

COMUNE DI BONEA

(Provincia di Benevento)

PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO

LAVORI DI ADEGUAMENTO ANTISISMICO DELLA CASA COMUNALE

RELAZIONE TECNICA GENERALE

COMMITTENTE: **AMMINISTRAZIONE COMUNALE**

DATA: **DICEMBRE 2016**

ALLEGATO: **n° 01 S**

UBICAZIONE: **VIA CARRE**

IL PROGETTISTA
(arch. Salvatore Izzo)

Indice:

- Descrizione della costruzione *pag. 2*
- Carenze strutturali *pag. 3*
- Descrizione dei modelli strutturali adottati, delle analisi effettuate e delle ipotesi di calcolo assunte *pag. 6*
- Descrizione delle indagini effettuate e livello di conoscenza *pag. 22*
- Descrizione degli interventi e del livello di progettazione *pag. 25*
- Sintesi dei risultati pre e post intervento e indicatori di rischio sismico *pag. 27*

DESCRIZIONE DELLA COSTRUZIONE

La struttura si sviluppa su due piani, entrambi fuori terra. Ha struttura in cemento armato intelaiata. In direzione longitudinale (X) si articola in sei campate, mentre in direzione trasversale (Y) ha una sola campata.

Le dimensioni in pianta sono di circa m 24,90 x 11,30. L'altezza massima fuori terra è di m 8,50, misurata all'estradosso della linea di colmo.

I pilastri hanno sezione 30x40, orientati tutti secondo la direzione Y. Le travi sono tutte emergenti, con sezione prevalente 30x50 e 40x50.

I solai sono parzialmente prefabbricati, del tipo "metalstrut". I piani sismici sono due (solaio intermedio e copertura). La copertura è a doppia pendenza. È presente un corpo scala con travi a ginocchio. Le fondazioni sono costituite da plinti isolati, con dimensioni alla base m 1,40x1,40, alti m 0,70. Esistono travi portatompagno lungo il contorno. L'edificio, ubicato in via Carre, si sviluppa su di due piani ed è costituito da un corpo di fabbrica principale (oggetto di interventi in progetto), prospiciente su Via Carre, da un corpo di fabbrica giuntato, avente struttura in c.a. che si sviluppa su due piani, da un vano a piano terra, adibito a deposito che sarà demolito e ricostruito successivamente all'intervento di adeguamento antisismico dell'edificio. Si escludono, pertanto, interferenze con strutture al contorno.

La costruzione risale alla prima metà degli anni '60, epoca in cui il sito non ricadeva in zona sismica. Non denota dissesti o sintomi di insufficienze statiche.

Lungo il lato posteriore sono presenti: 1) un corpo di fabbrica giuntato, avente struttura in c.a., che si sviluppa su due piani; 2) un vano a piano terra, adibito a deposito, che sarà demolito e ricostruito successivamente all'intervento di adeguamento antisismico.

La costruzione oggetto di interventi di messa in sicurezza risale alla prima metà degli anni '60, epoca in cui il sito non ricadeva in zona sismica. Non denota dissesti o sintomi di insufficienze statiche.

CARENZE STRUTTURALI

L'analisi dello stato di fatto non ha evidenziato carenze strutturali in condizioni non sismiche. L'analisi statica lineare effettuata, infatti, verrebbe interrotta nel caso di crisi per soli carichi verticali.

Tale valutazione è coerente con l'assenza di dissesti e con il fatto che la costruzione, all'epoca, è stata realizzata a valle di un progetto strutturale.

Per quanto riguarda le prestazioni in condizioni sismiche, l'analisi dello stato di fatto ha evidenziato un coefficiente di sicurezza piuttosto basso, dovuto soprattutto all'insufficiente staffatura dei pilastri in corrispondenza dei nodi, caratteristica tipica delle costruzioni dell'epoca, progettate con criteri non antisismici. In generale, le armature dei pilastri, come anche le dimensioni geometriche, appaiono piuttosto modeste, avendo pilastri 30x40 armati con soli 4 $\phi 16$ e staffe $\phi 6/20$.

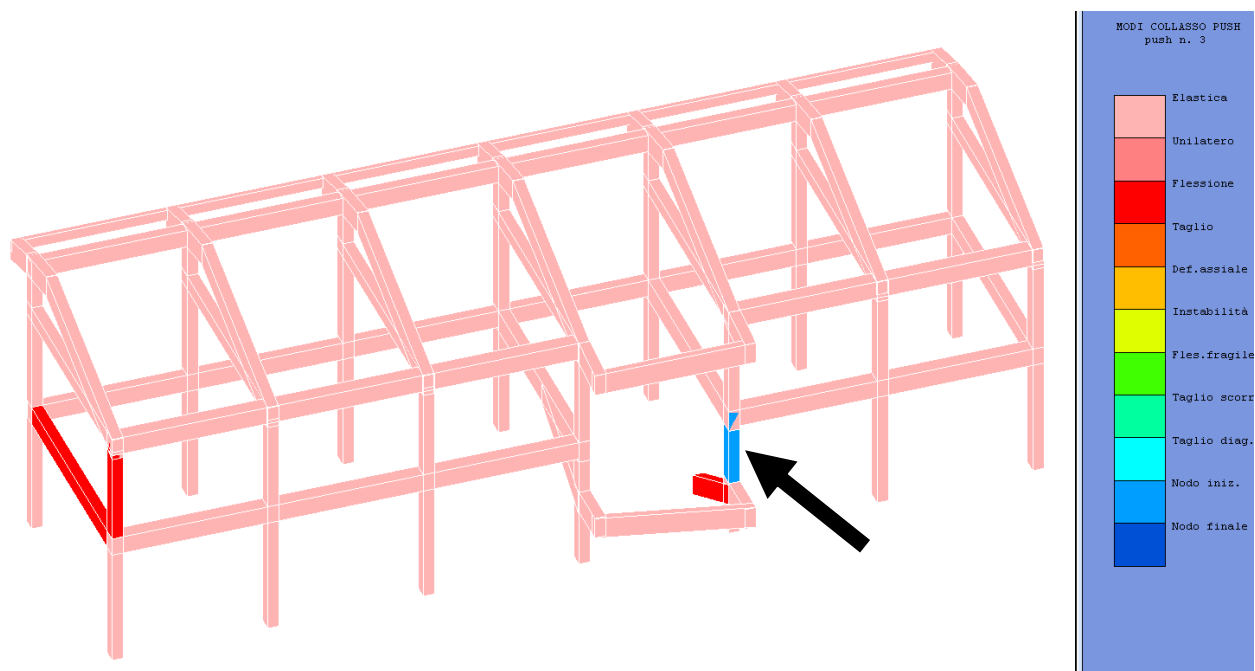
Insufficienti rispetto alle sollecitazioni sismiche appaiono anche le fondazioni, prive peraltro di collegamenti in direzione trasversale.

La presenza di una sola campata in direzione Y rappresenta un elemento di debolezza in zona sismica (proprio per questo, nel caso di analisi lineare, si utilizza, in questo caso, un fattore di struttura ridotto).

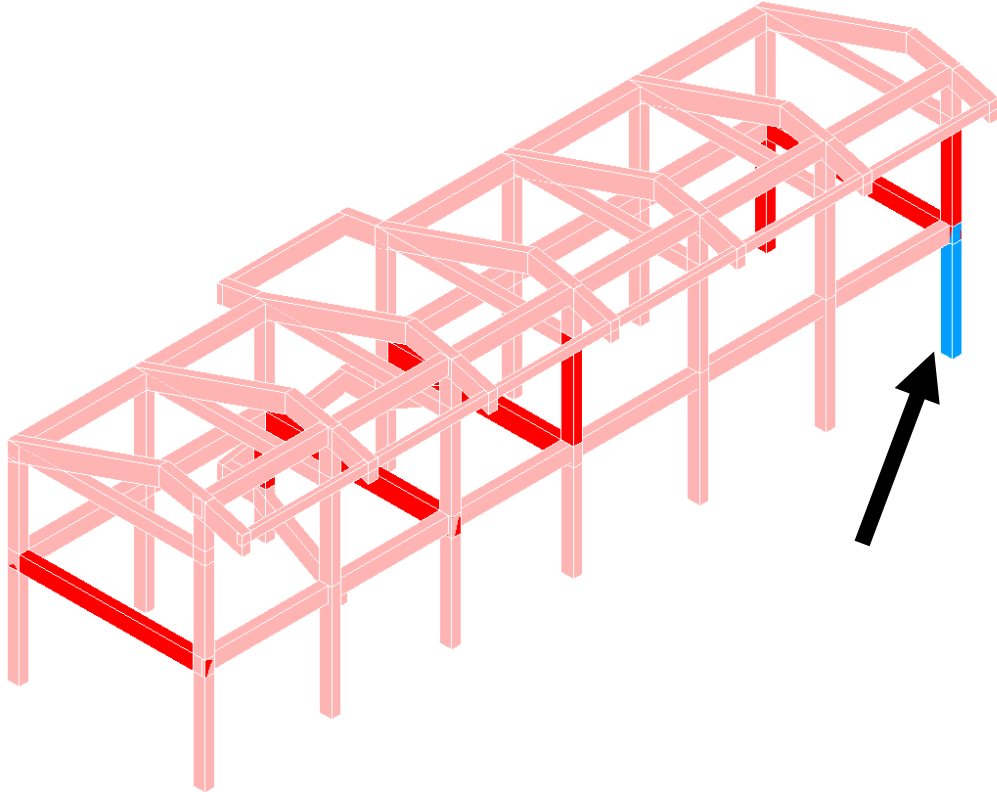
Diagrammi rottura nodi

Come si evince dai diagrammi seguenti, i meccanismi di rottura sono di tipo fragile (prevalentemente di nodo).

Pushover n. 3



Pushover n. 4



MODI COLLASSO PUSH
push n. 4

Light pink	Elastica
Light red	Unilatero
Red	Flessione
Dark red	Taglio
Orange	Def. assiale
Yellow	Instabilità
Light green	Fles. fragile
Green	Taglio scorr.
Cyan	Taglio diag.
Light blue	Nodo iniz.
Dark blue	Nodo finale

OK

Descrizione dei modelli strutturali adottati, delle analisi effettuate e delle ipotesi di calcolo assunte

Classe d'uso:

IV

Metodo di calcolo:

Sono state eseguite due distinte analisi non lineari: la prima per lo stato di fatto, la seconda per la configurazione di progetto.

Per ciascuna di esse si allegano le tabelle con i risultati generali relativi alle singole curve di push-over e, a seguire, i dettagli delle verifiche.

Il livello di conoscenza può considerarsi **LC2**.

Il **fattore di confidenza**, pertanto, è **$FC = 1,2$** .

Nei dati di input sono indicate anche le armature considerate per ciascun elemento strutturale.

La struttura è stata schematizzata come un telaio tridimensionale.

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali. In particolare gli elementi del telaio sono stati schematizzati con elementi asta a due nodi deformabili assialmente, a flessione e taglio, utilizzando funzioni di forma cubiche di Hermite. Tale modello finito ha la caratteristica di fornire la soluzione esatta in campo elastico lineare, per cui non necessita di ulteriore suddivisioni interne degli elementi strutturali.

Nel modello sono stati tenuti in conto i disassamenti tra i vari elementi strutturali schematizzandoli come vincoli cinematici rigidi. I vincoli tra i vari elementi strutturali e quelli con il terreno sono stati modellati in maniera congruente al reale comportamento strutturale.

Azione sismica

L'azione sismica è stata valutata in conformità alle indicazioni riportate al capitolo 3.2 del D.M. 14 gennaio 2008 "Norme tecniche per le Costruzioni".

In particolare il procedimento per la definizione degli spettri di progetto per i vari Stati Limite per cui sono state effettuate le verifiche è stato il seguente:

- Definizione della Vita Nominale e della Classe d'Uso della struttura, il cui uso combinato ha portato alla definizione del Periodo di Riferimento dell'azione sismica.
- Individuazione, tramite latitudine e longitudine, dei parametri sismici di base a_g , F_0 e T_c per tutti e quattro gli Stati Limite previsti (SLO, SLD, SLV e SLC); l'individuazione è stata effettuata interpolando tra i 4 punti più vicini al punto di riferimento dell'edificio.
- Determinazione dei coefficienti di amplificazione stratigrafica e topografica.
- Calcolo del periodo T_c corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello Spettro.

I dati così calcolati sono stati utilizzati per determinare gli Spettri di Progetto nelle verifiche agli Stati Limite considerate.

DATI GENERALI DI STRUTTURA			
PARAMETRI SISMICI			
Vita Nominale (Anni)	50	Classe d' Uso	QUARTA
Longitudine Est (Grd)	14.62004	Latitudine Nord (Grd)	41.07619
Categoria Suolo	C	Coeff. Condiz. Topogr.	1.00000
Sistema Costruttivo Dir.1	C.A.	Sistema Costruttivo Dir.2	C.A.
Regolarita' in Altezza	NO(KR=.8)	Regolarita' in Pianta	NO
Direzione Sisma (Grd)	0	Sisma Verticale	ASSENTE
Effetti P/Delta	NO	Quota di Zero Sismico (m)	0.00000
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.O.			
Probabilita' Pvr	0.81	Periodo di Ritorno Anni	60.00
Accelerazione Ag/g	0.08	Periodo T'c (sec.)	0.31
Fo	2.34	Fv	0.89
Fattore Stratigrafia'Ss'	1.50	Periodo TB (sec.)	0.16
Periodo TC (sec.)	0.48	Periodo TD (sec.)	1.92
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.D.			
Probabilita' Pvr	0.63	Periodo di Ritorno Anni	101.00
Accelerazione Ag/g	0.10	Periodo T'c (sec.)	0.33
Fo	2.37	Fv	1.01

Fattore Stratigrafia'Ss'	1.50	Periodo TB (sec.)	0.17
Periodo TC (sec.)	0.50	Periodo TD (sec.)	2.00
PARAMETRI SPETTRO ELASTICO - SISMA S.L.V.			
Probabilita' Pvr	0.10	Periodo di Ritorno Anni	949.00
Accelerazione Ag/g	0.25	Periodo T'c (sec.)	0.40
Fo	2.43	Fv	1.65
Fattore Stratigrafia'Ss'	1.33	Periodo TB (sec.)	0.19
Periodo TC (sec.)	0.57	Periodo TD (sec.)	2.62

Analisi non lineare

Per quanto l'analisi non lineare, non vi sono condizioni particolari per l'utilizzabilità del metodo. La condizione prevista per edifici nuovi, per i quali il metodo è applicabile solo a condizione che il modo di vibrare fondamentale abbia una massa partecipante superiore al 75%, tale condizione non vale per i fabbricati esistenti, come stabilito dalla circolare, che al punto C8.7.1.4 afferma:

In particolare, per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente della percentuale di massa partecipante sul primo modo.

La struttura è stata sottoposta a due ordini di distribuzione di forze, incrementate monotonamente: una corrispondente alla prima distribuzione del gruppo 1, come definito nelle norme, denominata nei listati “distribuzione secondo deformata modale” e precisamente proporzionale alle forze statiche equivalenti (par. 7.3.3.2), una alla distribuzione “a” del gruppo 2, nei listati denominata “distribuzione proporzionale alle masse”.

Sono stati eseguiti push-over nelle quattro direzioni principali.

I carichi considerati, in funzione dei quali sono state assunte le distribuzioni di forze, sono quelli tipicamente associati all'azione sismica:

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

Modello di calcolo analisi non lineare

Trattandosi di analisi non lineare, la verifica, secondo il quinto comma del

paragrafo 7.8.1.6, si effettua confrontando la domanda di spostamento con la capacità dello spostamento ultimo. È stata eseguita, inoltre, la verifica degli spostamenti relativi. L'analisi è stata effettuata in base alle indicazioni del par. 7.3.4.1. È stato verificato che il rapporto tra la domanda elastica di tagliante alla base e la resistenza del sistema SDOF equivalente non superi il valore 3, secondo il paragrafo 7.8.1.6 delle norme.

Il sistema strutturale è stato associato a uno equivalente a un grado di libertà.

I passi significativi della procedura di push-over sono di seguito schematicamente riassunti:

- *determinazione del legame forza-spostamento generalizzato;*
- *schematizzazione del sistema bi-lineare equivalente;*
- *ricerca della risposta massima del sistema equivalente in termini di spostamento;*
- *conversione nella risposta effettiva dell'edificio.*

Nelle pagine di output sono riportati i risultati dell'analisi non lineare. Tra i diversi parametri che ne descrivono gli esiti, vengono riportati:

- *la massa totale del sistema equivalente*
- *il tagliante massimo alla base della struttura reale*
- *il coefficiente di partecipazione relativo alla distribuzione di forze orizzontali utilizzate nell'analisi della Push-Over*
- *la resistenza allo snervamento del sistema ad un grado di libertà equivalente*

- *la rigidezza all'origine del sistema ad un grado di libertà equivalente*
- *lo spostamento a cui corrisponde lo snervamento del sistema ad un grado di libertà equivalente*
- *il periodo proprio del sistema ad un grado di libertà equivalente*
- *il rapporto tra la rigidezza incrudente e la rigidezza all'origine del sistema ad un grado di libertà equivalente*
- *il rapporto tra il tagliante ultimo e il tagliante a cui corrisponde la formazione della prima cerniera plastica. Per le strutture esistenti tale valore può assumere valori molto alti in quanto per bassi valori di forze orizzontali spesso viene raggiunto il limite elastico in qualche sezione*
- *il attore di struttura (q) calcolato “a posteriori” in funzione delle effettive risorse anelastiche della struttura*
- *il coefficiente di smorzamento di un oscillatore elasto-viscoso che dissipa per viscosità la stessa energia della struttura*
- *la duttilità misurata sul legame bilatero del sistema elastoplastico equivalente come rapporto tra lo spostamento ultimo (fine del tratto orizzontale) e lo spostamento al limite elastico (inizio tratto orizzontale)*
- *il rapporto tra la domanda elastica di tagliante alla base e la resistenza del sistema SDOF equivalente. Viene utilizzato solo per le strutture in muratura in qual caso non può superare il valore 3*

Per quanto riguarda i parametri del sistema equivalente a un grado di libertà,

$$\mathbf{m}^* \text{ (nei tabulati “massa SDOF”) } = \sum m_i \times \Phi_i$$

$$\Gamma \text{ (nei tabulati “coefficiente di partecipazione”) } = \sum m_i \times \Phi_i / \sum m_i \times \Phi_i^2$$

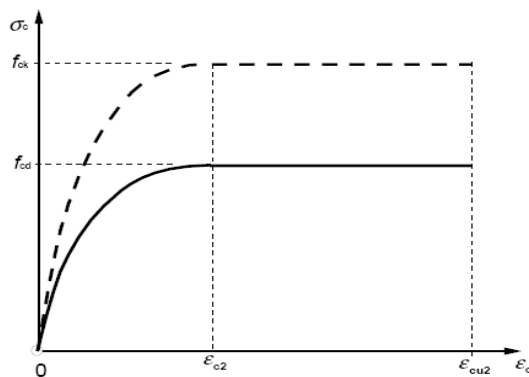
con sommatorie estese da 1 a n, con “n” pari al numero dei piani;
mi è la massa del piano i-esimo
 Φ_i è l'autovettore del primo modo di vibrare normalizzato al punto di controllo

Altri parametri sono riportati nei tabulati.

Ai sensi della Circolare n. 617 del 2/2/2009 gli elementi incamiciati sono stati considerati monolitici, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e quello nuovo. Sempre ai sensi della Circolare, si è trascurato il fatto che lo sforzo assiale dovuto ai carichi verticali già applicati grava sulla sola porzione di calcestruzzo preesistente.

Legami costitutivi

I diagrammi dei legami costitutivi utilizzati sono:

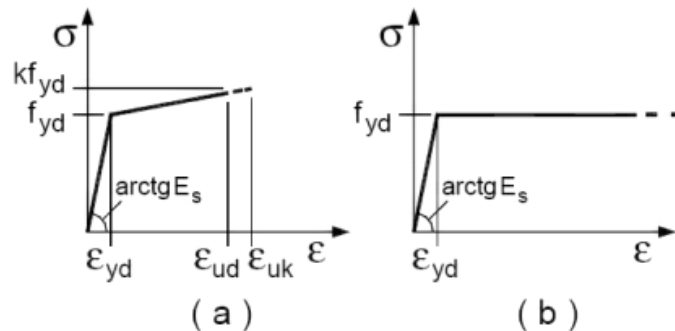


Legame costitutivo di progetto parabolarettangolo per il calcestruzzo.

La deformazione massima $\epsilon_{c \max}$ è assunta pari a 0.0035.

I diagrammi costitutivi dell'acciaio sono stati adottati in conformità alle indicazioni riportate al punto 4.1.2.1.2.3 del D.M. 14 gennaio 2008; in

particolare è stato adottato il modello elastico perfettamente plastico descritto in b).



Tipo di analisi e prescrizioni normative

Per quanto l'analisi non lineare, non vi sono condizioni particolari da rispettare. La condizione prevista per edifici nuovi, per i quali il metodo è applicabile solo a condizione che il modo di vibrare fondamentale abbia una massa partecipante superiore al 75%, tale condizione non vale per i fabbricati esistenti, come stabilito dalla circolare, che al punto C8.7.1.4 afferma:

In particolare, per le costruzioni esistenti è possibile utilizzare l'analisi statica non lineare, assegnando come distribuzioni principale e secondaria, rispettivamente, la prima distribuzione del Gruppo 1 e la prima del Gruppo 2, indipendentemente della percentuale di massa partecipante sul primo modo.

Verifiche di regolarità

Una struttura è regolare in pianta o in elevazione se rispetta i requisiti di seguito elencati:

Regolarità in pianta

- La configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità
- Il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4
- Nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione
- Gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti

La struttura è stata prudenzialmente considerata non regolare in pianta (né nello stato di fatto, né in quello di progetto), per una pur modesta asimmetria planimetrica dovuta alla posizione della scala

Regolarità in elevazione

- Tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione
- 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 di pareti o nuclei in c.a. o 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
- Nelle strutture intelaiate progettate in CD "B" il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per orizzontamenti diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta, calcolata ad un generico orizzontamento, non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro orizzontamento); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti
- Eventuali restringimenti della sezione orizzontale della costruzione avvengono in modo graduale da un orizzontamento al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni orizzontamento il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo orizzontamento, né il 20% della dimensione corrispondente all'orizzontamento immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo orizzontamento di costruzioni di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento

La struttura è stata considerata non regolare in elevazione (né nello stato di fatto, né in quello di progetto), per una scelta di carattere prudenziale.

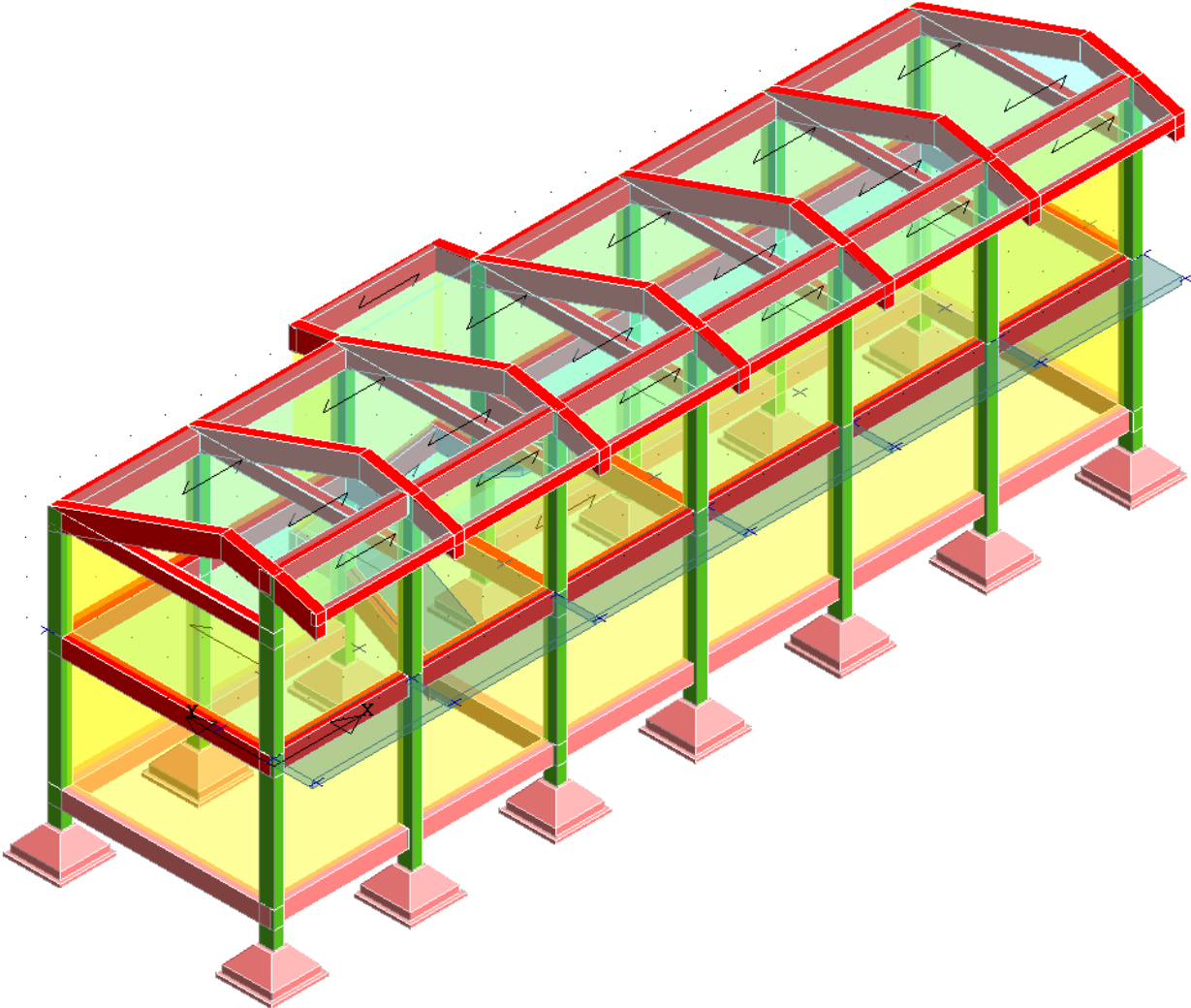
Per quanto riguarda la distribuzione degli elementi non strutturali, non vi sono elementi non strutturali che creino particolari forme di irregolarità.

Nel caso di verifica non lineare, comunque, le valutazioni di regolarità sono ininfluenti, in quanto il fattore di struttura emerge dal calcolo.

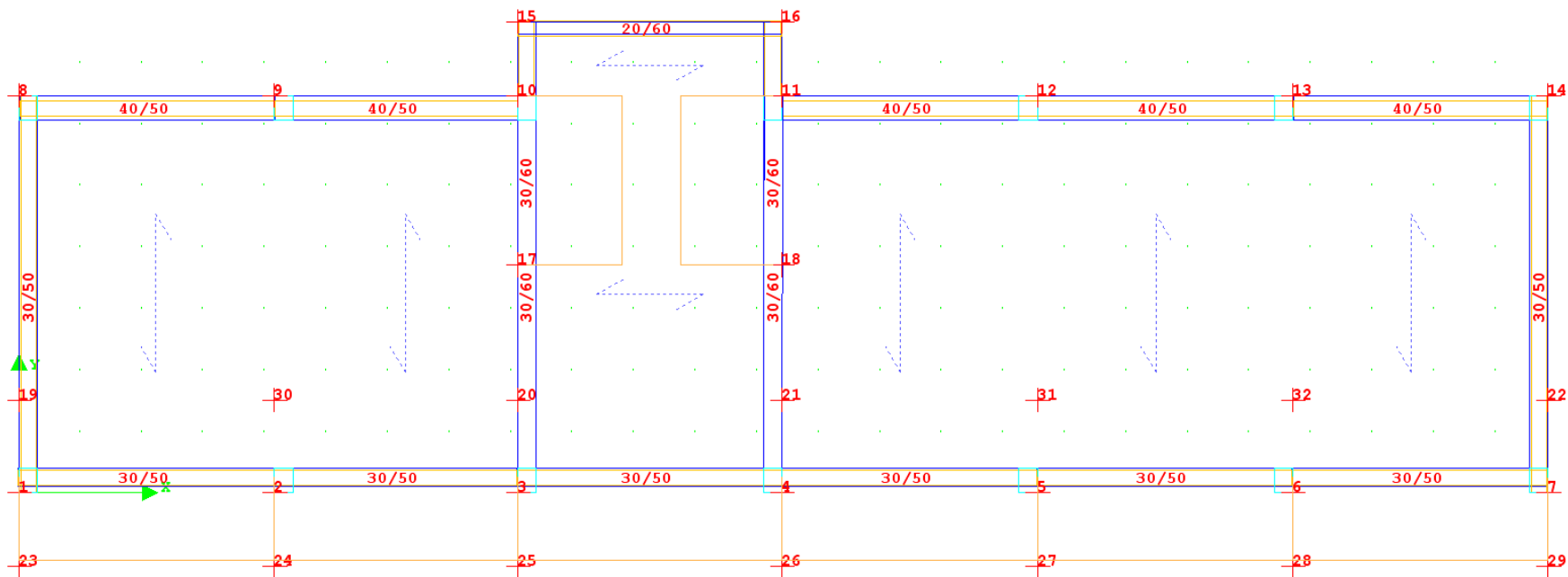
Fattore di struttura

Nell'analisi non lineare il fattore di struttura non è un dato di input, ma rappresenta un risultato dell'analisi. Nelle tabelle di output sono riportati i valori dei fattori di struttura relativi alle diverse curve di pushover.

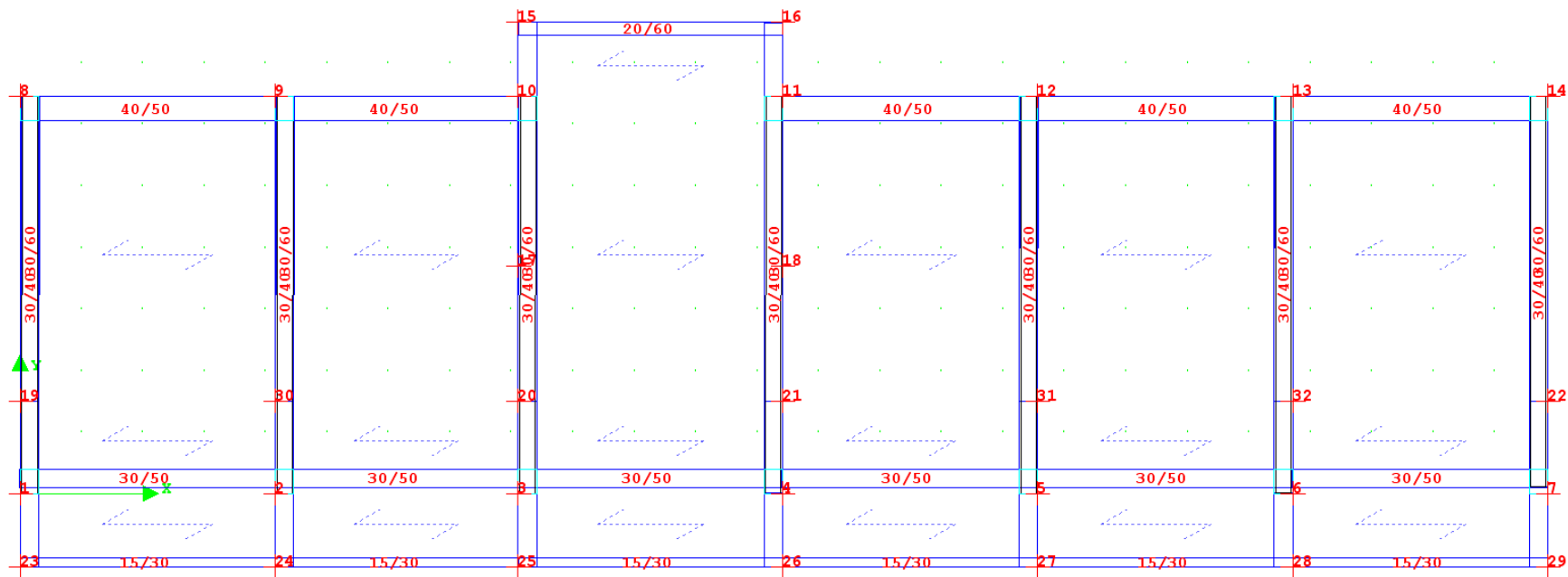
Modellazione dello stato di fatto



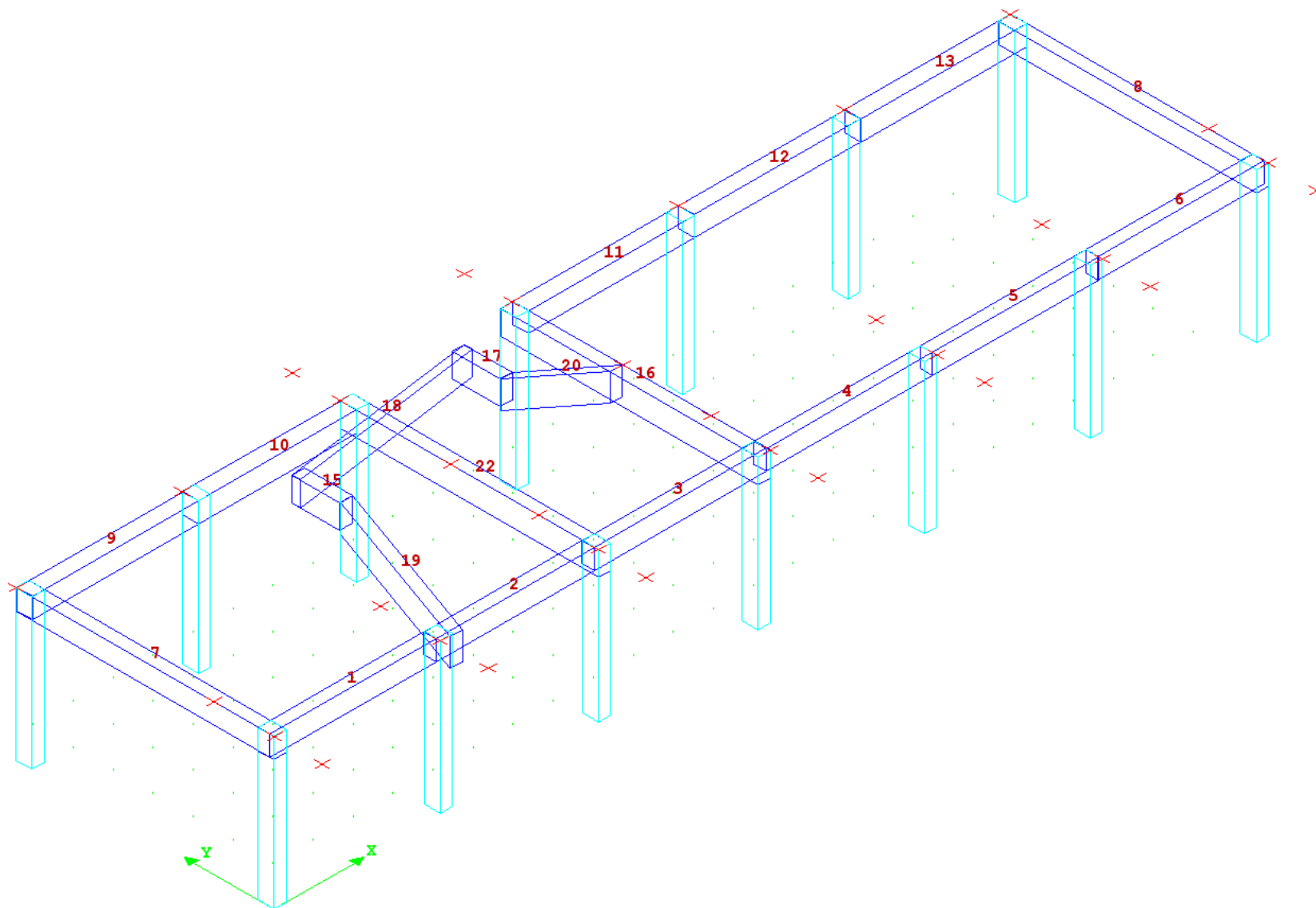
numerazione fili primo impalcato



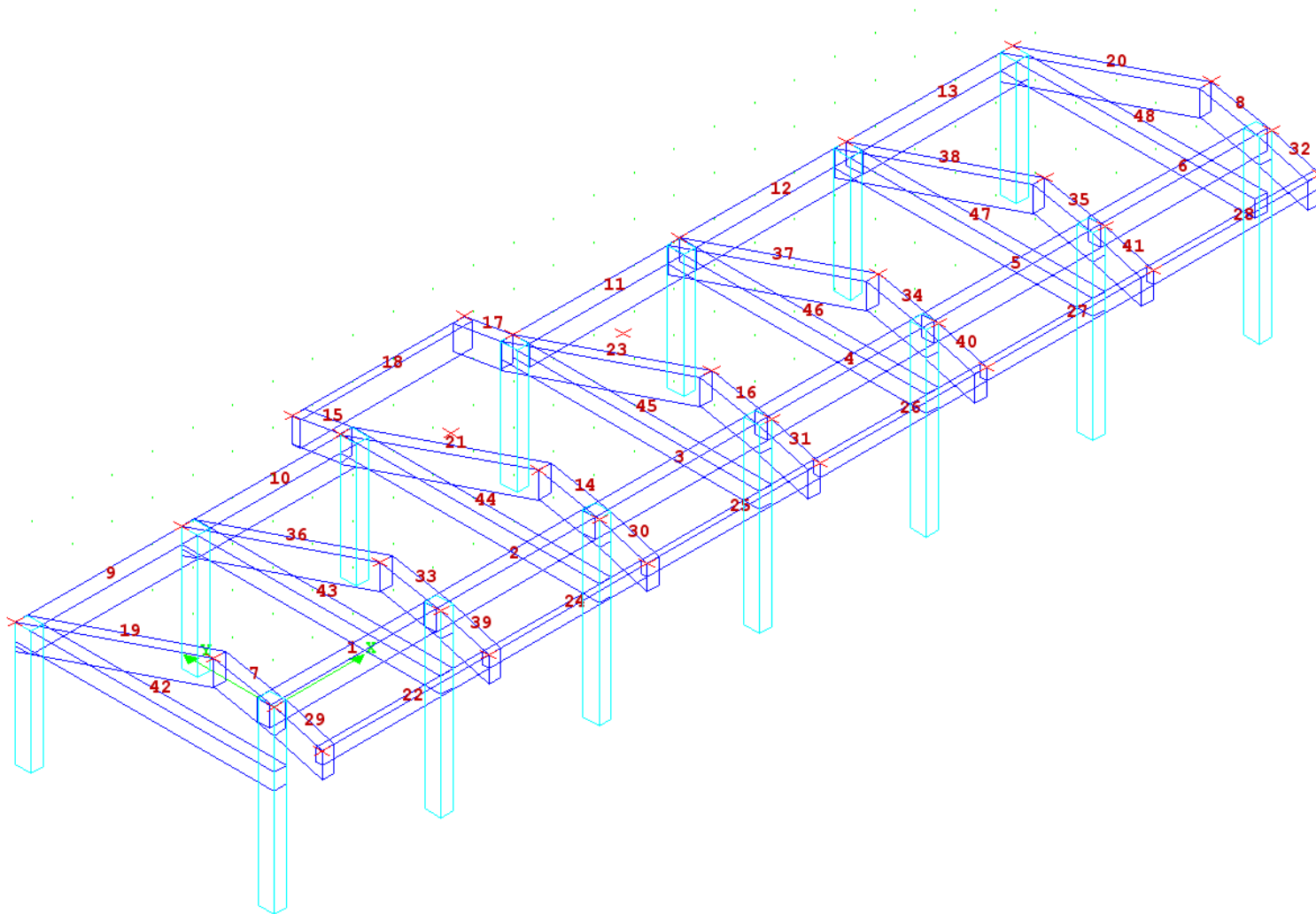
numerazione fili secondo impalcato



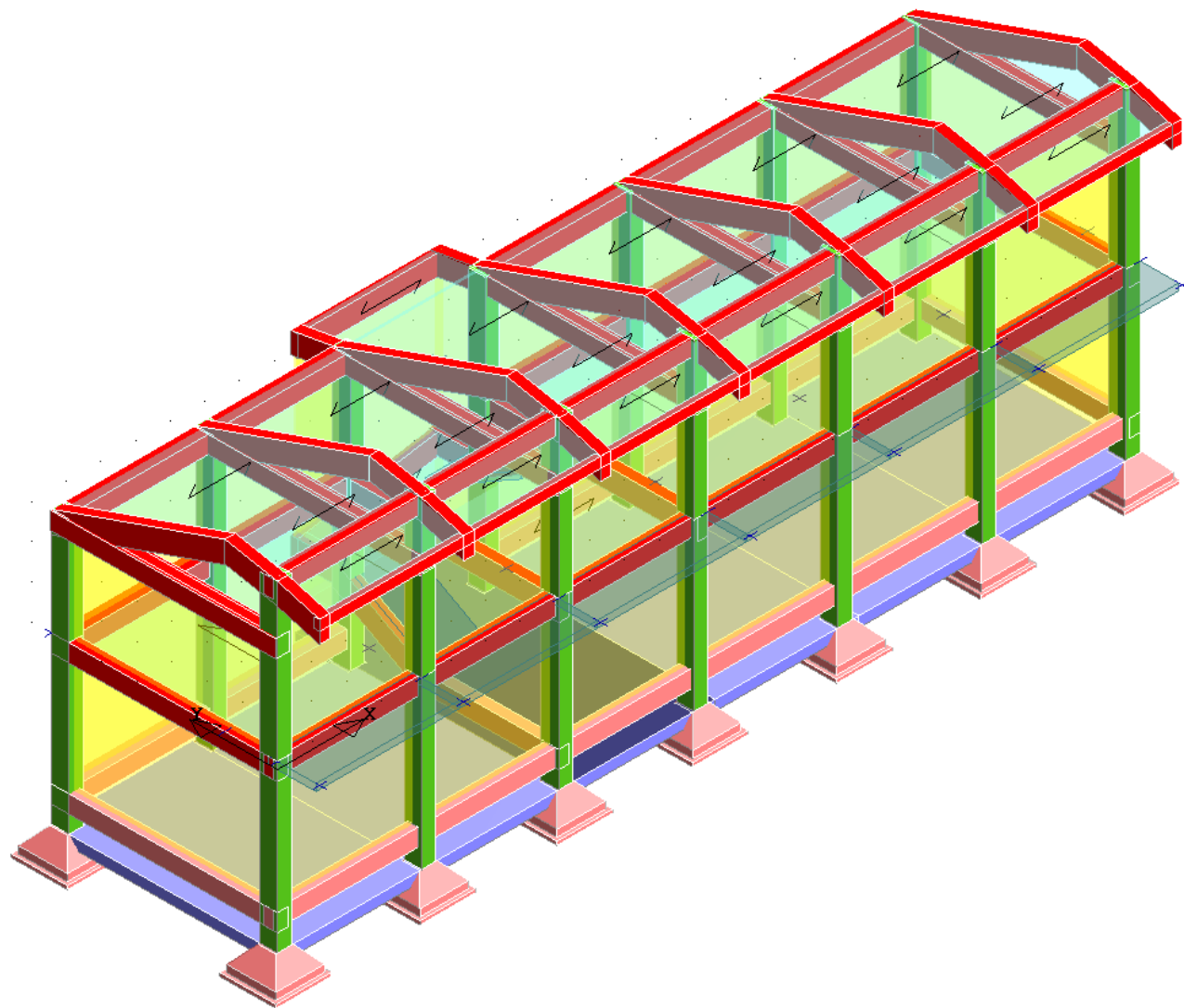
numerazione travi primo impalcato



numerazione travi secondo impalcato



Modellazione dello stato di progetto



Descrizione delle indagini effettuate e livello di conoscenza

Per valutare la resistenza del calcestruzzo sono state eseguite prove distruttive dalla società Dimms Control. Il fascicolo delle prove è parte integrante della presente relazione.

Le indagini eseguite sono state finalizzate al raggiungimento di un **livello di conoscenza LC2**, con **fattore di confidenza FC = 1,2**. Si riporta, di seguito, la descrizione rilevabile dalla circolare n. 617 del 2/2/2009.

Livello di conoscenza LC2:

Geometria: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso viene effettuato un rilievo visivo a campione per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

Dettagli costruttivi: i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso viene effettuata una limitata verifica in situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Proprietà dei materiali: informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili in base ai disegni costruttivi o ai certificati originali di prova, o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso sono anche eseguite limitate prove in-situ; se i valori ottenuti dalle prove in-situ sono minori di quelli disponibili dai disegni o dai certificati originali, sono eseguite estese prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

Per quanto riguarda la **geometria**, nel caso specifico, sono disponibili i disegni originari, integrati con un rilievo geometrico completo, facilitato dalla regolarità della struttura.

Per i **dettagli costruttivi**, sono state eseguite prove pacometriche, al fine di verificare la presenza delle armature e confrontarla con i disegni originari.

Per quanto riguarda la **resistenza dei materiali**, non si dispone dei certificati originari di prova, né vi sono indicazioni progettuali sulla resistenza dei materiali.

Al fine di ottenere un livello di conoscenza LC2, disponendo di informazioni estremamente limitate, sono state eseguite prove estese (Tabella C8A.1.2).

Per la definizione di “prove estese”, si fa riferimento alla Tabella C8A.1.3a – *Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.*, che prevede almeno 2 provini di cls. per 300 m² di piano dell’edificio e almeno due campioni di ferro per piano.

Sono state prelevate otto carote, quattro al piano terra e quattro al primo piano, e quattro barre di ferro, due per piano.

Di seguito si riportano le tabelle con i *risultati delle prove a compressione sulle carote*:

Provino	Resistenza (N/mm ²)
C1	30.04
C2	25.83
C3	25.46
C4	26.86
C5	30.65
C6	28.66
C7	24.12
C8	29.23

Resistenza media: 27.61

C8.7.2 circolare n. 617 del 2/2/2009

Resistenza media in opera: kg/cm² 276

$$f_{ck} = \text{resistenza media}/FC = 267/1,20 = \text{kg/cm}^2 \quad 230$$

$$\text{Valore di calcolo } f_{cd} = f_{ck}/\gamma_M = 230/1,5 = \text{kg/cm}^2 \quad 153$$

Il valore di calcolo è stato ottenuto impiegando anche il coefficiente di sicurezza γ_M .

Risultati delle prove sulle barre metalliche:

Acciaio	Resistenza (N/mm ²)
A1	448.59
A2	412.29
A3	462.18
A4	459

Resistenza media: 445.61

Resistenza media in opera: kg/cm² 4456,10

$$f_{ck} = \text{resistenza media}/FC = 4456/1,20 = \text{kg/cm}^2 \quad 3713$$

$$\text{Valore di calcolo } f_{cd} = f_{ck}/\gamma_M = 3713/1,15 = \text{kg/cm}^2 \quad 3228$$

Il valore di calcolo è stato ottenuto impiegando anche il coefficiente di sicurezza γ_M .

Descrizione degli interventi e del livello di progettazione

Avendo riscontrato una notevole carenza delle prestazioni antisismiche, dovute soprattutto alla scarsa armatura dei pilastri, considerate anche le modeste dimensioni della loro sezione, l'intervento in progetto prevede innanzitutto un ringrosso dei pilastri per tutta la loro altezza, con incamiciatura in c.a. e l'inserimento di staffe e barre longitudinali, nonché la calastrellatura con angolari e piatti in acciaio dei tratti terminali dei pilastri e il confinamento dei nodi con angolari e piatti in acciaio.

Il ringrosso determina sezioni 50x50. Ai sensi della Circolare n. 617 del 2/2/2009 gli elementi incamiciati sono stati considerati monolitici, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e quello nuovo. Sempre ai sensi della Circolare, si è trascurato il fatto che lo sforzo assiale dovuto ai carichi verticali già applicati grava sulla sola porzione di calcestruzzo preesistente.

Per le armature di progetto nei pilastri si sono considerate le proprietà dell'acciaio B450C. A vantaggio di sicurezza, nei pilastri della condizione di progetto si sono trascurate le armature preesistenti.

Si è previsto un ringrosso in c.a. delle travate longitudinale del primo impalcato, con l'aggiunta di barre metalliche.

Per quanto riguarda le fondazioni, è disposto l'inserimento di una piastra in cemento armato, alta cm 30, al disopra dei plinti.

Nella relazione di calcolo sono riportati i risultati dell'analisi dello stato di progetto tenendo conto dei ringrossi effettuati. Nella relazione geotecnica e sulle fondazioni le verifiche sono svolte tenendo conto della presenza della piastra in c.a., integrata nella modellazione.

Il livello di progettazione può definirsi esecutivo, sia per l'approfondimento della conoscenza della struttura esistente, sia per il tipo di descrizione degli interventi in progetto.

Sintesi dei risultati pre e post intervento e indicatori di rischio sismico

Per quanto riguarda le verifiche sismiche, in base al DM 14/1/2008, punto 7.8.1.6, nel caso di analisi statica non lineare, la verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo della costruzione e la domanda di spostamento.

Nei riepiloghi tabellari sono riportati anche i coefficienti di sicurezza $PGALV/PGA10\%$.

$PGALV$ rappresenta la PGA corrispondente all'evento sismico che provoca il raggiungimento della capacità per lo stato limite di Salvaguardia della Vita. Prestazione definita dal raggiungimento della resistenza nel piano del primo pannello in muratura.

$PGA10\%$ rappresenta la PGA al bedrock del sisma atteso nel sito con la probabilità prevista per lo stato limite di salvaguardia della vita.

Negli stessi tabulati con i risultati generali sono anche riportati i valori del rapporto capacità/domanda espressi con il parametro $R_{CD} = (TR,C/TR,D)^a$, con $a=0,41$. Tali valori sono stati calcolati con riferimento alle linee guida nazionali e sono riportati, in ciascuna tabella, nell'ultima riga.

Dai tabulati relativi ai risultati generali dell'analisi non lineare è risultato, per lo *stato di fatto*, allo SLV, considerando la classe d'uso IV:

$$R_{CD} = (TR,C/TR,D)^a = 0,171$$

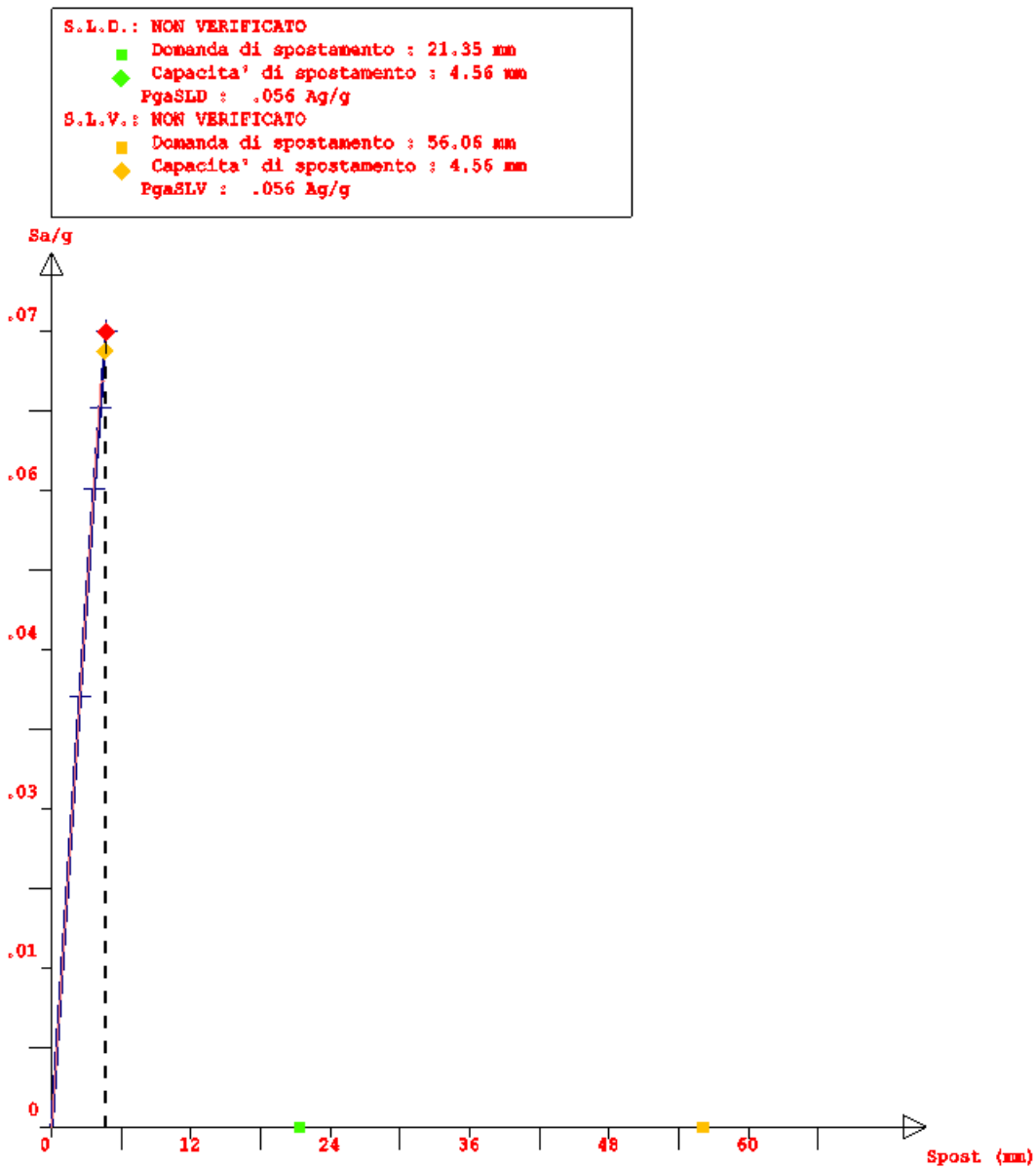
corrispondente alla curve di pushover n. 3 (la più penalizzante)

Si riportano, di seguito, i risultati generali della push – over n. 3:

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	3 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	4	Numero passi significativi	4
Massa SDOF (t)	330.00	Taglio alla base max. (t)	31.06
Coeff. Partecipazione	1.23	Resistenza SDOF (t)	23.62
Rigidezza SDOF (t/m)	5588.51	Spostam. Snervam. SDOF mm	4
Periodo SDOF (sec)	0.49	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	1.846	Fattore struttura	1.095
Coeff Smorzam.Equival.	8.000	Duttilita	1.112
STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	21.360	Spostamento mm	4.566
S.L. Danno	NON VERIFICA	Numero passo precedente	3
PgaLD/g	0.056	PgaLD/Pga 63%	0.557
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	4.96	Asta3D Nro	
-----		TrCLD	13.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	0.430
STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	56.062	Spostamento mm	4.566
S.L. Salvaguardia Vita	NON VERIFICA	Numero passo precedente	3
PgaLV/g	0.056	PgaLV/Pga 10%	0.219
Rapporto $q^*=F_e/F_y$	11.45	Asta3D Nro	10
-----		TrCLV	13.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	0.171

Diagramma ADSR pushover n. 3 – stato di fatto

Push-Over Nro: 3



Dal diagramma ADSR è evidente il comportamento fragile della struttura. Dai risultati generali delle pushover si nota anche la maggiore debolezza della struttura in direzione trasversale, dovuta alla presenza di una sola campata.

Per la *configurazione di progetto*, è risultato:

$$R_{CD} = (TR,C/TR,D)^a = 1,484$$

Per le condizioni di progetto la verifica sismica ha inoltre verificato la corrispondenza delle prestazioni a quelle previste dal DM 14/1/2008, per gli stati limite SLO, SLD e SLV.

Si riporta, a titolo di esempio, stralcio dei risultati corrispondenti alla push n. 3

RISULTATI GENERALI PUSH-OVER			
PUSH-OVER N.ro	3 -	DISTRIB. FORZE SECONDO DEFORMATA MODALE	
Angolo Ingr. Sisma (Grd)	90	Numero collassi totali	1
Numero passo Resist.Max.	61	Numero passi significativi	61
Massa SDOF (t)	322.17	Taglio alla base max. (t)	255.51
Coeff. Partecipazione	1.33	Resistenza SDOF (t)	185.55
Rigidezza SDOF (t/m)	9062.59	Spostam. Snervam. SDOF mm	20
Periodo SDOF (sec)	0.38	Rapporto di incrudimento	0.000
Rapporto Alfau/alfa1	6.812	Fattore struttura	5.252
Coeff Smorzam.Equival.	32.000	Duttilita	7.431
STATO LIMITE DI OPERATIVITA'			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	9.720	Spostamento mm	11.785
S.L. Operativita'	VERIFICATO	Numero passo precedente	25
PgaLO/g	0.094	PgaLO/Pga 81%	1.204
Rapporto q*=Fe/Fy	0.47	TrCLO	87.000
-----		(TrCLO/TDLO)^a	1.165

STATO LIMITE DI DANNO			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	12.611	Spostamento mm	13.619
S.L. Danno	VERIFICATO	Numero passo precedente	28
PgaLD/g	0.108	PgaLD/Pga 63%	1.078
Rapporto q*=Fe/Fy	0.62	Asta3D Nro	34
-----		TrCLD	117.000
-----		(TrCLD/TDLD)^a	1.062

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA			
DOMANDA		CAPACITA'	
Spostamento mm	33.577	Spostamento mm	108.003
S.L. Salvaguardia Vita	VERIFICATO	Numero passo precedente	58
PgaLV/g	0.351	PgaLV/Pga 10%	1.382
Rapporto q*=Fe/Fy	1.42	Asta3D Nro	22
-----		TrCLV	2475.000
-----		(TrCLV/TDLV)^a	1.484

Diagramma ADSR pushover n. 3 - progetto

Push-Over Nro: 3

S.L.O.:	
■	Domanda di spostamento : 9.72 mm
◆	Capacità di spostamento : 11.78 mm
	PgaSLO : .094 Ag/g
S.L.D.:	
■	Domanda di spostamento : 12.61 mm
◆	Capacità di spostamento : 13.61 mm
	PgaSLD : .108 Ag/g
S.L.V.:	
■	Domanda di spostamento : 33.57 mm
◆	Capacità di spostamento : 108 mm
	PgaSLV : .351 Ag/g

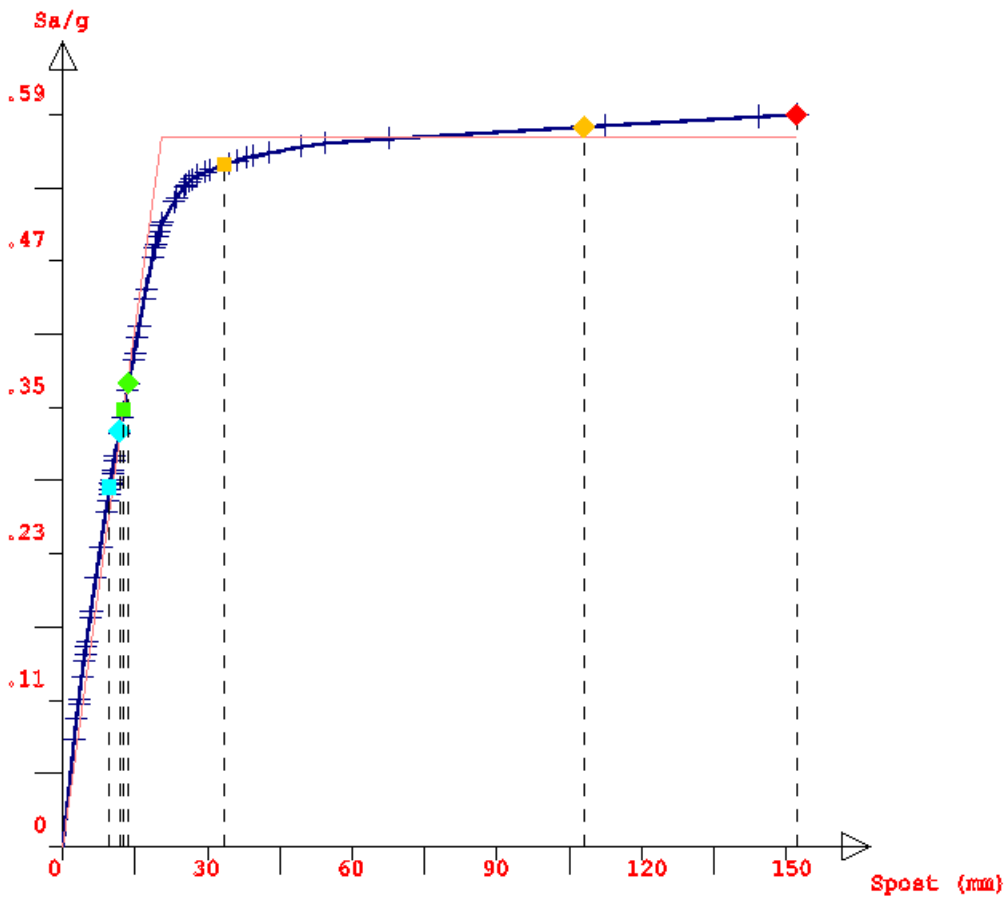
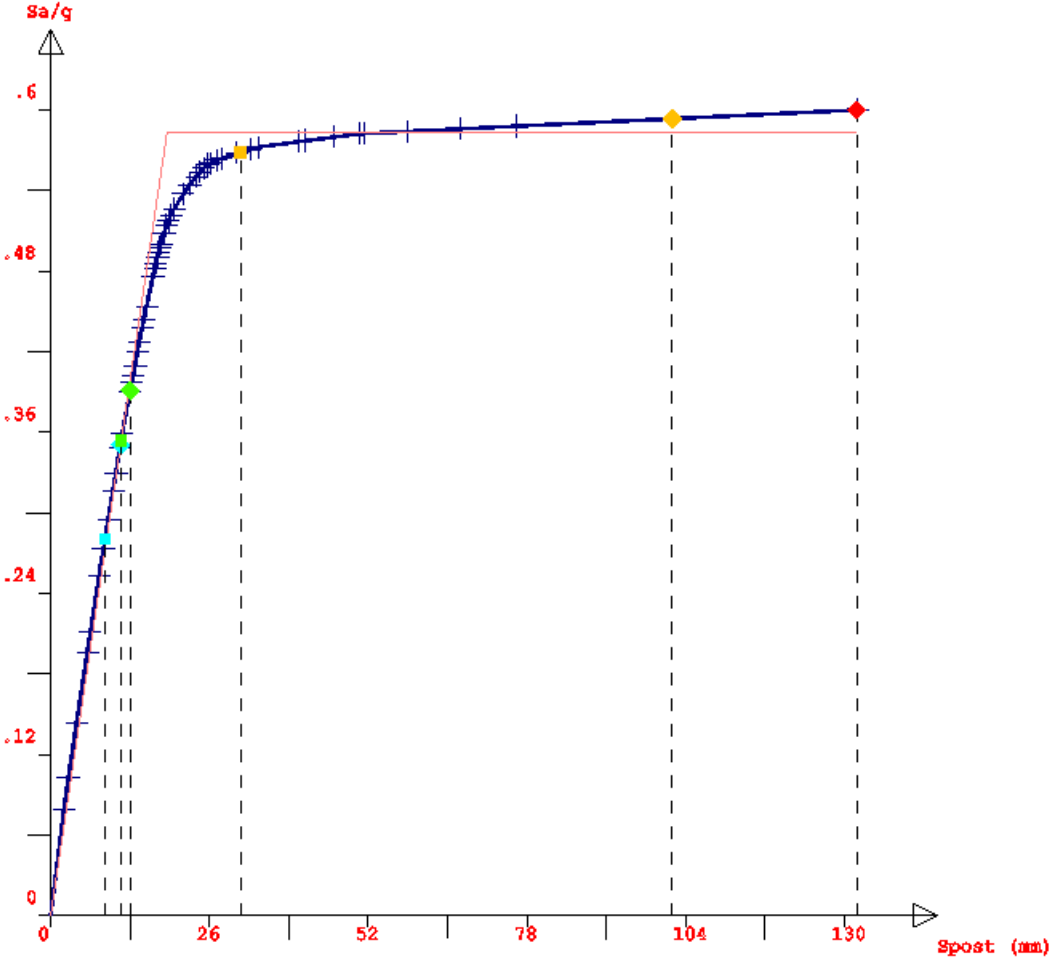


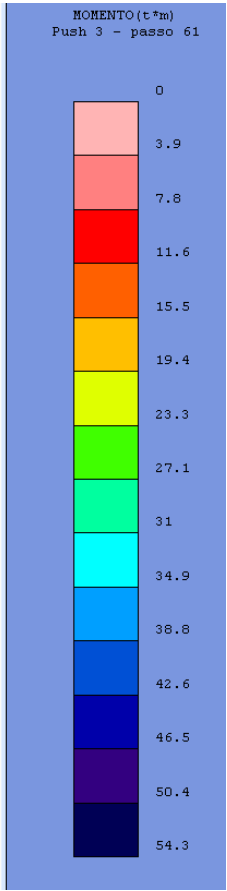
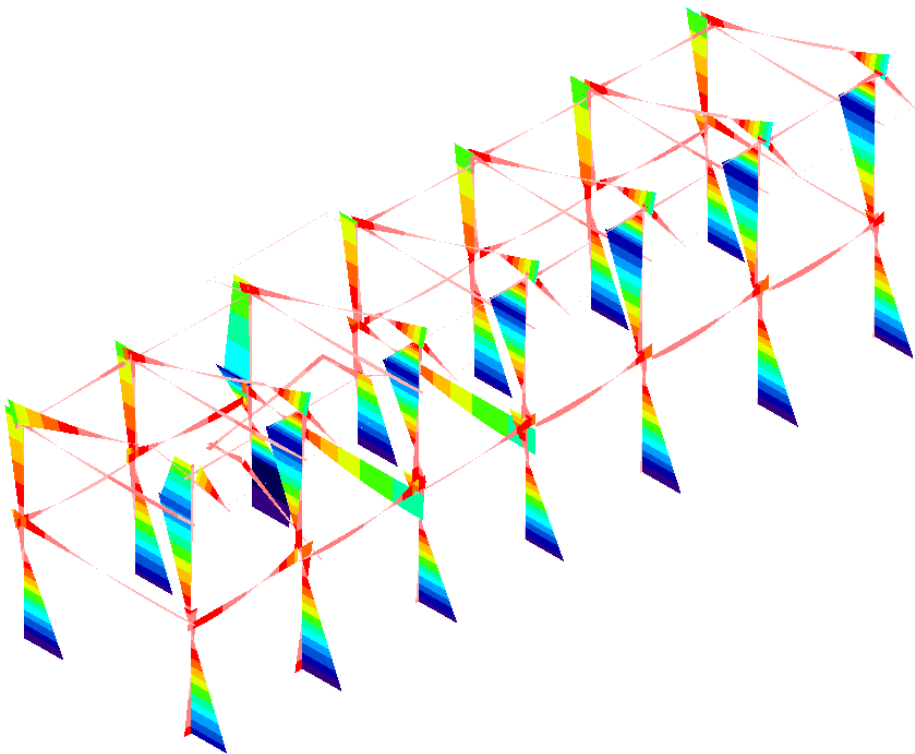
Diagramma ADSR pushover n. 4 - progetto

Push-Over Nro: 4

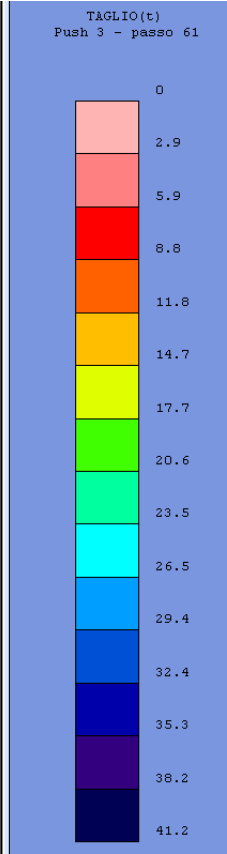
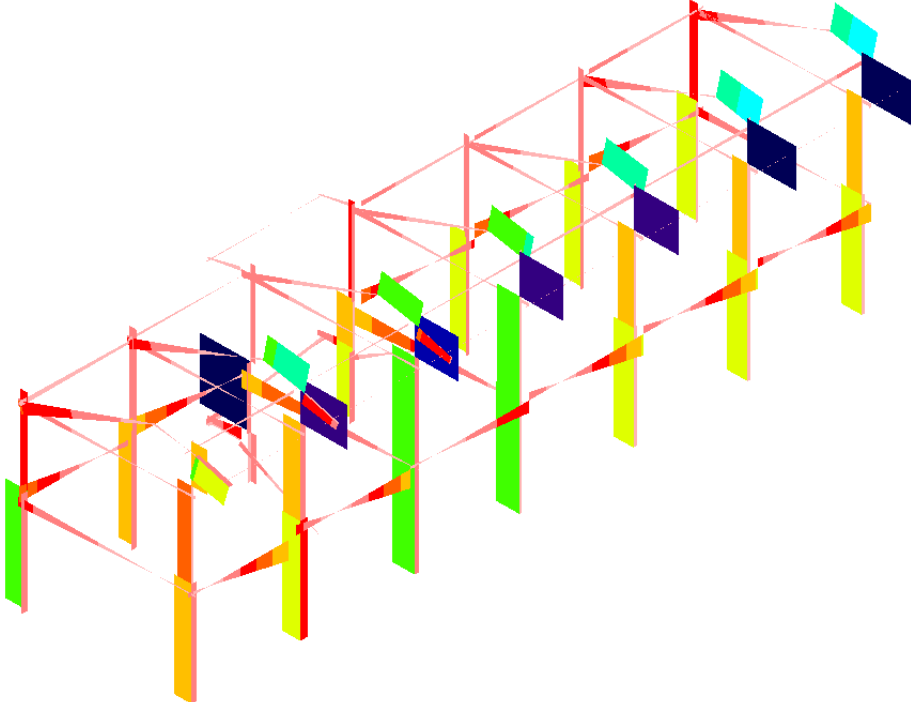
S.L.O.:	
■	Domanda di spostamento : 8.89 mm
◆	Capacita' di spostamento : 11.39 mm
	PgaSLO : .099 Ag/g
S.L.D.:	
■	Domanda di spostamento : 11.53 mm
◆	Capacita' di spostamento : 13 mm
	PgaSLD : .112 Ag/g
S.L.V.:	
■	Domanda di spostamento : 31.07 mm
◆	Capacita' di spostamento : 101.82 mm
	PgaSLV : .351 Ag/g



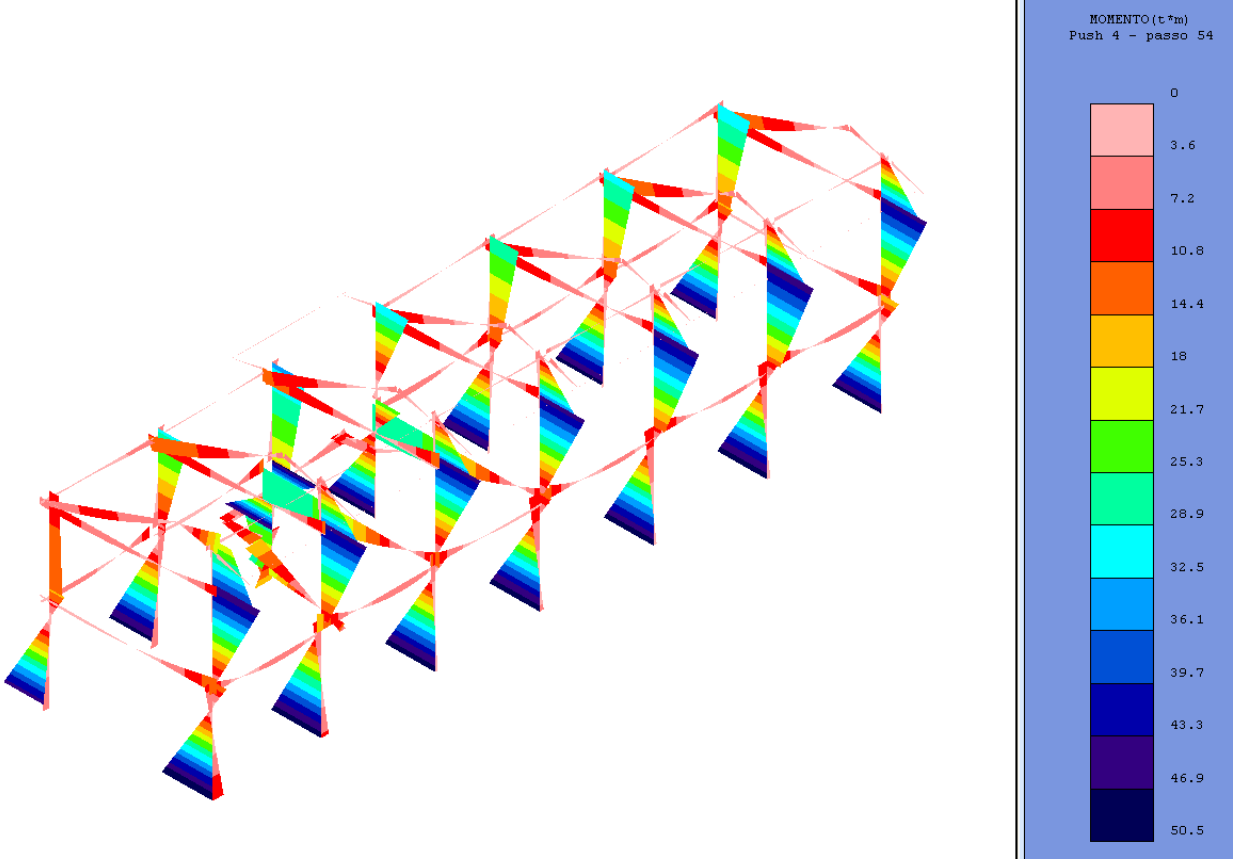
Diagrammi dei momenti pushover n. 3 - progetto



Diagrammi dei tagli pushover n. 3 - progetto



Diagrammi dei momenti pushover n. 4 - progetto



Diagrammi dei tagli pushover n. 4 - progetto

