



COMUNE DI FANO
PROVINCIA DI PESARO E URBINO



**ISTITUTO COMPRENSIVO
"MATTEO NUTI"**

**PROGETTO
ESECUTIVO**



**STUDIO DI INGEGNERIA
SCIAMANNA**

DOTT. ING. SERGIO SCIAMANNA

VIA LAGO TRASIMENO N° 6 - 61045 PERGOLA PU

TEL / FAX: 0721 736763 E-MAIL: sciamanna@tin.it
CELL: +39 335 562292 Pec: sergio.sciamanna@ingpec.eu
P.IVA: 00995720414 www.studioingegneriasciamanna.it

IL TECNICO
Dott. Ing. Sergio Sciamanna

Oggetto:

**PROGETTO DI ADEGUAMENTO SISMICO
DELL'ISTITUTO COMPRENSIVO "MATTEO NUTI" DI FANO
IN VIA REDIPUGLIA N.5**

Elaborato:

Relazione tecnica illustrativa

3

Febbraio 2017

INDICE

Premessa	(Pag.02)
Capitolo 1- Documentazione esistente	(Pag.03)
Capitolo 2 - Conoscenza del manufatto	(Pag.12)
Capitolo 3 - Indagini in situ	(Pag.14)
3.1 - Sui terreni per la caratterizzazione dei suoli	(Pag.14)
3.2 - Sull' edificio per l'acquisizione del livello di conoscenza, del fattore di confidenza e delle proprietà dei materiali	(Pag.15)
3.2.1 - Progetto simulato	(Pag.18)
3.2.1.1 - Progetto simulato dei pilastri	(Pag.21)
3.2.1.2 - Progetto simulato della trave di fondazione	(Pag.23)
3.2.1.3 - Progetto simulato delle travi	(Pag.23)
3.2.2 - Caratteristiche dei materiali utilizzati nel calcolo	(Pag.24)
3.3 - Sui solai per l'idoneità statica	(Pag.28)
3.4 - Sul mantenimento della funzionalità degli impianti	(Pag.29)
3.5 - Valutazione critica dei risultati delle indagini	(Pag.29)
Capitolo 4 - Valutazione della sicurezza	(Pag.30)
Capitolo 5 - Vita nominale - classi d'uso e periodo di riferimento	(Pag.31)
Capitolo 6 - Azioni sulla costruzione	(Pag.31)
6.1 - Combinazione delle azioni	(Pag.32)
6.2 - Analisi dei carichi	(Pag.34)
6.3 - Determinazione dell'azione azione simica	(Pag.38)
6.4 - Determinazione dell'azione del vento	(Pag.43)
6.5 - Determinazione dell'azione della neve	(Pag.43)
6.6 - Determinazione dell'azione della temperatura	(Pag.43)
6.7 - Determinazione delle azioni eccezionali	(Pag.43)
Capitolo 7 - Criteri generali di valutazione della vulnerabilità per azioni sismiche	(Pag.43)
7.1 - Analisi di regolarità	(Pag.43)
7.2 - Classificazione degli elementi strutturali	(Pag.44)
7.3 - Valutazione della vulnerabilità statica	(Pag.45)
7.4 - Valutazione dell'idoneità statica dei solai	(Pag.47)
Capitolo 8 - Aspetti ulteriori per la valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato	(Pag.47)
8.1 - Presenza di elementi strutturali secondari	(Pag.47)
8.2 - Presenza di elementi costruttivi senza funzione strutturale sismicamente rilevanti	(Pag.48)
8.3 - Modellazione di tamponature in grado di influenzare la risposta sismica di un edificio in c.a.	(Pag.48)
Capitolo 9 - Modellazione della struttura	(Pag.49)
Capitolo 10- Input di calcolo	(Pag.52)
Capitolo 11 - Metodi di analisi e criteri di ammissibilità	(Pag.52)
Capitolo 12 - Output di calcolo	(Pag.57)
Capitolo 13 - Verifiche di vulnerabilità	(Pag.57)
Capitolo 14 - Determinazione dell'indicatore di rischio prima e dopo dell'intervento	(Pag.104)
Relazione sui materiali	(Pag.108)

PREMESSA

Il Dirigente del Settore Servizi LL.PP. ed Urbanistica del Comune di Fano in data 10.09.2015 ha incaricato il sottoscritto di eseguire le verifiche di vulnerabilità sismica dell'Istituto Comprensivo "Matteo Nuti" sito in Fano Via Redipuglia n. 5.

In base agli esiti della verifica sismica è risultato un indicatore di rischio che impone un tempo di intervento (Tint) pari a sette anni, inteso come periodo entro il quale attivare il rimedio all'inadeguatezza sismica riscontrata.

Per tale motivo il sottoscritto è stato incaricato per la redazione del progetto di adeguamento sismico dell'edificio scolastico.

La struttura è stata verificata nelle condizioni attuali, prima dell'intervento i cui risultati hanno permesso di identificare le carenze e il livello di azione sismica per cui viene raggiunto lo SLU.

Si è deciso pertanto di eseguire i seguenti interventi di adeguamento sismico delle strutture alla normativa vigente (D.M. 14.01.2008):

- 1) Adeguamento del giunto tra i due fabbricati costituenti il complesso scolastico mediante il taglio di solette in calcestruzzo esistenti;
- 2) Rinforzo di travi e pilastri al fine di renderli idonei a sostenere le azioni statiche e dinamiche previste dal D.M. 14.01.2008 mediante un sistema di rinforzo (placcaggio di confinamento) composto da innovative matrici minerali, nuovi tessuti di fibre di acciaio galvanizzato ad altissima resistenza e reti di fibre naturali di basalto abbinata a trefoli in acciaio Inox che presentano prestazioni meccaniche superiori rispetto ai sistemi in fibra di carbonio-vetroaramide e matrici di resina epossidica. Tale sistema è indicato per il rinforzo a taglio delle sezioni. Nei casi di necessità di incremento di resistenza a compressione nei pilastri è stato progettato un rinforzo attraverso una incamiciatura con aumento di sezione e disposizione di armatura integrativa.
- 3) Eliminazione della potenziale rottura a taglio dei pilastri che per la presenza di tamponamenti parziali li rendono tozzi. Si provvederà al taglio della tamponatura per uno spessore minimo di 4 cm. dall'interno lasciando esternamente uno spessore a contatto con il pilastro di larghezza massima 5 cm. Il taglio eseguito verrà colmato con elemento in EPS opportunamente sagomato e rasato esternamente. Per evitare il ribaltamento del pannello si disporranno connettori collegati ai pilastri in grado di assorbire il taglio dovuto all'azione sismica, annegati in un intonaco retinato posto a cavallo dello spazio di separazione tra i pilastri e la tamponatura.
- 4) Eliminazione di pilastri tozzi mediante l'inserimento di travi di raccordo tra le travi del piano terra poste a quote leggermente diverse;
- 5) Trattamento strutturale degli elementi che presentano fessurazione per ossidazione del ferro.

- 6) Rinforzo di parti di solaio che potenzialmente possono sfondellare per la presenza di lesioni dovute all'ossidazione del ferro.
- 7) Opere edili connesse all'intervento strutturale di adeguamento sismico, quali demolizioni e ricostruzione di tramezzi, riprese di intonaco, tinteggiature, demolizione e ricostruzione di pavimenti ecc.
- 8) Opere provvisorie necessarie all'esecuzione dell'intervento.

A seguito degli interventi sopra descritti si è eseguita una nuova verifica della struttura che ha permesso di determinare il livello di azione sismica per la quale viene raggiunto lo SLU. Tale livello risulta superiore a quello minimo previsto dal D.M. 14.01.2008 e pertanto la struttura risulta adeguata sismicamente.

La presente relazione è stata redatta in conformità alla D.G.R. n. 1168 del 26.07.2010 "Linee di indirizzo per la stesura della relazione tecnica per le verifiche di vulnerabilità di edifici esistenti ai sensi del D.M. 14.01.2008 e della Circolare n. 617/2009".

CAPITOLO 1 – DOCUMENTAZIONE ESISTENTE

Ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante eseguire una analisi storico-critica ricostruendo il processo di realizzazione e le successive modifiche subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato da un punto di vista tecnico e amministrativo.

Per reperire la documentazione esistente del fabbricato ed in particolare notizie sul progetto strutturale della Scuola Media "Matteo Nuti" si è eseguita una ricerca presso l'archivio del Comune di Fano e presso l'archivio della Prefettura di Pesaro.

Dalla ricerca effettuata è scaturito che il fabbricato è stato realizzato in due stralci in base ad un progetto architettonico generale redatto dall'Ing. Travostini Antonio.

La parte posta sul lato destro rispetto all'ingresso costituente il primo stralcio è stata realizzata negli anni 1971 e 1972 dalla Ditta Palazzi Giulio di Fano, in base al progetto strutturale delle opere in c.a. redatto dall'Ing. Giuseppe Giovanetti di Pesaro e in base alle indicazioni del Direttore dei Lavori Ing. Travostini Antonio.

La denuncia preliminare all'inizio dei lavori di realizzazione del primo stralcio prevista dal R.D.L del 16.11.1939 n. 2229 risulta essere stata presentata dal costruttore presso la Prefettura di Pesaro in data 17.12.1970.

In base all'incarico Prefettizio n. 768 del 24.03.1971 fu nominato in qualità di Ispettore delle opere in c.a. l'Ing. Teodoro Benini che in data 28.07.1972 ha redatto la relazione sulle visite di controllo.

Da tale relazione si ricava che le opere risultavano eseguite completamente anche nelle finiture e che le stesse risultavano ben eseguite e non presentavano difetti o anomalie.

La stessa relazione contiene una descrizione sommaria delle strutture portanti che si riporta integralmente: *"Fondazioni su travi rovesce disposte lungo il perimetro del fabbricato e*

internamente incrociate nei due sensi. Pilastrini in c.a. di sezione rettangolare o quadrata. Travi in c.a. di spessore 30 cm. e larghezza 120 cm. disposte in senso trasversale con mensole alle estremità per sorreggere gli sbalzi. Solai misti in laterizio e c.a., gettati in opera, dello spessore di cm. 19+4 con interasse tra i travetti di cm. 40. Soletta scale in c.a. alleggerita con forati. Parapetti perimetrali in c.a. di spessore cm. 12 e altezza cm. 90. Qualità e tipo di cemento impiegato: 730 della Italcementi di Senigallia. Certificato del Laboratorio dell'Università di Bologna n. 1993 in data 21.06.1971 per le prove eseguite sui cubetti di calcestruzzo. Esito favorevole.”

Il certificato di regolare esecuzione relativo ai lavori del primo stralcio è stato redatto in data 25.01.1973 dal direttore dei lavori Ing. Antonio Travostini a seguito della visita tenutasi il medesimo giorno alla presenza del tecnico dell'Impresa Sig. Palazzi Piergiorgio e del Capo dell'Ufficio Tecnico Comunale Ing. Vittorio Luzi.

Il collaudo strutturale è stato eseguito in data 05.06.1973 dal Capo dell'Ufficio Tecnico Comunale Ing. Vittorio Luzi.

I disegni esecutivi delle strutture riguardanti il primo stralcio dei lavori non risultano presenti né nell'archivio Comunale né nell'archivio della Prefettura ad eccezione di una tavola denominata “Pianta solaio tipo” redatta dall'Ing. Giovanetti Giuseppe in data 19.02.1971 presente nell'archivio Comunale, dalla quale è stato possibile ricavare le dimensioni geometriche dei pilastri e delle travi.

In data 29.01.1977 è stata redatta dal Capo dell'Ufficio Tecnico Comunale Ing. Vittorio Luzi la perizia per l'esecuzione del secondo stralcio dei lavori consistenti nella realizzazione della parte sinistra del fabbricato rispetto all'ingresso.

In archivio sono presenti i disegni delle armature delle travi, dei pilastri e delle scale relativi al secondo stralcio redatti dall'Ufficio Tecnico Comunale.

L'art. 4 del R.D.L. del 1939 n° 2229 prescriveva al costruttore l'obbligo di presentare alla Prefettura della Provincia una copia del progetto di massima prima dell'inizio dei lavori. Tale obbligo è decaduto il 05.01.1972 con l'entrata in vigore della Legge n. 1086 del 05.11.1971 pubblicata sulla Gazzetta Ufficiale n. 321 del 21.12.1971.

L'art. 4 della Legge 1086/71 impone l'obbligo della denuncia delle opere in c.a. presso il Genio Civile prima del loro inizio ad eccezione delle opere costruite per conto dello Stato o per conto delle regioni, delle province e dei Comuni, aventi un ufficio tecnico con a capo un ingegnere.

Si può quindi affermare con certezza dalle ricerche effettuate che la parte di fabbricato posta sul lato destro rispetto all'ingresso è stata progettata in base alle prescrizioni contenute nel R.D.L. 16/11/1939 n. 2229 di cui si riportano di seguito le prescrizioni più significative per i vari materiali ed elementi.

Caratteristiche del calcestruzzo per varie normative
Tipo di Sollecitazione

Normativa	Resistenza [kg/cm ²]	Compr.		Taglio		Controlli	
		$\frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{max}}$	$\frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{max}}$	$\frac{\tau_{c0}}{\sigma_{max}}$	$\frac{\tau_{c1}}{\sigma_{max}}$		
R.D. 2229/39 (val. medi)	Normale	≥120	29,2%	33,3%	3,3%	11,7%	1/125mc
	Alta res.	≥160	28,1%	31,3%	3,8%	10,0%	
	Contr. in cant.	180-225	33,3%	33,3%	2,7%	7,1%	
D.M. 30/05/72	(val. caratt.)	150-500	20-28%	29-40%	2,6-1,7%	9,3-48%	4/100mc min12
D.M. 26/03/80	“	“	“	“	“	“	2/100mc min6
D.M. 09/01/96	“	“	“	“	“	“	“

Caratteristiche dell'acciaio da cemento armato per varie normative

Normativa		Resistenza [kg/cm ²]		$\frac{\sigma_{amm}}{\sigma_{max}}$	Allung. a rottura	Controlli
		Rottura	Snervamento			
R.D. 2229/39	Acciaio dolce	4200-5000	≥2300	28-33%	20%	2/1000
	Acciaio semiduro	5000-6000	≥2700	33-40%	16%	
	Acciaio duro	6000-7000	≥3100	29-40%	14%	
D.M. 30/05/72	Barre lisce	3400-5000	2300-3200	35-32%	24-23	3 camp. (facoltativo se control. in stab.)
	Barre ader. migl.	4600-5500	3800-4400	48-40%	14-12	
D.M. 26/03/80	“	“	“	“	“	“
D.M. 09/01/96	“	“	“	“	“	“

Dati di progetto e verifica per gli elementi trave per varie normative

Normativa	Arm. Longit.	Arm. Trasversale	Verifiche	Coprifer.	Interfer.
R.D. 2229/39		50% Taglio staffe 50% Taglio piegati	n=6,8,10 Metodo T.A.	2 cm	min(2cm,φ)
D.M. 30/05/72	A _f =0,25% A _{sez.} (per barre lisce) A _f =0,15% A _{sez.} (per barre A.M.)		n=10,15 Metodo T.A. Calc. a rottura	2-4 cm	min(2cm,φ)
D.M. 26/03/80	“	A _{staffe} =3cm ² /m p _{staf} ≤ 0,8(alt. utile) p _{staf} ≤ 12φmin(appoggi)	n=15, Metodo T.A. Stati limite	“	“
D.M. 09/01/96	“	“	“	“	“

Dati di progetto e verifica per gli elementi pilastro per varie normative					
	Arm.Longit.	Arm.Trasversale	Verifiche	Coprif.	Interf.
R.D. 2229/39	0,8% fino a 2000cm ² 0,5% oltre 8000 cm ²	$P_{staf} = \min(1/2L_{min}, 10\phi_{min})$	n=6,8,10 Metodo T.A.	2 cm	min(2cm, ϕ)
D.M. 30/05/72	0,6-5% A_{cls} s.n. 0,3% A_{eff} $\phi_{min} = 12mm$	$P_{staf} = \min(15\phi_{min}; 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=10,15 Metodo T.A. Calc. a rottura	2-4 cm	min(2cm, ϕ)
D.M. 30/05/74	$\geq 0,6\%$ A_{cls} s.n. 0,3-5% A_{eff} $\phi_{min} = 12mm$	$P_{staf} = \min(15\phi_{min}; 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=10,15 Metodo T.A. Stati limite	“	“
D.M. 26/03/80	$\geq 0,8\%$ A_{cls} s.n. 0,3-6% A_{eff} $\phi_{min} = 12mm$	$P_{staf} = \min(15\phi_{min}; 25cm)$ $\phi_{min} = 6 mm$	n=15 Metodo T.A. Stati limite	“	“
D.M. 09/01/96	“			“	“

Dati di progetto e verifica per i solai realizzati in opera per varie normative				
	Dimensioni	Arm. Ripartizione	Verifiche	Copriфер.
R.D. 2229/39	H=max(L/30,8cm) Soletta min 4cm	$A_{rip} = 25\%$ $A_{principale}$	n=6,8,10 Metodo T.A.	Soletta 0,8cm Trav. = 2cm
D.M. 30/05/72	H=max(L/30,8cm) Soletta min 4cm	$A_{rip} = 20\%$ $A_{principale}$	n=10,15 Metodo T.A. Calcolo a rottura	Soletta 0,8cm Trav. = 2cm
D.M. 27/07/85	H=max(L/25,12cm) Soletta min 4cm		n=15 Metodo T.A. Stati limite	“
D.M. 09/01/96	“			“

Nel R.D.L. del 1939 n° 2229 si estende al costruttore l'obbligo di presentare alla prefettura della provincia una copia del progetto di massima. La norma stabilisce un fuso granulometrico per la scelta degli inerti da usare per la realizzazione del conglomerato, introduce il rapporto acqua/cemento da ritenersi costante e da confermare mediante prove su travetti e su cubi, ribadisce la necessità di prelevare i campioni direttamente in cantiere e ne stabilisce la quantità di prove.

E' importante notare che con tale norma l'aumento delle prove porta a ridurre il coefficiente di sicurezza adottando una resistenza cubica a compressione che deve risultare superiore a tre volte il carico ammissibile adottato nei calcoli e comunque mai inferiore a 120 kg/cm² per conglomerati di cemento normale, ed a 160 kg/cm² per conglomerati di cemento ad alta resistenza od alluminosi.

Per quanto attiene le barre di armatura si consente l'utilizzo di acciaio dolce, semiduro e duro; imponendo un carico di rottura per trazione compreso tra 42 e 50 kg/mm² per l'acciaio dolce, tra 50 e 60 kg/mm² per il semiduro e tra 60 e 70 kg/mm² per quello duro, con un allungamento in percentuale rispettivamente di 20% , 16 % e 14 % ; è interessante notare che si parla anche di carico di snervamento imponendone un limite pari rispettivamente a 23 kg/mm² per l'acciaio dolce, 27 kg/mm² per l'acciaio semiduro e 31 kg/mm² per l'acciaio duro. Per le legature o staffe di pilastri si consente l'impiego di acciaio dolce con carico di rottura compreso tra 37 e 45 kg/mm², senza fissarne il limite inferiore di snervamento.

Il carico di sicurezza del conglomerato, nella sollecitazione di pressione semplice è implementato e distinto per tipo di legante usato secondo la tabella I.1.1, mentre quello da adottarsi nelle sollecitazioni di flessione e presso-flessione è riportato nella tabella I.1.2.

Tabella I.1.1. Carico di sicurezza per sollecitazioni di pressione semplice

Conglomerato	σ_c kg/cm ²	$\sigma_{rottura}$ minimo kg/cm ²
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)	35	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	45	160
Quando sia eseguita la determinazione preventiva della resistenza cubica a 28 giorni, e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro.	$\frac{\sigma_{res+28}}{3}$	
Mai superiore a	60	180

Tabella I.1.2. Carico di sicurezza per sollecitazioni di flessione e presso-flessione

Conglomerato	σ_c kg/cm ²	$\sigma_{rottura}$ minimo Kg/cm ²
Conglomerato di cemento idraulico normale (Portland)	40	120
Conglomerato di cemento ad alta resistenza ed alluminoso	50	160
Quando sia eseguita la determinazione preventiva della resistenza cubica a 28 giorni, e questa venga costantemente controllata durante l'esecuzione del lavoro.	$\frac{\sigma_{res+28}}{3}$	
Mai superiore a	75	225

Per i conglomerati di resistenza cubica σ_{res+28} maggiore di 225 kg/cm² la norma permette di esulare dalle tabelle prima menzionate, quando il calcolo sia eseguito secondo i metodi rigorosi della scienza delle costruzioni e sia tenuto conto di tutte le cause di sollecitazione (forze applicate, variazioni termiche e ritiro del conglomerato), determinando il carico di sicurezza con la seguente formulazione:

$$\sigma_c = 75 + \frac{\sigma_{res+28} - 225}{9} \text{ kg/cm}^2$$

Il carico di sicurezza per le sollecitazioni di taglio è elevato a 4 kg/cm² per i conglomerati di cemento idraulico normale (Portland), d'altoforno o pozzolanico ed a 6 kg/cm² per i conglomerati di cemento ad alta resistenza o alluminosi. Per sollecitazioni taglienti che superano detti limiti rimane la necessità di armare a taglio e di non superare la tensione massima tangenziale di 14 kg/cm² per i conglomerati normali, d'altoforno e pozzolanici e di 16 kg/cm² per quelli ad alta resistenza o alluminosi. Si introduce inoltre la necessità di far assorbire almeno la metà degli sforzi tangenziali alle staffe e la rimanente parte ai ferri piegati (sagomati).

Il carico di sicurezza delle armature metalliche sollecitate a trazione è elevato a 1400 kg/cm² per l'acciaio dolce ed a 2000 kg/cm² per l'acciaio semiduro e duro.

L'uso di carichi di sicurezza più alti è affiancato alle seguenti limitazioni sul conglomerato:

- Resistenza minima del conglomerato di 160 kg/cm² per tensioni di 1400 kg/cm²;

- Conglomerati ad alta resistenza con carico di rottura cubico di 160 kg/cmq fino alla tensione di 1800 kg/cmq nelle sezioni rettangolari e di 1600 kg/cmq nelle sezioni a T o speciali;
- Resistenza minima del conglomerato di 225 kg/cmq fino alle tensioni di 2000 kg/cmq nelle sezioni rettangolari e 1800 kg/cmq per le sezioni a T o speciali di membrature soggette prevalentemente a carichi fissi.

Il carico di sicurezza dell'acciaio non deve comunque superare la metà di quello di snervamento, inoltre l'uso dell'acciaio duro e semiduro è limitato a tondini del diametro non superiore a 30 mm.

Il peso proprio del conglomerato è posto pari a 2500 kg/mc. Il coefficiente di omogeneizzazione $n = E_s/E_c$, in mancanza di una diretta prova di determinazione sperimentale, è posto pari a 10 per i conglomerati di cementi normali, a 8 per quelli ad alta resistenza, a 6 per quelli alluminosi.

Per il calcolo della resistenza delle **travi** si ammette la partecipazione all'inflessione di una striscia di soletta di larghezza uguale a quella della trave più sei volte l'altezza delle eventuali mensole della soletta, più dieci volte lo spessore della soletta, purché tale somma non superi l'interasse delle nervature. Per travi di estremità la larghezza di detta striscia di soletta può assumersi uguale alla larghezza della trave più tre volte l'altezza dell'eventuale mensola, più 5 volte lo spessore della soletta.

Per i **solai** lo spessore non deve risultare minore di 1/30 della portata ed in ogni caso non minore di 8 cm. Nei solai speciali con laterizi lo spessore della soletta di conglomerato non deve essere minore di 4 cm. In tutti i solai con laterizi la larghezza delle nervature non deve essere inferiore a 7 cm. ed il loro interasse non deve superare i 40 cm per nervature parallele ed 80 per quelle incrociate. Per i solai a nervature parallele deve essere previsto una nervatura trasversale di ripartizione per campate superiori ai 5 m.

Per i **pilastri** soggetti a pressione assiale centrata o eccentrica di sezione poligonale regolare devono avere un armatura longitudinale di sezione pari allo 0,8 % della sezione di calcestruzzo strettamente necessaria, quando questa sia minore di 2000 cmq. e non inferiore allo 0,5 % quando questa sia maggiore di 8000 cmq. adottando per i casi intermedi la variazione lineare. Le armature trasversali devono avere un passo non superiore alla metà della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri di armatura longitudinale.

La **Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 1472 del 23 maggio 1957** definisce meglio le tipologie di acciaio utilizzabili in edilizia per tutte le armature delle strutture in cemento armato. Stabilisce che si possono usare soltanto acciai in barre del tipo Aq. 42, Aq. 50 ed Aq. 60 oppure acciai speciali ad aderenza migliorata; come tensione di trazione ammissibile si adotta quella riportata nella tabella I.1.3. e risulta funzione del tipo di acciaio e della qualità del calcestruzzo utilizzato. Resta ferma la limitazione del 50% della tensione di snervamento nella definizione del carico di sicurezza dell'armatura metallica valida pure per le barre ad aderenza migliorata per le quali deve essere soddisfatta anche la limitazione al 40 % del carico di rottura con la condizione di allungamento di rottura non inferiore al 12%.

Tabella I.1.3. Tensione ammissibile degli acciai per armature di elementi in c.a.

Tipo acciaio	σ_{samm} kg/cm ²	R_{cls} minimo Kg/cm ²
Aq. 42	1400	Qualsiasi
Aq. 50 ⁽¹⁾	1600	200 per sezione rettangolare 250 per sezione a T
Aq. 60 ⁽¹⁾	1800	200 per sezione rettangolare 250 per sezione a T
Acciaio ad aderenza migliorata	2200 2200 -2400	250 350 Nei calcoli occorrerà tenere conto anche degli effetti termici del ritiro e di eventuali fessurazioni

(1) in barre di diametro non superiore a 30 mm

Per quanto riguarda la manualistica le indicazioni più autorevoli, diffusamente adottate dai progettisti, erano quelle di Santarella (1956) e di Pagano (1963). Il contenuto di tali testi era molto ampio ed articolato per cui, allo scopo di metterne in evidenza gli aspetti più significativi, si riportano di seguito alcuni schemi sintetici (tabella 1) in cui sono contenute le indicazioni relative al progetto ed alla verifica di pilastri e travi, ad integrazione delle prescrizioni normative del periodo in esame.

Tabella 1. Indicazioni schematiche per il progetto di travi e pilastri in c.a tratte da norme e manuali

Elementi strutturali	Normativa	Manualistica
PILASTRI		
<i>Sollecitazioni:</i> <i>N</i>	Metodi della scienza delle costruzioni, condizioni più sfavorevoli di carico	Pilastri intermedi calcolati a sforzo normale centrato. Pilastri perimetrali più armati per tenere conto degli effetti flessionali
<i>H, b</i>		$A = H \cdot b = \frac{N}{\sigma_{c,amm}}$
<i>A_f</i>	$\geq 0,8\%$ Area s.n. fino a 2000 cm ² $\geq 0,5\%$ Area s.n. ≥ 8000 cm ²	$\geq 0,8\%$ Area s.n. (almeno 4 ϕ 12-14)
<i>Armatura trasversale</i>	$p_{st} \leq \min(1/2 \text{ lato minore}, 10\phi_{min})$	
TRAVI		
<i>Sollecitazioni:</i> <i>M, T</i>	Metodi della scienza delle costruzioni, condizioni più sfavorevoli di carico	Sollecitazioni su trave continua
<i>h</i>		$h = r \sqrt{\frac{M}{b}}$ (b assunta dal progettista, 30÷40 cm travi emergenti, 70÷80 travi a spessore)
<i>A_f</i>		$A_f = t \cdot \sqrt{M \cdot b}$ (2 reggistaffe min)
<i>A'_f</i>		2 reggistaffe min (tipicamente 2 ϕ 12)
<i>Armatura trasversale</i>	50% staffe 50% piegati	Piegati: diagramma T/z e momenti resistenti. Staffe calcolate e disposte a passo costante in tutta la trave

L'art. 22 della Legge 1086/71 recitava "Fino a quando non saranno emanate le norme tecniche di cui al precedente articolo 21, continuano ad applicarsi le norme di carattere tecnico contenute nel Regio Decreto 16 novembre 1939, n. 2229, e nel decreto del Capo provvisorio dello Stato 20 dicembre 1947, n. 1516".

Il termine di applicazione del Regio Decreto 16 novembre 1939, n. 2229 fu pertanto il 22.07.1972 con la pubblicazione nella Gazzetta Ufficiale del D.M. 30.05.1972 quale prima norma tecnica di piena attuazione della Legge 1086/71.

Il D.M. 30.05.1972 fu sostituito dal D.M. 30.05.1974, a sua volta sostituito dal D.M. 16.06.1976 pubblicato nella Gazzetta Ufficiale del 14.08.1976.

Considerato che il progetto della parte sinistra del fabbricato relativa al secondo stralcio è stato redatto in data 29.01.1977, occorre concentrare per tale parte di costruzione l'attenzione sulle prescrizioni tecniche contenute nel D.M. 16.06.1976.

Dall'epoca della costruzione non risultano eseguiti interventi di miglioramento o adeguamento sismico.

Si riporta la storia degli eventi sismici che hanno colpito la zona oggetto di studio (dal Database Macrosismico Italiano 2011 dell'INGV, <http://emidius.mi.ingv.it/DBMI11/>):

Storia sismica di Fano

[43.837, 13.018]

Numero di eventi: 51

Effetti In occasione del terremoto del:

I[MCS]	Data	Ax	Np	Io	Mw
8	1303 08	Medio Adriatico	4		
7	1389 04	FANO	1	7	5.14 ±0.34
7-8	1672 04 14 15:45	Riminese	92	8	5.61 ±0.21
5	1690 12 23 00:20	Anconetano	17		5.56 ±0.19
6	1692 10 23 20:10	Fano	2	5	4.30 ±0.34
3	1694 04 08 10:15	Alta Valtiberina	7	7	5.14 ±0.34
3	1694 09 08 11:40	Irpinia-Basilicata	251	10	6.79 ±0.10
4-5	1727 12 14 19:45	S.LORENZO IN CAMPO	32	7	5.19 ±0.42
6-7	1741 04 24 09:00	FABRIANESE	145	9	6.21 ±0.13
6-7	1781 06 03	CAGLIESE	157	10	6.42 ±0.13
5	1786 12 25 01:00	Riminese	91	8	5.62 ±0.17
6-7	1788 04 18	FANO	2	5-6	4.51 ±0.34
F	1799 07 28 22:05	Appennino marchigiano	71	9	6.13 ±0.17
6	1838 06 23	PESARO	4	6	4.72 ±0.34
3	1870 02 08	NUMANA	10	7	5.10 ±0.54
5	1873 03 12 20:04	Marche meridionali	196	8	5.95 ±0.10
6-7	1875 03 17 23:51	Romagna sud-orientale	144		5.93 ±0.16
4-5	1887 05 26	JESI	19	5	4.58 ±0.63
4	1895 04 14 22:17	Slovenia	296	8	6.23 ±0.08
7	1897 09 21	ADRIATICO CENT.	44	7	5.46 ±0.27
3	1904 11 17 05:02	Pistoiese	204	7	5.15 ±0.14

F	1907 01 23 00:20	Adriatico centrale	93		5.06 ±0.15
NF	1909 08 25 00:22	MURLO	283	7-8	5.37 ±0.10
3	1911 02 19 07:18	Romagna meridionale	181	7	5.28 ±0.11
4	1915 01 13 06:52	Avezzano	1041	11	7.00 ±0.09
6	1916 05 17 12:49	Alto Adriatico	132		5.95 ±0.14
6	1916 08 16 07:06	Alto Adriatico	257		6.14 ±0.14
2	1917 04 26 09:35	Valtiberina	134	9-10	5.89 ±0.11
3	1917 12 02 17:39	GALEATA	32	6-7	5.09 ±0.20
6	1924 01 02 08:55	Medio Adriatico	76	7-8	5.36 ±0.16
4-5	1928 05 30 20:01	Adriatico centrale	17	5	4.88 ±0.28
7-8	1930 10 30 07:13	SENIGALLIA	263	8	5.81 ±0.09
2	1933 09 26 03:33	Maiella	326	9	5.95 ±0.09
4	1936 10 18 03:10	BOSCO CANSIGLIO	267	9	6.12 ±0.09
4-5	1943 07 31 04:37	SENIGALLIA	5	5	4.30 ±0.34
NF	1948 06 13 06:33	Valtiberina	142	7	5.05 ±0.14
4	1950 09 05 04:08	GRAN SASSO	386	8	5.68 ±0.07
4	1962 01 23 17:31	Adriatico	49	5	4.52 ±0.25
F	1972 02 04 02:42	Medio Adriatico	75		4.86 ±0.29
F	1972 02 04 09:18	Medio Adriatico	56		4.58 ±0.29
F	1972 02 05 01:27	Medio Adriatico	2		
F	1972 02 05 07:08	Medio Adriatico	6		4.47 ±0.29
F	1972 02 05 15:14	Medio Adriatico	3		4.54 ±0.29
NF	1972 11 26 16:03	MONTEFORTINO	73	8	5.38 ±0.18
4-5	1976 05 06 20:00	Friuli	770	9-10	6.46 ±0.09
2	1983 11 09 16:29	Parmense	850	6-7	5.06 ±0.09
3-4	1984 04 29 05:02	GUBBIO/VALFABBRICA	709	7	5.65 ±0.09
3	1987 07 05 13:12	VALMARECCHIA	90	6	4.47 ±0.09
4-5	1997 09 26 09:40	Appennino umbro-marchigiano	869	8-9	6.01 ±0.09
4	1998 04 05 15:52	Appennino umbro-marchigiano	395	6	4.81 ±0.09
2-3	2006 04 10 19:03	Maceratese	211	5	4.51 ±0.10

Essendo:

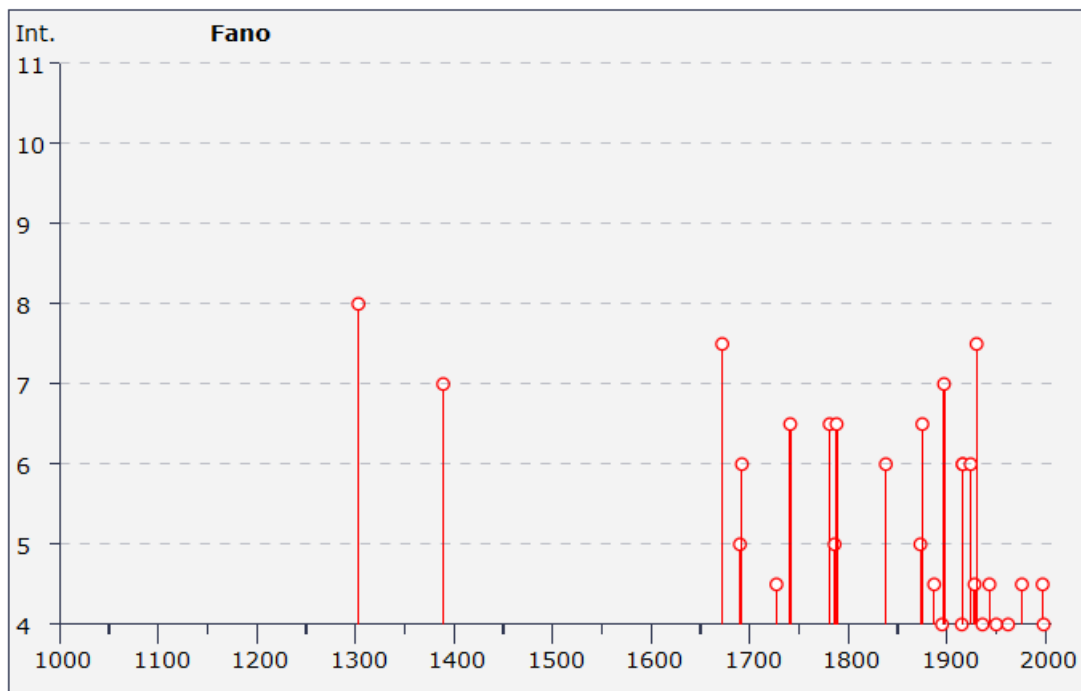
Data: la Data del terremoto;

Ax: Area epicentrale, area geografica in cui sono stati riscontrati gli effetti maggiori del terremoto;

Np: Numero di punti, numero di osservazioni macrosismiche disponibili per il terremoto;

Io: Intensita macrosismica epicentrale, da CPTI11, espressa in scala MCS, Mercalli-Cancani-Sieberg;

Mw :Magnitudo momento, da CPTI11.



Si evidenzia che il grado di intensità macrosismica massima che ha interessato la zona è stata di 8 MCS e che il grado di intensità macrosismica massima a cui è stato sottoposto il fabbricato è stata di 5 MCS circa in occasione del sisma che ha interessato l'Appennino umbro marchigiano nel 1997. Gli eventi sismici che hanno interessato finora il fabbricato non hanno comportato alcun tipo di danno.

CAPITOLO 2 – CONOSCENZA DEL MANUFATTO

Un passo fondamentale nell'acquisizione dei dati necessari a mettere a punto un modello di calcolo accurato di un edificio esistente è costituito dalle operazioni di rilievo della geometria strutturale.

Il fabbricato sito in Via Redipuglia a NO del centro storico di Fano ad una quota di circa 14 m. s.l.m.m., si sviluppa su 4 livelli, ciascuno di circa 1400 mq. di superficie.

I vari piani sono collegati da due scale interne che permettono di raggiungere anche la copertura.

In corrispondenza delle scale sono presenti due torrini che emergono dalla copertura.

Sul fianco sinistro del fabbricato è presente una scala antincendio in acciaio, di recente realizzazione, che ha struttura autonoma ed è distanziata dall'edificio scolastico da idoneo giunto sismico.

Per garantire l'abbattimento delle barriere architettoniche è stato recentemente realizzato un ascensore di collegamento di tutti i piani.

Nel primo livello seminterrato sono presenti sul lato destro i locali di un circolo per anziani e i locali a servizio dei volontari di pronto soccorso. Tali locali hanno accesso autonomo dall'esterno mediante una scala ed una rampa per disabili entrambi esterne.

Nella parte centrale del primo livello sono presenti i locali di un centro per l'infanzia che ha accesso diretto dall'esterno mediante una rampa esterna carrabile.

Nel lato sinistro del primo livello sono presenti alcuni uffici dell'Istituto Comprensivo Statale "Matteo Nuti". L'accesso a tale zona può avvenire direttamente dall'esterno mediante una porta presente nel locale dove è in fase di realizzazione il nuovo ascensore.

Il secondo, il terzo e il quarto livello sono occupati dall'Istituto Comprensivo Statale "Matteo Nuti".

L'accesso principale all'Istituto Scolastico è posto al secondo livello e avviene da due lati opposti mediante scale esterne coperte da un portico che conduce all'atrio principale.

Il fabbricato è costituito da due parti strutturalmente separate da un giunto tecnico in quanto sono state realizzate in tempi diversi.

La struttura portante della parte posta sul lato destro è costituita da una struttura intelaiata in c.a. con solai di piano e di copertura in latero-cemento, armato e gettato in opera, di altezza 30+4 cm. con pignatte di larghezza 40 cm. accostate all'intradosso per formare la casseforma del travetto di larghezza circa 7/8 cm. L'armatura dei pilastri, delle travi e dei travetti è costituita da barre di ferro liscio.

La struttura portante della parte posta sul lato sinistro è costituita da una struttura intelaiata in c.a. con solai di piano e di copertura in latero-cemento, armato e gettato in opera, di altezza 20+5 cm. con pignatte di larghezza 40 cm. accostate all'intradosso per formare la casseforma del travetto di larghezza circa 7/8 cm. L'armatura dei pilastri, delle travi e dei travetti è costituita da barre di ferro ad aderenza migliorata.

Le travi principali interne sono state disposte parallelamente al lato corto del fabbricato e presentano ai vari piani uno sbalzo all'estremità di lunghezza 1 m.

Sul lato esterno in senso longitudinale è presente un parapetto-trave in c.a. di spessore 12 cm. sul quale sono appoggiati gli infissi.

La soletta delle scale risulta di spessore 12 cm.

I tamponamenti esterni del fabbricato sono stati realizzati con forati in laterizio di spessore 26 cm. intonacati su entrambi i lati.

Il pavimento nella parte vecchia è in linoleum mentre nella parte nuova è in mattonelle di graniglia.

Il pavimento dei bagni è costituito da piastrelle in ceramica.

I gradini delle scale sono costituiti da lastre di marmo.

Sopra il solaio di copertura è stata realizzata una intercapedine di areazione costituita da tavelloni poggiati su muretti in mattoni di spessore 12-13 cm.

Le dimensioni e la forma della trave rovescia prismatica di fondazione riportate nella tavola n. 11 del progetto originario redatto dall'Ing. Travostini sono state confermate dal sondaggio mediante scavo a mano eseguito per realizzare la fondazione delle strutture del nuovo vano ascensore.

Il fabbricato si presenta in buone condizioni di conservazione e non presenta lesioni ed alcun segno di dissesto sulle strutture portanti.

Sono presenti alcuni segni di infiltrazione in corrispondenza della copertura del torrino della parte nuova e in corrispondenza della copertura dell'atrio dell'ultimo piano prospiciente ai terrazzi.

Tali problematiche associabili a fenomeni di degrado e non a problemi statici dovranno essere comunque rimosse in tempi rapidi per evitare di compromettere anche la stabilità delle strutture e l'incolumità delle persone.

Si allegano alla presente relazione per una migliore identificazione del fabbricato una documentazione fotografica a colori con indicazione dei punti di vista, nonché gli elaborati grafici architettonici e strutturali.

CAPITOLO 3 – INDAGINI IN SITU

3.1 – SUI TERRENI PER LA CARATTERIZZAZIONE DEI SUOLI

Le indagini in situ sul terreno, necessarie per definire la stratigrafia e per individuare la “categoria di sottosuolo di fondazione”, sono state effettuate dal Dottor Geologo Donini Armando su incarico del Comune di Fano nel mese di ottobre 2015.

Le indagini si sono articolate attraverso la realizzazione di una campagna geognostica composta da n° 2 prove penetrometriche dinamiche pesanti eseguite con penetrometro tipo PAGANI TG 63 100KN e n°1 indagine geofisica tipo MASW eseguita con sismografo GEOMETRIX ES-2401.

Durante l'esecuzione delle prove geognostiche non è stato riscontrato il livello statico della falda acquifera; lo stesso comunque rilevato, tramite misurazione freaticometrica, ad una profondità di - 11.20 mt dal p.c. all'interno di un pozzo irriguo limitrofo all'area in studio.

Dal punto di vista morfologico l'area oggetto di indagine si presenta pianeggiante ed è situata a circa 14 m. sul livello del mare.

Il quadro idrologico della zona è rappresentato dal Torrente Arzilla il cui asse di scorrimento è posto ad una distanza di circa 850 mt ad O del sito, mentre in direzione E è presente il canale artificiale denominato “Vallato Albani” che prende origine da una derivazione posta all'interno dell'alveo del Fiume Metauro.

Il Piano di Assetto Idrogeologico della Regione Marche individua il sito in oggetto non interessato da alcun dissesto o esondazione in atto o potenziale.

Dai sondaggi eseguiti è stato possibile rilevare la seguente successione stratigrafica locale:

- Orizzonte A: Terreno di riporto costituito da copertura vegetale fino a - 1,20 m. dal p.c.
- Orizzonte B: Limo argilloso intercalato a corpi lenticolari limoso sabbiosi più consistenti fino a - 7,00 m. dal p.c.
- Orizzonte C: Ghiaia fino -30,00 dal p.c.
- Orizzonte D: Formazione marina pliocenica marnosa oltre -30,00 m. dal p.c.

Le fondazioni sono impostate in corrispondenza dell'orizzonte B per il quale si riportano i seguenti parametri caratteristici desunti dalla relazione geologica:

Limo argilloso poco compatto	
(peso di volume)	1.85 t/m ³
(coesione non drenata)	1.6 t/m ²
(angolo d'attrito)	20°

Limo sabbioso addensato		
γ_K	(peso di volume)	1.90 t/m ³
C_{uK}	(coesione non drenata)	2.9 t/m ²
φ_K	(angolo d'attrito)	23°

Ghiaia eterogranulare		
γ_K	(peso di volume)	1.90 t/m ³
φ_K	(angolo d'attrito)	30.5°

Dalle indagini eseguite i cui risultati sono stati riportati nella relazione geologica si è ricavato un valore di velocità equivalente V_{s30} di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m. di profondità di 431 m/s con conseguente attribuzione dei terreni alla categoria di sottosuolo "B".

Si è assunta una categoria topografica T1 essendo la superficie topografica pianeggiante.

3.2 – SULL' EDIFICIO PER L'ACQUISIZIONE DEL LIVELLO DI CONOSCENZA, DEL FATTORE DI CONFIDENZA E DELLE PROPRIETA' DEI MATERIALI

La conoscenza della costruzione oggetto della verifica è di fondamentale importanza ai fini di una adeguata analisi, e può essere conseguita con diversi livelli di approfondimento, in funzione dell'accuratezza delle operazioni di rilievo, dell'analisi storica e delle indagini sperimentali.

Il paragrafo C8A.1.8.3 individua tre livelli di conoscenza perseguibili (LC1, LC2, LC3) che impongono l'impiego nelle verifiche di sicurezza di adeguati fattori di confidenza definiti in considerazione del livello di conoscenza raggiunto (livello di approfondimento delle indagini sulle strutture). Maggiore è il livello di conoscenza raggiunto minore sarà il corrispondente valore del fattore di confidenza raggiunto.

Per comodità di lettura si riportano le specifiche di normativa:

Tabella C8A.1.2 – 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	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con <i>limitate</i> prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con <i>limitate</i> verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Tabella C8A.1.3a – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

	Rilievo (dei dettagli costruttivi)(a)	Prove (sui materiali) (b)(c)
Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)		
Verifiche limitate	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
Verifiche estese	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m2 di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

NOTE ESPLICATIVE ALLA TABELLA C8A.1.3 (a, b)

Le percentuali di elementi da verificare ed il numero di provini da estrarre e sottoporre a prove di resistenza riportati nella Tabella C8A.1.3 hanno valore indicativo e vanno adattati ai singoli casi, tenendo conto dei seguenti aspetti:

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

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

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

(d) Il numero di provini riportato nelle tabelle 8A.3a e 8A.3b può esser variato, in aumento o in diminuzione, in relazione alle caratteristiche di omogeneità del materiale. Nel caso del calcestruzzo in opera tali caratteristiche sono spesso legate alle modalità costruttive tipiche dell'epoca di costruzione e del tipo di manufatto, di cui occorrerà tener conto nel pianificare l'indagine. Sarà opportuno, in tal senso, prevedere l'effettuazione di una seconda campagna di prove integrative, nel caso in cui i risultati della prima risultino fortemente disomogenei.

La conoscenza della geometria strutturale è stata ricavata da operazioni di rilievo, piano per piano di tutti gli elementi in c.a. dei solai e della copertura (tipologia e orditura), delle scale (tipologia strutturale) e mediante la individuazione dei carichi gravanti sui solai e sulle travi.

La rappresentazione dei risultati del rilievo è stata riportata negli elaborati grafici di rilievo.

Poiché non sono presenti i disegni costruttivi originali per definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale necessari per l'esecuzione delle verifiche del fabbricato si è eseguito un progetto simulato sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva dell'epoca della costruzione.

Per l'esecuzione delle prove sui materiali è stato incaricato il laboratorio Ufficiale TEMA con sede in Fano.

Per limitare il numero di indagini che potevano influire sul normale svolgimento delle attività scolastiche si è deciso di eseguire limitate verifiche in situ mediante l'esecuzione di 16 carotaggi al fine di prelevare 1 provino di calcestruzzo per ogni 300 mq. di piano per ogni tipo di elemento primario (travi e pilastri).

La continuità delle sezioni strutturali soggette all'estrazione dei campioni, previa saturazione e pulizia dei fori è stata subito ripristinata con l'impiego di malta espansiva a ritiro controllato.

Le prove distruttive sul calcestruzzo non sono state sostituite con un più ampio numero di prove non distruttive (almeno il triplo) in quanto avrebbero comportato interventi sulle finiture molto più invasivi (ampie asportazioni di intonaco dalle strutture) che quelli determinati dai carotaggi.

Le prove distruttive sul ferro di armatura sono finalizzate all'identificazione della classe dell'acciaio utilizzato con riferimento alla normativa vigente all'epoca di costruzione, pertanto sono stati prelevati tre campioni di armatura nella parte vecchia del fabbricato e tre campioni di armatura nella parte nuova del fabbricato.

Conformemente alla nota esplicativa d) della tabella C8A.1.3 il numero dei provini previsto dalla stessa tabella (n.1 campione di armatura per piano per ogni tipo di elemento primario) è stato diminuito in quanto il numero dei prelievi effettuati e l'omogeneità del materiale consentono di ricavare la classe dell'acciaio.

Si è immediatamente ripristinata la continuità dell'armatura mediante l'aggiunta di un nuovo spezzone saldato all'armatura esistente da saldatore munito di patentino. L'intervento di ripristino è stato completato mediante l'applicazione di malta antiritiro con funzione passivamente.

Si sono inoltre rilevati, tramite indagini pacometriche, eseguite direttamente dal sottoscritto con pacometro PROFOSCOPE della ditta Proceq opportunamente tarato, i dettagli costruttivi di tutti i possibili elementi strutturali rilevabili.

La quantità e disposizione dell'armatura è stata verificata per un numero di elementi superiori al 15% di quelli presenti nel fabbricato. In particolare sono stati indagati quasi tutti i pilastri, le travi a spessore nella parte intradossale e le travi calate nei fianchi dove possibile.

Si ritiene che il livello di conoscenza standard da raggiungere in sede di programmazione della campagna di indagini sia pari ad un LC2 utilizzando eventualmente il criterio di ripetibilità ed omogeneità dei dati sperimentali.

In base alle indicazioni contenute nella D.G.R. n. 1168 del 26.07.2010 "Linee di indirizzo per la stesura della relazione tecnica per le verifiche di vulnerabilità di edifici esistenti ai sensi del D.M. 14.01.2008 e della circolare n. 617/2009" si ritiene che nel caso che si sia effettuato un progetto simulato e si sia riscontrata una significativa rispondenza dei dati calcolati con quelli riscontrati attraverso limitate verifiche in situ si possa ritenere conseguito comunque un LC2.

Dal confronto tra i dati ottenuti con il progetto simulato e quelli ricavati dalle limitate verifiche in situ pacometriche si è constatata una significativa corrispondenza e di conseguenza si ritiene di avere conseguito **un livello di conoscenza LC2**.

Al livello di conoscenza LC2 è correlato un fattore di confidenza $FC = 1,20$ che rappresenta un ulteriore coefficiente parziale di sicurezza che tiene conto della carenza della conoscenza dei parametri del modello di calcolo.

3.2.1 PROGETTO SIMULATO

Il progetto simulato serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale.

Nel presente caso per la parte di struttura più recente sono stati ritrovati in archivio comunale le distinte dei ferri delle travi di elevazione, dei pilastri e delle scale. Pertanto per tale parte non si è eseguito il progetto simulato.

Per la parte di struttura più vecchia è stata ritrovata in archivio comunale una carpenteria tipo dalla quale si è potuto ricavare la posizione e le dimensioni dei pilastri e delle travi.

Per ricavare la quantità e la disposizione delle armature di tutti gli elementi strutturali della parte vecchia di fabbricato, indispensabili per eseguire le verifiche di vulnerabilità sismica si è redato un progetto simulato eseguito secondo la pratica utilizzata all'epoca della costruzione (Regio Decreto 16 novembre 1939, n. 2229).

I dati ottenuti sono stati confrontati con i dati ricavati mediante le indagini pacometriche (limitate verifiche in situ).

Per quanto riguarda i materiali impiegati e visti i risultati delle prove di trazione il ferro impiegato è del tipo Aq50 con una tensione ammissibile pari a 1.600 daN/cm².

In base alla Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici n° 1472 del 23 maggio 1957 con questo tipo di ferro era obbligatorio utilizzare un calcestruzzo con Rck minimo di 200 daN/cm² per sezioni rettangolari e Rck = 250 per sezioni a T.

Le tensioni ammissibili del calcestruzzo risultano essere pertanto pari a 60 daN/cm² nel caso di compressione semplice e pari a 75 daN/cm² nel caso di flessione o presso flessione che risultano i valori massimi previsti dal Regio Decreto 16 novembre 1939, n. 2229.

Il valore ammissibile della tensione tangenziale τ_0 era pari a 6 daN/cm² essendo il calcestruzzo ad alta resistenza. Oltre tale limiti era necessario disporre una idonea armatura a taglio. Il valore massimo della tensione tangenziale non doveva superare 14 daN/cm², altrimenti la sezione andava cambiata. Di regola metà degli sforzi taglianti doveva essere assorbita dalle staffe e metà dai piegati.

Il coefficiente di omogeneizzazione previsto ed utilizzato all'epoca con l'uso di conglomerati ad alta resistenza era $n = 8$ e la metodologia di calcolo era il metodo delle tensioni ammissibili.

Per quanto riguarda i carichi ed i sovraccarichi le prime indicazioni furono emanate con la norma UNI 10011/1967 recepita successivamente dalla Circolare Min. LL.PP. del 08/06/1968, n. 4773.

La Circolare prevedeva di impiegare i seguenti sovraccarichi a differenza della normativa attualmente vigente:

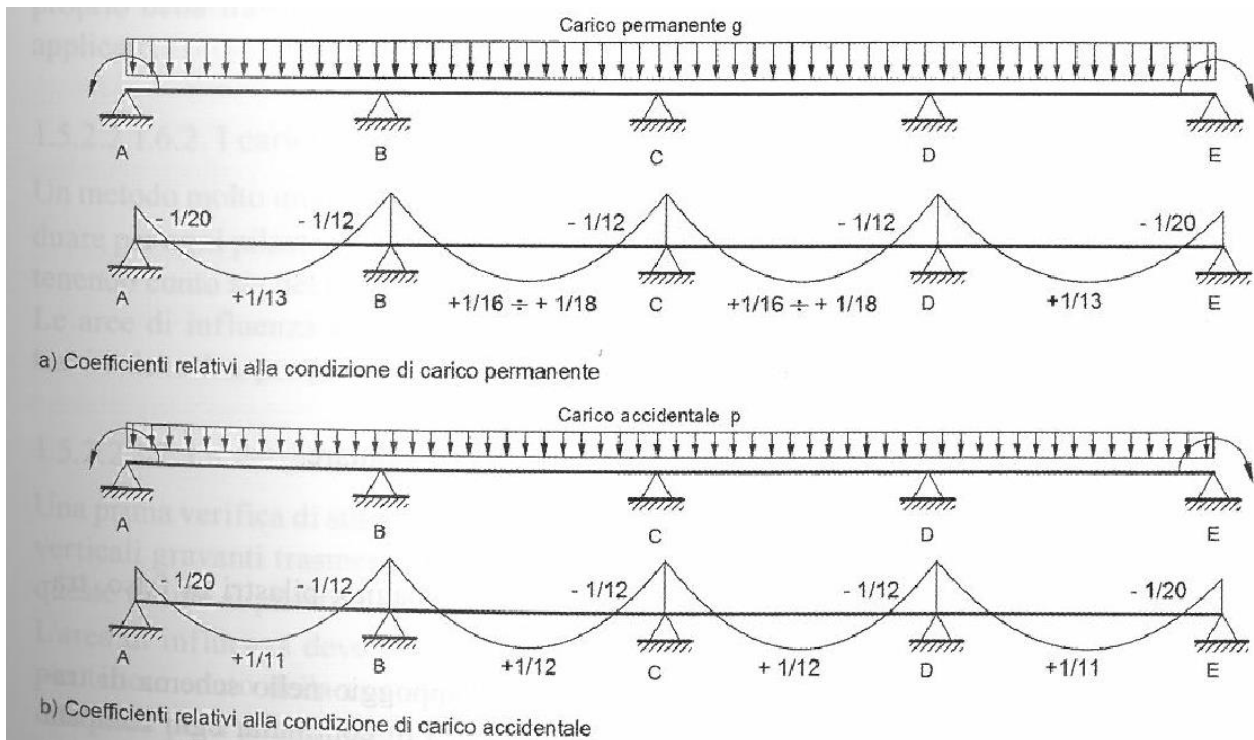
- 1) Il sovraccarico per aule scolastiche pari a 350 daN/m².
- 2) Il sovraccarico dei balconi e delle scale di edifici pubblici pari a 500 daN/m².
- 3) Il sovraccarico dovuto alla neve pari a 90 daN/m².

La scelta del modello di calcolo di un progetto simulato deve rispecchiare i modelli del periodo e non le sofisticate procedure di valutazione e progettazione strutturale moderne.

Per le travi dei telai multipiano si faceva riferimento allo schema di trave continua, a condizione che le luci delle campate non fossero molto diverse l'una dall'altra e il carico agente fosse uniformemente distribuito; il momento flettente M con buona approssimazione era valutato con la seguente relazione:

$$M = \alpha * q * l^2$$

Si consigliava anche di separare gli effetti del carico permanente da quello del carico accidentale. I valori proposti per il coefficiente α sono riportati nella tabella seguente



Lo sforzo di taglio nella sezione esterna dal primo appoggio veniva calcolato con la seguente relazione:

$$T = 1,15 \cdot (g+p) \cdot l/2$$

Nelle sezioni degli appoggi interni il valore del taglio veniva determinato con la seguente relazione:

$$T = (g+p) \cdot l/2$$

Il progetto delle travi era eseguito solitamente considerando la trave a semplice armatura. Nella realtà la sezione era sempre a doppia armatura per la presenza anche se minima di armatura nella zona compressa, solitamente con la funzione di reggistaffa.

L'armatura delle travi in mezzeria e nelle sezioni di incastro veniva calcolata con la seguente relazione semplificata:

$$A_s = M / (0,9 \cdot h \cdot \sigma_{f,amm})$$

dove:

M = momento Massimo della sezione;

h = altezza utile della sezione;

$\sigma_{f,amm}$ = tensione ammissibile del ferro utilizzato.

La tensione tangenziale veniva calcolata con la formula approssimata:

$$\tau_{max} = T / (B \cdot 0,9 \cdot h)$$

Se $\tau_{max} < \tau_{c0}$ non si armava a taglio pur disponendo staffatura.

Se $\tau_{c0} < \tau_{max} < \tau_{c1}$ si armava a taglio facendo assorbire lo sforzo globale allo scorrimento per il 50% ai ferri piegati e per il 50% alle staffe.

In generale lo sforzo globale di scorrimento Ω era determinato con:

$$\Omega = T \cdot L / 4$$

Il numero dei piegati e il numero delle staffe veniva ricavato con le seguenti relazioni approssimate:

Piegati: $(0,5 \cdot \Omega): n_p \cdot A_p = T \cdot l / (10,2 \cdot h \cdot \sigma_{f,amm})$;

Staffe: $(0,5 \cdot \Omega): n_{st} \cdot A_{st} = T \cdot l / (7,2 \cdot h \cdot \sigma_{f,amm})$;

Per quanto riguarda il dimensionamento dei pilastri veniva eseguito considerando gli stessi sottoposti a solo sforzo normale centrato valutato come somma dei tagli relativi alle estremità delle travi che in esso convergenti più il peso proprio del pilastro.

La sezione trasversale di calcestruzzo strettamente necessaria veniva calcolata come rapporto dello sforzo normale e della relativa tensione ammissibile per compressione centrata, l'area minima di acciaio da mettere all'interno della sezione era pari all' otto per mille dell'area di calcestruzzo strettamente necessaria. La verifica a sforzo normale centrato veniva poi eseguita nuovamente considerando anche la presenza dell'armatura longitudinale.

Un metodo molto impiegato per la determinazione dei carichi verticali era quello di individuare per ogni pilastro ad ogni piano la sua area di influenza e di calcolarne il peso tenendo conto sia del contributo dei carichi permanenti che di quelli variabili.

Pertanto per ricavare le armature degli elementi strutturali e per verificare la corrispondenza dei dati ricavati dalle indagini pacometriche si sono eseguite verifiche delle travi e dei pilastri in base alle formule utilizzate all'epoca della progettazione prima della diffusione degli elaboratori elettronici e dei programmi informatici.

Si è eseguito inoltre mediante un programma di calcolo il progetto simulato della struttura tridimensionale utilizzando per la risoluzione dei telai piani il metodo degli spostamenti ed eseguendo le verifiche con il metodo delle tensioni ammissibili con le prescrizioni del R.D. 16 novembre 1939, n. 2229 riportate in precedenza.

I risultati del progetto simulato che vengono allegati alla presente relazione sono stati confrontati e resi congruenti con i dati ricavati dalle limitate verifiche in situ pacometriche.

Tale calcolo ha permesso di ricavare l'armatura delle travi che non è stato possibile rilevare con le indagini non distruttive.

3.2.1.1 PROGETTO SIMULATO DEI PILASTRI

In base al R.D. n 2229 del 1939 i pilastri soggetti a pressione assiale centrata o eccentrica di sezione poligonale regolare devono avere un armatura longitudinale di sezione pari allo 0,8 % della sezione di calcestruzzo strettamente necessaria, quando questa sia minore di 2000 cmq. Le armature trasversali devono avere un passo non superiore alla metà della dimensione minima della sezione né a 10 volte il diametro dei ferri di armatura longitudinale.

Le pacometrie eseguite sui pilastri della struttura più vecchia hanno fornito i seguenti risultati:

Primo livello:

Dimensioni 35*60 cm; armatura longitudinale 8f16; staffe f6/17.

Dimensioni 35*50 cm. (pilastri laterali e portico); armatura longitudinale 8f16; staffe f6/18.

Secondo livello:

Dimensioni 35*45 cm; armatura longitudinale 6f16; staffe f6/18

Dimensioni 35*40 cm. (pilastri laterali e portico); armatura longitudinale 4f16; staffe f6/18.

Terzo livello:

Dimensioni 35*35 cm; armatura longitudinale 6f16; staffe f6/18

Dimensioni 35*35 cm. (pilastri laterali atrio e portico); armatura longitudinale 4f16; staffe f6/18.

Quarto livello:

Dimensioni 35*35 cm; armatura longitudinale 4f16; staffe f6/18

Quinto livello:

Dimensioni 30*30 cm; armatura longitudinale 4f16; staffe f6/18

Si esegue il progetto simulato sul pilastro n.75 che risulta essere quello con area influenza maggiore:

Primo livello:

AREA INFLUENZA SOLAIO = $5,375*7,60 = 40,85$ mq

CARICO SOLAIO COPERTURA = $(370+147+90)*40,85 = 24.796$ daN

CARICO SOLAI DI PIANO = $3*(370+350)*40,85 = 88.236$ daN

PESO PILASTRO = $(0,35*0,6*3,4+0,35*0,45*3,7+0,35*0,35*3,70*2)*2500 = 5.508$ daN

CARICO SU PILASTRO N. 75 = 118.540 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $118.540/60 = 1.975$ cmq < 2.100 cmq (60*35)

Percentuale minima di armatura = $1.975*0,008 = 15,80$ cmq < 16,08 cmq (8f16)

Secondo livello:

AREA INFLUENZA SOLAIO = $5,375*7,60 = 40,85$ mq

CARICO SOLAIO COPERTURA = $(370+147+90)*40,85 = 24.796$ daN

CARICO SOLAI DI PIANO = $2*(370+350)*40,85 = 58.824$ daN

PESO PILASTRO = $(0,35*0,45*3,7+0,35*0,35*3,70*2)*2500 = 3.723$ daN

CARICO SU PILASTRO N. 75 = 87.343 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $87.343/60 = 1.456$ cmq. < 1.575 cmq (35*45)

Percentuale minima di armatura = $1.456*0,008 = 11,65$ cmq < 12,06 cmq (6f16)

Terzo livello:

AREA INFLUENZA SOLAIO = $5,375*7,60 = 40,85$ mq

CARICO SOLAIO COPERTURA = $(370+147+90)*40,85 = 24.796$ daN

CARICO SOLAI DI PIANO = $1*(370+350)*40,85 = 29.412$ daN

PESO PILASTRO = $(0,35*0,35*3,70*2)*2500 = 2.266$ daN

CARICO SU PILASTRO N. 75 = 56.654 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $56.654/60 = 944$ cmq. < 1.225 cmq (35*35)

Percentuale minima di armatura = $944*0,008 = 7,55$ cmq < 12,06 cmq (6f16)

Quarto livello:

AREA INFLUENZA SOLAIO = $5,375*7,60 = 40,85$ mq

CARICO SOLAIO COPERTURA = $(370+147+90)*40,85 = 24.796$ daN

PESO PILASTRO = $(0,35*0,35*3,70*1)*2500 = 1.133$ daN

CARICO SU PILASTRO N. 75 = 25.929 daN

Area strettamente necessaria di calcestruzzo = $25.929/60 = 432 \text{ cmq.} < 1.225 \text{ cmq} (35*35)$
Percentuale minima di armatura = $432*0,008 = 3,45 \text{ cmq} < 8,04 \text{ cmq} (4f16)$

3.2.1.2 PROGETTO SIMULATO DELLA TRAVE DI FONDAZIONE

Dalle indagini mediante scavo a mano si è constatato che le fondazioni del manufatto sono costituite da travi prismatiche di fondazione a “T” rovescia con base di appoggio posta a 110 cm. dal pavimento del piano seminterrato e con larghezza di base pari a 120 cm.

Considerando il pilastro n. 75 si ottiene un carico sul terreno di:

$$118.540/(120*(520+555)/2) \text{ (carico dal pilastro)} + 0,815*2500/(100*120) \text{ (peso trave)} = 2 \text{ daN/cm}^2$$

Tale valore risulta conforme alla portanza ammissibile suggerita dai manuali dell'epoca.

Nel prontuario del cemento armato dell'Ing. Santarella era riportato: “ Nei casi più comuni i pilastri in c.a. terminano con una parte allargata detta plinto, che ripartisce il carico P in ragione della pressione pt ammissibile sul terreno senza cedimenti (pt = 1,5-2,5 kg/cmq).”

L'armatura delle fondazioni non può essere rilevata in quanto posta nella base inferiore in corrispondenza del pilastro. Tale armatura veniva ricavata considerando la fondazione incastrata nei pilastri e soggetta al carico massimo trasmesso dal terreno (pt ammissibile). La resistenza della fondazione è pertanto sempre superiore alla resistenza del terreno. Se risultano soddisfatte le verifiche geotecniche risultano pertanto soddisfatte anche le verifiche delle strutture di fondazione.

L'inadeguatezza delle fondazioni è comunque raramente la causa del danneggiamento osservato nei rilevamenti post-sisma.

Il paragrafo C8A.5.11 della Circolare n. 617/2009 prevede che è in genere possibile omettere interventi sulle strutture di fondazione, **nonché le relative verifiche**, qualora siano contemporaneamente presenti tutte le condizioni seguenti:

- a) nella costruzione non siano presenti importanti dissesti di qualsiasi natura attribuibili a cedimenti delle fondazioni e sia stato accertato che dissesti della stessa natura non si siano prodotti neppure in precedenza;
- b) gli interventi progettati non comportino sostanziali alterazioni dello schema strutturale del
- c) fabbricato;
- d) gli stessi interventi non comportino rilevanti modificazioni delle sollecitazioni trasmesse alle fondazioni;
- e) siano esclusi fenomeni di ribaltamento della costruzione per effetto delle azioni sismiche.

3.2.1.3. PROGETTO SIMULATO DELLE TRAVI

Le armature delle travi della struttura vecchia vengono ricavate dal progetto simulato redatto con metodologia dell'epoca, verificando sempre la congruenza con i dati ricavati con le prove pacometriche i cui risultati si riportano di seguito:

Trave 53/55 – Trave 92/98

Dimensioni: 85*34 cm.; armatura longitudinale in campata 8f18; staffe f6/15.

Trave 87/93 – Trave 88/94 – Trave 91-97

Dimensioni: 110*34 cm.; armatura longitudinale in campata 10f18; staffe f6/15.

Trave 89/95 – Trave 90/96

Dimensioni: 100*34 cm.; armatura longitudinale in campata 8f18; staffe f6/15.

Le travi sono armate con 4/5 f18 disposti in maniera continua sia all'intradosso che all'estradosso e con 4/5 f18 aggiuntivi in campata che vengono piegati a 45 gradi in prossimità degli appoggi per assorbire i momenti negativi. Dove necessario negli appoggi sono presenti degli spezzoni

L'armatura delle travi si ricava tramite un progetto simulato alle tensioni ammissibili considerando una tensione ammissibile del calcestruzzo di 60 daN/cm². una tensione ammissibile dell'acciaio di 1600 daN/cm² e un coefficiente di omogeneizzazione n=8 (art. 22 R.D. n. 2229 del 1939).

Si esegue il calcolo simulato per le travi di luce di calcolo massima l=5,10 m.

TRAVE 85*34 cm.

Carico sulla trave = $7,60/2 * 720 = 2.736$ daN/m

Mmax campata = $(7,6/2) * (370/18 + 350/12) * 5,1 * 5,1 = 4.914$ daN*m

As = $M / (0,9 * h * \sigma_{aam}) = 491400 / (0,9 * 32 * 1600) = 10,66$ cm² < 20,32 cm² (8f18 rilevati)

$\tau_{max} = T / (B * 0,9 * h) = ((7,60/2 * 720) * 5,10/2) / (85/0,9 * 32) = 2,85$ cm² < 6 daN/cm²

TRAVE 110*34 cm.

Carico sulla trave = $7,60 * 720 = 5.472$ daN/m

Mmax campata = $7,6 * (370/18 + 350/12) * 5,1 * 5,1 = 9.828$ daN*m

As = $M / (0,9 * h * \sigma_{aam}) = 982800 / (0,9 * 32 * 1600) = 21,32$ cm² < 25,40 cm² (10f18 rilevati)

$\tau_{max} = T / (B * 0,9 * h) = ((7,60 * 720) * 5,10/2) / (110/0,9 * 32) = 4,40$ cm² < 6 daN/cm²

TRAVE 100*34 cm.

Carico sulla trave = $10,5/2 * 720 = 3.780$ daN/m

Mmax campata = $5,25 * (370/18 + 350/12) * 5,1 * 5,1 = 6.790$ daN*m

As = $M / (0,9 * h * \sigma_{aam}) = 679000 / (0,9 * 32 * 1600) = 14,73$ cm² < 20,32 cm² (8f18 rilevati)

$\tau_{max} = T / (B * 0,9 * h) = ((3780) * 5,10/2) / (100/0,9 * 32) = 3,35$ cm² < 6 daN/cm²

3.2.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI UTILIZZATI NEL CALCOLO

I dati dei materiali utilizzati nella presente verifica di vulnerabilità sismica sono stati desunti dai risultati della campagna di indagine.

La resistenza a compressione del calcestruzzo in opera ($f_{opera,c}$), definita la resistenza a compressione di ogni carota estratta dalla struttura (f_{carota}), viene determinata considerando l'influenza delle molteplici condizioni sullo specifico calcestruzzo in esame e quindi applicando opportuni coefficienti correttivi.

Per convertire le resistenze ottenute sulle carote (f_{carota}) in resistenza di calcestruzzo in opera ($f_{opera,c,i}$) si è adottata la seguente relazione (Masi-2005):

$$f_{opera,c,i} = C_{h/d} * C_{dia} * C_{steel} * C_{tor} * C_{dir} * f_{carota}$$

dove:

$C_{h/d}$ = coefficiente correttivo per rapporti h/d diversi da 2 pari a $C_{h/d} = 2 / (1,5 + d/h)$;

C_{dia} = coefficiente correttivo relativo al diametro da assumere pari a 1.06, 1.00 e 0.98 per diametri pari, rispettivamente, a 50, 100 e 150 mm;

- c_{steel} = coefficiente correttivo relativo alla presenza di eventuali armature incluse, in assenza di barre incluse da assumere pari a 1 e variabile tra 1.03 per barre di piccolo diametro ($\Phi 10$) e 1.13 per barre di diametro maggiore ($\Phi 20$);
- c_{tor} = coefficiente correttivo per tener conto del disturbo arrecato alla carota nelle operazioni di estrazione e preparazione. Tenendo conto che il rimaneggiamento è tanto maggiore quanto minore è la qualità del calcestruzzo da carotare, si assume $c_{tor} = 1,2$ per $f_{car} < 20$ N/mm², $c_{tor} = 1,1$ per $f_{car} \geq 20$ N/mm².
- c_{dir} = coefficiente correttivo relativo alla direzione del carotaggio, non contemplato nella formula Masi, che tiene conto della posizione del carotaggio rispetto alla altezza H dell'elemento strutturale e della direzione del getto di calcestruzzo. Tale coefficiente trova corretta applicazione laddove l'altezza del getto diviene significativa come nel caso di pilastri, risulta trascurabile nel caso di travi con altezza media 50-60 cm. Si assume $c_{dir} = 1$ per carotaggi di pilastri paralleli alla direzione del getto e per carotaggi di travi; $c_{dir} = 1,05$ per carotaggio perpendicolare di pilastri in posizione 0-1/3H, $c_{dir} = 1,075$ per carotaggio di pilastri in posizione 1/3H-2/3H, $c_{dir} = 1,10$ per carotaggio perpendicolare di pilastri in posizione 2/3H-H.

Sono stati eseguiti n. 16 carotaggi complessivamente, n. 8 nella parte vecchia del fabbricato e n. 8 nella parte nuova del fabbricato.

Si riportano di seguito le resistenze a compressione in opera ottenute dallo schiacciamento delle singole carote (f_{carota}) prelevate nella parte vecchia del fabbricato moltiplicate per i vari coefficienti correttivi:

Provino	f_{carota} N/mm ²	$C_{h/d}$	C_{dia}	C_{steel}	C_{tor}	C_{dir}	f_{opera} N/mm ²
1VT	8,0	0,96	1,03	1,00	1,20	1,00	9,49
2VP	11,6	0,97	1,03	1,00	1,20	1,075	14,95
3VP	9,6	0,97	1,03	1,00	1,20	1,075	12,37
4VT	17,3	0,85	1,03	1,00	1,20	1,00	18,18
5VP	7,3	0,97	1,03	1,00	1,20	1,075	9,41
6VP	8,9	0,97	1,03	1,00	1,20	1,075	11,47
7VT	14,4	0,97	1,03	1,00	1,20	1,00	17,26
8VT	8,6	0,92	1,03	1,00	1,20	1,00	9,78

Dai risultati ottenuti risulta evidente che il calcestruzzo delle travi e pilastri può essere considerato di caratteristiche uniformi.

Il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera (f_{cm}) è stato ricavato come media dei valori delle resistenze a compressione in opera ($f_{opera,c}$) delle singole carote che risulta essere:

$$f_{cm} = 12,86 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore corrisponde ad una resistenza cubica media di $R_{cm} = 12,86/0,83 = 15,49$ N/mm².

Nella verifica di vulnerabilità sismica, si utilizzeranno per il calcestruzzo della parte vecchia del fabbricato le seguenti caratteristiche meccaniche:

f_{cm} = valore medio della resistenza cilindrica = 12,86 N/mm² = 129 daN/cm²

$f_{cd_duttile} = f_{cm} / FC = 129/1,20 = 107,5$ daN/cm² valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi duttili;

$f_{cd_fragile} = f_{cm} / FC * \gamma_c = 129 / (1,20 * 1,5) = 71,67 \text{ daN/cm}^2$ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi fragili;

$E_{cm} = 22.000 * (f_{cm} / 10)^{0,3} = 23.724 \text{ (N/mm}^2\text{)} = \text{Valore medio del modulo elastico non fessurato};$

Si riportano di seguito le resistenze a compressione in opera ottenute dallo schiacciamento delle singole carote (f_{carota}) prelevate nella parte nuova del fabbricato moltiplicate per i vari coefficienti correttivi:

Provino	f_{carota} N/mm ²	$C_{h/d}$	C_{dia}	C_{steel}	C_{tor}	C_{dir}	f_{opera} N/mm ²
1NT	12,0	0,97	1,03	1,00	1,20	1,00	14,39
2NP	18,4	0,97	1,03	1,00	1,20	1,075	23,71
3NT	12,3	0,93	1,03	1,00	1,20	1,00	14,14
4NP	28,9	0,97	1,03	1,00	1,20	1,075	37,25
5NT	16,9	0,97	1,03	1,00	1,20	1,00	20,26
6NP	19,8	0,84	1,03	1,00	1,20	1,075	22,10
7NT	12,3	0,97	1,03	1,00	1,20	1,00	14,75
8NP	20,2	0,97	1,03	1,00	1,20	1,075	26,03

Dai risultati ottenuti risulta evidente che il calcestruzzo delle travi e pilastri può essere considerato di caratteristiche uniformi.

Il valore della resistenza a compressione del calcestruzzo in opera (f_{cm}) è stato ricavato come media dei valori delle resistenze a compressione in opera ($f_{opera,c}$) delle singole carote che risulta essere:

$$f_{cm} = 21,58 \text{ N/mm}^2$$

Tale valore corrisponde ad una resistenza cubica media di $R_{cm} = 21,58 / 0,83 = 26 \text{ N/mm}^2$.

Nella verifica di vulnerabilità sismica, si utilizzeranno per il calcestruzzo della parte nuova del fabbricato le seguenti caratteristiche meccaniche:

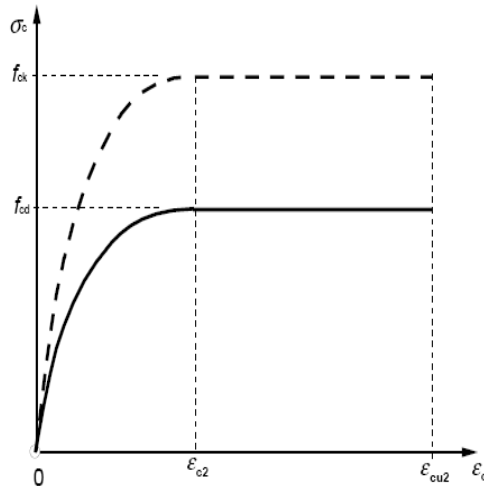
$f_{cm} = \text{valore medio della resistenza cilindrica} = 21,58 \text{ N/mm}^2 = 216 \text{ daN/cm}^2$

$f_{cd_duttile} = f_{cm} / FC = 216 / 1,20 = 180 \text{ daN/cm}^2$ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi duttili;

$f_{cd_fragile} = f_{cm} / FC * \gamma_c = 216 / (1,20 * 1,5) = 120 \text{ daN/cm}^2$ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi fragili;

$E_{cm} = 22.000 * (f_{cm} / 10)^{0,3} = 27.710 \text{ (N/mm}^2\text{)} = \text{Valore medio del modulo elastico non fessurato};$

Si è assunto per il calcestruzzo il diagramma tensione deformazione di tipo parabola-rettangolo con un valore di $\epsilon_{c2} = 0,20\%$ ed $\epsilon_{cu2} = 0,35\%$



I risultati delle prove di trazione sui campioni di ferro di armatura prelevati nella parte vecchia del fabbricato sono stati i seguenti:

Provino	f_y N/mm ²	f_t N/mm ²	f_t/f_y	A_s %
16 V	352,5	519,9	1,48	21,4
16 V	340,9	486,1	1,43	25,6
16 V	358,3	518,4	1,45	28,8

Dai risultati ottenuti è risultato evidente che nella parte vecchia del fabbricato è stato utilizzato ferro liscio del tipo Aq50 (tensione di snervamento > 2700 daN/cm² e tensione rottura > 5000 daN/cm²)

Il valore della tensione di snervamento è stata ricavata come media dei valori delle tensioni di snervamento dei provini e risulta essere:

$$f_{ym} = 350,6 \text{ N/mm}^2.$$

Nella verifica di vulnerabilità sismica, si utilizzeranno per l'acciaio le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$f_{ym} = 3.506 \text{ daN/cm}^2 = \text{Valore medio della tensione di snervamento delle barre}$$

$$f_{yd_duttile} = f_{ym} / FC = 3.506 / 1,20 = 2.922 \text{ daN/cm}^2 \text{ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi duttili};$$

$$f_{yd_fragile} = f_{ym} / FC * \gamma_s = 3.506 / (1,20 * 1,15) = 2.541 \text{ daN/cm}^2 \text{ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi fragili}.$$

I risultati delle prove di trazione sui campioni di ferro di armatura prelevati nella parte nuova del fabbricato sono stati i seguenti:

Provino	f_y N/mm ²	f_t N/mm ²	f_t/f_y	A_s %
12 N	468,3	677,6	1,45	44,9
12 N	467,4	668,5	1,43	45,5
12 N	467,4	701,0	1,50	57,8

Dai risultati ottenuti è risultato evidente che nella parte nuova del fabbricato è stato utilizzato ferro ad aderenza migliorata del tipo FeB44K (tensione di snervamento > 4300 daN/cm² e tensione rottura > 5400 daN/cm²)

Il valore della tensione di snervamento è stata ricavata come media dei valori delle tensioni di snervamento dei provini e risulta essere:

$$f_{ym} = 467,7 \text{ N/mm}^2.$$

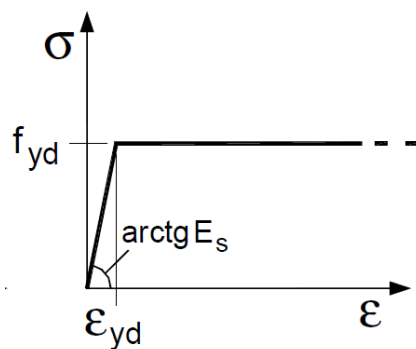
Nella verifica di vulnerabilità sismica, si utilizzeranno per l'acciaio le seguenti caratteristiche meccaniche:

$f_{ym} = 4.677 \text{ daN/cm}^2 =$ Valore medio della tensione di snervamento delle barre

$f_{ydm_duttile} = f_{ym} / FC = 4.677 / 1,20 = 3.897 \text{ daN/cm}^2$ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi duttili;

$f_{yd_fragile} = f_{ym} / FC * \gamma_s = 4.677 / (1,20 * 1,15) = 3.389 \text{ daN/cm}^2$ valore di calcolo utilizzato per le verifiche degli elementi/meccanismi fragili.

Si è assunto per l'acciaio il diagramma di calcolo tensione snervamento elastico-perfettamente plastico indefinito.



3.3 - SUI SOLAI PER L'IDONEITA' STATICA

I solai di piano e di copertura della parte nuova del fabbricato sono in latero-cemento di altezza 20+5 cm. con pignatte di larghezza 40 cm. accostate all'intradosso per formare la casseforma del travetto di larghezza circa 7/8 cm. da armare e gettare in opera. L'armatura dei travetti e della soletta è costituita da barre di ferro ad aderenza migliorata.

I solai di piano e di copertura della parte vecchia del fabbricato sono in latero-cemento di altezza 30+4 cm. con pignatte di larghezza 40 cm. accostate all'intradosso per formare la casseforma del travetto di larghezza circa 7/8 cm. da armare e gettare in opera. L'armatura dei travetti e della soletta è costituita da barre di ferro liscio.

Nella soletta dei solai risulta presente una armatura di ripartizione disposta perpendicolarmente all'armatura principale dei travetti. Sono inoltre presenti nel solaio cordoli rompitratta orditi perpendicolarmente ai travetti.

I solai non presentano alcun segno di degrado e deformazioni e possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano ai sensi del paragrafo 7.2.6. del D.M. 14.01.2008.

La stratigrafia dei solai viene riportata nell'analisi dei carichi del successivo capitolo 6.

3.4 - SUL MANTENIMENTO DELLA FUNZIONALITA' DEGLI IMPIANTI

Il paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008 dispone che la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti potranno essere eseguiti con riferimento ai soli S.L.U.; nel caso in cui si effettui la verifica anche nei confronti degli stati limite di esercizio i relativi livelli di prestazione possono essere stabiliti dal progettista di concerto con il committente.

Le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) o, in alternativa, alla condizione di collasso (SLC).

In base al contratto di incarico si è stabilito per le verifiche sismiche di fare riferimento esclusivamente agli stati limite ultimi.

3.5 - VALUTAZIONE CRITICA DEI RISULTATI DELLE INDAGINI

Dai risultati delle indagini si è evidenziata la differenza notevole di resistenza dei materiali tra la parte vecchia del fabbricato realizzata negli anni 1971 e 1972 e la parte nuova del fabbricato realizzata nel 1977.

Si è rilevata inoltre una differenza sullo schema dei telai principali costituiti nella parte nuova da n. 6 pilastri anziché n. 4 pilastri della parte vecchia.

Le strutture del nuovo fabbricato sono state realizzate ad una distanza dal vecchio fabbricato di 2 cm. Tenendo conto che il vecchio fabbricato era stato intonacato la distanza tra gli elementi strutturali è di circa 4 cm.

Tale distanza può comportare il martellamento, cioè le due strutture soggette ad azioni sismiche, oscillando possono urtare l'una contro l'altra lesionandosi a vicenda.

Per evitare questo pericoloso fenomeno, il D.M. 14 gennaio 2008 prevede che la distanza tra due costruzioni contigue d , non sia inferiore alla somma degli spostamenti massimi orizzontali calcolati per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) e, in ogni caso, non inferiori a:

$$d = \frac{\alpha h}{100}$$

dove:

h = è la quota in cm. dei punti affacciati misurata dal piano di fondazione;

α = è un coefficiente di rischio sismico uguale o inferiore a 1, e calcolato con: $a_g * S / (0,5 * g)$.

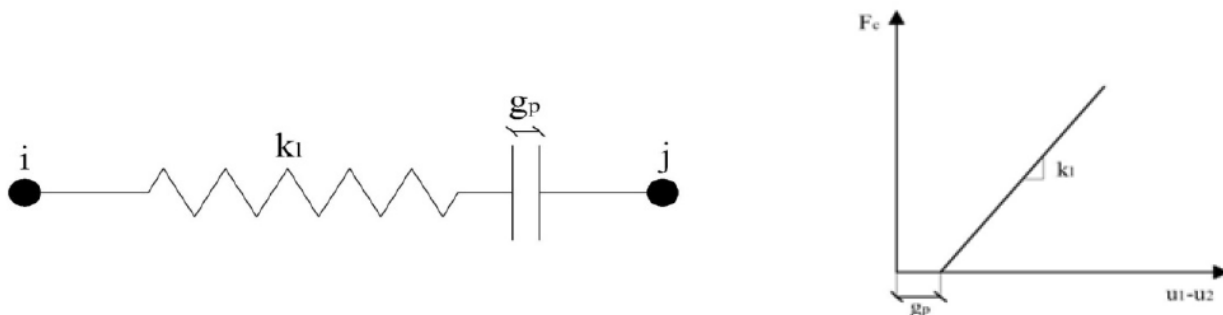
Nella formula del coefficiente, a_g è l'accelerazione orizzontale massima al suolo indotta dal sisma, S è un coefficiente di amplificazione sismica che tiene conto delle caratteristiche topografiche e stratigrafiche del terreno, mentre g è l'accelerazione di gravità.

Per tenere conto dell'azione di martellamento, le due strutture inizialmente sono analizzate singolarmente in modo tale da determinare la loro oscillazione massima.

La distribuzione delle forze di taglio di piano, previste in fase sismica, modificano il loro andamento se gli edifici considerati sono soggetti al martellamento.

In questo caso, infatti, si generano delle forze di taglio supplementari chiamate “forze di contatto (F_c)” che possono portare anche al collasso di qualche elemento strutturale.

L'azione di martellamento può essere stimata in maniera semplificata considerando l'interposizione di una molla tra le forze impattanti che assicura il trasferimento delle forze di contatto (F_c) secondo il legame costitutivo riportato in figura:



La forza di contatto sarà massima ad una distanza nulla tra i fabbricati e sarà nulla ad una distanza tra i fabbricati pari a quella di massima oscillazione.

Il valore della forza di contatto può essere quindi determinato considerando che la stessa assume valori proporzionali allo spostamento.

Nel presente caso si avranno azioni di martellamento sulle travi in quanto i pilastri sono distanziati tra loro di circa 55 cm.

Le azioni di martellamento dipenderanno dall'intensità dell'azione sismica e provocheranno dei collassi locali in corrispondenza delle travi che entreranno in contatto durante l'evento sismico provocandone la rottura.

Si ritiene che i meccanismi di rottura locali dovuti al martellamento siano tali da non provocare labilità strutturali della struttura nel suo complesso, pertanto non vengono considerate nella determinazione dell'indicatore di rischio dello stato di vulnerabilità dell'intera struttura.

Sono stati inoltre rilevati diversi pilastri tozzi in corrispondenza delle scale che risultano essere estremamente vulnerabili a taglio.

I solai di piano e di copertura del fabbricato possono essere considerati infinitamente rigidi ai sensi del paragrafo 7.2.6 del D.M. 14.01.2008.

CAPITOLO 4 – VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

Lo scopo della presente valutazione della sicurezza del fabbricato è di determinare il grado di sicurezza del fabbricato nei confronti dell'azione sismica prevista per la tipologia di edificio.

Ai sensi del paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008 la valutazione della sicurezza viene eseguita solo con riferimento allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

CAPITOLO 5 - VITA NOMINALE – CLASSI D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

La vita nominale di un'opera strutturale V_N è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata. Nel presente caso si considera:

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

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito, al variare della classe d'uso.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, le costruzioni sono suddivise in classi d'uso. Nel nostro caso tenendo conto del Decreto del Capo del dipartimento della Protezione Civile n. 3865 del 21.10.2003 e della D.G.R. n. 1520 del 11.11.2003, si considera la classe d'uso III:

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 rilevanti di un loro eventuale collasso.

Per la classe III il coefficiente d'uso $C_U = 1,5$.

Nel nostro caso quindi il periodo di riferimento è:

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

CAPITOLO 6 – AZIONI SULLA COSTRUZIONE

Le azioni prese in esame per l'analisi e le verifiche della costruzione in progetto sono classificate secondo la variazione della loro intensità nel tempo in:

a) *permanenti* (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare con sufficiente approssimazione costanti nel tempo:

- 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);

b) *variabili* (Q): azioni che agiscono sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel tempo:

- di lunga durata: agiscono con un'intensità significativa, anche non continuativamente, per un tempo non trascurabile rispetto alla vita nominale della struttura;

- di breve durata: azioni che agiscono per un periodo di tempo breve rispetto alla vita nominale della struttura;

c) *eccezionali* (A): incendi, esplosioni, urti e impatti

d) *sismiche* (E): azioni derivanti dal terremoto.

Ai fini della definizione della vulnerabilità non è necessario considerare gli effetti della variabilità spaziale del moto prevista dal paragrafo 3.2.5. del D.M. 14.01.2008.

6.1. - COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche degli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

– Combinazione fondamentale, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

– Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche alle tensioni ammissibili:

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

– 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 di progetto A_d :

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

dove:

G_1 = peso proprio degli elementi strutturali;

G_2 = peso proprio degli elementi non strutturali;

P = precompressione;

Q_{k1} = azione variabile dominante rappresentata dal valore caratteristico dell'azione variabile;

Q_{k2}, Q_{k3} = azioni variabili che possono agire contemporaneamente alla dominante;

$\psi_{0i}, \psi_{1i}, \psi_{2i}$ = rappresentano i coefficienti di combinazione, da determinarsi sulla base di considerazioni statistiche, per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici i cui valori sono forniti dalla seguente tabella:

Tabella 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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture	0,0	0,0	0,0
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

γ_p = coefficienti parziale precompressione = 1;

γ_{G1} , γ_{G2} , γ_{G2} , γ_{Q1} = rappresentano i coefficienti parziali forniti dalla tabella seguente:

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

		Coefficiente γ_F	EQU	A1 STR	A2 GEO
Carichi permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali ⁽¹⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Carichi variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,0	0,0	0,0
	sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾Nel caso in cui i carichi permanenti non strutturali (ad es. carichi permanenti portati) siano compiutamente definiti si potranno adottare per essi gli stessi coefficienti validi per le azioni permanenti.

Si fa riferimento a tre diversi stati limite ultimi (EQU, STR, e GEO) che tengono conto rispettivamente dell'equilibrio come corpo rigido, della resistenza strutturale anche in fondazione e dello stato limite di resistenza del terreno. Per quello che riguarda la combinazione per gli stati limite ultimi STR e GEO, il DM08 propone due approcci (A1, A2), il primo approccio prevede due diverse combinazioni, la prima delle quali, condizionante il dimensionamento strutturale, prevede l'utilizzo dei coefficienti presenti in colonna A1 per tutte le azioni, la seconda combinazione condizionante il dimensionamento geotecnico, prevede l'impiego dei coefficienti presenti in colonna A2. Il secondo approccio prevede un'unica combinazione con l'impiego dei coefficienti presente in colonna A1 per le azioni.

Nel caso della verifica di vulnerabilità di un edificio esistente la **combinazione statica di riferimento per la valutazione della vulnerabilità sismica** è quella che prevede i carichi gravitazionali combinati come nel caso sismico.

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

Se questa combinazione di carico comporta la presenza di elementi non verificati, l'analisi di vulnerabilità sismica può essere bloccata e potrà essere eseguita solo dopo aver eliminato le carenze statiche degli elementi critici attraverso opportuni interventi di adeguamento.

Il paragrafo C.8.3 della Circolare n. 617/2009 impone la necessità e l'improcrastinabilità di interventi di adeguamento nel caso in cui non siano soddisfatte le verifiche relative alle azioni controllate dall'uomo.

La combinazione statica generale (il cui soddisfacimento o meno, non comporta il blocco della valutazione della vulnerabilità sismica del fabbricato) è quella indicata per le costruzioni esistenti al paragrafo 8.5.5 del D.M. 14.01.2008 in cui γ_G può essere preso unitario e $\gamma_Q = 1,5$:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

Tale combinazione viene comunque raffrontata con una combinazione statica in cui sia γ_G che γ_Q sono presi con il valore unitario per valutare più criticamente la gravità del mancato adeguamento statico:

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

6.2 - ANALISI DEI CARICHI

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DELLA SCUOLA PARTE NUOVA (TIPOLOGIA 1)

PESO PROPRIO 280 daN/mq

Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40$ cm
 9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $20 \cdot 9 = 180$ daN/mq
 Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,05 = 125$ daN/mq

SOVRACCARICO PERMANENTE 258 daN/mq

Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12$ daN/mq
 Sottofondo e pavimento: $1800 \cdot 0,07 = 126$ daN/mq
 Tramezzi $(52+24) \cdot 3,4 = 258$ daN/m per cui $g_2 = 120$ daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria C1 300 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DELLA SCUOLA PARTE VECCHIA (TIPOLOGIA 2)

PESO PROPRIO 370 daN/mq

Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40$ cm
 9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $30 \cdot 9 = 270$ daN/mq
 Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,04 = 100$ daN/mq

SOVRACCARICO PERMANENTE 222 daN/mq

Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12$ daN/mq
 Sottofondo e pavimento: $1800 \cdot 0,05 = 90$ daN/mq
 Tramezzi $(52+24) \cdot 3,4 = 258$ daN/m per cui $g_2 = 120$ daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria C1 300 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DI COPERTURA DEL FABBRICATO PARTE NUOVA (TIPOLOGIA 3)

PESO PROPRIO 280 daN/mq

Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40$ cm
9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $20 \cdot 9 = 180$ daN/mq
Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,05 = 125$ daN/mq

SOVRACCARICO PERMANENTE 144 daN/mq

Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12$ daN/mq
Blocco in laterizio = $1040 \cdot 0,12 \cdot 0,12 = 15$ daN/mq
Tavellone = 35 daN/mq
Massetto di sottofondo: $1800 \cdot 0,04 = 72$ daN/mq
Isolamento e guaina = 10 daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria H1 50 daN/mq
Neve 120 daN/mq

Il carico della neve sulla copertura è stato valutato con la seguente espressione:

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

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura che in questo caso è pari a 0,8;

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

C_e è il coefficiente di esposizione assunto in questo caso pari a 1;

C_t è il coefficiente termico assunto in questo caso pari a 1.

L'opera in oggetto è localizzata nella zona I Mediterranea (Pesaro-Urbino) a circa 10 m. dal livello del mare, alla quale corrisponde un carico $q_{sk} = 1,50$ kN/m².

$$q_s = 1 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1,5 = 1,20 \text{ kN/mq}$$

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DI COPERTURA DEL FABBRICATO PARTE VECCHIA (TIPOLOGIA 4)

PESO PROPRIO 370 daN/mq

Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40$ cm
9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $30 \cdot 9 = 270$ daN/mq
Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,04 = 100$ daN/mq

SOVRACCARICO PERMANENTE 144 daN/mq

Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12$ daN/mq
Blocco in laterizio = $1040 \cdot 0,12 \cdot 0,12 = 15$ daN/mq
Tavellone = 35 daN/mq
Massetto di sottofondo: $1800 \cdot 0,04 = 72$ daN/mq
Isolamento e guaina = 10 daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE

Categoria H1 50 daN/mq
Neve 120 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SULLA SCALA (TIPOLOGIA 5)

PESO PROPRIO 300 daN/mq
Soletta $s = 12 \text{ cm} = 300 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO PERMANENTE 300 daN/mq
Alzata e pedata e intonaco = 300 daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE
Categoria C1 400 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DI COPERTURA DEL TORRINO (TIPOLOGIA 6)

PESO PROPRIO 280 daN/mq
Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40 \text{ cm}$
9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $20 * 9 = 180 \text{ daN/mq}$
Soletta collaborante: $2500 * 0,05 = 125 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO PERMANENTE 94 daN/mq
Intonaco: $1200 * 0,01 = 12 \text{ daN/mq}$
Massetto di sottofondo: $1800 * 0,04 = 72 \text{ daN/mq}$
Isolamento e guaina = 10 daN/mq

SOVRACCARICO VARIABILE
Categoria H1 50 daN/mq
Neve 120 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI AGENTI SUL SOLAIO DELLA SCUOLA PARTE VECCHIA SENZA TRAMEZZI (TIPOLOGIA 7)

PESO PROPRIO 370 daN/mq
Pignatte con travetti gettati in opera $i = 40 \text{ cm}$
9 daN/mq per ogni cm. di altezza: $30 * 9 = 270 \text{ daN/mq}$
Soletta collaborante: $2500 * 0,04 = 100 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO PERMANENTE 102 daN/mq
Intonaco: $1200 * 0,01 = 12 \text{ daN/mq}$
Sottofondo e pavimento: $1800 * 0,05 = 90 \text{ daN/mq}$

SOVRACCARICO VARIABILE
Categoria C1 300 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI DEL TAMPONAMENTO ESTERNO LONGITUDINALE PARTE NUOVA E TORRINI (TIPOLOGIA 8)

PESO PROPRIO 296 daN/mq
Intonaco interno: $1.200 * 0,02 = 24 \text{ daN/mq}$
Foratone: $900 * 0,26 = 234 \text{ daN/mq}$
Intonaco esterno: $1.900 * 0,02 = 38 \text{ daN/mq}$

ANALISI DEI CARICHI DEL TAMPONAMENTO ESTERNO PARTE VECCHIA (TIPOLOGIA 9)

PESO PROPRIO	348 daN/mq
Intonaco interno: $1.200 \cdot 0,02 = 24$ daN/mq	
Foratone s=26 cm.: $900 \cdot 0,26 = 234$ daN/mq	
Forato s= 8 cm.: 52 daN/mq	
Intonaco esterno: $1.900 \cdot 0,02 = 38$ daN/mq	

ANALISI DEI CARICHI DELL'INFISSO (TIPOLOGIA 10)

PESO PROPRIO	15 daN/mq
--------------	-----------

ANALISI DEI CARICHI DELLO SBALZO DI RACCORDO DEI SOLAI DELLA SCUOLA PARTE NUOVA (TIPOLOGIA 11)

PESO PROPRIO	625 daN/mq
Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,25 = 125$ daN/mq	

SOVRACCARICO PERMANENTE	138 N/mq
Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12$ daN/mq	
Sottofondo e pavimento: $1800 \cdot 0,07 = 126$ daNmq	

SOVRACCARICO VARIABILE	
Categoria C1	300 daN/mq

ANALISI DEI CARICHI DELLO SBALZO DI RACCORDO DEL SOLAIO DI COPERTURA DELLA SCUOLA PARTE NUOVA (TIPOLOGIA 12)

PESO PROPRIO	625 daN/mq
Soletta collaborante: $2500 \cdot 0,25 = 125$ daN/mq	

SOVRACCARICO PERMANENTE	144 daN/mq
Intonaco: $1200 \cdot 0,01 = 12$ daN/mq	
Blocco in laterizio = $10400 \cdot 0,12 \cdot 0,12 = 15$ daN/mq	
Tavellone = 35 daN/mq	
Massetto di sottofondo: $1800 \cdot 0,04 = 72$ daN/mq	
Isolamento e guaina = 10 daN/mq	

SOVRACCARICO VARIABILE	
Categoria H1	50 daN/mq
Neve	120 daN/mq

6.3 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE AZIONE SIMICA

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “**pericolosità sismica di base**” del sito di costruzione che è descritta dalla probabilità che in un fissato intervallo di tempo si verifichi un evento sismico di entità almeno pari al valore prefissato.

La pericolosità sismica è definita 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 di sottosuolo A ($V_{s30} > 800$ m/s), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di superamento P_{VR} come definite nel periodo di riferimento V_R .

Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

a_g = accelerazione orizzontale massima al sito;

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

T^*_C = periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato al DM. 14.01.2008, sono forniti i valori dei tre parametri sopra citati, per tutti i siti considerati in base ad un reticolo di riferimento basato su periodi di ritorno compresi nell'intervallo 30 anni/ 2.475 anni.

La norma individua quattro stati limite nei confronti delle azioni sismiche: stati limite di esercizio:

- 1) Stato limite di operatività (SLO);
- 2) Stato limite di Danno (SLD).

stati limite ultimi:

- 3) Stato limite di salvaguardia della vita (SLV);
- 4) Stato limite di prevenzione del collasso (SLC)

Le probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} , cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono riportate nella successiva Tab. 3.2.I.

Tabella 3.2.I – Probabilità di superamento P_{V_k} al variare dello stato limite considerato

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

L'allegato A al DM 14.01.2008 suggerisce la seguente relazione per calcolare il tempo di ritorno:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{Vr})}$$

Qualora il tempo di ritorno richiesto sia differente da uno dei 9 tempi di ritorno forniti in tabella, sarà possibile ricavare il valore del parametro di interesse mediante interpolazione tra i valori dei

parametri corrispondenti ai due tempi di ritorno (dei nove forniti per ognuno dei nodi del reticolo di riferimento) che comprendono il tempo di ritorno necessario, mediante la formula:

$$\log(P) = \log(P_1) + \log\left(\frac{P_2}{P_1}\right) \times \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \times \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1}$$

in cui:

p = valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno TR desiderato;

TR = periodo di ritorno desiderato, corrispondente alla vita di riferimento (VR) ed alla probabilità di superamento nella vita di riferimento (PVR) per lo stato limite considerato;

TR1, TR2 = periodi di ritorno più prossimi a TR per i quali si dispone dei valori p1 e p2 del generico parametro p.

I valori dei parametri ag, Fo e T*c determinati sono relativi a situazioni geologiche corrispondenti ad un sito con assenza di effetti locali dei terreni, ovvero con presenza di substrato sismico (Vs30>800m/s) affiorante o subaffiorante ed in condizioni morfologiche pianeggianti.

Qualora il sito di progetto non presenti le suddette condizioni sarà necessario, compiere specifiche analisi di valutazione della risposta sismica locale, o in alternativa, verificare:

a) la categoria di suolo di fondazione mediante la stima del parametro Vs30 (tabella 3.2.II nel Cap 3.2 de D.M. 14.01.2008) e di conseguenza valutare l'incremento sull'azione sismica (tabella 3.2.V nel Cap 3.2 del D.M. 14.01.2008). La caratterizzazione geotecnica dei terreni si effettua in base ai valori della velocità equivalente Vs30 di propagazione delle onde di taglio entro i primi 30 m. di profondità. Nei casi in cui tale determinazione non sia possibile, la classificazione può essere effettuata in base ai valori del numero equivalente di colpi della prova penetrometrica dinamica Nsp30 nei terreni a prevalente grana grossa ed in alternativa della resistenza non drenata Cu30 nei terreni a prevalente grana fine.

b) il coefficiente di amplificazione topografica in funzione della categoria topografica (tabelle 3.2.IV e tabelle 3.2. VI nel Cap 3.2 della Norma).

Nel presente caso si ha:

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

Pertanto, valutati i parametri spettrali ag, Fo e T*c per il sito di progetto (approccio "sito-dipendente") eventualmente corretti per il calcolo del periodo di ritorno necessario, incrementati eventualmente per l'amplificazione stratigrafica e topografica e sulla base della classe d'uso della costruzione, sarà possibile definire gli spettri orizzontali e verticali, necessari per la stima dell'azione sismica di progetto.

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico sul piano di fondazione è definito dallo spettro di risposta elastico. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima ag su sito di riferimento rigido orizzontale. Il moto può decomporre in tre componenti ortogonali di cui una verticale. In via semplificata gli spettri delle due componenti orizzontali possono considerarsi eguali ed indipendenti. La componente verticale viene considerata solo nei casi previsti dal paragrafo 7.2.1 delle NTC 2008. Sia la forma spettrale che il valore di ag variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento PVR.

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 ovvero l'azione sismica deve essere descritta mediante accelerogrammi. Analogamente si opera in presenza di sottosuoli di categoria **S1** o **S2**.

Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

nelle quali T ed S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale. Inoltre:

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 (vedi Tab. 3.2.V) e S_T il coefficiente di amplificazione topografica (vedi Tab. 3.2.VI);

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

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

dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione (la formula sopra riportata va applicata per smorzamenti convenzionali diversi dal 5% poiché per $\xi = 5\%$ (smorzamento convenzionale) il parametro vale 1)

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

T_C = periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T^*_{C}$, dove C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (vedi Tab. 3.2.V);

T_B = periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, $T_B = T_C / 3$,

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

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

Tabella 3.2.V – Espressioni di S_s e di C_c

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

Tabella 3.2.VI – 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 del rilievo	1,2
T4	In corrispondenza della cresta del rilievo	1,4

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente verticale è definito dalle espressioni seguenti:

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

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

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

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

nelle quali T e S_{ve} sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale verticale e 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:

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

I valori di a_g , F_0 , S , η sono stati in precedenza definiti per le componenti orizzontali; i valori di S_s , T_B , T_C e T_D , salvo più accurate determinazioni, sono quelli riportati nella Tab. 3.2.VII.

Tabella 3.2.VII – 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

Per tener conto delle condizioni topografiche, in assenza di specifiche analisi si utilizzano i valori del coefficiente topografico S_T riportati in Tab. 3.2.VI.

Le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q che tiene conto della capacità dissipativa anelastica della struttura.

L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q .

I valori numerici del fattore q vanno definiti in funzione dei materiali, delle tipologie strutturali, del loro grado di iperstaticità, della duttilità attesa e della interazione terreno-struttura.

Non è stata considerata la componente dell'azione sismica verticale in quanto non sono presenti nel progetto gli elementi indicati nel paragrafo 7.2.1 delle NTC 2008.

Secondo quanto proposto all' allegato B del DM 14.01.2008 considerate le coordinate geografiche del sito (longitudine est **13,00738** – latitudine nord **43,84018**) nel sistema WGS84 (convertite in automatico dal programma di calcolo in coordinate nel sistema di riferimento ED50 previsto dalla NTC 2008) si ottengono i seguenti parametri sismici e il seguente grafico dello spettro di risposta elastico (diagramma che riporta in funzione del periodo proprio l'accelerazione assoluta massima su una struttura elastica lineare ad un grado di libertà soggetta al sisma) della componente orizzontale relativo allo stato limite di salvaguardia della vita (SLV):

$$P_{vr} = 0,1$$

$$T_r = 712 \text{anni}$$

$$a_g/g = 0,21$$

$$F_0 = 2,494208$$

$$T_c^* = 0,3047857 \text{ s}$$

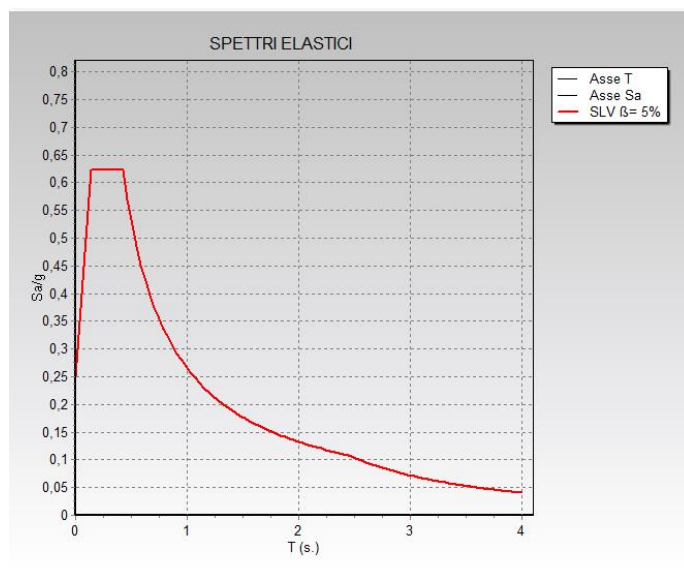
$$F_v = 1,544182$$

$$T_B = 0,1417317 \text{ s}$$

$$T_c = 0,4251952 \text{ s}$$

$$T_D = 2,441248 \text{ s}$$

$$S_s = 1,190175$$



6.4 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DEL VENTO

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, pertanto non viene esplicitata perché non ritenuta necessaria ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture di elevata snellezza e con determinate caratteristiche tipologiche come per esempio le strutture in acciaio.

6.5 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DELLA NEVE

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, per cui viene esplicitata ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

I carichi relativi all'azione della neve sono stati riportati nelle analisi di carico precedenti.

6.6 - DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DELLA TEMPERATURA

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica, pertanto non viene esplicitata perché non ritenuta necessaria ai fini delle combinazioni statiche di riferimento.

Si precisa che tali azioni hanno valenza significativa in caso di strutture con determinate caratteristiche tipologiche come per esempio le strutture in acciaio.

6.7 - DETERMINAZIONE DELLE AZIONI ECCEZIONALI

Tale azione non è prevista in combinazione con l'azione sismica. Non sono comunque presenti

CAPITOLO 7 - CRITERI GENERALI DI VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' PER AZIONI SISMICHE

In questa sezione si riportano le informazioni preliminari per l'esecuzione del calcolo sismico, tali da poter fornire una descrizione delle ipotesi basilari di verifica.

7.1 - ANALISI DI REGOLARITA'

Una costruzione è regolare in pianta e in altezza quando il suo comportamento è governato principalmente da modi di vibrare sostanzialmente traslazionali lungo due direzioni ortogonali e quando tali modi siano caratterizzati da spostamenti crescenti in maniera approssimativamente lineare con l'altezza.

Il paragrafo 7.2.2 del D.M. 14.01.2008 fornisce i criteri di regolarità in pianta ed in altezza. Tali criteri sono da intendersi come condizioni necessarie ma non sufficienti ai fini di controllare la regolarità.

Una edificio è regolare in pianta se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

a) la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;

b) il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui la costruzione risulta inscritta è inferiore a 4;

c) nessuna dimensione di eventuali rientri o sporgenze supera il 25 % della dimensione totale della costruzione nella corrispondente direzione;

d) gli orizzontamenti possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Nel presente caso entrambi gli edifici in cui è diviso il fabbricato sono **regolari in pianta**.

Sempre riferendosi agli edifici, una costruzione è regolare in altezza se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

e) tutti i sistemi resistenti verticali (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza della costruzione;

f) 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;

g) 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 "l'orizzontamento adiacente"); può fare eccezione l'ultimo orizzontamento di strutture intelaiate di almeno tre orizzontamenti;

h) 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.

Entrambi gli edifici in cui è diviso il fabbricato **risultano regolari in altezza** in quanto sono rispettate tutte le condizioni sopra riportate. Si precisa che la regolarità in altezza dovrà essere confermata dal calcolo in particolare verificando a posteriori la condizione g).

7.2 - CLASSIFICAZIONE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI

Gli elementi strutturali sono classificati in base ai probabili meccanismi di rottura a cui potrebbero andare incontro in caso di sisma.

Nelle costruzioni esistenti in c.a. soggette ad azioni sismiche viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti che possono essere:

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

I meccanismi duttili 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.

I meccanismi fragili possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare il collasso dell'intera struttura.

Nella valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente in c.a. è fondamentale individuare e separare i due tipi di elementi/meccanismi poiché è diversa la valutazione degli effetti, delle capacità sismiche e delle relative verifiche per le due tipologie.

L'analisi sismica globale deve utilizzare, per quanto possibile, metodi di analisi che consentano di valutare in maniera appropriata sia la resistenza che la duttilità disponibile della struttura.

L'impiego di metodi di calcolo lineari richiede da parte del progettista un'opportuna definizione del fattore di struttura q , il cui valore è scelto nel campo tra 1,5 e 3,0 sulla base della regolarità nonché dei tassi di lavoro dei materiali sotto le azioni statiche.

Nel caso di uso del fattore di struttura, tutti gli elementi strutturali duttili devono soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Tutti gli elementi strutturali fragili devono invece soddisfare la condizione che la sollecitazione indotta dall'azione sismica ridotta per $q=1,5$ sia inferiore o uguale alla corrispondente resistenza.

Con l'impiego di una analisi statica non lineare i meccanismi "duttile" si verificano controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione mentre 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 direttamente ottenuti da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

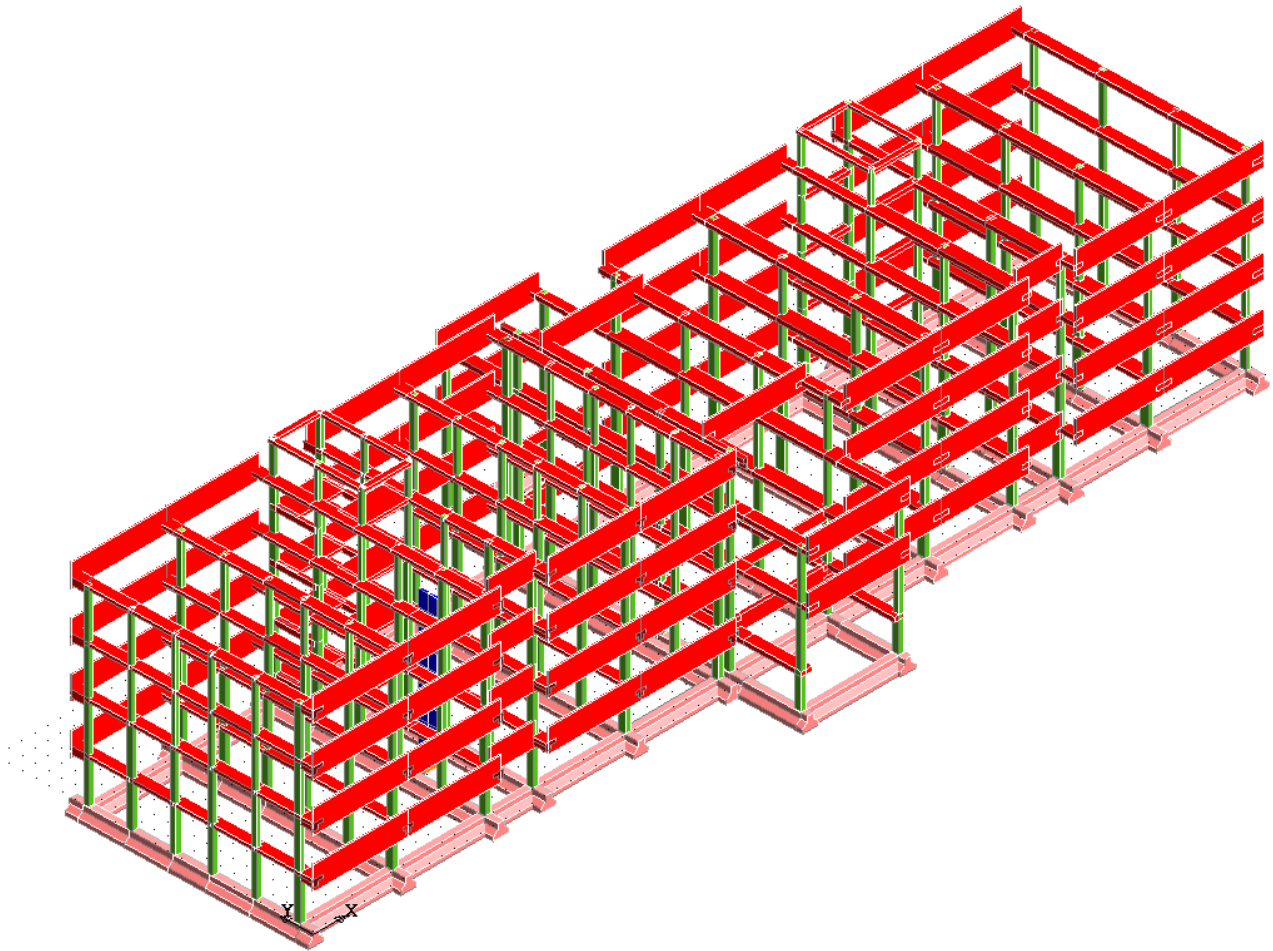
Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza in relazione al livello di conoscenza raggiunto.

7.3 - VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ STATICA

In base al paragrafo 8.5.5. del D.M. 14.01.2008 la combinazione statica generale, in cui in base al paragrafo 8.5.5 del D.M. 14.01.2008 i coefficienti parziali γ_G si assumono unitari mentre i coefficienti parziali γ_Q si assumono pari a 1,5:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$$

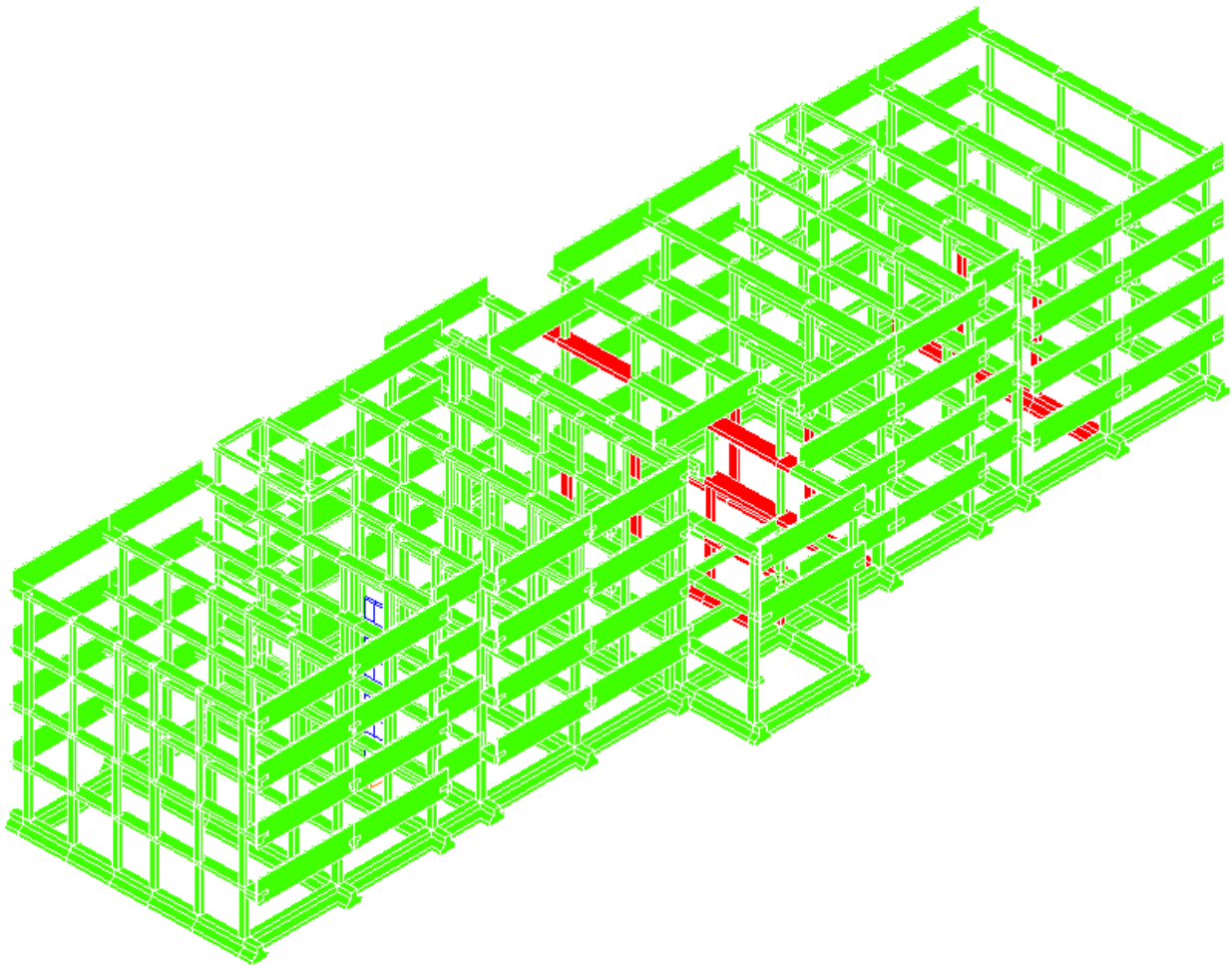
Per la valutazione della vulnerabilità statica è stato utilizzato il seguente modello di calcolo tridimensionale:



I risultati della valutazione di vulnerabilità statica del fabbricato sono stati riportati nella relazione di calcolo allegata.

Dai risultati si è constatato che alcuni elementi della parte vecchia del fabbricato non risultano verificati.

Gli elementi non verificati per una carenza di resistenza a flessione e a taglio sono individuati in rosso nel modello seguente:



7.4 - VALUTAZIONE DELL'IDONEITA' STATICA DEI SOLAI

Sul solaio della parte nuova del fabbricato è stata fatta eseguire dal Direttore dei Lavori Ing. Vittorio Luzi in data 25.07.1978 una prova di carico che ha dato esito positivo.

Nel certificato di collaudo della parte vecchia del fabbricato redatto il 05.06.1973 dal collaudatore Ing. Vittorio Luzi si riferisce di una prova di carico su un solaio fatta eseguire dal Direttore dei Lavori Ing. Travostini Antonio con risultati positivi.

CAPITOLO 8 – ASPETTI ULTERIORI PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' SISMICA DEL FABBRICATO

8.1 – PRESENZA DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

Non sono stati considerati elementi strutturali secondari definiti dal paragrafo 7.2.3 del D.M. 14.01.2008.

Il tipo di elemento indicato nei dati del programma di calcolo come “secondario” non deve confondersi con l’analogo di cui al paragrafo 7.2.3 del D.M. 14.01.2008, ma significa solo che quell’elemento verrà considerato sismo-resistente senza che per esso vengano controllati i parametri legati al rispetto della gerarchia delle resistenze.

8.2 – PRESENZA DI ELEMENTI COSTRUTTIVI SENZA FUNZIONE STRUTTURALE SISMICAMENTE RILEVANTI

Ai sensi del paragrafo 8.3 del D.M. 14.01.2008 la valutazione della sicurezza è stata eseguita con riferimento al solo SLU nella condizione di salvaguardia della vita umana (SLV) pertanto non vengono presi in considerazione gli elementi costruttivi senza funzione strutturale sismicamente rilevanti.

8.3 - MODELLAZIONE DI TAMPONATURE IN GRADO DI INFLUENZARE LA RISPOSTA SISMICA DI UN EDIFICIO IN C.A.

Negli edifici con struttura portante costituita da una intelaiatura in calcestruzzo armato, i pannelli di tamponamento, sia che siano costituiti da muratura leggera di malta e laterizio, sia che essi siano realizzati in laterizio pieno o pietra sono in grado di condizionare la risposta sismica globale.

Il ruolo delle tamponature può diventare estremamente importante nelle strutture non progettate per resistere al sisma dove il loro contributo è risultato spesso essenziale per scongiurare il crollo.

E' pur vero che a causa della loro intrinseca rigidità le tamponature possono originare configurazioni irregolari pregiudicando la corretta conformazione strutturale.

La normativa attualmente vigente identifica le tamponature come elementi non strutturali.

Per le strutture esistenti le norme non riportano indicazioni particolari, lasciando intendere che il problema vada affrontato come per le strutture nuove in un modello di analisi numerica che non prevede l'inserimento dei pannelli di tamponamento.

E' tuttavia ormai opinione diffusa che tale approccio sicuramente plausibile per le strutture nuove non lo è per le strutture esistenti dove spesso si trovano inserite nel telaio murature di rigidità non trascurabile e la cui influenza sulla risposta sismica non può essere valutata con sufficiente affidabilità se non inserendole direttamente nel modello di calcolo.

Di solito nello studio dei fabbricati esistenti si considerano tamponature non sismicamente trascurabili quelle con spessore superiore a 10 cm. e con percentuale di foratura inferiore al 45% e pertanto vengono inserite nei modelli di calcolo come puntoni equivalenti posti in diagonale.

Nel presente caso le tamponature vengono considerate elementi non strutturali e pertanto non sono state inserite nel modello di calcolo tenuto conto che gli elementi di laterizio forato che costituiscono la tamponatura esterna dei prospetti laterali hanno una percentuale di foratura superiore al 45% e che la presenza delle numerose e ampie aperture determina significative perdite di rigidità locale.

Per evitare elevate azioni di taglio sui pilastri del piano terra che per la presenza di tamponamenti parziali rendono il pilastro tozzo, si provvederà al taglio della tamponatura per uno spessore 4 cm. dall'interno lasciando esternamente uno spessore a contatto di massimo 5 cm. Il taglio eseguito verrà colmato con elemento in EPS opportunamente sagomato e rasato esternamente

CAPITOLO 9 – MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

L'analisi strutturale e le relative verifiche sono state condotte con l'ausilio del programma di calcolo strutturale CDSWIN2016 della S.T.S. s.r.l. di Catania (licenza d'uso n. 32632) che permette di effettuare, con schematizzazione totalmente tridimensionale, l'analisi di una qualsiasi struttura.

I solai sono stati considerati infinitamente rigidi, gli elementi in c.a. sono stati armati dall'utente con un quantitativo di barre ricavate dalle indagini in situ e dagli elaborati strutturali di progetto e dal progetto simulato.

Le armature introdotte nelle travi e nei pilastri sono state considerate ancorate efficacemente e con staffe confinanti cioè adeguatamente chiuse su se stesse con l'uncino di ripiegatura del tondino di lunghezza appropriata a formare un angolo di 135 o 180 gradi con il tratto di staffa di cui è il prolungamento.

Le armature delle travi sono state implementate nel programma tenendo conto del contributo dei piegati che comunque sono presenti all'interno delle travi.

Non avendo informazioni circa l'esatta collocazione dei piegati si è deciso di ricorrere al semplice raddoppio del passo di armatura in corrispondenza delle estremità, facendo affidamento alle indicazioni della normativa vigente all'epoca della costruzione che prescriveva di attribuire metà del taglio di calcolo alle staffe e metà ai piegati.

Sono state eseguite i seguenti tipi di analisi:

- analisi elastica lineare per il calcolo delle sollecitazioni derivanti da carichi statici;
- verifiche sezionali agli s.l.u. per le sezioni in c.a. utilizzando il legame parabola rettangolo per il calcestruzzo ed il legame elastico perfettamente plastico per l'acciaio;
- analisi dinamica modale per la determinazione della percentuale di massa per ogni singolo modo e dei periodi di ogni singolo modo;
- analisi statica non lineare (push Over) per la verifica di vulnerabilità sismica.

Per ciascuna direzione di ingresso del sisma si sono valutate le forze applicate spazialmente agli impalcati di ogni piano (forza in X, forza in Y e momento).

Per la verifica sismica si è utilizzata l'analisi non lineare statica (7.3.4.1, DM 14/01/08 PushOver).

L'analisi push over non prevede la plasticizzazione degli elementi bidimensionali ma solo di quelli monodimensionali cioè prevede che il comportamento delle pareti armate presenti nella struttura sia, per tutta la procedura di incremento del tagliante orizzontale, indefinitamente elastico.

Questa ipotesi in alcuni casi può non essere corrispondente alla realtà cioè può capitare che in occasione di eventi sismici rilevanti possono andare in crisi proprio le pareti in c.a.

Per ovviare a tale situazione la parete si può schematizzare in un sistema equivalente di aste travi e pilastri fra di loro collegate da connettori (link) rigidi cioè elementi ad asta virtuali aventi rigidità infinita.

Nel presente caso le pareti dell'ascensore sono state considerate indefinitamente elastiche e non sono state trasformate in un sistema equivalente di aste.

Si è giunti a tale ipotesi in quanto se si esclude la parete del vano ascensore dal modello di calcolo i risultati dell'analisi non lineare non variano sostanzialmente.

La struttura è stata modellata con il metodo degli elementi finiti utilizzando vari elementi di libreria specializzati per schematizzare i vari elementi strutturali.

Il software utilizzato è dotato di propri filtri e controlli di autodiagnostica che intervengono sia durante la fase di definizione del modello sia durante la fase di calcolo vero e proprio.

Rappresentazioni grafiche di post-processo consentono inoltre di evidenziare eventuali anomalie sfuggite all'autodiagnostica automatica.

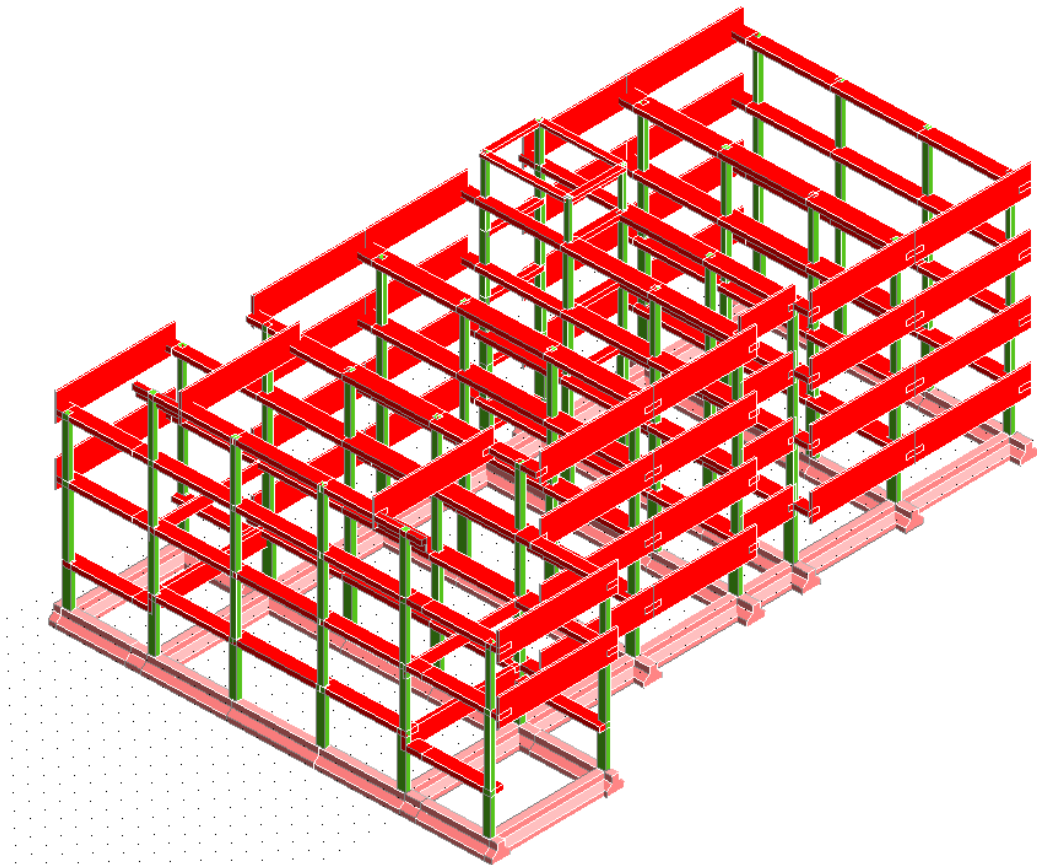
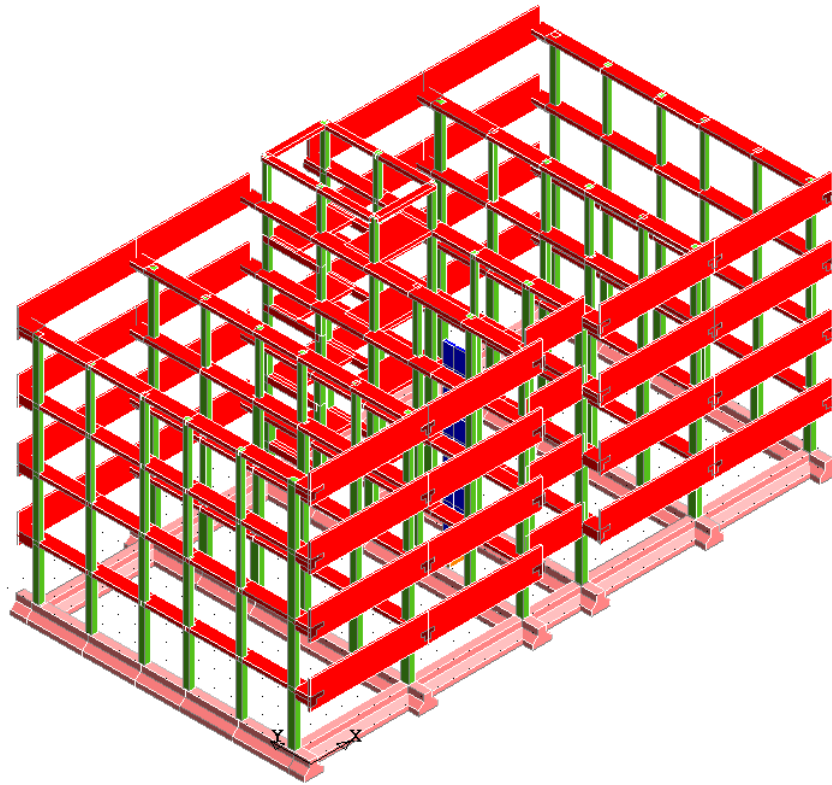
Per la verifica con la combinazione statica è stato utilizzato il modello globale riportato nel paragrafo precedente 7.3.

Per le verifiche sismiche sono state considerate singolarmente le due strutture separate dal giunto.

Questa suddivisione è necessaria in quanto:

- a) la sovrapposizione modale deve essere eseguita per ogni sottostruttura solo per i modi di vibrare che le competono ed inoltre ogni sottostruttura avrà i suoi due modi principali nelle direzioni dei sismi;
- b) i controlli della regolarità strutturale (variazione di massa e di rigidezza) devono essere eseguiti solo fra quote contigue dello stesso edificio;
- c) la correzione torsionale è differente per ogni sottostruttura perché dipende dall'ingombro massimo solo dei suoi impalcati.

Dal punto di vista grafico i modelli tridimensionali di calcolo, rispettivamente della parte nuova e della parte vecchia del fabbricato sono rappresentati dalle seguenti figure:



CAPITOLO 10- INPUT DI CALCOLO

I dati di calcolo sono stati allegati alle varie relazioni di calcolo. I dati di natura geometrica e strutturale sono stati riportati nelle tavole allegate di rilievo architettonico e strutturale.

CAPITOLO 11 – METODI DI ANALISI E CRITERI DI AMMISSIBILITA’

Il metodo di analisi utilizzato per la verifica di vulnerabilità sismica del fabbricato è l’analisi statica non lineare (pushover) in quanto si ritiene raggiunto un livello di conoscenza LC2.

Questo tipo di analisi è in pratica la via obbligata nel caso di verifiche di edifici esistenti progettati solo per i carichi verticali, in questo caso una verifica elastica risulta troppo penalizzante e di scarso interesse tecnico, solo un’analisi non lineare è in grado di valutare in maniera realistica il grado di sicurezza della struttura nei confronti del sisma.

In base al Paragrafo 7.3.4.1 delle N.T.C. 2008 l’analisi non lineare statica può essere utilizzata solo se ricorrono le condizioni di applicabilità per le distribuzioni principali (GRUPPO1):

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2 a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;
- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un’analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c .

In base ai seguenti dati relativi alla caratterizzazione modale della struttura estratti dalla relazione di calcolo della struttura prima dell’intervento:

PARTE VECCHIA			
MODO	PERIODO (s)	M%X	M%Y
1	2,86855	67,61	0,00
2	1,08385	0,09	23,59
3	0,93477	0,03	51,42
4	0,75589	17,91	0,00

PARTE NUOVA			
MODO	PERIODO (s)	M%X	M%Y
1	2,3556	72,14	0,00
2	0,96468	0,28	0,03
3	0,80202	0,00	78,19
4	0,67519	16,57	0,00

si ricava che il modo di vibrare fondamentale risulta essere in direzione X il n.1 e in direzione Y il n. 3 per entrambi le parti del fabbricato.

In base ai seguenti dati relativi alla caratterizzazione modale della struttura estratti dalla relazione di calcolo della struttura dopo l'intervento:

PARTE VECCHIA			
MODO	PERIODO (s)	M%X	M%Y
1	2,64151	65,90	0,00
2	1,03844	0,09	21,58
3	0,88281	0,03	50,94
4	0,72469	18,47	0,00

PARTE NUOVA			
MODO	PERIODO (s)	M%X	M%Y
1	2,3556	72,14	0,00
2	0,96468	0,28	0,03
3	0,80202	0,00	78,19
4	0,67519	16,57	0,00

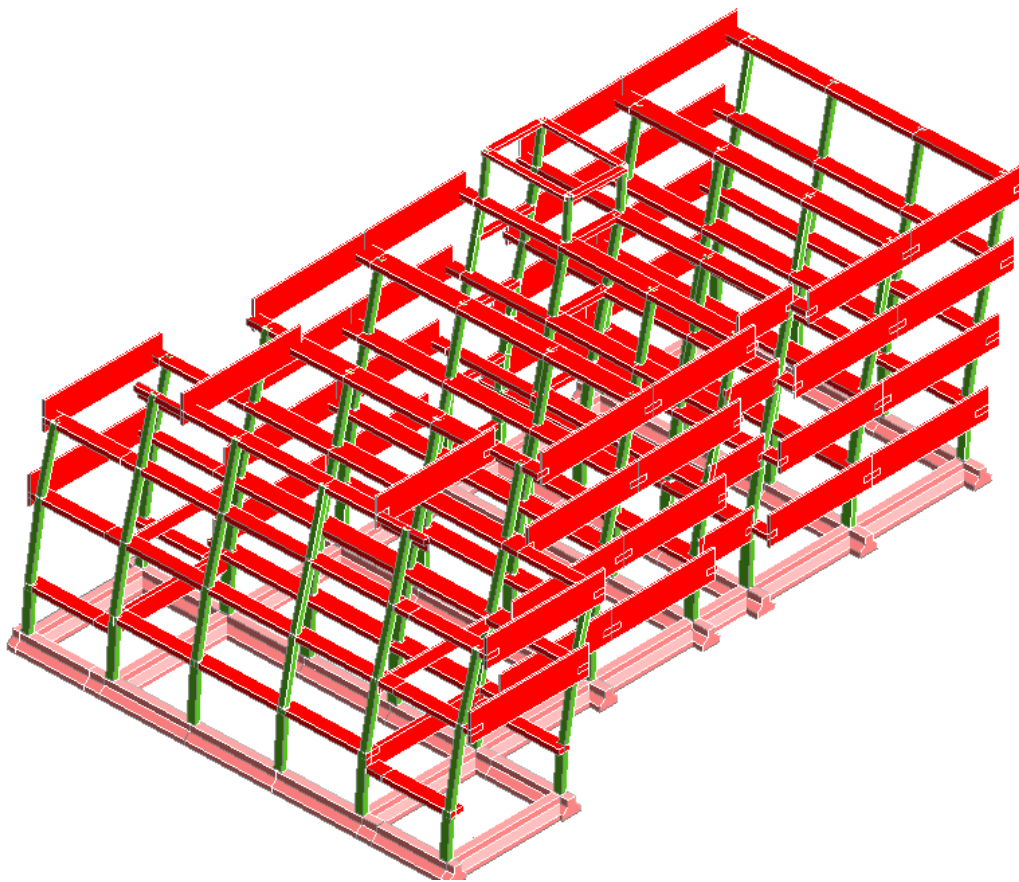
si ricava che il modo di vibrare fondamentale risulta essere in direzione X il n.1 e in direzione Y il n. 3 per entrambi le parti del fabbricato. Si ricava inoltre che a seguito dell'intervento di incamiciatura su alcuni pilastri della parte vecchia del fabbricato il periodo si riduce con conseguente incremento dell'azione sismica.

Ad eccezione del modo di fondamentale in direzione Y della parte nuova tutti i modi di vibrare hanno una partecipazione di massa inferiore al 75% da cui si deduce che non possono essere utilizzate per l'esecuzione di una analisi lineare statica le prime due distribuzioni di forze d'inerzia previste dal Gruppo 1.

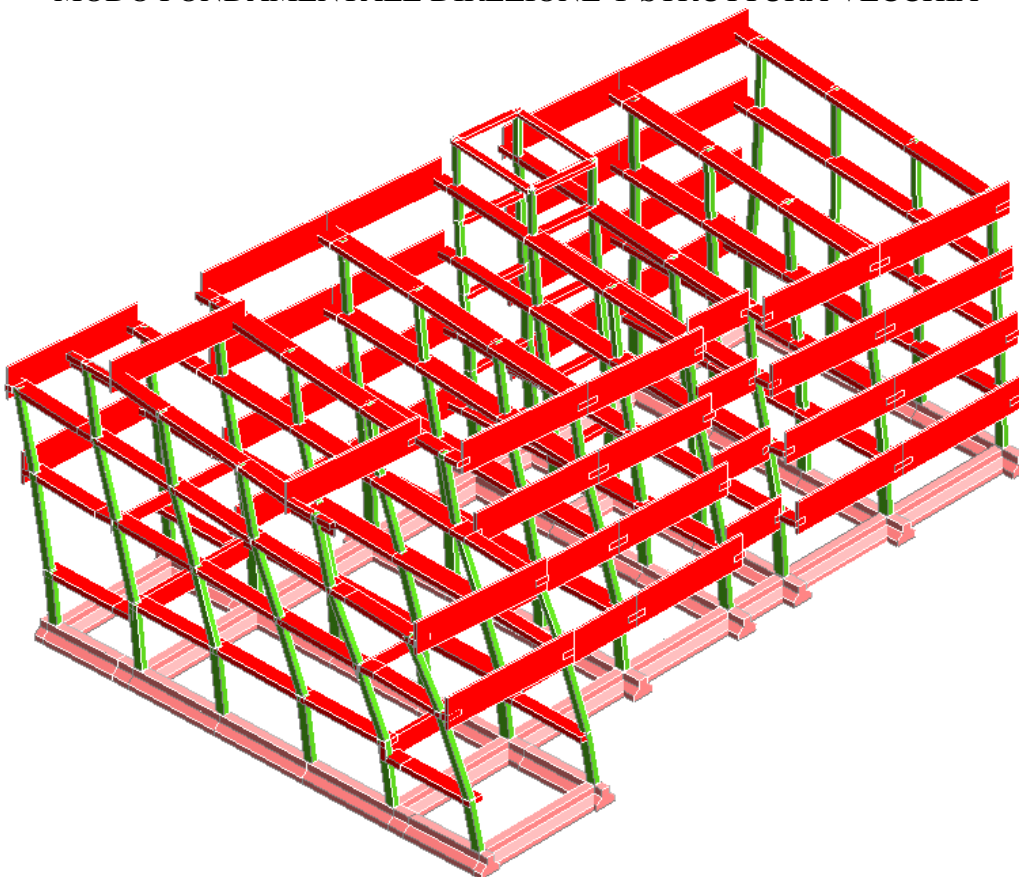
Poiché i periodi principale di entrambi le parti del fabbricato risultano essere sia in direzione X che in direzione Y superiori a $T_c = 0,425$ s. è possibile eseguire una analisi statica non lineare adottando una distribuzione del sistema di forze proporzionale alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in una analisi dinamica lineare.

Si riportano graficamente i modi di vibrare fondamentali rispettivamente della struttura vecchia e della struttura nuova:

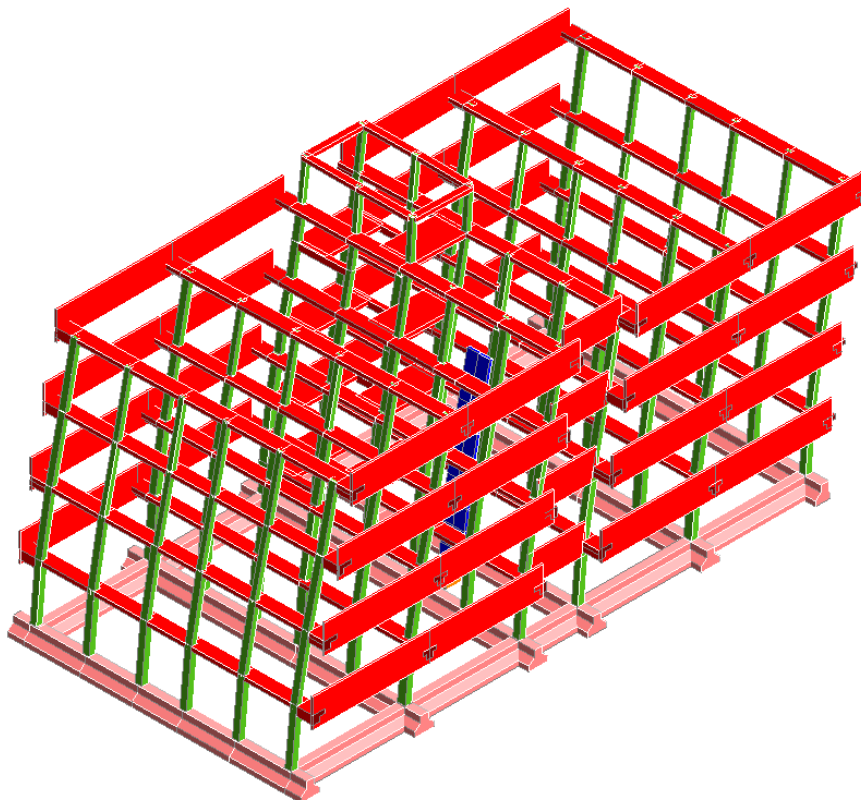
MODO FONDAMENTALE DIREZIONE X STRUTTURA VECCHIA



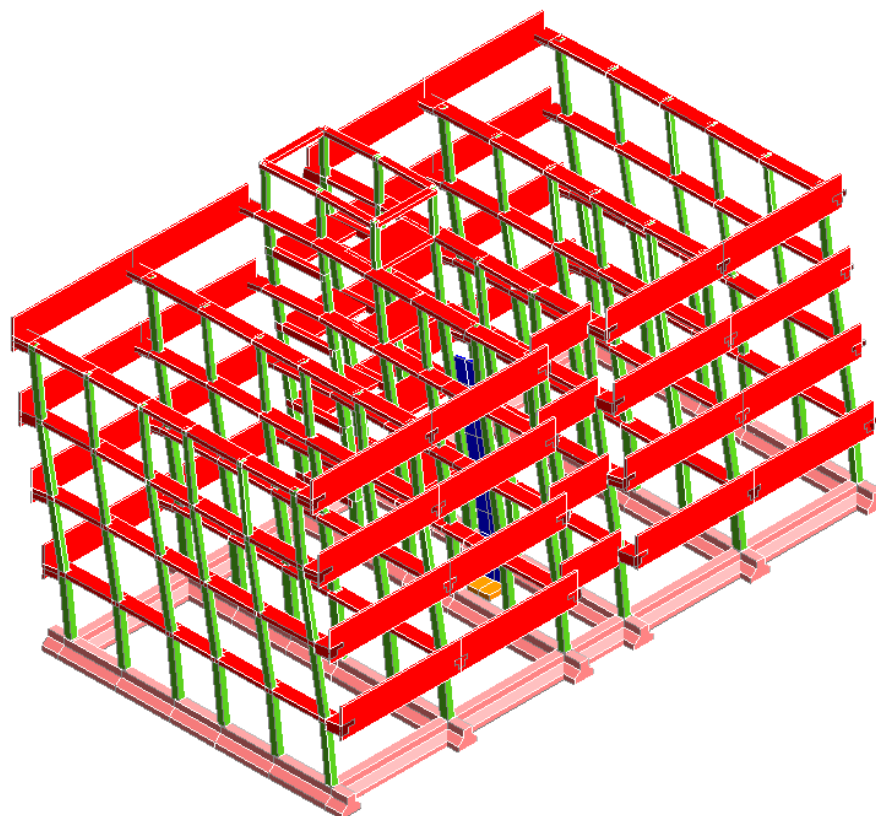
MODO FONDAMENTALE DIREZIONE Y STRUTTURA VECCHIA



MODO FONDAMENTALE DIREZIONE X STRUTTURA NUOVA



MODO FONDAMENTALE DIREZIONE Y STRUTTURA NUOVA



L'analisi statica non lineare consiste nell'applicare all'edificio i carichi gravitazionali ed un sistema di forze orizzontali che, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le forze stesse, vengono tutte scalate in modo da far crescere monotonamente lo spostamento orizzontale di un punto di controllo fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Il risultato dell'analisi consiste in un diagramma (curva di capacità) riportante in ascissa lo spostamento orizzontale del punto di controllo (coincidente con il baricentro dell'ultimo piano escluso i torrini), in ordinata il taglio alla base ovvero la risultante delle forze orizzontali applicate.

Nel presente caso il punto di controllo è stato posizionato al livello 4. Il livello 5 costituito dal torrino delle scale pur essendo costituito da un solaio rigido, per la sua estensione limitata avrebbe portato a considerare capacità deformative della struttura che in realtà non possiede.

L'analisi pushover porta sempre l'edificio al collasso. Il sistema di forze applicate viene quindi fatto crescere fino al raggiungimento della crisi strutturale.

Alla struttura vengono applicati due sistemi di forze, il primo proporzionale al prodotto delle masse per la deformata corrispondente alla forma modale più significativa per la direzione considerata di ingresso del sisma (distribuzione triangolare), il secondo proporzionale alla sola massa (distribuzione rettangolare).

Per studiare il comportamento di un fabbricato bisogna quindi applicare 16 sistemi di forze differenti. Ogni sistema di forze deve essere applicato nelle due direzioni principali in pianta (X,Y) e nei due versi (+ e -). Nella valutazione dell'azione sismica la norma prevede sempre di considerare l'eccentricità accidentale fra il baricentro delle masse e quello delle rigidezze (correzione torsionale) che si traduce nel raddoppio delle condizioni di carico sismico.

Si utilizzerà un modello a PLASTICITA' CONCENTRATA particolarmente adatto per modellare il comportamento di strutture esistenti. In questo modello tutti gli elementi che costituiscono la struttura rimangono in campo elastico, e laddove si prevede la formazione di una cerniera plastica, vengono introdotti elementi cerniera con comportamento anelastico. La non linearità della struttura rimane quindi concentrata in pochi elementi, appunto le cerniere plastiche, il cui legame costitutivo dipende dalla loro posizione all'interno della struttura e dal comportamento del singolo elemento strutturale, oltre che da quello globale del fabbricato.

Questa schematizzazione permette di descrivere fenomeni differenti, quali il comportamento flessionale, la deformabilità a taglio, lo scorrimento dell'armatura e la flessibilità del nodo trave-colonna.

Poiché la risposta della struttura è dominata da un unico modo di vibrare si trasforma il modello strutturale complesso (MDOF) in un sistema elementare equivalente ad un solo grado di libertà (SDOF).

Dalle curve di capacità del sistema complesso si determina quella dell'oscillatore elementare equivalente che rappresenta lo spettro A.D.S.R. (Attack Decay Sustain Release) che viene approssimata con una bilatera.

La verifica si ottiene confrontando la capacità di spostamento (u_{max}) con lo spostamento richiesto (d_{max}) della struttura.

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale in cui si sono usati i valori medi delle proprietà dei materiali.

La verifica degli elementi "duttili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di deformazioni con i rispettivi limiti di deformazione.

La verifica degli elementi "fragili" viene eseguita confrontando gli effetti indotti dalle azioni sismiche in termini di forze con le rispettive resistenze.

Per il calcolo della capacità di elementi/meccanismi duttili si impiegano le proprietà dei materiali esistenti direttamente ottenute da prove in sito e da eventuali informazioni aggiuntive, divise per i fattori di confidenza.

Per il calcolo della capacità di resistenza degli elementi fragili primari, le resistenze dei materiali si dividono per i corrispondenti coefficienti parziali e per i fattori di confidenza.

Nel caso di analisi pushover con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo, si considera inoltre:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di d_{max} per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di taglio si può calcolare in questo modo:
 - a) dall'analisi pushover del sistema a più gradi di libertà si ricava il taglio massimo alla base V_{bu}
 - b) si individua lo spostamento d_{cu} corrispondente a tale taglio;
 - c) se lo spostamento d_{max} relativo ad un dato Stato limite è minore di d_{cu} , il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{max} .
 - d) se $d_{max} > d_{cu}$, il taglio negli elementi verrà calcolato in corrispondenza di d_{cu} .

CAPITOLO 12 - OUTPUT DI CALCOLO

I risultati di calcolo dello stato attuale prima dell'intervento e dello stato modificato a seguito dell'intervento sono stati riportati nella relazione di calcolo allegata.

CAPITOLO 13- VERIFICHE DI VULNERABILITA'

Nel caso di analisi statica non lineare le verifiche andranno condotte attraverso il confronto tra la curva di capacità globale in formato ADRS (Attack Decay Sustain Release) del fabbricato con opportuni spettri di risposta elastica.

La verifica di sicurezza consiste nel confronto tra la capacità di spostamento della costruzione d_{u*} e la domanda di spostamento d_{max*} per lo stato limite esaminato.

Nel caso in cui $d_{max*} > d_{u*}$ la verifica è automaticamente non soddisfatta pertanto deve essere calcolato il rapporto tra questi due parametri.

L'indicatore di rischio (I_r) di edifici nuovi in c.a. viene calcolato in base alla crisi del primo elemento.

L' O.P.C.M. 3274 e s.m.i. attraverso le disposizioni attuative del D.P.C.M. del 21.10.2003, obbligava tale percorso anche per le costruzioni esistenti vincolando la determinazione della capacità di spostamento laterale con la crisi del primo elemento.

La normativa vigente non impone più questo vincolo per le costruzioni esistenti, non essendo più obbligatorio seguire la procedura imposta dal D.P.C.M. del 21.10.2003, pertanto la capacità di spostamento laterale è di fatto valutata criticamente dal progettista attraverso la lettura delle varie curve di capacità e mediante l'individuazione dei vari meccanismi di danno che possono essere duttili o fragili.

La finalità di indagare in maniera critica l'indicatore di rischio è motivata dall'esigenza di valutare il meccanismo di collasso in termini globali e non solo locali.

In base al paragrafo 8.7.2 del D.M.I 14.01.2008 i meccanismi duttili possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione, oppure in maniera non uniforme.

La plasticizzazione di un elemento o l'attivazione di un meccanismo duttile in genere non comportano il collasso della struttura.

I meccanismi fragili possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare il collasso dell'intera struttura.

Quando i meccanismi critici sono quelli duttili, appare poco significativo per gli edifici esistenti focalizzare l'attenzione sulla crisi del primo elemento, per cui è opportuno valutare cosa succede dopo, fino almeno ad arrivare ad un numero di crisi significative per la struttura nel suo complesso ad esempio quando si consegue una situazione di labilità strutturale.

Nel caso in cui a governare il collasso siano i meccanismi fragili (taglio, nodi) è difficile potere pensare di valutare cosa succede in seguito al sopraggiungere della prima crisi, infatti alla crisi per meccanismi fragili si associa sempre una labilità strutturale anche se localizzata.

Preso atto che di solito non è il primo collasso ad essere significativo, si considerano ulteriori collassi fino a raggiungere uno stato di crisi ritenuto significativo.

Per ogni pushover si analizzano gli elementi che vanno in crisi dopo il primo collasso e il relativo meccanismo di rottura fino ad arrivare ad un punto in cui pur non essendo completamente compromesse le riserve di resistenza e deformabilità laterale è comunque conseguito uno stato di crisi significativo.

Si ritengono significativi i collassi fragili (taglio, nodi) ed i collassi di tipo duttile che creano una labilità strutturale o una importante caduta di resistenza.

Per studiare in maniera completa tramite l'analisi push-over il comportamento di un fabbricato, bisogna applicare allo stesso i seguenti 16 sistemi di forze differenti:

- 1: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione +X, + eccentricità accidentale;
- 2: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione +X, - eccentricità accidentale;
- 3: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione -X, + eccentricità accidentale;

- 4: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $-X$, - eccentricità accidentale;
- 5: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $+Y$, + eccentricità accidentale;
- 6: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $+Y$, - eccentricità accidentale;
- 7: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $+Y$, + eccentricità accidentale;
- 8: Sistema di forze proporzionale alla forma modale principale, in direzione $+Y$, - eccentricità accidentale;
- 9: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione $+X$, + eccentricità accidentale;
- 10: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione $+X$, - eccentricità accidentale;
- 11: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione $-X$, + eccentricità accidentale;
- 12: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione $-X$, - eccentricità accidentale;
- 13: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione $+Y$, + eccentricità accidentale;
- 14: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione $+Y$, - eccentricità accidentale;
- 15: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione $-Y$, + eccentricità accidentale;
- 16: Sistema di forze proporzionale alla massa, in direzione $-Y$, - eccentricità accidentale.

Per ciascuna push-over di seguito sono stati riportati i risultati generali ricavati in base ad un numero di collassi limite stabilito dal sottoscritto, la curva di capacità, lo spettro ADSR, l'indicatore di rischio, il periodo di ritorno corrispondente che provoca il raggiungimento della capacità per lo stato limite considerato.

Le cadute di resistenza dovute ai collassi degli elementi strutturali sono evidenziati con tratti verticali nelle curve ADSR a cui corrisponde sull'asse delle ascisse una capacità di spostamento.

Il rapporto tra la capacità di spostamento con la domanda di spostamento costituisce già un indicatore di rischio anche se la normativa vigente considera indicatori di rischio basati sul rapporto tra i periodi di ritorno del sisma di capacità e di quello di domanda oppure dal rapporto tra la PGA del sisma di capacità con quella del sisma di domanda.

L'individuazione degli elementi che subiscono i collassi e le modalità di collasso sono state ricavate sfruttando le potenzialità del software utilizzato (CDS 2016) che consente di visualizzare, trattandosi di analisi di tipo incrementale, ad ogni singolo passo della curva di capacità la successione della generazione delle cerniere plastiche sulla struttura evidenziando con una differente colorazione il diverso livello di danno.

La cerniera verde indica un danno leggero che corrisponde alla rotazione al limite di snervamento, la cerniera rossa indica un danno superiore al 50% della rotazione ultima, mentre la cerniera gialla indica un danno severo corrispondente a $\frac{3}{4}$ della rotazione ultima e la cerniera blu indica l'avvenuto collasso.

Le eventuali modalità di collasso fragile vengono visualizzate dinamicamente con l'apparizione improvvisa di una doppia cerniera con il colore corrispondente alla situazione di collasso.

Il software utilizzato consente inoltre di individuare per ogni elemento con diverse colorazioni le modalità di collasso.

I risultati generali di ciascuna push-over allo stato attuale sono stati riportati nella relazione di calcolo della struttura prima dell'intervento.

PARTE NUOVA - PUSHOVER N.1 - Fx (+) Prop. Modo + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 2.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 424 (trave-pianerottolo delle scale tra il terzo e il quarto livello).

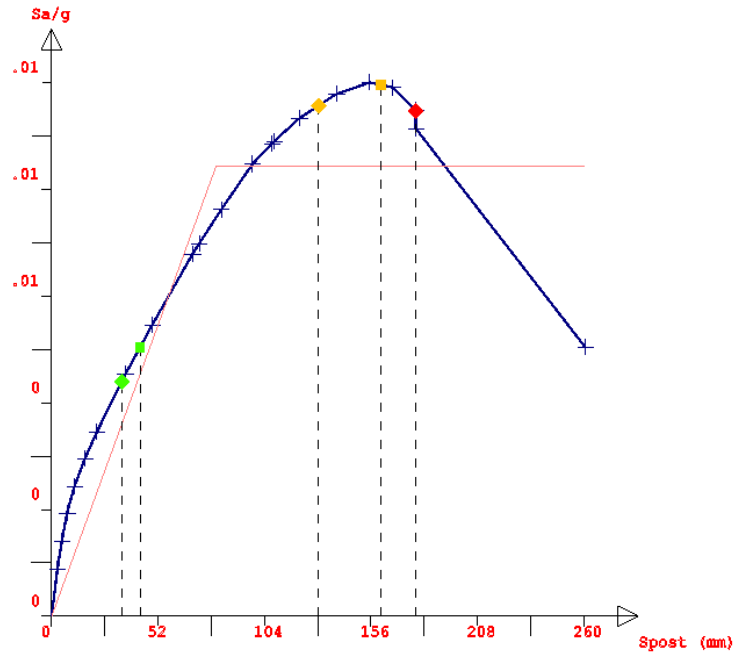
La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 130,126 mm, (passo precedente n. 15) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 479 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,849.

Procedendo con l'analisi incrementale il secondo collasso duttile si ha sempre nell'asta 3D n. 424 (trave-pianerottolo delle scale tra il terzo e il quarto livello) che comporta una caduta di resistenza che prosegue per i passi successivi.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 155,42 mm, (passo n. 17) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un un indicatore di rischio pari a 0,967 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 656 anni.



S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 43.18 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 34.35 mm
 PgaSLD : .061 Ag/g
S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 160.74 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 130.32 mm
 PgaSLV : .182 Ag/g



PARTE NUOVA - PUSHOVER N.2 - Fx (-) Prop. Modo + Ecc. 5%

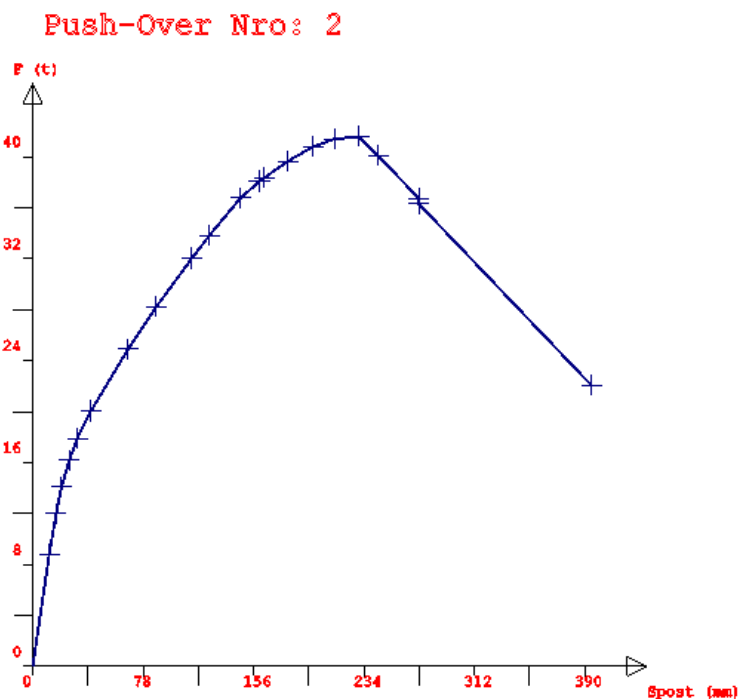
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 2.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 424 (trave-pianerottolo delle scale tra il terzo e il quarto livello).

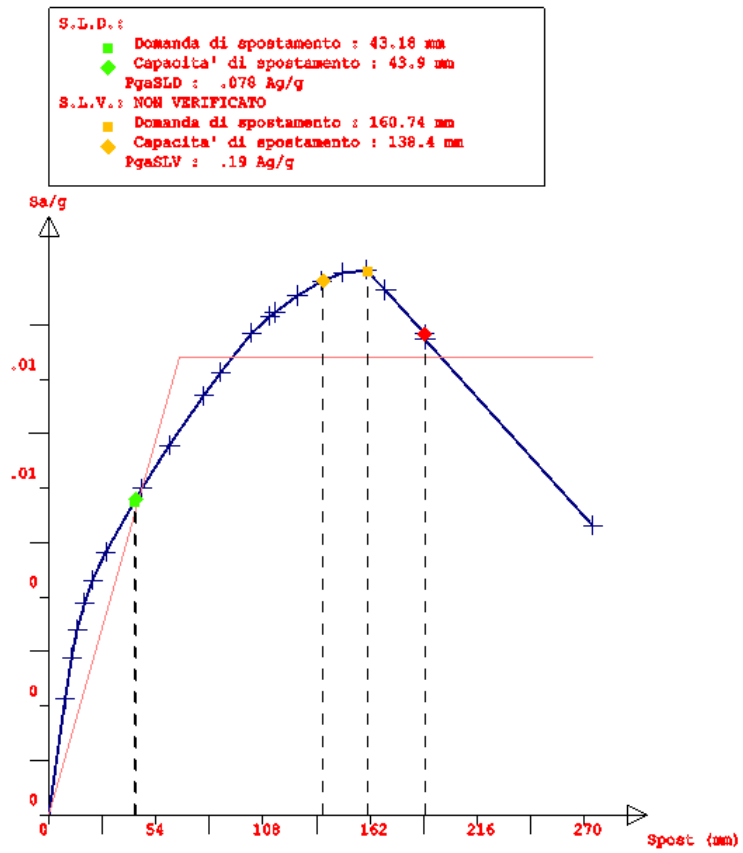
La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 138,400 mm, (passo precedente n. 15) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 538 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,891.

Procedendo con l'analisi incrementale il secondo collasso duttile si ha sempre nell'asta 3D n. 424 (trave-pianerottolo delle scale tra il terzo e il quarto livello) che comporta una caduta di resistenza che prosegue per i passi successivi.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 160,198 mm, (passo n. 17) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,997 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 707 anni.



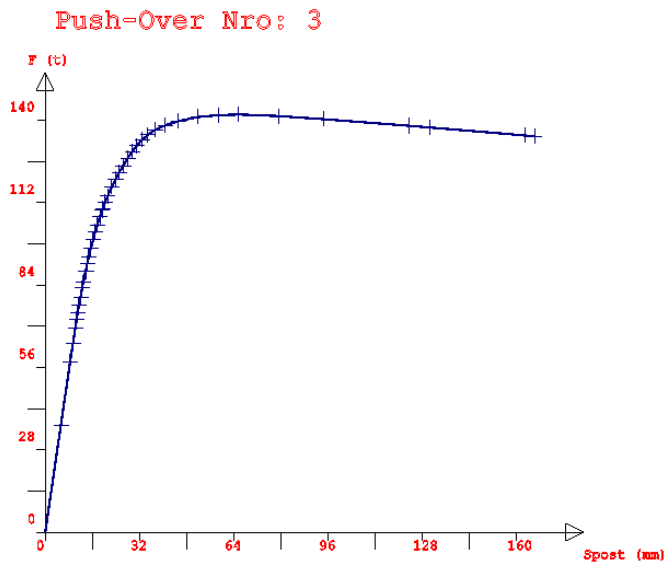
Push-Over Nro: 2



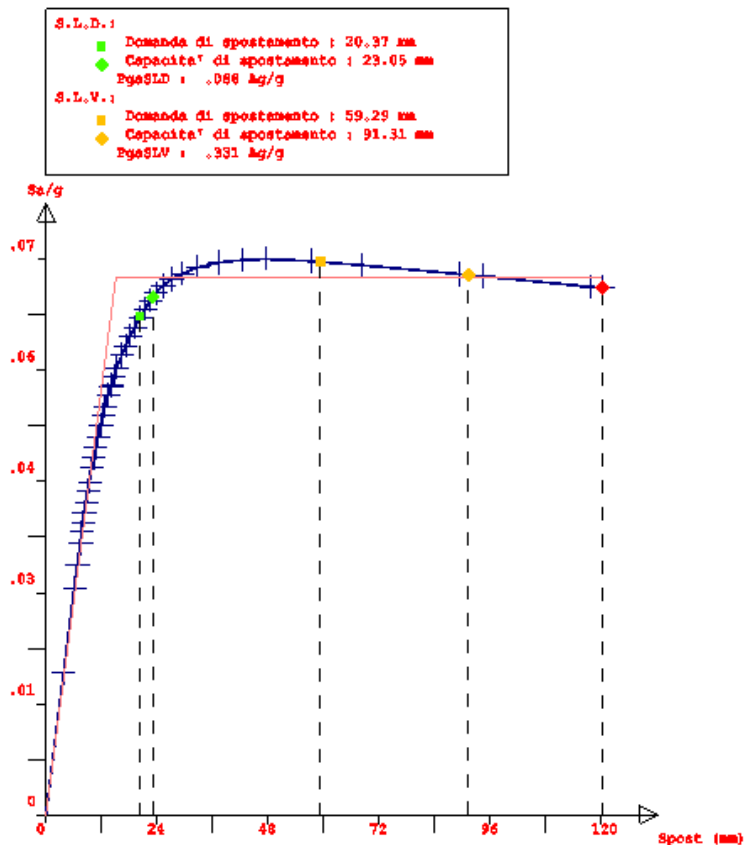
PARTE NUOVA - PUSHOVER N.3 - F_y (+) Prop. Modo + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 91,311 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 59,295 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (Tr_{CLV}) di 2475 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,67.



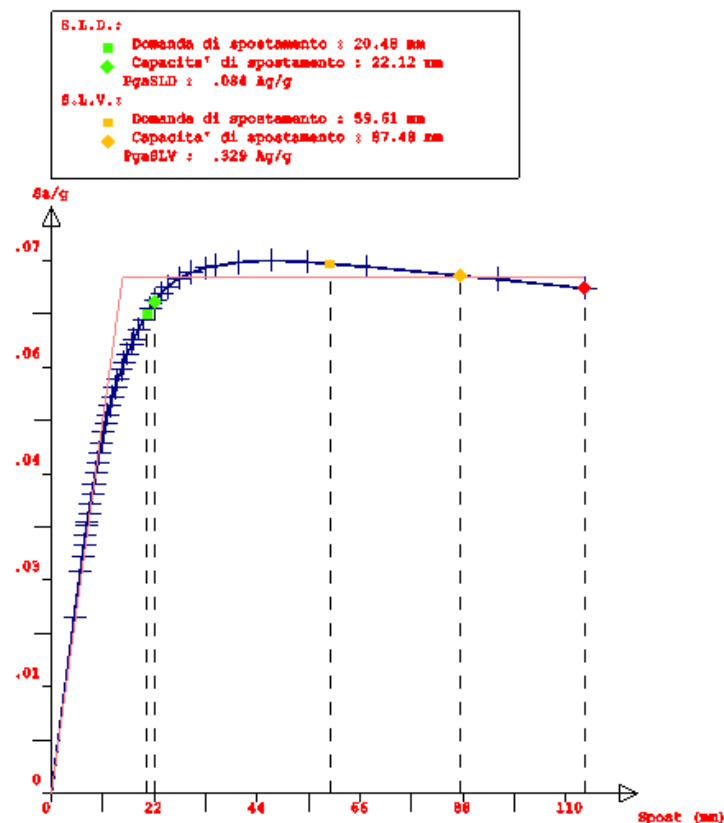
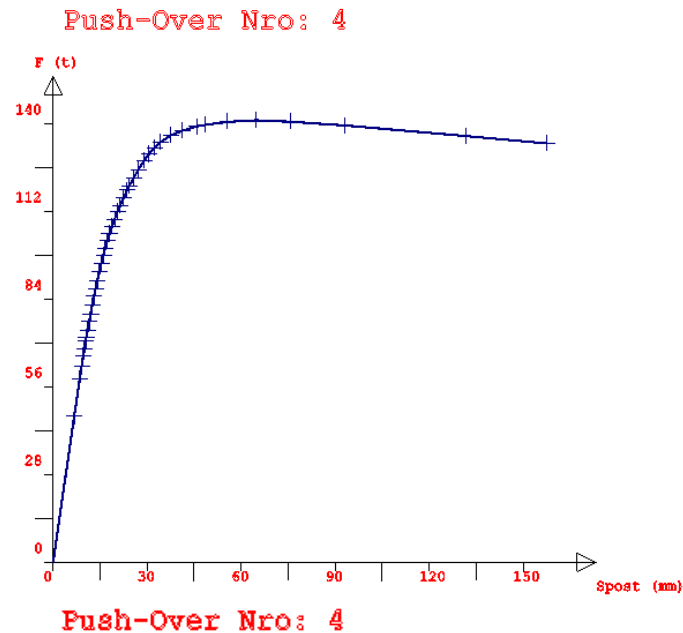
Push-Over Nro: 3



PARTE NUOVA - PUSHOVER N.4 - F_y (-) Prop. Modo + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 87,481 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 59,613 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (Tr_{CLV}) di 2433 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,658.

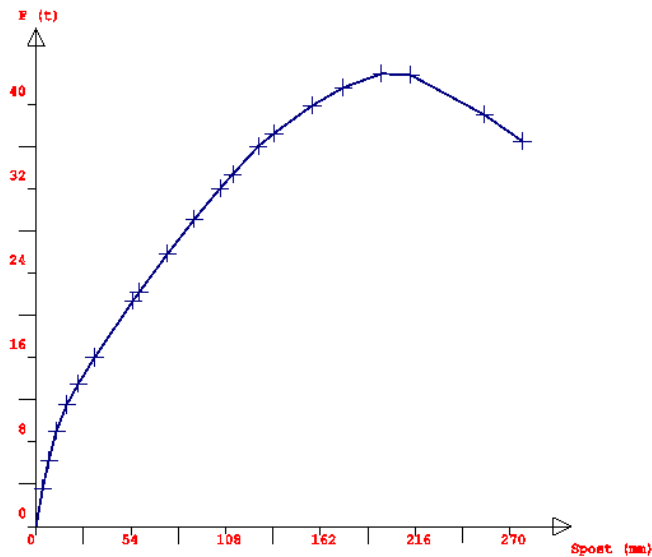


PARTE NUOVA - PUSHOVER N.5 - Fx (+) Prop. Massa + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

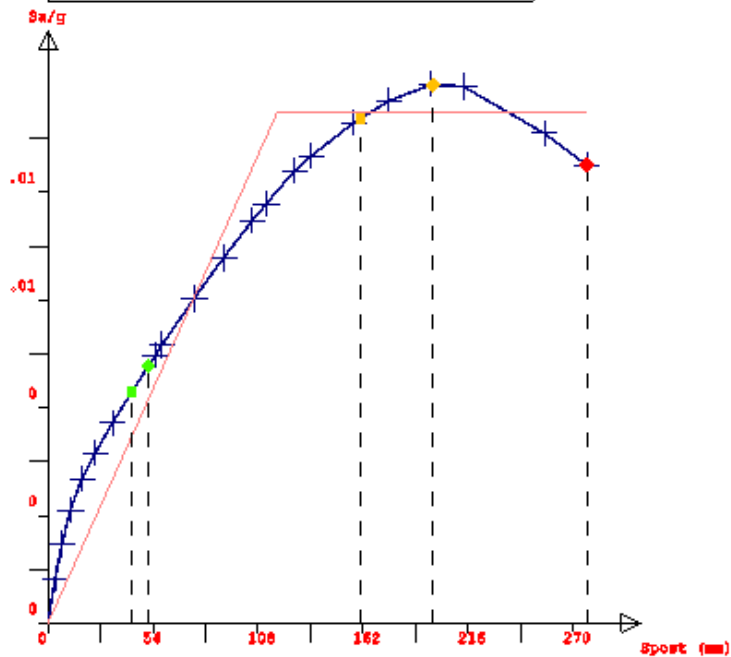
La capacità di spostamento di 197,998 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 160,74 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 1.099 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,196.

Push-Over Nro: 5



Push-Over Nro: 5

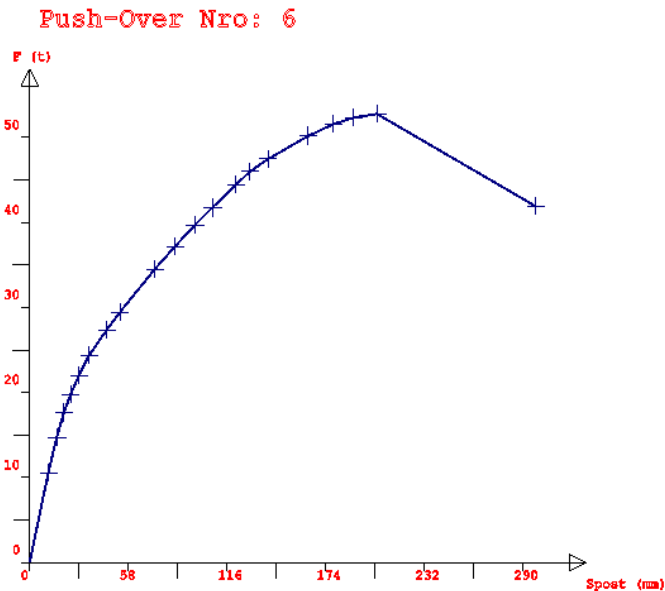
S.L.D.:	
■	Domanda di spostamento : 43.18 mm
◆	Capacità di spostamento : 51.54 mm
	EqvSLD : .091 kg/g
S.L.V.:	
■	Domanda di spostamento : 160.74 mm
◆	Capacità di spostamento : 197.99 mm
	EqvSLV : .246 kg/g



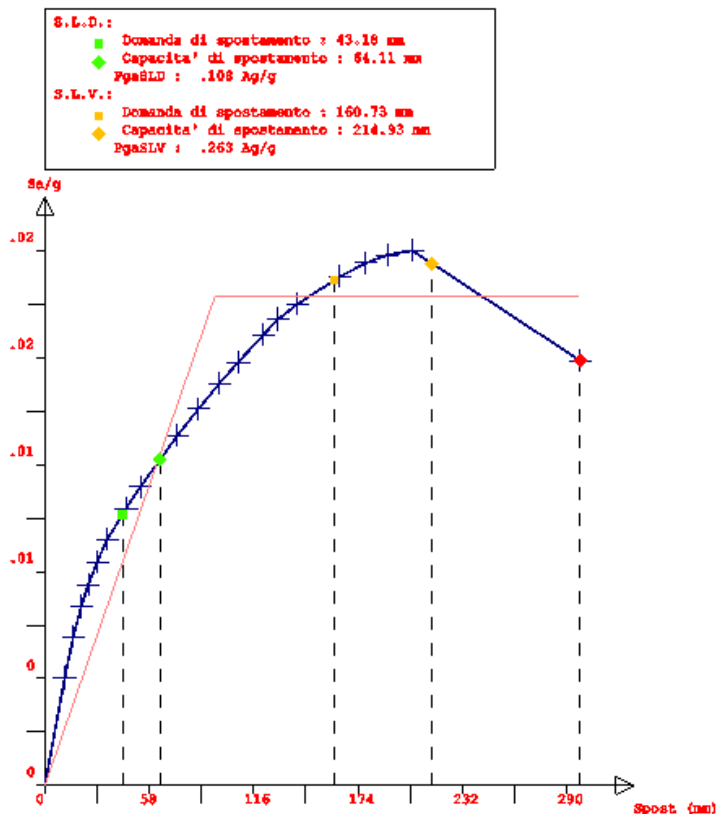
PARTE NUOVA - PUSHOVER N.6 - Fx (-) Prop. Massa + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 214,933 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 160,74 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 1.322 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,29.



Push-Over Nro: 6

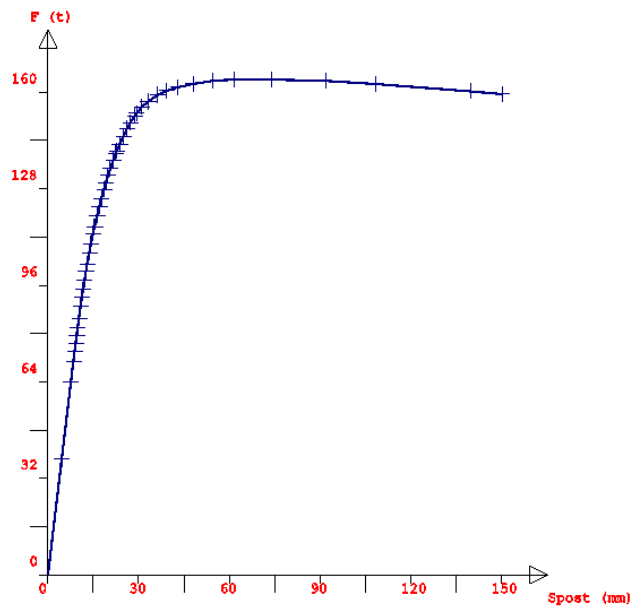


PARTE NUOVA - PUSHOVER N.7 - Fy (+) Prop. Massa + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

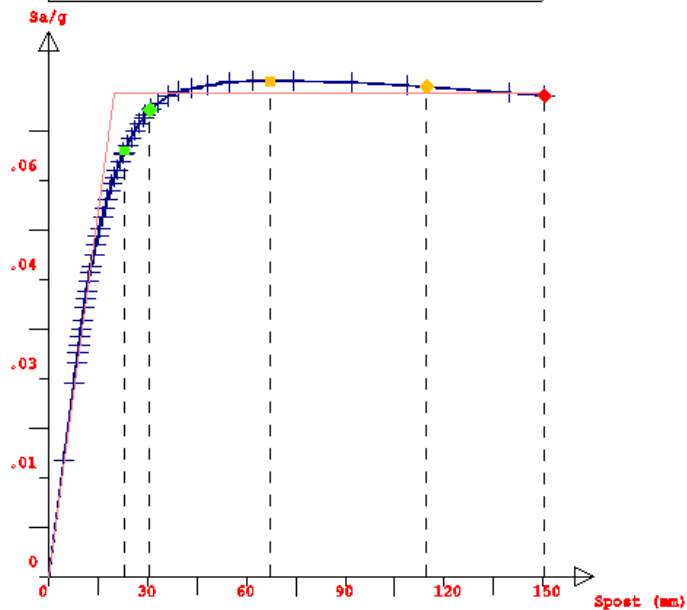
La capacità di spostamento di 114,683 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 67,038 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 2.475 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,67.

Push-Over Nro: 7



Push-Over Nro: 7

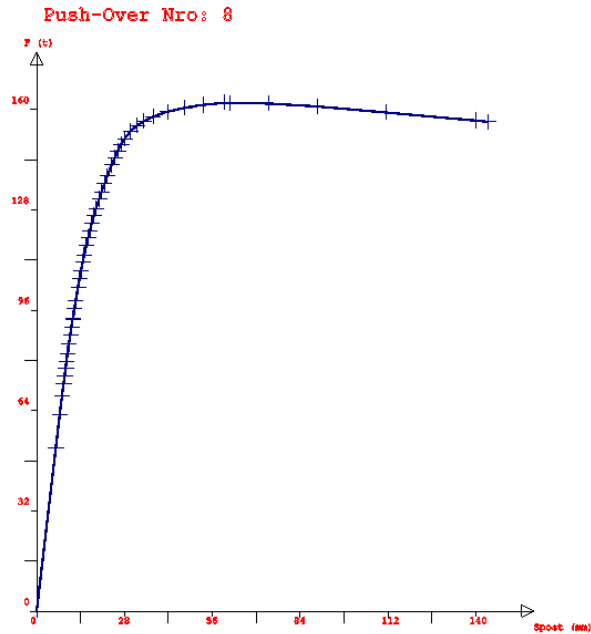
S.L.D.:	
■	Domanda di spostamento : 23.04 mm
◆	Capacita' di spostamento : 30.65 mm
	PgaSLD : .103 Ag/g
S.L.V.:	
■	Domanda di spostamento : 67.03 mm
◆	Capacita' di spostamento : 114.68 mm
	PgaSLV : .331 Ag/g



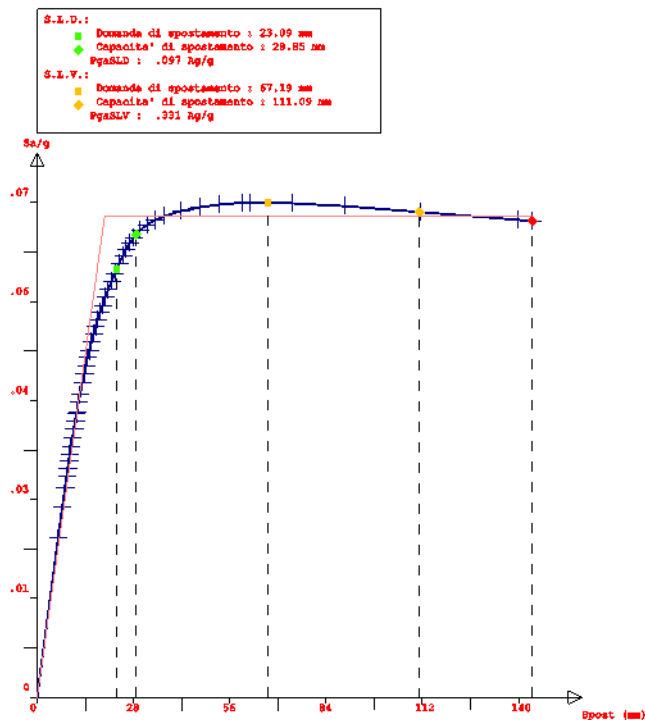
PARTE NUOVA - PUSHOVER N.8 - F_y (-) Prop. Massa + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 111,097 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 67,198 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (Tr_{CLV}) di 2.475 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,67.



Push-Over Nro: 8



PARTE NUOVA - PUSHOVER N.9 - Fx (+) Prop. Modo - Ecc. 5%

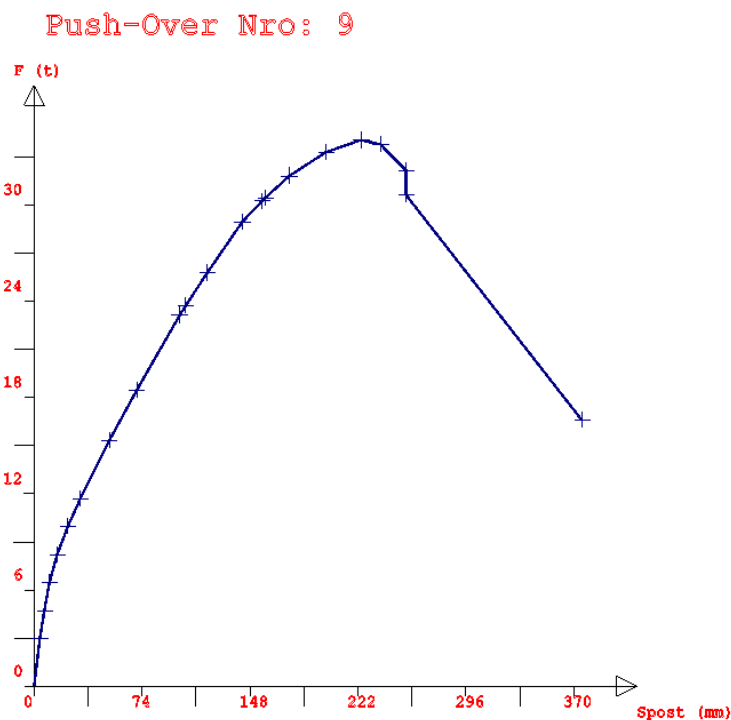
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 2.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 424 (trave-pianerottolo delle scale tra il terzo e il quarto livello).

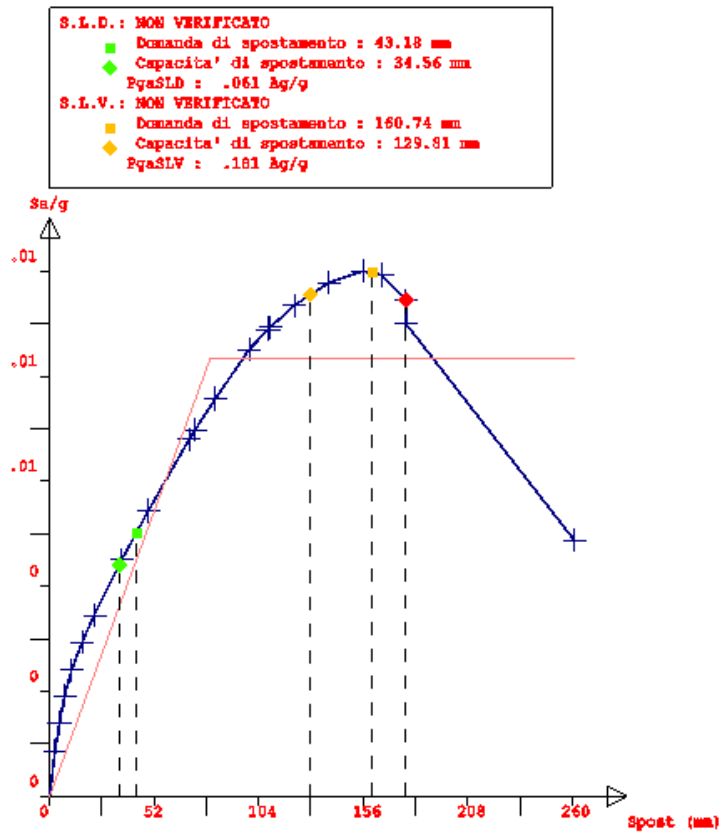
La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 129,817 mm, (passo precedente n. 15) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 424 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,847.

Procedendo con l'analisi incrementale il secondo collasso duttile si ha sempre nell'asta 3D n. 424 (trave-pianerottolo delle scale tra il terzo e il quarto livello) che comporta una caduta di resistenza che prosegue per i passi successivi.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 155,80 mm, (passo n. 17) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,969 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 659 anni.



Push-Over Nro: 9



PARTE NUOVA - PUSHOVER N.10 - Fx (-) Prop. Modo - Ecc. 5%

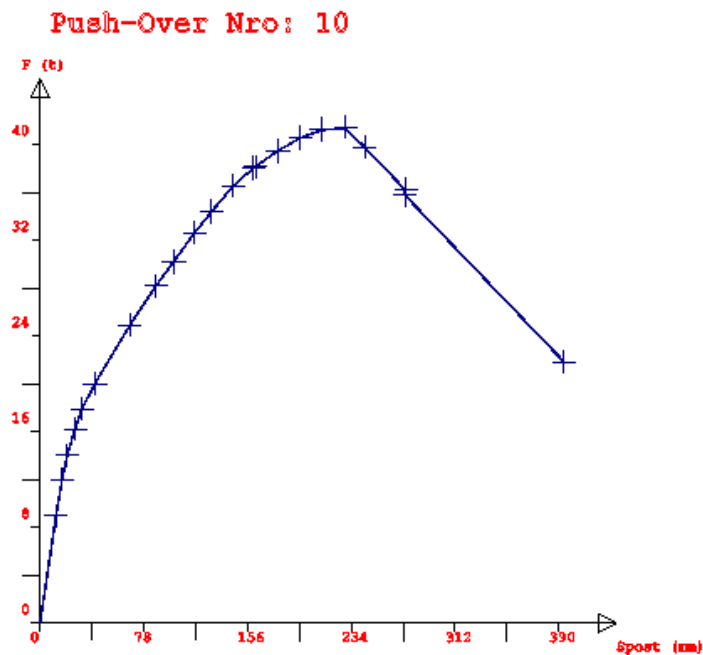
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 2.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 424 (trave-pianerottolo delle scale tra il terzo e il quarto livello).

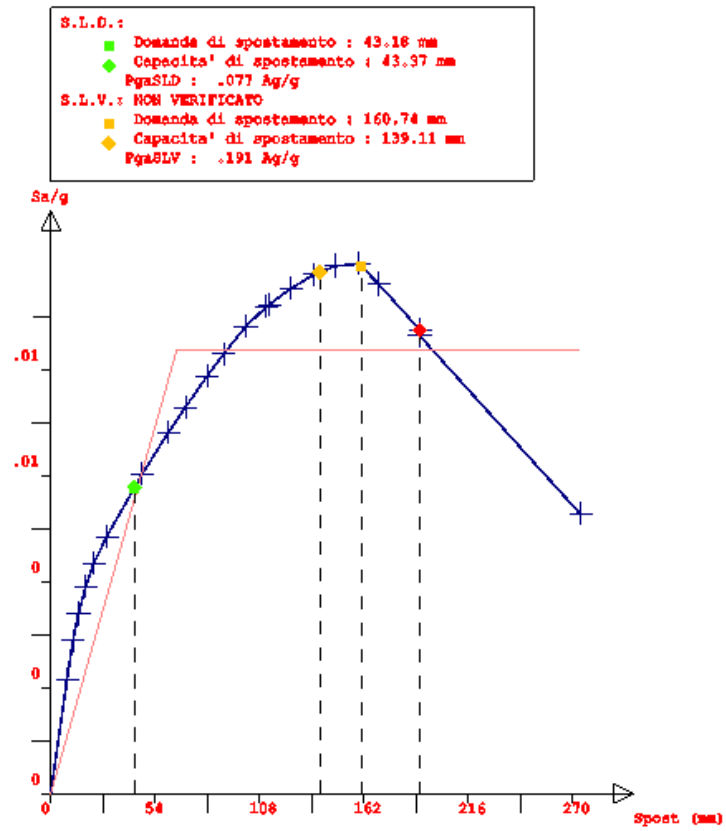
La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 139,119 mm, (passo precedente n. 16) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 544 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,895.

Procedendo con l'analisi incrementale il secondo collasso duttile si ha sempre nell'asta 3D n. 424 (trave-pianerottolo delle scale tra il terzo e il quarto livello) che comporta una caduta di resistenza che prosegue per i passi successivi.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 159,408 mm, (passo n. 18) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,992 ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 698 anni.



Push-Over Nro: 10

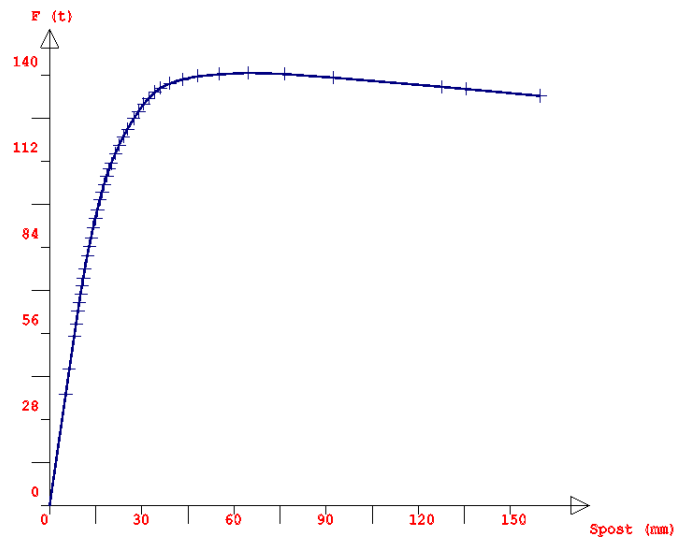


PARTE NUOVA - PUSHOVER N.11 - $F_y (+)$ Prop. Modo - Ecc. 5%

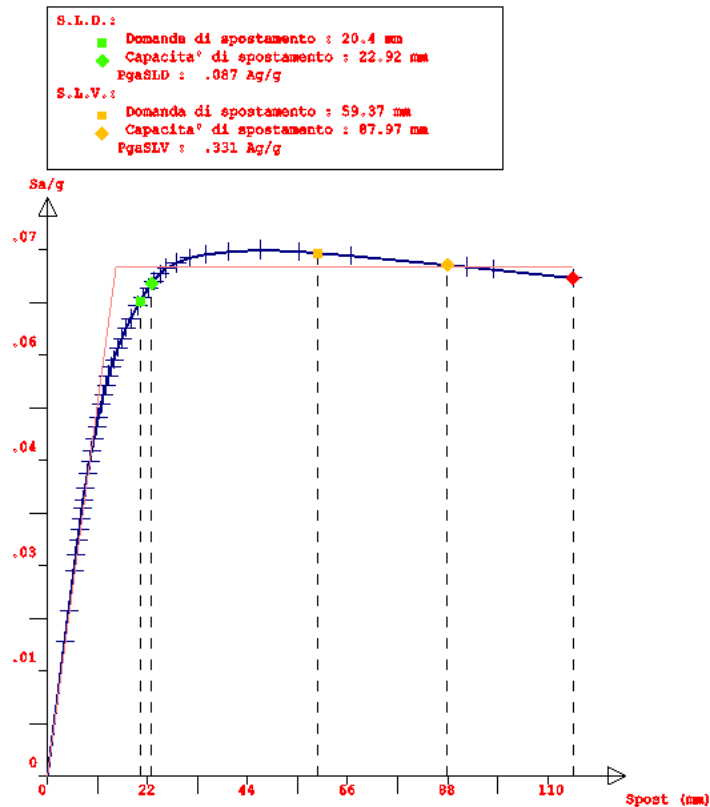
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 87,974 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 59,376 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (Tr_{CLV}) di 2475 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,67.

Push-Over Nro: 11



Push-Over Nro: 11

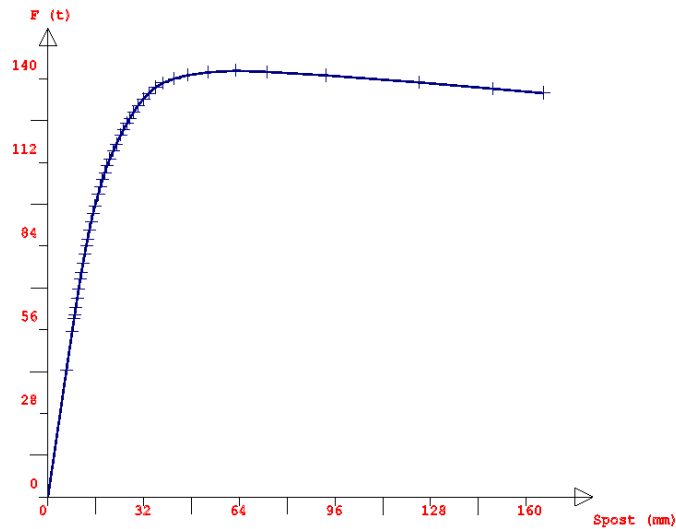


PARTE NUOVA - PUSHOVER N.12 - Fy (-) Prop. Modo - Ecc. 5%

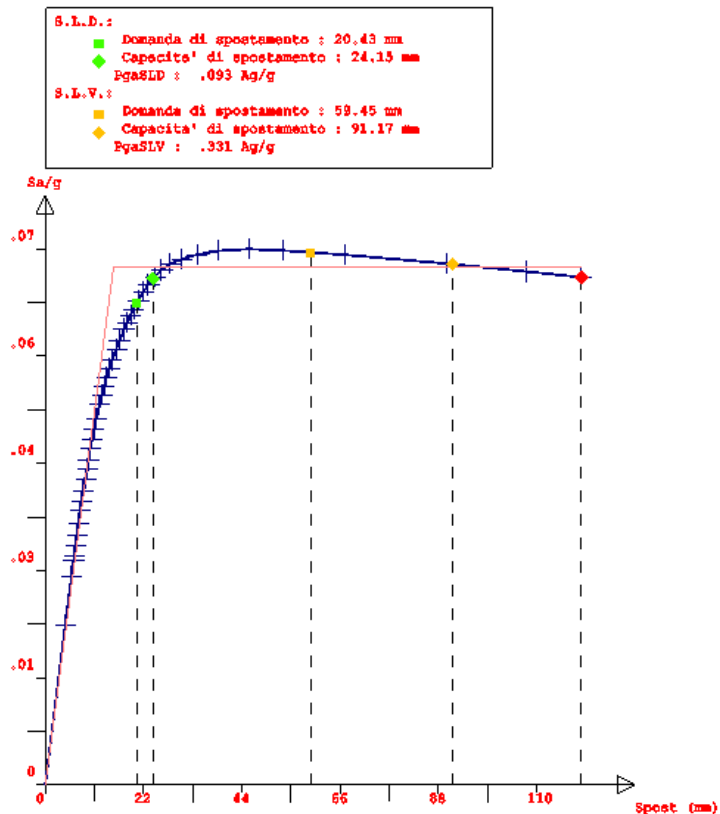
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 91,173 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 59,459 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 2475 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,67.

Push-Over Nro: 12



Push-Over Nro: 12

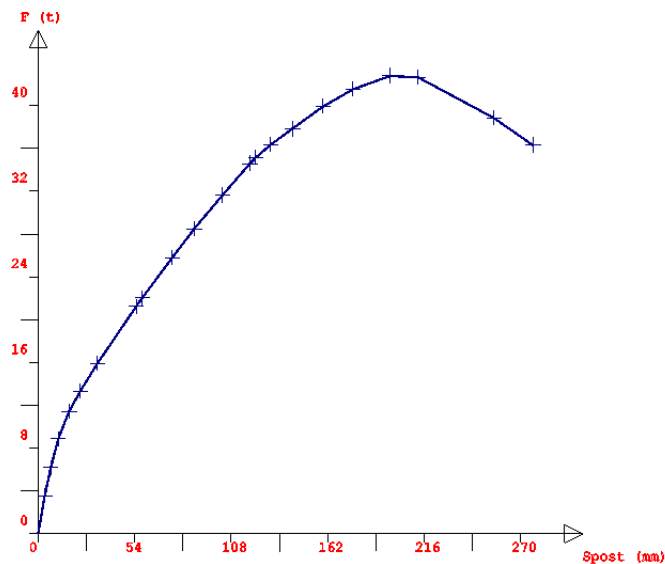


PARTE NUOVA - PUSHOVER N.13 - $F_x (+)$ Prop. Massa - Ecc. 5%

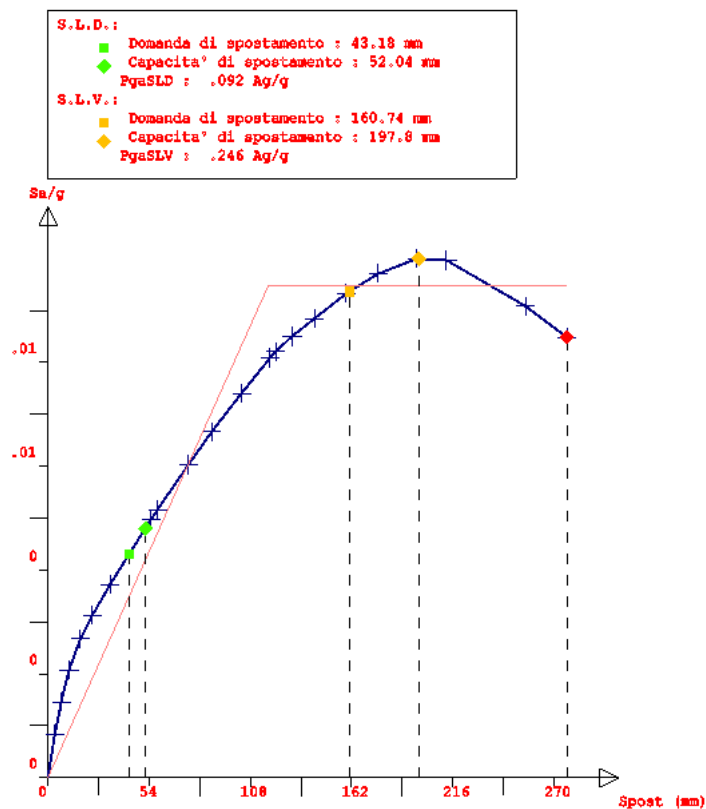
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 197,810 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 160,74 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 1.096 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,194.

Push-Over Nro: 13



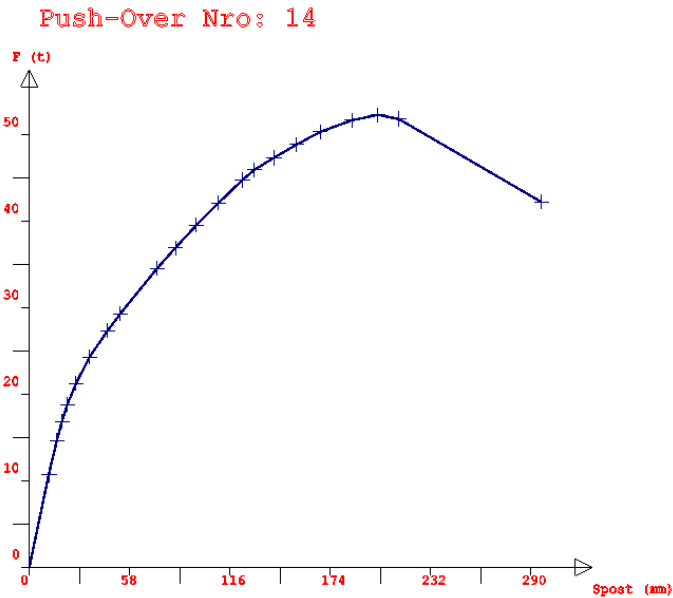
Push-Over Nro: 13



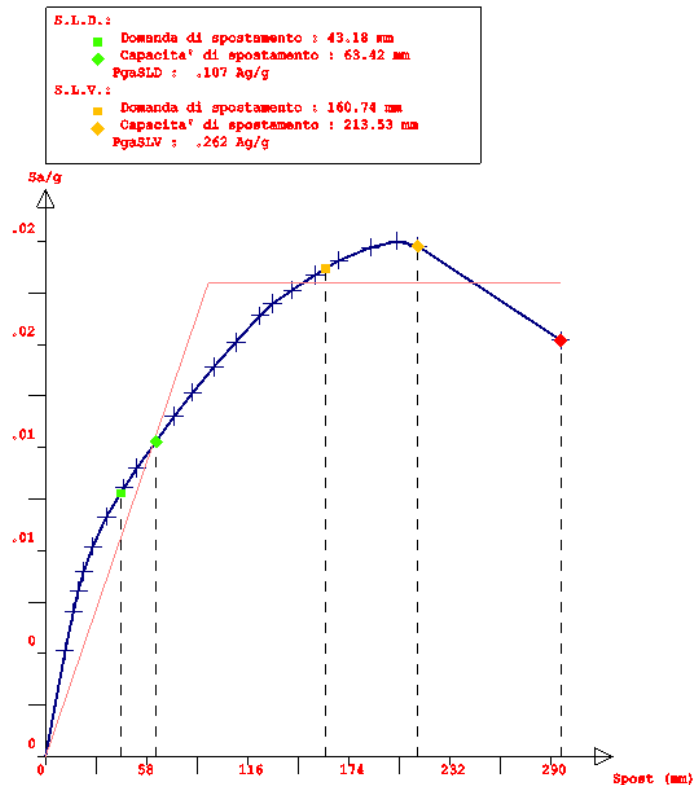
PARTE NUOVA - PUSHOVER N.14 - Fx (-) Prop. Massa - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 213,538 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 160,74 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 1.303 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,282.



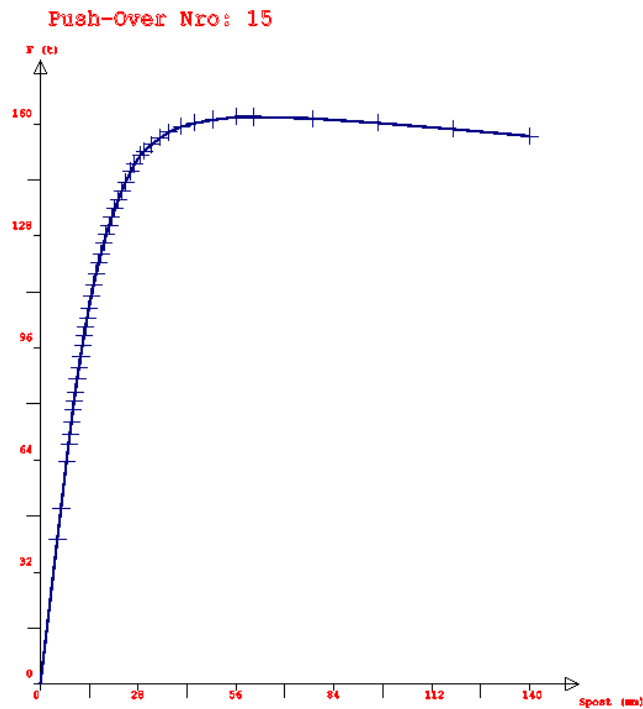
Push-Over Nro: 14



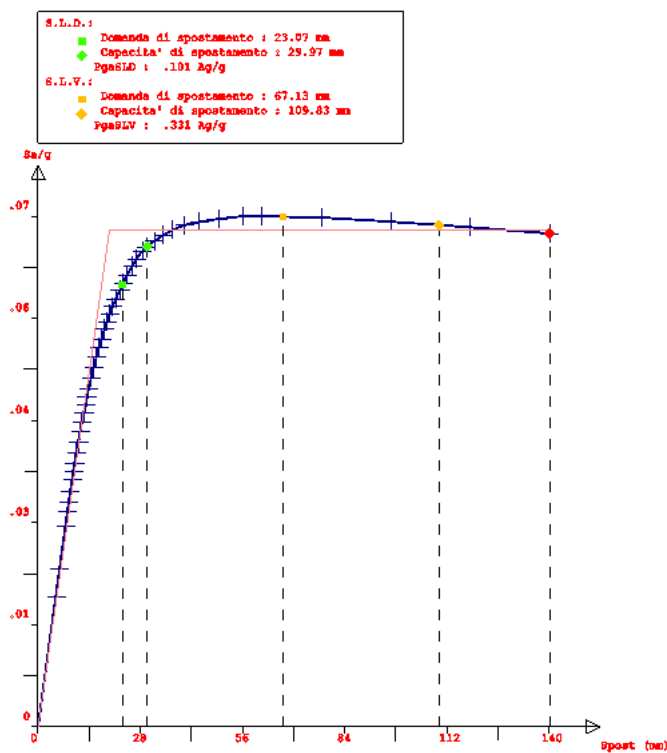
PARTE NUOVA - PUSHOVER N.15 - $F_y (+)$ Prop. Massa - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 109,834 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 67,132 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (Tr_{CLV}) di 2.475 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,67.



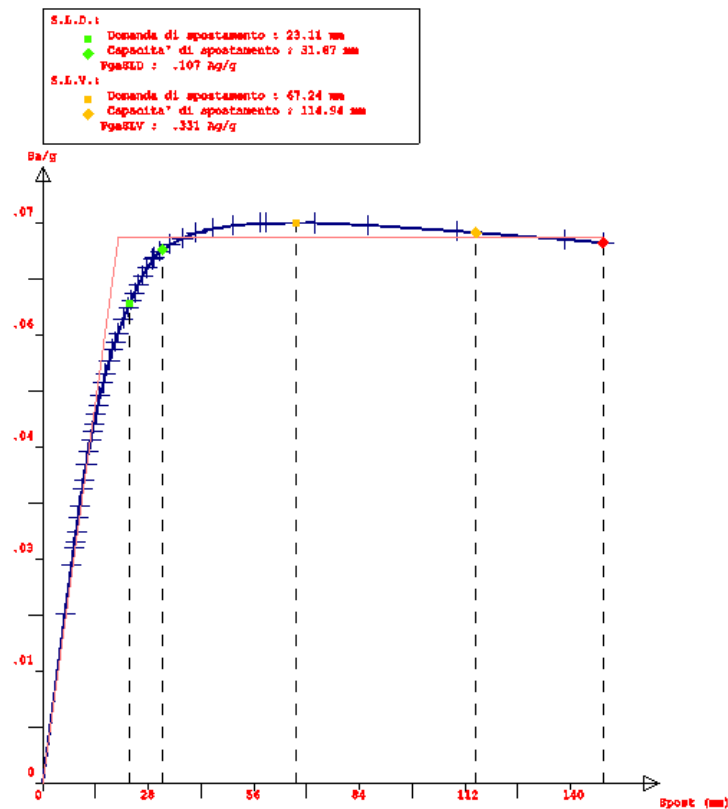
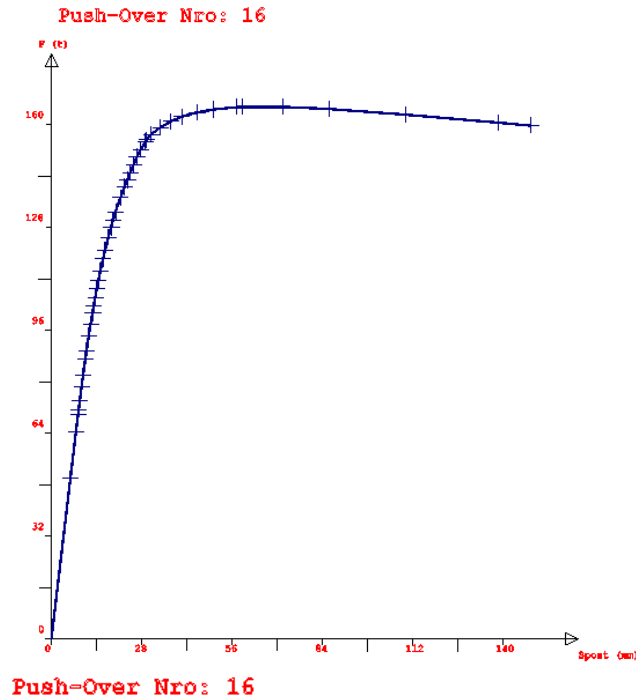
Push-Over Nro: 15



PARTE NUOVA - PUSHOVER N.16 - F_y (-) Prop. Massa - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 114,941 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 67,243 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (Tr_{CLV}) di 2.475 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,67.

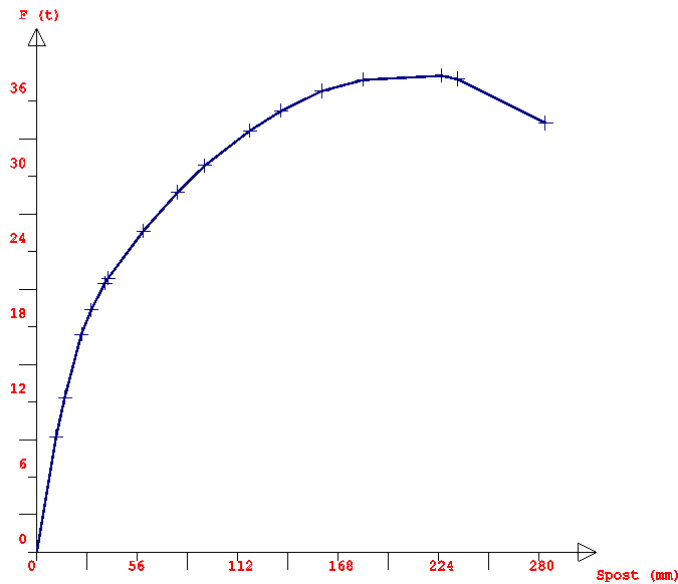


PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.1 - Fx (+) Prop. Modo + Ecc. 5%

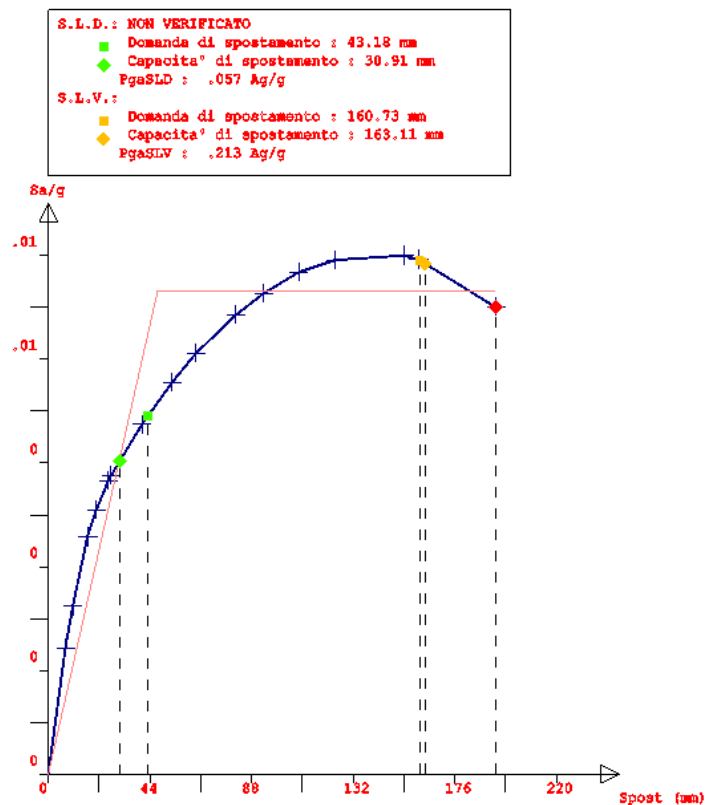
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 163,114 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 160,74 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 741 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,017.

Push-Over Nro: 1



Push-Over Nro: 1

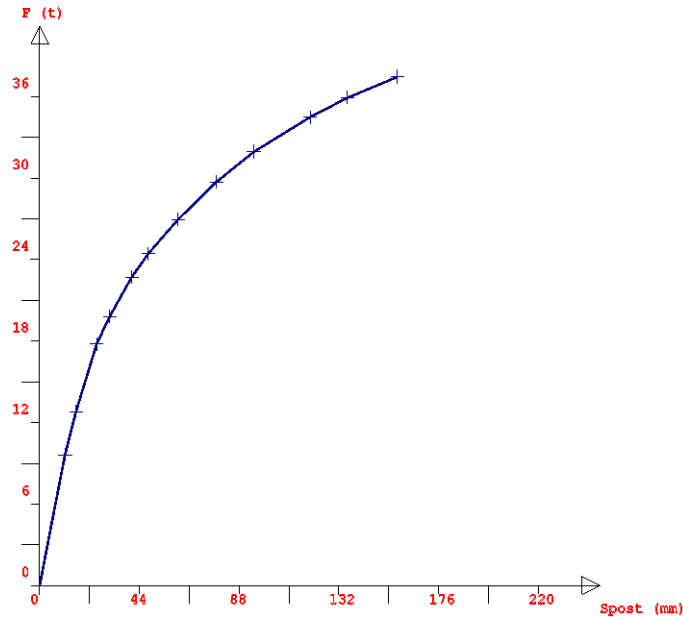


PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.2 - Fx (-) Prop. Modo + Ecc. 5%

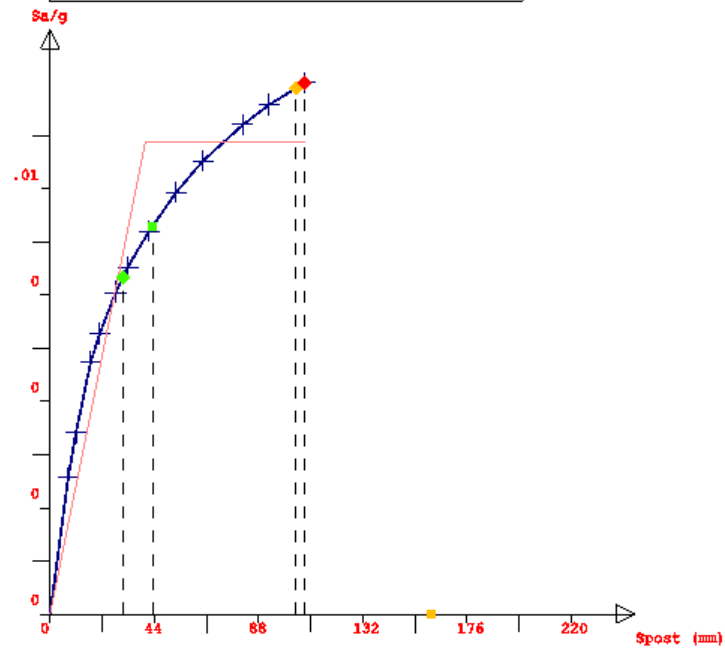
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1. Il primo collasso di tipo fragile ritenuto significativo si ha nell'asta 3D n. 93 (trave a sbalzo 87-69 del primo livello).

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 103,842 mm, (passo precedente n. 11) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,720 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 320 anni.

Push-Over Nro: 2



S.L.D.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 43.18 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 30.67 mm
 PqaSLD : .056 Ag/g
 S.L.V.: NON VERIFICATO
 ■ Domanda di spostamento : 160.74 mm
 ◆ Capacita' di spostamento : 103.84 mm
 PqaSLV : .154 Ag/g



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.3 - $F_y (+)$ Prop. Modo + Ecc. 5%

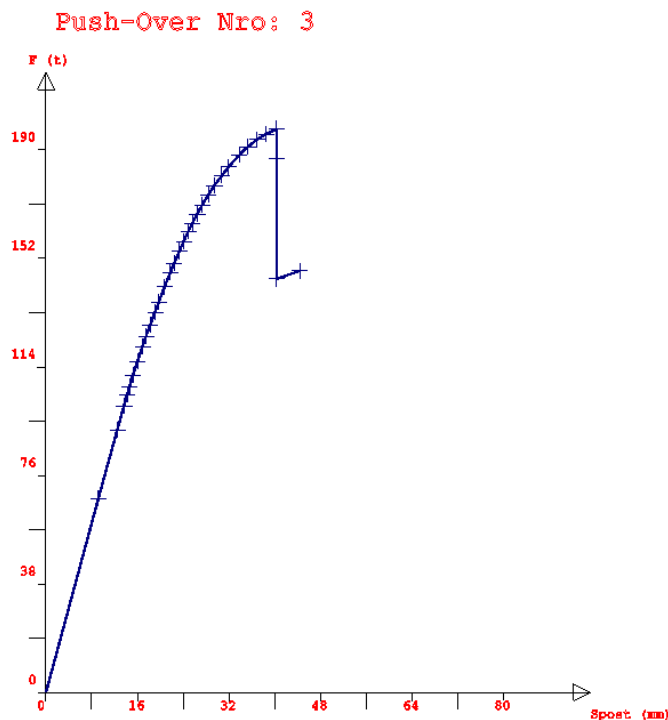
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 10.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 249 (pilastro n. 79 del terzo livello).

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 25,438 mm, (passo precedente n. 26) a fronte di una domanda di spostamento di 68,32 mm che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 87 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,421.

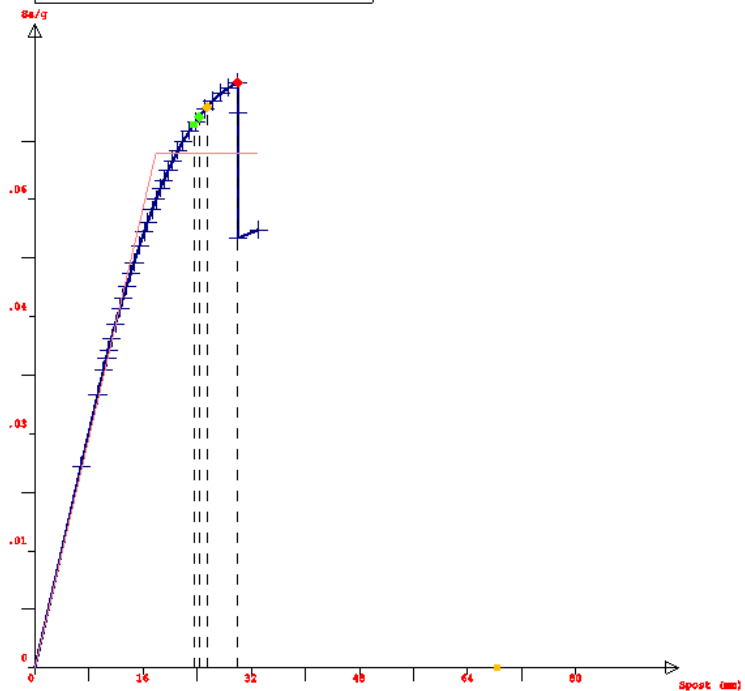
Procedendo con l'analisi incrementale si hanno ulteriori collassi duttili che comportano una caduta di resistenza significativa in corrispondenza del passo di resistenza massima n. 30.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 29,999 mm, (passo n. 30) a fronte di una domanda di spostamento di 68,32 mm che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,439 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 96 anni.



Push-Over Nro: 3

S.L.D.:
■ Domanda di spostamento : 23.48 mm
◆ Capacita' di spostamento : 24.29 mm
PgSLD : .04 Ag/g
S.L.V.: NON VERIFICATO
■ Domanda di spostamento : 68.32 mm
◆ Capacita' di spostamento : 25.43 mm
PgSLV : .004 Ag/g



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.4 - Fy (-) Prop. Modo + Ecc. 5%

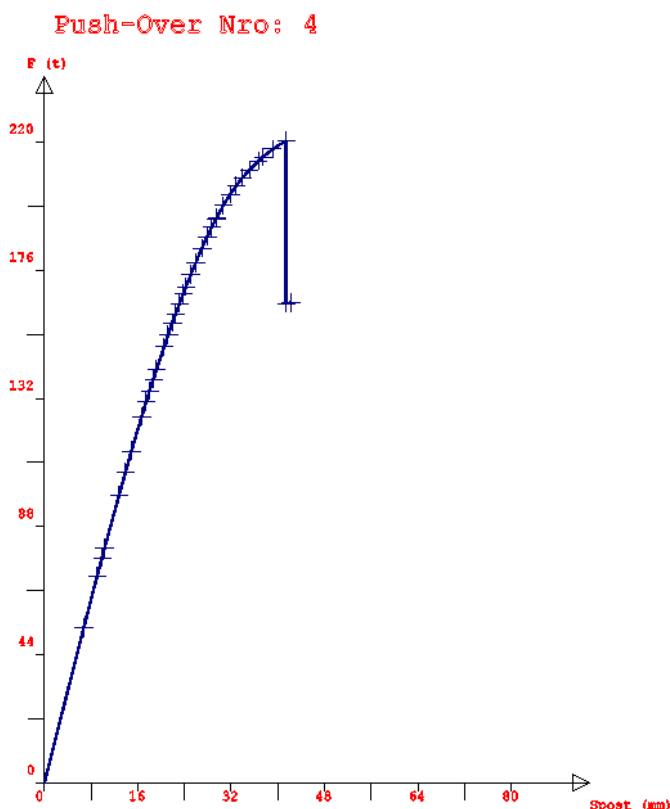
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 10.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 245 (pilastro n. 75 del terzo livello).

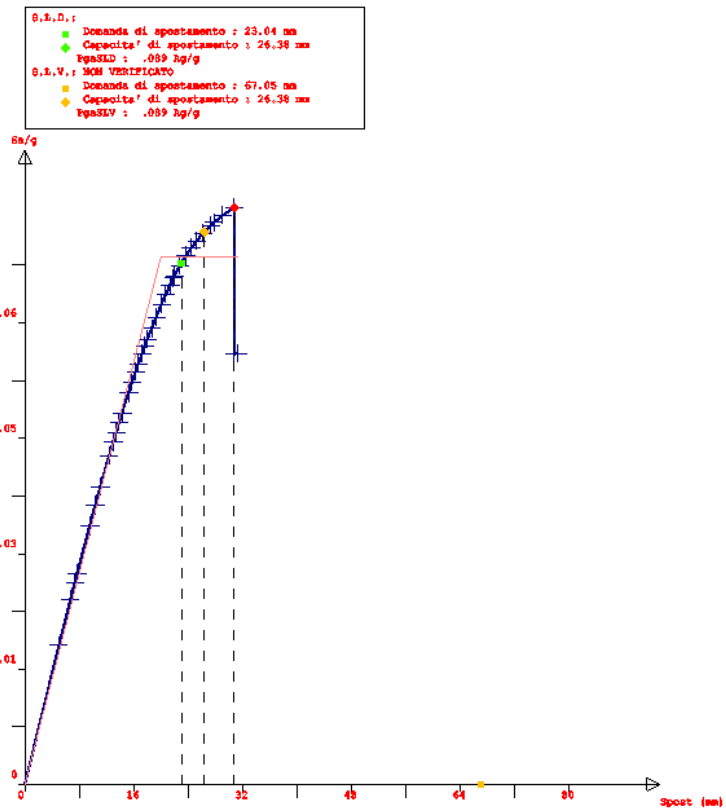
La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 26,386 mm, (passo precedente n. 31) a fronte di una domanda di spostamento di 67,051 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 96 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,438.

Procedendo con l'analisi incrementale si hanno ulteriori collassi duttili che comportano una caduta di resistenza significativa in corrispondenza del passo di resistenza massima n. 36.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 30,827 mm, (passo n. 36) a fronte di una domanda di spostamento di 67,051 mm. che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,460 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 107 anni



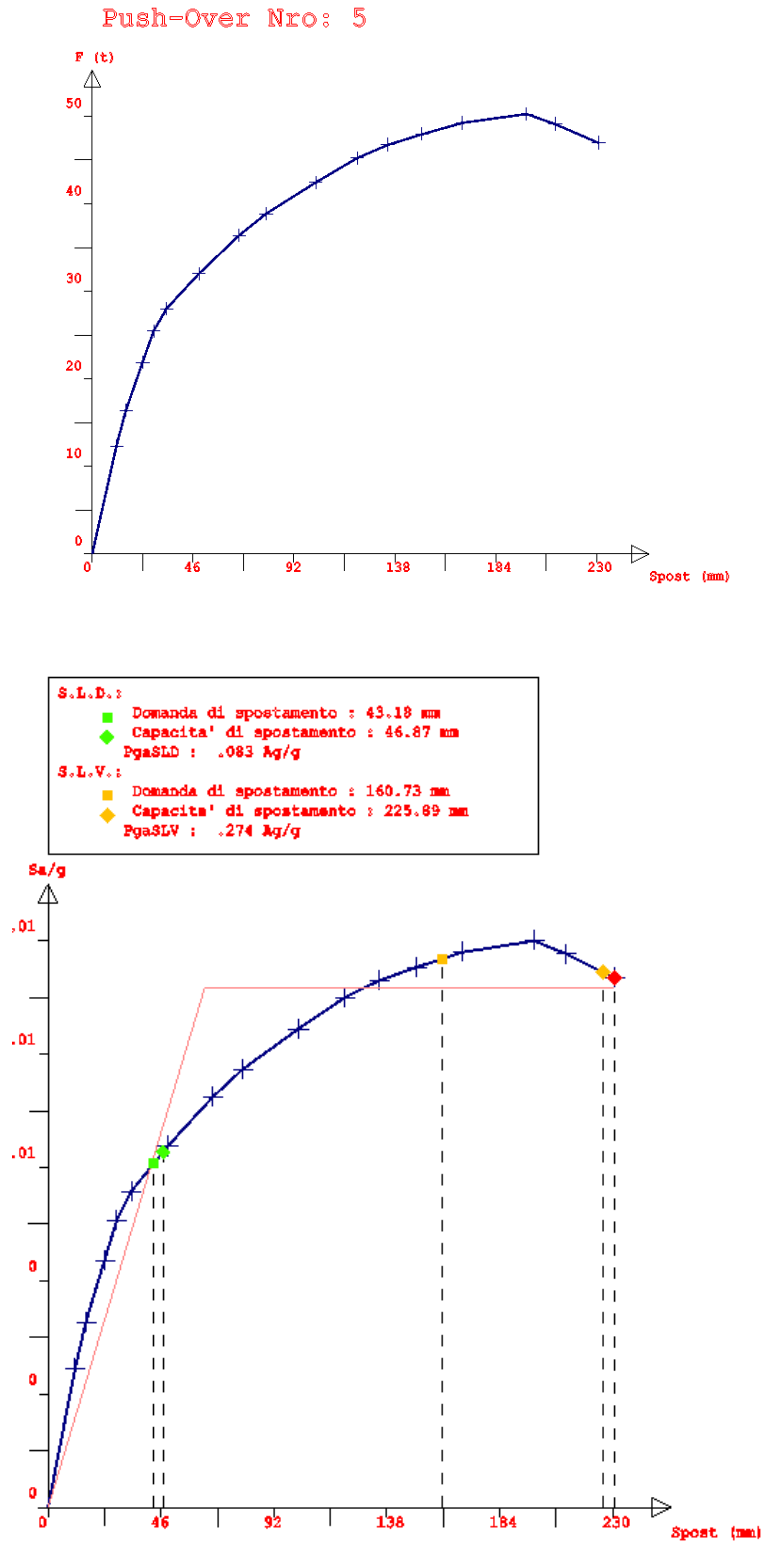
Push-Over Nro: 4



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.5 - Fx (+) Prop. Massa + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

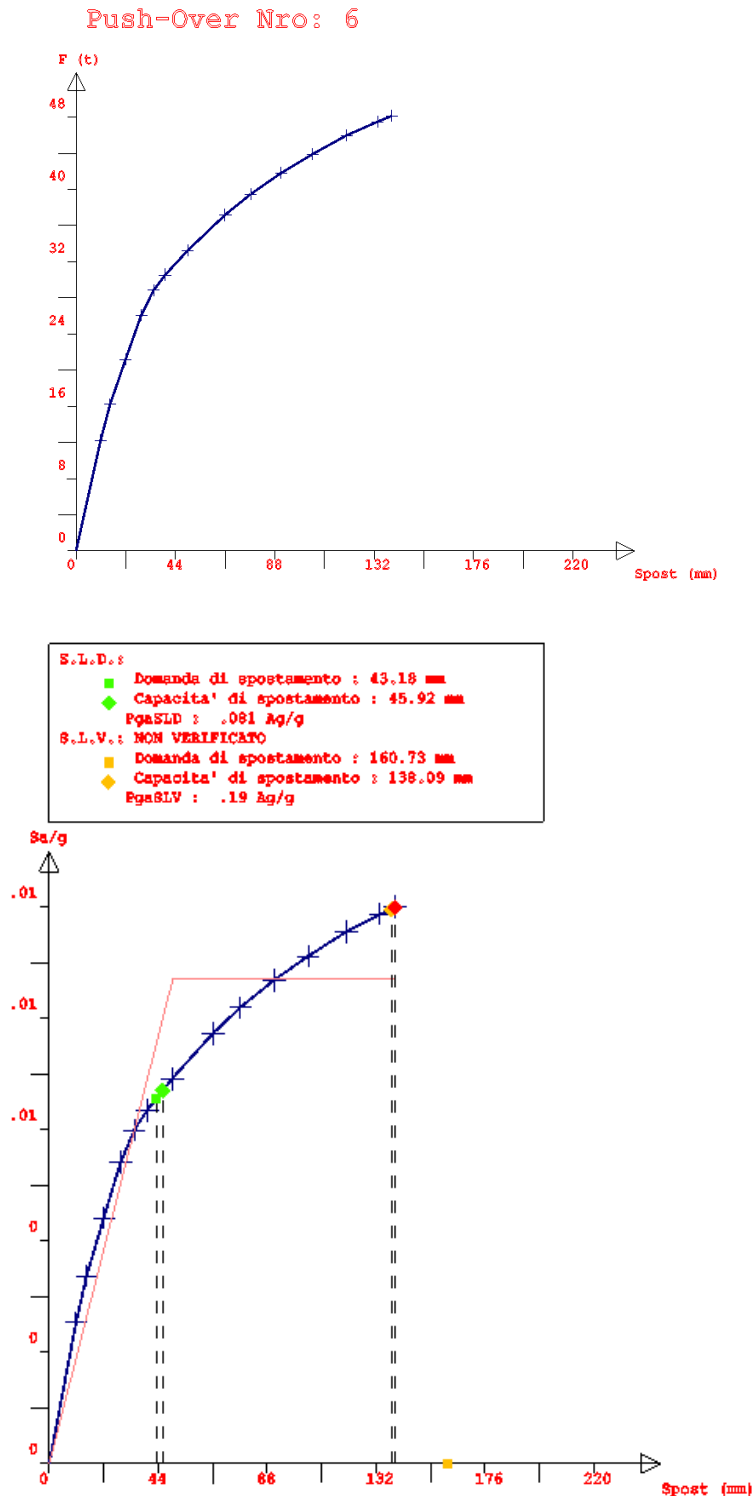
La capacità di spostamento di 225,89 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 160,74 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 1.479 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,351.



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.6 - Fx (-) Prop. Massa + Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1. Il primo collasso di tipo fragile ritenuto significativo si ha nell'asta 3D n. 93 (trave a sbalzo 87-69 del primo livello).

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 138,097 mm, (passo precedente n. 13) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,89 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 536 anni.



PARTE NUOVA - PUSHOVER N.7 - $F_y (+)$ Prop. Massa + Ecc. 5%

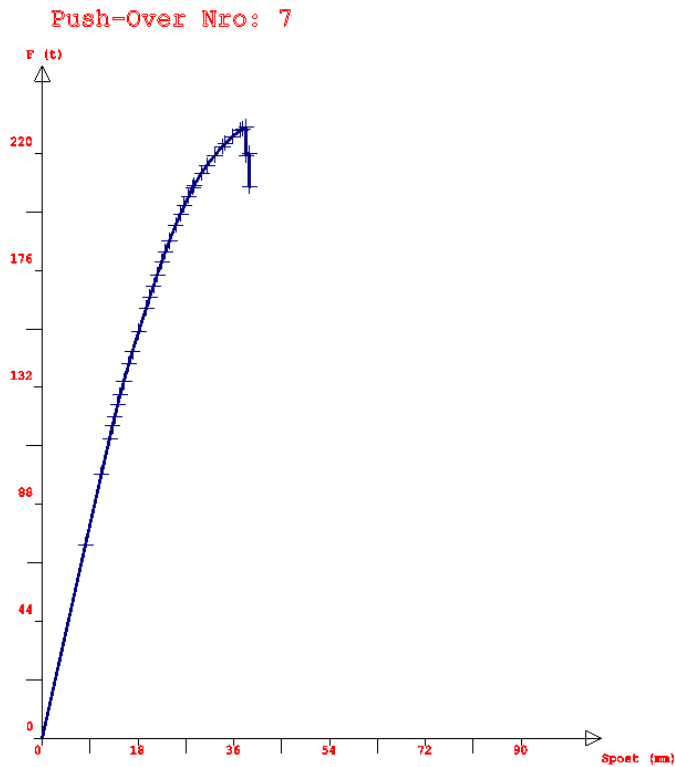
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 5.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 153 (pilastro n. 67 del secondo livello).

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 33,098 mm, (passo precedente n. 27) a fronte di una domanda di spostamento di 75,388 mm che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 119 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,479.

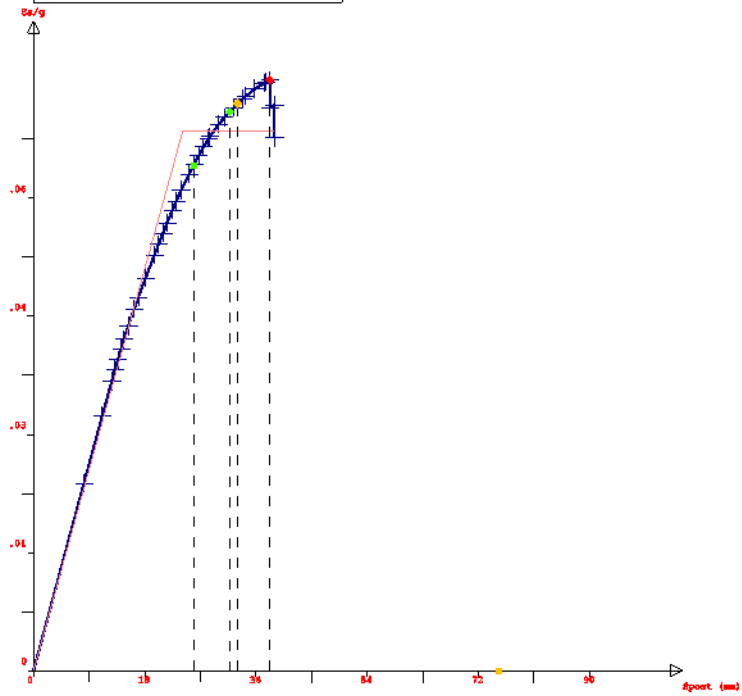
Procedendo con l'analisi incrementale si hanno ulteriori collassi duttili che comportano una caduta di resistenza significativa in corrispondenza del passo di resistenza massima n. 33.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 38,285 mm. (passo n. 33) a fronte di una domanda di spostamento di 75,388 mm. che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,508 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 136 anni.



Push-Over Nro: 7

S.L.S.:
■ Domanda di spostamento : 26.51 mm
◆ Capacità di spostamento : 31.77 mm
FysSLD : .096 kg/g
S.L.V.: NON VERIFICATO
■ Domanda di spostamento : 75.38 mm
◆ Capacità di spostamento : 33.09 mm
FysSLV : .1 kg/g



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.8 - F_y (-) Prop. Massa + Ecc. 5%

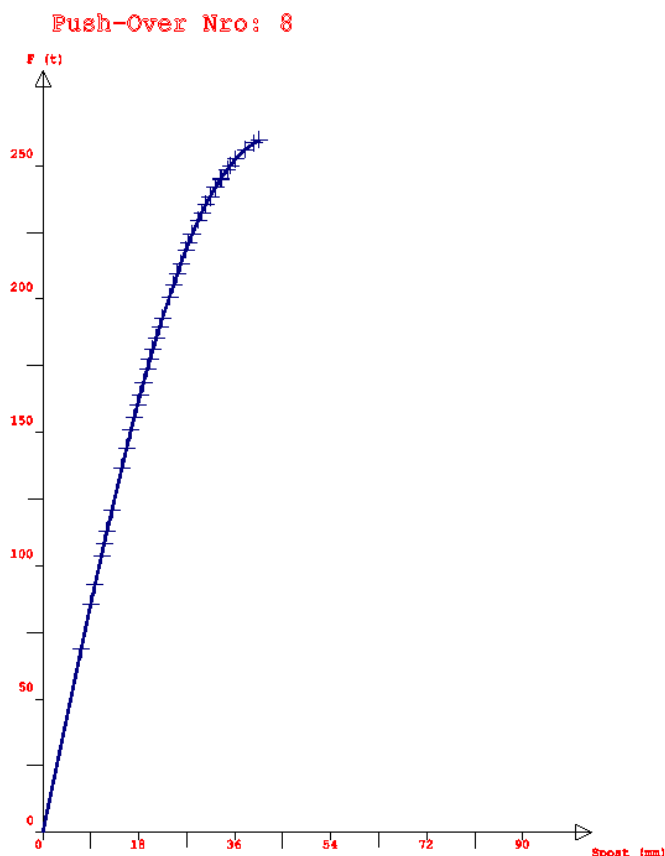
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 10.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 171 (pilastro n. 93 del secondo livello).

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 35,174 mm. (passo precedente n. 36) a fronte di una domanda di spostamento di 73,810 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 140 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,512.

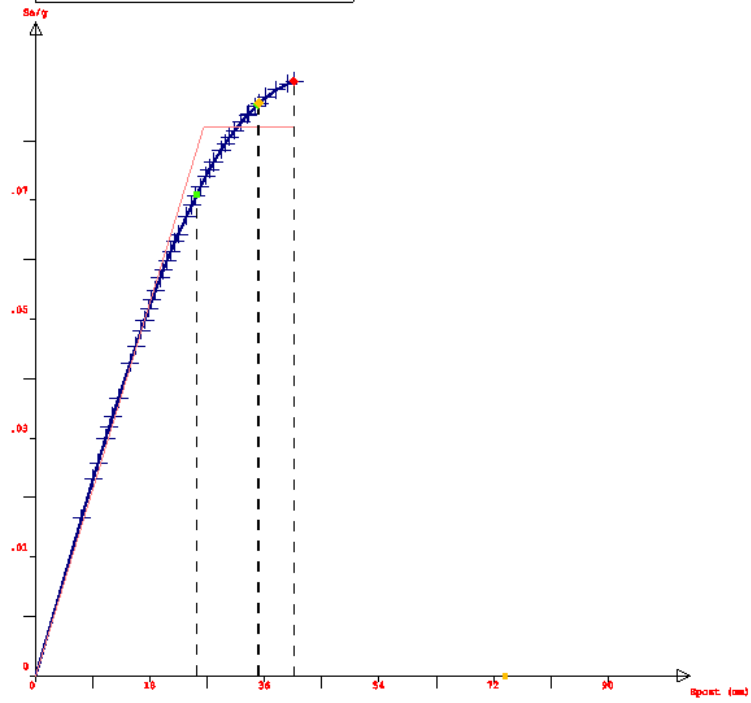
Procedendo con l'analisi incrementale si hanno ulteriori collassi duttili che comportano una labilità strutturale in corrispondenza del passo di resistenza massima n. 40 che blocca la push-over.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 40,601 mm. (passo n. 40) a fronte di una domanda di spostamento di 73,81 mm. che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,550 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 166 anni.



Push-Over Nro: 8

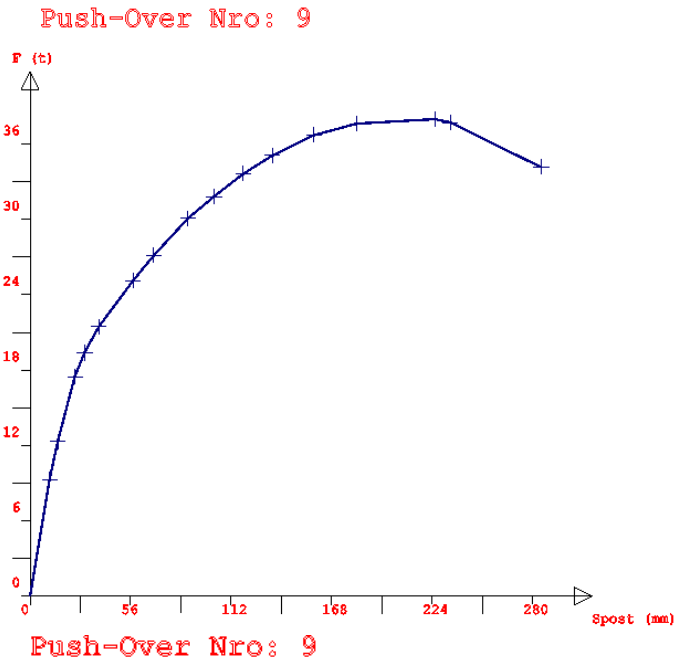
S.L.D.:
■ Domanda di spostamento : 29.36 mm
◆ Capacità di spostamento : 34.96 mm
■ Resist : .107 kg/g
S.L.V.: NON VERIFICATO
■ Domanda di spostamento : 73.6 mm
◆ Capacità di spostamento : 35.17 mm
■ Resist : .107 kg/g



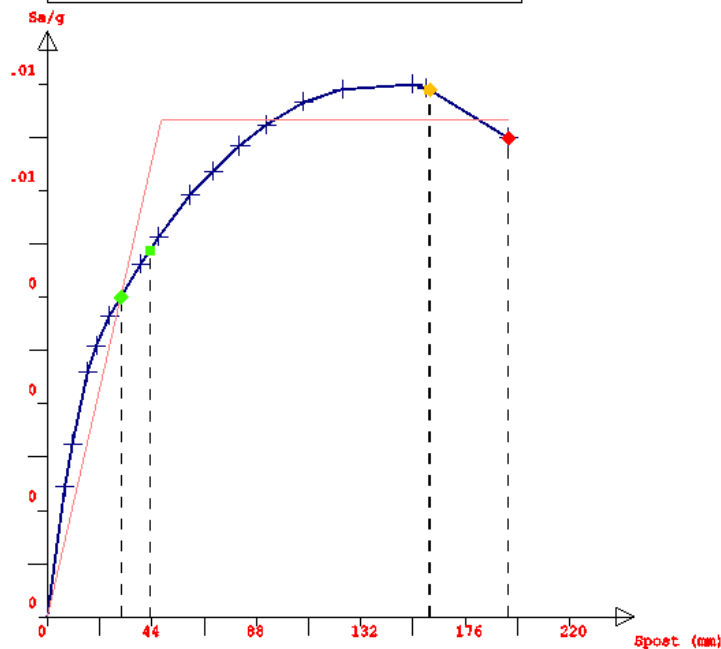
PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.9 - Fx (+) Prop. Modo - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 160,74 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 161,109 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 724 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,007.



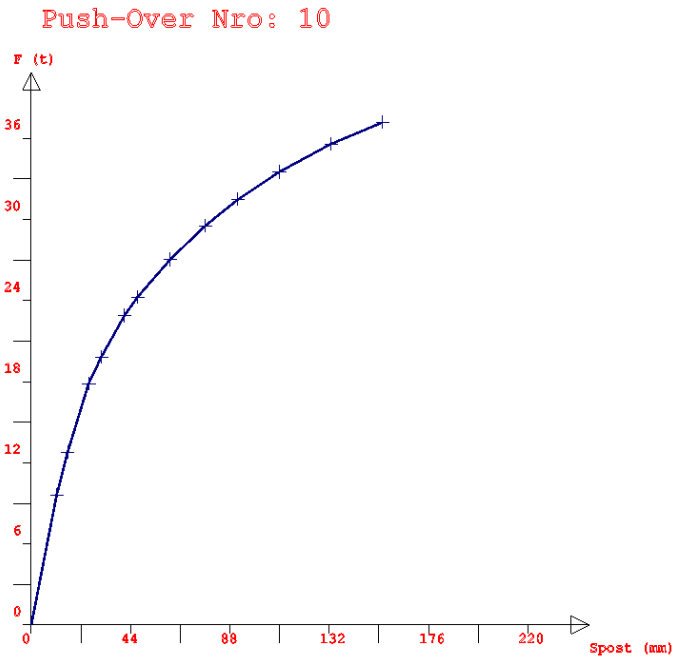
S.L.D.: NON VERIFICATO	
■	Domanda di spostamento : 43.18 mm
◆	Capacita' di spostamento : 30.94 mm
	PgaSLD : .057 Ag/g
S.L.V.:	
■	Domanda di spostamento : 160.74 mm
◆	Capacita' di spostamento : 161.1 mm
	PgaSLV : .212 Ag/g



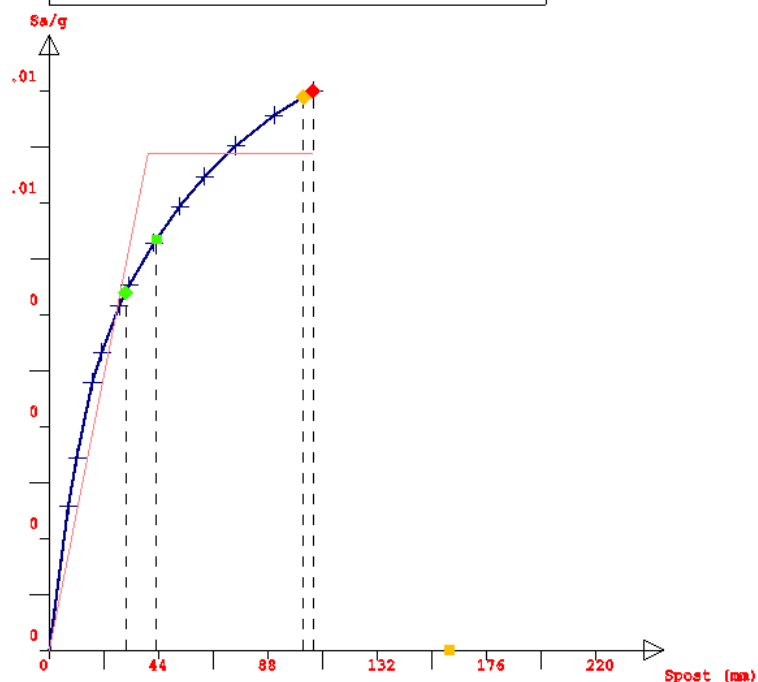
PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.10 - Fx (-) Prop. Modo - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

La capacità di spostamento di 160,74 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 102,176 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 311 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,711.



S.L.D.: NON VERIFICATO	
■	Domanda di spostamento : 43.18 mm
◆	Capacita' di spostamento : 30.69 mm
	PgaSLD : .056 Ag/g
S.L.V.: NON VERIFICATO	
■	Domanda di spostamento : 160.74 mm
◆	Capacita' di spostamento : 102.17 mm
	PgaSLV : .152 Ag/g



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.11 - F_y (+) Prop. Modo - Ecc. 5%

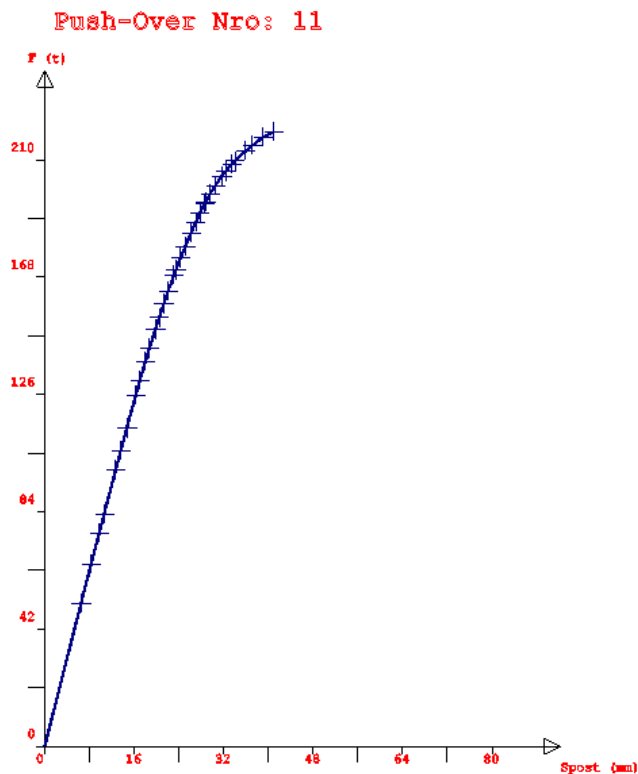
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 20.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 239 (pilastro n. 63 del terzo livello).

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 26,097 mm, (passo precedente n. 30) a fronte di una domanda di spostamento di 66,160 mm che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 96 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,438.

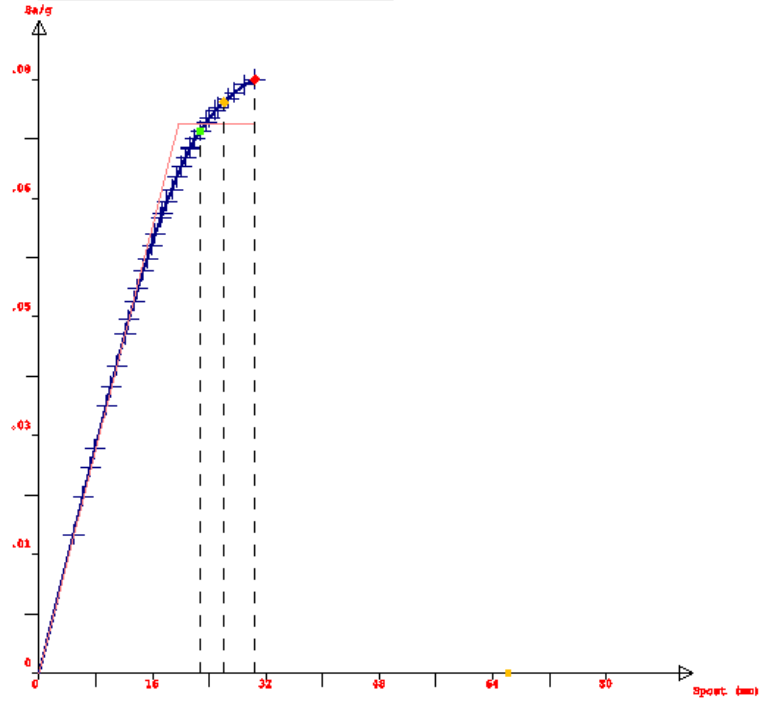
Procedendo con l'analisi incrementale si hanno ulteriori collassi duttili che comportano una labilità strutturale in corrispondenza del passo di resistenza massima n. 34 che blocca la push-over.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 30,443 mm. (passo n. 34) a fronte di una domanda di spostamento di 66,160 mm che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,460 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 107 anni.



Push-Over Nro: 11

S.L.D.:
■ Domanda di spostamento : 22.73 mm
◆ Capacità di spostamento : 26.09 mm
EqSLO : .089 kg/g
S.L.V.: NON VERIFICATO
■ Domanda di spostamento : 46.18 mm
◆ Capacità di spostamento : 26.09 mm
EqSLOV : .089 kg/g



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.12 - Fy (-) Prop. Modo - Ecc. 5%

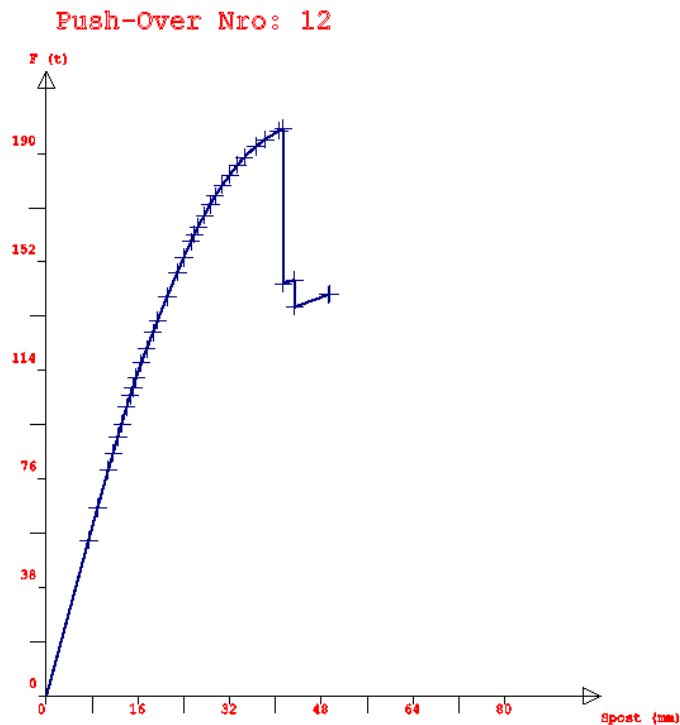
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 10.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 249 (pilastro n. 79 del terzo livello).

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 25,255 mm, (passo precedente n. 26) a fronte di una domanda di spostamento di 69,404 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 83 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,413.

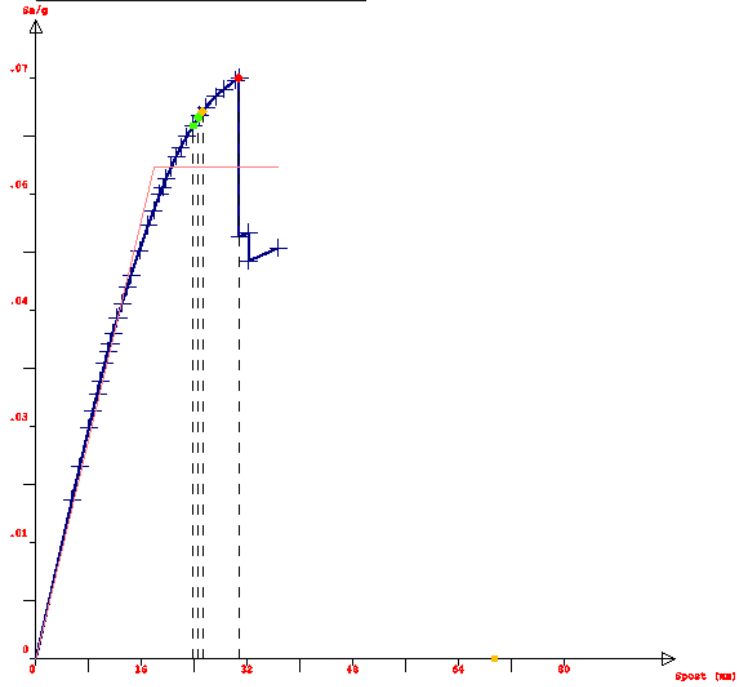
Procedendo con l'analisi incrementale si hanno ulteriori collassi duttili che comportano una caduta di resistenza significativa in corrispondenza del passo di resistenza massima n. 31.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 30,740 mm. (passo n. 31) a fronte di una domanda di spostamento di 69,404 mm che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,443 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 98 anni.



Push-Over Nro: 12

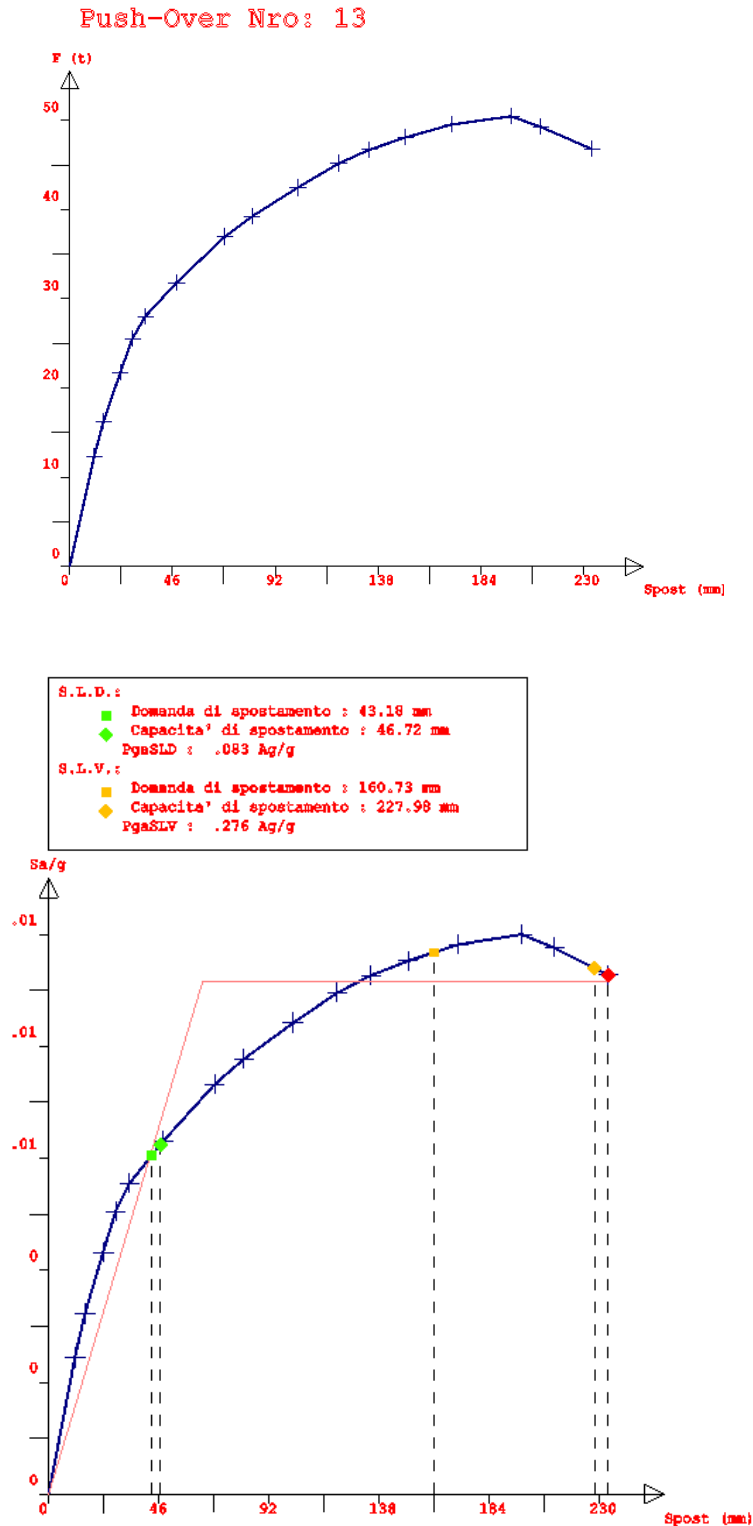
S.L.D.:
■ Domanda di spostamento : 23.85 mm
◆ Capacità di spostamento : 24.61 mm
P_{ysSD} : .08 kg/g
S.L.V.: NON VERIFICATO
■ Domanda di spostamento : 69.4 mm
◆ Capacità di spostamento : 25.25 mm
P_{ysSV} : .082 kg/g



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.13 - $F_x (+)$ Prop. Massa - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1.

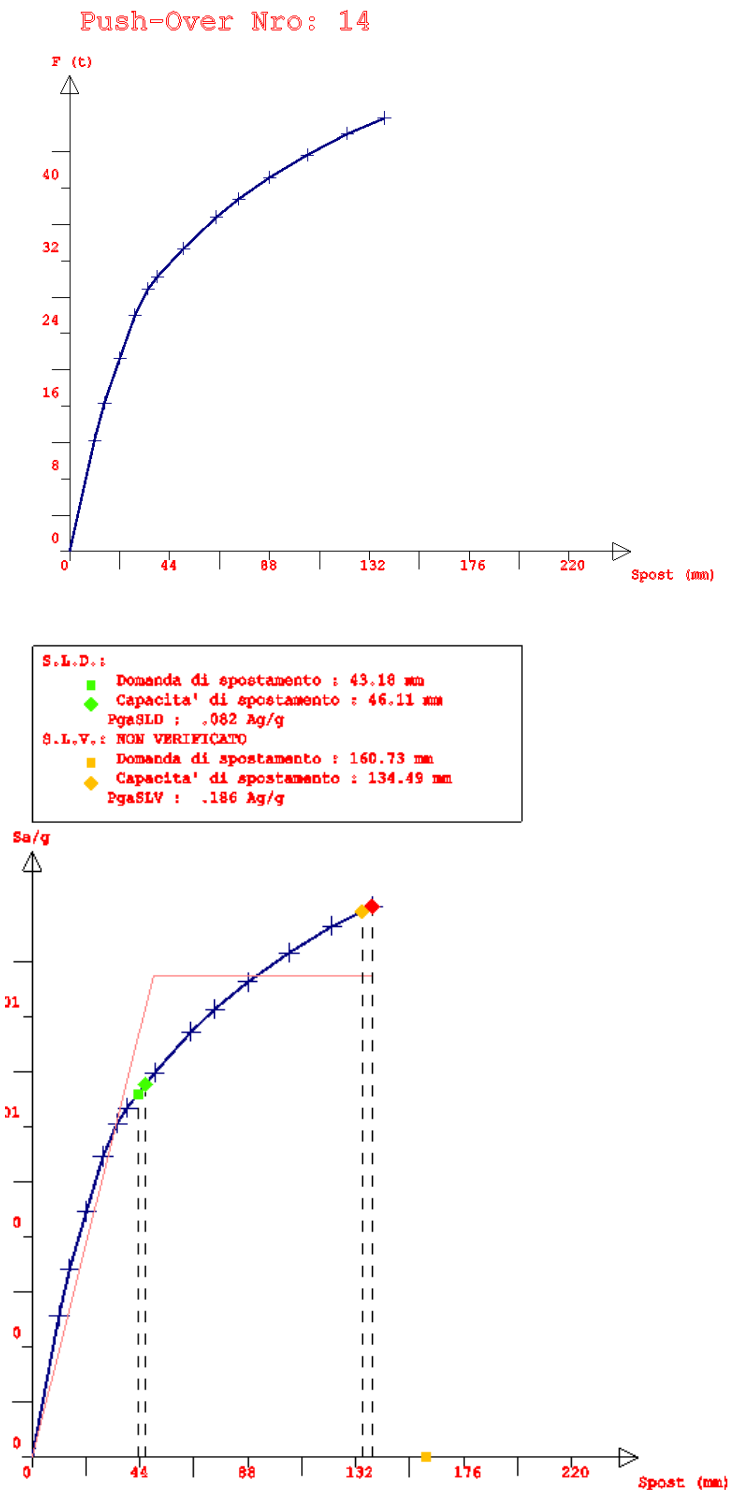
La capacità di spostamento di 227,989 mm. risulta superiore alla domanda di spostamento di 160,74 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (Tr_{CLV}) di 1.510 anni e ad un indicatore di rischio pari a 1,363.



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.14 - Fx (-) Prop. Massa - Ecc. 5%

La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 1. Il primo collasso di tipo fragile ritenuto significativo si ha nell'asta 3D n. 93 (trave a sbalzo 87-69 del primo livello).

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 134,49 mm, (passo precedente n. 12) a fronte di una domanda di spostamento di 160,74 mm che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 509 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,871.



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.15 - $F_y (+)$ Prop. Massa - Ecc. 5%

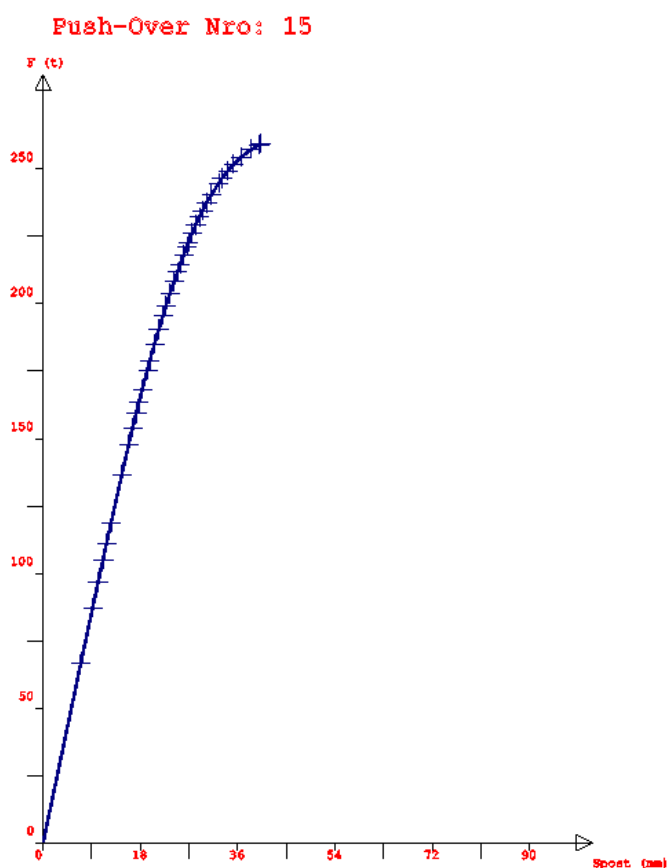
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 10.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 165 (pilastro n. 87 del secondo livello).

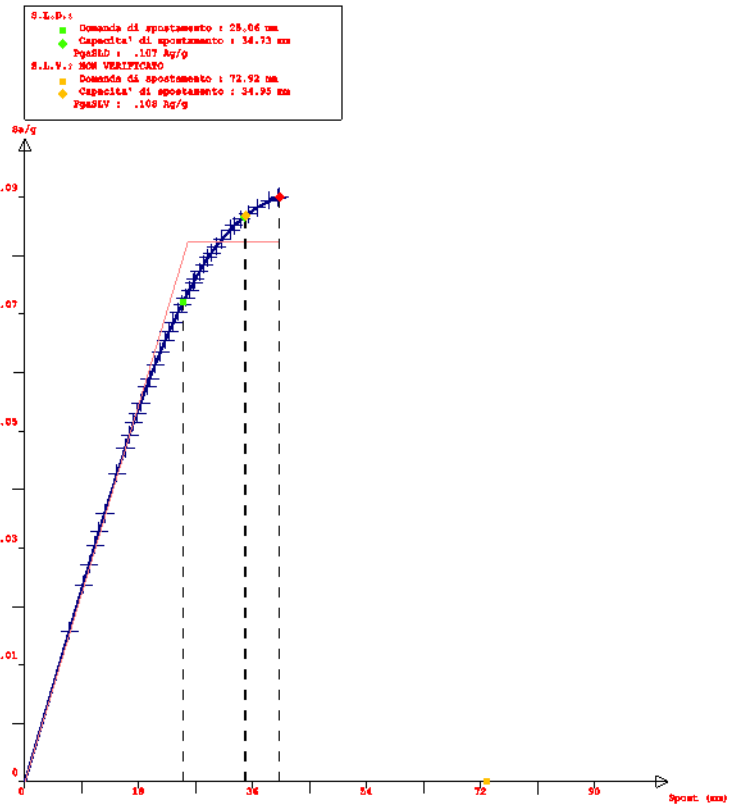
La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 34,95 mm. (passo precedente n. 34) a fronte di una domanda di spostamento di 72,92 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 141 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,514.

Procedendo con l'analisi incrementale si hanno ulteriori collassi duttili che comportano una labilità strutturale in corrispondenza del passo di resistenza massima n. 39 che blocca la push-over.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 40,215 mm. (passo n. 39) a fronte di una domanda di spostamento di 72,92 mm. che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,551 ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 166 anni.



Push-Over Nro: 15



PARTE VECCHIA - PUSHOVER N.16 - F_y (-) Prop. Massa - Ecc. 5%

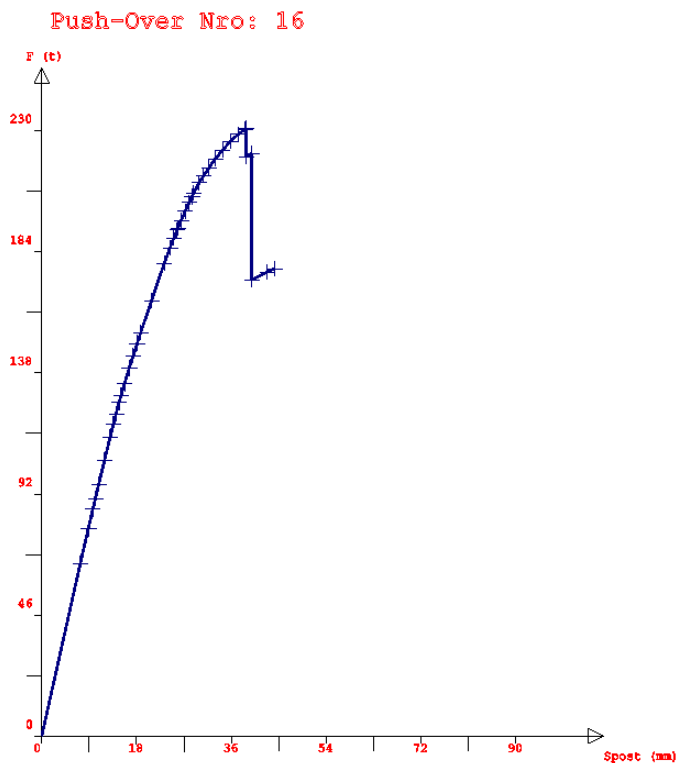
La curva di capacità e la curva ADSR allegate sono state ricavate considerando un numero di collassi totali pari a 10.

Il primo collasso duttile si ha nell'asta 3D n. 159 (pilastro n. 79 del secondo livello).

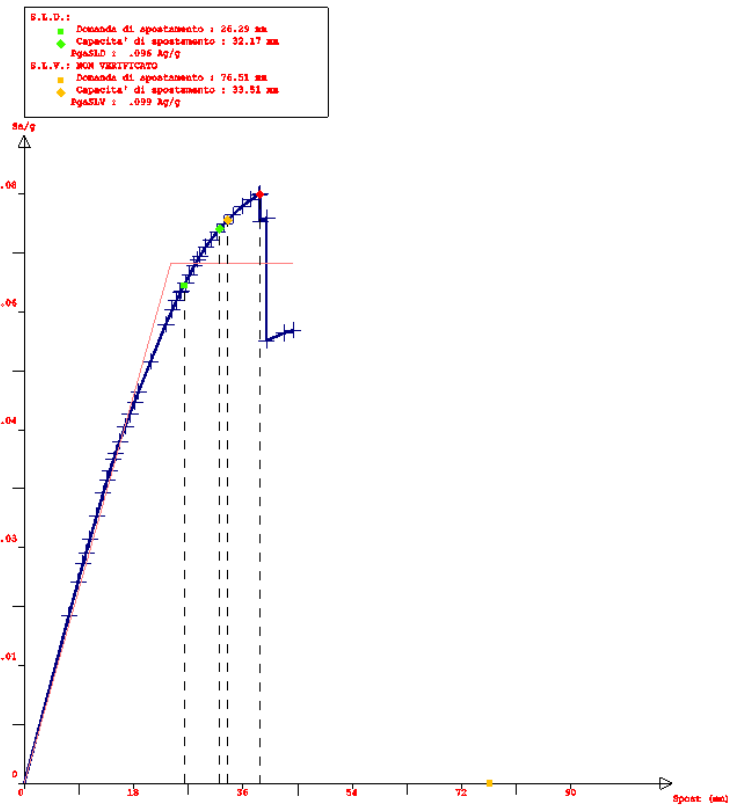
La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso è di 33,518 mm. (passo precedente n. 31) a fronte di una domanda di spostamento di 76,516 mm. che corrisponde ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 118 anni e ad un indicatore di rischio pari a 0,477.

Procedendo con l'analisi incrementale si hanno ulteriori collassi duttili che comportano una caduta di resistenza significativa in corrispondenza del passo di resistenza massima n. 36.

La capacità di spostamento in corrispondenza di tale collasso **ritenuto significativo** è di 38,787 mm. (passo n. 36) a fronte di una domanda di spostamento di 76,516 mm. che corrisponde ad un indicatore di rischio pari a 0,507 e ad un tempo di ritorno (TrCLV) di 136 anni.



Push-Over Nro: 16



CAPITOLO 14 – DETERMINAZIONE DELL'INDICATORE DI RISCHIO (IR) PRIMA E DOPO DELL'INTERVENTO

Con l'utilizzo delle vecchie norme (OPCM 3431 e DM05), un obiettivo da perseguire nell'affrontare la valutazione della vulnerabilità sismica di un edificio esistente era la definizione dei livelli di accelerazione al suolo, corrispondenti agli stati limite sottoposti a verifica definiti dalle norme tecniche, e dei loro rapporti con accelerazioni attese.

Si deve tener presente però che con il DM08 è sostanzialmente cambiata la definizione dell'input sismico, per cui tali indicatori non sono più sufficienti a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche.

Tuttavia esso continua a rappresentare una “scala di percezione” del rischio, nei confronti della quale si è maturata una certa affinità.

Per questo motivo è necessario determinare gli indici di rischio in funzione del rapporto tra i periodi di ritorno tra capacità e domanda:

$$IR = (Trc/Trd)^a$$

IR = indice di rischio;

Trc = capacità espressa in termini di periodo di ritorno corrispondente allo SLV secondo le NTC2008;

Trd = domanda espressa in termini di periodo di ritorno = $-V_r/\ln(1-0,1)$;

V_r = periodo di riferimento per l'azione sismica;

a = $(1/2,43) = 0,41$ = coefficiente esponenziale.

Un valore di indice di rischio pari o superiore ad uno rileva la conformità della struttura alla normativa sismica.

Per la procedura di determinazione di IR mediante pushover sulla curva dovranno essere identificati il raggiungimento della rotazione di salvaguardia della vita ad un piano (SLV).

La curva di capacità dovrà essere confrontata con opportuni spettri di risposta elastica eventualmente corretti con un valore appropriato del fattore eta, in funzione delle capacità dissipative corrispondenti a ciascun stato limite

L'intersezione della curva di capacità con gli spettri consentirà di calcolare il valore dell'accelerazione al suolo corrispondente agli stati limite esaminati (PGASL).

Si calcolerà l'indicatore di rischio facendo il rapporto tra la PGASL minore e il corrispondente valore dell'accelerazione di aggancio allo spettro per lo stato limite esaminato.

Per ogni stato limite esaminato, il rapporto tra lo spostamento ultimo della bilineare equivalente e lo spostamento di domanda consente di ricavare un indicatore di rischio relativo al comportamento globale della struttura non vincolato alla crisi di un solo elemento.

L'indice di rischio minimo per la parte nuova di fabbricato allo stato attuale, risultante dalle varie pushover, valutato in termini di periodo di ritorno è pari a 0,967 corrispondente ad un sisma con un periodo di ritorno di 656 anni.

L'indice di rischio minimo per la parte vecchia di fabbricato allo stato attuale, risultante dalle varie pushover, valutato in termini di periodo di ritorno è pari a 0,439 corrispondente ad un sisma con un periodo di ritorno di 96 anni.

La Circolare n. 617/2009 prescrive che nel caso di non verifica rispetto alle azioni ambientali (SISMA) gli interventi non sono obbligatori ma i gestori l'immobile dovranno definire i provvedimenti più idonei commisurati alla vita nominale restante e alla classe d'uso.

Tale prescrizione è stata ribadita con la Circolare della Presidenza del Consiglio dei Ministri del dipartimento protezione civile Prot. n. DPC/SISM/0083283 del 04.11.2010.

Il valore di vita nominale restante ricavata dai tempi di ritorno in precedenza determinati non deve essere considerato come la durata della vita del fabbricato ma come periodo temporale entro il quale ha valore la verifica di sicurezza adottata.

Al termine della vita nominale restante una nuova verifica potrà essere eseguita e conseguentemente nuovi interventi potranno risultare necessari, ma a quel punto ci si potrà avvalere dei progressi conoscitivi e tecnologici in termini di conoscenza della pericolosità sismica.

In merito alla gravità dell'inadeguatezza riscontrata si può ipotizzare che la vita nominale restante sia il tempo entro il quale è necessario attivare l'intervento che pone rimedio alla specifica inadeguatezza.

Il tempo di intervento (T_{int}) inteso come periodo entro il quale attivare il rimedio ad una data inadeguatezza sismica può essere determinato con la seguente relazione:

$$T_{int} * C_u / T_{slv} = - \ln(1 - 0,1) = 0,105$$

Essendo C_u il coefficiente d'uso e T_{slv} il periodo di ritorno dell'azione sismica corrispondente.

In base a quanto indicato dalla Circolare della Presidenza del Consiglio dei Ministri del dipartimento protezione civile Prot. n. DPC/SISM/0083283 del 04.11.2010 è ipotizzabile rinviare a tempi successivi, in occasione di interventi generali e comunque senza la necessità di una immediata programmazione gli interventi sugli edifici per i quali T_{int} risulti maggiore di 30 anni.

Sul fronte opposto nel caso in cui la valutazione della sicurezza evidenzi particolari elementi di rischio (meccanismi con un $T_{int} < 2$ anni) i provvedimenti necessari alla riduzione del rischio devono essere adottati nel minor tempo possibile.

Nel presente caso si è determinato un periodo di ritorno minimo di 96 anni (push n. 3 parte vecchia) per un indicatore di rischio $I_r = 0,439$ per cui il T_{int} risulta essere di 7 anni.

Per tale motivo il sottoscritto è stato incaricato per la redazione del progetto di adeguamento sismico dell'edificio scolastico.

A seguito degli interventi progettati gli indicatori di rischio risultano tutti superiori all'unità pertanto la struttura risulta adeguata alla normativa sismica vigente (d.M. 14.01.2008).

Inoltre gli indicatori di rischio a seguito dell'intervento sono stati determinati per ragioni di sicurezza al momento del primo collasso strutturale come nel caso di nuove strutture indipendentemente dal tipo di collasso.

Gli indicatori di rischio (Ir) **allo stato attuale** determinati nei paragrafi precedenti, considerando i collassi strutturali significativi e non la crisi del primo elemento, vengono riportati per ogni push nelle seguenti tabelle insieme ai periodi di ritorno (Tslv) dell'azione sismica, alla vita nominale residua (VN,res) coincidente con il tempo di intervento (Tint).

PARTE NUOVA			
PUSH	Ir	Tslv	VN,res=Tint
1	0,967	656	46
2	0,997	707	49
3	1,670	2.475	50
4	1.658	2.433	50
5	1,196	1.099	50
6	1,290	1.322	50
7	1,670	2.475	50
8	1,670	2.475	50
9	0,969	659	46
10	0,992	698	49
11	1,670	2.475	50
12	1,670	2.475	50
13	1,194	1.096	50
14	1,282	1.303	50
15	1,670	2.475	50
16	1,670	2.475	50

PARTE VECCHIA			
PUSH	Ir	Tslv	VN,res=Tint
1	1,017	741	50
2	0,720	320	22
3	0,439	96	7
4	0,460	107	7
5	1,351	1.479	50
6	0,890	536	38
7	0,508	136	10
8	0,550	166	12
9	1,007	724	50
10	0,711	311	22
11	0,460	107	7
12	0,443	98	7
13	1,363	1.510	50
14	0,871	509	36
15	0,551	166	12
16	0,507	136	10

Dai risultati sopra riportati è evidente che la parte nuova è pressoché conforme alla normativa sismica vigente, mentre per la parte vecchia è necessario programmare interventi anche parziali e per stralci atti a migliorare/adequare la costruzione alla normativa sismica vigente per il ridurre il

rischio. Per tale motivo il sottoscritto è stato incaricato per la redazione di un progetto di adeguamento sismico.

Gli indicatori di rischio (Ir) allo stato modificato, considerando la crisi del primo elemento, vengono riportati per ogni push nelle seguenti tabelle insieme ai periodi di ritorno (Tslv) dell'azione sismica, alla vita nominale residua (VN,res) coincidente con il tempo di intervento (Tint).

PARTE NUOVA			
PUSH	Ir	Tslv	VN,res=Tint
1	1,238	1.196	50
2	1,307	1.364	50
3	1,670	2.475	50
4	1,670	2.475	50
5	1,670	2.475	50
6	1,670	2.475	50
7	1,670	2.475	50
8	1,670	2.475	50
9	1,228	1.172	50
10	1,313	1.381	50
11	1,670	2.475	50
12	1,670	2.475	50
13	1,670	2.475	50
14	1,670	2.475	50
15	1,670	2.475	50
16	1,670	2.475	50

PARTE VECCHIA			
PUSH	Ir	Tslv	VN,res=Tint
1	1,167	1.036	50
2	1,167	1.036	50
3	1,037	777	50
4	1,059	804	50
5	1,595	2.214	50
6	1,539	2.029	50
7	1,082	862	50
8	1,240	1.200	50
9	1,164	1.029	50
10	1,168	1.039	50
11	1,081	860	50
12	1,042	786	50
13	1,605	2.249	50
14	1,483	1.855	50
15	1,111	919	50
16	1,029	764	50

L'indice di rischio minimo per la parte nuova di fabbricato a seguito dell'intervento risulta essere, risultante dalle varie pushover, valutato in termini di periodo di ritorno è pari a 1,228 corrispondente ad un sisma con un periodo di ritorno di 1.172 anni.

L'indice di rischio minimo per la parte vecchia di fabbricato, risultante dalle varie pushover, valutato in termini di periodo di ritorno è pari a 1,029 corrispondente ad un sisma con un periodo di ritorno di 764 anni.

RELAZIONE SUI MATERIALI

GENERALITÀ

La presente relazione è stata redatta ai sensi dell'art. 65 del D.P.R. n. 380 del 06.06.2001 e delle Norme Tecniche per le Costruzioni approvate con D.M. 14.01.2008

I materiali ed i prodotti per uso strutturale utilizzati per la realizzazione delle opere devono essere:

- *identificati* univocamente a cura del produttore, secondo le procedure applicabili;
- *qualificati* sotto la responsabilità del produttore, secondo le procedure applicabili;
- *accettati* dal Direttore dei lavori mediante acquisizione e verifica della documentazione di qualificazione, nonché mediante eventuali prove sperimentali di accettazione.

Il Direttore dei Lavori deve acquisire la documentazione di accompagnamento nonché la documentazione che attesti la identificazione e la qualificazione del prodotto differente a seconda dei seguenti casi:

A) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali sia disponibile una norma europea armonizzata (del tipo hEN) i cui riferimenti devono essere già pubblicati sulla GUUE. Ciascuna norma armonizzata ha un periodo di coesistenza nel quale l'applicazione della stessa non è obbligatoria. Al termine di tale periodo di coesistenza possono essere immessi sul mercato soltanto i prodotti da costruzione conformi alla norma e cioè se in possesso della marcatura CE.

B) materiali e prodotti per uso strutturale per i quali non esiste alcuna norma armonizzata o nel caso in cui esista non sia ancora terminato il periodo di coesistenza cioè di applicazione volontaria della stessa. In questo caso l'identificazione e la qualificazione devono avvenire attraverso le procedure indicate da D.M. 14.01.2008 per ciascun materiale. E' fatto salvo il caso in cui il produttore abbia volontariamente optato per la marcatura CE.

C) materiali e prodotti per uso strutturale innovativi o comunque non citati nel capitolo 11 del D.M. 14.01.2008 e non ricadenti nelle precedenti tipologie A) e B). In tali casi il produttore potrà pervenire alla marcatura CE in conformità a Benestare Tecnici Europei (ETA) ovvero dovrà essere in possesso di un Certificato di idoneità tecnica all'impiego rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale sulla base delle Linee guida approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

Il Direttore dei Lavori deve anche verificare l'idoneità di tale documentazione, ad esempio verificando la titolarità di chi ha emesso le certificazioni e/o attestazioni, la validità ed il campo di applicazione di queste ultime (in relazione ai prodotti effettivamente consegnati ed al loro uso previsto), la conformità delle caratteristiche dichiarate alle prescrizioni progettuali o capitolari, etc. Oltre i casi previsti dalle NTC, il Direttore dei Lavori può in ogni caso richiedere le prove di accettazione che ritenga opportune o necessarie ai fini dell'accettazione del materiale.

Per i materiali e prodotti recanti la Marcatura CE sarà onere del Direttore dei Lavori, in fase di accettazione, **accertarsi del possesso della marcatura stessa e richiedere** ad ogni fornitore, per ogni diverso prodotto, il Certificato ovvero la Dichiarazione di Conformità alla parte armonizzata della specifica norma europea (caso A) ovvero allo specifico Benestare Tecnico Europeo (caso C), per quanto applicabile. Sarà inoltre onere del Direttore dei Lavori verificare che tali prodotti rientrino nelle tipologie, classi e/o famiglie previsti nella detta documentazione.

Per i prodotti non recanti la Marcatura CE, il Direttore dei Lavori dovrà accertarsi del possesso e del regime di validità dell'Attestato di Qualificazione (caso B) o del Certificato di Idoneità Tecnica all'impiego (caso C) rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO

E' ammesso esclusivamente l'impiego di acciaio laminato a caldo ad alta duttilita' del tipo B450C, ad aderenza migliorata, saldabile, qualificato, caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

$f_{y \text{ nom}}$	450 N/mm ²
$f_{t \text{ nom}}$	540 N/mm ²

e deve rispettare le condizioni indicate nella tabella seguente:

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y \text{ nom}}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t \text{ nom}}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10.0
$(f_y/f_{y \text{ nom}})_k$	$\leq 1,25$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$:	$\geq 7,5 \%$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12 \text{ mm}$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16 \text{ mm}$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25 \text{ mm}$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40 \text{ mm}$	10 ϕ	

L'acciaio per cemento armato è generalmente prodotto in stabilimento sotto forma di barre o rotoli, reti o tralicci, per utilizzo diretto o come elementi di base per successive trasformazioni.

Prima della fornitura in cantiere gli elementi di cui sopra possono essere saldati, presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura, ecc.) a formare elementi composti direttamente utilizzabili in opera.

La sagomatura e/o l'assemblaggio possono avvenire:

- in cantiere, sotto la vigilanza della Direzione Lavori;
- in centri di trasformazione, solo se provvisti dei requisiti di cui al § 11.3.1.7 delle NTC 2008.

Tutti gli acciai per cemento armato devono essere ad aderenza migliorata, aventi cioè una superficie dotata di nervature o indentature trasversali, uniformemente distribuite sull'intera lunghezza, atte ad aumentarne l'aderenza al conglomerato cementizio.

Le barre sono caratterizzate dal diametro ϕ della barra tonda liscia equipesante, calcolato nell'ipotesi che la densità dell'acciaio sia pari a 7,85 kg/dmc.

Gli acciai B450C, possono essere impiegati in barre di diametro ϕ compreso tra 6 e 40 mm.

L'uso di acciai forniti in rotoli è ammesso, senza limitazioni, per diametri fino a $\varnothing \leq 16$ mm per B450C.

Gli acciai delle reti e tralicci elettrosaldati devono essere saldabili. L'interasse delle barre non deve superare 330 mm. I tralicci sono dei componenti reticolari composti con barre ed assemblati mediante saldature. Per le reti ed i tralicci costituiti con acciaio per cemento armato B450C gli elementi base devono avere diametro \varnothing che rispetta la limitazione: $6 \text{ mm} \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$.
Il rapporto tra i diametri delle barre componenti reti e tralicci deve essere: $\varnothing_{\text{min}} / \varnothing_{\text{Max}} \geq 0,6$.

I nodi delle reti devono resistere ad una forza di distacco determinata in accordo con la norma UNI EN ISO 15630-2:2004 pari al 25% della forza di snervamento della barra, da computarsi per quella di diametro maggiore sulla tensione di snervamento pari a 450 N/mm². Tale resistenza al distacco della saldatura del nodo, va controllata e certificata dal produttore di reti e di tralicci.

In ogni elemento di rete o traliccio le singole armature componenti devono avere le stesse caratteristiche. Nel caso dei tralicci è ammesso l'uso di staffe aventi superficie liscia perché realizzate con acciaio B450A oppure B450C saldabili.

La produzione di reti e tralicci elettrosaldati può essere effettuata a partire da materiale di base prodotto nello stesso stabilimento di produzione del prodotto finito o da materiale di base proveniente da altro stabilimento.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti in altro stabilimento, questi ultimi possono essere costituiti:

- a) da acciai provvisti di specifica qualificazione;
- b) da elementi semilavorati quando il produttore, nel proprio processo di lavorazione, conferisca al semilavorato le caratteristiche meccaniche finali richieste dalla norma.

In ogni caso il produttore dovrà procedere alla qualificazione del prodotto finito, rete o traliccio, secondo le procedure di cui al punto 11.3.2.11 delle NTC.

Ogni pannello o traliccio deve essere inoltre dotato di apposita marchiatura che identifichi il produttore della rete o del traliccio stesso.

La marchiatura di identificazione può essere anche costituita da sigilli o etichettature metalliche indelebili con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto, ovvero da marchiatura supplementare indelebile. In ogni caso la marchiatura deve essere identificabile in modo permanente anche dopo annegamento nel calcestruzzo.

Laddove non fosse possibile tecnicamente applicare su ogni pannello o traliccio la marchiatura secondo le modalità sopra indicate, dovrà essere comunque apposta su ogni pacco di reti o tralicci un'apposita etichettatura con indicati tutti i dati necessari per la corretta identificazione del prodotto e del produttore; in questo caso il Direttore dei Lavori, al momento dell'accettazione della fornitura in cantiere deve verificare la presenza della predetta etichettatura. Il Direttore dei Lavori al momento dell'accettazione deve rilevare i dati e fornirli al collaudatore che ne farà cenno nel Certificato di collaudo. In caso di assenza dell'etichettatura il Direttore dei Lavori deve rifiutare la fornitura.

Nel caso di reti e tralicci formati con elementi base prodotti nello stesso stabilimento, ovvero in stabilimenti del medesimo produttore, la marchiatura del prodotto finito può coincidere con la

marchiatura dell'elemento base, alla quale può essere aggiunto un segno di riconoscimento di ogni singolo stabilimento.

La deviazione ammissibile per la massa nominale deve essere come riportato nella Tab. 11.3.III seguente.

Diametro nominale, (mm)	$5 \leq \Phi \leq 8$	$8 < \Phi \leq 40$
Tolleranza in % sulla sezione ammessa per l'impiego	± 6	$\pm 4,5$

Tutte le forniture di acciaio, provenienti dallo stabilimento di produzione (Produttore), devono essere accompagnate:

A) nel caso sussista l'obbligo della Marcatura CE

- da copia della Dichiarazione di conformità CE, riportante un timbro in originale con almeno la data di spedizione ed il destinatario;
- dal documento di trasporto con la data di spedizione ed il riferimento alla quantità, al tipo di acciaio, al destinatario.

B) nel caso non sussista l'obbligo della Marcatura CE

- dalla copia dell'attestato di qualificazione del Servizio Tecnico Centrale, riportante un timbro in originale con almeno la data di spedizione ed il destinatario (la qualificazione ha validità 5 anni);
- dal documento di trasporto con la data di spedizione ed il riferimento alla quantità, al tipo di acciaio, alle colate, al destinatario.

Gli stabilimenti di produzione (Produttori) di acciai qualificati, di cui al precedente caso B, non sono tenuti ad allegare alle forniture copia dei Certificati rilasciati dal Laboratorio incaricato che effettua i controlli periodici di qualità. Si precisa infatti, al riguardo, che i predetti Certificati non sono significativi ai fini della fornitura, trattandosi di documenti riservati al Servizio Tecnico Centrale per i controlli semestrali nell'ambito del mantenimento e rinnovo della qualificazione. Tali Certificati, peraltro, non possono sostituire i Certificati relativi alle prove effettuate a cura del Direttore dei Lavori, che devono essere rilasciati dai laboratori di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 nell'ambito dei controlli obbligatori di cantiere.

Le forniture effettuate da un commerciante intermedio devono essere accompagnate da copia dei documenti rilasciati dal Produttore e completati con il riferimento al documento di trasporto del commerciante stesso.

Il Direttore dei Lavori prima della messa in opera, è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del produttore.

Tutte le forniture di acciaio, provenienti da un centro di trasformazione, impianto esterno al produttore e/o al cantiere, fisso o mobile, che riceve dal produttore di acciaio elementi base (barre o rotoli, reti, ecc.) e confeziona elementi strutturali direttamente impiegabili in opere in cemento armato quali, ad esempio, elementi saldati e/o presagomati (staffe, ferri piegati, ecc.) o preassemblati (gabbie di armatura), pronti per la messa in opera devono essere accompagnate:

a) copia dell'Attestato di qualificazione dell'Acciaieria o copia della dichiarazione di conformità dell'acciaieria a seconda che il prodotto di origine sia qualificato secondo la procedura A o B.

- b) da dichiarazione, su documento di trasporto, degli estremi dell'attestato di avvenuta dichiarazione di attività, rilasciato dal Servizio Tecnico Centrale, recante il logo o il marchio del centro di trasformazione;
- c) dall'attestazione inerente l'esecuzione delle prove di controllo interno fatte eseguire dal Direttore Tecnico del centro di trasformazione, con l'indicazione dei giorni nei quali la fornitura è stata lavorata. Qualora il Direttore dei Lavori lo richieda, all'attestazione di cui sopra potrà seguire copia dei certificati relativi alle prove effettuate nei giorni in cui la lavorazione è stata effettuata.

Il Direttore dei Lavori è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture non conformi, ferme restando le responsabilità del centro di trasformazione.

Della documentazione di cui sopra dovrà prendere atto il collaudatore che riporterà nel certificato di collaudo, gli estremi del centro di trasformazione che ha fornito l'eventuale materiale lavorato.

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori, devono essere effettuati entro 30 giorni dalla data di consegna del materiale e prima della messa in opera e devono essere campionati, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, (massimo 30 t. spediti in unica volta costituiti da prodotti aventi valori delle grandezze nominali omogenee) .

Il campionamento viene generalmente effettuato su tre diversi diametri opportunamente differenziati nell'ambito di ciascun lotto di spedizione, in numero di 3 spezzoni, marchiati, per ciascuno dei diametri selezionati, sempre che il marchio e la documentazione di accompagnamento dimostrino la provenienza del materiale da uno stesso stabilimento. In caso contrario i controlli devono essere estesi ai lotti provenienti da altri stabilimenti.

I valori di resistenza ed allungamento di ciascun campione, da eseguirsi comunque prima della messa in opera del prodotto riferiti ad uno stesso diametro, devono essere compresi fra i valori massimi e minimi riportati nella tabella seguente:

Tabella 11.3.VI – Valori di accettazione

Caratteristica	Valore limite	NOTE
f_y minimo	425 N/mm ²	(450 – 25) N/mm ²
f_y massimo	572 N/mm ²	[450 x (1,25+0,02)] N/mm ²
A_{gt} minimo	≥ 6,0%	per acciai B450C
A_{gt} minimo	≥ 2,0%	per acciai B450A
Rottura/snervamento	$1,13 \leq f_t / f_y \leq 1,37$	per acciai B450C
Rottura/snervamento	$f_t / f_y \geq 1,03$	per acciai B450A
Piegamento/raddrizzamento	assenza di cricche	per tutti

Se il progettista abbia adottato il modello costitutivo a) della figura 4,1.2 del paragrafo 4.1.2.1.2.3 delle NTC 2008, utilizzando un valore di rapporto di sovrarresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ maggiore di 1,15 il Direttore dei lavori deve accertare, mediante le previste prove di cantiere e, se necessario, anche mediante prove aggiuntive, che il valore caratteristico del rapporto f_t / f_y risulti non inferiore a quello stabilito dal progettista.

In caso di esito negativo del controllo di accettazione eseguito in conformità al paragrafo 11.3.2.10.4 delle NTC 2008 il lotto dovrà essere respinto e il risultato segnalato al Servizio Tecnico centrale.

Il prelievo dei campioni va effettuato a cura del Direttore dei Lavori o di tecnico di sua fiducia che deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati.

Qualora la fornitura, di elementi sagomati o assemblati, provenga da un Centro di trasformazione, il Direttore dei Lavori, dopo essersi accertato preliminarmente che il suddetto Centro di trasformazione sia in possesso di tutti i requisiti previsti al § 11.3.1.7, delle NTC 2008, può recarsi presso il medesimo Centro di trasformazione ed effettuare in stabilimento tutti i controlli di cui sopra. In tal caso il prelievo dei campioni viene effettuato dal Direttore tecnico del centro di trasformazione secondo le disposizioni del Direttore dei Lavori; quest'ultimo deve assicurare, mediante sigle, etichettature indelebili, ecc., che i campioni inviati per le prove al laboratorio incaricato siano effettivamente quelli da lui prelevati, nonché sottoscrivere la relativa richiesta di prove.

La domanda di prove al Laboratorio autorizzato deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere indicazioni sulle strutture interessate da ciascun prelievo.

In caso di mancata sottoscrizione della richiesta di prove da parte del Direttore dei Lavori, le certificazioni emesse dal laboratorio non possono assumere alcuna valenza.

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori anche per le reti e i tralicci e devono essere effettuati su tre saggi ricavati da tre diversi pannelli, nell'ambito di ciascun lotto di spedizione.

Qualora uno dei campioni sottoposti a prove di accettazione non soddisfi i requisiti previsti nelle norme tecniche relativamente ai valori di snervamento, resistenza a trazione del filo, allungamento, rottura e resistenza al distacco, il prelievo relativo all'elemento di cui trattasi va ripetuto su un altro elemento della stessa partita. Il nuovo prelievo sostituisce quello precedente a tutti gli effetti. Un ulteriore risultato negativo comporta il prelievo di nuovi saggi secondo la procedura di cui al § 11.3.2.10.4.

Le barre non dovranno presentare eccessive corrosioni, ossidazioni o difetti superficiali, ne' dovranno essere ricoperte da sostanze che possano ridurre l'aderenza al conglomerato (grassi, olii, terra e fango) e pertanto i fasci o le gabbie verranno scaricati in un luogo reso asciutto da un letto di magrone o di ghiaia lavata.

È ammesso l'impiego di acciai inossidabili di natura austenitica o austeno-ferritica, purché le caratteristiche meccaniche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai per cemento armato B450C, con l'avvertenza di sostituire al termine f_t della Tab. 11.3.Ia, il termine $f_{7\%}$, ovvero la tensione corrispondente ad un allungamento $A_{gt}=7\%$. La saldabilità di tali acciai va documentata attraverso prove di saldabilità certificate da un laboratorio di cui all'art. 59 del DPR n. 380/2001 ed effettuate secondo gli specifici procedimenti di saldatura, da utilizzare in cantiere o in officina, previsti dal produttore.

È ammesso l'uso di acciai zincati purché le caratteristiche fisiche, meccaniche e tecnologiche siano conformi alle prescrizioni relative agli acciai normali.

I controlli e, di conseguenza, la relativa verifica delle caratteristiche sopra indicate deve essere effettuata sul prodotto finito, dopo il procedimento di zincatura.

CALCESTRUZZO

Il calcestruzzo impiegato per l'esecuzione delle strutture sarà di classe di resistenza minima **C25/30 per le strutture di fondazione e per le strutture di elevazione** (il primo dei valori rappresenta f_{ck} (valore caratteristico di resistenza cilindrica a compressione uniassiale misurata su provini di diametro 150 mm. e altezza 300 mm) e il secondo R_{ck} , (valore caratteristico di resistenza cubica a compressione uniassiale misurata su provini cubici di spigolo 150 mm.) ambedue espressi N/mm^2), di classe di consistenza **S4** (abbassamento al cono di Abrams).

La classe di esposizione per le strutture di fondazione sarà **XC2**. la classe di esposizione per le strutture di elevazione sarà **XC3**. Il diametro massimo dell'aggregato dovrà essere pari a **12 mm**.

Normalmente il diametro massimo dell'inerte deve essere tale che:

- 1) non superi la dimensione di un quarto della dimensione minima della struttura;
- 2) deve essere minore dell'interfero meno 5 mm;
- 3) deve essere minore di 1,3 volte lo spessore del copriferro ($c/1,3$).

La dimensione massima dell'aggregato pertanto comporta delle limitazioni sul copriferro e interfero.

La funzione dei copriferri è duplice:

- 1) Favorire l'adesione tra le barre di armatura e il calcestruzzo teso della sezione che collabora così, nelle sezioni non fessurate, alla resistenza a trazione della sezione;
- 2) Costituire la protezione delle armature dall'innesco dei fenomeni di corrosione;

Il copriferro nominale di progetto, da indicare obbligatoriamente sui grafici di progetto, è dato da:

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev} \quad \text{dove:}$$

c_{nom} = valore nominale di progetto;
 c_{min} = valore minimo del copriferro;
 Δc_{dev} = la tolleranza di esecuzione relativa al copriferro

Il valore della tolleranza di esecuzione Δc_{dev} , è assunto di norma pari a 10 mm, ma se in cantiere si prevedono controlli di qualità che comportano una accurata verifica in opera degli spessori effettivi del copriferro, nonché del corretto posizionamento delle armature, può assumersi $\Delta c_{dev}=5$ mm.

Nel caso si prevedono particolari controlli di qualità e la possibilità di poter scartare gli elementi strutturali con copriferro non conforme (è il caso in cui si usano elementi prefabbricati), può assumersi $\Delta c_{dev}=0$.

Il valore minimo del copriferro è dato da:

$$c_{min} = \text{MAX} (c_{min,b} ; c_{min,dur} ; 10 \text{ mm}) \quad \text{dove:}$$

$c_{min,b}$ = copriferro minimo necessario per l'aderenza delle armature;
 $c_{min,dur}$ = copriferro minimo correlato alle condizioni ambientali (durabilità).

Il valore di $c_{min,b}$ è da assumersi pari al diametro della barra per barre isolate, pari al diametro equivalente per barre raggruppate ($\varnothing \cdot \sqrt{n_b}$) Se la dimensione dell'inerte è più grande di 32 mm, il valore di $c_{min,b}$ deve essere maggiorato di 5 mm.

Le dimensioni minima da assumere per il copriferro in relazione alle condizioni ambientali ($c_{min,dur}$), sono funzione della classe strutturale e della classe ambientale e si ricavano dalla tabella C4.1.IV della Circolare “Istruzioni per le applicazioni NTC 2008”

Tenendo conto del diametro massimo dell’aggregato, della vita nominale della struttura e della tabella C4.1.IV della Circolare “Istruzioni per le applicazioni NTC 2008” si ricava il seguente il ricoprimento minimo del calcestruzzo (copriferro) da utilizzare nel progetto:

(travi fondazione, pilastri e setti) $\geq 2,5+0,5 = 3,0$ cm.

(travi elevazione) $\geq 2,5+0,5 = 3,0$ cm. (si utilizzano elementi distanziatori)

L’interferro dovrà essere non inferiore al diametro delle barre per garantire il necessario sviluppo delle tensioni di aderenza con il calcestruzzo e dovrà essere non inferiore al diametro minimo dell’aggregato aumentato di 0,5 cm.

Nel presente progetto l’interferro dovrà essere ≥ 12 mm.+ 5 mm.= 17 mm.

Le componenti del calcestruzzo (leganti, aggregati, acqua di impasto, additivi, aggiunte) impiegate per garantire le classi di resistenza, consistenza e di esposizione previste in progetto devono essere conformi alle prescrizioni contenute nel Paragrafo 11.2.9 delle NTC 2008.

Il costruttore, prima dell’inizio della costruzione di un’opera, deve effettuare idonee prove preliminari di studio, per ciascuna miscela omogenea di calcestruzzo da utilizzare, al fine di ottenere le prestazioni richieste dal progetto. **Il costruttore resta comunque responsabile della qualità del calcestruzzo, che sarà controllata dal Direttore dei Lavori.** Le prove preliminari di studio sono finalizzate ad ottenere il calcestruzzo più rispondente sia alle caratteristiche prescritte dal progettista sia alle esigenze costruttive, in termini di classe di resistenza, classe di consistenza, tempi di maturazione, etc. In genere lo studio della miscela viene condotto presso il produttore di calcestruzzo, sotto il controllo di un laboratorio autorizzato, ovvero presso il laboratorio stesso.

Il Direttore dei Lavori ha l’obbligo di eseguire controlli sistematici in corso d’opera per verificare la conformità delle caratteristiche del calcestruzzo messo in opera rispetto a quello stabilito dal progetto e sperimentalmente verificato in sede di valutazione preliminare

Il controllo di accettazione va eseguito su miscele omogenee (confezionate con la stessa miscela e con le medesime procedure) e si configura, in funzione del quantitativo di calcestruzzo in accettazione, nel:

- controllo di tipo A;
- controllo di tipo B;

Il controllo di accettazione è positivo ed il quantitativo di calcestruzzo accettato se risultano verificate le disuguaglianze di cui alla Tab. 11.2.I seguente:

Tabella 11.2.I

Controllo di tipo A	Controllo di tipo B
$R_1 \geq R_{ck}-3,5$	

$R_m \geq R_{ck} + 3,5$ (N° prelievi: 3)	$R_m \geq R_{ck} + 1,4 s$ (N° prelievi ≥ 15)
<p>Ove:</p> <p>R_m = resistenza media dei prelievi (N/mm²);</p> <p>R_I = minore valore di resistenza dei prelievi (N/mm²);</p> <p>s = scarto quadratico medio.</p>	

Il controllo di tipo A è riferito ad un quantitativo di miscela omogenea non maggiore di 300 m³. Ogni controllo di accettazione di tipo A è rappresentato da tre prelievi (sei provini), ciascuno dei quali eseguito su un massimo di 100 m³ di getto di miscela omogenea. Risulta quindi un controllo di accettazione ogni 300 m³ massimo di getto. Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo. Nelle costruzioni con meno di 100 m³ di getto di miscela omogenea, fermo restando l'obbligo di almeno 3 prelievi e del rispetto delle limitazioni di cui sopra, è consentito derogare dall'obbligo di prelievo giornaliero.

Il controllo di tipo B è obbligatorio nella realizzazione di opere strutturali che richiedano l'impiego di più di 1500 m³ di miscela omogenea. Il controllo è riferito ad una definita miscela omogenea e va eseguito con frequenza non minore di un controllo ogni 1500 m³ di calcestruzzo.

Per ogni giorno di getto di miscela omogenea va effettuato almeno un prelievo, e complessivamente almeno 15 prelievi sui 1500 m³.

Se si eseguono controlli statistici accurati, l'interpretazione dei risultati sperimentali può essere svolta con i metodi completi dell'analisi statistica assumendo anche distribuzioni diverse dalla normale. Si deve individuare la legge di distribuzione più corretta e il valor medio unitamente al coefficiente di variazione (rapporto tra deviazione standard e valore medio). In questo caso la resistenza minima di prelievo R_I dovrà essere maggiore del valore corrispondente al frattile inferiore 1%. Per calcestruzzi con coefficiente di variazione (s / R_m) superiore a 0,15 occorrono controlli più

accurati, integrati con prove complementari di cui al §11.2.6 delle NTC.

Non sono accettabili calcestruzzi con coefficiente di variazione superiore a 0,3.

Il prelievo dei provini per il controllo di accettazione va eseguito alla presenza del Direttore dei Lavori o di un tecnico di sua fiducia nella fase di getto che provvede alla redazione di apposito verbale di prelievo, a fornire indicazioni circa le corrette modalità di prelievo dei campioni, a fornire indicazioni circa le corrette modalità di conservazione dei campioni in cantiere, fino alla consegna al laboratorio incaricato delle prove, ad identificare i provini mediante sigle, etichettature indelebili, ecc.; la certificazione effettuata dal laboratorio prove materiali deve riportare riferimento a tale verbale. La domanda di prove al laboratorio deve essere sottoscritta dal Direttore dei Lavori e deve contenere precise indicazioni sulla posizione delle strutture interessate da ciascun prelievo, la data di prelievo, gli estremi dei relativi verbali di prelievo.

Le prove non richieste dal Direttore dei Lavori non possono fare parte dell'insieme statistico che serve per la determinazione della resistenza caratteristica del materiale.

Il Direttore dei Lavori deve provvedere alla consegna dei campioni presso uno dei laboratori di prova di cui all'art. 59 del DPR n.380/2001. Al riguardo, ancorché la resistenza R_{ck} sia convenzionalmente definita come resistenza a 28 giorni di stagionatura, è tuttavia noto che alcuni giorni o settimane di ritardo non possano influire in modo significativo sui risultati dei controlli di accettazione. Si ritiene quindi opportuno, laddove le prove non possano essere eseguite esattamente

al 28° giorno di stagionatura, che le stesse siano comunque eseguite, salvo motivati casi particolari, entro un termine ragionevole non superiore a “qualche settimana” dal prelievo.

I “controlli di accettazione” sono obbligatori ed il collaudatore è tenuto a controllarne la validità, qualitativa e quantitativa; ove ciò non fosse, il collaudatore è tenuto a far eseguire delle prove che attestino le caratteristiche del calcestruzzo, seguendo la medesima procedura che si applica quando non risultino rispettati i limiti fissati dai “controlli di accettazione”.

Il Direttore dei lavori, nel caso di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato prima dell’inizio delle opere in calcestruzzo deve farsi dare copia del certificato del controllo della produzione “Certificato di FPC” ed è tenuto a verificare che i documenti che accompagnano (bolla di spedizione) ogni fornitura di calcestruzzo confezionato con processo industrializzato devono indicare gli estremi della certificazione del sistema di controllo rilasciato da organismi terzi indipendenti autorizzati dal Servizio tecnico centrale del consiglio superiore dei LL.PP.

Il Direttore dei Lavori, che è tenuto a verificare quanto sopra indicato ed a rifiutare le eventuali forniture provenienti da impianti non conformi; dovrà comunque effettuare le prove di accettazione previste al § 11.2.5 delle NTC 2008 e ricevere, prima dell’inizio della fornitura, copia della certificazione del controllo di processo produttivo.

Per produzioni di calcestruzzo inferiori a 1500 m³ di miscela omogenea, effettuate direttamente in cantiere, mediante processi di produzione temporanei e non industrializzati, la stessa deve essere confezionata sotto la diretta responsabilità del costruttore. Il Direttore dei Lavori dovrà farsi consegnare prima dell’inizio delle forniture copia della “Relazione di qualifica” delle miscele impiegate in cantiere. Tale relazione dovrà dare evidenza documentata dei criteri e delle prove che hanno portato alla determinazione della resistenza caratteristica di ciascuna miscela omogenea di conglomerato, e dovrà contenere indicazioni su (almeno):

- le caratteristiche dell’impianto/macchine di produzione del calcestruzzo, con copia delle certificazioni di taratura dei componenti (bilance, sonde umidità ecc.);
- le caratteristiche dei materiali impiegati nella miscela con copia delle certificazioni CE e analisi fisico-chimica dell’acqua (se non potabile);
- le curve granulometriche per gli aggregati;
- il mix design;
- i certificati di prova sul calcestruzzo fresco e sui cubetti maturati a 28 giorni;
- certificati di prova sui cubetti maturati a 2, 7, 14 giorni nel caso queste informazioni possano essere di interesse al corretto e sicuro proseguimento del cantiere.

MALTA COLABILE PER INCAMICIATURA

Si utilizzerà malta colabile per passivare, ripristinare e consolidare strutture in calcestruzzo armato Certificata CE.

MALTA PER PLACCAGGIO E CONFINAMENTO STRUTTURE

Si utilizzerà malta tixotropica per passivare, ripristinare, rasare e proteggere strutture in calcestruzzo armato Certificata CE. Idonea come matrice inorganica minerale nei sistemi di rinforzo compositi con tessuti in fibra di acciaio galvanizzato.