.0164	NG	1.5683	0.0125	NG	0.0105	43.3541	OK	Failure	21.5509	NG
3959	I-end	Primary	gruppo1+x	3.356	0.0161	NG	0.2222	0.0123	NG	0.0429	43.3541	OK	Failure	21.5509	NG
3959	J-end	Primary	gruppo1+x	1.5732	0.0165	NG	1.5645	0.0126	NG	0.0429	43.3541	OK	Failure	21.5509	NG
3960	I-end	Primary	gruppo1+x	3.356	0.0161	NG	0.2226	0.0123	NG	0.0484	43.3541	OK	Failure	21.5509	NG
3960	J-end	Primary	gruppo1+x	4.7254	0.0165	NG	1.5594	0.0126	NG	0.0484	43.3541	OK	Failure	21.5509	NG
3961	I-end	Primary	gruppo1+x	3.356	0.0161	NG	0.2231	0.0123	NG	0.0507	43.3541	OK	0.2692	21.5509	OK
3961	J-end	Primary	gruppo1+x	13.4484	0.0165	NG	1.5529	0.0126	NG	0.0507	43.3541	OK	0.2692	21.5509	OK
3962	I-end	Primary	gruppo1+x	3.356	0.0161	NG	0.2235	0.0123	NG	0.0074	43.3541	OK	0.1674	21.5509	OK
3962	J-end	Primary	gruppo1+x	1597.64	0.0165	NG	1.5451	0.0126	NG	0.0074	43.3541	OK	0.1674	21.5509	OK
3963	I-end	Primary	gruppo1	3.356	0.0158	NG	0.22	0.0121	NG	0.0499	43.3541	OK	0.1776	21.5509	OK

			+x				4								
39 63	J- end	Prim ary	grup po1 +x	29.2 597	0.016 1	NG	- 1.54 07	0.012 3	NG	0.04 99	43.35 41	OK	0.17 76	21.55 09	OK
39 73	I-end	Prim ary	grup po1 +x	86.6 855	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 73	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 82.4 008	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 74	I-end	Prim ary	grup po1 +x	1616 4.3	0.013 6	NG	-	-	-	-	-	-	37.4 271	24.42 22	NG
39 74	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 84.0 678	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 75	I-end	Prim ary	grup po1 +x	30.4 238	0.013 6	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 75	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 90.2 439	0.013 6	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 76	I-end	Prim ary	grup po1 +x	118. 724	0.013 4	NG	-	-	-	-	-	-	36.6 865	24.42 22	NG
39 76	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 24.9 509	0.017 1	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 77	I-end	Prim ary	grup po1 +x	131. 733	0.013 5	NG	-	-	-	-	-	-	34.8 961	24.42 22	NG
39 77	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 41.0 074	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 78	I-end	Prim ary	grup po1 +x	227. 554	0.013 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 78	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 59.2 376	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 79	I-end	Prim ary	grup po1 +x	325. 931	0.017 2	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 79	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 337. 056	0.013 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 80	I-end	Prim ary	grup po1 +x	383. 066	0.013 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 80	J- end	Prim ary	grup po1 +x	- 401. 83	0.013 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39 81	I-end	Prim ary	grup po1 +x	414. 326	0.013 5	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.42 22	NG
39	J-	Prim	grup	-	0.017	NG	-	-	-	-	-	-	Failu	24.42	NG

81	end	ary	po1+x	77.3165	2								re	22	
3982	I-end	Primary	grup po1+x	60352.7	0.0139	NG	-	-	-	-	-	-	36.5118	24.4222	NG
3982	J-end	Primary	grup po1+x	8.4516	0.0176	NG	-	-	-	-	-	-	Failu re	24.4222	NG
3983	I-end	Primary	grup po1+x	3.3541	0.016	NG	0.224	0.0122	NG	0.0009	43.3541	OK	0.7666	21.5509	OK
3983	J-end	Primary	grup po1+x	60349.4	0.0164	NG	0.4032	0.0125	NG	0.0009	43.3541	OK	0.7666	21.5509	OK
3984	I-end	Primary	grup po1+x	3.3541	0.0161	NG	0.2235	0.0123	NG	0.0434	43.3541	OK	0.051	21.5509	OK
3984	J-end	Primary	grup po1+x	410.972	0.0164	NG	0.4083	0.0125	NG	0.0434	43.3541	OK	0.051	21.5509	OK
3985	I-end	Primary	grup po1+x	3.3541	0.0161	NG	0.2231	0.0123	NG	0.0437	43.3541	OK	0.0287	21.5509	OK
3985	J-end	Primary	grup po1+x	379.712	0.0165	NG	0.4119	0.0126	NG	0.0437	43.3541	OK	0.0287	21.5509	OK
3986	I-end	Primary	grup po1+x	3.3541	0.0161	NG	0.2226	0.0123	NG	0.0437	43.3541	OK	0.0314	21.5509	OK
3986	J-end	Primary	grup po1+x	322.577	0.0165	NG	0.414	0.0126	NG	0.0437	43.3541	OK	0.0314	21.5509	OK
3987	I-end	Primary	grup po1+x	3.3541	0.0162	NG	0.2222	0.0123	NG	0.0291	43.3541	OK	0.2355	21.5509	OK
3987	J-end	Primary	grup po1+x	224.2	0.0165	NG	0.4145	0.0126	NG	0.0291	43.3541	OK	0.2355	21.5509	OK
3988	I-end	Primary	grup po1+x	3.3541	0.0162	NG	0.2217	0.0124	NG	0.0448	43.3541	OK	0.2756	21.5509	OK
3988	J-end	Primary	grup po1+x	128.379	0.0165	NG	0.4151	0.0126	NG	0.0448	43.3541	OK	0.2756	21.5509	OK
3989	I-end	Primary	grup po1+x	3.3541	0.0158	NG	0.2213	0.0121	NG	0.0778	43.3541	OK	0.6596	21.5509	OK
3989	J-end	Primary	grup po1+x	83.4195	0.0162	NG	0.6296	0.0123	NG	0.0778	43.3541	OK	0.6596	21.5509	OK
3990	I-end	Primary	grup po1+x	3.354	0.0161	NG	0.2208	0.0123	NG	0.2075	43.3541	OK	0.0105	21.5509	OK
3990	J-end	Primary	grup po1+x	27.4366	0.0164	NG	3.605	0.0125	NG	0.2075	43.3541	OK	0.0105	21.5509	OK

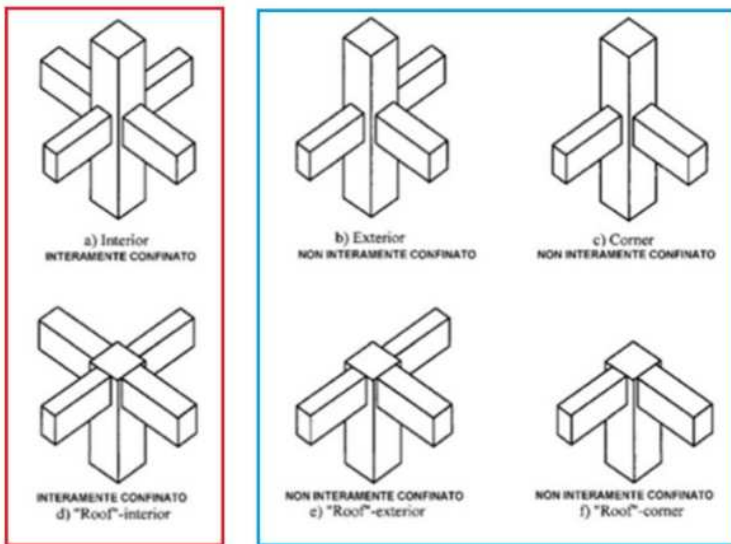
39 91	I-end	Primary	grup po1 +x	3.35 4	0.016	NG	- 0.22 04	0.012 2	NG	0.20 47	43.35 41	OK	1.05 82	21.55 09	OK
39 91	J-end	Primary	grup po1 +x	115. 37	0.016 4	NG	- 4.03 72	0.012 5	NG	0.20 47	43.35 41	OK	1.05 82	21.55 09	OK
39 92	I-end	Primary	grup po1 +x	3.35 4	0.016	NG	- 0.21 99	0.012 2	NG	0.22 96	43.35 41	OK	0.01 27	21.55 09	OK
39 92	J-end	Primary	grup po1 +x	1616 0.9	0.016 3	NG	- 4.03 73	0.012 4	NG	0.22 96	43.35 41	OK	0.01 27	21.55 09	OK
40 19	I-end	Primary	grup po1 +x	- 4.48 45	0.005 5	NG	-	-	-	-	-	-	17.9 002	25.67 02	OK
40 19	J-end	Primary	grup po1 +x	- 1900 3.7	0.005 5	NG	-	-	-	-	-	-	19.1 709	25.67 02	OK
42 37	I-end	Primary	grup po1 +x	6.79 85	0.014 4	NG	5.84 71	0.012 5	NG	3.84 84	54.19 27	OK	0.51 55	41.00 77	OK
42 37	J-end	Primary	grup po1 +x	- 12.3 048	0.014 7	NG	30.7 704	0.012 7	NG	3.84 84	54.19 27	OK	0.51 55	41.00 77	OK

Così anche per tutti gli altri casi di carico e in generale otteniamo:

CASO DI CARICO	TEMPO DI RITORNO	
	VERIFICA DUTTILE	VERIFICA FRAGILE
GRUPPO 1+X	Tr=30 ANNI	Tr=30 ANNI
GRUPPO 1-X	Tr=30 ANNI	Tr=30 ANNI
GRUPPO 1+Y	Tr=30 ANNI	Tr=30 ANNI
GRUPPO 1-Y	Tr=30 ANNI	Tr=30 ANNI
GRUPPO 2+X	Tr=30 ANNI	Tr=30 ANNI
GRUPPO 2-X	Tr=30 ANNI	Tr=30 ANNI
GRUPPO 2+Y	Tr=30 ANNI	Tr=30 ANNI
GRUPPO 2-Y	Tr=30 ANNI	Tr=30 ANNI

5.4.10 Verifiche dei pannelli nodali

Ciò che la normativa NTC2018 riporta sui nodi trave-pilastro risale al capitolo 7, che definisce il nodo come “la zona del pilastro che si sovrappone alle travi in esso concorrenti” e distingue “due tipi di nodi:

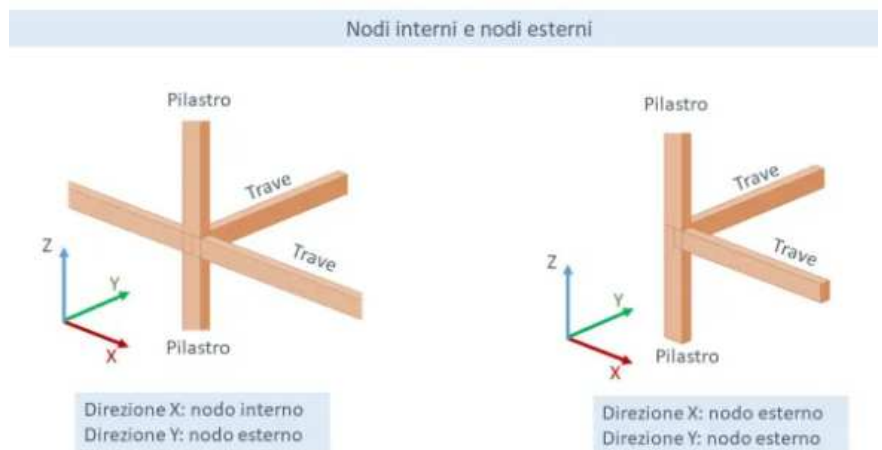


- *Interamente confinati:* quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno $\frac{3}{4}$ la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno $\frac{3}{4}$

dell'altezza

- *Non interamente confinati:* quando non appartenenti alla categoria precedente.”

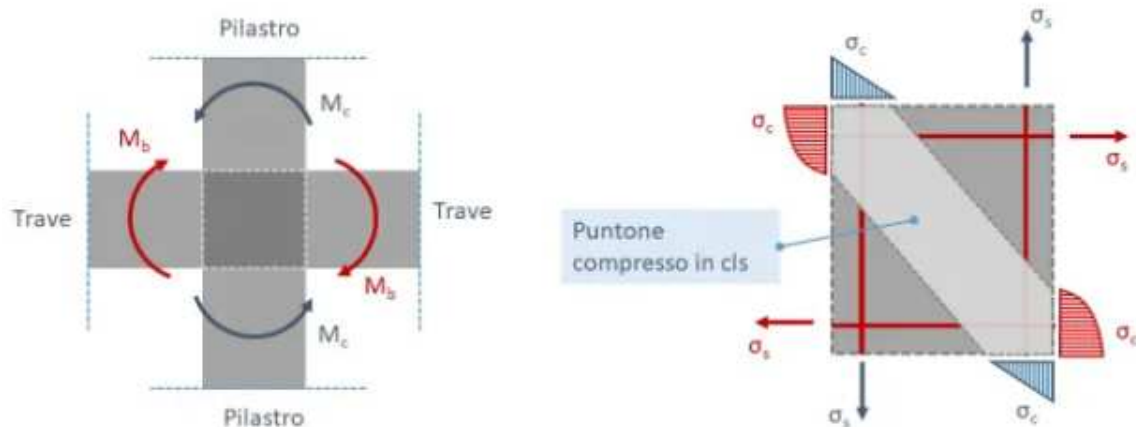
Un nodo non interamente confinato può essere definito esterno o interno in ciascuna delle due direzioni ortogonali delle travi:



- o *Nodo esterno:* solo da un lato si innesta una trave. Esempio: nodo perimetrale in direzione ortogonale al lato del perimetro oppure nodo d'angolo in entrambe le direzioni ortogonali di innesto delle travi;

- *Nodo interno*: da entrambi i lati si innesta una trave. Esempio: nodo perimetrale, direzione parallela al lato del perimetro.

Il nodo trave-pilastro viene studiato adottando un modello meccanico in cui si individuano puntone compressi e tiranti tesi (metodo tirante-puntone o *strut and tie model*) che individuano un meccanismo resistente identificabile con il classico traliccio di morsch:



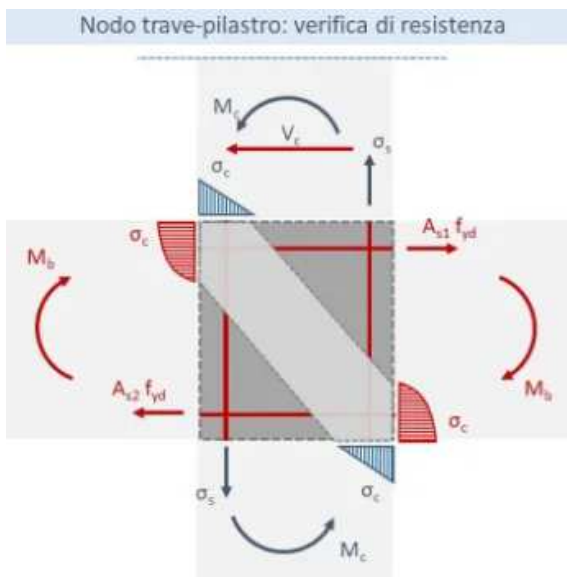
Per quanto riguarda la verifica di resistenza del nodo, secondo i principi della gerarchia delle resistenze le travi si plasticizzeranno prima dei pilastri e si avrà che:

- Il momento trasmesso dalle travi al nodo sarà il momento resistente ultimo delle tensioni di compressione nel calcestruzzo schematizzabili con un diagramma parabola-rettangolo.
- Le tensioni di compressione trasmesse dal pilastro saranno invece di tipo triangolare, in quanto il momento trasmesso sarà inferiore al momento resistente ultimo del pilastro.

La norma infatti esprime la necessità di progettare il nodo in capacità e in particolare nella circolare il paragrafo §C.7.4.4.3 indica che *“il progetto dei nodi è essenziale, indipendentemente dal comportamento strutturale prescelto, perché la sollecitazione da taglio all’interno del pannello nodale è decisamente più elevata dell’analoga sollecitazione nei pilastri. Lo stato tensionale all’interno del pannello*

nodale dipende, oltre che dalla geometria e dalle sollecitazioni derivanti dal calcolo elastico, dai quantitativi di armatura delle travi. Infatti gli sforzi di taglio all'interno del pannello nodale non possono essere determinati direttamente dal modello di calcolo ma richiedono specifiche analisi per determinare la trasmissione degli sforzi all'interno della zona diffusiva". Quindi "se si vogliono evitare rotture da taglio del nodo, è indispensabile ricorrere ai criteri della progettazione in capacità, in questo caso non legata al conseguimento di un comportamento duttile, ma indispensabile per il progetto della resistenza del pannello nodale, che deve garantire il trasferimento delle sollecitazioni tra gli elementi in esso convergenti".

Le NTC ci dicono che in ogni nodo la capacità a taglio deve essere superiore o



uguale alla corrispondente domanda. La domanda a taglio in direzione orizzontale deve essere calcolata tenendo conto delle sollecitazioni più gravose che, per effetto dell'azione sismica, si possono verificare negli elementi che vi confluiscono. In assenza di più accurate valutazioni, la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo può essere calcolata, per ciascuna direzione dell'azione sismica, come:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2}) \cdot f_{yd} - V_c \text{ per nodi interni}$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd}A_{s1}f_{yd} - V_c \text{ per nodi esterni}$$

in cui per il valore di γ_{Rd} si veda la Tab. 7.2.I:

Tab. 7.2.I - Fattori di sovreresistenza γ_{Rd} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

Tipologia strutturale	Elementi strutturali	Progettazione in capacità	γ_{Rd}	
			CD "A"	CD "B"
C.a. gettata in opera	Travi (§ 7.4.4.1.1)	Taglio	1,20	1,10
	Pilastri (§ 7.4.4.2.1)	Pressoflessione [7.4.4]	1,30	1,30
		Taglio [7.4.5]	1,30	1,10
	Nodi trave-pilastro (§ 7.4.4.3.1)	Taglio [7.4.6-7, 7.4.11-12]	1,20	1,10
Pareti (§ 7.4.4.5.1)	Taglio [7.4.13-14]	1,20	-	

, A_{s1} ed A_{s2} sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e V_c è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, derivante dall'analisi in condizioni sismiche. La domanda quindi si ottiene sommando la risultante delle tensioni di compressione e trazione corrispondenti ai momenti resistenti ultimi al' SLU trasmessi dalle travi convergenti nel nodo, amplificati per il fattore di sovraresistenza. A tali valori viene sottratto il taglio orizzontale trasmesso dal pilastro superiore derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

Per quanto riguarda invece la capacità a taglio del nodo, essa "è fornita da un meccanismo a traliccio che, a seguito della fessurazione diagonale, vede operare contemporaneamente un meccanismo di taglio compressione (bielle compresse di calcestruzzo) ed un meccanismo di taglio trazione (armatura trasversale). Si devono pertanto soddisfare requisiti atti a garantire l'efficacia dei due meccanismi". In particolare "la compressione nel puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. In assenza di modelli più accurati, il requisito può ritenersi soddisfatto se:

$$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v_d}{N}}$$

, in cui $\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ con f_{ck} espresso in MPa ed α_j è un coefficiente che vale 0,6 per nodi esterni, v_d è la forza assiale nel pilastro al di sopra del nodo, normalizzata rispetto alla resistenza a compressione della sezione di solo calcestruzzo, h_{jc} è la distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro, b_j è la larghezza effettiva del nodo. Quest'ultima è assunta pari alla minore tra:

- a) La maggiore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave;
- b) La minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, ambedue aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la f_{ctd} deve essere previsto un adeguato confinamento[...].

Sulla verifica di resistenza, le prescrizioni più accreditate sono quelle riportate dalla Circolare2019 le quali specificano che tali verifiche “si applicano a strutture in CD”A” e limitatamente ai nodi non interamente confinati, in CD”B”. Esse non si applicano alle strutture non dissipative”. Per queste verifiche è richiesta l’identificazione della zona efficace ai fini del trasferimento delle sollecitazioni da un elemento strutturale all’altro. In fig. C.7.4.3 sono sintetizzate le limitazioni di norma per la determinazione delle dimensioni della zona efficace nelle due direzioni ortogonali:

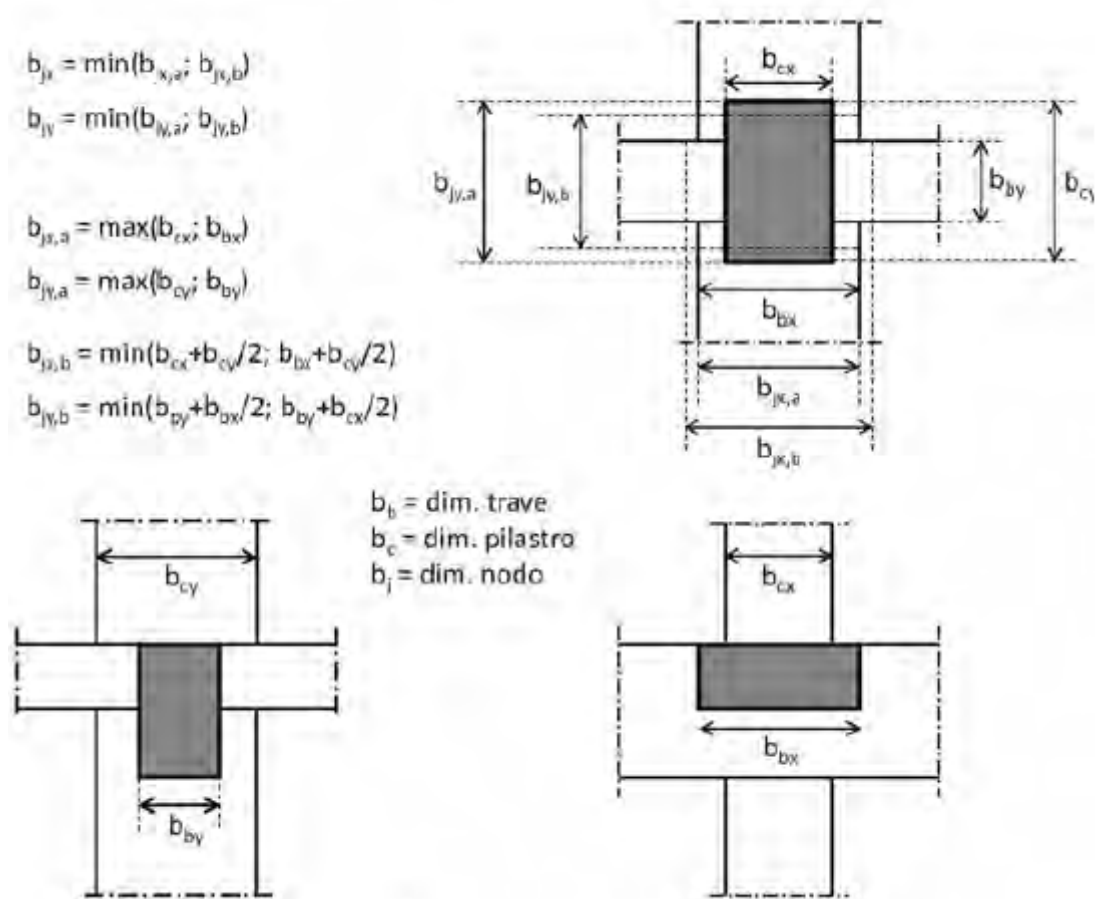


Figura C7.4.3 – Dimensione efficace dei nodi trave-pilastro

Note le dimensioni effettive del nodo si esegue la verifica solamente per i nodi non interamente confinati e in particolare devono essere soddisfatte le seguenti espressioni:

- Per la resistenza a trazione diagonale:

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c}$$

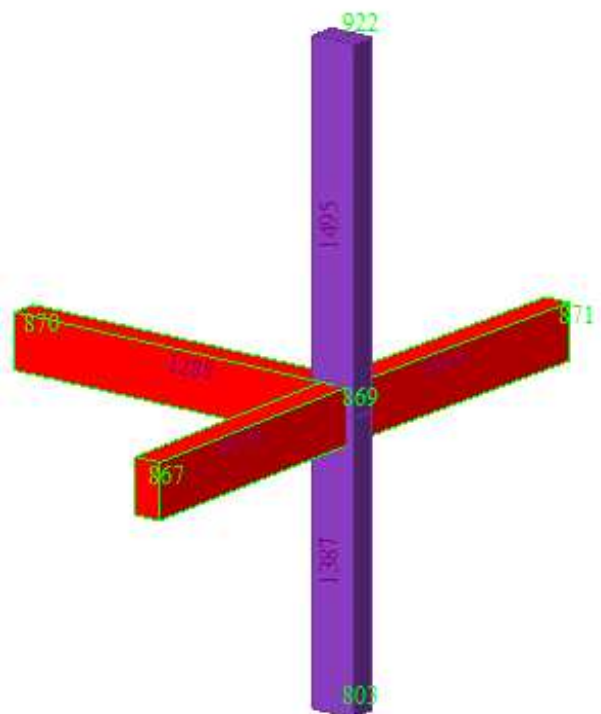
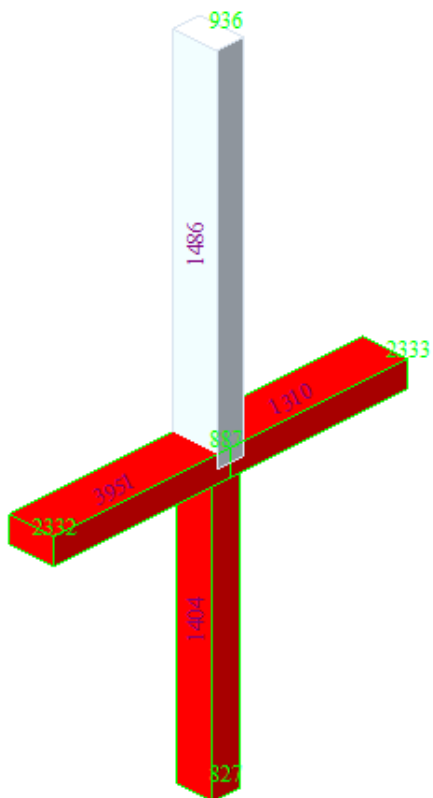
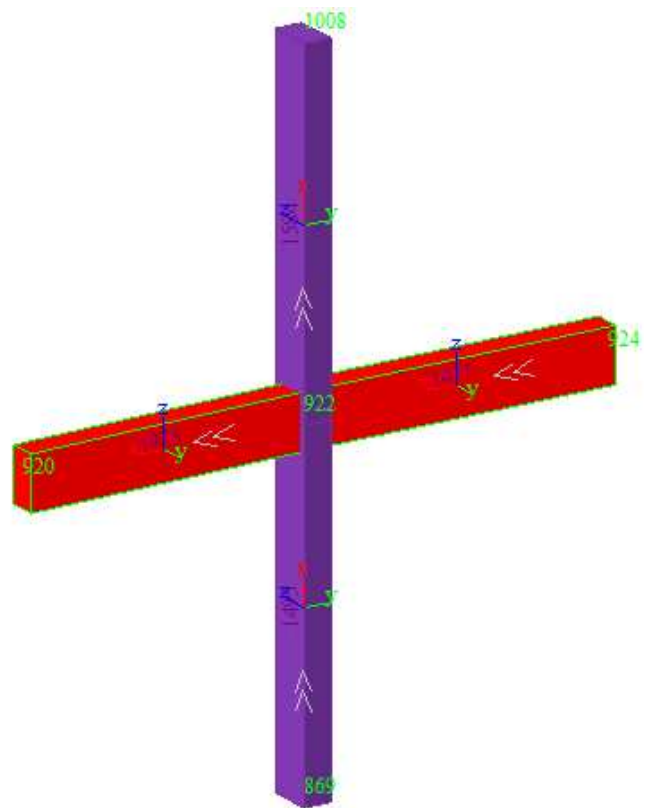
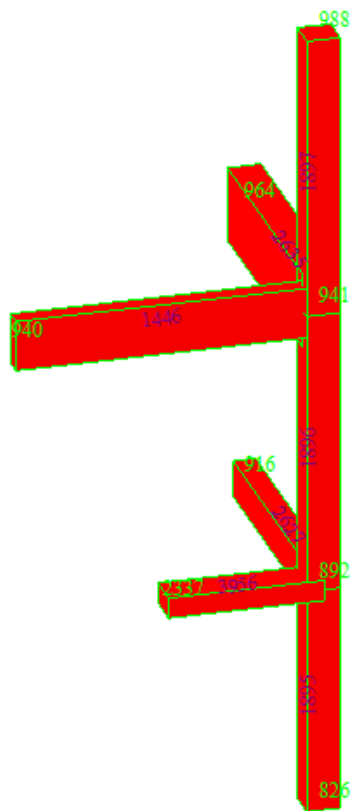
- Per la resistenza a compressione diagonale:

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5\sqrt{f_c}$$

dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore, V_j indica il taglio totale agente sul nodo, ottenuto come somma algebrica del taglio trasmesso dal pilastro superiore e degli sforzi orizzontali trasmessi dalle parti superiori delle travi, $A_j = b_j h_{jc}$ dove b_j e h_{jc} sono già stati definiti. Le resistenze dei materiali sono ottenute come la 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.

Al fine di valutare l'idoneità dei nodi della struttura, prendiamo in considerazione:

- 1) Due nodi d'angolo a due vie, il numero 892 alla quota +3.08 m e il numero 941 alla quota +6.93 m
- 2) Il nodo 887 centrale nella facciata più lunga alla quota +3.08 m
- 3) Due nodi di facciata nella parte più corta dell'edificio, il numero 869 alla quota +3.08 m e il numero 922 alla quota +6.93 m.



Di seguito le verifiche:

Nodo d'angolo

NODO 892 QUOTA +3.08 m											
Direzione X											
1+X	Dimensione e		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.1	157.0	420.3	2.3	250.0	155.9	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		134	9 200				-9 066	155 900	0.00	0.77	Compressione Verificata
1-X	Dimensione e		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.1	157.0	420.3	2.3	250.0	155.8	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		134	9 200				-9 066	155 790	0.00	0.77	Compressione Verificata
1+Y	Dimensione e		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.0	157.0	420.3	2.3	250.0	161.9	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		4	9 080				-9 076	161 930	0.00	0.80	Compressione Verificata
1-Y	Dimensione e		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.0	157.0	420.3	2.3	250.0	161.9	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		2	9 080				-9 078	161 870	0.00	0.80	Compressione Verificata

2+X	Dimensione		Vc	T			N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata	
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]		0,5*fc
	450.0	450.0	0.1	157.0	420.3	2.3	250.0	160.4	0.49		1.36
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)			Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata	
202 500		146	9 300			-9 154	160 350	0.00	0.79		
2-X	Dimensione		Vc	T			N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata	
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]		0,5*fc
	450.0	450.0	0.1	157.0	420.3	2.3	250.0	160.4	0.49		1.36
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)			Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata	
202 500		146	9 300			-9 154	160 350	0.00	0.79		
2+Y	Dimensione		Vc	T			N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata	
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]		0,5*fc
	450.0	450.0	0.0	157.0	420.3	2.3	250.0	161.9	0.49		1.36
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)			Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata	
202 500		6	9 068			-9 062	161 920	0.00	0.80		
2-Y	Dimensione		Vc	T			N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata	
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]		0,5*fc
	450.0	450.0	0.0	157.0	420.3	2.3	250.0	155.9	0.49		1.36
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)			Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata	
202 500		10	9 076			-9 066	155 900	0.00	0.77		
Direzione Y											
1+X	Dimensione		Vc	T			N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata	
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]		0,5*fc
	450.0	450.0	0.2	157.0	420.3	3.1	475.0	155.9	0.49		1.36
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)			Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata	
202 500		231	6 432			-6 201	155 900	0.00	0.77		

1-X	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.2	157.0	420.3	3.1	475.0	155.8	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		230	6 434				-6 204	155 790	0.00	0.77	Compressione Verificata
1+Y	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.2	157.0	420.3	3.2	475.0	161.9	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		187	6 646				-6 459	161 930	0.00	0.80	Compressione Verificata
1-Y	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.2	157.0	420.3	3.2	475.0	161.9	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		188	6 644				-6 456	161 870	0.00	0.80	Compressione Verificata
2+X	Dimensione e		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.2	157.0	420.3	3.0	475.0	160.4	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		201	6 339				-6 138	160 350	0.00	0.79	Compressione Verificata
2-X	Dimensione e		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.2	157.0	420.3	3.0	475.0	160.4	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		201	6 339				-6 138	160 350	0.00	0.79	Compressione Verificata
2+Y	Dimensione e		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.2	157.0	420.3	3.2	475.0	161.9	0.49	1.36	

	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σ_{nt} (Mpa)	σ_{nc} (Mpa)	Trazione Verificata
	202 500		186	6 682				-6 496	161 920	0.00	0.80	Compressione Verificata
2-Y	Dimensione e		Vc	T					N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc		
	450.0	450.0	0.2	157.0	420.3	3.2	475.0	155.9	0.49	1.36		
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σ_{nt} (Mpa)	σ_{nc} (Mpa)	Trazione Verificata
	202 500		188	6 678				-6 490	155 900	0.00	0.77	Compressione Verificata

NODO 941 QUOTA +6.93 m												
Direzione X												
1+X	Dimensione		Vc	T					N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc		
450.0	450.0	1.8	465.0	420.3	2.2	660.0	51.6	0.49	1.36			
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σ_{nt} (Mpa)	σ_{nc} (Mpa)	Trazione Verificata
	202 500		1 818	3 391				-1 573	51 586	0.00	0.25	Compressione Verificata
1-X	Dimensione		Vc	T					N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc		
	450.0	450.0	1.8	465.0	420.3	2.2	660.0	51.5	0.49	1.36		
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σ_{nt} (Mpa)	σ_{nc} (Mpa)	Trazione Verificata
	202 500		1 825	3 391				-1 566	51 540	0.00	0.25	Compressione Verificata
1+Y	Dimensione		Vc	T					N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc		
450.0	450.0	0.8	465.0	420.3	2.2	660.0	55.7	0.49	1.36			
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σ_{nt} (Mpa)	σ_{nc} (Mpa)	Trazione Verificata
	202 500		758	3 364				-2 606	55 689	0.00	0.28	Compressione Verificata

1-Y	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	1.1	465.0	420.3	2.2	660.0	55.6	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
202 500		1 120	3 364				-2 244	55 630	0.00	0.28	
2+X	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	1.2	465.0	420.3	2.2	660.0	55.6	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
202 500		1 205	3 406				-2 201	55 640	0.00	0.28	
2-X	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	1.2	465.0	420.3	2.2	660.0	55.6	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
202 500		1 205	3 406				-2 201	55 640	0.00	0.28	
2+Y	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	1.2	465.0	420.3	2.2	660.0	55.4	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
202 500		1 153	3 364				-2 211	55 394	0.00	0.27	
2-Y	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	1.2	465.0	420.3	2.2	660.0	55.3	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
202 500		1 159	3 364				-2 205	55 287	0.00	0.27	

Direzione Y											
1+X	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (m)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	45	450.0	0.8	314.0	420.3	2.2	985.0	51.6	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		821	2 221				-1 400	51 586	0.00	0.25	Compressione Verificata
1-X	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (m)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	45	450.0	0.8	314.0	420.3	2.2	985.0	51.5	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		821	2 221				-1 400	51 540	0.00	0.25	Compressione Verificata
1+Y	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (m)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	45	450.0	0.8	314.0	420.3	2.0	985.0	55.7	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		758	1 982				-1 224	55 689	0.00	0.28	Compressione Verificata
1-Y	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (m)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	45	450.0	0.8	314.0	420.3	1.9	985.0	55.6	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
202 500		758	1 974				-1 216	55 630	0.00	0.27	Compressione Verificata

2+X	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.8	314.0	420.3	2.2	985.0	55.6	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
202 500		795	2 198				-1 403	55 640	0.00	0.27	
2-X	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.8	314.0	420.3	2.2	985.0	55.6	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
202 500		795	2 198				-1 403	55 640	0.00	0.27	
2+Y	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.8	314.0	420.3	1.9	985.0	55.4	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
202 500		770	1 974				-1 204	55 394	0.00	0.27	
2-Y	Dimensione		Vc	T				N	fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[radq fc]	0,5*fc	
	450.0	450.0	0.8	314.0	420.3	2.0	985.0	55.3	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
202 500		770	1 982				-1 212	55 287	0.00	0.27	

Nodo di facciata

NODO 887 QUOTA +3.08 m															
Direzione X															
1+X	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		
	bj (m m)	hj (m m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (m m)	As (mm q)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[r adq fc]	0,5*fc
	250 .0	280 .0	0.5	157.0	420.3	0.3	250.0	226.0	420.3	0.0	250.0	299.8	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σ_{nt} (Mpa)	σ_{nc} (Mpa)	Trazione Verificata
70 000		478	1 112				120				-754	299 800	0.00	4.28	Compressione non Verificata
1-X	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		
	bj (m m)	hj (m m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mm q)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[r adq fc]	0,5*fc
	250 .0	280 .0	0.5	157.0	420.3	0.3	250.0	226.0	420.3	0.0	250.0	299.8	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σ_{nt} (Mpa)	σ_{nc} (Mpa)	Trazione Verificata
70 000		477	1 102				120				-745	299 800	0.00	4.28	Compressione non Verificata
1+Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		
	bj (m m)	hj (m m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mm q)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[r adq fc]	0,5*fc
	250 .0	280 .0	0.2	157.0	420.3	0.2	250.0	226.0	420.3	0.0	250.0	299.8	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σ_{nt} (Mpa)	σ_{nc} (Mpa)	Trazione Verificata
70 000		245	791				116				-662	299 800	0.00	4.28	Compressione non Verificata
1-Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		
	bj (m m)	hj (m m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mm q)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[r adq fc]	0,5*fc
	250 .0	280 .0	0.2	157.0	420.3	0.2	250.0	226.0	420.3	0.0	250.0	299.8	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σ_{nt} (Mpa)	σ_{nc} (Mpa)	Trazione Verificata
70 000		223	764				114				-655	299 800	0.00	4.28	Compressione non Verificata

2+X	Dimensione		Vc	T				T'				N		fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (m mq)	fy (Mpa)	Mb (kN *m)	d* (mm)	As (m mq)	fy (Mp a)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[ra dq fc]	0,5*fc		
	250.0	280.0	0.5	157 .0	420.3	0.3	250.0	226 .0	420. 3	0.0	250. 0	299.8	0.49	1.36		
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata	
70 000		528	1 332				140				- 944	299 800	0.00	4.28	Compressione non Verificata	
2-X	Dimensione		Vc	T				T'				N		fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (m mq)	fy (Mpa)	Mb (kN *m)	d* (mm)	As (m mq)	fy (Mp a)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[ra dq fc]	0,5*fc		
	250.0	280.0	0.5	157 .0	420.3	0.3	250.0	226 .0	420. 3	0.0	250. 0	299.8	0.49	1.36		
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata	
70 000		528	1 332				162				- 966	299 800	0.00	4.28	Compressione non Verificata	
2+Y	Dimensione		Vc	T				T'				N		fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (m mq)	fy (Mpa)	Mb (kN *m)	d* (mm)	As (m mq)	fy (Mp a)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[ra dq fc]	0,5*fc		
	250.0	280.0	0.2	157 .0	420.3	0.2	250.0	226 .0	420. 3	0.0	250. 0	299.8	0.49	1.36		
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata	
70 000		216	756				113				- 653	299 800	0.00	4.28	Compressione non Verificata	
2-Y	Dimensione		Vc	T				T'				N		fc = 2.72		
	bj (mm)	hj (mm)	Vc (kN)	As (m mq)	fy (Mpa)	Mb (kN *m)	d* (mm)	As (m mq)	fy (Mp a)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[ra dq fc]	0,5*fc		
	250.0	280.0	0.2	157 .0	420.3	0.2	250.0	226 .0	420. 3	0.0	250. 0	299.8	0.49	1.36		
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata	
70 000		229	764				116				- 651	299 800	0.00	4.28	Compressione non Verificata	

NODO 869 QUOTA +3.08 m															
Direzione X															
1+X	Dimensione		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc
	300	450	0	0	157.0	420.3	0.4	570.0	157.0	420.3	0.2	570.0		57.8	0.49
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
135 000		1	690				358				-1 046	57 837	0.00	0.43	Compressione Verificata
1-X	Dimensione		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc
	300	450	0	0	157.0	420.3	0.4	570.0	157.0	420.3	0.2	570.0		57.8	0.49
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
135 000		1	690				358				-1 046	57 837	0.00	0.43	Compressione Verificata
1+Y	Dimensione		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc
	300	450	0	0	157.0	420.3	0.4	570.0	157.0	420.3	0.1	570.0		57.9	0.49
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
135 000		43	758				128				- 843	57 859	0.00	0.43	Compressione Verificata
1-Y	Dimensione		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc
	300	450	0	0	157.0	420.3	0.4	570.0	157.0	420.3	0.0	570.0		57.9	0.49
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
135 000		45	736				88				- 779	57 859	0.00	0.43	Compressione Verificata

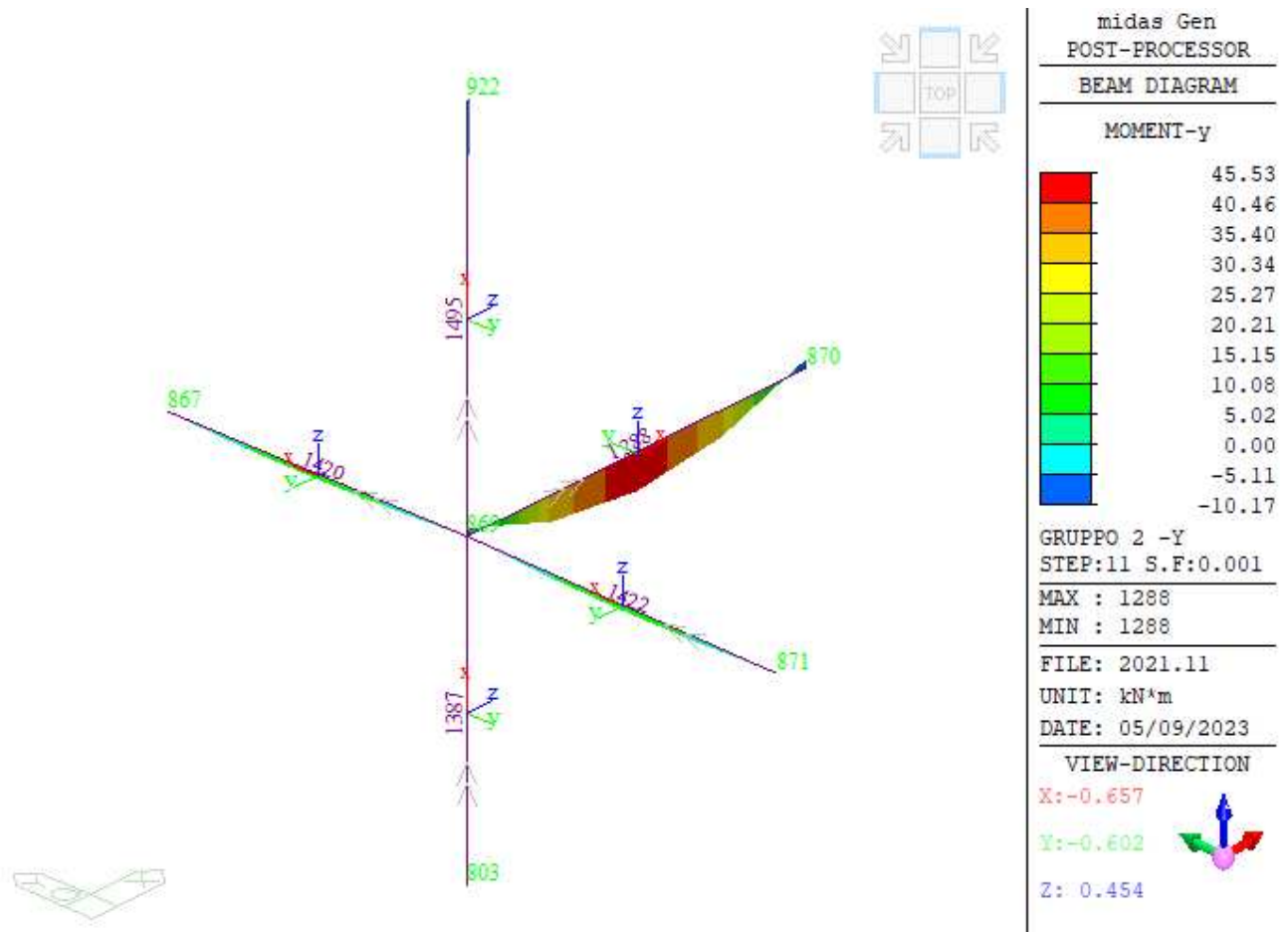
2+X	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	
	300	450	0.0	157.0	420.3	0.3	570.0	157.0	420.3	0.3	570.0	57.8	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
135 000		8	532				553				-1 077	57 848	0.00	0.43	
2-X	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	
	300	450	0.0	157.0	420.3	0.3	570.0	157.0	420.3	0.3	570.0	57.8	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
135 000		7	532				553				-1 077	57 848	0.00	0.43	
2+Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	
	300	450	0.0	157.0	420.3	0.4	570.0	157.0	420.3	0.0	570.0	57.9	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
135 000		45	735				69				- 759	57 858	0.00	0.43	
2-Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	
	300	450	0.0	157.0	420.3	0.4	570.0	157.0	420.3	0.0	570.0	57.9	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata
135 000		44	746				70				- 771	57 857	0.00	0.43	

Direzione Y																
1+X	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72			
	bj (m)	hj (m)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc		
	300	450	1.9	383.0	420.3	4.4	250.0	157.0	420.3	0.0	250.0	57.8	0.49	1.36		
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
	135 000		892	17 508				0				-15 616	57 837	0.03	0.46	Compressione Verificata
1-X	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72			
	bj (m)	hj (m)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc		
	300	450	1.9	383.0	420.3	4.4	250.0	157.0	420.3	0.0	250.0	57.8	0.49	1.36		
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
	135 000		891	17 506				0				-15 616	57 837	0.03	0.46	Compressione Verificata
1+Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72			
	bj (m)	hj (m)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc		
	300	450	0.9	383.0	420.3	9.8	250.0	157.0	420.3	0.0	250.0	57.9	0.49	1.36		
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
	135 000		924	39 028				0				-38 104	57 859	0.14	0.57	Compressione Verificata
1-Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72			
	bj (m)	hj (m)	Vc (kN)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc		
	300	450	0.9	383.0	420.3	9.8	250.0	157.0	420.3	0.0	250.0	57.9	0.49	1.36		
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
	135 000		868	39 040				0				-38 172	57 859	0.14	0.57	Compressione Verificata

2+X	Dimensi one		Vc	T				T'				N		fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc		
	300	450	2.0	383.0	420.3	2.9	250.0	157.0	420.3	0.0	250.0	57.8	0.49	1.36		
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata	
135 000		2 028	11 794				0				-9 766	57 848	0.01	0.44		
2-X	Dimensi one		Vc	T				T'				N		fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc		
	300	450	2.0	383.0	420.3	2.9	250.0	157.0	420.3	0.0	250.0	57.8	0.49	1.36		
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata	
135 000		2 028	11 794				0				-9 766	57 848	0.01	0.44		
2+Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N		fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc		
	300	450	0.9	383.0	420.3	9.8	250.0	157.0	420.3	0.0	250.0	57.9	0.49	1.36		
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata	
135 000		855	39 124				0				-38 269	57 858	0.14	0.57		
2-Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N		fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	N (kN)	0,3*[rad q fc]	0,5*fc		
	300	450	0.9	383.0	420.3	9.8	250.0	157.0	420.3	0.0	250.0	57.9	0.49	1.36		
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata Compressione Verificata	
135 000		895	39 122				0				-38 227	57 857	0.14	0.57		

NODO 922 QUOTA +6.93 m																
Direzione X																
1+X	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72			
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]		0,5*fc
	250	300	0.2	157.0	420.3	0.1	570.0	157.0	420.3	0.1	570.0	29.0	0.49	1.36		
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
	75 000		193	112				112				-32	28 960	0.00	0.39	Compressione Verificata
1-X	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72			
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]		0,5*fc
	250	300	0.2	157.0	420.3	0.1	570.0	157.0	420.3	0.1	570.0	29.0	0.49	1.36		
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
	75 000		193	112				112				-32	28 960	0.00	0.39	Compressione Verificata
1+Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72			
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]		0,5*fc
	250	300	0.2	157.0	420.3	0.1	570.0	157.0	420.3	0.1	570.0	29.0	0.49	1.36		
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
	75 000		159	244				244				-329	28 970	0.00	0.39	Compressione Verificata
1-Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72			
	bj (m)	hj (m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]		0,5*fc
	250	300	0.2	157.0	420.3	0.1	570.0	157.0	420.3	0.1	570.0	29.0	0.49	1.36		
	Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
	75 000		159	252				252				-345	28 970	0.00	0.39	Compressione Verificata

2+X	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m m)	hj (m m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	
	250 .0	300 .0	0.2	157.0	420. 3	0.1	0	157.0	420. 3	0.1	0	29.0	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
75 000		185	124				124				-64	28 966	0.00	0.39	Compressione Verificata
2-X	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m m)	hj (m m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	
	250 .0	300 .0	0.2	157.0	420. 3	0.1	0	157.0	420. 3	0.1	0	29.0	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
75 000		185	124				124				-64	28 966	0.00	0.39	Compressione Verificata
2+Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m m)	hj (m m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	
	250 .0	300 .0	0.2	157.0	420. 3	0.1	0	157.0	420. 3	0.1	0	29.0	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
75 000		162	252				252				-342	28 970	0.00	0.39	Compressione Verificata
2-Y	Dimensi one		Vc	T				T'				N	fc = 2.72		Trazione Verificata Compressione Verificata
	bj (m m)	hj (m m)		As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)	As (mmq)	fy (Mpa)	Mb (kN*m)	d* (mm)		N (kN)	0,3*[rad q fc]	
	250 .0	300 .0	0.2	157.0	420. 3	0.1	0	157.0	420. 3	0.1	0	29.0	0.49	1.36	
Ag = bj*hj		Vc (N)	T (N)				T' (N)				Vn (N)	N (N)	σnt (Mpa)	σnc (Mpa)	Trazione Verificata
75 000		163	247				247				-332	28 970	0.00	0.39	Compressione Verificata



Esempio nodo 869 direzione y gruppo 2-y momento My

In questa analisi si è tenuto conto, per il valore delle sollecitazioni, di quelle relative allo step corrispondente al tempo di ritorno di 30 anni. Infatti dal menu *Pushover curve* è possibile ricavare questo dato dalle tabelline per ogni gruppo:

gruppo 1+x step 2

Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.01065	0.003674	2	2.90(NG)
SLD	0.01065	0.005483	2	1.94(NG)
SLV	0.01065	0.3	2	0.04(OK)
SLC	0.01065	0.4	2	0.03(OK)

1-x step2

Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.01025	0.00227	2	4.51(NG)
SLD	0.01025	0.003388	2	3.02(NG)
SLV	0.01025	0.3	2	0.03(OK)
SLC	0.01025	0.4	2	0.03(OK)

1+y step 11

Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.01633	0.0006053	11	26.98(NG)
SLD	0.01633	0.0009034	11	18.08(NG)
SLV	0.01633	0.075	11	0.22(OK)
SLC	0.01633	0.1	11	0.16(OK)

1-y step 11

Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.01623	0.0005887	11	27.57(NG)
SLD	0.01623	0.0008786	11	18.47(NG)
SLV	0.01623	0.075	11	0.22(OK)
SLC	0.01623	0.1	11	0.16(OK)

2+x step 1

	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.006561	0.003636	1	1.80(NG)
SLD	0.006561	0.005427	1	1.21(NG)
SLV	0.006561	0.3	1	0.02(OK)
SLC	0.006561	0.4	1	0.02(OK)

2-x step 1

Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.006561	0.003636	1	1.80(NG)
SLD	0.006561	0.005427	1	1.21(NG)
SLV	0.006561	0.3	1	0.02(OK)
SLC	0.006561	0.4	1	0.02(OK)

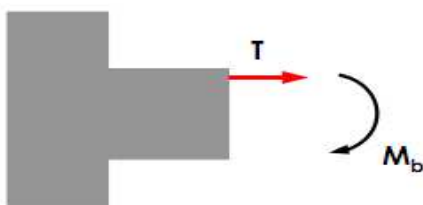
2+y step 11

Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.01533	0.0007856	11	19.51(NG)
SLD	0.01533	0.001173	11	13.07(NG)
SLV	0.01533	0.075	11	0.20(OK)
SLC	0.01533	0.1	11	0.15(OK)

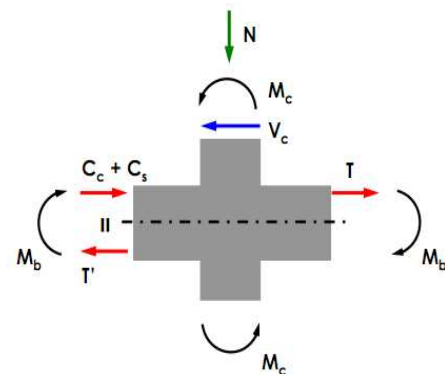
2-y step 11

Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.01523	0.0007654	11	19.89(NG)
SLD	0.01523	0.001142	11	13.33(NG)
SLV	0.01523	0.075	11	0.20(OK)
SLC	0.01523	0.1	11	0.15(OK)

L'analisi è stata eseguita in una sola direzione nel caso di travi che si sviluppano solo lungo X o Y, in entrambe le direzioni nel caso in cui le travi conoilte nel nodo siano sia lungo X sia lungo Y. La differenza tra il nodo di estremità e un nodo interno sta nel fatto che in quest'ultimo si considerano le armature tese di entrambe le travi convergenti con le relative forze T e T', nel nodo di estremità invece si avrà solamente una trave e quindi un solo valore di T. La seguente immagine è esplicativa:



nodo d'angolo



nodo interno di facciata

Bibliografia

<https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/attivita/classificazione-sismica>

<https://storing.ingv.it/cfti/cfti5/quake.php?02503IT>

<https://ambiente.regione.emilia-romagna.it/it/geologia/sismica/la-classificazione-sismica/pdf/delibera-num-1164-del-23-07-2018>

<https://rischi.protezionecivile.gov.it/static/3316d7dcf964e315b402968068bfaee9/mappa-classificazione-sismica-aggiornata-al-31-marzo-2022-comune.pdf>

<https://rischi.protezionecivile.gov.it/static/c7650fa8eac014a28ef074236bb234f7/mappa-classificazione-sismica-aggiornata-al-31-marzo-2022-provincia.pdf>

<https://rischi.protezionecivile.gov.it/static/c5f1842e1d368a3dffce6d5d451d1b84/classificazione-sismica-tabella.JPG>

https://emidius.mi.ingv.it/CPTI15-DBMI15/query_place/

Appunti universitari

Fogli di calcolo forniti dal mio relatore

Database dell'ufficio "IDS=Ingegneria delle Strutture" presso il quale ho svolto il tirocinio, a Santarcangelo di Romagna

"Norme Tecniche per le costruzioni 2018 e circolare esplicativa", Andrea Barocci, Maggioli Editore

RINGRAZIAMENTI

Ringrazio con stima lo studio associato IDS = Ingegneria delle Strutture di Santarcangelo di Romagna, che mi ha accolto per lo svolgimento del mio tirocinio fornendomi tutto il necessario, per la relazione della codesta tesi di laurea e per la possibilità di una immediata crescita a livello professionale.

Ringrazio infinitamente il mio relatore Clementi Francesco, da subito disponibilissimo e gentilissimo per tutto il tempo necessario per la stesura della stessa, risultando una risorsa preziosa da cui prendere spunto ed esempio.

Ringrazio tutti i miei professori che nell'intero percorso di studi di cinque anni sono riusciti a trasmettermi con passione tutte le informazioni necessarie per lo sviluppo della figura professionale di ingegnere. Ad oggi mi sento di dire che la preparazione raggiunta risulta essere eccellente in quanto raccoglie tutti i campi dell'ingegneria civile, aprendo un mondo di soluzioni una volta concluso il ciclo di studi.

Ringrazio il mio ragazzo Michele, che ogni giorno mi dà grinta, forza e determinazione, stimolandomi a raggiungere al meglio i miei obiettivi.

Per ultimi ma realmente per primi, ringrazio di cuore i miei genitori, per l'aiuto e il sostegno morale, economico, affettivo e psicologico lungo tutto il percorso. Senza di voi non ce l'avrei mai fatta perché siete stati gli unici ad esserci anche nei momenti più bui.

Infine ringrazio infinitamente me stessa, per avercela messa tutta e non aver mai mollato anche quando credevo di non riuscire ad andare avanti. È stato un percorso lungo, pieno di soddisfazioni ma anche di difficoltà, che mi hanno portato a crescere nel mio metodo di studio, nel mio modo di relazionarmi agli altri e soprattutto hanno incrementato la fiducia in me stessa sia a livello di competenze professionali sia a livello personale nella vita di tutti i giorni. Perché sì, l'ingegneria non è solo metodo, non è solamente logica, è uno strumento prezioso per interpretare al meglio tutto

ciò che ti circonda, dando la possibilità di risolvere qualsiasi situazione con la propria testa. Sono arrivata alla fine con dedizione, impegno e senza scorciatoie, soddisfatta del mio percorso, del livello conoscitivo raggiunto e delle opportunità che questa fantastica professione offre una volta rapportata con il mondo del lavoro.

Martina.