

CAPITOLO 5 – PONTI

5.1.2.3 Compatibilità idraulica

5.1.3. AZIONI SUI PONTI STRADALI

5.1.3.3.4 Categorie Stradali

Sulla base dei carichi mobili ammessi al transito, i ponti stradali si suddividono nelle due seguenti categorie:

- ponti per il transito dei carichi mobili sopra indicati con il loro intero valore;
- ponti per il transito dei soli carichi associati allo Schema 5 (ponti pedonali).

L'accesso ai ponti pedonali di carichi diversi da quelli di progetto deve essere materialmente impedito.

Se necessario, il progetto potrà specificatamente considerare uno o più veicoli speciali rappresentativi, per geometria e carichi-asse, dei veicoli eccezionali previsti sul ponte. Detti veicoli speciali e le relative regole di combinazione possono essere appositamente specificati caso per caso o dedotti da normative di comprovata validità.

5.2. PONTI FERROVIARI

CAPITOLO 6 – GEOTECNICA

6.2.2. INDAGINI, CARATTERIZZAZIONE E MODELLAZIONE GEOTECNICA

6.4.2. FONDAZIONI SUPERFICIALI

6.4.2.1. VERIFICHE AGLI STATI LIMITE ULTIMI (SLU)

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata, analogamente a quanto previsto nel § 6.8, secondo la Combinazione 2 (A2+M2+R2) dell'Approccio 1, tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tab. 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate applicando la combinazione (A1+M1+R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I.

Nelle verifiche nei confronti di SLU di tipo strutturale (STR), il coefficiente γ_R non deve essere portato in conto.

NTC 2014

La verifica di stabilità globale deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I, seguendo almeno uno dei due approcci:

Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3).

NTC 2008

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

MADE expo
Milano Architettura Design Edilizia
18_21 | 03 | 2015
Fiera Milano Rho

ISI
Ingegneria Sismica Italiana

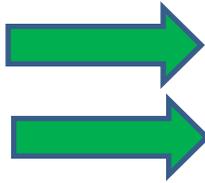
CAPITOLO 6 – GEOTECNICA

STABILITA' DEI PENDII	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA1		
	A1+M1+R1	A2+M2+R2	
FONDAZIONI SUPERFICIALI	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE	
	DA1	DA2	
	A2+M2+R2	A1+M1+R3	
FONDAZIONI SU PALI	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE (azioni verticali e trasversali)	
	DA1	DA2	
	A2+M2+R2	A1+M1+R3	
MURI DI SOSTEGNO	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE (azioni verticali e trasversali)	
	DA1	DA2	
	A2+M2+R2	A1+M1+R3	
PARATIE	STABILITA' GLOBALE	ALTRE VERIFICHE	
	DA1	DA1	
	A1+M1+R1	A1+M1+R1	A1+M1+R1 (R1=1.0)
TIRANTI DI ANCORAGGIO	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA2		
	A1+M1+R3		
OPERE IN SOTTERRANEO	TUTTE LE VERIFICHE		
	DA1		
	A1+M1+R1	A2+M2+R2	(R1=R2=1.0)

Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi,
esclusi EQU, UPL e HYD

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

CAPITOLO 6 – GEOTECNICA



6.3.	STABILITÀ DEI PENDII NATURALI
6.5.	OPERE DI SOSTEGNO
<u>6.5.2.2</u>	<u>MODELLO GEOMETRICO DI RIFERIMENTO</u>
6.6.	TIRANTI DI ANCORAGGIO
<u>6.6.1.</u>	<u>CRITERI DI PROGETTO</u>
6.7.	OPERE IN SOTTERRANEO
<u>6.7.5.</u>	<u>ANALISI PROGETTUALI E VERIFICHE DI SICUREZZA</u>

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso
verso la delegiferazione della norma tecnica.

SISMICA – CAPITOLI 3 e 7

3.2.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

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

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

SISMICA – CAPITOLI 3 e 7

3.2.3. VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

3.2.3.1 DESCRIZIONE DEL MOTO SISMICO IN SUPERFICIE E SUL PIANO DI FONDAZIONE

Ai fini delle presenti norme l'azione sismica è caratterizzata da 3 componenti traslazionali, due orizzontali contrassegnate da X ed Y ed una verticale contrassegnata da Z, da considerare tra di loro indipendenti. Salvo quanto specificato nel § 7.11 per le opere e i sistemi geotecnici, la componente verticale verrà considerata ove espressamente specificato (Capitolo 7) e purché il sito nel quale sorge la costruzione sia caratterizzato da un'accelerazione al suolo, così come definita nel seguente §3.2.3.2, pari ad $a_g \geq 0,15g$.

SISMICA – CAPITOLI 3 e 7

3.2.3.4 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER LO STATO LIMITE DI OPERATIVITÀ (SLO)

Per lo stato limite di operatività lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali che per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente, riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1).

3.2.3.5 SPETTRI DI RISPOSTA DI PROGETTO PER GLI STATI LIMITE DI DANNO (SLD), DI SALVAGUARDIA DELLA VITA (SLV) E DI PREVENZIONE DEL COLLASSO (SLC)

Qualora le verifiche agli stati limite di danno, di salvaguardia della vita e di prevenzione al collasso non vengano effettuate tramite l'uso di opportune storie temporali del moto del terreno ed analisi non lineari dinamiche al passo, ai fini del progetto o della verifica delle costruzioni le capacità dissipative delle strutture possono essere considerate attraverso una riduzione delle forze elastiche, che tenga conto in modo semplificato della capacità dissipativa anelastica della struttura, della sua sovraresistenza, dell'incremento del suo periodo proprio di vibrazione a seguito delle plasticizzazioni. In tal caso, lo spettro di risposta di progetto $S_d(T)$ da utilizzare, sia per le componenti orizzontali, sia per la componente verticale, è lo spettro di risposta elastico corrispondente riferito alla probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{V_R} considerata (v. §§ 2.4 e 3.2.1). Per valutare la domanda verrà utilizzato tale spettro, nel caso di analisi non lineare statica ponendo $\eta = 1$, nel caso di analisi lineare, statica o dinamica con le ordinate ridotte sostituendo nelle formule [3.2.2] (per le componenti orizzontali) e nelle formule [3.2.8] (per le componenti verticali) η con $1/q$, dove q è il fattore di comportamento definito nel Capitolo 7.

Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

CAPITOLO 7 – PROGETTAZIONE PER AZIONI SISMICHE

Il presente capitolo disciplina la progettazione e la costruzione delle nuove opere soggette anche all'azione sismica. Le sue indicazioni sono da considerarsi aggiuntive e non sostitutive di quelle riportate nei Capitoli 4, 5 e 6; si deve inoltre far sempre riferimento a quanto indicato nel Capitolo 2, per la valutazione della sicurezza, e nel Capitolo 3, per la valutazione dell'azione sismica.

Le costruzioni caratterizzate, nei confronti dello *SLV*, da $a_g S \leq 0,075g$ possono essere progettate e verificate come segue:

- si considera la combinazione di azioni definita nel § 3.2.4, applicando, in due direzioni ortogonali, il sistema di forze orizzontali definito dall'espressione [7.3.7] assumendo $F_h = 0,10 W \lambda$ per tutte le tipologie strutturali, essendo λ definito al §7.3.32;
- si richiede la sola verifica nei confronti dello *SLV*;
- si utilizza in generale una "progettazione per comportamento strutturale non dissipativo", quale definita nel § 7.2.2; qualora si scelga una "progettazione per comportamento strutturale dissipativo", quale definita nel § 7.2.2, si possono impiegare, in classe di duttilità CD"B", valori unitari per i coefficienti γ_{Rd} di cui alla Tab. 7.2.I;
- ad eccezione del caso di edifici fino a due piani, considerati al di sopra della fondazione o della struttura scatolare rigida di cui al § 7.2.1, gli orizzontamenti devono rispettare i requisiti di rigidezza e resistenza di cui al § 7.2.2.

7.2.2 – CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

COMPORAMENTO STRUTTURALE

Le costruzioni soggette all'azione sismica, non dotate di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi, devono essere progettate in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

a) comportamento strutturale non dissipativo,

oppure

b) comportamento strutturale dissipativo.

Per comportamento strutturale non dissipativo, nella valutazione della domanda tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico (v. § 7.2.6)

Per comportamento strutturale dissipativo, nella valutazione della domanda un numero elevato di membrature e/o collegamenti evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo elastico o sostanzialmente elastico; la domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce e della tipologia strutturale, tenendo conto della capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale. Se la capacità dissipativa è presa in conto implicitamente attraverso il fattore di comportamento q (v. § 7.3), si adotta un modello elastico; se la capacità dissipativa è presa in conto esplicitamente, si adotta un'adeguata legge costitutiva (v. § 7.2.6).

CLASSI DI DUTTILITÀ

Una costruzione a comportamento strutturale dissipativo deve essere progettata per conseguire una delle due Classi di Duttività (CD):

- Classe di Duttività Alta (CD "A"), a elevata capacità dissipativa, oppure;
- Classe di Duttività Media (CD "B"), a media capacità dissipativa.

La differenza tra le due classi risiede nell'entità delle plasticizzazioni previste, in fase di progettazione, sia a livello locale sia a livello globale.

7.2.2 – CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE DEI SISTEMI STRUTTURALI

PROGETTAZIONE IN CAPACITÀ E FATTORI DI SOVRARESISTENZA

Sia per la CD" A" sia per la CD" B", s'impiegano i procedimenti tipici della progettazione in capacità. Nelle sole costruzioni di muratura, essi s'impiegano dove esplicitamente specificato.

Questa progettazione ha lo scopo di assicurare alla struttura dissipativa un comportamento duttile ed opera come segue:

- distingue gli elementi e i meccanismi, sia locali sia globali, in duttili e fragili;
- mira ad evitare le rotture fragili locali e l'attivazione di meccanismi globali fragili o instabili;
- mira a localizzare le dissipazioni di energia per isteresi in zone degli elementi duttili a tal fine individuate e progettate, dette "dissipative" o "dutili", coerenti con lo schema strutturale adottato.

Tali fini possono ritenersi conseguiti progettando la capacità in resistenza allo SLV degli elementi/meccanismi fragili, locali e globali, in modo che sia maggiore di quella degli elementi/meccanismi duttili ad essi alternativi. Per assicurare il rispetto di tale disequaglianza, a livello sia locale sia globale, l'effettiva capacità in resistenza degli elementi/meccanismi duttili è incrementata mediante un opportuno coefficiente γ_{Rd} , detto "fattore di sovrarresistenza"; a partire da tale capacità maggiorata si dimensiona la capacità degli elementi/meccanismi fragili indesiderati, alternativi ai duttili.

Per ogni tipologia strutturale:

- occorre assicurare, anche solo su base deduttiva a partire dai fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale, un adeguato fattore di sovrarresistenza γ_{Rd} dei meccanismi globali fragili. Ove non esplicitamente specificato nella presente norma, tale fattore deve essere almeno pari a 1,25;
- i fattori di sovrarresistenza γ_{Rd} da utilizzare nella progettazione in capacità a livello locale per i diversi elementi strutturali e le singole verifiche, sono riassunti nella tabella seguente:

7.2.2 – FATTORI DI SOVRARESISTENZA γ_{Rd}

Tab. 7.2.1 - Fattori di sovrarresistenza γ_{Ra} (fra parentesi quadre è indicato il numero dell'equazione corrispondente)

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

In nessun caso la domanda di resistenza valutata con i criteri della progettazione in capacità può superare la domanda di resistenza valutata per il caso di comportamento strutturale non dissipativo.

7.2.3 – ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI

7.2.3. CRITERI DI PROGETTAZIONE DI ELEMENTI STRUTTURALI SECONDARI ED ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

ELEMENTI SECONDARI

Alcuni elementi strutturali possono essere considerati “secondari”; nell’analisi della risposta sismica, la rigidità e la resistenza alle azioni orizzontali di tali elementi possono essere trascurate. Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Gli elementi secondari e i loro collegamenti devono quindi essere progettati e dotati di dettagli costruttivi per sostenere i carichi gravitazionali, quando soggetti a spostamenti causati dalla più sfavorevole delle condizioni sismiche di progetto allo SLC, valutati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3, oppure, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4.

In nessun caso la scelta degli elementi da considerare secondari può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare” come definite al § 7.2.1, né il contributo totale alla rigidità ed alla resistenza sotto azioni orizzontali degli elementi secondari può superare il 15% dell’analogo contributo degli elementi primari.

ELEMENTI NON STRUTTURALI ED IMPIANTI

ELEMENTI COSTRUTTIVI NON STRUTTURALI

Per elementi costruttivi non strutturali s'intendono quelli con rigidezza, resistenza e massa tali da influenzare in maniera significativa la risposta strutturale e quelli che, pur non influenzando la risposta strutturale, sono ugualmente significativi ai fini della sicurezza e/o dell'incolumità delle persone.

La capacità degli elementi non strutturali, compresi gli eventuali elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). Quando l'elemento non strutturale è costruito in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda e progettarne la capacità in accordo a formulazioni di comprovata validità ed è compito del direttore dei lavori verificarne la corretta esecuzione; quando invece l'elemento non strutturale è assemblato in cantiere, è compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire elementi e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

7.2.4. CRITERI DI PROGETTAZIONE DEGLI IMPIANTI

Il presente paragrafo fornisce indicazioni utili per la progettazione e l'installazione antisismica degli impianti, intesi come insieme di: impianto vero e proprio, dispositivi di alimentazione dell'impianto, collegamenti tra gli impianti e la struttura principale. A meno di contrarie indicazioni della legislazione nazionale di riferimento, della progettazione antisismica degli impianti è responsabile il produttore, della progettazione antisismica degli elementi di alimentazione e collegamento è responsabile l'installatore, della progettazione antisismica degli orizzontamenti, delle tamponature e dei tramezzi a cui si ancorano gli impianti è responsabile il progettista strutturale.

La capacità dei diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, deve essere maggiore della domanda sismica corrispondente a ciascuno degli stati limite da considerare (v. § 7.3.6). È compito del progettista della struttura individuare la domanda, mentre è compito del fornitore e/o dell'installatore fornire impianti e sistemi di collegamento di capacità adeguata.

7.2.3 – ELEMENTI NON STRUTTURALI

Nella definizione del modello, gli elementi non strutturali (quali tamponature e tramezzi) possono essere rappresentati unicamente in termini di massa; il loro contributo al comportamento del sistema strutturale in termini di rigidità e resistenza sarà considerato solo qualora abbia effetti negativi ai fini della sicurezza.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

dove

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

S_a è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame (v. § 3.2.1);

W_a è il peso dell'elemento;

q_a è il fattore di comportamento dell'elemento.

In assenza di specifiche determinazioni, per S_a e q_a può farsi utile riferimento a documenti di comprovata validità.

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \cdot (1 + Z/H)}{1 + (1 - T_s / T_i)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2)$$

Tabella 7.2.1 – Valori di q_a per elementi non strutturale

Elemento non strutturale	q_a
Parapetti o decorazioni aggettanti	1,0
Insegne e pannelli pubblicitari	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole senza controventi per più di metà della loro altezza	
Pareti interne ed esterne	2,0
Tramezzature e Escioste	
Ciminiere, antenne e serbatoi su supporti funzionanti come mensole non controventate per meno di metà della loro altezza o connesse alla struttura in corrispondenza o al di sopra del loro centro di massa	
Elementi di ancoraggio per armadi e librerie permanenti direttamente poggiati sul pavimento	
Elementi di ancoraggio per controsoffitti e corpi illuminanti	

NTC 2008

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

MADEexpo
Milano Architettura Design Edilizia
18_21 | 03 | 2015
Fiera Milano Rho

ISI
Ingegneria Sismica Italiana

7.2.5 – REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

FONDAZIONI SUPERFICIALI

Le strutture delle fondazioni superficiali devono essere progettate per le azioni definite al precedente capoverso, assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

Le platee di fondazione in calcestruzzo armato devono avere armature longitudinali, secondo due direzioni ortogonali e per l'intera estensione, in percentuale non inferiore allo 0,1% dell'area della sezione trasversale della platea, sia inferiormente sia superiormente.

Le travi di fondazione in calcestruzzo armato devono avere, per l'intera lunghezza, armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0,2% dell'area della sezione trasversale della trave, sia inferiormente sia superiormente.

FONDAZIONI SU PALI

I pali in calcestruzzo devono essere armati, per tutta la lunghezza, con una armatura longitudinale in percentuale non inferiore allo 0,3% dell'area della sezione trasversale del palo e un'armatura trasversale costituita da staffe o da spirali di diametro non inferiore a 8 mm, passo non superiore a 8 volte il diametro delle barre longitudinali.

Qualora non fosse possibile escludere il raggiungimento della capacità dei pali, devono essere soddisfatte le seguenti condizioni:

- se la capacità è raggiunta in prossimità della testa del palo, deve considerarsi una zona dissipativa estesa fino a una profondità pari ad almeno dieci diametri; se la capacità è raggiunta in profondità, per esempio in corrispondenza di contatti tra strati di terreno di rigidezza molto diversa (§7.11.5.3.2), deve considerarsi una zona dissipativa a cavallo dei contatti avente estensione pari ad almeno cinque diametri;
- nelle zone dissipative le sezioni devono essere progettate per esibire un comportamento duttile per effetto delle azioni di calcolo;

In tali zone dissipative l'armatura longitudinale deve avere area non inferiore all'1% dell'area della sezione trasversale del palo, mentre l'armatura trasversale deve essere costituita da staffe singole di passo non superiore a 6 volte il diametro delle barre longitudinali.

omissis

7.2.5 – REQUISITI STRUTTURALI DEGLI ELEMENTI DI FONDAZIONE

COLLEGAMENTI ORIZZONTALI TRA FONDAZIONI

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del terreno sul piano di fondazione, calcolati come specificato nel § 3.2.4.2 e applicati alla fondazione, e dei possibili effetti da essi indotti nella struttura sovrastante.

Tali spostamenti relativi possono essere trascurati se le strutture di fondazione sono collegate tra loro da un reticolo di travi, o da una piastra dimensionata in modo adeguato, in grado di assorbire le forze assiali conseguenti. In assenza di valutazioni più accurate, si possono prudenzialmente assumere le seguenti azioni assiali:

$\pm 0,2 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo A

$\pm 0,3 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo B

$\pm 0,4 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo C

$\pm 0,6 N_{sd} a_{max} / g$ per il profilo stratigrafico di tipo D

dove N_{sd} è il valore medio delle forze verticali agenti sugli elementi collegati, e a_{max} è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito.

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale l'accelerazione massima attesa al sito può essere valutata con la relazione: $a_{max} = a_g S$ in cui S è il coefficiente che comprende l'effetto dell'amplificazione stratigrafica (S_S) e dell'amplificazione topografica (S_T), di cui al § 3.2.3.2, e a_g è l'accelerazione orizzontale massima per lo *SLC* su sito di riferimento rigido.

Ai fini dell'applicazione delle precedenti relazioni, il profilo stratigrafico di tipo E è assimilato a quello di tipo C se i terreni posti sul substrato di riferimento sono mediamente addensati (terreni a grana grossa) o mediamente consistenti (terreni a grana fina) e a quello di tipo D se i terreni posti su substrato di riferimento sono scarsamente addensati (terreni a grana grossa) o scarsamente consistenti (terreni a grana fine).

Travi o piastre di piano e travi porta pannello possono essere assimilate a elementi di collegamento solo se realizzate ad una distanza $\leq 1,00$ m dall'estradosso delle fondazioni dirette o del plinto di collegamento dei pali.

7.2.5 – CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

7.2.6. CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA E DELL'AZIONE SISMICA

MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

omissis

Nel rappresentare la rigidità degli elementi strutturali si deve tener conto della fessurazione. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidità flessionale e a taglio di elementi in muratura, calcestruzzo armato, acciaio-calcestruzzo, può essere ridotta sino al 50% della rigidità dei corrispondenti elementi non fessurati, tenendo debitamente conto dello stato limite considerato e dell'influenza della sollecitazione assiale permanente.

Nel valutare la domanda, nel rispetto dei criteri di modellazione riportati al § 7.2.6, si possono adottare i valori riportati nella tabella seguente:

Tab. 7.2.III -

Tipo di elemento	Stati Limite Ultimi	Stati Limite di Esercizio		
		q = 1,25	q = 3	q = 6
Travi				
Rettangolari	0,40 I _g	I _g	0,70 I _g	0,40 I _g
Travi a T e a L	0,35 I _g	I _g	0,60 I _g	0,35 I _g
Pilastri				
N _{td} /A _g f _{ot} > 0,5	0,80 I _g	I _g	1,00 I _g	1,00 I _g
N _{td} /A _g f _{ot} ≤ 0,5	0,40 I _g	I _g	0,70 I _g	0,45 I _g
Pareti				
N _{td} /A _g f _{ot} > 0,2	0,45 I _g	I _g	0,70 I _g	0,45 I _g
N _{td} /A _g f _{ot} ≤ 0,2	0,30 I _g	I _g	0,50 I _g	0,30 I _g
Non fessurate	0,80 I _g	I _g	0,90 I _g	0,80 I _g
Travi di accoppiamento con armatura diagonale				
Flessione	0,60 I _g	I _g	0,75 I _g	
Rigidità a taglio	A _{taglio}	1,5 A _{taglio,SLU}	1,25 A _{taglio,SLU}	

NTC 2012

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

7.2.5 – CRITERI DI MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

MODELLAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

Le azioni conseguenti al moto sismico possono essere modellate sia attraverso forze statiche equivalenti o spettri di risposta, sia attraverso storie temporali del moto del terreno, opportunamente selezionate.

La domanda sismica può essere valutata considerando gli effetti di interazione terreno-struttura di tipo sia inerziale sia cinematico, nonché definendo l'input sismico di progetto tramite analisi di risposta sismica locale. Per le relative procedure dovranno essere utilizzati metodi e modelli di comprovata validità.

Non è ammesso l'uso di storie temporali del moto del suolo artificiali o con componenti artificiali per le analisi di risposta sismica locale e per analisi di interazione terreno struttura che prevedano legami costitutivi isteretici per la modellazione del sottosuolo, coerentemente con le indicazioni del § 3.2.3.6.

In quanto alla domanda sismica ed alla risposta strutturale valgono le seguenti limitazioni:

- a) I valori dello spettro di risposta elastico in accelerazione delle componenti dell'azione sismica di progetto, valutato assumendo il 5 % di smorzamento ed ottenuto tramite analisi di risposta sismica locale e/o di interazione terreno struttura, devono essere almeno pari al 70 % di quelli del corrispondente spettro di risposta elastico in accelerazione per sottosuolo di tipo A, come definito al § 3.2.3.2.
- b) Ove si effettuino analisi di interazione terreno struttura, la risultante globale di taglio e sforzo normale trasmessa all'estradosso della fondazione della costruzione deve essere almeno pari al 70 % di quella ottenuta da identico modello strutturale con vincoli fissi all'estradosso della fondazione e con input sismico corrispondente allo spettro di risposta per sottosuolo tipo A, come definito al § 3.2.3.2.

E' possibile considerare la deformabilità del complesso fondazione-terreno e la sua capacità dissipativa, utilizzando ad esempio vincoli viscoelastici caratterizzati da un'opportuna impedenza dinamica. In tal caso, è necessario tener conto della dipendenza delle caratteristiche di rigidezza e smorzamento dal livello deformativo nel terreno.

7.3 – METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

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

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

7.3.1 – ANALISI LINEARE

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

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

7.3.1 – ANALISI LINEARE FATTORI DI STRUTTURA

Costruzioni di legno (§ 7.7.3)		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati	3,0	2,0
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di parete incollati a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti Strutture cosiddette miste, ovvero con intelaiatura (sismo-resistente) in legno e tamponature non portanti	2,5	
Strutture isostatiche in genere, compresi portali isostatici con mezzi di unione a gambo cilindrico, e altre tipologie strutturali	1,5	

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

7.3.1 – ANALISI LINEARE FATTORI DI STRUTTURA

Costruzioni di muratura (§ 7.8.1.3)	
Costruzioni di muratura ordinaria	1,75 α_U/α_1
Costruzioni di muratura armata	2,5 α_U/α_1
Costruzioni di muratura armata con progettazione in capacità	3,0 α_U/α_1
Costruzioni di muratura confinata	2,0 α_U/α_1
Costruzioni di muratura confinata con progettazione in capacità	3,0 α_U/α_1

Ponti (§ 7.9.2.1)		
Pile in calcestruzzo armato		
Pile verticali inflesse	3,5 λ	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,1 λ	1,2
Pile in acciaio:		
Pile verticali inflesse	3,5	1,5
Elementi di sostegno inclinati inflessi	2,0	1,2
Pile con controventi concentrici	2,5	1,5
Pile con controventi eccentrici	3,5	-
Spalle		
In genere	1,5	1,5
Se si muovono col terreno	1,0	1,0

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

7.3.1 – ANALISI LINEARE FATTORI DI STRUTTURA

- a) Qualora la domanda in resistenza allo *SLV* risulti inferiore a quella allo *SLD*, si può scegliere di progettare la capacità in resistenza sulla base della domanda allo *SLD* invece che allo *SLV*. In tal caso il fattore di comportamento allo *SLV* deve essere scelto in modo che le ordinate dello spettro di progetto per lo *SLV* siano non inferiori a quelle dello spettro di progetto per lo *SLD*.
- b) Il valore di q utilizzato per la componente verticale dell'azione sismica allo *SLV*, a meno di adeguate analisi giustificative, è $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale, tranne che per i ponti per i quali è $q = 1$.
- c) Per le strutture a comportamento strutturale non dissipativo si adotta un fattore di comportamento q_{ND} , ridotto rispetto al valore minimo relativo alla *CD" B"* (Tab. 7.3.II) secondo l'espressione:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD" B"} \leq 1,5 \quad [7.3.2]$$

7.3.3.2 – ANALISI LINEARE STATICA

7.3.3.2 ANALISI LINEARE STATICA

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

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

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad [7.3.6c]$$

dove d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] applicata nella direzione orizzontale.

NTC 2008

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

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (7.3.5)$$

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

7.3.3.2 – ANALISI LINEARE STATICA

NTC 2008

Per gli edifici, se le rigidità laterali e le masse sono distribuite simmetricamente in pianta, gli effetti torsionali accidentalmente di cui al § 7.2.6 possono essere considerati amplificando le sollecitazioni su ogni elemento resistente, calcolate con la distribuzione fornita dalla formula (7.3.6), attraverso il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e} \quad (7.3.7)$$

dove:

x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico di piano, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata;

L_e è la distanza tra i due elementi resistenti più lontani, misurata allo stesso modo.

7.3.3.2 – ANALISI LINEARE STATICA

7.3.3.1 ANALISI LINEARE DINAMICA

NTC 2012

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione (analisi modale);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati;
- nella combinazione di questi effetti.

Devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. È opportuno a tal riguardo considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5% e comunque un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore al 90%. Se i requisiti detti non possono essere soddisfatti (per esempio in edifici caratterizzati da un comportamento significativamente influenzato da modi torsionali), si raccomanda che il numero minimo k di modi da prendere in considerazione soddisfi entrambe le seguenti condizioni:

$$k \geq 3\sqrt{n} \quad \text{e} \quad T_k \leq 0.2s \quad [7.3.3]$$

dove:

- k è il numero di modi considerati;
- n è il numero di piani sopra la fondazione o sopra la sommità di un basamento rigido;
- T_k è il periodo di vibrazione del k -esimo modo.

7.3.4.2 – ANALISI NON LINEARE STATICA

7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L'analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell'azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d'inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_B . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_C di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione (sono esclusi eventuali torrioni). Vanno considerati anche punti di controllo alternativi, come le estremità della pianta dell'ultimo livello, quando sia significativo l'accoppiamento di traslazioni e rotazioni.

Il diagramma F_B-d_C rappresenta la curva di capacità della struttura.

Si devono considerare almeno due distribuzioni di forze d'inerzia, ricadenti l'una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) e l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2) appresso illustrate.

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:
 - distribuzione proporzionale alle forze statiche di cui al § 7.3.3.2, utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2,
 - distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;
- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a $1,3 T_C$.

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

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

7.3.4.2 – COMPONENTI DELL’AZIONE SISMICA

7.3.5. RISPOSTA ALLE DIVERSE COMPONENTI DELL’AZIONE SISMICA ED ALLA VARIABILITÀ SPAZIALE DEL MOTO

ANALISI DINAMICA O STATICA, LINEARE O NON LINEARE

La risposta è calcolata unitariamente per le tre componenti, applicando l’espressione:

$$1,00 \cdot E_x + 0,30 \cdot E_y + 0,30 \cdot E_z \quad [7.3.10]$$

Gli effetti più gravosi si ricavano dal confronto tra le tre combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

In ogni caso:

- la componente verticale deve essere tenuta in conto unicamente nei casi previsti al § 7.2.2.
- la risposta deve essere combinata con gli effetti pseudo-statici indotti dagli spostamenti relativi prodotti dalla variabilità spaziale del moto unicamente nei casi previsti al § 3.2.4.1, utilizzando, salvo per quanto indicato al § 7.2.2 in merito agli appoggi mobili, la radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS).

7.3.4.2 ANALISI NON LINEARE STATICA

L’analisi non lineare statica richiede che al sistema strutturale reale sia associato un sistema strutturale equivalente non lineare.

Nel caso in cui il sistema equivalente sia ad un grado di libertà, a detto sistema strutturale equivalente si applicano i carichi gravitazionali e, per la direzione considerata dell’azione sismica, in corrispondenza degli orizzontamenti della costruzione, forze orizzontali proporzionali alle forze d’inerzia aventi risultante (taglio alla base) F_b . Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell’ultimo livello della costruzione

7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

7.3.6. RISPETTO DEI REQUISITI NEI CONFRONTI DEGLI STATI LIMITE

Per tutti gli elementi strutturali primari e secondari, gli elementi non strutturali e gli impianti si deve verificare che il valore di ciascuna domanda di progetto, definito dalla tabella 7.3.III per ciascuno degli stati limite richiesti, sia inferiore al corrispondente valore della capacità di progetto.

Le verifiche degli elementi strutturali primari (ST) si eseguono, come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU):

- nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, in termini di rigidezza (RIG) e di resistenza (RES), senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità;
- nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

Le verifiche degli elementi strutturali secondari si effettuano solo in termini di duttilità.

Le verifiche degli elementi non strutturali (NS) e degli impianti (IM) si effettuano in termini di funzionamento (FUN) e stabilità (STA), come sintetizzato nella tabella 7.3.III, in dipendenza della Classe d'Uso (CU).

Tab. 7.3.III – Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

STATI LIMITE		CU I	CU II			CU III e IV		
		ST	ST	NS	IM	ST	NS	IM ^(*)
SLE	SLO					RIG		FUN
	SLD	RIG	RIG					
SLU	SLV	RES	RES	STA	STA	RES	STA	STA
	SLC		DUT ^(**)			DUT ^(**)		

7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

nel caso di comportamento strutturale dissipativo, in termini di rigidezza (RIG), di resistenza (RES) e di duttilità (DUT) (quando richiesto), applicando le regole specifiche dei dettagli costruttivi e della progettazione in capacità.

7.3.7.1 Verifiche degli elementi strutturali in termini di resistenza (NTC 2008)

Per costruzioni di Classe III e IV, se si vogliono limitare i danneggiamenti strutturali, per tutti gli elementi strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, deve essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d) calcolato in presenza delle azioni sismiche corrispondenti allo *SLD* (v. § 3.2.1 e § 3.2.3.2) ed attribuendo ad η il valore di 2/3, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale nel Cap. 4 con riferimento alle situazioni eccezionali.

7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

7.3.6.1 ELEMENTI STRUTTURALI (ST) (spostamento)

VERIFICHE DI RIGIDEZZA (RIG)

La condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile².

Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo *SL* e alla *CU* considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per le *CU* I e II ci si riferisce allo *SLD* (v. Tab. 7.3.III) e deve essere:

a) per tamponature collegate rigidamente alla struttura, che interferiscono con la deformabilità della stessa:

$$d_r \leq 0,0050 \cdot h \text{ per tamponature fragili} \quad [7.3.11a]$$

$$d_r \leq 0,0075 \cdot h \text{ per tamponature duttili} \quad [7.3.11b]$$

b) per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0,0100 \cdot h \quad [7.3.12]$$

c) per costruzioni con struttura portante di muratura ordinaria

$$d_r < 0,0020 \cdot h \quad [7.3.13]$$

d) per costruzioni con struttura portante di muratura armata

$$d_r < 0,0030 \cdot h \quad [7.3.14]$$

e) per costruzioni con struttura portante di muratura confinata

$$d_r < 0,0025 \cdot h \quad [7.3.15]$$

dove:

d_r è lo spostamento di interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di analisi lineare, secondo il § 7.3.3.3 o, nel caso di analisi non lineare, secondo il § 7.3.4, sul modello di calcolo non comprensivo delle tamponature,

h è l'altezza del piano.

7.3.6 – VERIFICHE DEGLI ELEMENTI

VERIFICHE DI DUTTILITÀ (DUT)

Si deve verificare che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una capacità in duttilità:

- nel caso di analisi lineare, coerente con il fattore di comportamento q adottato e i relativi spostamenti, quali definiti in 7.3.3.3;
- nel caso di analisi non lineare, sufficiente a soddisfare la domanda in duttilità evidenziata dall'analisi.

Nel caso di analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta, rispettando per tutti gli elementi strutturali, sia primari sia secondari, le regole specifiche per i dettagli costruttivi precisate nel presente capitolo per le diverse tipologie costruttive; tali regole sono da considerarsi aggiuntive rispetto a quanto previsto nel cap. 4 e a quanto imposto dalle regole della progettazione in capacità, il cui rispetto è comunque obbligatorio per gli elementi strutturali primari delle strutture a comportamento dissipativo.

Per strutture a comportamento dissipativo, qualora non siano rispettate le regole specifiche dei dettagli costruttivi, quali precisate nel presente capitolo, occorrerà procedere a verifiche di duttilità.

Per le sezioni allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi strutturali verticali primari la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati, è necessaria qualora non diversamente specificato nei paragrafi successivi relativi alle diverse tipologie costruttive, accertando che la capacità in duttilità della costruzione sia almeno pari:

- a 1,2 volte la domanda in duttilità locale, valutata in corrispondenza dello SLV , nel caso si utilizzino modelli lineari,
- alla domanda in duttilità locale e globale allo SLC , nel caso si utilizzino modelli non lineari.

7.3.6 – ELEMENTI NON STRUTTURALI

7.3.6.2 ELEMENTI NON STRUTTURALI (NS)

VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per gli elementi non strutturali devono essere adottati magisteri atti ad evitare la possibile espulsione sotto l'azione della F_a (v. § 7.2.3) corrispondente allo SL e alla CU considerati.

7.3.6.3 IMPIANTI (IM)

VERIFICHE DI FUNZIONAMENTO (FUN)

Per tutti gli impianti, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili all'effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SL e alla CU considerati non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.

VERIFICHE DI STABILITÀ (STA)

Per ciascuno degli impianti principali, i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto, compresi gli elementi strutturali che li sostengono e collegano, tra loro e alla struttura principale, devono avere capacità sufficiente a sostenere la domanda corrispondente allo SL e alla CU considerati.

La domanda sismica sugli elementi non strutturali può essere determinata applicando loro una forza orizzontale F_a definita come segue:

$$F_a = (S_a \cdot W_a) / q_a \quad [7.2.1]$$

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

7.4.1. GENERALITÀ

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, la capacità delle membrature deve essere valutata in accordo con le regole di cui al § 4.1, senza nessun requisito aggiuntivo, a condizione che in nessuna sezione si superi il momento resistente massimo in campo sostanzialmente elastico, come definito al § 4.1.2.3.4.2. Per i nodi trave-pilastro di strutture a comportamento non dissipativo si devono applicare le regole di progetto relative alla CD "B", contenute nel § 7.4.4.3. Per le strutture prefabbricate a comportamento non dissipativo si devono applicare anche le regole generali contenute nel § 7.4.5.

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, la struttura deve essere concepita e dimensionata in modo tale che, sotto l'azione sismica relativa allo *SLV*, essa dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo stabile fino allo *SLC*, nel quale la dissipazione sia limitata alle zone a tal fine previste. La capacità delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole di cui dal § 7.1 al § 7.3, integrate dalle regole di progettazione e di dettaglio fornite dal § 7.4.4 al § 7.4.6.

Nel valutare la capacità, si può tener conto dell'effetto del confinamento (v. § 4.1.2.1.2.1), purché si consideri la perdita dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%).

Al riguardo, nel valutare la capacità degli elementi strutturali, sono ammesse tre diverse strategie di progettazione:

- 1) si trascura l'effetto del confinamento;
- 2) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi strutturali;
- 3) si considera l'effetto del confinamento per tutti gli elementi verticali secondari e per le zone dissipative allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1 degli elementi primari verticali (pilastri e pareti).

Le strutture devono essere progettate in maniera tale che i fenomeni di degrado e riduzione di rigidezza che si manifestano nelle zone dissipative non pregiudichino la stabilità globale della struttura.

Gli elementi non dissipativi delle strutture dissipative e i collegamenti tra le parti dissipative ed il resto della struttura devono possedere una capacità sufficiente a consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

Se tamponature di muratura appositamente progettate come collaboranti costituiscono parte del sistema strutturale resistente al sisma, si raccomanda che la loro progettazione e realizzazione siano eseguite in accordo con documenti di comprovata validità.

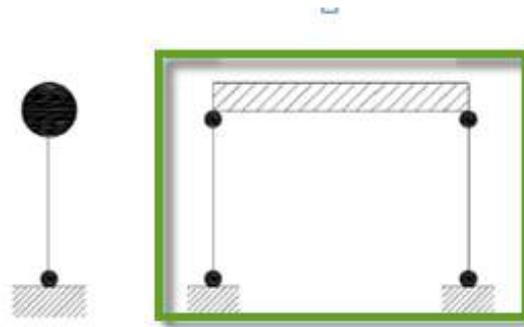
7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

7.4.3. TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

7.4.3.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI

Le strutture sismo-resistenti in calcestruzzo armato previste dalle presenti norme possono essere classificate nelle seguenti tipologie:

- strutture a telaio,
- strutture a pareti,
- strutture miste telaio-pareti,
- strutture a pendolo inverso,
- **strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano**, nelle quali almeno il 50% della massa è nel terzo superiore dell'altezza della costruzione, in cui i pilastri sono incastrati in sommità alle travi lungo entrambe le direzioni principali dell'edificio. In ogni caso, per questo tipo di strutture, la forza assiale non può eccedere il 30% della resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo;
- strutture deformabili torsionalmente,



7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

Una struttura a pareti, nei termini sopra definiti, è da considerarsi come **struttura a pareti estese debolmente armate** se le pareti sono caratterizzate da un'estensione a buona parte del perimetro della pianta strutturale e sono dotate di idonei provvedimenti per garantire la continuità strutturale così da produrre un efficace comportamento scatolare. Inoltre, nella direzione orizzontale d'interesse, la struttura deve avere un periodo fondamentale, in condizioni non fessurate e calcolato nell'ipotesi di assenza di rotazioni alla base, non superiore a T_C .

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

7.4.4.1.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La duttilità si quantifica mediante il fattore di duttilità che, per ciascuno dei parametri abitualmente considerati (curvatura, spostamento), è il rapporto tra il valore massimo raggiunto dal parametro in esame e il valore del parametro stesso all'atto della prima plasticizzazione.

Qualora sia necessario verificare (ai sensi del § 7.3.6.1) che la struttura possieda una capacità in duttilità, locale e globale, superiore alla corrispondente domanda si deve operare come segue, riferendosi alla duttilità in curvatura (locale) e alla duttilità in spostamento (globale).

La domanda in duttilità di curvatura allo *SLC* nelle zone dissipative, espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ , qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, può essere valutata in via approssimata come:

$$\mu_\phi = \begin{cases} 1,2 \cdot (2q_0 - 1) & \text{per } T_1 \geq T_c \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right) & \text{per } T_1 < T_c \end{cases} \quad [7.4.3]$$

dove T_1 è il periodo proprio fondamentale della struttura.

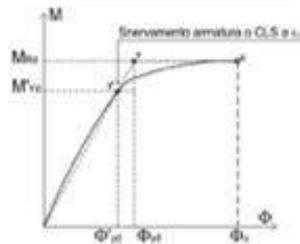
La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata come indicato al § 4.1.2.3.4.2.

Tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d (v. § 7.3.3.3) e il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ sussiste la relazione $\mu_\phi = 2\mu_d - 1$ (usualmente conservativa per le strutture in c.a.), mentre tra il fattore di duttilità in spostamento μ_d e il fattore di comportamento q sussistono le relazioni [7.3.9] (v. § 7.3.3.3).

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

La capacità in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ può essere calcolata, separatamente per le due direzioni principali di verifica, come rapporto tra la curvatura cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale di prima plasticizzazione ϕ_{yd} espressa dalla relazione seguente:

$$\phi_{yd} = \frac{M_{Rd}}{M'_{yd}} \cdot \phi'_{yd} \quad \text{dove:}$$



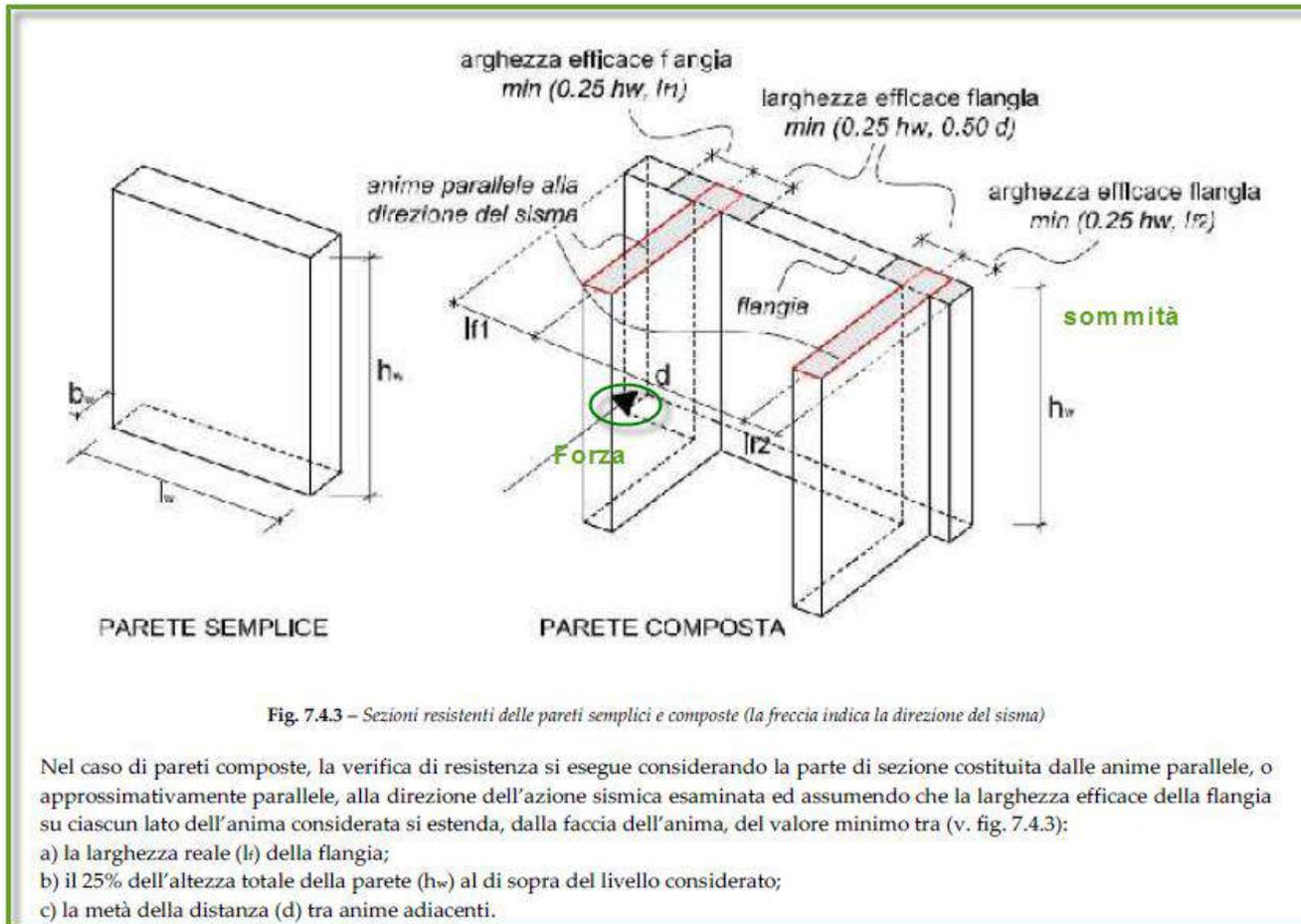
ϕ'_{yd} è la minore tra la curvatura calcolata in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e la curvatura calcolata in corrispondenza della deformazione di picco (ϵ_{c2} se si usa il modello parabola-rettangolo oppure ϵ_{c3} se si usa il modello triangolo-rettangolo) del calcestruzzo compresso;

M_{Rd} è il momento resistente della sezione allo SLU;

M'_{yd} è il momento corrispondente a ϕ'_{yd} e può essere assunto come momento resistente massimo della sezione in campo sostanzialmente elastico.

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

PARETI COMPOSTE



LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso verso la delegiferazione della norma tecnica.

7.4 – ELEMENTI IN CALCESTRUZZO

7.4.4.5.2 Verifiche di duttilità (DUT)

La domanda in duttilità di curvatura nelle zone dissipative delle pareti può essere espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ ; qualora non si proceda ad una determinazione diretta mediante analisi non lineare, tale domanda può essere valutata attribuendo a μ_ϕ i valori forniti dalle [7.4.3] del § 7.4.4.1.2 con il valore di q in queste espressioni ridotto del fattore M_{Ed}/M_{Rd} , dove M_{Ed} è il momento flettente di progetto alla base della parete fornito dall'analisi nella situazione sismica di progetto e M_{Rd} è la resistenza flessionale di progetto.

La capacità in duttilità di curvatura può essere calcolata, in termini di fattore di duttilità in curvatura μ_ϕ , come rapporto tra la curvatura ϕ_u cui corrisponde una riduzione del 15% della massima resistenza a flessione – oppure il raggiungimento della deformazione ultima del calcestruzzo e/o dell'acciaio – e la curvatura convenzionale ϕ_{y0} di prima plasticizzazione quale definita nel § 4.1.2.3.4.2.

Nelle sole regioni di estremità della sezione trasversale, dette “elementi di bordo”, si può tener conto, nel calcolo della capacità, dell'effetto del confinamento purché congiuntamente all'espulsione dei copriferri al raggiungimento, in essi, della deformazione ultima di compressione del calcestruzzo non confinato (0,35%); gli elementi di bordo (zone campite di fig. 7.4.6) si assumono di larghezza b_0 pari alla larghezza b_w della sezione diminuita dello spessore dei copriferri e di lunghezza l_c pari all'estensione della zona nella quale la deformazione a compressione del calcestruzzo supera $\epsilon_{cu2,0}$. In ogni caso: $l_c \geq \max(0.15l_w, 1.5b_w)$

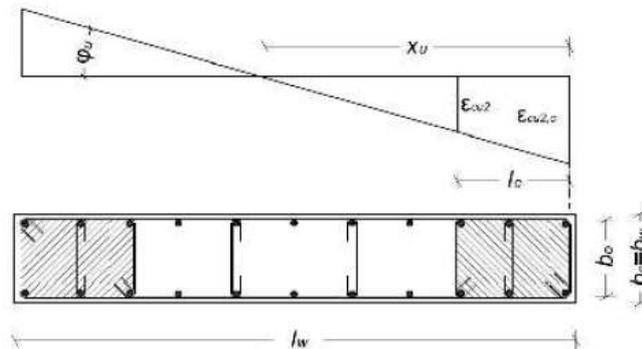


Fig. 7.4.6 – Elementi di bordo di una parete, diagramma delle corrispondenti curvature, schema esemplificativo delle armature di confinamento

Il valore di x_u si ricava dalla condizione di equilibrio della sezione nella combinazione di progetto sismica facendo riferimento, per la valutazione della deformazione ultima del calcestruzzo $\epsilon_{cu2,c}$, alla quantità di armatura di confinamento effettivamente presente (v. § 4.1.2.1.2.1).

Nel caso si utilizzi la formulazione semplificata indicata al § 7.4.6.2.4 per eseguire la verifica di duttilità, si può porre $l_c \geq \max(0.20 \cdot l_w, 1.5 \cdot b_w)$.

PARETI COMPOSTE

LA REVISIONE DELLE NORME TECNICHE ANALIZZATA DAL MONDO DELLE SOFTWARE HOUSE
Le novità delle NTC 2014, difficoltà applicative, federalismo burocratico ed un percorso
verso la delegiferazione della norma tecnica.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

7.4.5 COSTRUZIONI CON STRUTTURA PREFABBRICATA

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni relative agli edifici in calcestruzzo armato richiede la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti sia tale da conferire alla struttura stessa le prestazioni assunte, in termini di resistenza, rigidezza e duttilità, nel modello di calcolo.

Per la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura non è mai consentito confidare sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali, salvo in presenza di dispositivi espressamente progettati per tale scopo.

Le prescrizioni di cui al presente § 7.4.5 sono aggiuntive rispetto a quelle contenute nei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

7.4.5.1 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI COMPORTAMENTO

Si considerano le tipologie di sistemi strutturali già definite al § 7.4.3.1 con, in aggiunta, le seguenti:

- strutture a pannelli;
- strutture monolitiche a cella;
- strutture con pilastri incastrati alla base ed orizzontamenti ad essi incernierati.

I valori massimi di q_0 per queste ultime categorie sono contenuti nella tabella 7.3.II.

Altre tipologie possono essere utilizzate giustificando i fattori di comportamento adottati e impiegando regole di dettaglio tali da garantire i requisiti generali di sicurezza di cui alle presenti norme.

Nelle strutture prefabbricate il meccanismo di dissipazione energetica è associato prevalentemente alle rotazioni plastiche nelle zone dissipative. In aggiunta, la dissipazione può avvenire attraverso meccanismi plastici a taglio nelle connessioni, purché le forze di richiamo non diminuiscano significativamente al susseguirsi dei cicli dell'azione sismica e si evitino fenomeni d'instabilità. Nella scelta del fattore di comportamento complessivo q possono essere considerate le capacità di dissipazione per meccanismi a taglio, specialmente nei sistemi a pareti prefabbricate, tenendo conto dei valori di duttilità locali a scorrimento μ_s .

Nelle strutture con pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi mediante cerniere fisse, la dissipazione di energia avviene unicamente nelle sezioni dei pilastri allo spiccato dalle fondazioni o dalla struttura scatolare rigida di base di cui al § 7.2.1. Per assicurare l'efficacia di tale dissipazione, in tali zone è richiesta la verifica di duttilità, indipendentemente dai particolari costruttivi adottati. A tal fine, non è consentito il ricorso alla [7.4.29] di cui al § 7.4.6.2.2.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

7.4.5.2 COLLEGAMENTI

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati - e tra questi e le fondazioni - condizionano in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale e la sua risposta sotto azioni sismiche.

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati, strutturali e non, devono essere appositamente progettati per garantire le condizioni di vincolo previste dallo schema strutturale adottato e per possedere capacità di spostamento e di resistenza maggiori delle corrispondenti domande.

I dispositivi meccanici che realizzano tali collegamenti devono essere qualificati secondo le procedure di cui al § 11.8.

Per le strutture a pannelli l'idoneità dei collegamenti tra i pannelli realizzati con giunti gettati o saldati deve essere adeguatamente dimostrata mediante le prove sperimentali di idoneità.

Per strutture a telaio i collegamenti tra elementi monodimensionali (trave-pilastro) devono garantire la congruenza degli spostamenti verticali e orizzontali, e il trasferimento delle sollecitazioni deve essere assicurato da dispositivi meccanici. A questo vincolo può accoppiarsi, all'altro estremo della trave, un appoggio mobile. L'ampiezza del piano di scorrimento deve risultare, con ampio margine, maggiore dello spostamento dovuto all'azione sismica.

Per strutture a pilastri incastrati alla base e orizzontamenti collegati ad essi, il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale deve essere di tipo cerniera (rigida o elastica). Appoggi mobili sono possibili in corrispondenza di giunti. Le travi prefabbricate in semplice appoggio devono essere strutturalmente connesse ai pilastri o alle pareti (di supporto). Le connessioni devono assicurare la trasmissione delle forze orizzontali nella situazione sismica di progetto senza fare affidamento sull'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

Per gli elementi di collegamento va controllato che non diano luogo a dissesti locali sul conglomerato sotto l'applicazione di cicli di carico ripetuti.

In tutti i casi, i collegamenti devono essere in grado di assorbire gli spostamenti relativi e di trasferire le forze risultanti dall'analisi, con adeguati margini di sicurezza.

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

Negli elementi prefabbricati e nei loro collegamenti si deve tener conto del possibile degrado a seguito delle deformazioni cicliche in campo plastico. Quando necessario, la resistenza di progetto dei collegamenti prefabbricati valutata per carichi non ciclici deve essere opportunamente ridotta per le verifiche sotto azioni sismiche.

In caso di collegamenti tra elementi prefabbricati di natura non monolitica, che influenzino in modo sostanziale il comportamento statico dell'organismo strutturale, e quindi anche la sua risposta sotto azioni sismiche, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali deve corrispondere un opportuno criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle previste zone dissipative, che quindi non influiscono sulle capacità dissipative della struttura;
- b) collegamenti situati in prossimità delle previste zone dissipative alle estremità degli elementi prefabbricati, ma sovradimensionati in modo tale da non pregiudicare la plasticizzazione delle zone dissipative stesse;
- c) collegamenti situati nelle previste zone dissipative alle estremità degli elementi prefabbricati, dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

STRUTTURE A PILASTRI INCASTRATI ALLA BASE E ORIZZONTAMENTI AD ESSI INCERNIERATI

I collegamenti ad appoggio mobile sono consentiti per le sole strutture monopiano e devono essere dimensionati come indicato al § 7.2.2.

In aggiunta alle precedenti regole generali, nelle strutture a comportamento dissipativo si applicano anche le seguenti regole specifiche.

Per le strutture monopiano, la resistenza a taglio dei collegamenti a cerniera non deve essere inferiore alla forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore di sovrarresistenza γ_{RD} di cui alla Tab. 7.2.I.

Per le strutture pluripiano, i collegamenti a cerniera devono essere dimensionati nei confronti della forza di piano in equilibrio con il diagramma del taglio risultante dalle indicazioni fornite nella sezione “Pilastri” del § 7.4.5.3.

7.4.5 – STRUTTURE PREFABBRICATE

7.4.5.2.2 Valutazione della resistenza

La resistenza delle connessioni tra elementi prefabbricati deve essere valutata con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche, come indicato nei §§ 4.1.2.1.1, 4.2.4.1.1, 4.2.4.1.4 o 4.2.8 secondo quanto di competenza.

Nella valutazione della resistenza allo scorrimento si deve trascurare l'attrito dovuto agli sforzi esterni di compressione.

Nelle strutture a comportamento dissipativo gli elementi di acciaio utilizzati per realizzare la connessione devono possedere caratteristiche di resistenza, duttilità e dissipazione conformi a quanto previsto nel progetto.