



Modifiche delle Norme Tecniche delle Costruzioni 2018

La tabella contiene, punto per punto, le modifiche presenti rispetto al DM 14/01/2008. Le modifiche sono di vario tipo: di nomenclatura, metodologiche e numeriche (diversi valori dei coefficienti applicativi). Nella prima colonna è stato riportato l'argomento, nella seconda il paragrafo modificato e nella terza la descrizione della modifica presente.

	Paragrafo	Variazione
Parte generale	2.2.4	Aggiunto nuovo paragrafo riguardo alle caratteristiche di durabilità delle opere.
	2.4.3	Eliminato il valore minimo di 35 anni per il periodo di riferimento dell'azione sismica.
	2.6.1	Modificati i coefficienti di combinazione per le condizioni favorevoli . Ad esempio le verifiche a ribaltamento e scorrimento presentano valori più permissivi.
	2.7 (NTC2008)	Eliminato il paragrafo relativo alla possibilità di utilizzo delle tensioni ammissibili .
Azioni sulle Costruzioni	3	Le definizioni dei vari tipi di carichi sono state riorganizzate.
	3.1.4 (tab. 3.1.II)	Modificati i sovraccarichi per camere di ospedali (adesso cat. A). Le scale assumono la stessa categoria della destinazione d'uso principale ma con valori di carichi propri. Tra le categorie sono state aggiunte I (Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D) e K (Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti)
	3.1.4.1	Sono stati introdotti dei coefficienti riduttivi per l'applicazione dei carichi uniformi su travi u su pilastri
	3.2.2	Per stabilire la categoria di suolo, il calcolo del Vs non è sempre a relativo a 30 m. Per strati con $V_s \geq 800$ m/s posti a profondità inferiore ai 30 m, si considera solo tale profondità. Per la definizione della categoria di suolo non è più presente la classificazione in funzione di NSPT e Cu. Le definizioni dei suoli di tipo D ed E sono state modificate e sono state eliminate le cat. S1 ed S2 .

	3.2.3.6	Il termine “accelerogramma” è sostituito con storia temporale del moto del terreno . È stato introdotto e definito il criterio di scelta delle storie temporali naturali.
	3.3	Il calcolo delle pressioni/forze per l’azione del vento assume adesso la forma espressa nelle norme CNR DT 207.
	3.3.2	Per il calcolo del vento è stata introdotta la formula per considerare un diverso valore del tempo di ritorno Tr . La formulazione, ripresa dalle CNR DT 207, è stata semplificata rispetto a questa.
	3.4.3.3	Nel caso di copertura a due falde , per le combinazioni in cui il vento è concomitante con la neve si considerano tutte e tre i casi. Nelle NTC 2008 s consideravano solo i casi denominati I e II.
	3.5.2	Per l’azione della temperatura , ai fini del calcolo della temperatura esterna, è stata introdotta la dipendenza dalla zona di appartenenza . Le zone diverse sono quattro.
Costruzioni in Calcestruzzo – Parte Generale	4.1.1.1	Nell’analisi lineare per delta termico , è stata introdotta la differenziazione della rigidezza . Questa deve essere “fessurata” per SLU e intermedia tra “integra” e “fessurata” per SLE.
	4.1.2.1.1.4	Nella valutazione della tensione tangenziale di aderenza , è stato aggiunto il coefficiente η_2 per l’aderenza. La modificata è stata tratta dall’Eurocodice 2.
	4.1.2.1.2.1	Rispetto alle NTC 2008, è stato aggiunta la definizione del modello per il calcestruzzo confinato da staffe. Il modello seguito è quello CEB-FIP Model Code 1990.
	4.1.2.2.5	La Verifica delle tensioni di esercizio adesso assume il nome di “Stato limite di limitazione delle tensioni”.
	4.1.2.3.4.2	Nella verifica semplificata di resistenza a pressoflessione deviata , è presente, così come le NTC 2008, il coefficiente α . Nelle nuove norme è stato descritto il criterio e i valori da utilizzare per questo coefficiente, Aggiunta la descrizione della verifica della capacità in termini di duttilità .
	4.1.2.3.5.4	Per la verifica al punzonamento , è stato aggiunto il richiamo esplicito al criterio del §6.4.4 e §6.4.5 dell’Eurocodice 2.
	4.1.2.3.6	Nel valutare la resistenza alle azioni torcenti , il valore della $ctg(\theta)$ minima è stato uniformato con quello della resistenza a il taglio (1 anziché 0.4, come in precedenza).
	4.1.2.3.9.2	Per la verifica a stabilità (elementi snelli), la formula per la valutazione della snellezza è stata modificata, inserendo delle semplificazioni (coeff. al numeratore pari a 25 anziché dipendenza dalla forma dei momenti).
	4.1.6.1.1	Per l’armatura minima delle travi all’estremità, viene specificato che l’armatura inferiore deve essere calcolata per uno sforzo di trazione coerente con il traliccio adottato per il taglio. Rispetto alle NTC 2008, questa modifica dovrebbe essere meno gravosa, in quanto in precedenza si utilizzava l’intero valore del taglio. È stato aggiunto il limite massimo di 15 volte il diametro longitudinale per le armature trasversali delle travi. La prescrizione si rende obbligatoria nel caso di armature longitudinali compresse .
	4.1.6.1.4	In merito all’ancoraggio delle barre è stato menzionato l’utilizzo specifico di manicotti per le giunzioni meccaniche.
	4.1.8.1.4	Per il calcolo delle tensioni iniziali nel calcestruzzo , il coefficiente del valore limite è stato ridotto da 0.7 a 0.6. La verifica locale di compressione nelle zone di ancoraggio è stata modificata traendola dal §6.7 dell’Eurocodice 2.
	4.1.11.1	Aggiunte le formule per le verifiche di resistenza per calcestruzzo a bassa percentuale di armature o non armato.

Costruzioni in Acciaio – Parte Generale	4.2	Per l'esecuzione di strutture in acciaio , è stato introdotto esplicito riferimento alle UNI EN 1090-2:2011-Parte 2.
	4.2.1.1	Tra le tipologie di materiale per l'acciaio da carpenteria metallica sono stati aggiunti i tipi S460 Q/QL/QL1 e S460 NH/NHL
	4.2.1.2	Per l'utilizzo di acciaio inossidabili , è stato aggiunto l'esplicito riferimento a UNI EN 1993-1-4 per questo tipo di acciai.
	4.2.1.3	Per gli elettrodi per saldatura è stato aggiunto l'esplicito riferimento alla UNI EN ISO 2560.
	4.2.4.1.4	Per lo stato limite a fatica , formalmente eliminati i due criteri di sensibilità Aggiunte le due diverse modalità di verifica: Verifica a vita illimitata e Verifica a danneggiamento .
	4.2.4.2.3	Per lo stato limite di vibrazioni aggiunti riferimenti normativi UNI 9614 "Misura delle vibrazioni negli edifici e criteri di valutazione del disturbo", la UNI 9916 "Criteri di misura e valutazione degli effetti delle vibrazioni sugli edifici".
	4.2.8	Per le unioni bullonate di strutture in acciaio il coefficiente γ_{M7} viene differenziato in funzione se il serraggio è controllato (1.0) o non controllato (1.1).
	4.2.8.1.1	Per le unioni con bulloni esplicitato la formula del momento di serraggio per bulloni precaricati con serraggio controllato. Aggiunte le tabelle del momento di serraggio e dell'area resistente per i vari diametri. Aggiunti, inoltre, i diversi valori del coefficiente di attrito μ per le piastre a contatto delle unioni "precaricate".
4.2.8.2.4	Per la verifica delle saldature a cordoni d'angolo , viene richiesto un controllo aggiuntivo sulla tensione ortogonale (σ_{\perp}).	
Costruzioni in Acciaio-Calcestruzzo – Parte Generale	4.3.4.3.1.1	Per le connessioni a taglio con pioli delle sezioni acciaio-calcestruzzo , sono state specificate disposizioni, limitazioni e il grado di connessione.
	4.3.5.1	Per le colonne composte acciaio-calcestruzzo , sono stati specificate ulteriori due condizioni per applicare il metodo di verifica (sezione costante lungo l'altezza e armatura longitudinale non maggiore del 6%)
	4.3.5.2	Per il calcolo della rigidezza delle sezioni composte , sostituito il modulo elastico medio del calcestruzzo E_{cm} con quello efficace $E_{c,eff}$ in funzione dello sforzo assiale e della viscosità
	4.3.5.3.1	Per sezioni riempite non circolari il coefficiente 0.85 del contributo del calcestruzzo assume valore unitario. Per sezioni composte circolari riempite viene riportata la formula della resistenza plastica $N_{pl,Rd}$ in funzione del confinamento.
	4.3.5.4.3	Nell'ambito della stabilità delle membrature , per le colonne composte pressoinflesse, è stato invertito M_{min} con M_{max} nella formula del coefficiente beta.
	4.3.5.5	Per le colonne composte , viene specificata la necessità di disporre staffe passanti o saldate se non ci si affida solo al profilo in acciaio.
	4.3.10	Per le sezioni composte acciaio-calcestruzzo è stata aggiunta la possibilità di progettazione integrata da prove .
Costruzioni in Legno – Parte Generale	4.4.4	Per il sovraccarico da neve specificata la classe di durata dell'azione, differenziandola in funzione della quota del sito (<1000 o ≥ 1000). Per l' azione del vento specificata differenza di classe di durata per vento medio e di picco.
	4.4.6	Per il legno strutturale , sono stati differenziati i coefficienti parziali γ_M in funzione del tipo di produzione inserito in un sistema di qualità e nel caso di controllo continuativo del materiale (con variazione della resistenza non superiore al 15%).
	4.4.7	Per le verifiche di esercizio degli elementi in legno strutturale , sono stati specificati i valori limite di deformabilità ($L/300$ e

		L/200).
	4.4.8.1.9	Per la verifica a taglio degli elementi in legno è stata aggiunta l'indicazione di considerare la larghezza di trave opportunamente ridotta per la presenza di eventuali fessurazioni.
Costruzioni in Muratura – Parte Generale	4.5.2.3	Nelle costruzioni in muratura è stata aggiunta la possibilità di realizzare giunti sottili (spessore compreso tra 0.5 mm e 3 mm) o giunti verticali a secco.
	4.5.6.4	Per le strutture in muratura è stato modificato il nome delle verifiche tensioni ammissibili in verifiche semplificate .
	4.5.8	È stata aggiunta la tipologia costruttiva " muratura confinata " nell'ambito delle strutture in muratura.
Progettazione Geotecnica – Parte Generale	6.2.3	Nell'ambito della progettazione geotecnica, è stato aggiunto il paragrafo riguardante le " Fasi e modalità costruttiva ".
	6.2.4.1	Riorganizzate le verifiche agli stati limite ultimi delle opere geotecniche nei riguardi dello stato limite EQU .
	6.2.4.1.1	Nella tabella dei coefficienti parziali delle azioni è stato specificato che per le spinte del terreno deve essere utilizzato γ_{G1} .
	6.4.2.1	Per le fondazioni superficiali , è stata introdotta la semplificazione dell'utilizzo del solo Approccio 2 .
	6.4.3.1	Come per le fondazioni superficiali, per le fondazioni su pali , è stata introdotta la semplificazione dell'utilizzo del solo Approccio 2 .
	6.4.3.1.1.1	Per le palificate è stato introdotto l' effetto di gruppo in funzione delle caratteristiche del terreno e della disposizione dei pali.
	6.5.2.2	Per paratie di contenimento, è stata aggiunta una riduzione della quota di valle in funzione sia dell'altezza del terreno contenuto che della parte infissa nel suolo.
	6.5.3.1.1	Per i muri di sostegno le verifiche sono state riorganizzate ridefinendole di tipo GEO e specificando per quali è possibile seguire il solo Approccio 2 .
Criteri generali per progettazione antisismica	7	Per gli edifici soggetti ad $a_g \leq 0.075 g$ sono stati definiti dei criteri semplificati per il progetto: <ul style="list-style-type: none"> ▪ sistema di forze orizzontali ($F_h = 0,10 W \lambda$) ▪ sola verifica nei confronti dello SLV ▪ comportamento strutturale non dissipativo o dissipativo CD"B" con γ_{Rd} unitari ▪ impalcati rigidi
	7.1	Per uniformità, nell'ottica degli Eurocodici, sono state riportate le definizioni di capacità e domanda riferite ad una struttura.
	7.2.1	Nella definizione della regolarità in pianta è stato sviluppato un nuovo criterio riguardante la convessità (e la compattezza) in pianta.
		Rispetto alle NTC 2008, è stato eliminato il criterio basato sulle rientranze in pianta dell'edificio (<25%).
		Nell'ambito della regolarità è stato modificato il criterio di definizione degli impalcati rigidi . Nelle nuove norme, è presente la dipendenza dalla rigidità degli elementi strutturali verticali.
Secondo i concetti di duttilità/domanda, è stato modificato il criterio della resistenza effettiva/richiesta . Oltre al cambio di nomenclatura, è stata modificata la percentuale di differenza (dal 20% passa al 30%).		
Nei controlli di regolarità è stata introdotta la possibilità dalla presenza di struttura scatolare sismica alla base . In questi casi potrà essere esclusa dai controlli della regolarità se progettata come " non dissipativa " e se ha una rigidità significativamente		

	<p>maggiore della parte soprastante (spostamenti tra modelli con e senza struttura coincidenti).</p> <p>Per il controllo della “Distanza tra costruzioni contigue” è da considerare anche lo spostamento relativo delle fondazioni. Inoltre, è stato modificato valore stimato della costruzione adiacente (ag S/0.5 g diventa ag S/g), con conseguente riduzione del valore ottimale del giunto tecnico.</p> <p>Per i limiti in altezza dei nuovi edifici eliminati i limiti stabiliti sulle tipologie legno e muratura, non legati ad appositi calcoli numerici. In pratica, il limite in altezza adesso è funzione oltre che dagli strumenti urbanistici, solo dalla capacità in rigidità, resistenza e Duttilità.</p>
7.2.2	<p>Nel paragrafo è stato definito chiaramente cosa si intende per elementi secondari (elementi progettati per resistere ai soli carichi verticali).</p> <p>Inoltre, sono riportati degli approfondimenti per i due tipi di Comportamento Strutturale da utilizzare in fase di progettazione: dissipativo e non dissipativo.</p> <p>Rispetto alle NTC 2008, i fattori di sovraresistenza γ_{Rd} sono stati raggruppati in un'unica tabella.</p> <p>È stato introdotto un importante concetto riguardante il valore limite della domanda nel caso di progettazione per capacità. Questa non può essere mai superiore al valore massimo corrispondente al comportamento non dissipativo. Ciò risolve importanti problemi interpretativi, come la progettazione a taglio di elementi molto corti ($V_d \rightarrow \infty$)</p>
7.2.3	<p>Per gli elementi secondari è stato aggiunto il controllo limite del 15% anche per la resistenza oltre che per la rigidità alle azioni orizzontali.</p> <p>Per gli elementi non strutturali non è definita la formula dell'accelerazione massima adimensionalizzata e del fattore q_a. Nell'attesa della pubblicazione della Circolare è possibile utilizzare la formula e le indicazioni dell'Eurocodice 8.</p>
7.2.4	<p>Per gli impianti, sono state aggiunte le indicazioni in merito alle diverse responsabilità tra progettista e installatore. Inoltre, sono state definite ulteriori specifiche sull'azione sismica degli impianti da applicare su tamponature e tramezzi.</p>
7.2.5	<p>Per il calcolo delle azioni in fondazione, è stato semplificato il criterio per stabilirne l'entità. Adesso è possibile utilizzare una tra le tre situazioni previste.</p> <p>Per le platee di fondazione è specificata l'armatura minima, che deve essere pari ad 0.1% dell'area della sezione trasversale.</p> <p>Per la progettazione dei pali è stato definito un passo massimo delle staffe pari a 8 volte il diametro longitudinale. Nelle zone dissipative invece il passo massimo delle staffe deve essere pari a 6 volte.</p> <p>Nelle zone di passaggio tra strati con rigidità molto diversa, l'infittimento deve essere mantenuto per una lunghezza pari a 5 volte il diametro del palo. Nelle zone dissipative dei pali non è possibile utilizzare staffe a spirale.</p> <p>Nella verifica a taglio dei pali, il coefficiente di sicurezza minimo è stato portato a 1.3. Inoltre è stata aggiunta la verifica delle tensioni medie sul calcestruzzo (per sforzo assiale), da fare nelle zone dissipative sia per SLV che per SLC ed SLD (valore limite 0.45 fcd). La verifica a pressoflessione invece dovrà avere coefficiente di sicurezza superiore a 1.5.</p> <p>Per le fondazioni su plinti, è stato aggiunto l'obbligo di collegamento tra plinti anche su suolo di tipo A. La verifica assiale dei collegamenti deve essere fatta utilizzando l'accelerazione sismica degli SLC.</p>

	7.2.6	<p>Nell'ambito dell'utilizzo delle rigidezze fessurate è stata meglio definita la dipendenza dai parametri che ne differenziano i valori. Nelle nuove NTC risulta chiara la distinzione tra i vari stati limite e la dipendenza della sollecitazione assiale delle combinazioni permanenti. Tutto ciò può essere considerato utilizzando le indicazioni delle norme FEMA-356, considerando che per SLD si dovrebbero utilizzare le rigidezze integre.</p> <p>Nel caso di modelli di calcolo con interazione terreno-struttura, si rende necessario un controllo avendo come riferimento un modello analogo incastrato alla base. Il controllo può essere effettuato in termini di risultante globale del taglio (pari ad almeno il 70%).</p> <p>L'eccentricità accidentale secondo le NTC 2017 va calcolata sulla dimensione media e non su quella massima dell'edificio.</p>
	7.3	<p>Come in altri punti delle stesse norme, viene specificato che anche per il comportamento non dissipativo si utilizza un fattore q maggiore all'unità (≤ 1.5). Dal punto di vista delle definizioni, il "fattore di struttura" diventa "fattore di comportamento" (dalla terminologia anglosassone "behaviour factor").</p>
	7.3.1	<p>Nella definizione del fattore q aggiunto il caso di "Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano". Nella tabella dei valori, sono stati aggiunti i fattori q0 per strutture composte acciaio-clc e per alcune tipologie di strutture in legno. Per le strutture in muratura, i fattori q0 oltre che aggiunti hanno subito anche delle modifiche nei valori. Per i ponti è stata aggiunta la tipologia "ponti ad arco".</p> <p>Nelle nuove NTC è stato aggiunto un controllo sul valore massimo del fattore q, il quale deve essere tale che lo spettro SLV sia superiore o uguale ad SLD in ogni punto.</p> <p>Per le strutture con comportamento non dissipativo è stato definito il fattore di struttura q_{nd} da utilizzare (compreso tra 1 e 1.5).</p> <p>Per gli effetti delle non linearità geometriche, è stato specificato meglio che per valori del coefficiente θ compresi tra 0.2 e 0.3 deve essere effettuata un'analisi non lineare.</p>
7.3.3	<p>Rispetto alle NTC 2008 viene specificato che per le analisi lineari si deve tenere conto dell'eccentricità accidentale. La mancanza della stessa indicazione per le analisi non lineari lascia intendere che per queste l'eccentricità non deve essere considerata.</p>	
7.3.3.1	<p>Per l'analisi dinamica modale la formula della combinazione dei modi (CQC) viene riportata nella forma più generica, cioè con smorzamenti diversi tra i vari modi.</p>	
7.3.3.2	<p>Il calcolo del periodo di vibrazione fondamentale (per analisi lineare statica) è stato modificato. Nella nuova versione, il periodo T_1 è funzione della rigidezza del modello, e dello spostamento orizzontale massimo calcolato con il peso sismico applicato in orizzontale. Ciò, rispetto all'NTC 2008, consente, più realisticamente, di differenziare il valore del periodo tra le due direzioni.</p>	
7.3.3.2	<p>Per l'analisi lineare statica, è stata eliminata la formula approssimata di amplificazione delle sollecitazioni relativa alla distribuzione della torsione accidentale.</p>	
7.3.3.3	<p>Per il calcolo degli spostamenti SLC è stata introdotta una semplificazione amplificando per 1.25 gli spostamenti dello SLV.</p>	
7.3.4	<p>Per l'analisi non lineari (sia dinamiche che statiche) è stato aggiunto un elenco di casi di applicazione dell'analisi. In aggiunta alle indicazioni delle norme precedenti, si segnalano la valutazione spostamenti e le verifiche di duttilità.</p>	
7.3.4.2	<p>Per l'analisi statica non lineare (Pushover) aggiunta la possibilità di utilizzare anche punti di controllo alternativi (ad es.</p>	

		estremità della pianta) nel caso in cui si abbia accoppiamento di traslazioni e rotazioni (non regolarità in pianta). Nell'ambito della definizione dei gruppi di distribuzioni principali , la modifica relativa alla spinta elaborata con l'85% dei modi consente di estendere l'applicabilità dell'analisi anche a strutture con $T1 < 75\%$. La modifica è stata fatta in base alle indicazioni dell'Eurocodice 8.
	7.3.5	Per tutte le analisi (pushover compresa) deve essere effettuata la risposta combinata per le diverse componenti dell'azione sismica. Per cui va elaborata la risposta secondo la formula Ex+0.3Ey+0.3Ez con rotazione di indici.
	7.3.6	Nelle NTC 2017, tra i vari cambi di terminologia, è presente anche la modifica della verifica a spostamenti relativi SLD. Nella nuova versione la verifica "in rigidezza" RIG equivale alle verifiche di interpiano SLD/SLO.
	7.3.6	In questo paragrafo, è presente una chiara tabella riassuntiva delle verifiche da eseguire in funzione della Classe d'Uso. Da segnalare che per classe d'uso III e IV, lo stato limite SLD va fatto solo in resistenza (RES) e non in termini di rigidezza/spostamenti (RIG).
	7.3.6.1	Nelle verifiche strutturali è stata aggiunta la verifica di duttilità DUT prescritta per SLC (con eccezioni riportate nei paragrafi successivi). In generale queste verifiche si ritengono soddisfatte rispettando i particolari costruttivi del capitolo 7. Inoltre per le strutture a comportamento non dissipativo , le verifiche DUT non sono richieste. Per le sezioni alla base deve essere effettuata la verifica DUT (con coeff. 1.2 per SLV) o in alternativa la disposizione di staffatura appositamente dimensionata (vedi 7.4.6.2.2 e 7.4.6.2.4).
		Per la verifica RIG (ex spostamenti SLD) è aggiunta la tipologia di tamponatura duttile, avente valore limite 0.0075 h. Per le costruzioni in muratura il valore limite è stato modificato in 0.002 h anziché 0.003 h. Inoltre, è stato aggiunto il valore limite relativo alla muratura confinata (0.0025 h). Nel caso che il valore di spostamento sia superiore a 0.005 h, le verifiche andranno estese anche ai tramezzi .
		Per le strutture non dissipative la progettazione è basata sulla capacità considerando che il comportamento si mantenga in campo elastico .
Strutture in calcestruzzo in zona sismica	7.4.1	Per le strutture non dissipative , ad esclusione della progettazione dei nodi, non si applicano le altre prescrizioni della progettazione in capacità (ad es. gerarchia delle resistenze) se si progetta in campo elastico.
		Per le costruzioni in calcestruzzo, è possibile utilizzare il modello con confinamento tenendo conto della perdita del copriferro alla deformazione $\epsilon_c \leq 0.35\%$.
		Rispetto alle precedenti norme, compare esplicita la possibilità di realizzare parti non dissipative .
		Sono state introdotte le strutture con tamponature collaboranti (anche se si rimanda a documenti di comprovata validità).
	7.4.2.1	Per le caratteristiche del materiale "conglomerato", è stata aggiunta la possibilità di utilizzare anche calcestruzzi leggeri .
	7.4.3.1	Tre le tipologie strutturali , aggiunta tipologia "strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano" (la modifica è solo formale).
		La definizione rigidezza flessionale di piano , utile nell'ambito delle strutture deformabili torsionalmente è stata meglio definita. Per queste strutture, viene specificato correttamente che la formula $(L^2+B^2)/12$ è valida solo per piante rettangolari. In alternativa andrà usata la formula per distribuzione di massa puntuale (vedi Eurocodice 8).
Per le strutture a pareti estese debolmente armate , viene specificato il requisito di struttura scatolare in sostituzione della		

	precedente metodologia basata sul periodo e i rapporti dimensionali delle pareti.
7.4.3.2	Per le strutture a pareti accoppiate è stato ridefinito il criterio di definizione. I controlli sono basati sul valore del momento alla base rapportati agli sforzi nelle pareti.
7.4.4.2.1	Nella progettazione delle armature dei pilastri , la sezione alla base viene progettata utilizzando il valore massimo del momento calcolato tra il resistente in testa (M_{rd}) e il sollecitante al piede (M_{sd}). Il taglio massimo calcolato con la progettazione in capacità, può essere posto pari al valore relativo all'uso del fattore di comportamento per strutture non dissipative q_{ND} . Inoltre, per valori inferiori delle resistenze, può essere calcolato in funzione di un fattore riduttivo associato ai momenti della gerarchia delle resistenze.
7.4.4.3.1	Per i nodi strutturali , la verifica di resistenza va eseguita anche per CD"B". Nelle precedenti norme, per classi di duttilità basse era presente invece la prescrizione relativa all'armatura minima da disporre (adesso non più presente).
7.4.4.5.1	Per le pareti si considera l'elevazione a partire dalla "struttura scatolare alla base". Inoltre sono stati specificati i criteri per le pareti composte ed è trattata, per tutti i tipi di pareti, anche la redistribuzione degli effetti dell'azione sismica. Per la progettazione a flessione è presente la traslazione dei momenti come descritto nell'Eurocodice 8.
7.4.4.5.2	Nelle verifiche di duttilità delle pareti la domanda viene calcolata utilizzando un fattore q ridotto in funzione del rapporto M_{ed}/M_{rd} . Tale verifica può essere condotta considerando il confinamento limitatamente alle zone di bordo.
7.4.5	Per le strutture prefabbricate è stata aggiunta la prescrizione all'uso di collegamenti ad attrito (salvo dispositivi espressamente progettati).
7.4.5.1	Anche per le sezioni alla base di pilastri prefabbricati incastrati è richiesta la verifica di duttilità.
7.4.5.2.1	Nel paragrafo viene specificato che le regole sui collegamenti delle strutture intelaiate prefabbricate si applicano se il comportamento è dissipativo. Ad esempio, i bicchieri dei plinti vanno progettati utilizzando il coefficiente γ_{rd} della tabella 7.2.1 (da usare in fase 7.2.5) Per le strutture a pilastri incastrati l'appoggio mobile è consentito solo su strutture monopiano. Per le strutture a pilastri isostatici , rispetto alle NTC 2008 è stato eliminato l'uso del taglio alla base con fattore $q=1$.
7.4.5.3	Nel caso di strutture multipiano con travi incernierate, il taglio di progetto va calcolato utilizzando le stesse regole usate per stabilire il taglio di calcolo delle pareti, in funzione del fattore di struttura, del momento resistente, del periodo di vibrazione fondamentale.
7.4.6.1.2	Per i pilastri delle strutture a comportamento dissipativo, la dimensioni minima in funzione di teta passa, rispetto alle NTC 2008, da 1/10 a 1/20 della distanza dal punto di nullo del momento.
7.4.6.1.4	Per le pareti dissipative la zona critica viene definita "zona inelastica dissipativa di base".
7.4.6.2	Nelle zone dissipative, è vietato l'uso di giunzioni della barre con saldatura e dispositivi meccanici.
7.4.6.2.2	Per i pilastri è stata aggiunta la relazione tra il diametro delle staffe e diametro armature longitudinali per CD"A". Inoltre, nelle zone dissipative il rapporto ω_{wd} di confinamento deve essere almeno 0.08 per CD"B" e 0.12 per CD"A". In alternativa alle verifiche di duttilità si dovrà rispettare un determinato valore di confinamento ([7.4.29] e [7.4.30]).

	7.4.6.2.3	Nella progettazione dei nodi è stata eliminata l'armatura minima da disporre. Inoltre, l'armatura da inserire è la maggiore di quella dei pilastri che hanno in comune il nodo in questione. Nel caso in cui i nodi non siano interamente confinati è possibile raddoppiare il passo rispetto a quello del §7.4.4.3.1 (con massimo 15 cm).
	7.4.6.2.4	Per le pareti dissipative , al di fuori dalle zone inelastiche, l' armatura minima dovrà essere pari allo 0.2% dell'area della sezione. Nel caso in cui la deformazione superi lo 0.2% l'armatura minima dovrà essere portata allo 0.5% dell'area. Per le zone di bordo delle pareti vanno seguite le prescrizioni dei pilastri. Inoltre, è possibile eseguire la verifica di duttilità semplificata per i bordi.
Strutture in acciaio in zona sismica	7.5.1	Nell'ambito delle strutture in acciaio , il fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assume la notazione simbolica γ_{0v} . Il coefficiente descritto assume valore numerico differente da quanto riportato nelle NTC 2008.
	7.5.2.1	Per le strutture in acciaio nella definizione di tipologia strutturale a mensola o a pendolo inverso , è stata aggiunta la descrizione con il criterio utile a stabilire il caso. In particolare, per le strutture ad un piano, se posseggono più di una colonna sono da considerare a telaio .
	7.5.3.1	Rispetto alle NTC 2008, i paragrafi inerenti alle verifiche degli elementi in acciaio sono stati riorganizzati.
	7.5.3.2	Anche per gli elementi in acciaio è stata aggiunta la verifica di duttilità. In maniera semplificata, si ritiene rispettata se si utilizzano le classi di sezione descritte nella tabella 7.5.I. In aggiunta a questo, per le zone dissipative è necessario rispettare il controllo per le colonne $N_{ed}/N_{pl,rd} \leq 0.3$.
	7.5.5	Anche per i controventi , le verifiche di duttilità si ritengono soddisfatte se vengono utilizzate le sezioni di classe 1 o 2.
		Per il rispetto della duttilità, i controventi con tubolari devono avere $d/t \leq 36$, dove d è il diametro e t è lo spessore. Se si utilizzano profili scatolari rettangolari va controllato che $l/t \leq 18$, dove l è la dimensione massima del profilo.
7.5.6	Nel caso di utilizzo di " link " sono state meglio specificate delle regole già riportate (senza approfondirle) nelle NTC 2008. Questi controlli sono relativi ai diversi valori del rapporto N_{ed}/N_{pl} . Nel caso in cui $N_{ed}/N_{pl} \geq 0.15$, per questi elementi sono stati aggiunti dei controlli sulla lunghezza . Inoltre, ulteriori regole di verifica sono state aggiunte sugli elementi di connessione e per le verifiche di duttilità.	
Strutture in acciaio-calcestruzzo in zona sismica	7.6.4.3	Anche per le strutture con sezioni composte acciaio-calcestruzzo , sono state aggiunte le regole di verifica della duttilità e le relative semplificazioni.
	7.6.6.5	Per queste strutture, sono state aggiunte indicazioni su come considerare o trascurare il carattere composto delle travi con soletta .
Strutture in legno in zona sismica	7.7.1	Per le strutture in legno , sono state aggiunte delle specifiche per le parti non dissipative , che indicano l'utilizzo del coefficiente amplificativo γ_{Rd} per queste parti.
	7.7.4	Nel caso di elementi in falso in legno, viene ulteriormente specificato che necessitano dell'analisi sismica in direzione verticale.
	7.7.6	Per le verifiche di duttilità degli elementi in legno basta rispettare le disposizioni costruttive . Nel caso la struttura sia dissipativa la resistenza del materiale va ridotta del 20%.

Strutture in legno in zona sismica	7.8.1.1	Per gli edifici in muratura , nelle verifiche sismiche è stato modificato il valore minimo del coefficiente parziale di sicurezza, adesso è possibile ridurlo sino al 20% dei valori riportati nel Capitolo 4. (con valore minimo pari a 2). Nello stesso paragrafo trova posto anche un cenno alla muratura confinata .
	7.8.1.2	Nel paragrafo sono elencati i requisiti delle caratteristiche del materiale per la muratura. Queste indicazioni non sono necessarie per $agS \leq 0.075g$. Tra queste, è stata aggiunta la prescrizione sulla resistenza media normalizzata ($\geq 6\text{Mpa}$). Tra le altre limitazioni, l'uso di giunti sottili è legato al valore del rapporto agS , all'altezza e al numero di piani. In merito ai giunti, è possibile anche l'utilizzo di giunti a secco ma, oltre alle limitazioni sulle dimensioni dell'edificio (altezza e piani), è consentito se $agS \leq 0.075g$. Il giunto a secco è consentito solo in presenza di blocchi per murature con determinate caratteristiche minime. Un altro nuovo approfondimento riguarda la tipologia di muratura in pietra non squadrata . Nelle nuove NTC il suo utilizzo è limitato alle costruzioni caratterizzate allo SLV da $agS \leq 0.075g$.
	7.8.1.3	Per il calcolo del fattore di struttura delle costruzioni in muratura sono stati modificati i valori del rapporto α_1/α_u .
	7.8.1.4	Nell'ambito relativo alle limitazioni geometriche delle pareti resistenti al sisma, è stata aggiunta in tabella la muratura confinata .
	7.8.1.5.2	In presenza di solai rigidi , è possibile utilizzare un ridistribuzione delle forze di taglio nei pannelli (ΔV). Questa possibilità, già presente nelle NTC 2008, non è utilizzabile se per il rapporto α_1/α_u è calcolato con analisi non lineare.
	7.8.1.6	Il valore del rapporto tra forza di risposta elastica e forza di snervamento del sistema equivalente è stato portato da 3 a 4 (q^*).
	7.8.1.9	Nel paragrafo viene riportato che per costruzioni semplici in muratura non è obbligatorio eseguire verifiche di sicurezza il limite se $agS \leq 0.35g$. Comunque vanno soddisfatte delle considerazioni integrative. Un'altra modifica riguarda la tabella dell'area resistente per costruzioni semplici : nelle NTC 2017 l'ultima colonna è 0.5g anziché 0.4725g.
	7.8.2.2.1	Per la capacità a pressoflessione dei maschi murari viene riportato lo spostamento ultimo all'SLC (pari all'1% dell'altezza del pannello) anziché SLV. Non è chiaro se in base a ciò andrà elaborata il solo SLC al posto dell'SLV, considerando che nella circolare 617/2009 le due verifiche vengono accomunate.
	7.8.2.2.2	Per la capacità a taglio dei maschi murari viene riportato lo spostamento ultimo all'SLC (pari all'0.5% dell'altezza del pannello) anziché SLV. Non è chiaro se in base a ciò andrà elaborata il solo SLC al posto dell'SLV, considerando che nella circolare 617/2009 le due verifiche vengono accomunate.
	7.8.3.2.1	Per gli elementi in muratura armata per la verifica a pressoflessione nel piano viene riportato come spostamento ultimo l'1.6% dell'altezza del pannello, senza specificare però lo stato limite al quale si riferisce.
	7.8.3.2.2	Per gli elementi in muratura armata per la verifica a taglio nel piano viene riportato come spostamento ultimo l'0.8% dell'altezza del pannello, senza specificare però lo stato limite al quale si riferisce.
	7.8.6.1	Per quanto riguarda le regole di dettaglio delle costruzioni in muratura ordinaria è stato aggiunto il valore minimo dell'arretramento dei cordoli rispetto al paramento della muratura. Per murature con spessore $t \leq 300\text{ mm}$ il valore massimo è $0.25 \cdot t$ (o 60 mm) oppure $0.2 \cdot t$ ($t > 300\text{ mm}$).

		All' incroci d'angolo tra due pareti , dovrà essere rispettata una zona di collegamento minima pari ad 1/3 dell'altezza del piano e comunque non inferiore ad 1 m.
	7.8.6.3	L'aggiunta di regolamentazione del sistema costruttivo " muratura confinata " ha richiesto l'aggiunta dei particolari costruttivi per questa tipologia.
Isolatori sismici	7.10.2	Per gli edifici con isolatori sismici , per sovrastruttura e sottostruttura, possono essere utilizzati i particolari costruttivi delle zone con $a_g \leq 0.075g$, in quanto si dovrebbero mantenere in campo elastico.
	7.10.4.2	Per i ponti è possibile trascurare l' eccentricità accidentale applicate al piano di isolamento sismico.
	7.10.5.1	Rispetto alle NTC 2008 è stata ampliata a tutte le classe d'uso la possibilità di utilizzare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento.
	7.10.5.2	Per le strutture con isolamento sismico è stata aggiunta la possibilità di considerare l' interazione terreno-struttura .
	7.10.6.2	Per le strutture con isolamento sismico esposte al vento è stata aggiunta la verifica agli SLU con le relative combinazioni.
	7.10.6.2.1	Per i ponti è stata aggiunta l'indicazione dell'utilizzo del fattore q pari ad 1 , rispetto agli edifici per i quale è posto pari a 1.5.
Progettazione sismica per opere geotecniche	7.11.4	Rispetto alle NTC 2008, sono state aggiunte indicazioni di calcolo relative ai fronti di scavo e rilevati .
	7.11.5.3.1	Per le fondazioni superficiali se si considerano gli effetti inerziali , il coefficiente γ_R sarà pari a 1.8 anziché a 2.3.
		Una delle modifiche più rilevanti dell'approccio alla Geotecnica è la sostituzione della verifica SLD in termini di spostamenti permanenti indotti con la verifica del carico limite utilizzando le pressioni calcolate con le combinazioni SLD.
	7.11.5.3.2	Anche per i pali la verifica SLD va fatta in termini di carico limite anziché come spostamenti permanenti indotti.
	7.11.6.2.1	Per quanto riguarda i muri di sostegno , il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito β_m è pari a 0.38 per SLV e 0.47 per SLD.
	7.11.6.2.1	Il coefficiente β_m per i muri può essere incrementato, nel caso di muri di sostegno liberi di traslare o di ruotare intorno al piede.
7.11.6.2.2	Per la verifica a ribaltamento dei muri , il coefficiente β_m deve essere incrementato del 50% (con valore massimo pari ad 1), utilizzando i coefficienti parziali γ pari a 1.0. Per i muri di sostegno , i coefficienti γ_R per gli SLV sono differenziati per le apposite verifiche .	
Edifici esistenti	8.3	Considerando le indicazioni contenute nella Circ. 617/2009, è stata riportata la definizione completa di " valutazione della sicurezza ". Inoltre, sono stati aggiunti i requisiti richiesti alla "valutazione della sicurezza".
		Nell'elenco dei casi in cui è necessario effettuare la valutazione della sicurezza è stato aggiunto il caso di assenza o difformità di titolo abitativo. Ciò, comunque, viene attualmente regolarmente richiesto dagli Uffici Tecnici competenti.
		In merito agli edifici esistenti , la novità più rilevante consiste nelle indicazioni per la valutazione della sicurezza delle opere di fondazione . In generale, queste non dovrebbero essere oggetto di verifica, se non in determinati casi in cui risultano situazioni che ne pregiudicano il comportamento sotto azione sismica (dissesti, ribaltamento, liquefazione).
		Inoltre, per le fondazioni , è stata aggiunta una specifica indicazione sui casi in cui eseguire le indagini geologiche/geotecniche .
		Per le costruzioni esistenti viene specificato che le verifiche per gli stati limite sismici elastici (SLD ed SLO) vanno elaborati solo per edificio in classe d'uso IV .

		Oltre all'indicatore di rischio dell'accelerazione sismica (indicato nella norma con ζ_E), va elaborato anche il rapporto tra i sovraccarichi variabili che la struttura può sopportare e i carichi d'esercizio indicati dalla norma per le nuove costruzioni ($\zeta_{v,i}$). Nel caso in cui questo l'indicatore dei carichi variabili presenti valori deficitari, è previsto l' obbligo di intervento e/o restrizioni dell'uso di tutto o parte della costruzione.
		Nel caso in cui sia necessario l'inserimento di nuovi elementi di fondazione , questi vanno progettati con gli stessi criteri definite per le strutture di nuova realizzazione (cap. 6 e 7).
8.4.1		Rispetto alle precedenti norme è stata approfondita ed integrata la descrizione di tipi e finalità degli interventi locali .
8.4.2		Per gli interventi di miglioramento è stato fissato il valore minimo per l'indicatore di rischio da raggiungere. Per classe d'uso IV e per l'uso scolastico della classe III, il valore minimo di ζ_E è 0.60 , mentre per le rimanenti costruzioni dovrà essere almeno 0.10 .
8.4.3		Nell'ambito degli interventi di adeguamento è stato specificato il criterio sull'incremento di carichi sulle fondazioni . Il controllo sull'incremento del 10% dovrà essere controllato sulla combinazione caratteristica ($G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots$).
		Inoltre, viene specificato il caso in cui viene realizzata l' aggiunta di elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali.
		Nelle NTC 2017 viene concesso che, per interventi di adeguamento con la sola variazione di classe e/o destinazione , l'indicatore rischio ζ_E sia maggiore o uguale a 0.80 .
8.5.4		Rispetto alle NTC 2008, sono introdotti i tre livelli di conoscenza (LC1, LC2, LC3) ripresi dalla Circolare 617/2009.
8.7.2		Le modifiche di questo paragrafo sono relative a due ovvietà: 1- per i materiali nuovi si applicano i valori di calcolo delle nuove costruzioni in caso di demolizione di parti di aggregati edilizi va controllato l'assenza di interazioni con altri corpi adiacenti.
8.7.5		2- L'ultimo paragrafo relativo agli edifici esistenti riguarda i contenuti progettuali nel caso di interventi di miglioramento o adeguamento.
9.2		Per il collaudo statico , sono state aggiunte indicazioni per i dispositivi antisismici .