



ELABORATO	N°	DATA	VERSIONE
LG -IT	4	NOVEMBRE 2009	REV. 2.1
REDATTO DA	INCARICO		
Dott.Ing. G. Langella	Determinazione Direttore Generale n.167 / 2009		

Sommario

1- Premesse – Generalità.....	3
2- FASE A - Raccolta dati.	3
2.1 - Reperimento degli elaborati progettuali.....	4
2.2 - Definizione dati dimensionali e schemi plano-altimetrici e dettagli costruttivi.	4
2.3 - Caratteristiche geomorfologiche del sito.....	6
2.4 - Quadro fessurativo e/o di degrado.....	6
2.5 - Determinazione dei livelli di conoscenza e della campagna di indagini ..	6
2.6- Indagini e prove in situ ed in laboratorio.....	10
2.7- Criteri generali per l'individuazione degli elementi strutturali da indagare negli edifici in cemento armato.....	13
3- FASE B – Elaborazione dei dati raccolti - Verifiche numeriche.....	16
3.1. Generalità.....	16
3.2 – Criteri di riferimento per l'input sismico e per le verifiche.....	18
3.3 - Indagini geologiche e geotecniche.....	25
4- FASE C – Individuazione interventi e nuove elaborazioni.	28
5- FASE D - Sintesi dei risultati.....	33
6- Documenti e normative di riferimento	34

1- Premesse – Generalità

Il presente documento fornisce istruzioni tecniche per lo svolgimento delle verifiche, denominate anche "valutazioni di sicurezza", su edifici in cui sono ubicate Sedi e/o altre attività istituzionali dell'INPDAP.

Esso ha, come principale quadro di riferimento, il DM 14 gennaio 2008 "Approvazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni" e s.m.i., alla Circolare 2 febbraio 2009 n.617 nonché il D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380.

Le verifiche andranno impostate tenendo conto dell'unità strutturale e dovranno essere precedute da una valutazione strutturale complessiva dell'aggregato e delle possibili interazioni tra edifici adiacenti.

In relazione a tale esigenza l'aggregato e l'edificio possono essere così definiti :

- l'aggregato strutturale è costituito da un insieme di elementi strutturali non omogenei e che possono interagire sotto un'azione sismica (o dinamica in genere). Un aggregato strutturale può essere costituito da uno o più edifici accorpati e, per accorpamento, si deve intendere un contatto, o un collegamento, più o meno efficace tra edifici con caratteristiche costruttive generalmente diverse. La presenza di un giunto di separazione, ove ritenuto efficace ai fini sismici, dà luogo alla individuazione di due aggregati strutturali ben distinti;
- all'interno degli aggregati strutturali si individuano gli edifici, definiti come unità strutturali omogenee da cielo a terra e, in genere, distinguibili dagli altri adiacenti per almeno una delle seguenti caratteristiche che individua un comportamento dinamico distinto:
 - tipologia costruttiva,
 - differenza di altezza,
 - irregolarità planimetrica con parti non collegate efficacemente,
 - età di costruzione,
 - sfalsamento dei piani,
 - talvolta, ristrutturazioni da cielo a terra.

La tipologia costruttiva riguarda essenzialmente i materiali e le modalità di costruzione delle strutture verticali; quindi, per esempio, se ad un fabbricato con struttura in elevazione costituita da pietra sbazzata ne è stato costruito in aderenza un altro in mattoni, i due fabbricati vanno considerati distinti, quali edifici differenti nell'ambito dello stesso aggregato strutturale.

Le attività di verifica oggetto dell'incarico, come disciplinato dal contratto, sono articolate in quattro Fasi, per le quali di seguito si forniscono alcune Linee guida, da intendersi parte integrante del contratto stesso.

2- FASE A - Raccolta dati.

La prima fase prevede l'acquisizione degli atti e dei documenti necessari per la ricostruzione storico-strutturale del manufatto oggetto di indagine (presso Enti Pubblici e non), il rilievo strutturale di dettaglio, la realizzazione di saggi ed indagini sui materiali costituenti le strutture e sul terreno di fondazione ed indagini di carattere geologico.

Al termine di questa fase, deve essere possibile una ricostruzione completa ed adeguata di tutti i meccanismi resistenti presenti nella struttura (sia nei confronti dei carichi statici che di quelli sismici).

2.1 - Reperimento degli elaborati progettuali.

Ove non messi a disposizione dall'Istituto, andranno reperiti gli elaborati originali presso le Amministrazioni Locali competenti, ex Genio civile, ecc: elaborati strutturali, disegni architettonici, relazioni di calcolo, certificati di collaudo, documenti di cantiere (libretti delle misure), notizie storiche sul progetto (normative vigenti all'epoca) e sulla costruzione (impresa costruttrice, varianti in corso d'opera), modifiche (distribuzione funzionale, destinazione d'uso) e condizioni di manutenzione, eventuale documentazione relativa ad interventi in tempi successivi alla costruzione.

L'Istituto ha già provveduto all'acquisizione di dati ed informazioni sugli edifici oggetto del presente disciplinare, i cui risultati sono riassunti nelle Schede di sintesi redatte dai tecnici della C.P.T.E. Si evidenzia il carattere puramente di rilevazione statistica di questo livello di conoscenza, che esclude la possibilità di utilizzare i dati in modo puntuale per valutazioni di vulnerabilità di singole strutture, senza una verifica da parte del professionista incaricato, che resta comunque l'unico responsabile degli accertamenti svolti e dei dati assunti per le elaborazioni numeriche e verifiche di sicurezza.

2.2 - Definizione dati dimensionali e schemi plano-altimetrici e dettagli costruttivi.

Per tutti i livelli di conoscenza, la geometria della struttura deve essere nota fino al punto da consentire la messa a punto di un adeguato modello strutturale.

Viene anzitutto effettuato il rilievo geometrico dell'edificio/aggregato, ad un livello di dettaglio quantomeno sufficiente per una corretta rappresentazione degli elementi strutturalmente significativi.

E' necessaria quindi l'esecuzione di sopralluoghi finalizzati alla verifica della corrispondenza tra lo stato attuale dell'edificio e gli elaborati strutturali di progetto, nel caso siano stati reperiti o, in caso contrario, esecuzione di un rilievo speditivo ex novo dell'organismo strutturale con:

- verifica delle geometrie e dei dettagli costruttivi;
- verifica delle dimensioni degli elementi strutturali;
- esecuzione di saggi in situ per la caratterizzazione tipologica dei solai e dei tamponamenti, finalizzata alla determinazione dei pesi propri da computare nell'analisi dei carichi;
- verifica mediante pacometro e/o rimozione del copriferro della quantità e disposizione delle armature principali e delle staffe, della chiusura delle stesse e loro raffittimento ai nodi.

Quest'ultima costituisce una preliminare ed essenziale operazione da effettuare su edifici in c.a. al fine di non incorrere nel taglio di porzioni di barre di armatura durante il prelievo dei campioni e consente, inoltre, di acquisire informazioni sulla duttilità dell'elemento strutturale.

Nel dettaglio, per gli edifici in cemento armato l'identificazione della geometria, i dati raccolti devono includere i seguenti:

1. identificazione del sistema resistente laterale in entrambe le direzioni;
2. tessitura dei solai;
3. dimensioni geometriche di travi, pilastri e pareti;

4. larghezza delle ali di travi a T;
5. possibili eccentricità fra travi e pilastri ai nodi.

Per l'identificazione dei dettagli costruttivi, i dati raccolti devono includere i seguenti:

- a. quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri e pareti;
- b. quantità e dettagli di armatura trasversale nelle zone critiche e nei nodi trave-pilastro;
- c. quantità di armatura longitudinale nei solai che contribuisce al momento negativo di travi a T;
- d. lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;
- e. spessore del copriferro;
- f. lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre.

Per la determinazione della geometria strutturale in situ, quando non in vista, è preferibile ricorrere a indagini non distruttive (*percussione, termografia, georadar, pacometro, ecc.*) in quanto meno invasive nei confronti delle finiture. Nel caso si debba necessariamente rimuovere l'intonaco per una analisi visiva, è opportuno selezionare gli elementi strutturali da indagare nelle zone comuni o in un eventuale piano scantinato, soffitta o garage, per ridurre l'impatto della rimozione dell'intonaco. La presenza di travi ad altezza permette di individuare gli allineamenti dei pilastri. Per la determinazione dello spessore dei pilastri può essere opportuno rifarsi allo spessore della tamponatura, misurabile in corrispondenza delle aperture (*finestre e porte finestre*). Lo spessore dei solai e dell'altezza di interpiano può essere determinato più agevolmente nel vano scala.

Per gli edifici in muratura i dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti verticali;
- b) qualità del collegamento tra orizzontamenti e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano o di altri dispositivi di collegamento;
- c) esistenza di architravi strutturalmente efficienti al di sopra delle aperture;
- d) presenza di elementi strutturalmente efficienti atti ad eliminare le spinte eventualmente presenti;
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità;
- f) tipologia della muratura (a un paramento, a due o più paramenti, con o senza collegamenti trasversali, ...), e sue caratteristiche costruttive (eseguita in mattoni o in pietra, regolare, irregolare, ...).

Il rilievo geometrico deve essere restituito graficamente mediante piante, prospetti e sezioni in numero e con un livello di dettaglio sufficiente a rappresentare quanto sopra richiesto, evidenziando le informazioni ottenute da indagini dirette e quelle estrapolate mediante interpretazione di queste.

Particolare attenzione dovrà essere dedicata alla rappresentazione (anche schematica) dei "fattori di vulnerabilità geometrica" (ad esempio: piani sfalsati, muri in falso, disassamenti, volte non contrastate ecc.). Inoltre, dovrà essere presente: (a) un inquadramento generale dell'edificio/aggregato (che ne consenta l'individuazione nel tessuto urbano ed il rapporto con gli immobili adiacenti); (b) una adeguata descrizione (possibilmente mediante sintetica mappatura ai piani) delle destinazioni d'uso dei diversi locali; (c) una esaustiva documentazione fotografica, sia di insieme che delle parti maggiormente significative (elementi caratteristici, fattori di vulnerabilità, lesioni, etc.), opportunamente referenziata.

2.3 - Caratteristiche geomorfologiche del sito

Devono essere acquisite le informazioni relative alle caratteristiche del terreno, quantomeno nella misura necessaria alla definizione dell'azione sismica di riferimento (effetti stratigrafici, topografici, etc.) e alla valutazione della sicurezza delle strutture di fondazione. I metodi per la definizione di dette caratteristiche (dalle valutazioni qualitative all'esame di documenti disponibili, fino alle specifiche prove in situ) possono variare significativamente, anche in funzione della presenza o meno di eventuali problematiche connesse alle fondazioni ed al terreno di sedime.

Per le linee guida relative alle indagini geologiche e geotecniche si rimanda al paragrafo 3.3

2.4 - Quadro fessurativo e/o di degrado

Deve essere rilevato l'eventuale quadro fessurativo presente e, per quanto possibile, ricostruito quello pregresso e "nascosto" da interventi, volti o meno alla riparazione dei danni strutturali. Le informazioni saranno adeguatamente restituite in elaborati grafici specifici.

2.5 - Determinazione dei livelli di conoscenza e della campagna di indagini

La normativa distingue i sottoelencati tre livelli di conoscenza:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;
- LC3: Conoscenza Accurata,

per i quali descrive dettagliatamente quali informazioni disponibili corrispondono, i metodi di analisi ammessi, i livelli di rilievi e prove per le diverse tipologie di edifici, nonché i fattori di confidenza corrispondenti.

Al professionista è richiesto di raggiungere un livello di conoscenza adeguata degli immobili (LC2), eseguendo gli accertamenti relativi a dettagli strutturali e proprietà dei materiali secondo quanto indicato dalla normativa vigente, con particolare riferimento al paragrafo C8A – appendice al capitolo 8 - della Circolare n.617 del 2 febbraio 2009, si prevede tuttavia, che la scelta del numero di elementi da sottoporre ad indagine sia proporzionata alle dimensioni dell'edificio, effettuando quindi, se necessario di un numero di prove maggiore rispetto a quello indicato in normativa nell'ambito del livello prestabilito (v. tabelle seguenti)

Quest'operazione può essere svolta anche per fasi successive, prevedendo una prima fase d'indagine per la valutazione del numero minimo d'elementi strutturali ed una seconda fase d'estensione per ampliare i dati ottenuti, soprattutto nel caso in cui questi fornissero valori incongruenti e dispersivi.

Nella scelta degli elementi è utile, inoltre, considerare sia gli aspetti più propriamente di tipo strutturale sia quelli di natura tecnico-economico, per una maggiore definizione dei quali si rimanda ai paragrafi seguenti.

Si può ammettere che il tecnico raggiunga un livello di conoscenza maggiore (LC3) nel caso in cui l'edificio inizialmente non verificato, risulti verificato beneficiando di fattori di confidenza inferiori o vi siano gravi incertezze riguardo al suo comportamento strutturale. In tal caso il tecnico dovrà essere preventivamente autorizzato per iscritto dall'Istituto, che potrà sostenere i maggiori oneri, sulla base di una relazione che illustri costi e benefici delle modalità di approfondimento delle verifiche proposte

Nelle tabelle che seguono, per comodità di riferimento dei professionisti, si è mantenuta la numerazione delle verifiche generali per l'esecuzione delle verifiche tecniche

Tabella C8A.1.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti valori dei fattori di confidenza per edifici in muratura

Livello di Conoscenza	Geometria	Dettagli costruttivi	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Rilievo muratura, volte, solai, scale. Individuazione carichi gravanti su ogni elemento di parete Individuazione tipologia fondazioni. Rilievo eventuale quadro fessurativo e deformativo.	verifiche in situ limitate	Indagini in situ limitate Resistenza: valore minimo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1	Tutti	1.35
LC2			Indagini in situ estese Resistenza: valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1		1.20
LC3		verifiche in situ estese ed esaustive	Indagini in situ esaustive -caso a) (disponibili 3 o più valori sperimentali di resistenza) Resistenza: media dei risultati delle prove Modulo elastico: media delle prove o valore medio intervallo di Tabella C8A.2.1 -caso b) (disponibili 2 valori sperimentali di resistenza) Resistenza: se valore medio sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, valore medio dell'intervallo di Tabella C8A.2.1; se valore medio sperimentale maggiore di estremo superiore intervallo, quest'ultimo; se valore medio sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore medio sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a). -caso c) (disponibile 1 valore sperimentale di resistenza) Resistenza: se valore sperimentale compreso in intervallo di Tabella C8A.2.1, oppure superiore, valore medio dell'intervallo; se valore sperimentale inferiore al minimo dell'intervallo, valore sperimentale. Modulo elastico: come LC3 – caso a).		1.00

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

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

	Rilievo (dei collegamenti)(a)	Prove (sui materiali) 'b)
Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)		
Verifiche limitate	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche estese	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo 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.

Tabella C8A.2.2 - Coefficienti correttivi dei parametri meccanici (indicati in Tabella C8A.2.1) da applicarsi in presenza di: malta di caratteristiche buone o ottime; giunti sottili; ricorsi o listature; sistematiche connessioni trasversali; nucleo interno particolarmente scadente e/o ampio; consolidamento con iniezioni di malta; consolidamento con intonaco armato.

Tipologia di muratura	Malta buona	Giunti sottili (<10 mm)	Ricorsi o listature	Connessioni trasversale	Nucleo scadente e/o ampio	Iniezione di miscele leganti	Intonaco armato *
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,5	-	1,3	1,5	0,9	2	2,5
Muratura a conci sbozzati, con parametro di limitato spessore e	1,4	1,2	1,2	1,5	0,8	1,7	2
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	1,3	-	1,1	1,3	0,8	1,5	1,5
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,5	1,5	-	1,5	0,9	1,7	2
Muratura a blocchi lapidei squadrati	1,2	1,2	-	1,2	0,7	1,2	1,2
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	1,5	1,5	-	1,3	0,7	1,5	1,5

* Valori da ridurre convenientemente nel caso di pareti di notevole spessore (p.es. > 70 cm).

Tabella C8A.2.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici (minimi e massimi) e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura, riferiti alle seguenti condizioni: malta di caratteristiche scarse, assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, muratura non consolidata, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte; f_m = resistenza media a compressione della muratura, τ_0 = resistenza media a taglio della muratura, E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio della muratura

Tipologia di muratura	f_m	τ_0	E	G	w (kN/m ³)
	(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
	Min-max	min-max	min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	100	2,0	690	230	19
	180	3,2	1050	350	
Muratura a conci sbazzati, con paramento di limitato spessore e nucleo interno	200	3,5	1020	340	20
	300	5,1	1440	480	
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	260	5,6	1500	500	21
	380	7,4	1980	660	
Muratura a conci di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	140	2,8	900	300	16
	240	4,2	1260	420	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	600	9,0	2400	780	22
	800	12,0	3200	940	
Muratura in mattoni pieni e malta di calce	240	6,0	1200	400	18
	400	9,2	1800	600	
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura \leq 40%)	500	24	3500	875	15
	800	32	5600	1400	
Muratura in blocchi laterizi semipieni (perc. foratura < 45%)	400	30,0	3600	1080	12
	600	40,0	5400	1620	
Muratura in blocchi laterizi semipieni, con giunti verticali a secco (perc. foratura < 45%)	300	10,0	2700	810	11
	400	13,0	3600	1080	
Muratura in blocchi di calcestruzzo o argilla espansa (perc. foratura tra 45% e 65%)	150	9,5	1200	300	12
	200	12,5	1600	400	
Muratura in blocchi di calcestruzzo semipieni (foratura < 45%)	300	18,0	2400	600	14
	440	24,0	3520	880	

2.6- Indagini e prove in situ ed in laboratorio.

Premesso che la conoscenza di dettagli costruttivi e delle proprietà dei materiali devono essere noti fino al punto da consentire le verifiche di sicurezza e la messa a punto del modello strutturale, è evidente che prove in situ ed in laboratorio sono finalizzate ad integrare le informazioni disponibili dai disegni costruttivi o da un progetto simulato, eseguito secondo la pratica dell'epoca della costruzione.

Indagini di laboratorio o specialistiche - ossia quelle che vanno oltre i semplici esami a vista o saggi manuali - dovranno essere adeguatamente giustificate e comunque eseguite solo dopo aver condotto valutazioni preliminari che ne definiscano chiaramente l'obiettivo e le modalità di esecuzione. Tali indagini dovranno essere inquadrare in un progetto diagnostico complessivo.

Tutte le tipologie di indagini (*strutturali, fondazionali, geologiche e geotecniche*) dovranno essere eseguite laddove la loro assenza sia riconosciuta o, nel caso fossero presenti, non abbiano la validità riconosciuta per i fini preposti. *I Professionisti e le Direzioni regionali dovranno quindi basarsi su valutazioni tecniche ed amministrative oggettive che conducano alla migliore sicurezza ed alla non dispersione delle risorse economiche in modo superfluo.*

Per la determinazione delle proprietà meccaniche e dello stato di degrado del **calcestruzzo** sono state messe a punto numerose tecniche di indagine, sia distruttive che non distruttive, basate su differenti proprietà:

- *meccaniche*: indice sclerometrico, prove di estrazione, prove di penetrazione, carotaggio;
- *soniche*: metodo ultrasonico;
- *combinata*: a due parametri (SonReb);
- *elettromagnetiche*: radiografia, termografia, georadar;
- *chimiche*: profondità di carbonatazione, penetrazione dei cloruri.

Anche per la determinazione delle proprietà meccaniche e dello stato di degrado delle armature sono disponibili tecniche di indagine distruttive e non:

- *rilievo delle armature*: pacometro, radiografia;
- *corrosione*: misura del potenziale elettrochimico;
- *proprietà meccaniche*: prelievo di campioni.

Per una descrizione delle tecniche citate da impiegare nella valutazione dello stato di degrado e del grado di sicurezza delle strutture in cemento armato si raccomanda di seguire le istruzioni di cui al documento: *Criteri per lo svolgimento di indagini diagnostiche finalizzate alla valutazione della qualità' dei materiali in edifici esistenti in cemento armato – cap.3 Istruzioni tecniche per la programmazione delle indagini sul calcestruzzo e per l'elaborazione dei dati di prova - Regione Toscana - Direzione generale delle politiche territoriali e ambientali - luglio 2004.*

Per la modalità di determinazione della resistenza strutturale del calcestruzzo si potrà fare utile riferimento alle norme UNI EN 12504-1:2002, UNI EN 12504-2:2001, UNI EN 12504-3:2005, UNI EN 12504-4:2005 nonché alle Linee Guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale e per la valutazione delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo pubblicate dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Febbraio 2008.

Per l'accertamento delle proprietà meccaniche dell'acciaio si richiama la norma UNI EN ISO 15630- 1 – 2004.

Per quanto attiene gli edifici **in muratura**, si evidenzia che alcune tipologie di edifici (murature in pietrame o costruzioni con insufficiente comportamento scatolare) possono risultare particolarmente vulnerabili alle azioni sismiche, ovvero possono presentare danneggiamenti e alterazioni irreversibili che ne hanno compromesso la stabilità dovuti ad altri fattori (vibrazioni prodotte dal traffico, ambienti fortemente inquinati).

I principali mezzi di indagine attualmente disponibili si basano anche in questo caso su tecniche sia distruttive che non distruttive:

- *endoscopia*;
- *martinetti piatti*;

- *shove-test*;
- *prove meccaniche dirette*,

L'endoscopio è uno strumento utilizzato per visionare cavità altrimenti inaccessibili all'osservazione diretta. Possono essere di tipo rigido (boroscopi) o di tipo flessibile (fibroscopi, con il vantaggio di poter visionare anche cavità con andamento non rettilineo), ed hanno diametri da qualche centimetro a pochi millimetri. Di norma all'oculare dell'endoscopio sia esso a fibre ottiche, sia tradizionale è sempre applicabile la macchina fotografica o una videocamera.

L' endoscopio, soprattutto nella versione a fibre ottiche, è uno strumento assai utile per effettuare una serie di verifiche nel corso di indagini non distruttive, in quanto con fori di diametro inferiore al centimetro, è possibile controllare ed ispezionare condutture, intercapedini, strutture nascoste, sezioni di murature, carotaggi.

Le prove con martinetti piatti forniscono i parametri di deformabilità e resistenza della muratura nel suo complesso. Con tali prove è possibile determinare:

- la compressione verticale esistente,
- il modulo elastico in direzione verticale e orizzontale,
- la resistenza a compressione.

Le prove con martinetti piatti vengono eseguite *in situ* in fasi distinte. Nella prima fase viene utilizzato un solo martinetto per valutare lo stato di sollecitazione; nella seconda fase viene inserito un secondo martinetto parallelamente al primo al fine di determinare il modulo di deformabilità e la resistenza a compressione della muratura

Nella prima fase si individuano due punti di riferimento posti sulla superficie della muratura e si misura la distanza tra di essi; successivamente si esegue un taglio, il quale provoca un rilascio delle tensioni nella muratura ed un conseguente ravvicinamento dei lembi del taglio. Dopo aver misurato la nuova distanza tra i due punti di riferimento (inferiore a quella precedente), si inserisce all'interno del taglio effettuato un martinetto piatto. La pressione esercitata dal martinetto, per riportare al valore iniziale la distanza tra i due punti di riferimento, rappresenta la sollecitazione preesistente nella muratura.

Nella seconda fase si inserisce parallelamente al primo un secondo martinetto in modo da delimitare un campione di muratura di dimensioni apprezzabili (circa 500mm) da sottoporre a sollecitazione monoassiale. Il campione sottoposto a tale stato di sollecitazione consente, attraverso la contemporanea misura delle deformazioni e delle pressioni esercitate dai martinetti, di determinare i valori del modulo di deformabilità per diversi livelli di sollecitazione. Inoltre il carico applicato alla muratura dai due martinetti può essere progressivamente incrementato sino all' insorgere delle prime lesioni in modo da determinarne la resistenza a compressione.

La prova Shove-test consiste nella misura del carico di scorrimento locale di un singolo mattone. Per eseguirla occorre rimuovere un mattone, al cui posto viene inserito un martinetto, ed un giunto verticale di malta, per consentire lo scorrimento.

Il risultato viene impiegato come indice di resistenza della muratura nei confronti del meccanismo di rottura a taglio nel piano della parete.

Le esperienze maturate nell'uso di questo metodo hanno evidenziato che il valor medio della tensione tangenziale lungo il giunto di malta al raggiungimento dello scorrimento del mattone è risultato da tre a cinque volte superiore alla resistenza a taglio valutata per mezzo della prova a compressione diagonale.

Le prove meccaniche dirette sulle murature sono volte a determinare la resistenza a compressione, quella a taglio (per compressione diagonale) e le caratteristiche di

deformabilità, mediante prove in laboratorio o in situ su blocchi di muratura estratti da una parete.

Linee guida ed indicazioni tecniche generali per l'esecuzione delle verifiche tecniche

Stante le dimensioni occorrenti per avere un campione rappresentativo, che risulta essere delicato da trasportare, oltre che notevolmente pesante, si preferisce, ove possibile, effettuare le prove in situ, realizzando un'attrezzatura di contrasto auto equilibrata, o sfruttando per il contrasto zone limitrofe della struttura.

Le prove dirette consentono di ricavare informazioni di tipo deterministico sulle caratteristiche elastiche e meccaniche delle murature, indispensabili per svolgere le opportune verifiche strutturali; d'altro canto, a causa del costo elevato, non possono essere applicate in maniera estesa, e quindi possono non essere rappresentative in caso di murature dotate di grande variabilità.

Per la determinazione dei parametri meccanici della muratura si richiamano, per quanto applicabili, le norme UNI EN 998-2, UNI EN 1052-3 2007, UNI EN 1052- 4 2001, UNI EN 1052 - 2001

In ogni caso, le indagini specialistiche condotte dovranno essere restituite:

- I) fornendo copia di tutta la documentazione prodotta dalle Ditte specializzate incaricate;
- II) ubicando chiaramente le prove condotte sugli elaborati grafici (appositamente predisposti o impiegando alcuni di quelli predisposti nei paragrafi precedenti);
- III) fornendo una chiara interpretazione delle stesse (indicando anche la letteratura/normativa di riferimento per l'interpretazione).

In caso di risultati ritenuti poco affidabili, gli stessi saranno comunque riportati, indicando la motivazione per la quale si ritengono tali e pertanto non presi in considerazione nelle analisi numeriche.

Tutti i sondaggi e tutti i prelievi effettuati ai fini della comprensione del comportamento strutturale e della caratterizzazione dei materiali, dovranno essere documentati anche attraverso la produzione di un adeguato numero di fotografie.

2.7- Criteri generali per l'individuazione degli elementi strutturali da indagare negli edifici in cemento armato

Come noto, la normativa di riferimento per gran parte delle opere edificate nel dopoguerra (R.D. 16 novembre 1939 n° 2229) prevedeva un valore minimo da assumersi per la resistenza cubica del conglomerato a 28 giorni di maturazione di 120 Kg/cm², valore questo inferiore sia a quello di 150 Kg/cm² prescritto nel D.M. 27 luglio 1985 n. 37 relativo alla legge n. 1086 del 05.11.1971, sia al valore di 250 Kg/cm² richiesto successivamente dalle norme tecniche per le costruzioni in zona sismica (escludendo le ultime NTC che introducono il concetto di Classe di resistenza, prescrivendo quello minimo C20/25).

E' quindi molto probabile trovarsi nella situazione di edifici pubblici a pieno regime di utilizzo che offrono prestazioni statiche inferiori a quelle di sicurezza previste dalla normativa attuale.

La diffusa presenza di edifici con calcestruzzo in condizioni non ottimali, riscontrata anche fra strutture meno datate, contribuisce a rendere poco affidabili in termini di sicurezza e di esposizione al rischio sismico parte delle strutture in c.a. presenti sul territorio nazionale.

E' noto che l'iniziale speranza che il cemento armato potesse essere il materiale "risolutivo", dalle eccezionali prestazioni e dalla durabilità pressoché illimitata, si è rivelata infondata, e già da tempo la ricerca scientifica è stata stimolata all'approfondimento

delle caratteristiche prestazionali del calcestruzzo delle strutture costruite dal secondo dopoguerra fino alla metà degli anni '80, al fine di determinare in maniera univoca la resistenza caratteristica effettiva delle strutture esistenti.

L'individuazione di tale valore di resistenza è quindi indispensabile anche per il tecnico professionista incaricato di condurre una verifica su un edificio esistente, per la corretta stima dell'eventuale progettazione degli interventi.

I risultati delle ricerche di vulnerabilità già condotte in Italia hanno evidenziato nella maggior parte dei casi analizzati un elevato stato di degrado dei conglomerati cementizi, soprattutto per gli edifici di età superiore ai 40 anni e problematiche del seguente tipo:

- a) problemi di resistenza della struttura dovuti ai bassi valori dell' R_{ck} del calcestruzzo;
- b) problemi di duttilità della struttura dovuti alla insufficiente presenza di staffature in acciaio e/o alla non accurata realizzazione delle stesse;
- c) bassa resistenza al taglio degli elementi strutturali;
- d) espulsione del copriferro per l'aumento di volume delle armature colpite dalla ruggine a causa dei fenomeni di carbonatazione;
- e) errori progettuali o di messa in opera;
- f) prescrizioni normative vigenti all'epoca di costruzione meno restrittive delle attuali;
- g) mancato rispetto delle normative vigenti all'epoca della costruzione e carenza di controlli sul cantiere;
- h) mancata corrispondenza tra gli elaborati di progetto e lo stato di fatto dell'immobile.

Alla definizione della resistenza del calcestruzzo dovrà pervenirsi valutando i risultati ottenuti da una campagna di prove dirette (carotaggi) e prove indirette combinate (metodo Sonreb).

Nell'eventualità di edifici caratterizzati da un valore di resistenza caratteristica $R_{ck} < 150 \text{ Kg/cm}^2$ occorre prevedere un'estensione delle indagini, al fine di accertare il risultato ottenuto e così escludere la possibilità di aver indagato zone di calcestruzzo particolarmente deteriorate o non rappresentative della qualità media dei getti. Successivamente, nel caso di conferma dei dati ottenuti nella prima fase, occorrerà valutare l'opportunità di proporre alla proprietà dell'immobile interventi immediati, nelle more della tempestiva verifica sismica dello stesso, in modo da valutarne il comportamento sotto sisma e così intervenire adeguatamente.

In merito alla scelta degli elementi da indagare, appaiono opportune alcune indicazioni.

Le strutture intelaiate in c.a. sono caratterizzate da un comportamento sotto sismi violenti in cui le deformazioni in campo anelastico si concentrano alle estremità dei pilastri e delle travi, con formazione di cerniere plastiche, con un eventuale coinvolgimento del nodo in relazione ai quantitativi di armature longitudinali degli elementi strutturali che convergono verso in nodo stesso. La presenza di un'eccessiva quantità di armatura longitudinale rispetto alla disponibilità di armatura trasversale (staffe) può determinare negli elementi strutturali il verificarsi di una rottura fragile a taglio prima o contemporaneamente alla plasticizzazione duttile a flessione.

Si ricorda che i meccanismi di rottura più favorevoli per le strutture in c.a. sono quelli in cui vengono evitate rotture fragili dei nodi e degli elementi strutturali per taglio, dunque meccanismi determinati dalla plasticizzazione delle travi a tutti i piani ed alla base dei pilastri al solo piano terra (**travi deboli e colonne forti**), che coinvolgono il maggior numero possibile di cerniere plastiche.

Le strutture che rispondono a tale cinematismo presentano una buona regolarità nella distribuzione di rigidezze e resistenza lungo l'altezza, che garantisce l'assorbimento delle

forze laterali da parte dell'intera struttura, con una distribuzione uniforme del danno e conseguente minimizzazione delle deformazioni locali.

Linea guida ed indicazioni tecniche generali per l'esecuzione delle verifiche tecniche

I più recenti criteri di progettazione hanno introdotto il concetto di **duttilità dei nodi trave-pilastro**, con l'obiettivo di determinare la seguente gerarchia di danno nel meccanismo di collasso di una struttura intelaiata sottoposta ad azioni taglianti:

- 1- formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle estremità delle travi; ciò non comporta il crollo dei solai e la maglia strutturale rimane iperstatica. La formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi e non sui pilastri assicura la stabilità della struttura per carichi verticali e di conseguenza l'incolumità delle persone.
- 2- formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri; ciò rende la struttura labile per forze orizzontali e, conseguentemente, il crollo dell'edificio per rottura dei pilastri.

Per ottenere questo tipo di gerarchia nel meccanismo di danno di una struttura occorre armare i nodi trave - pilastro in maniera che risultino duttili.

La realizzazione di un tale meccanismo richiede però un'accurata progettazione basata sul principio di gerarchia delle resistenze o *Capacity Design* (EC8), che per quanto definitivamente esplicitato in Italia solo nelle recenti Norme Tecniche di cui al D.M. 14.01.08, risulta quasi certamente non verificato per edifici esistenti.

Per un edificio esistente è quindi più probabile ipotizzare la formazione un meccanismo di collasso di piano (*telai shear type*), con formazione di cerniere plastiche in testa ai pilastri di un piano, salvo sporadiche plasticizzazioni in alcune travi ed in alcuni pilastri di altri piani (**travi forti e colonne deboli**).

Il coinvolgimento di un numero ridotto di elementi strutturali di un unico piano alla dissipazione di energia ed in particolare di pilastri soggetti, per la funzione che svolgono, a sforzi di compressione che ne riducono la duttilità, determina limitate capacità dissipative d'insieme della struttura e la possibilità di rotture fragili per schiacciamento.

Questo tipo di meccanismo può essere accelerato ed aggravato dalla presenza dei cosiddetti "**piani soffici**". Le tamponature, infatti, per quanto non considerate a fini sismici in fase di calcolo, svolgono una funzione di dissipazione dell'energia, come delle pareti di taglio anche se di rigidità decisamente inferiore. In questo caso si formeranno delle cerniere plastiche al piede e in testa ai pilastri del piano in oggetto rendendo la struttura estremamente vulnerabile: gli spostamenti ai piani alti saranno più grandi e le sollecitazioni al piede insostenibili, fino al raggiungimento del collasso per rottura dei pilastri.

Ciò premesso, nell'individuazione degli elementi strutturali da indagare si deve considerare innanzitutto che i meccanismi di rottura più favorevoli per le strutture in c.a. sottoposte ad un'azione sismica sono quelli in cui sono evitate rotture fragili dei nodi e degli elementi strutturali per taglio e che coinvolgono il maggior numero possibile di cerniere plastiche, dunque meccanismi determinati dalla plasticizzazione delle travi a tutti i piani ed al piede dei pilastri del solo piano terra (*travi deboli e colonne forti*).

Per un edificio esistente, realizzato senza progettazione antisismica o con criteri antisismici non appropriati, è tuttavia più probabile che si inneschi un meccanismo di collasso di piano, ossia un meccanismo che coinvolge prevalentemente i pilastri di un piano, salvo sporadiche plasticizzazioni in alcune travi ed in alcuni pilastri di altri piani, provocando la formazione di cerniere plastiche alle loro estremità (*travi forti e colonne deboli*).

Nella scelta degli elementi strutturali da indagare si ritiene pertanto opportuno privilegiare l'elemento pilastro rispetto all'elemento trave, sia nel numero delle indagini da eseguire sia nella scelta del tipo di prova, effettuando sugli elementi strutturali verticali prove sia distruttive che non distruttive mentre sulle travi prove preferibilmente di tipo

indiretto (anche a causa delle difficoltà operative connesse all'esecuzione di carotaggi su ponteggi o trabattelli). *Linee guida ed indicazioni tecniche generali per l'esecuzione delle verifiche tecniche*

L'individuazione degli elementi strutturali da indagare deve essere effettuata in maniera tale da ottenere un campione significativo di elementi, in grado di rappresentare le caratteristiche medie dei getti di cls della struttura nella loro interezza, in termini di omogeneità, di qualità e di resistenza meccanica.

A tal proposito si richiama quanto definito nelle Norme tecniche a proposito della definizione dei livelli di rilievo dei dettagli costruttivi e di prove da eseguire sugli edifici, per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali in base al livello di conoscenza che si vuole raggiungere (LC1, LC2, LC3) ai fini della scelta del tipo di analisi e dei coefficienti parziali di sicurezza da adoperare in fase di verifica.

3- FASE B – Elaborazione dei dati raccolti - Verifiche numeriche.

3.1. Generalità.

Sulla scorta dei dati raccolti e degli esiti delle prove diagnostiche, nonché alle indicazioni tecniche generali di cui al presente disciplinare, nonché altre eventuali indicazioni che verranno prescritte dall'Istituto, dovranno essere effettuate una serie di elaborazioni (analisi strutturali e modellazioni numeriche), finalizzate a valutare la capacità della struttura per confrontarla con la domanda corrispondente ai vari stati limite previsti dalla normativa.

Le indicazioni riportate di seguito hanno il fine di schematizzare le fasi e le prestazioni richieste e, ove non espressamente specificato, non possono in alcun modo essere ritenute alternative o sostitutive delle indicazioni di cui alle NTC di cui al d.M. 14.01.2008 e della Circolare 2 febbraio 2009 n.617 e di eventuali ulteriori norme successivamente emanate ed in vigore all'atto dell'espletamento dell'incarico, ai cui testi integrali si rimanda per non appesantire inutilmente il testo delle presenti linee guida.

Per tutte le analisi di tipo numerico appresso descritte dovranno essere:

- I) illustrate le ipotesi alla base della modellazione numerica, commentandone l'attendibilità; se necessario, si potrà far riferimento, di volta in volta, a schemi limite che considerino le condizioni estreme dei parametri più incerti (es: piano infinitamente rigido/diaframma inesistente; solaio in semplice appoggio/solaio incastrato o semiincastrato; etc.);
- II) chiaramente identificati (anche graficamente) gli schemi statici impiegati e, per verifiche di tipo locale, localizzati gli elementi/meccanismi investigati;
- III) chiaramente dichiarati i valori numerici dei parametri coinvolti (aspetti dimensionali - modello geometrico; carichi applicati - modello delle azioni; caratteristiche meccaniche dei materiali - modello meccanico), esplicitandone l'origine (ad esempio, indicando i riferimenti normativi/bibliografici e/o le prove sperimentali da cui sono "estratti" i dati impiegati);
- IV) riportati i passaggi maggiormente significativi delle analisi svolte (ad esempio, parametri, formule, grandezze, grafici o risultati intermedi) utili alla comprensione dei risultati finali.
- V) illustrati i risultati delle analisi, sintetizzandoli mediante grafici, tabelle riepilogative e/o mappe di sintesi (ad esempio: le piante su cui si sintetizza la portata di ciascun campo di solaio, direttamente calcolata o desunta; grafici di sintesi della PGASLU per le diverse combinazioni/direzioni/meccanismi-locali considerati; etc.).

3.1.1 - Verifica nei confronti dei carichi statici

Le verifiche nei confronti delle combinazioni statiche dovranno essere condotte sia per le fondazioni, sia per gli elementi resistenti verticali (e per travi e altri elementi, ove presenti), sia per gli orizzontamenti, il tutto con i carichi fissi reali e con quelli accidentali rivalutati in ragione dell'effettiva destinazione d'uso. Relativamente a questi ultimi, i campi di solaio investigati (dai saggi atti a definirne spessori, armature e quant'altro necessario, fino alla verifica numerica) dovranno essere geometricamente e tipologicamente rappresentativi. Gli elementi investigati dovranno essere localizzati in appositi elaborati grafici.

Dovranno essere riportati i dettagli delle singole verifiche condotte e dovrà essere sintetizzato l'esito esprimendo un giudizio complessivo e motivato sulla capacità portante delle diverse tipologie di membrature. Qualora quest'ultima risulti inferiore a quella richiesta per le nuove costruzioni con medesima destinazione d'uso (secondo quanto previsto per l'adeguamento di una costruzione esistente), dovrà essere fornita una "ragionevole" stima (indicandone il valore numerico) della capacità portante ed individuate/evidenziate eventuali limitazioni all'uso della costruzione.

Il giudizio sulla capacità portante potrà essere differenziato per le diverse porzioni dell'edificio e/o per vani con funzione diversa (ad esempio, si potranno definire limitazioni d'uso differenziate per gli uffici, gli archivi, le sale riunioni e/o per i diversi "corpi" del complesso).

3.1.2 - Analisi dei meccanismi locali

Dovranno essere valutati i valori di accelerazione al suolo ed i periodi di ritorno per i quali risultano attivati i singoli meccanismi di danneggiamento/collasso locale (o di "primo modo"), e riportati al paragrafo "Descrizione della struttura e sintesi delle vulnerabilità riscontrate e/o possibili", evidenziando questi ultimi in ordine decrescente di vulnerabilità. Per ciascun tipo di meccanismo dovrà essere chiaramente illustrato lo schema statico/cinematico alla base del calcolo eseguito. Gli elementi/meccanismi investigati dovranno essere localizzati in appositi elaborati grafici.

3.1.3 - Analisi dei meccanismi globali

Dovranno essere valutati i valori di accelerazione al suolo ed i periodi di ritorno per i quali risultano attivati i meccanismi di danneggiamento/collasso globale (o di "secondo modo"), evidenziando gli elementi che possono entrare via via in crisi al crescere dell'accelerazione al suolo (salvo che per analisi ove questo tipo di verifica non sia richiesto – es. analisi statica non lineare per le murature).

I risultati saranno commentati, evidenziando le principali criticità (direzioni deboli, piani maggiormente vulnerabili, elementi sensibili – es. fasce di piano e/o maschi murari) e fornendo indicazioni circa eventuali interventi per il miglioramento della risposta sismica.

Il livello di approfondimento delle verifiche numeriche sarà legato alla complessità ed all'importanza della struttura: andranno comunque eseguite verifiche preliminari di tipo approssimato che consentano un agevole controllo degli ordini di grandezza.

Inoltre andranno evidenziate le vulnerabilità non valutabili numericamente o valutabili con scarsa affidabilità (normalmente legate a problematiche di faticanza di singoli elementi strutturali, collegamenti, etc.) dando su di esse un giudizio esperto;

3.2 – Criteri di riferimento per l'input sismico e per le verifiche

3.2.1 - Vita nominale per tipi di opere

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. La vita nominale, salvo specifiche diverse indicazioni in sede di conferimento dell'incarico, deve essere assunta pari a quella di cui alle costruzioni di tipo 2 riportata nella Tab. 2.4.I delle NTC, ovvero $V_N \geq 50$

3.2.2 - Classi 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 così definite:

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

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

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

Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. n. 6792 del 05.11.2001, e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

La classe d'uso da assumere è normalmente la II, con la precisazione che il professionista incaricato dovrà valutare se particolari condizioni di affollamenti significativi (riscontabili solo in alcune Sedi ed in limitati locali, quali saloni per il ricevimento dell'utenza, sale riunioni, ecc.), ovvero disposizioni normative regionali, determinino la necessità di riferirsi alla Classe III. In tal caso la circostanza dovrà essere riportata nella Relazione metodologica.

3.2.3 - Periodo di riferimento *Linee guida ed indicazioni tecniche generali per l'esecuzione delle verifiche tecniche*

Le NTC introducono il periodo di riferimento dell'azione sismica $V_R = V_N \times C_U$. In sostanza aumentando V_R aumenta l'azione sismica di riferimento per l'opera rispetto a tutti gli stati limite considerati. Nella tabella 2.4.11 delle NTC sono riportati i periodi di riferimento per i vari tipi di costruzione e classi d'uso.

Per gli immobili in esame, alla luce di quanto esposto, ricadendo o nella classe d'uso II o III, i coeff. C_U saranno rispettivamente pari a 1,0 o 1,5 e quindi con un periodo di riferimento pari a 50 o 75.

3.2.4 - Stati limite e relative probabilità di superamento.

In un quadro operativo finalizzato a sfruttare al meglio la puntuale definizione della pericolosità di cui si dispone, con le nuove NTC si è ritenuto utile consentire, quando opportuno, il riferimento a 4 stati limite per l'azione sismica riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e gli impianti.

Gli stati limite **di esercizio** sono:

- **Stato Limite di Operatività (SLO)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

- **Stato Limite di Danno (SLD)**: a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Gli stati limite **ultimi** sono:

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

- **Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC)**: a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

I quattro stati limite così definiti, consentono di individuare quattro situazioni diverse che, al crescere progressivo dell'azione sismica, ed al conseguente progressivo superamento dei quattro stati limite ordinati per azione sismica crescente (**SLO, SLD, SLV, SLC**), fanno corrispondere una progressiva crescita del danneggiamento all'insieme di struttura, elementi non strutturali ed impianti, per individuare così univocamente ed in modo quasi "continuo" le caratteristiche prestazionali richieste alla generica costruzione.

Ai quattro stati limite sono stati attribuiti (v. Tabella 3.2.1 delle NTC) valori della probabilità di superamento PVR pari rispettivamente a **81%, 63%, 10% e 5%**, valori che restano immutati quale che sia la classe d'uso della costruzione considerata; tali probabilità, valutate nel periodo di riferimento V_R proprio della costruzione considerata,

consentono di individuare, per ciascuno stato limite, l'azione sismica di progetto corrispondente.

Viene richiesta per tutte le Sedi INPAP la verifica nei confronti di uno stato limite ultimo (SLV o SLC) ed uno stato limite di esercizio (SLD); nel caso di immobili ricadenti in classe d'uso III (v. quanto precisato al paragrafo 3.2.2), è richiesta la verifica nei confronti di due stati limite di esercizio (SLO e SLD), come descritto al Par. 7.1 delle NTC.

3.2.5 - Azione sismica di riferimento

Sulla base dei dati relativi alle destinazioni d'uso presenti (vita nominale, classi d'uso e periodo di riferimento) ed alle caratteristiche geomorfologiche del sito, viene definita l'azione sismica di riferimento per ciascuno degli stati limite considerati (in termini di forme spettrali e/o accelerogrammi da impiegare nelle analisi sismiche).

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. Essa costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche.

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 **A** quale definita al § 3.2.2 delle NTC), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , come definite nel § 3.2.1 NTC, nel periodo di riferimento V_R , come definito nel § 2.4 NTC. In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica del sito.

Ai fini in oggetto 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_o 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.

Valutato il periodo di riferimento V_R della costruzione (espresso in anni), ottenuto come prodotto tra la vita nominale V_N fissata all'atto della progettazione ed il coefficiente d'uso C_U che compete alla classe d'uso nella quale la costruzione ricade (v. § 2.4 delle NTC), si ricava poi, per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R , il periodo di ritorno T_R del sisma.

I periodi di ritorno associati ai diversi stati limite dipendono dalla probabilità di superamento di ciascuno di essi nel periodo di riferimento V_R dell'opera secondo la legge $T_R = -V_R / \ln(1 - P_{VR})$.

Ottenuti i valori di T_R corrispondenti agli stati limite considerati si possono infine ricavare, al variare del sito nel quale la costruzione sorge ed utilizzando i dati riportati negli Allegati A e B alle NTC, l'accelerazione del suolo a_g e le forme dello spettro di risposta di progetto per ciascun sito, costruzione, situazione d'uso, stato limite.

In particolare gli spettri di risposta elastici sono definiti dai parametri **ag**, **Fo** e **T*** e per periodi di ritorno TR compresi tra 30 e 245 anni. L'Allegato A alle NTC fornisce le indicazioni per ottenere i valori dei parametri per qualunque periodo di ritorno interpolando fra quelli forniti.

E' possibile utilizzare il Programma Spettri-NTCver.1.0.3 fornito dal Consiglio Superiore dei LL.PP.

3.2.6 - Regolarità dell'edificio

Le condizioni di regolarità dell'edificio determinano il tipo di analisi da effettuare. La regolarità strutturale in pianta è data essenzialmente da una forma compatta, dalla simmetria di masse e rigidezze, mentre quella in altezza è data essenzialmente dalla presenza di elementi resistenti ad azioni orizzontali estesi a tutta l'altezza, dalla variazione graduale di massa e di rigidezza con l'altezza e dalla ridotta entità delle variazioni, fra piani adiacenti, dei rapporti tra resistenza di piano effettiva e resistenza richiesta.

Ai fini del giudizio positivo di regolarità occorre che:

- la pianta sia simmetrica nelle due direzioni, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze;
- il valore del rapporto tra i due lati, escludendo sporgenze e superfetazioni, in relazione alla distribuzione di masse e rigidezze, non sia superiore a 4;
- il valore massimo dei rientri o sporgenze espresso in percentuale, non sia superiore al 25%;
- i solai siano infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti;
- la minima estensione verticale di un elemento resistente (*quali telai e pareti*), sia pari all'altezza dell'edificio in corrispondenza dell'elemento;
- le massime variazioni da un piano all'altro di massa e rigidezza non siano superiori al 20% della massa e della rigidezza del piano contiguo con valori più elevati;
- i massimi restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio, in % alla dimensione corrispondente al primo piano ed a quella corrispondente al piano immediatamente sottostante, siano rispettivamente inferiori al 30% e 10 %; nel calcolo può essere escluso l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento;
- non sono presenti elementi non strutturali particolarmente vulnerabili o in grado di influire negativamente sulla risposta della struttura (*es. tamponamenti rigidi distribuiti in modo irregolare in pianta o in elevazione, camini o parapetti di grandi dimensioni in muratura*);

Un edificio con fondazioni approssimativamente allo stesso livello e che non abbia subito trasformazioni, sarà considerato regolare se rispetta tutti i requisiti sopra indicati.

3.2.7 - Fattori di confidenza

Il fattore di confidenza **FC** si determina in funzione del livello di conoscenza LC raggiunto.

Il valore numerico di FC è desunto dalla tabella C8A.1.1 della Circolare alle NTC per edifici in muratura e dalla tabella C8A.1.2 per edifici in calcestruzzo o acciaio

3.2.8 - Modellazione della struttura - Metodo di analisi e criteri di verifica

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi deve rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva considerando, laddove

appropriato (come da indicazioni specifiche per ogni tipo strutturale), il contributo degli elementi non strutturali.

E' consentito considerare separatamente le azioni nelle due direzioni principali, ma il modello dell'edificio deve essere tridimensionale.

Il metodo di analisi utilizzato deve essere coerente con le indicazioni di cui al par. 7.3 delle NTC e parr. C8.7.1.4 della Circolare per costruzioni in muratura e C8.7.2.4 per costruzioni in cemento armato o acciaio.

Le verifiche devono essere condotte con uno dei metodi di analisi non lineare.

In relazione alla tipologia strutturale, alle caratteristiche dei materiali, agli schemi resistenti alle forze verticali ed orizzontali ed alle vulnerabilità accertate il professionista deve inserire nel modello di calcolo tutti gli elementi ritenuti condizionanti per la capacità della struttura.

A titolo esemplificativo e non esaustivo si ricorda che è opportuno considerare, negli edifici in muratura

- la disgregazione del paramento murario nel caso di tessitura fortemente irregolare, malte degradate e paramento scollegato in senso trasversale;
- ribaltamenti fuori dal piano delle pareti se non ben ammorsate alle pareti perpendicolari ed ai solai di piano, se sufficientemente rigidi e resistenti;
- elementi spingenti, quali volte senza catene e coperture a falda in assenza di capriate o per tessitura delle travi non orizzontale;
- pilastri isolati in muratura destinati a portare carico verticale;
- maschi murari corti chiamati a deformazioni angolari maggiori;
- in generale le conseguenze dello stato di conservazione.

negli edifici in cemento armato:

- la presenza di eccentricità tra centro di massa e centro di rigidità;
- la presenza di piani a minor rigidità o minor resistenza;
- la presenza di tamponature irregolari, sia in pianta che in altezza;
- i possibili effetti della tamponatura sulle zone di estremità dei pilastri, anche con modelli semplificati;
- la presenza di finestre a nastro, specie nelle scuole, che possono comportare l'insorgere di meccanismi fragili nei pilastri;
- fondazioni a quote diverse;
- in generale le conseguenze dello stato di conservazione.

3.2.9 - Risultati dell'analisi: Capacità in termini di accelerazione al suolo e periodo di ritorno per diversi SL

La valutazione della sicurezza consiste nel determinare l'entità massima delle azioni, considerate nelle combinazioni di progetto previste, che la struttura è capace di sostenere con i margini di sicurezza richiesti dalle NTC, definiti dai coefficienti parziali di sicurezza sulle azioni e sui materiali.

L'entità dell'azione sismica sostenibile è denominata **Capacità**, l'entità dell'azione sismica attesa è denominata **Domanda**. Entrambe vanno determinate per i due stati limite considerati.

Un modo sintetico ed esaustivo di esprimere l'entità dell'azione sismica, e quindi di Capacità e Domanda è il relativo periodo di ritorno T_R , tuttavia è opportuno riportare i risultati della valutazione anche in termini di accelerazione massima orizzontale al suolo, anche se questa grandezza, da sola, non descrive l'intero spettro ma solo un punto di esso. Viene quindi richiesto di determinare e riportare in una tabella riepilogativa i valori di accelerazione al suolo (PGA_C) e di periodo di ritorno (T_{RC}) corrispondenti al raggiungimento dei diversi stati limite:

PGA_{CLC} = capacità per lo stato limite di prevenzione del collasso (SLC) – la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

PGA_{CLV} = capacità per lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) - la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali

PGA_{CLD} = capacità per lo stato limite di danno (SLD) - la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

PGA_{CLO} = capacità per lo stato limite di operatività (SLO) la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi.

Analogamente per i periodi di ritorno T_{RC} , i cui indici diventano T_{RCLC} , T_{RCLV} , T_{RCLD} e T_{RCLO} rispettivamente per gli stati limite SLC, SLV, SLD ed SLO. Ovviamente vanno determinati e riportati nella tabella riepilogativa i soli valori relativi agli stati limite considerati nell'analisi.

Si ricorda (v. par. 3.2.4) che la verifica per lo SLO è richiesta per le opere in classe III, quella per lo SLD per le opere in classe II. La verifica per lo SLU può essere effettuata nei confronti dello SLV o SLC.

Per gli edifici in muratura si assume che la verifica dello SLV implichi anche la verifica dello SLC (Circolare C8.7.1.1).

I diversi stati limite possono essere raggiunti per differenti elementi o meccanismi: ad esempio il superamento della resistenza di elementi fragili (*taglio o nodi*) o il superamento della capacità di deformazione di elementi duttili (*rotazione rispetto alla corda*), in una tabella riepilogativa vanno riportati i valori di PGA_C e T_{RC} corrispondenti all'attivazione dei diversi SL per diversi elementi o meccanismi. La PGA che viene riportata comprende gli effetti eventuali di amplificazione locale (S_s ST e Cc).

Il professionista è incoraggiato a non fermare l'analisi all'attivazione del primo meccanismo ma a portarla avanti in modo da poter valutare cosa accadrebbe se quel meccanismo venisse disattivato grazie ad un opportuno intervento (*ad esempio se il primo meccanismo è un collasso a taglio, spingere comunque oltre l'analisi per vedere se, eliminato quel meccanismo, aumenta in modo significativo la capacità e da quale meccanismo è determinata*). In questo modo il professionista potrà anche fornire una proiezione di estensione di possibili interventi e degli aumenti di capacità che ne conseguirebbero.

In altri termini, la prosecuzione dell'analisi oltre il primo meccanismo è utile per capire quale sia la possibilità di miglioramento della struttura. In particolare è molto utile se la PGA minima è determinata da rotture o meccanismi localizzati e prematuri, in quanto

consente di capire di quanto potrebbe aumentare la capacità complessiva intervenendo su porzioni modeste della struttura

3.2.10 - Valori di riferimento

I valori che caratterizzano la Capacità devono essere confrontati con i valori che caratterizzano la domanda per i diversi stati limite, in termini sia di accelerazioni al suolo sia di periodi di ritorno dell'azione sismica di riferimento (le grandezze di interesse si determinano dall'Allegato A alle NTC tenendo conto dei periodi di riferimento, degli effetti di modifica locale dell'azione sismica, e dello stato limite considerato). Si determina la Domanda in termini di PGA definendo, per gli stati limite considerati nella verifica, i valori delle accelerazioni di picco al suolo: PGA_{DLC} , PGA_{DLV} , PGA_{DLD} , PGA_{DLO} e i valori dei periodi di ritorno associati all'azione sismica: T_{RDLC} , T_{RDLV} , T_{RDLD} e T_{RDLO} rispettivamente per gli stati limite SLC, SLV, SLD ed SLO.

3.2.11 - Indicatori di rischio

Si definiscono e quindi dovranno essere quantificati due tipi di indicatori di rischio: il primo dato dal rapporto fra capacità e domanda in termini di PGA ed il secondo espresso dall'analogo rapporto fra i periodi di ritorno dell'azione sismica. Il primo rapporto è concettualmente lo stesso utilizzato come indicatore di rischio per le verifiche sismiche effettuate in coerenza con gli Allegati all'Ordinanza 3274/03 e s.m.i. e con il Decreto del Capo Dipartimento di Protezione Civile n. 3685/03. *Tale indicatore, nel nuovo quadro normativo di riferimento determinatosi con le nuove NTC, non è sufficiente a descrivere compiutamente il rapporto fra le azioni sismiche, vista la maggiore articolazione della definizione di queste ultime. Esso, tuttavia, continua a rappresentare una "scala di percezione" del rischio, ormai largamente utilizzata e con la quale è bene mantenere una affinità.*

Viene quindi introdotto il secondo rapporto, fra i periodi di ritorno di Capacità e Domanda. Quest'ultimo, però, darebbe luogo ad una scala di rischio molto diversa a causa della conformazione delle curve di pericolosità (*accelerazione o ordinata spettrale in funzione del periodo di ritorno*), che sono tipicamente concave. Al fine di ottenere una scala di rischio simile alla precedente, quindi, il rapporto fra i periodi propri viene elevato ad un coefficiente "**a**" = **1/2,43** ottenuto dall'analisi statistica delle curve di pericolosità a livello nazionale. **auc** è un indicatore del rischio di collasso, **auv** del rischio per la vita, mentre **aeD** è un indicatore del rischio di inagibilità dell'opera ed **aeO** del rischio di non operatività. Valori prossimi o superiori all'unità caratterizzano casi in cui il livello di rischio è prossimo a quello richiesto dalle norme; valori bassi, prossimi a zero, caratterizzano casi ad elevato rischio.

Gli indicatori di rischio, potranno essere utilizzati per determinare scale di priorità di intervento e quindi per la programmazione degli eventuali interventi.

Il professionista dovrà integrare i valori numerici degli indicatori ottenuti con considerazioni chiare tipiche della Valutazione (tecnica) della sicurezza per determinare se: l'uso della costruzione possa continuare senza interventi; l'uso debba essere modificato (declassamento, cambio di destinazione e/o imposizione di limitazioni e/o cautele nell'uso); sia necessario o opportuno procedere ad aumentare o ripristinare la capacità portante.

3.3 - Indagini geologiche e geotecniche

Al fine di raggiungere l'obiettivo minimo che valuti, per l'opera da verificare, i livelli di accelerazione al suolo corrispondenti al raggiungimento dei differenti stati limite ed i loro rapporti con le accelerazioni di riferimento è necessario individuare le situazioni geologiche e geotecniche a contorno dell'area di sedime dell'opera nelle loro situazioni attuali e nel loro stato evolutivo.

Risulta, quindi, determinante ai fini della comprensione del sito e della verifica sismica dell'edificio una corretta e completa ricostruzione del modello geologico all'interno del quale inserire la struttura in oggetto. Tale modello, per conseguire lo scopo prefissato, deve attingere a competenze professionali specifiche, comprovate da adeguato curriculum, tipicamente afferenti alle discipline delle Scienze della Terra.

Per questo motivo su tutti gli edifici sono necessarie indagini specialistiche sulle strutture e sui terreni di fondazione per raggiungere i livelli di conoscenza previsti, secondo le tre opzioni descritte nel paragrafo seguente.

Si sensibilizzano i Professionisti delle strutture, nella loro coscienza professionale, di avvalersi del Geologo al fine di raggiungere il livello di conoscenza previsto, a beneficio del *comune interesse per il bene pubblico e per l'incolumità delle persone*. Altresì si sensibilizzano i Professionisti Geologi, laddove intervengano, nel saper effettivamente calibrare "*socialmente a beneficio del bene pubblico*" il costo della propria prestazione insieme con l'Amministrazione ed il Professionista delle Strutture. Infatti le indagini per la definizione del modello geologico e geotecnico vanno commisurate, con scienza e coscienza professionale, all'importanza dell'opera, alle informazioni geologiche e geotecniche, oggettivamente già in possesso ed al relativo quadro economico del costo della verifica.

I modelli geologico e geotecnico dovranno ricostruire i caratteri stratigrafici, litologici, strutturali, idrogeologici, geomorfologici e geotecnici dell'area di sedime. Essi dovranno essere sviluppati in modo da costituire utile elemento quantitativo, e non solo qualitativo, di riferimento per il Professionista delle strutture.

3.3.1 - Indagini geologiche e/o geotecniche: opzioni per la raccolta dei dati

Le indagini geologiche e geotecniche dovranno rispondere all'esigenza di ricostruire il modello geologico del sottosuolo interessato dalla struttura in verifica e di caratterizzare le proprietà fisico meccaniche dei terreni di fondazione da utilizzare nelle verifiche sismiche.

Nell'ambito delle indagini è possibile ottenere dati dalle seguenti **tre** opzioni:

1. La prestazione del Geologo è **obbligatoria** nel caso in cui non esistano studi e/o indagini (geologiche e/o geotecniche) specifici e puntuali eseguiti per l'edificio in verifica, o quando, pur esistendo studi e/o indagini (geologiche e/o geotecniche) specifiche e puntuali eseguite per l'edificio in verifica, questi oggettivamente (*per vetustà, per carenza anche parziale di dati o per loro incongruenza*) non permettano al Professionista incaricato per le verifiche di avere una rappresentazione chiara ed esaustiva della situazione geologico/geotecnica. La valutazione oggettiva è di competenza del Professionista incaricato, la cui sensibilità viene richiamata ai fini della sicurezza e incolumità dei cittadini.
2. Se si è in presenza di studi ed indagini pregresse eseguite in aree contigue, il Professionista incaricato valuta sotto la propria responsabilità l'omogeneità e la qualità geologica e geotecnica dei dati disponibili e dovrà decidere se far **intervenire** il Geologo oppure avvalersi di questi studi. In questo caso non potranno essere affrontate ulteriori spese di carattere geologico/geotecniche senza però avvalersi del Geologo.

3. Se si è in presenza di studi ed indagini pregresse eseguite specificatamente per l'opera in verifica, che descrivano e ricostruiscano chiaramente il modello geologico e la caratterizzazione geotecnica del terreno di fondazione, il Professionista delle strutture si avvarrà direttamente, sotto la propria responsabilità, di questi studi. Il Professionista delle Strutture assumerà la responsabilità tecnica dei dati geologici e geotecnica utilizzati. Anche in questo caso, come al precedente punto 2, non potranno essere affrontate ulteriori spese di carattere geologico/geotecnico senza però avvalersi del Geologo.

Il Geologo, investito da incarico professionale, dovrà redigere una relazione che sarà parte integrante della Verifica Tecnica e compilare la Scheda di sintesi nei paragrafi di propria competenza.

3.3.2 - Indagini, caratterizzazione e modellazione geologica

La caratterizzazione geologica del sito consiste nella comprensione e descrizione dei seguenti aspetti relativi al sito in esame, al fine di definire il modello geologico: *assetto geologico, ricostruzione stratigrafica, caratteristiche sismiche, assetto idrogeologico (con particolare riferimento alla vulnerabilità), caratteri geomorfologici, caratteri geostrutturali.*

I parametri geologici in senso lato devono essere desunti secondo le opzioni previste nel paragrafo precedente.

L'ampiezza dei rilevamenti dovrà permettere di valutare in maniera oggettiva, e compatibilmente con risorse disponibili, lo stato di fatto della situazione geologica al contorno e la sua eventuale evoluzione che possa presagire fenomeni di instabilità in caso di evento sismico.

Geologicamente dovranno essere valutate le condizioni che possono provocare effetti di amplificazione in caso di evento sismico.

È importante valutare la situazione stratigrafica del sito al fine di riconoscere eventuali e possibili livelli passibili di fenomeni di liquefazione. Tale valutazione è necessaria al fine di poter indirizzare le indagini geotecniche in modo mirato. In relazione ed in scheda di Sintesi dovrà essere indicata tale possibilità.

3.3.3 - Indagini, caratterizzazione e modellazione geotecnica

La caratterizzazione geotecnica consiste nella individuazione delle caratteristiche fisiche e meccaniche del terreno, necessarie alla definizione del modello geotecnico ed alla valutazione della sicurezza del sistema opera-terreno.

Nel caso in cui vengano effettuate apposite indagini i parametri fisici e meccanici saranno desunti da prove eseguite in laboratorio su campioni rappresentativi di terreno e/o attraverso l'elaborazione dei risultati di prove e misure in sito.

L'ubicazione delle indagini richiederà particolare cura in presenza di manufatti particolarmente sensibili ai cedimenti del terreno di fondazione, a fenomeni di liquefazione e/o a terreni che possono determinare fenomeni di amplificazione di sito in caso di evento sismico.

Il rischio di liquefazione deve essere valutato per i terreni suscettibili di tale comportamento. Per il calcolo del potenziale di liquefazione si deve fare riferimento ai risultati di prove in sito, utilizzando procedure condivise in letteratura.

Se il terreno risulta suscettibile di liquefazione e gli effetti conseguenti appaiono tali da influire sulla capacità portante o sulla stabilità delle fondazioni, dovrà essere ben evidenziato in relazione e indicato nella Scheda di sintesi tecnica.

La valutazione dell'oggettivo grado di conoscenza e di affidabilità dei dati pregressi in possesso del Beneficiario porterà a programmare le eventuali indagini per supplire alla mancanza di dati oggettivi e quantitativi.

Dal punto di vista geotecnico si dovranno indicare i seguenti parametri del terreno di fondazione dell'opera da verificare: *Angolo di attrito interno ϕ , Coesione efficace c , Resistenza non drenata c_u , Peso dell'unità di volume γ* . In presenza di possibili terreni liquefacibili, oltre a quelli precedentemente indicati, dovranno essere riportati la *Densità Relativa* ed il *numero di colpi NSPT (per Standard Penetration Test o Cone Penetration Test)*

3.3.5 - Indicazione della categoria del suolo di fondazione

Il Geologo e/o il Professionista incaricato della Verifica, una volta raccolti tutti i dati geologici e geotecnici dovrà indicare chiaramente in quale categoria di suolo di fondazione si attesta l'opera in verifica.

L'obiettivo è eseguire la verifica nel modo più idoneo al fine di ottenere il livello di rischio dell'opera associato alla effettiva situazione geologico/geotecnica.

E' fatto obbligo comunque di tenere in considerazione per la verifica tecnica e di indicare nella Relazione di calcolo e nella Scheda di Sintesi i seguenti parametri geologici dell'area su cui insiste l'opera da verificare:

- *Dati Geologici/Geomorfologici (litologia, presenza di limiti tettonici o di cambiamento litologico, fenomeni erosivi e di instabilità in atto e loro grado, presenza di cresta o dirupo, acclività del pendio, fenomeni erosivi e di instabilità in atto e loro grado),*
- *Dati Idrogeologici (vicinanza a corsi di acqua, presenza di falda entro i 3m dal p.c.),*
- *Dati Sismici (zona sismica di riferimento, Valore di ancoraggio orizzontale del suolo, presenza di studi di microzonazione sismica etc., Velocità media onde di taglio Vs30),*
- *Dati di Vulnerabilità geologica (area perimetrata ai sensi del DL 180/98 o in altre perimetrazioni specifiche di tipo nazionale o regionale).*

In particolare, in accordo con il par.3.2.2 delle NTC , devono essere indicate:

1. la metodologia utilizzata per l'attribuzione della categoria di suolo di fondazione necessaria per la definizione della azione sismica di progetto, ovvero se sulla base di indagini geognostiche o geofisiche esistenti o sulla base di prove in situ effettuate appositamente.
2. il tipo di indagini effettuate o già disponibili : Sondaggi geognostici a distruzione o a carotaggio continuo, Prova Standard Penetration Test (SPT) o Cone Penetration Test (CPT) , Prospezione sismica in foro (Down-Hole o Cross-Hole), Prova sismica superficiale a rifrazione o MASW , Analisi granulometrica, Prove triassiali, Prove di taglio diretto, ecc.) . Quelle disponibili si intendono in prossimità del baricentro dell'edificio e comunque in accertata continuità geologica e geotecnica.
3. la presenza di eventuali anomalie nel terreno di fondazione, quali cavità, Sinkhole e/o la presenza di terreni di fondazione di natura significativamente diversa.
4. il parametro del terreno che consente di attribuire la categoria del suolo di fondazione direttamente attraverso il valore della velocità media onde di taglio Vs30 nei primi 30 metri misurati dal piano delle fondazioni (*in m/s*), calcolato secondo la formula 3.2.1 del paragrafo 3.2.2 delle NTC.
5. nel caso in cui non siano state eseguite indagini geofisiche per il valore delle Vs30, indicare i parametri geotecnici ai fini della categoria del suolo di fondazione sulla base di indagini geotecniche eseguite: resistenza

- penetrometrica media NSPT (*in numero di colpi*), di resistenza media alla punta q_C (*in kPa*) e di coesione non drenata media c_u (*in kPa*).
- Linea guida ed indicazioni tecniche generali per l'esecuzione delle verifiche tecniche
6. informazioni circa la suscettibilità alla liquefazione, da compilare solo quando sussistono contemporaneamente le condizioni previste dalle NTC in termini di accelerazione al suolo superiore ad una soglia minima ($S_{ag} > 0.10$) e assenza di significative frazioni di terreno fine. Devono essere riportate: la profondità (*in m*) della falda e della fondazione rispetto al piano di campagna (*nel caso di fondazioni a quote diverse fornire quella relativa all'estensione massima*); l'indicazione della presenza o meno di terreni a grana grossa sotto la quota di falda entro i primi 15 m di profondità; lo spessore (*in m*) e la relativa densità dei terreni incoerenti suddivisi in sabbie fini, medie e grosse
 7. sulla base dei parametri indicati al punto 4 o 5, indicare la categoria di sottosuolo di fondazione così come indicato nelle Tabelle 3.2.II e 3.2.III del paragrafo 3.2.2 delle NTC.
 8. i valori dei parametri che modificano lo spettro di risposta per tener conto dell'influenza delle condizioni stratigrafiche locali: il fattore di amplificazione SS ed il periodo TC di transizione fra il ramo ad accelerazione costante ed il ramo a velocità costante dello spettro di risposta. Si assume che tali parametri dedotti dalla Tabella 3.2.V delle NTC; nel caso in cui essi derivino da più approfonditi studi di Risposta Sismica Locale (RSL) ciò va segnalato.
 9. in base alle tabella 3.2.IV e 3.2.VI delle NTC, immettere il valore del Coefficiente di Amplificazione Topografica ST secondo i seguenti valori: **T1) $ST = 1,0$** per superfici pianeggianti, pendii e rilievi isolati con pendenza media \leq di 15° ; **T2) $ST = 1,2$** per pendii con pendenza media $>$ di 15° (*il valore di 1,2 è in corrispondenza della sommità del pendio*); **T3) $ST = 1,2$** per rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e pendenza media fra $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ (*il valore di 1,2 è in corrispondenza della cresta del rilievo*); **T4) $ST = 1,4$** per rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e pendenza media $\geq 30^\circ$ (*il valore di 1,4 è in corrispondenza della cresta del rilievo*). La variazione spaziale del coefficiente di amplificazione topografica è definita da un decremento lineare con l'altezza del pendio o rilievo, dalla sommità della cresta fino alla base dove ST assume valore unitario. Si evidenzia che nel caso di studi specifici di risposta sismica locale effettuati con modelli 2D o 3D, gli effetti dei due fenomeni (*topografia e stratigrafia*) sono tenuti in conto complessivamente.
 10. Segnalare il caso in cui il fattore di amplificazione SS ed il periodo TC di transizione derivino da più approfonditi studi di risposta sismica locale (RSL).

4- FASE C – Individuazione interventi e nuove elaborazioni.

Sulla scorta dei risultati delle analisi di cui alla Fase B, dovrà essere effettuata una scelta motivata delle possibili tecniche di intervento strutturale necessarie alla mitigazione delle principali vulnerabilità (interventi di **adeguamento** atti a conseguire i livelli di sicurezza previsti dalle NTC vigenti; interventi di **miglioramento** atti ad aumentare la sicurezza strutturale esistente, pur senza necessariamente raggiungere i livelli richiesti dalle NTC vigenti ; **riparazioni o interventi locali** che interessino elementi isolati, e che comunque comportino un miglioramento delle condizioni di sicurezza preesistenti).

Gli interventi dovranno essere progettati e dimensionati ad un livello di dettaglio tale da consentire sia nuove verifiche numeriche della struttura, su modello che tenga conto degli interventi proposti (almeno due alternative con indicazione dei relativi costi/benefici) con determinazione dei nuovi livelli di azione sismica per i quali vengono attivati meccanismi di collasso locale o globale, sia la definizione dei costi in maniera da consentire le scelte dei provvedimenti più idonei, la eventuale programmazione e

l'appalto integrato per l'esecuzione degli interventi, senza dover ricorrere all'affidamento di ulteriori incarichi di progettazione per l'effettuazione di calcoli strutturali (v. Disciplinare incarico par.2.2.3).

L'intervento progettato dovrà tener conto del comportamento di tutta l'opera, essere realizzato nelle sue varie parti e garantire che l'opera, a conclusione dei lavori, sia sicura, funzionale e fruibile.

Al fine di assicurare il raggiungimento di quanto sopra definito, in relazione anche alle risorse disponibili, prima della stesura del progetto definitivo il Professionista incaricato e il Dirigente regionale dovranno esaminare quanto predisposto, al fine di valutare il tipo di intervento ed i livelli di sicurezza raggiungibili (a titolo di esempio livello minimo di sicurezza pari al 70% di quello relativo ad una opera simile nuova e realizzata secondo la buona norma, raggiunto applicando all'opera azioni pari al 70% di quelle relative ad un opera nuova).

Il calcolo dei costi dovrà essere effettuato considerando gli Elenchi prezzi regionali per opere di riparazione e consolidamento strutturale, approvati con apposite deliberazioni delle Giunte regionali, ove disponibili, ove mancanti sulla base di Prezziari DEI – Tipografia del genio civile

Nei casi di edifici in muratura la scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- Murature di qualità insufficiente a sopportare le azioni verticali ed orizzontali cui sono sottoposte devono essere adeguatamente consolidate o sostituite.
- Collegamenti inadeguati tra solai e pareti o tra copertura e pareti devono essere resi efficaci.
- Sono auspicabili interventi di collegamento fra pareti confluenti in martelli murari ed angolate.
- Le spinte non contrastate di coperture, archi e volte devono essere ridotte o eliminate attraverso idonei dispositivi.
- Elementi a forte vulnerabilità sui quali non sia possibile intervenire devono essere eliminati.
- Nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidità), sono auspicabili interventi che correggano tale sfavorevole situazione.
- La trasformazione di solai flessibili in solai rigidi comporta una diversa distribuzione delle azioni agenti sulle pareti, che può rilevarsi favorevole o sfavorevole in funzione della geometria della struttura. Di ciò se ne dovrà adeguatamente tenere conto nella modellazione e nelle analisi.
- Sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la capacità deformativa ("duttilità") di singoli elementi.
- È necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura.

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a combinazioni di esse (elenco indicativo, non esaustivo e non prescrittivo):

- rinforzo, sostituzione o ricostruzione di parte degli elementi;
- modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, nuovi setti murari, controventi in acciaio, cordoli di incatenamento per strutture murarie, incatenamenti di volte o di strutture spingenti;

- modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi di fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani "deboli", irrigidimento di solai;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali;
- Introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- riduzione delle masse;
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio.

Gli interventi strutturali, nel contesto e rispetto dei criteri generali di cui al paragrafo C8A.5. della Circolare 2 febbraio 2009, n.617, che qui si intendo integralmente riportati, devono essere prioritariamente finalizzati:

- a riparare eventuali danni o dissesti in atto, - ad assicurare una buona organizzazione della struttura, curando particolarmente l'efficienza dei collegamenti tra le pareti verticali dell'edificio e tra queste ultime e gli orizzontamenti;
- ad eliminare gli indebolimenti locali;
- a ridurre, a entità sicuramente accettabile, l'eventuale spinta generata dalle coperture e dalle strutture voltate;
- a raggiungere una distribuzione di masse non strutturali ottimale ai fini della risposta sismica della struttura,

evitando, se non in casi dimostrati necessari, interventi diretti sulle fondazioni, di sostituzione dei solai e dei tetti o indeterminatamente tesi ad aumentare la resistenza a forze orizzontali dei maschi murari.

Sono di norma da evitare gli spostamenti di aperture nelle pareti portanti, a meno che essi non siano finalizzati a riorganizzare la continuità del sistema resistente. Dovranno essere chiuse con tecniche adeguate le aperture che indeboliscono palesemente la struttura.

Nell'ipotizzare gli interventi, sono da limitarsi le soluzioni che implicano aumento dei carichi permanenti soprattutto in presenza di qualche insufficienza preesistente nelle murature; e, nel caso di interventi su orizzontamenti a struttura in legno o a volte, è da privilegiare la conservazione della tipologia esistente adottando opportuni accorgimenti realizzativi per garantire la rispondenza del comportamento strutturale alle ipotesi di progetto (stabilità dell'insieme e delle parti, collegamento alle strutture verticali e, se richiesta, rigidità nel piano).

Nei casi di edifici in cemento armato o acciaio la scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- errori grossolani devono essere eliminati;
- nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidità) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione;
- una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi;
- sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la duttilità locale;
- è necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura;
- negli edifici in acciaio sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la stabilità locale e flesso-torsionale degli elementi e globale della struttura.

Saranno inoltre da privilegiare, in linea di principio, gli interventi che portino:

- alla riparazione di eventuali danni agli elementi strutturali e alle tamponature che possono essere considerate efficaci ai fini dell'assorbimento delle forze orizzontali,- all'eventuale miglioramento della

stabilità di dette tamponature mediante idonea connessione alla struttura intelaiata.

- alla redistribuzione in pianta e in alzato delle tamponature efficaci al fine di ridurre sia gli effetti torsionali che le irregolarità in altezza o le zone critiche determinate dalla presenza di elementi tozzi.

L'intervento può appartenere a una delle seguenti categorie generali o a particolari combinazioni di esse:

- rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi;
- modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, pareti in c.a., pareti di controvento in acciaio;
- modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, disposizione di materiali atti ad attenuare gli urti in giunti inadeguati o ampliamento dei medesimi, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili,
- eliminazione di eventuali piani "deboli";
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio con incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio;
- negli edifici in acciaio, incremento della resistenza dei collegamenti;
- negli edifici in acciaio, miglioramento dei dettagli costruttivi nelle zone dissipative e nei collegamenti trave-colonna;
- negli edifici in acciaio, introduzione di indebolimenti locali controllati, finalizzati ad un miglioramento del meccanismo di collasso;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- riduzione delle masse;
- limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio.

Dall'analisi qualitativa delle carenze deve derivare un'attenta definizione concettuale degli interventi locali da effettuare, cui deve seguire la scelta della tecnologia più idonea, scelta che può derivare da aspetti sia economici sia realizzativi, con riferimento alle caratteristiche geometriche degli elementi su cui occorre intervenire e di interazione con altri elementi costruttivi. È però importante che il progettista riesca sempre a diagnosticare quali possano essere le cause di debolezza delle singole parti e individui o adatti alla situazione l'intervento e la tecnologia più idonea ad eliminarle o ridurle drasticamente.

In pratica il progettista deve tener conto che gli interventi di rafforzamento locale, dovranno realizzare un miglioramento del comportamento sismico della struttura in c.a. attraverso:

- la riduzione del rischio d'innescò di meccanismi fragili, quali:
 - rottura dei nodi trave-pilastro dovuta alle azioni trasmesse direttamente dalle travi e dai pilastri convergenti nel nodo stesso, che tipicamente avviene per una prevalente sollecitazione tagliante nel pannello di nodo;
 - rottura del collegamento nodo-pilastro inferiore per scorrimento in corrispondenza della ripresa di getto o per taglio all'estremità superiore del pilastro determinata dalla componente tagliante della forza di puntone equivalente trasmessa dal pannello di tamponamento della maglia strutturale;
 - rottura per taglio alle estremità delle travi;

- rottura per taglio dei cosiddetti pilastri corti, tipicamente presenti nelle scale o determinati dalla presenza di finestrate a nastro con muratura di tamponamento robusta.
- l'incremento della duttilità delle estremità dei pilastri, nelle quali normalmente si concentrano forti richieste di duttilità.

Le situazioni di innesco di rottura dei nodi e di maggiori richieste di duttilità nei pilastri normalmente si localizzano nei nodi e nei pilastri esterni, particolarmente in quelli d'angolo, per i seguenti motivi:

- 1) i nodi sono non confinati (v. D.M. 14.01.2008, par. 7.4.4.3) su almeno una (nodi di parete) due (nodi d'angolo) facce;
- 2) nodi e pilastri sono maggiormente soggetti all'azione di spinta delle tamponature, particolarmente i nodi d'angolo, per i quali la spinta da un parte non è compensata dalla presenza della tamponatura dalla parte opposta;
- 3) sono soggetti a deformazioni maggiori a causa di eventuali effetti torsionali globali della struttura.

Dunque gli interventi di rafforzamento locale nei telai in c.a. dovranno innanzitutto riguardare nodi e pilastri perimetrali, con priorità per quelli d'angolo. Ovviamente potranno individuarsi situazioni particolari che possono favorire meccanismi fragili o richieste concentrate di duttilità, eventualmente evidenziate dal danno prodotto dal terremoto, che meriteranno interventi ad hoc volti a migliorare il comportamento locale. Potrebbe, ad esempio, essere il caso di nodi interni di telai interrotti, dunque con caratteristiche di nodo esterno, pilastri e travi corte, soggette a grossi sforzi taglianti, etc. È comunque evidente che il rafforzamento dei telai periferici, che risultano spesso essere quelli più robusti della struttura per la presenza di travi emergenti, presenta vantaggi importanti, legati anche alla maggiore capacità di contrasto degli effetti torsionali globali della struttura.

Restando nell'ambito delle strutture in c.a., non è infrequente che il terremoto abbia procurato danni anche alle travi in vicinanza della mezzera, per l'effetto combinato dei carichi verticali e dell'azione sismica, particolarmente della componente verticale, spesso dovuti ad una inadeguatezza della trave stessa. Sarà in tal caso necessario adottare interventi di rafforzamento a flessione e/o a taglio della trave per migliorarne la capacità portante.

Nell'applicare tali interventi sarà comunque importante evitare di aumentare il momento resistente della trave all'attacco del nodo per non favorire meccanismi di collasso a colonne deboli e travi forti, o comunque non variare il comportamento globale dell'edificio.

Le tamponature e le tramezzature robuste possono collaborare positivamente alla resistenza al sisma dell'edificio. Esse, però, possono risultare dannose a causa della concentrazione della spinta in sommità del pilastro, dovuta all'effetto puntone, ed anche pericolose in caso di rottura, crollo o ribaltamento.

Gli effetti dannosi o l'inefficace collaborazione di tamponature e tramezzature sono essenzialmente determinati dalla scarsa o assente connessione dei pannelli murari con la cornice strutturale, particolarmente lungo il bordo superiore ed i bordi laterali, a causa delle tipiche modalità esecutive dei pannelli murari, successivamente al completamento della struttura in c.a.. La mancanza di collegamento lungo il bordo superiore impedisce il trasferimento della forza resistente della tamponatura lungo la trave superiore, rendendo inevitabile la concentrazione di sforzi taglianti all'estremità superiore dei pilastri.

La realizzazione di efficaci collegamenti dei pannelli di tamponatura alla cornice strutturale consegue il triplice obiettivo di prevenirne il crollo rovinoso fuori del piano,

migliorarne la collaborazione con la struttura in c.a., limitare o eliminare gli sfavorevoli effetti locali.

Per il rinforzo di elementi in calcestruzzo armato, tramite incamiciatura in c.a., incamiciatura in acciaio e fasciatura con materiali compositi, si richiamano i modelli di capacità di cui al paragrafo C8A.7. della Circolare 2 febbraio 2009, n.617, che qui si intendono integralmente riportati.

Si rimanda inoltre alle *Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni - Dipartimento Protezione Civile – ReLUIS - 2009*

Nelle strutture prefabbricate andrà curata prioritariamente l'efficacia dei collegamenti ai fini della stabilità e della resistenza alle azioni orizzontali.

Nei casi di edifici a struttura mista valgono le tipologie di intervento e le priorità elencate per la parte in muratura e per quella in cemento armato o a struttura metallica.

Particolare attenzione deve essere posta ai collegamenti fra i due tipi di parti strutturali e alla compatibilità delle loro diverse deformazioni.

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nell'edificio. Si rimanda alle *Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali arredi ed impianti – Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione civile – Giugno 2009*.

5- FASE D - Sintesi dei risultati.

Ferma la necessità di redazione di tutti gli elaborati previsti dalla normativa vigente, come riepilogate al paragrafo C10 della Circolare 2 febbraio 2009, n.617, le risultanze della fase attuativa delle verifiche tecniche di sicurezza sismica dovranno essere compendiate in apposito documento consuntivo nel quale saranno:

- sintetizzati gli elementi salienti tra quelli descritti nei paragrafi precedenti (sintesi del percorso conoscitivo);
- riepilogate le problematiche emerse e le relative indicazioni sui possibili rimedi (vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi).

1. Sintesi del percorso conoscitivo

Verrà sintetizzato il percorso conoscitivo, dai sopralluoghi preliminari, al materiale informativo reperito, alle modalità di rilievo geometrico e del quadro di danneggiamento, ai saggi effettuati, alle prove specialistiche, etc. Verrà fornita una sintesi descrittiva della struttura, della qualità dei materiali, dell'eventuale quadro fessurativo e relativa interpretazione (o dichiarazione di assenza di danni).

Verranno elencate le verifiche numeriche condotte, indicando per ciascuna di esse le principali ipotesi che la caratterizzano (grado di affidabilità, eventuali ipotesi "limite", etc.).

2. Vulnerabilità riscontrate e possibili rimedi

In quest'ultimo punto vengono sintetizzati e commentati i risultati delle analisi, sia qualitative che numeriche, esprimendo un giudizio generale sul fabbricato, con riferimento ai quattro principali "filoni": i) vulnerabilità non quantificabili; ii) verifiche nei

confronti dei carichi statici; iii) analisi dei meccanismi locali; iv) analisi dei meccanismi globali.

Linee guida ed indicazioni tecniche generali per l'esecuzione delle verifiche tecniche

Questo paragrafo è rivolto in modo particolare al Committente: sia il linguaggio che il contenuto deve essere adeguato a tale scopo. In particolare, dovranno essere chiaramente evidenziati:

a) le eventuali limitazioni all'uso della costruzione (es. portata dei diversi campi di solaio, etc.);

b) le vulnerabilità "non quantificabili" riscontrate;

c) i livelli di sicurezza nei confronti dell'azione sismica, individuando i meccanismi (locali e globali) che, al crescere dell'input, via via si attivano;

d) l'indicazione degli interventi di consolidamento necessari e stima dei costi, i risultati delle nuove elaborazioni numeriche con l'indicazione dei nuovi periodi di ritorno dell'azione sismica per i diversi stati limite e dei nuovi indicatori di rischio.

Il documento consuntivo dovrà essere completo della *Scheda di sintesi per la verifica sismica di strutture strategiche ai fini della protezione civile o rilevanti in caso di collasso a seguito di un evento sismico allegata (adottata dalla Regione Lazio adottata nel 2009 per le verifiche finanziamenti annualità 2005 Direzione regionale ambiente e cooperazione fra i popoli)*, disponibile all'indirizzo:

http://www.regione.lazio.it/binary/web/ambiente_argomenti/Scheda_Sintesi_Verifiche_Sismiche_Regione_Lazio_2005.1234273156.pdf

correttamente redatta.

In particolare dovranno essere riportati gli indicatori di rischio di collasso e di inagibilità.

6- Documenti e normative di riferimento

Gli elaborati di verifica e il loro contenuto tecnico devono risultare coerenti con i seguenti documenti e normative, parte integrante e sostanziale delle presenti istruzioni tecniche:

- D.M. 14.01.2008 , Norme tecniche per le costruzioni;
- Circolare 2 febbraio 2009, n.617;
- T.U. Edilizia D.P.R. n.380/2001 di cui vanno osservate modalità e procedure;
- Codice dei contratti pubblici di lavori, servizi e forniture di cui al D.Lgs. n.163/2006
- Linee guida per la riparazione e il rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e partizioni - Dipartimento Protezione Civile – ReLUIS - 2009
- Linee guida per la riduzione della vulnerabilità di elementi non strutturali arredi ed impianti – Presidenza del Consiglio dei Ministri – Dipartimento della Protezione civile – Giugno 2009

Per quanto non diversamente specificato nelle NTC, si intendono coerenti con i principi alla base della stessa, le indicazioni riportate nei seguenti documenti:

- Eurocodici strutturali pubblicati dal CEN, con le precisazioni riportate nelle Appendici Nazionali o, in mancanza di esse, nella forma internazionale EN;
- Norme UNI EN armonizzate i cui riferimenti siano pubblicati su Gazzetta Ufficiale dell'Unione Europea;
- Norme per prove, materiali e prodotti pubblicate da UNI.

Inoltre, in mancanza di specifiche indicazioni, a integrazione delle NTC e per quanto con esse non in contrasto, possono essere utilizzati i documenti di seguito indicati che costituiscono riferimenti di comprovata validità:

- Istruzioni del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;
- Linee Guida del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici;

- Linee Guida per la valutazione e riduzione del rischio sismico del patrimonio culturale e successive modificazioni del Ministero per i Beni e le Attività Culturali, come licenziate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e ss. mm. ii.;
- Istruzioni e documenti tecnici del Consiglio Nazionale delle Ricerche (C.N.R.).