

NORME TECNICHE PER IL PROGETTO, LA VALUTAZIONE E L'ADEGUAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI

1 OGGETTO DELLE NORME.....	7
2 REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA.....	8
2.1 SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA STABILITÀ (STATO LIMITE ULTIMO – SLU)	8
2.2 PROTEZIONE NEI CONFRONTI DEL DANNO (STATO LIMITE DI DANNO – SLD)	8
2.3 SODDISFACIMENTO DEI REQUISITI GENERALI	8
2.4 PRESCRIZIONI RELATIVE AI TERRENI DI FONDAZIONE	8
2.5 LIVELLI DI PROTEZIONE ANTISISMICA.....	8
3. AZIONE SISMICA	10
3.1 CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE	10
3.2 CALCOLO DELL' AZIONE SISMICA.....	10
3.2.1 Zone sismiche	10
3.2.2 Descrizione dell'azione sismica	11
3.2.3 Spettro di risposta elastico	11
3.2.4 Spostamento e velocità del terreno.....	12
3.2.5 Spettri di progetto per lo stato limite ultimo	12
3.2.6 Spettro di progetto per lo stato limite di danno.....	13
3.2.7 Impiego di accelerogrammi.....	13
3.3 COMBINAZIONE DELL' AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI	14
4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE	15
4.1 SISTEMI COSTRUTTIVI.....	15
4.2 DISTANZE ED ALTEZZE	15
4.3 CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI EDIFICI	16
4.3.1 Regolarità.....	16
4.3.2 Elementi strutturali secondari.....	16
4.4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	17
4.5 ANALISI.....	17
4.5.1 Aspetti generali.....	17
4.5.2 Analisi statica lineare.....	17
4.5.3 Analisi dinamica modale	18
4.5.4 Analisi statica non lineare.....	18
4.5.4.1 Generalità	18
4.5.4.2 Legame forza-spostamento generalizzato.....	19
4.5.4.3 Sistema bi-lineare equivalente.....	19
4.5.4.4 Risposta massima in spostamento del sistema equivalente	20
4.5.4.5 Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio	20
4.5.5 Analisi dinamica non lineare.....	20
4.6 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL' AZIONE SISMICA.....	21
4.7 FATTORI DI IMPORTANZA	21
4.8 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI.....	21
4.9 CONSIDERAZIONE DI ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	21
4.10 IMPIANTI	22
4.11 VERIFICHE DI SICUREZZA	22
4.11.1 Stato limite ultimo	22
4.11.1.1 Resistenza	22
4.11.1.2 Duttilità e capacità di spostamento	23
4.11.1.3 Fondazioni	23
4.11.1.4 Giunti sismici	23
4.11.1.5 Diaframmi orizzontali	23
4.11.2 Stato limite di danno.....	23
5 EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO	25
5.1 PRINCIPI GENERALI.....	25
5.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	25
5.2.1 Conglomerato.....	25
5.2.2 Acciaio.....	25
5.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA.....	25
5.3.1 Tipologie strutturali	25

5.3.2 Fattori di struttura.....	26
5.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI	27
5.4.1 Travi.....	27
5.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo	27
5.4.1.2 Verifiche di resistenza	27
5.4.2 Pilastrì.....	27
5.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo	27
5.4.2.2 Verifiche di resistenza	28
5.4.3 Nodi trave-pilastrò	28
5.4.3.1 Definizioni.....	28
5.4.3.2 Verifiche di resistenza	28
5.4.4 Diaframmi orizzontali	29
5.4.4.1 Verifiche di resistenza	29
5.4.5 Pareti.....	29
5.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo	29
5.4.5.2 Verifiche di resistenza	29
5.4.6 Travi di collegamento.....	30
5.4.7 Elementi di fondazione in cemento armato	31
5.4.7.1 Sollecitazioni di calcolo	31
5.4.7.2 Collegamenti orizzontali tra fondazioni	31
5.4.7.3 Pali di fondazione.....	31
5.4.7.4 Verifiche di capacità portante.....	32
5.5 PARTICOLARI COSTRUTTIVI.....	32
5.5.1 Generalità.....	32
5.5.2 Travi.....	32
5.5.2.1 Limiti geometrici	32
5.5.2.2 Armature longitudinali	32
5.5.2.3 Armature trasversali	32
5.5.3 Pilastrì.....	33
5.5.3.1 Limiti geometrici	33
5.5.3.2 Armature longitudinali	33
5.5.3.3 Armature trasversali	33
5.5.4 Nodi trave-pilastrò	33
5.5.4.1 Limiti geometrici	33
5.5.4.2 Armature.....	34
5.5.5 Pareti.....	34
5.5.5.1 Definizione e limiti geometrici.....	34
5.5.5.2 Armature.....	34
5.6 REQUISITI ADDIZIONALI PER EDIFICI CON TAMPONAMENTI IN MURATURA	35
5.6.1 Criteri generali.....	35
5.6.2 Irregolarità provocate dai tamponamenti	35
5.6.3 Effetti locali.....	35
5.6.4 Limitazioni dei danni ai tamponamenti.....	35
5.7 EDIFICI CON STRUTTURA PREFABBRICATA	35
5.7.1 Oggetto della norma.....	35
5.7.2 Tipologie strutturali e fattori di struttura.....	36
5.7.3 Collegamenti	36
5.7.4 Dimensionamento dei collegamenti.....	36
5.7.4.1 Strutture intelaiate	36
5.7.4.2 Strutture a pilastri isostatici	37
5.8 EDIFICI IN ZONA 4.....	37
6 EDIFICI IN ACCIAIO	39
6.1 GENERALITÀ.....	39
6.1.1 Premessa	39
6.1.2 Principi di progettazione.....	39
6.2 MATERIALI.....	39
6.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORE DI STRUTTURA	40
6.3.1 Tipologie strutturali	40
6.3.2 Criteri di dimensionamento.....	41
6.3.3 Fattore di struttura.....	41
6.4 ANALISI STRUTTURALE	42
6.5 REGOLE DI PROGETTO E DI DETTAGLIO PER STRUTTURE DISSIPATIVE	42

6.5.1	Generalità.....	42
6.5.2	Regole di progetto.....	42
6.5.3	Regole di dettaglio per tutte le tipologie strutturali.....	43
6.5.3.1	Parti comprese delle zone dissipative.....	43
6.5.3.2	Parti tese delle zone dissipative.....	44
6.5.3.3	Collegamenti in zone dissipative.....	44
6.5.3.4	Fondazioni.....	44
6.5.3.5	Diaframmi e controventi orizzontali.....	44
6.5.4	Regole di dettaglio per le strutture intelaiate.....	45
6.5.4.1	Classi di duttilità.....	45
6.5.4.2	Requisiti comuni alle due classi di duttilità.....	45
6.5.4.3	Telai a bassa duttilità.....	47
6.5.4.4	Telai ad alta duttilità.....	47
6.5.5	Regole di dettaglio per i controventi concentrici.....	48
6.5.5.1	Classi di duttilità.....	48
6.5.5.2	Requisiti comuni alle due classi di duttilità.....	48
6.5.5.3	Controventi concentrici a bassa duttilità.....	49
6.5.5.4	Controventi concentrici ad alta duttilità.....	50
6.5.6	Regole di dettaglio per i controventi eccentrici.....	50
6.5.6.1	Definizione di «link».....	50
6.5.6.2	Resistenza ultima dei «link».....	51
6.5.6.3	Classi di duttilità.....	51
6.5.6.4	Requisiti comuni alle due classi di duttilità.....	51
6.5.6.5	Controventi eccentrici a bassa duttilità.....	51
6.5.6.6	Controventi eccentrici ad alta duttilità.....	51
6.5.6.7	Dettagli costruttivi.....	52
6.5.7	Strutture a mensola o a pendolo invertito.....	53
6.5.8	Strutture intelaiate controventate.....	53
6.6	EDIFICI IN ZONA 4.....	53
7	EDIFICI IN STRUTTURA COMPOSTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO.....	54
7.1	GENERALITÀ.....	54
7.1.1	Premessa.....	54
7.1.2	Principi di progettazione.....	54
7.2	MATERIALI.....	54
7.2.1	Calcestruzzo.....	54
7.2.2	Acciaio per armatura.....	54
7.2.3	Acciaio strutturale.....	54
7.3	TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORE DI STRUTTURA.....	55
7.3.1	Tipologie strutturali.....	55
7.3.2	Criteri di dimensionamento.....	55
7.3.3	Fattori di struttura.....	55
7.4	ANALISI STRUTTURALE.....	55
7.4.1	Diaframmi orizzontali.....	55
7.4.2	Rigidezza della sezione trasversale composta.....	55
7.5	CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE.....	56
7.5.1	Generalità.....	56
7.5.2	Criteri di progetto per le strutture dissipative.....	56
7.5.3	Resistenza plastica delle zone dissipative.....	56
7.6	REGOLE PER LE MEMBRATURE.....	58
7.6.1	Generalità.....	58
7.6.2	Travi composte acciaio-calcestruzzo con soletta collaborante.....	59
7.6.2.1	Resistenza di progetto di connettori a piolo.....	60
7.6.3	La larghezza efficace.....	60
7.6.4	Membrature composte parzialmente rivestite di calcestruzzo.....	62
7.6.5	Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo.....	63
7.6.6	Colonne composte riempite di calcestruzzo.....	63
7.7	REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAIATE.....	63
7.7.1	Analisi strutturale.....	63
7.7.2	Regole di dettaglio per travi e colonne.....	64
7.7.3	Collegamenti trave-colonna.....	64
7.7.4	Collegamenti colonna-fondazione.....	65
7.7.5	Regole specifiche per travi progettate senza considerare l'azione composta.....	65

7.7.6 Telai ad alta duttilità.....	65
7.8 REGOLE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI.....	66
7.9 REGOLE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI	66
7.9.1 Analisi strutturale.....	66
7.9.2 I link nei telai composti.....	66
7.9.3 Membrature che non contengono link.....	66
7.10 EDIFICI IN ZONA 4.....	67
7.11 FONDAZIONI.....	67
8 EDIFICI CON STRUTTURA IN MURATURA.....	68
8.1 REGOLE GENERALI.....	68
8.1.1 Premessa.....	68
8.1.2 Materiali.....	68
8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura.....	68
8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici	69
8.1.5 Metodi di analisi.....	69
8.1.5.1 Generalità	69
8.1.5.2 Analisi statica lineare	69
8.1.5.3 Analisi dinamica modale	70
8.1.5.4 Analisi statica non lineare	70
8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare	71
8.1.6 Verifiche di sicurezza	71
8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze.....	71
8.1.8 Fondazioni.....	71
8.1.9 Edifici semplici.....	72
8.2. EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA	72
8.2.1 Criteri di progetto	72
8.2.2 Verifiche di sicurezza	73
8.2.2.1 Pressoflessione nel piano.....	73
8.2.2.2 Taglio	73
8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano.....	73
8.2.2.4 Travi in muratura.....	73
8.2.3 Particolari costruttivi.....	74
8.3. EDIFICI IN MURATURA ARMATA.....	74
8.3.1 Criteri di progetto	74
8.3.2 Verifiche di sicurezza	74
8.3.2.1 Pressoflessione nel piano.....	74
8.3.2.2 Taglio	74
8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano.....	75
8.3.3 Particolari costruttivi.....	75
8.4. EDIFICI IN ZONA 4.....	76
8.5. STRUTTURE MISTE CON PARETI IN MURATURA ORDINARIA O ARMATA.....	76
9 EDIFICI CON STRUTTURA DI LEGNO.....	77
9.1 GENERALITÀ	77
9.1.1 Campo di applicazione.....	77
9.1.2 Definizioni.....	77
9.1.3 Aspetti concettuali della progettazione.....	77
9.2 MATERIALI E PROPRIETÀ DELLE ZONE DISSIPATIVE.....	77
9.3 CLASSI DI DUTTILITÀ E FATTORI DI STRUTTURA	78
9.4 ANALISI STRUTTURALE.....	79
9.5 DISPOSIZIONI COSTRUTTIVE.....	79
9.5.1 Generalità.....	79
9.5.2 Disposizioni costruttive per i collegamenti.....	80
9.5.3 Disposizioni costruttive per gli impalcati.....	80
9.6 VERIFICHE DI SICUREZZA	80
9.7 CONTROLLO DEL PROGETTO E DELLA COSTRUZIONE.....	80
9.8 FONDAZIONI.....	81
10 EDIFICI CON ISOLAMENTO SISMICO.....	82
10.1 SCOPO	82
10.2 DEFINIZIONI E SIMBOLI.....	82
10.3 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO.....	84

10.4 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI	85
10.4.1 Isolatori elastomerici	85
10.4.2 Isolatori a scorrimento	86
10.4.3 Dispositivi ausiliari a comportamento non lineare	87
10.4.4 Dispositivi ausiliari a comportamento viscoso	88
10.4.5 Dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare	89
10.5 INDICAZIONI PROGETTUALI	89
10.5.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi	89
10.5.2 Controllo di movimenti indesiderati	90
10.5.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno	90
10.5.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno e alle costruzioni circostanti	90
10.6 AZIONE SISMICA	90
10.6.1 Spettri di progetto	90
10.6.2 Impiego di accelerogrammi	91
10.7 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE	91
10.7.1 Proprietà del sistema di isolamento	91
10.7.2 Modellazione	91
10.7.3 METODI DI ANALISI	92
10.7.4 ANALISI STATICA LINEARE	92
10.7.5 Analisi dinamica lineare	93
10.7.6 Analisi dinamica non lineare	94
10.8 VERIFICHE	94
10.8.1 Stato limite di danno (SLD)	94
10.8.2 Stato limite ultimo (SLU)	94
10.9 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ	95
10.10 COLLAUDO	95
ALLEGATO 10.A – VERIFICA ALLO SLU DEGLI ISOLATORI ELASTOMERICI	97
ALLEGATO 10.B – MODALITÀ DI PROVA DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO	98
10.B.1. ISOLATORI IN MATERIALE ELASTOMERICO ED ACCIAIO	98
10.B.2. ISOLATORI A SCORRIMENTO	99
10.B.3. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE E LINEARE	100
10.B.4. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO	100
11 EDIFICI ESISTENTI	102
11.1 GENERALITÀ	102
11.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DI EDIFICI IN CEMENTO ARMATO E IN ACCIAIO	102
11.2.1 Requisiti di sicurezza	103
11.2.2 Criteri di verifica	103
11.2.2.1 Verifica con lo spettro elastico	103
11.2.2.2 Verifica con l'impiego del fattore di struttura q	103
11.2.2.3 Caratteristiche dei materiali da impiegare nelle verifiche di sicurezza	103
11.2.2.4 Definizione degli Stati Limite (SL)	103
11.2.3 Dati necessari per la valutazione	104
11.2.3.1 Generalità	104
11.2.3.2 Dati richiesti	104
11.2.3.3 Livelli di conoscenza	104
11.2.4 Fattori di confidenza	108
11.2.5 Valutazione della sicurezza	108
11.2.5.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza	108
11.2.5.2 Azione sismica	108
11.2.5.3 Modellazione della struttura	108
11.2.5.4 Metodi di analisi	109
11.2.5.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica	109
11.2.6 Verifiche di sicurezza	109
11.2.6.1 Analisi lineare (statica o dinamica)	110
11.2.6.2 Analisi non lineare (statica o dinamica)	110
11.2.6.3 Riassunto dei criteri di analisi e di verifica della sicurezza	110
11.2.7 Criteri per la scelta dell'intervento	111
11.2.7.1 Indicazioni generali	111
11.2.7.2 Tipo di intervento	111
11.2.7.3 Elementi non strutturali ed impianti	111

11.2.8 Progetto dell'intervento	112
11.3 EDIFICI IN CEMENTO ARMATO	112
11.3.1 Identificazione della geometria, dei dettagli costruttivi e dei materiali	112
11.3.2 Modelli di capacità per la valutazione	112
11.3.2.1 Travi, pilastri e pareti: flessione con e senza sforzo normale	112
11.3.2.2 Travi e pilastri: taglio	113
11.3.2.3 Nodi trave-pilastro	113
11.3.3 Modelli di capacità per il rinforzo	113
11.3.3.1 Incamiciatura in c.a.	113
11.3.3.2 Incamiciatura in acciaio	114
11.3.3.3 Placcatura e fasciatura in materiali fibrorinforzati (FRP)	115
11.4 EDIFICI IN ACCIAIO	116
11.4.1 Identificazione della geometria, dei dettagli costruttivi e dei materiali	116
11.4.2 Modelli per la valutazione di capacità	116
11.4.2.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale	116
11.4.2.2 Travi e pilastri: taglio	116
11.4.2.3 Collegamenti	116
11.5 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA DI EDIFICI IN MURATURA	116
11.5.1 Requisiti di sicurezza e criteri di verifica	117
11.5.2 Dati necessari e identificazione del livello di conoscenza	117
11.5.2.1 Geometria	117
11.5.2.2 Dettagli costruttivi	117
11.5.2.3 Proprietà dei materiali	118
11.5.3 Livelli di conoscenza	119
11.5.4 Valutazione della sicurezza	119
11.5.4.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza	119
11.5.4.2 Azione sismica	119
11.5.4.3 Modellazione della struttura	120
11.5.4.4 Metodi di analisi	121
11.5.4.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica	121
11.5.5 Verifiche di sicurezza	121
11.5.5.1 Verifica globale semplificata per gli edifici in aggregati edilizi	122
11.5.6 Criteri per la scelta dell'intervento	122
11.5.6.1 Indicazioni generali	122
11.5.6.2 Tipo di intervento	122
11.5.6.3 Elementi non strutturali ed impianti	123
11.5.7 Progetto dell'intervento	123
11.5.8 Modelli di capacità per la valutazione	123
11.5.8.1 Pareti murarie	123
11.5.8.2 Solai	123
11.5.9 Modelli di capacità per il rinforzo	123
11.5.10 Edifici semplici	124
11.6 EDIFICI IN ZONA 4	124
ALLEGATO 11.A – VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO	125
ALLEGATO 11.B – VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN ACCIAIO	126
ALLEGATO 11.C – ANALISI DEI MECCANISMI LOCALI DI COLLASSO IN EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA	128
ALLEGATO 11.D – TIPOLOGIE E RELATIVI PARAMETRI MECCANICI DELLE MURATURE	132
ALLEGATO 11.E. – CRITERI PER GLI INTERVENTI DI CONSOLIDAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA	134

NORME TECNICHE PER IL PROGETTO, LA VALUTAZIONE E L'ADEGUAMENTO SISMICO DEGLI EDIFICI

1 OGGETTO DELLE NORME

Le presenti norme disciplinano la progettazione e la costruzione di nuovi edifici soggetti ad azioni sismiche, nonché la valutazione della sicurezza e gli interventi di adeguamento e miglioramento su edifici esistenti soggetti al medesimo tipo di azioni.

Lo scopo delle norme è di assicurare che in caso di evento sismico sia protetta la vita umana, siano limitati i danni e rimangano funzionanti le strutture essenziali agli interventi di protezione civile.

Le considerazioni di carattere generale, nonché le indicazioni relative all'azione sismica, di cui al capitolo 3, possono essere utilizzate come riferimento, in quanto applicabili, per la progettazione di strutture diverse dagli edifici, qualora non sia disponibile una norma specifica.

In aggiunta alle prescrizioni contenute nelle presenti Norme, le strutture devono soddisfare le prescrizioni contenute nella normativa vigente relativa alle combinazioni di carico non sismiche.

2 REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA

2.1 Sicurezza nei confronti della stabilità (stato limite ultimo – SLU)

Sotto l'effetto della azione sismica di progetto definita al successivo punto 3, **caratterizzata da una probabilità di superamento non maggiore del 10% in 50 anni**, le strutture degli edifici, ivi compresi gli eventuali dispositivi antisismici di isolamento e/o dissipazione, pur subendo danni di grave entità agli elementi strutturali e non strutturali, devono mantenere una residua resistenza e rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali e l'intera capacità portante nei confronti dei carichi verticali.

2.2 Protezione nei confronti del danno (stato limite di danno – SLD)

Le costruzioni nel loro complesso, includendo gli elementi strutturali e quelli non strutturali, ivi comprese le apparecchiature rilevanti alla funzione dell'edificio, non devono subire danni gravi ed interruzioni d'uso in conseguenza di eventi sismici che abbiano una probabilità di occorrenza più elevata di quella della azione sismica di progetto, **ma non maggiore del 50% in 50 anni, e che hanno quindi una significativa probabilità di verificarsi più di una volta nel corso della durata utile dell'opera; i danni strutturali sono di entità trascurabile**

Per particolari categorie di costruzioni, in relazione alla necessità di mantenerle pienamente funzionali anche dopo terremoti violenti, si possono adottare valori maggiorati delle azioni, facendo riferimento a probabilità di occorrenza simili o più vicine a quelle adottate per la sicurezza nei confronti del collasso.

2.3 Soddiscamento dei requisiti generali

Il requisito enunciato al punto 2.1 si considera soddisfatto se vengono seguite le disposizioni contenute nelle presenti norme, con riferimento particolare a:

- la scelta della azione sismica di progetto in relazione alla zonazione sismica ed alle categorie di suolo di fondazione di cui al punto 3.1;
- l'adozione di un modello meccanico della struttura in grado di descriverne con accuratezza la risposta sotto azione **sismica**, secondo quanto indicato al punto 4.4;
- la scelta di un metodo di analisi adeguato alle caratteristiche della struttura, secondo quanto indicato al punto 4.5;
- l'esecuzione con esito positivo delle verifiche di resistenza e di compatibilità degli spostamenti;
- l'adozione di tutte le regole di dettaglio volte ad assicurare caratteristiche di duttilità agli elementi strutturali ed alla costruzione nel suo insieme, secondo quanto indicato nei capitoli relativi a strutture realizzate con i diversi materiali.

Il requisito enunciato al punto 2.2 si considera soddisfatto se vengono seguite le disposizioni contenute nelle presenti norme, con particolare riferimento ai punti 3.2.6 e 4.11.2 ed ai dettagli costruttivi contenuti nei capitoli relativi a strutture realizzate con i diversi materiali.

2.4 Prescrizioni relative ai terreni di fondazione

Per i siti di costruzione ed i terreni in esso presenti dovranno essere indagati e valutati l'occorrenza di possibili fenomeni di instabilità di pendii e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto, **nonché di rottura di faglia in superficie** secondo quanto stabilito nelle "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni" e dalle disposizioni vigenti, in particolare dal D. M. 11.3.1988 ed eventuali sue successive modifiche ed integrazioni.

Scopo delle indagini sarà anche quello di classificare il terreno nelle categorie di cui al punto 3.1.

Per costruzioni su pendii le indagini devono essere convenientemente estese al di fuori dell'area edificatoria per rilevare tutti i fattori occorrenti alla valutazione delle condizioni di stabilità del complesso opera-pendio in presenza delle azioni sismiche.

I risultati di tali accertamenti devono essere illustrati nella relazione sulle fondazioni di cui al quarto comma dell'art. 93 del DPR n. 380/01.

Per gli accertamenti potranno essere considerate anche le eventuali apposite indagini effettuate sul territorio dall'Ente Locale competente.

2.5 Livelli di protezione antisismica

Le costruzioni devono essere dotate di un livello di protezione antisismica differenziato in funzione della loro importanza e del loro uso, e quindi delle conseguenze più o meno gravi di un loro danneggiamento per effetto di un evento sismico. A tale scopo si istituiscono diverse "categorie di importanza", a ciascuna delle quali è associato un fattore γ_i , detto fattore di importanza (v.

punto 4.7). Tale fattore amplifica l'intensità della azione sismica di progetto rispetto al valore che per essa si assume per costruzioni di importanza ordinaria (azione sismica di riferimento). Il fattore di importanza si applica in eguale misura all'azione sismica da adottare per lo stato limite ultimo (punto 3.2.5) e per lo stato limite di danno (punto 3.2.6), variando conseguentemente le probabilità di occorrenza dei relativi eventi.

Il livello di protezione sismica richiesto per le costruzioni esistenti, nei casi in cui si debba procedere all'adeguamento sismico, può essere ridotto rispetto a quanto previsto per una nuova costruzione secondo quanto previsto nel cap.11.

3. AZIONE SISMICA

3.1 Categorie di suolo di fondazione

Ai fini della definizione della azione sismica di progetto si definiscono le seguenti categorie di profilo stratigrafico del suolo di fondazione (le profondità si riferiscono al piano di posa delle fondazioni, **i valori da utilizzare per Vs, NSPT e Cu sono valori medi**):

- A - *Formazioni litoidi o suoli omogenei molto rigidi* caratterizzati da valori di V_{S30} superiori a 800 m/s, comprendenti eventuali strati di alterazione superficiale di spessore massimo pari a 5 m.
- B - *Depositi di sabbie o ghiaie molto addensate o argille molto consistenti*, con spessori di diverse decine di metri, caratterizzati da un graduale miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di V_{S30} compresi tra 360 m/s e 800 m/s (ovvero resistenza penetrometrica $N_{SPT} > 50$, o coesione non drenata $c_u > 250$ kPa).
- C - *Depositi di sabbie e ghiaie mediamente addensate, o di argille di media consistenza*, con spessori variabili da diverse decine fino a centinaia di metri, caratterizzati da valori di V_{S30} compresi tra 180 e 360 m/s ($15 < N_{SPT} < 50$, $70 < c_u < 250$ kPa).
- D - *Depositi di terreni granulari da sciolti a poco addensati oppure coesivi da poco a mediamente consistenti*, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 180$ m/s ($N_{SPT} < 15$, $c_u < 70$ kPa).
- E - *Profili di terreno costituiti da strati superficiali alluvionali*, con valori di V_{S30} simili a quelli dei tipi C o D e spessore compreso tra 5 e 20 m, giacenti su di un substrato di materiale più rigido con $V_{S30} > 800$ m/s.

In aggiunta a queste categorie, per le quali nel punto 3.2 vengono definite le azioni sismiche da considerare nella progettazione, se ne definiscono altre due, per le quali sono richiesti studi speciali per la definizione dell'azione sismica da considerare:

S1 - Depositi costituiti da, o che includono, uno strato spesso almeno 10 m di argille/limi di bassa consistenza, con elevato indice di plasticità ($PI > 40$) e contenuto di acqua, caratterizzati da valori di $V_{S30} < 100$ m/s ($10 < c_u < 20$ kPa)

S2 - Depositi di terreni soggetti a liquefazione, di argille sensitive, o qualsiasi altra categoria di terreno non classificabile nei tipi precedenti

Nelle definizioni precedenti V_{S30} è la velocità media di propagazione entro 30 m di profondità delle onde di taglio e viene calcolata con la seguente espressione:

$$V_{S30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{V_i}} \quad (3.1)$$

dove h_i e V_i indicano lo spessore (in m) e la velocità delle onde di taglio (per deformazioni di taglio $\gamma < 10^{-6}$) dello strato i -esimo, per un totale di N strati presenti nei 30 m superiori.

Il sito verrà classificato sulla base del valore di V_{S30} , se disponibile, altrimenti sulla base del valore di N_{SPT} .

3.2 Calcolo dell'azione sismica

3.2.1 Zone sismiche

Ai fini dell'applicazione di queste norme, il territorio nazionale viene suddiviso in zone sismiche, ciascuna contrassegnata da un diverso valore del parametro a_g = accelerazione orizzontale massima su suolo di categoria A (definito al punto 3.1), **con probabilità di superamento del 10% in 50 anni**. I valori di a_g , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità g , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono, salvo più accurate determinazioni, che possono portare a differenze comunque non superiori al 20% **dell'accelerazione per le zone 1 e 2 e non superiori a 0.05g nelle altre zone**:

Zona	Valore di a_g
1	0,35g
2	0,25g
3	0,15g
4	0,05g

3.2.2 Descrizione dell'azione sismica

Il modello di riferimento per la descrizione del moto sismico in un punto della superficie del suolo è costituito dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3. **Qualora siano eseguite determinazioni più accurate del moto sismico atteso, corrispondenti alle probabilità di superamento definite in 2.1 e 2.2, è consentito utilizzare spettri specifici per il sito purché le ordinate di tali spettri non risultino in nessun punto del campo di periodi di interesse inferiori all'80% delle ordinate dello spettro elastico standard (p. 3.2.3) applicabile in relazione alla categoria di suolo (p. 3.1).**

Per applicazioni particolari, il moto del suolo può essere descritto mediante accelerogrammi, secondo quanto indicato al punto 3.2.7.

Il moto orizzontale è considerato composto da due componenti ortogonali indipendenti, caratterizzate dallo stesso spettro di risposta.

In mancanza di documentata informazione specifica, la componente verticale del moto sismico si considera rappresentata da uno spettro di risposta elastico diverso da quello delle componenti orizzontali, come specificato in 3.2.3.

3.2.3 Spettro di risposta elastico

Lo spettro di risposta elastico è costituito da una forma spettrale (spettro normalizzato), considerata indipendente dal livello di sismicità, moltiplicata per il valore della accelerazione massima ($a_g S$) del terreno che caratterizza il sito.

Lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.2}$$

nelle quali:

S fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (vedi punto 3.1);

Per strutture con fattore di importanza $\gamma_i > 1$, di cui al paragrafo 4.7, erette sopra o in vicinanza di pendii con inclinazione $> 15^\circ$ e dislivello superiore a circa 30 metri, l'azione sismica dell'equazione (3.2) dovrà essere incrementata moltiplicandola per un coefficiente di amplificazione topografica S_T . In assenza di studi specifici si potranno utilizzare per S_T i seguenti valori:

- a) $S_T = 1,2$ per siti in prossimità del ciglio superiore di pendii scoscesi isolati;
- b) $S_T = 1,4$ per siti prossimi alla sommità di profili topografici aventi larghezza in cresta molto inferiore alla larghezza alla base e pendenza media $> 30^\circ$;
- c) $S_T = 1,2$ per siti del tipo b) ma con pendenza media inferiore.

Il prodotto $S \cdot S_T$ può essere assunto non superiore a 1.6.

η fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ diverso da 5 ($\eta=1$ per $\xi=5$), essendo ξ espresso in percentuale :

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55 \tag{3.3}$$

T periodo di vibrazione dell'oscillatore semplice;

T_B, T_C, T_D periodi che separano i diversi rami dello spettro, dipendenti dal profilo stratigrafico del suolo di fondazione.

I valori di T_B, T_C, T_D e S da assumere, salvo più accurate determinazioni, per le componenti orizzontali del moto e per le categorie di suolo di fondazione definite al punto 3.1, sono riportati nella Tabella 3.1.

Tabella 3.1 - Valori dei parametri nelle espressioni (3.2) dello spettro di risposta elastico delle componenti orizzontali

Categoria suolo	S	T _B	T _C	T _D
A	1,0	0,15	0,40	2,0
B, C, E	1,25	0,15	0,50	2,0
D	1,35	0,20	0,80	2,0

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

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & \quad S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \left(1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right) \\
 T_B \leq T < T_C & \quad S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \\
 T_C \leq T < T_D & \quad S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & \quad S_{ve}(T) = 0,9 a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.4}$$

con i valori dei parametri che definiscono la forma spettrale riportati in tabella 3.2.

Tabella 3.2 - Valori dei parametri dello spettro di risposta elastico della componente verticale

Categoria suolo	S	T _B	T _C	T _D
A, B, C, D, E	1,0	0,05	0,15	1,0

Lo spettro di risposta elastico dello spostamento potrà ottenersi per trasformazione diretta dello spettro di risposta elastico delle accelerazioni, usando la seguente espressione:

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 \tag{3.5}$$

Gli spettri sopra definiti potranno essere applicati per periodi di vibrazione che non eccedono 4,0 s. Per periodi superiori lo spettro dovrà essere definito da appositi studi.

Nei casi in cui non si possa valutare adeguatamente l'appartenenza del profilo stratigrafico del suolo di fondazione ad una delle categorie di cui al punto 3.1, ed escludendo comunque i profili di tipo S1 e S2, si adotterà in generale la categoria D o, in caso di incertezza di attribuzione tra due categorie, la condizione più cautelativa.

3.2.4 Spostamento e velocità del terreno

I valori dello spostamento e della velocità orizzontali massimi del suolo (d_g) e (v_g) sono dati dalle seguenti espressioni:

$$d_g = 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g \tag{3.6}$$

$$v_g = 0,16 S \cdot T_C \cdot a_g$$

3.2.5 Spettri di progetto per lo stato limite ultimo

Ai fini del progetto, le capacità dissipative delle strutture possono essere messe in conto attraverso un fattore riduttivo delle forze elastiche, denominato fattore di struttura q. L'azione sismica di progetto $S_d(T)$ è in tal caso data dallo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3, con le ordinate ridotte utilizzando il fattore q. I valori numerici del fattore q vengono definiti in funzione dei materiali e delle tipologie strutturali, come indicato successivamente nelle presenti norme.

Lo spettro di progetto per le componenti orizzontali è definito dalle seguenti espressioni:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \\
 T_C \leq T < T_D & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

in cui T_B , T_C , T_D sono definiti in tab. 3.1. Si assumerà comunque $S_d(T) \geq 0,2a_g$.

A meno di adeguate analisi giustificative, lo spettro di progetto della componente verticale dell'azione sismica è dato dalle seguenti espressioni, assumendo $q = 1,5$ per qualunque tipologia strutturale e di materiale:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T < T_B & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{3,0}{q} - 1 \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \\
 T_C \leq T < T_D & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_{vd}(T) = 0,9 \cdot a_g \cdot S \cdot \frac{3,0}{q} \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{aligned} \tag{3.8}$$

in cui T_B , T_C , T_D sono definiti in tab. 3.2. Tutti i simboli mantengono significato e valore numerico definiti nel caso dello spettro di risposta elastico

3.2.6 Spettro di progetto per lo stato limite di danno

Se non si esegue una puntuale valutazione dell'azione sismica corrispondente alla probabilità di superamento di cui al punto 2.2, lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni può essere ottenuto riducendo lo spettro elastico di cui al punto 3.2.3 secondo un fattore pari a 2,5.

3.2.7 Impiego di accelerogrammi

Entrambi gli stati limite **ultimo** e di danno potranno essere verificati mediante l'uso di accelerogrammi artificiali o simulati o naturali. Quando è necessario utilizzare un modello spaziale, l'azione sismica deve essere rappresentata da gruppi di tre accelerogrammi diversi agenti contemporaneamente nelle tre direzioni principali della struttura.

Gli accelerogrammi dovranno avere uno spettro di risposta coerente con lo spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3. La durata degli accelerogrammi dovrà essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di a_g e S . In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo – stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s.

Il numero di accelerogrammi o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%.

L'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente dello spettro elastico, in alcun punto dell'intervallo di periodi $0,15 \text{ s} \div 2,0 \text{ s}$ e $0,15 \text{ s} \div 2 T$, in cui T è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico.

L'uso di accelerogrammi registrati o generati mediante simulazione fisica della sorgente e della propagazione, in numero comunque non inferiore a 3, è ammessa, a condizione che siano adeguatamente giustificate le ipotesi relative alle caratteristiche sismogenetiche della sorgente e alle condizioni del suolo del sito e che siano soddisfatte le condizioni di coerenza con lo spettro di riferimento sopra riportate.

3.3 Combinazione dell'azione sismica con le altre azioni

La verifica allo stato limite ultimo (SLU) o di danno (SLD) deve essere effettuata per la seguente combinazione della azione sismica con le altre azioni.

$$\gamma_I E + G_K + P_K + \sum_i (\psi_{2i} Q_{Ki}) \quad (3.9)$$

dove:

- γ_I fattore di importanza (vedi punto 4.7);
- E azione sismica per lo stato limite in esame;
- G_K carichi permanenti al loro valore caratteristico;
- P_K valore caratteristico dell'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;
- ψ_{2i} coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile Q_i ;
- Q_{Ki} valore caratteristico della azione variabile Q_i .

Gli effetti dell'azione sismica saranno valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_K + \sum_i (\psi_{Ei} Q_{Ki}) \quad (3.10)$$

dove:

- ψ_{Ei} coefficiente di combinazione dell'azione variabile Q_i , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi Q_{Ki} siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando ψ_{2i} per ϕ .

I valori dei coefficienti ψ_{2i} e ϕ sono riportati nelle successive tabelle.

Tabella 3.4 - Coefficienti ψ_{2i} per varie destinazioni d'uso

Destinazione d'uso	ψ_{2i}
Abitazioni, Uffici	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,60
Tetti e coperture con neve	0,20
Magazzini, Archivi, Scale	0,80
Vento, variazione termica	0,00

Tabella 3.5 - Coefficienti ϕ per edifici

Carichi ai piani	ϕ
Copertura	1,0
Archivi	1,0
Carichi correlati	0,8
Carichi indipendenti	0,5

4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

4.1 Sistemi costruttivi

Gli edifici presi in considerazione nelle presenti norme comprendono i sistemi costruttivi elencati nella tabella seguente, insieme ai principali sotto-sistemi strutturali ed ai capitoli in cui vengono trattati.

Per quanto non dettagliatamente trattato valgono, per tali sistemi e per quelli non esplicitamente considerati nei capitoli seguenti, le prescrizioni generali di cui alle presenti norme, eventualmente integrate dalla normativa specifica esistente.

Tabella 4.1 – Sistemi costruttivi

Capitolo	Sistema costruttivo	Sotto – sistema strutturale
5	Edifici con struttura in cemento armato	a telaio; a pareti; misto a telai e pareti; a nucleo; a ossatura pendolare in acciaio, con pareti o nuclei che costituiscono il sistema resistente principale per le azioni orizzontali; prefabbricato.
6	Edifici con struttura in acciaio	a telaio, a telaio con controventi concentrici; a telaio con controventi eccentrici a mensola; intelaiato controventato.
7	Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo	a telaio, a telaio con controventi concentrici; a telaio con controventi eccentrici a mensola; intelaiato controventato.
8	Edifici con struttura in muratura	a pareti in muratura ordinaria; a pareti in muratura armata; misto con pareti in muratura ordinaria o armata
9	Edifici con struttura in legno	
10	Edifici isolati	
11	Edifici esistenti	

4.2 Distanze ed altezze

L'altezza massima (H) degli edifici di nuova costruzione è specificata nella tabella 4.2, in funzione del sistema costruttivo e della zona sismica. Le altezze massime ivi riportate sono incrementate del 50% per gli edifici isolati alla base.

Tabella 4.2 – Altezze massime consentite

Zona sismica	4	3	2	1
Sistema costruttivo	Altezza massima consentita (in m)			
Edifici con struttura in calcestruzzo armato	nessuna limitazione	nessuna limitazione		
Edifici con struttura in acciaio		nessuna limitazione		
Edifici con struttura mista in acciaio e calcestruzzo		nessuna limitazione		
Edifici con struttura in muratura ordinaria		16	11	7,5
Edifici con struttura in muratura armata		25	19	13
Edifici con struttura in legno		10	7	7

Nel caso in cui l'edificio abbia piani cantinati o seminterrati, la differenza di livello tra il piano più elevato di copertura e quello di estradosso delle fondazioni non può eccedere di più di 4 m i limiti riportati nella tabella 4.2.

Nel caso di edifici costruiti su terreni in pendio, le altezze indicate nella tabella 4.2 possono essere incrementate di 1.5 m, a condizione che la media delle altezze di tutti i fronti rientri nei limiti indicati.

Per le costruzioni in legno è ammessa la costruzione di una struttura a pareti in c.a. o in muratura, di altezza non superiore a 4 m, nel qual caso i limiti indicati nella tabella 4.2 si riferiscono alla sola parte in legno. I limiti indicati nella tabella 4.2 non si riferiscono a strutture realizzate in legno lamellare (con fondazioni in calcestruzzo e collegamenti in acciaio), per le quali non è prevista alcuna limitazione in altezza.

Due edifici possono essere costruiti a contatto solo nel caso in cui sia realizzata una completa solidarietà strutturale.

La distanza tra due edifici contigui non può essere inferiore alla somma degli spostamenti massimi determinati per lo SLU, calcolati per ciascuno degli edifici, secondo il punto 4.8; in ogni caso la distanza tra due punti degli edifici posti alla medesima altezza non potrà essere inferiore ad 1/100 della quota dei punti considerati misurata dallo spiccatto delle strutture in elevazione, moltiplicata per $a_g/0,35g$. Qualora non si eseguano calcoli specifici, lo spostamento massimo di un edificio contiguo esistente, non isolato alla base, potrà essere stimato in 1/100 dell'altezza dell'edificio, moltiplicata per $a_g/0,35g$.

4.3 Caratteristiche generali degli edifici

4.3.1 Regolarità

Gli edifici devono avere quanto più possibile caratteristiche di semplicità, simmetria, iperstaticità e regolarità, quest'ultima definita in base ai criteri di seguito indicati. In funzione della regolarità di un edificio saranno richieste scelte diverse in relazione al metodo di analisi e ad altri parametri di progetto. Si definisce *regolare* un edificio che rispetti sia i criteri di regolarità in pianta sia i criteri di regolarità in altezza.

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

- la configurazione in pianta è compatta e approssimativamente simmetrica rispetto a due direzioni ortogonali, in relazione alla distribuzione di masse e rigidità;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;
- almeno una dimensione di eventuali rientri o sporgenze non supera il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella corrispondente direzione;
- i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali e sufficientemente resistenti.

Un edificio è *regolare in altezza* se tutte le seguenti condizioni sono rispettate:

- tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- massa e rigidità rimangono costanti o variano gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni di massa da un piano all'altro non superano il 25 %, la rigidità non si abbassa da un piano al sovrastante più del 30% e non aumenta più del 10%); ai fini della rigidità si possono considerare regolari in altezza strutture dotate di pareti o nuclei in c.a. di sezione costante sull'altezza o di telai controventati in acciaio, ai quali sia affidato almeno il 50% dell'azione sismica alla base;
- il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo nelle strutture intelaiate progettate in Classe di Duttilità Bassa non è significativamente diverso per piani diversi (il rapporto fra la resistenza effettiva e quella richiesta calcolata ad un generico piano non deve differire più del 20% dall'analogo rapporto determinato per un altro piano); può fare eccezione l'ultimo piano di strutture intelaiate di almeno tre piani;
- eventuali restringimenti della sezione orizzontale dell'edificio avvengono in modo graduale da un piano al successivo, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30% della dimensione corrispondente al primo piano, né il 20% della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante. Fa eccezione l'ultimo piano di edifici di almeno quattro piani per il quale non sono previste limitazioni di restringimento.

4.3.2 Elementi strutturali secondari

Alcuni elementi strutturali dell'edificio possono venire definiti "secondari". Sia la rigidità che la resistenza di tali elementi viene ignorata nell'analisi della risposta. Tali elementi tuttavia devono essere in grado di assorbire le deformazioni della struttura soggetta all'azione sismica di progetto mantenendo la capacità portante nei confronti dei carichi verticali, pertanto i particolari costruttivi definiti per gli elementi strutturali si applicano limitatamente al soddisfacimento di tale requisito.

La scelta degli elementi da considerare secondari può essere cambiata a seguito di analisi preliminari, ma in nessun caso tale scelta può determinare il passaggio da struttura “irregolare” a struttura “regolare”.

4.4 Modellazione della struttura

Il modello della struttura su cui verrà effettuata l'analisi dovrà rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa e rigidezza effettiva considerando, laddove appropriato (come da indicazioni specifiche per ogni tipo strutturale), il contributo degli elementi non strutturali.

In generale il modello della struttura sarà costituito da elementi resistenti piani a telaio o a parete connessi da diaframmi orizzontali.

Se i diaframmi orizzontali, tenendo conto delle aperture in essi presenti, sono sufficientemente rigidi, i gradi di libertà dell'edificio possono essere ridotti a tre per piano, concentrando masse e momenti di inerzia al centro di gravità di ciascun piano.

Gli edifici regolari in pianta ai sensi del punto 4.3 possono essere analizzati considerando due modelli piani separati, uno per ciascuna direzione principale.

In aggiunta all'eccentricità effettiva, dovrà essere considerata un'eccentricità accidentale e_{ai} , spostando il centro di massa di ogni piano i , in ogni direzione considerata, di una distanza pari a $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

La rigidezza degli elementi può essere riferita a condizioni fessurate. Nel caso di edifici con struttura in cemento armato, e composta acciaio – calcestruzzo, la rigidezza degli elementi può essere valutata assumendo la rigidezza secante a snervamento. In caso non siano effettuate analisi specifiche, la rigidezza flessionale e a taglio di elementi in cemento armato può essere assunta sino al 50% della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati, ad esempio in funzione dell'influenza dello sforzo normale permanente.

4.5 Analisi

4.5.1 Aspetti generali

Si distinguono i quattro metodi di analisi elencati nel seguito, che possono essere utilizzati secondo le limitazioni indicate per ciascuno di essi nei paragrafi successivi.

- statica lineare
- dinamica modale
- statica non lineare
- dinamica non lineare

4.5.2 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare, salvo quando altrimenti specificato, può essere effettuata per costruzioni regolari in altezza ai sensi del punto 4.3 (con esclusione del punto g), a condizione che il primo periodo di vibrazione, nella direzione in esame, della struttura (T_1) non superi $2,5 T_c$.

Per edifici che non superino i 40 m di altezza, in assenza di calcoli più dettagliati, T_1 può essere stimato utilizzando la formula seguente:

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad (4.1)$$

Dove H è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione e C_1 vale 0,085 per edifici con struttura a telaio in acciaio, 0,075 per edifici con struttura a telaio in calcestruzzo e 0,050 per edifici con qualsiasi altro tipo di struttura.

L'analisi statica consiste nell'applicazione di un sistema di forze distribuite lungo l'altezza dell'edificio assumendo una distribuzione lineare degli spostamenti. La forza da applicare a ciascun piano è data dalla formula seguente:

$$F_i = F_h (z_i W_i) / \sum (z_j W_j) \quad (4.2)$$

dove: $F_h = S_d(T_1) W \lambda / g$

F_i è la forza da applicare al piano i

W_i e W_j sono i pesi delle masse ai piani i e j rispettivamente

z_i e z_j sono le altezze dei piani i e j rispetto alle fondazioni

$S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al punto 3.2.5

W è il peso complessivo della costruzione, calcolato secondo quanto indicato per ogni tipo strutturale

λ è un coefficiente pari a 0,85 se l'edificio ha almeno tre piani e se $T_1 < 2 T_c$, pari a 1,0 in tutti gli altri casi..

g è l'accelerazione di gravità.

Gli effetti torsionali accidentali di cui al punto 4.4 possono essere tenuti in conto applicando ad ogni piano la forza sismica F_i con eccentricità e_{ai} o, in modo equivalente, sommando agli effetti delle forze statiche quelli dovuti ai momenti $M_i = e_{ai} \times F_i$. Per edifici aventi massa e rigidità distribuite in modo approssimativamente simmetrico in pianta e inscritto in un rettangolo con rapporto fra i lati inferiore a 4, gli effetti torsionali accidentali di cui al punto 4.4, possono essere considerati amplificando le sollecitazioni, calcolate con la distribuzione (4.2), in ogni elemento resistente con il fattore (δ) risultante dalla seguente espressione:

$$\delta = 1 + 0.6 x / L_e \quad (4.3)$$

dove: x è la distanza dell'elemento resistente verticale dal baricentro geometrico dell'edificio, misurata perpendicolarmente alla direzione dell'azione sismica considerata

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

4.5.3 Analisi dinamica modale

L'analisi modale, associata allo spettro di risposta di progetto, è da considerarsi il metodo normale per la definizione delle sollecitazioni di progetto, salvo quando altrimenti specificato, e va applicata ad un modello tridimensionale dell'edificio. Due modelli piani separati, ai sensi del punto 4.4, possono essere utilizzati a condizione che siano rispettati i criteri di regolarità in pianta di cui al punto 4.3.

Dovranno essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa. Si suggerisce a tal riguardo di considerare tutti i modi con massa partecipante superiore al 5%, oppure un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. La combinazione dei modi al fine di calcolare sollecitazioni e spostamenti complessivi potrà essere effettuata calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati dei risultati ottenuti per ciascun modo, secondo l'espressione (4.4), a condizione che il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da tutti gli altri. In caso contrario dovrà essere utilizzata una combinazione quadratica completa, quale quella indicata nell'espressione (4.5).

$$E = (\sum E_i^2)^{1/2} \quad (4.4)$$

$$E = (\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j)^{1/2} \quad (4.5)$$

dove:

E è il valore totale della componente di risposta sismica che si sta considerando

E_i è il valore della medesima componente dovuta al modo i

E_j è il valore della medesima componente dovuta al modo j

$\rho_{ij} = (8\xi^2 (1 + \beta_{ij}) \beta_{ij}^{3/2}) / ((1 - \beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2 \beta_{ij} (1 + \beta_{ij})^2)$ è il coefficiente di correlazione tra il modo i e il modo j

ξ è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente

β_{ij} è il rapporto tra le frequenze di ciascuna coppia i - j di modi ($\beta_{ij} = \omega_i / \omega_j$).

Gli effetti torsionali accidentali possono essere considerati applicando i momenti M_i o il fattore δ in modo analogo a quanto indicato per il caso di analisi lineare statica.

4.5.4 Analisi statica non lineare

4.5.4.1 Generalità

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

Questo tipo di analisi può essere applicato per gli scopi e nei casi seguenti:

- valutare i rapporti di sovrarigidità α_u / α_1 di cui ai punti 5.3.2, 6.3.3, 7.3.3 e 8.1.3;
- verificare l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di riduzione q ;
- come metodo di progetto per gli edifici di nuova costruzione sostitutivo dei metodi di analisi lineari;
- come metodo per la valutazione della capacità di edifici esistenti.

Il metodo si articola nei passi seguenti:

- determinazione di un legame forza-spostamento generalizzato tra la risultante delle forze applicate (“taglio alla base” F_b) e lo spostamento d_c di un “punto di controllo”, usualmente scelto come il baricentro dell’ultimo piano;
- determinazione delle caratteristiche di un sistema ad un grado di libertà a comportamento bi-lineare equivalente;
- determinazione della risposta massima in spostamento di tale sistema con utilizzo dello spettro di risposta elastico;
- conversione dello spostamento del sistema equivalente determinato come sopra nella configurazione deformata effettiva dell’edificio e verifica della compatibilità degli spostamenti (elementi/meccanismi duttili) e delle resistenze (elementi/meccanismi fragili).

Per gli edifici in muratura il metodo prevede solo una verifica globale in spostamento, e non le verifiche nei singoli elementi. Le proprietà degli elementi possono essere basate, salvo diversa indicazione, sui valori medi delle proprietà dei materiali.

4.5.4.2 Legame forza-spostamento generalizzato

Devono essere applicati all’edificio almeno due distinte distribuzioni di forze orizzontali, applicate ai baricentri delle masse a ciascun piano:

- una distribuzione di forze proporzionali alle masse;
- una distribuzione di forze proporzionali al prodotto delle masse per la deformata corrispondente al primo modo di vibrazione;

Tutti i passi successivi devono essere eseguiti per entrambe le distribuzioni di forze eseguendo le verifiche di duttilità e di resistenza di ciascun elemento/meccanismo per la distribuzione più sfavorevole.

L’analisi deve essere spinta fino al superamento dello stato limite oggetto della verifica. Il diagramma risultante ha nelle ascisse lo spostamento del nodo di controllo e nelle ordinate il taglio alla base.

4.5.4.3 Sistema bi-lineare equivalente

Si indichi con Φ il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione della struttura di interesse per la direzione considerata dell’azione sismica, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

Il “coefficiente di partecipazione” Γ è definito dalla relazione

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \Phi_i}{\sum m_i \Phi_i^2} \quad (4.6)$$

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema equivalente a un grado di libertà sono legati, in campo elastico, alle corrispondenti grandezze dell’edificio dalle relazioni:

$$\begin{aligned} F^* &= F_b / \Gamma \\ d^* &= d_c / \Gamma \end{aligned} \quad (4.7)$$

La curva caratteristica forza F^* - spostamento d^* del sistema equivalente è approssimata da una bilineare definita in base al criterio di uguaglianza delle aree.

In mancanza di valutazioni più accurate, le coordinate del punto di snervamento del sistema bi-lineare equivalente possono essere definite nel seguente modo:

- $F_y^* = F_{bu} / \Gamma$ dove F_{bu} è la resistenza massima dell’edificio (fig 4.1);
- $d_y^* = F_y^* / k^*$ dove k^* è la rigidezza secante del sistema equivalente ottenuta dall’eguaglianza delle aree come indicato nella figura 4.1.

Il periodo elastico del sistema bi-lineare è dato dall’espressione:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (4.8)$$

dove $m^* = \sum m_i \Phi_i$.

4.5.4.4 Risposta massima in spostamento del sistema equivalente

Nel caso che $T^* \geq T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo (vedi punto 3.2.5):

$$d_{\max}^* = d_{e,\max}^* = S_{De}(T^*) \quad (4.9)$$

Nel caso che $T^* < T_C$ la risposta in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$d_{\max}^* = \frac{d_{e,\max}^*}{q^*} \left[1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,\max}^* \quad (4.10)$$

dove $q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$ rappresenta il rapporto tra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente.

Se risulta $q^* \leq 1$ allora si ha $d_{\max}^* = d_{e,\max}^*$.

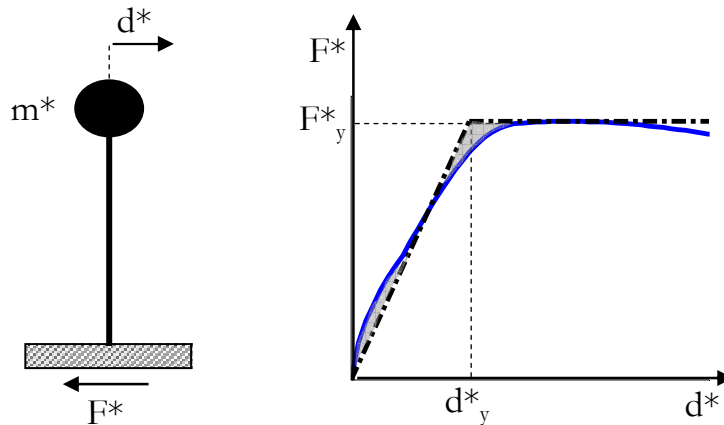


Figura 4.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

4.5.4.5 Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio

Lo spostamento effettivo di risposta del punto di controllo dell'edificio risulta pari a Γd_{\max}^* .

Una volta trovato lo spostamento effettivo di risposta per lo SL in studio, si procede alla verifica della compatibilità degli spostamenti per elementi/meccanismi duttili e delle resistenze per gli elementi/meccanismi fragili.

4.5.5 Analisi dinamica non lineare

La risposta sismica della struttura può essere calcolata mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello tridimensionale dell'edificio e gli accelerogrammi definiti al punto 3.2.7.

Il modello costitutivo utilizzato per la rappresentazione del comportamento non lineare della struttura dovrà essere giustificato, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) potranno essere rappresentati dalle medie dei valori massimi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli.

Il fattore d'importanza di cui ai punti 2.5 e 4.7 dovrà essere applicato alle ordinate degli accelerogrammi.

4.6 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Le componenti orizzontali e verticali dell'azione sismica saranno in generale considerate come agenti simultaneamente.

Nel caso di analisi lineari (statica e modale) i valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati sommando, ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione, il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

Nel caso di analisi non lineare statica non si applica la combinazione delle due componenti orizzontali dell'azione sismica: l'analisi della risposta strutturale è svolta considerando l'azione sismica applicata separatamente secondo ciascuna delle due direzioni orizzontali.

Nel caso di analisi dinamica non lineare la determinazione della risposta strutturale è svolta considerando per ogni gruppo (par. 4.5.5) due accelerogrammi orizzontali conformi a quanto specificato in 3.2.7, agenti contemporaneamente nelle due direzioni orizzontali.

L'azione sismica verticale dovrà essere obbligatoriamente considerata nei casi seguenti: presenza di elementi pressoché orizzontali con luce superiore a 20 m, di elementi principali precompressi, di elementi a mensola, di strutture di tipo spingente, di pilastri in falso, edifici con piani sospesi. L'analisi sotto azione sismica verticale potrà essere limitata a modelli parziali comprendenti gli elementi indicati. In ogni caso il modello, parziale o globale, dovrà prendere correttamente in conto la presenza di masse eccitabili in direzione verticale. Quando per gli elementi di cui sopra l'azione orizzontale produce effetti superiori al 30 % di quelli dovuti alle azioni verticali in qualche sezione, si considereranno gli effetti massimi risultanti dall'applicazione di ciascuna delle azioni nelle tre direzioni sommati al 30 % dei massimi prodotti dall'azione in ciascuna delle altre due direzioni.

4.7 Fattori di importanza

Ai sensi di quanto prescritto al punto 2.5, gli edifici sono suddivisi in tre categorie, cui corrispondono le definizioni ed i fattori di importanza indicati nella tabella seguente:

Tabella 4.3 – Fattori di importanza

Categoria	Edifici	Fattore di importanza
I	Edifici la cui funzionalità durante il terremoto ha importanza fondamentale per la protezione civile (ad esempio ospedali, municipi, caserme dei vigili del fuoco)	1.4
II	Edifici importanti in relazione alle conseguenze di un eventuale collasso (ad esempio scuole, teatri)	1.2
III	Edifici ordinari, non compresi nelle categorie precedenti	1.0

4.8 Valutazione degli spostamenti

Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite ultimo potranno essere valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente (punto 3.2.5) per il fattore di struttura (q) e per il fattore di importanza (γ_i , punti 2.5 e 4.7) utilizzati. Gli spostamenti indotti dall'azione sismica relativa allo stato limite di danno potranno essere valutati moltiplicando gli spostamenti ottenuti utilizzando lo spettro di progetto corrispondente (punto 3.2.6) per il fattore di importanza utilizzato. In caso di analisi non lineare, statica o per integrazione delle equazioni del moto, gli spostamenti saranno ottenuti direttamente dall'analisi.

4.9 Considerazione di elementi non strutturali

Tutti gli elementi costruttivi senza funzione strutturale, il cui danneggiamento può provocare danni a persone, dovranno in generale essere verificati all'azione sismica, insieme alle loro connessioni alla struttura.

L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutato, salvo più accurate determinazioni, considerando un sistema di forze proporzionali alle masse (concentrate o distribuite) dell'elemento non strutturale, la cui forza risultante (F_a) valutata al baricentro dell'elemento non strutturale, è calcolata secondo la relazione seguente:

$$F_a = W_a S_a \gamma_i / q_a \quad (4.11)$$

dove: W_a è il peso dell'elemento

γ_i è il fattore di importanza della costruzione (punti 2.5 e 4.7)

q_a è il fattore di struttura dell'elemento, da considerare pari ad 1 per elementi aggettanti a mensola (quali ad esempio camini e parapetti collegati alla struttura solamente alla base) e pari a 2 negli altri casi (ad esempio per pannelli di tamponamento e controsoffitti)

S_a è il coefficiente sismico da applicare agli elementi non strutturali di cui alla relazione seguente

$$S_a = \frac{a_g S}{g} \left[\frac{3(1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0.5 \right] \geq \frac{a_g S}{g} \quad (4.12)$$

dove: S_{a_g} è l'accelerazione di progetto al terreno

Z è l'altezza del baricentro dell'elemento rispetto alla fondazione

H è l'altezza della struttura

g è l'accelerazione di gravità

T_a è il primo periodo di vibrazione dell'elemento non strutturale nella direzione considerata, valutato anche in modo approssimato

T_1 è il primo periodo di vibrazione della struttura nella direzione considerata

Per le strutture con isolamento sismico si assumerà sempre $Z=0$.

Gli effetti dei tamponamenti sulla risposta sismica vanno considerati nei modi e nei limiti descritti per ciascun tipo costruttivo.

4.10 Impianti

Le prescrizioni riportate nel seguito riguardano gli elementi strutturali che sostengono e collegano tra loro e alla struttura principale i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto. Ciascun elemento di un impianto che ecceda il 30% del carico permanente totale del solaio su cui è collocato o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura, non ricade nelle prescrizioni successive e richiederà uno specifico studio.

L'effetto dell'azione sismica potrà essere valutata considerando una forza (F_a) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, calcolata utilizzando le equazioni 4.11 e 4.12.

La progettazione degli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale dovrà seguire le stesse regole adottate per gli elementi strutturali degli edifici. Gli eventuali componenti fragili dovranno essere progettati per avere resistenza allo snervamento doppia di quella degli eventuali elementi duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella risultante da un'analisi eseguita con coefficiente di struttura pari ad 1.

Gli impianti non dovranno essere vincolati all'edificio contando sul solo effetto dell'attrito. Dovranno essere soggetti a verifica sia i dispositivi di vincolo che gli elementi strutturali o non strutturali cui gli impianti sono fissati.

Gli impianti potranno essere collegati all'edificio con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione $T \geq 0,1$ s. Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili i collegamenti di servizio dell'impianto dovranno essere flessibili e non dovranno far parte del meccanismo di vincolo.

Impianti a gas dimensionati per un consumo superiore ai 50 m³/h dovranno essere dotati di valvole per l'interruzione automatica della distribuzione in caso di terremoto. I tubi per la fornitura del gas, al passaggio dal terreno all'edificio, dovranno essere progettati per sopportare senza rotture i massimi spostamenti relativi edificio-terreno dovuti all'azione sismica di progetto.

I corpi illuminanti dovranno essere dotati di dispositivi di sostegno tali da impedirne il distacco in caso di terremoto; in particolare, se montati su controsoffitti sospesi, dovranno essere efficacemente ancorati ai sostegni longitudinali o trasversali del controsoffitto e non direttamente ad esso.

4.11 Verifiche di sicurezza

4.11.1 Stato limite ultimo

4.11.1.1 Resistenza

Per tutti gli elementi strutturali e non strutturali, inclusi nodi e connessioni tra elementi, dovrà essere verificato che il valore di progetto di ciascuna sollecitazione (E_d), calcolato in generale comprendendo gli effetti del secondo ordine e le regole di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tecniche costruttive, sia inferiore al corrispondente valore della resistenza di progetto (R_d), calcolato secondo le regole specifiche indicate per ciascun tipo strutturale.

Gli effetti del secondo ordine potranno essere trascurati nel caso in cui la condizione seguente sia verificata ad ogni piano:

$$\theta = P d_r / V h < 0.1 \quad (4.13)$$

dove: P è il carico verticale totale di tutti i piani superiori al piano in esame
 d_r è lo spostamento medio d'interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo il punto 4.8
 V è la forza orizzontale totale al piano in esame
 h è l'altezza del piano

Quando θ è compreso tra 0.1 e 0.2 gli effetti del secondo ordine possono essere presi in conto incrementando gli effetti dell'azione sismica orizzontale di un fattore pari a $1/(1-\theta)$.

θ non può comunque superare il valore 0.3.

4.11.1.2 Duttilità e capacità di spostamento

Dovrà essere verificato che i singoli elementi strutturali e la struttura nel suo insieme possiedano una duttilità coerente con il fattore di struttura (q) adottato. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta applicando le regole di progetto specifiche e di gerarchia delle resistenze indicate per le diverse tipologie costruttive.

Alternativamente, e coerentemente con modello e metodo di analisi utilizzato, si dovrà verificare che la struttura possieda una capacità di spostamento superiore alla domanda.

4.11.1.3 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere verificate applicando quanto prescritto nel punto 5.4.7.

4.11.1.4 Giunti sismici

Il martellamento tra strutture contigue deve essere evitato, creando giunti conformi a quanto specificato al punto 4.2.

4.11.1.5 Diaframmi orizzontali

I diaframmi orizzontali devono essere in grado di trasmettere le forze tra i diversi sistemi resistenti a sviluppo verticale. Quando tale verifica sia necessaria si considereranno agenti sui diaframmi le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30 %.

I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano, a condizione che le aperture presenti non ne riducano significativamente la rigidezza, se realizzati in cemento armato, oppure in latero-cemento con soletta in c.a. di almeno 40 mm di spessore, o in struttura mista con soletta in cemento armato di almeno 50 mm di spessore collegata da connettori a taglio opportunamente dimensionati agli elementi strutturali di solaio in acciaio o in legno. Nel caso di altre soluzioni costruttive l'ipotesi di infinita rigidezza dovrà essere valutata e giustificata dal progettista.

4.11.2 Stato limite di danno

Per l'azione sismica di progetto di cui al punto 3.2.6 dovrà essere verificato che gli spostamenti strutturali non producano danni tali da rendere temporaneamente inagibile l'edificio. Questa condizione si potrà ritenere soddisfatta quando gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi (d_r) siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

a) per edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura che interferiscono con la deformabilità della stessa

$$d_r < 0.005 h \quad (4.14)$$

b) per edifici con tamponamenti progettati in modo da non subire danni a seguito di spostamenti di interpiano d_{rp} , per effetto della loro deformabilità intrinseca ovvero dei collegamenti alla struttura:

$$d_r \leq d_{rp} \leq 0.01 h \quad (4.15)$$

c) per edifici con struttura portante in muratura ordinaria

$$d_r < 0.003 h \quad (4.16)$$

d) per edifici con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0.004 h \quad (4.17)$$

dove: d_r è lo spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, calcolati secondo il punto 4.8

h è l'altezza del piano

In caso di coesistenza di diversi tipi di tamponamenti o struttura portante nel medesimo piano dell'edificio dovrà essere assunto il limite di spostamento più restrittivo. Qualora gli spostamenti di interpiano siano superiori a $0.005 h$ (caso b) le verifiche della capacità di spostamento degli elementi non strutturali vanno estese a tutti i tamponamenti, alle tramezzature interne ed agli impianti.

5 EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO

5.1 Principi generali

L'impostazione delle presenti norme, con le regole di progetto che da essa discendono, prevede che gli edifici in cemento armato posseggano in ogni caso una adeguata capacità di dissipare energia in campo inelastico per azioni cicliche ripetute, senza che ciò comporti riduzioni significative della resistenza nei confronti delle azioni sia verticali che orizzontali.

Ai fini di un buon comportamento dissipativo d'insieme, le deformazioni inelastiche devono essere distribuite nel maggior numero possibile di elementi duttili, in particolare **in quelli soggetti a sforzi normali limitati**, evitando al contempo che esse si manifestino negli elementi meno duttili (ad es. i pilastri **soggetti a sforzi normali rilevanti**) e nei meccanismi resistenti fragili (ad es. resistenza a taglio, resistenza dei nodi trave-pilastro). Il procedimento adottato nelle presenti norme per conseguire questo risultato si indica con il nome di "criterio della gerarchia delle resistenze" (GR).

Le presenti norme sono calibrate per due livelli di Capacità Dissipativa, o Classi di Duttilità (CD): alta (CD"A") e bassa (CD"B"). Il livello CD"A" prevede che sotto l'azione sismica di progetto la struttura si trasformi in un meccanismo dissipativo ad elevata capacità, mentre al livello CD"B" si richiede essenzialmente che tutti gli elementi a funzionamento flessionale: travi, pilastri e pareti, posseggano una soglia minima di duttilità.

In funzione del livello di duttilità che si intende conseguire variano sia le modalità di applicazione del criterio della gerarchia delle resistenze (nel livello "B" esso è di fatto presente solo in modo implicito) sia l'entità dell'azione sismica di progetto, regolata dal valore del fattore di struttura q .

Gli edifici con struttura prefabbricata in cemento armato sono trattati separatamente, al capitolo 5.7.

Per gli edifici in zona 4 è consentito il ricorso a calcoli semplificati, secondo quanto descritto al capitolo 5.8.

5.2 Caratteristiche dei materiali

5.2.1 Conglomerato

Non è ammesso l'uso di conglomerati di classe inferiore a C20/25, ossia con resistenza caratteristica rispettivamente cilindrica (f_{ck}) o cubica (R_{ck}) inferiore a 20 o 25 MPa.

5.2.2 Acciaio

Per le strutture **da realizzare** nelle zone 1, 2 e 3, l'acciaio deve possedere i seguenti requisiti:

- Allungamento uniforme al carico max (valore frattile 10% inferiore):
 $\epsilon_{su,k} > 7,5\%$
- Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento (valore medio del rapporto):
 $1,15 < f_t/f_y < 1,35$
- Rapporto medio tra valore effettivo e valore nominale della resistenza a snervamento:
 $f_{y,eff}/f_{y,nom} < 1,25$

Acciai di prestazioni inferiori si possono utilizzare unicamente per l'armatura di elementi in cui è impedita la plasticizzazione mediante il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze e per strutture poco dissipative, caratterizzate da valori del fattore di struttura $q \leq 1.5$. In tali casi si applicano le prescrizioni per condizioni non sismiche.

5.3 Tipologie strutturali e fattori di struttura

5.3.1 Tipologie strutturali

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

- *strutture a telaio*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente (> 65% delle azioni orizzontali) a telai spaziali;

- *strutture a pareti*, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata a pareti, singole o accoppiate. Una parete accoppiata consiste di due o più pareti **single** collegate tra loro ai piani dell'edificio da travi duttili ("travi di collegamento") disposte in modo regolare lungo l'altezza. Ai fini della determinazione del coefficiente di struttura q una parete si definisce accoppiata quando è verificata la condizione che il momento totale alla base prodotto dalle azioni orizzontali è equilibrato per almeno il 20% dalla coppia prodotta dagli sforzi verticali indotti nelle pareti dalla azione sismica;
- *strutture miste telaio-pareti*, nelle quali in generale ai telai è affidata prevalentemente la resistenza alle azioni verticali, mentre quelle orizzontali sono assorbite prevalentemente da pareti, singole o accoppiate;
- *strutture a nucleo (deformabili torsionalmente)*, composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0,8$

nella quale: $r^2 =$ rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano
 $l_s^2 = (L^2 + B^2)/12$ (L e B dimensioni in pianta dell'edificio)

5.3.2 Fattori di struttura

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica è dato dalla seguente espressione:

$$q = q_0 K_D K_R \quad (5.1)$$

nella quale: q_0 è legato alla tipologia strutturale
 K_D è un fattore che dipende dalla classe di duttilità
 K_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio

I valori di q_0 sono contenuti nella tabella seguente.

Tabella 5.1 – Valori di q_0

Tipologia	q_0
Strutture a telaio	4,5 α_u/α_1
Strutture a pareti	4,0 α_u/α_1
Strutture miste telaio-pareti	4,0 α_u/α_1
Strutture a nucleo	3,0

Il fattore K_D vale: CD "A" $K_D = 1,0$

CD "B" $K_D = 0,7$

Il fattore K_R vale: Edifici regolari in altezza (punto 4.3) $K_R = 1,0$

Edifici non regolari in altezza (punto 4.3) $K_R = 0,8$

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale

α_u è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (punto 4.5.4) e non può in ogni caso essere assunto superiore a 1,5.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare per la valutazione di α_u/α_1 , i seguenti valori possono essere adottati:

edifici a telaio di un piano $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$

edifici a telaio a più piani, con una sola campata $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

edifici a telaio con più piani e più campate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

edifici a pareti non accoppiate $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$

edifici a pareti accoppiate o miste telaio-pareti $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Per tipologie strutturali diverse da quelle definite in 5.3.1, ove si intenda adottare un valore $q > 1,5$, il valore adottato dovrà essere adeguatamente giustificato dal progettista.

Strutture aventi i telai resistenti all'azione sismica composti con travi a spessore, anche in una sola delle direzioni principali, devono essere progettate per la Classe di Duttività CD"B".

5.4 Dimensionamento e verifica degli elementi strutturali

5.4.1 Travi

5.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al punto 3.3.

Per le strutture in CD"B" gli sforzi di taglio, da utilizzare per il relativo dimensionamento o verifica, si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave allo sforzo di taglio prodotto dai momenti flettenti di calcolo delle sezioni di estremità.

Per le strutture in CD"A", al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio di calcolo si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, **considerata incernierata agli estremi**, allo sforzo di taglio prodotto dai momenti resistenti delle sezioni di estremità, amplificati del fattore: $\gamma_{Rd} = 1,20$.

I momenti resistenti di estremità sono da calcolare sulla base delle armature flessionali effettivamente disposte, con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche.

Si considereranno due valori dello sforzo di taglio, massimo e minimo, assumendo rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti di estremità con i due possibili segni, da assumere in ogni caso concordi.

5.4.1.2 Verifiche di resistenza

a) Flessione

In ogni sezione, il momento resistente, calcolato con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza γ_m applicabili per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore o uguale al momento flettente di calcolo, determinato come indicato in 5.4.1.1.

b) Taglio

Per le strutture in CD"B", le verifiche a taglio ed il calcolo delle armature si eseguono come per le situazioni non sismiche.

Per le strutture in CD"A", vale quanto segue:

- il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio viene considerato nullo e si considera esclusivamente il contributo dell'acciaio; **per le travi di fondazione le verifiche a taglio ed il calcolo delle armature si eseguono come per le situazioni non sismiche.**
- se il più grande dei valori assoluti di V_{max} e V_{min} supera il valore:

$$V_{R1} = 10\tau_{Rd} b_w \cdot d \quad (5.2)$$

dove $\tau_{Rd} = R_{ck}^{2/3}/28$, in Mpa, b_w è la larghezza dell'anima della trave, d è l'altezza utile della sezione, allora la resistenza deve venire affidata esclusivamente ad apposita armatura diagonale nei due sensi, con inclinazione di 45° rispetto l'asse della trave;

- in ogni caso il più grande dei valori assoluti non può superare il valore: $V_{R1} = 15 \tau_{Rd} b_w d$.

5.4.2 Pilastrri

5.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture in CD"B", le sollecitazioni di calcolo da utilizzare per il dimensionamento o verifica dei pilastrri sia a pressoflessione che a taglio, sono date dalla più sfavorevole situazione ottenuta dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al punto 3.3.

Per le strutture in CD"A", i momenti flettenti di calcolo nei pilastrri si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per il fattore di amplificazione α .

Il fattore di amplificazione, il cui scopo è quello di proteggere i pilastrri dalla plasticizzazione, è dato dall'espressione:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{|\sum M_{Rt}|}{|\sum M_p|} \quad (5.3)$$

nella quale $\gamma_{Rd} = 1,20$, $\sum M_{Rt}$ è la somma dei momenti resistenti delle travi convergenti in un nodo, aventi verso concorde, e $\sum M_p$ è la somma dei momenti nei pilastri al di sopra ed al di sotto del medesimo nodo, ottenuti dall'analisi.

Nel caso in cui i momenti nei pilastri siano di verso discorde, il solo valore maggiore va posto al denominatore della formula 5.3, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi.

Il fattore di amplificazione α deve essere calcolato per entrambi i versi della azione sismica, applicando il fattore di amplificazione calcolato per ciascun verso ai momenti calcolati nei pilastri con l'azione agente nella medesima direzione.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si applica il maggiore tra il momento risultante dall'analisi ed il momento utilizzato per la sezione di sommità del pilastro.

Non si applicano fattori di amplificazione alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.

Al valore del momento di calcolo ottenuto applicando la procedura suddetta deve essere associato il più sfavorevole valore dello sforzo normale ottenuto dall'analisi, per ciascun verso dell'azione sismica.

Per le strutture in CD"A", al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, gli sforzi di taglio nei pilastri da utilizzare per le verifiche ed il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro soggetto all'azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore (M_{Rp}^s) ed inferiore (M_{Rp}^i) secondo l'espressione:

$$V = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rp}^s + M_{Rp}^i}{l_p} \quad (5.5)$$

nella quale $\gamma_{Rd} = 1,20$, l_p è la lunghezza del pilastro.

5.4.2.2 Verifiche di resistenza

La resistenza delle sezioni dei pilastri a pressoflessione ed a taglio, da confrontare con le rispettive azioni esterne determinate come indicato in 5.4.2.1, si valuta secondo le espressioni applicabili alle situazioni non sismiche e con gli stessi valori dei coefficienti parziali di sicurezza dei materiali.

5.4.3 Nodi trave-pilastro

5.4.3.1 Definizioni

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti.

Si distinguono due tipi di nodo:

- *nodi interamente confinati*, così definiti quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave. Il confinamento si considera realizzato quando su ogni faccia la sezione della trave si sovrappone per almeno i 3/4 della larghezza del pilastro, e su entrambe le coppie di facce opposte del nodo le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza;
- *nodi non interamente confinati*: tutti i nodi non appartenenti alla categoria precedente.

5.4.3.2 Verifiche di resistenza

La verifica di resistenza del nodo si assume automaticamente soddisfatta nel caso che esso sia interamente confinato.

Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture di CD"A" e "B" le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0,05 \frac{R_{ck}}{f_{yd}} \quad (5.6)$$

nella quale n_{st} ed A_{st} sono rispettivamente il numero di braccia e l'area della sezione trasversale di tondino della singola staffa orizzontale, i è l'interasse delle staffe, e \bar{b} è la larghezza utile del nodo determinata come segue:

- se la trave ha una larghezza b_w superiore a quella del pilastro b_c , allora \bar{b} è il valore minimo fra b_w e $b_c + h_c/2$, essendo h_c la dimensione della sezione della colonna parallela alla trave;
- se la trave ha una larghezza b_w inferiore a quella del pilastro b_c , allora \bar{b} è il valore minimo fra b_c e $b_w + h_c/2$.

5.4.4 Diaframmi orizzontali

5.4.4.1 Verifiche di resistenza

Vale quanto enunciato al punto 4.11.1.5.

5.4.5 Pareti

Si definiscono pareti semplici gli elementi portanti verticali quando il rapporto tra la minima e la massima dimensione della sezione trasversale è inferiore a 0,3. Si definiscono pareti di forma composta l'insieme di pareti semplici collegate in modo da formare sezioni a L, T, U, I ecc.

5.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture in CD"B", la distribuzione dei momenti flettenti e degli sforzi di taglio lungo l'altezza delle pareti è quella derivante dall'analisi dell'edificio per le combinazioni di carico di cui al punto 3.3.

Per le pareti delle strutture in CD"A" vale quanto segue.

- Il diagramma dei momenti di calcolo si ottiene linearizzando dapprima il diagramma dei momenti ottenuti dall'analisi (congiungendo i punti estremi), e poi traslando verticalmente il diagramma linearizzato per una distanza pari ad h_{cr} (altezza della zona inelastica di base).
L'altezza h_{cr} è data dal più grande dei seguenti valori di: l'altezza della sezione di base della parete (l), un sesto dell'altezza dell'edificio (H); l'altezza critica da assumere non deve essere comunque maggiore dell'altezza del piano terra nel caso di edificio con numero di piani non superiore a 6 e due volte l'altezza del piano terra per edifici con oltre 6 piani, e non maggiore di due volte l'altezza della sezione di base.
- Il diagramma degli sforzi di taglio di calcolo si ottiene moltiplicando quello ottenuto dall'analisi per il fattore α dato da:

$$\alpha = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Sd}} \quad (5.7)$$

nella quale $\gamma_{Rd} = 1,20$, M_{Rd} ed M_{Sd} sono rispettivamente il momento resistente della sezione di base della parete, calcolato considerando le armature effettivamente disposte, ed il corrispondente momento ottenuto dall'analisi.

Il fattore di amplificazione α deve essere calcolato per entrambi i versi della azione sismica, applicando il fattore di amplificazione calcolato per ciascun verso ai momenti calcolati con l'azione agente nella medesima direzione.

Nel caso di pareti tozze ($H/l < 2$) si applica solo l'amplificazione degli sforzi di taglio secondo l'espressione (5.7), mentre i momenti di calcolo possono coincidere con quelli forniti dall'analisi.

5.4.5.2 Verifiche di resistenza

Nel caso di parete semplice, la verifica di resistenza si effettua con riferimento al rettangolo di base. Nel caso di pareti di forma composta, la verifica va fatta considerando la parte di sezione costituita dalle anime parallele o approssimativamente parallele alla direzione principale sismica e dalle ali di dimensioni date dal minimo fra: effettiva larghezza dell'ala, metà della distanza fra anime adiacenti, 25% dell'altezza complessiva della parete H .

a) Flessione

In ogni sezione il momento resistente, associato al più sfavorevole valore dello sforzo normale e calcolato come per le situazioni non sismiche, deve risultare superiore od eguale al momento esterno di calcolo, determinato come indicato in 5.5.4.1.

b) Taglio

- Verifica dell'anima a compressione
Deve essere verificata la condizione

$$V < V_{Rd2} \quad (5.8)$$

nella quale:

$$V_{Rd2} = 0,4 (0,7 - f_{ck}/200) \cdot f_{cd} b_0 z \quad (5.9)$$

con f_{ck} espresso in MPa e non superiore a 40 MPa

b_0 = spessore dell'anima della parete

z = braccio delle forze interne, valutabile come: 0,8 l

- Verifica del meccanismo resistente a trazione
Deve essere verificata la condizione:

$$V < V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \quad (5.10)$$

nella quale V_{cd} e V_{wd} rappresentano rispettivamente il contributo del conglomerato e dell'armatura, e sono da valutare con le espressioni valide per le situazioni non sismiche nelle sezioni al di fuori dell'altezza h_{cr} , mentre nelle zone critiche valgono le espressioni:

- sforzo normale di trazione: $V_{cd} = 0$
 - sforzo normale di compressione: $V_{cd} = \tau_{Rd}(1.2 + 0.4\rho) b_0 z$
- (5.11)

dove ρ è il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale espresso in %.

- Verifica a scorrimento lungo piani orizzontali
Deve essere verificata la condizione

$$V < V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{fd} + V_{id} \quad (5.12)$$

nella quale V_{dd} e V_{fd} V_{id} rappresentano rispettivamente il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali, e V_{fd} il contributo della resistenza per attrito ed il contributo delle armature inclinate presenti alla base, e sono dati dalle espressioni:

$$V_{dd} = 0,25 f_{yd} \Sigma A_{si}$$

$$V_{fd} = 0,25 f_{cd} \cdot \xi l b_0$$

$$V_{id} = \Sigma A_{si} f_{yd} \cos\phi$$

essendo ΣA_{si} la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano, e ξl l'altezza della parte compressa della sezione, A_{si} l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano, con angolo di inclinazione ϕ .

5.4.6 Travi di collegamento

Travi aventi altezza pari allo spessore del solaio non sono da considerare efficaci ai fini del collegamento.

La verifica delle travi di collegamento è da eseguire con i procedimenti contenuti in 5.4.1.2 se è soddisfatta almeno una delle due condizioni seguenti:

- il rapporto luce netta e altezza è uguale o superiore a 3;
- lo sforzo di taglio di calcolo risulta:

$$V_d \leq 4bd\tau_{rd} \quad (5.13)$$

Se le condizioni precedenti non sono soddisfatte lo sforzo di taglio deve venire assorbito da armature ad X, con sezione pari ad A_s per ciascuna diagonale, che attraversano diagonalmente la trave e si ancorano nelle pareti adiacenti, in modo da soddisfare la relazione:

$$V_d \leq 2A_s f_{yd} \cdot \sin \alpha$$

essendo α l'angolo tra le diagonali e l'asse orizzontale.

In ogni caso deve risultare: $V_d < 15 b d \tau_{rd}$.

5.4.7 Elementi di fondazione in cemento armato

5.4.7.1 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture progettate per alta duttilità (CD "A") il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno devono essere eseguiti assumendo come sollecitazioni agenti le resistenze degli elementi strutturali soprastanti. Più precisamente, lo sforzo assiale nei pilastri derivante dalla combinazione delle azioni di cui al punto 3.3 dovrà essere associato al concomitante valore resistente del momento flettente ed al corrispondente sforzo di taglio. Non si richiede tuttavia che le sollecitazioni di progetto risultino maggiori di quelle derivanti da una analisi elastica della struttura eseguita con un fattore di struttura pari a $q = 1$.

Per le strutture progettate per bassa duttilità (CD "B") il dimensionamento delle strutture di fondazione e la verifica di sicurezza del terreno devono essere eseguiti assumendo come sollecitazioni agenti quelle ottenute dall'analisi della struttura. Se si utilizza un metodo di analisi lineare secondo il punto 4.5.1 lett. a) e b), le azioni sismiche sono quelle descritte dallo spettro di progetto. Se, invece, si utilizza un metodo di analisi non lineare secondo il punto 4.5.1 lett. c) e d), le azioni sismiche sono descritte dallo spettro elastico o da accelerogrammi con esso compatibili e l'analisi svolta restituisce le sollecitazioni trasmesse alla fondazione.

Le travi di fondazione in cemento armato devono avere armature longitudinali in percentuale non inferiore allo 0.2 % sia inferiormente che superiormente per l'intera lunghezza.

5.4.7.2 Collegamenti orizzontali tra fondazioni

Si deve tenere conto della presenza di spostamenti relativi del suolo sul piano orizzontale e dei possibili effetti da essi indotti nella soprastruttura.

Il requisito si ritiene soddisfatto 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 conservativamente assumere le seguenti azioni assiali:

$$\pm 0,5 a_g S \gamma_I / g N_{sd} \text{ per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo C ed E}$$

$$\pm 0,6 a_g S \gamma_I / g N_{sd} \text{ per profilo stratigrafico del suolo di fondazione di tipo D}$$

dove N_{sd} è il valore medio degli sforzi verticali agenti sugli elementi collegati.

Per profili stratigrafici dei suoli di fondazione di tipo A o B è consentito omettere i collegamenti, senza ulteriori valutazioni e senza tener conto degli spostamenti relativi nelle verifiche della struttura in elevazione. I collegamenti devono essere predisposti qualora anche una sola delle fondazioni delle due parti collegate siano su suoli di C, D o E.

5.4.7.3 Pali di fondazione

I pali devono essere progettati in modo da rimanere in campo elastico. Quando ciò non sia possibile, le sezioni in corrispondenza delle potenziali cerniere plastiche devono essere progettate per un comportamento duttile. In particolare l'armatura perimetrale di confinamento, di diametro non inferiore a 8 mm, sarà costituita da spirale continua per tutto il tratto interessato da potenziali cerniere plastiche. In tali tratti, di dimensione almeno pari a 3 volte il diametro, e comunque per uno sviluppo, a partire dalla testa del palo, di almeno 10 diametri, l'armatura longitudinale dovrà avere area non inferiore all'1% di quella del calcestruzzo ed essere efficacemente collegata a quella della struttura soprastante. Per la restante lunghezza del palo l'armatura longitudinale potrà essere progressivamente ridotta, ma dovrà avere area non inferiore allo 0.3% di quella del calcestruzzo ed essere efficacemente sovrapposta a quella della porzione di palo soprastante.

5.4.7.4 Verifiche di capacità portante

Nelle verifiche di capacità portante dei terreni di fondazione si adottano modelli di comprovata affidabilità quali, ad esempio, quelli di cui all'Allegato 4 o all'EC8-Parte 5. Limitatamente alle strutture di dimensioni e caratteristiche correnti, eretti su suoli di fondazione di tipo A, B e C e nei casi in cui per fondazioni su pali non è necessario calcolare i momenti flettenti di origine cinematica, come specificato al punto 3.3.2 nell'Allegato 4, le verifiche potranno essere effettuate anche confrontando le sollecitazioni trasmesse al terreno con la capacità limite di quest'ultimo determinata assumendo i valori nominali dei parametri di resistenza del terreno ed utilizzando un coefficiente di sicurezza globale pari a 2.0 per le fondazioni superficiali e ad 1.7 per le fondazioni su pali. Il predetto coefficiente 1.7 si applica globalmente al modello del blocco rigido equivalente alla palificata.

5.5 Particolari costruttivi

5.5.1 Generalità

Al fine di conseguire le desiderate caratteristiche di duttilità locale e globale, differenziate secondo la Classe di Duttilità adottata, è necessario che vengano rispettate le condizioni seguenti, che riguardano sia la geometria che i dettagli di armatura degli elementi.

5.5.2 Travi

5.5.2.1 Limiti geometrici

La larghezza della trave, b , non deve essere minore di 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate "a spessore", non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell'altezza della sezione trasversale del pilastro stesso. Il rapporto b/h non deve essere minore di 0,25.

5.5.2.2 Armature longitudinali

In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore devono essere compresi tra i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad (5.14)$$

dove: ρ è il rapporto geometrico di armatura = $A_s/(b \cdot h)$ oppure $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico di armatura relativo all'armatura compressa;

A_s e A_i rappresentano l'area dell'armatura longitudinale, rispettivamente superiore e inferiore;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in N/mm^2).

L'armatura superiore per il momento negativo alle estremità delle travi deve essere contenuta per almeno il 75% entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T, entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale.

Almeno due barre di diametro non inferiore a 12 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave.

A ciascuna estremità collegata con pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale, la percentuale di armatura compressa non deve essere minore della metà di quella tesa nella stessa sezione.

Almeno un quarto dell'armatura superiore necessaria alle estremità della trave deve essere mantenuta per tutto il bordo superiore della trave.

5.5.2.3 Armature trasversali

Nelle zone di attacco con i pilastri, per un tratto pari a due volte l'altezza utile della sezione trasversale per il CD "A" e pari a una volta tale altezza per il CD "B", devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare

non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non maggiore della più piccola delle grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale (CD "A" e "B");
- 15 cm (CD "A" e "B");
- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (solo per CD "A").

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

5.5.3 Pilastrì

5.5.3.1 Limiti geometrici

La dimensione minima della sezione trasversale non deve essere inferiore a 30 cm.

Il rapporto tra i lati minimo e massimo della sezione trasversale non deve essere inferiore a 0,3. In caso contrario l'elemento sarà assimilato alle pareti portanti trattate in 5.5.5.

5.5.3.2 Armature longitudinali

Nella sezione corrente del pilastro la percentuale di armatura longitudinale deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \frac{A}{A_c} \leq 4\% \quad (5.15)$$

con A area totale dell'armatura longitudinale e A_c area della sezione lorda del pilastro.

Per tutta la lunghezza del pilastro l'interasse tra le barre non deve essere superiore a 25 cm.

5.5.3.3 Armature trasversali

Per entrambi i livelli CD "A" e CD "B", alle due estremità del pilastro si devono disporre staffe di contenimento e legature per una lunghezza, misurata a partire dalla sezione di estremità, pari alla maggiore delle seguenti quantità:

- il lato maggiore della sezione trasversale;
- un sesto dell'altezza netta del pilastro (1/3 dell'altezza per i pilastrì isostatici);
- 45 cm.

In ciascuna delle due zone di estremità del pilastro devono essere rispettate le condizioni seguenti: le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe; almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, dovrà essere trattenuta da staffe interne o da legature; le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15 cm da una barra fissata.

Il diametro delle staffe di contenimento e legature non deve essere inferiore a 8 mm.

Esse saranno disposte ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

- un quarto del lato minore della sezione trasversale (CD "A" e "B");
- 15 cm (CD "A" e "B");
- 6 volte il diametro delle barre longitudinali che collegano (solo per CD "A").

5.5.4 Nodi trave-pilastro

5.5.4.1 Limiti geometrici

Sono da evitare per quanto possibile eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Nel caso che tale eccentricità superi 1/4 della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo.

5.5.4.2 Armature

Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, il nodo senza giunzioni. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio **delle armature tese** va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.

Indipendentemente da quanto richiesto dalla verifica in 5.4.2.2, lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo.

Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati.

5.5.5 Pareti

5.5.5.1 Definizione e limiti geometrici

Lo spessore delle pareti deve essere generalmente non inferiore a 150 mm, oppure a 200 mm nel caso in cui siano da prevedersi armature ad X nelle travi di collegamento, ai sensi del punto 5.4.6.

Lo sforzo assiale normalizzato (v_d) prodotto dai carichi di gravità non deve eccedere 0,4.

5.5.5.2 Armature

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono essere disposte su entrambe le facce della parete.

Le armature presenti sulle due facce devono essere collegate con legature in ragione di almeno nove ogni metro quadrato.

Il passo tra le barre deve essere non maggiore di 30 cm.

Il diametro delle barre deve essere non maggiore di un decimo dello spessore della parete.

Nell'altezza della zona inelastica di base h_{cr} , si definisce una zona "confinata" costituita dallo spessore della parete e da una lunghezza "confinata" l_c pari al 20% della lunghezza in pianta l della parete stessa e comunque non inferiore a 1,5 volte lo spessore della parete. In tale zona il rapporto geometrico ρ dell'armatura totale verticale, riferito all'area confinata, deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (5.17)$$

Nelle zone confinate l'armatura trasversale deve essere costituita da tondini di diametro non inferiore a 8 mm, disposti in modo da fermare **una barra verticale ogni due** con un passo non superiore a 10 volte il diametro della barra o a 25 cm. **Le barre non fissate devono trovarsi a meno di 15cm da una barra fissata.**

Nella rimanente parte della parete, in pianta ed in altezza, vanno seguite le regole delle condizioni non sismiche, con un minimo di armatura minima orizzontale e verticale pari allo 0.2 %, per controllare la fessurazione da taglio.

5.5.6 Travi di collegamento

Nel caso di armatura ad X, ciascuno dei due fasci di armatura deve essere racchiuso da armatura a spirale o da staffe di contenimento con passo non superiore a 100 mm.

In questo caso, in aggiunta all'armatura diagonale sarà disposta su ciascuna faccia della trave una rete di diametro 10 mm a maglia quadrata di lato 10 cm, ed armatura corrente di 2 barre da 16 mm ai bordi superiore ed inferiore.

Gli ancoraggi delle armature nelle pareti saranno del 50% più lunghi di quanto previsto per il dimensionamento **in condizioni non sismiche.**

5.6 Requisiti aggiuntivi per edifici con tamponamenti in muratura

5.6.1 Criteri generali

Le prescrizioni di cui al presente punto si riferiscono ad edifici con struttura in cemento armato e tamponamenti in muratura non collaboranti, costruiti dopo la maturazione della struttura, tradizionalmente considerati elementi non strutturali (e come tali soggetti alle verifiche di cui al punto 4.9).

È in generale necessario considerare:

- le conseguenze di possibili irregolarità in pianta o in altezza provocate dalla disposizione dei tamponamenti;
- gli effetti locali dovuti all'interazione tra telai e tamponamenti.

Sono esclusi dalle prescrizioni di cui ai punti 5.6.2 e 5.6.3 i tamponamenti interni di spessore non superiore a 100 mm.

5.6.2 Irregolarità provocate dai tamponamenti

Qualora la distribuzione dei tamponamenti sia fortemente irregolare in pianta, gli effetti sulla distribuzione delle forze equivalenti al sisma dovranno essere valutati e tenuti in conto. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando l'eccentricità accidentale di cui al punto 4.4 di un fattore 2.

Qualora la distribuzione dei tamponamenti sia fortemente irregolare in altezza, la possibilità di forti concentrazioni di danno ai piani con significativa riduzione dei tamponamenti dovrà essere considerata. Questo requisito si intende soddisfatto incrementando le azioni di calcolo per gli elementi verticali (pilastri e pareti) dei piani con riduzione dei tamponamenti di un fattore 1.4.

5.6.3 Effetti locali

Nel caso in cui i tamponamenti non si estendano per l'intera altezza dei pilastri adiacenti, gli sforzi di taglio da considerare per la parte del pilastro priva di tamponamento dovranno essere calcolati utilizzando la relazione 5.5, dove l'altezza l_p sarà assunta pari alla parte di pilastro priva di tamponamento. L'armatura risultante dovrà essere estesa per una distanza pari alla profondità del pilastro oltre la zona priva di tamponamento. Nel caso in cui l'altezza della zona priva di tamponamento fosse inferiore a 1.5 volte la profondità del pilastro, dovranno essere utilizzate armature bi-diagonali.

Nel caso precedente e nel caso in cui il tamponamento sia presente su un solo lato di un pilastro, l'armatura trasversale da disporre alle estremità del pilastro ai sensi del punto 5.5.3.3 dovrà essere estesa all'intera altezza del pilastro.

5.6.4 Limitazioni dei danni ai tamponamenti

In zone sismiche 1, 2 e 3 oltre alle verifiche di cui al punto 4.9, dovranno essere adottate misure atte ad evitare collassi fragili e prematuri dei pannelli di tamponamento esterno e la possibile espulsione di elementi di muratura in direzione perpendicolare al piano del pannello. **Le verifiche di cui al punto 4.9 si intendono soddisfatte** con l'inserimento di leggere reti **da intonaco** sui due lati della muratura, collegate tra loro a distanza non superiore a 500 mm sia in direzione orizzontale sia in direzione verticale, ovvero con l'inserimento di elementi di armatura orizzontale nei letti di malta, a distanza non superiore a 500 mm.

5.7 Edifici con struttura prefabbricata

5.7.1 Oggetto della norma

Ai fini delle disposizioni che seguono, si definiscono strutture prefabbricate quelle composte con elementi in cemento armato o precompresso, eseguiti a piè d'opera o in appositi stabilimenti con procedimenti industrializzati, ed assemblate in opera mediante unioni strutturali di vario tipo, a secco ovvero a umido.

La prefabbricazione di parti di una struttura progettata per rispondere alle prescrizioni contenute ai punti 5.1-5.7 non richiede altre prescrizioni aggiuntive se non la dimostrazione che il collegamento in opera delle parti è tale da conferire il previsto livello di monoliticità in termini di resistenza, rigidità e duttilità.

La presente norma ha per oggetto strutture composte da elementi lineari, ossia travi e pilastri. Per edifici prefabbricati a pannelli portanti la loro idoneità a soddisfare i requisiti di cui al capitolo 2 sotto l'azione sismica di progetto di cui al punto 3 deve essere adeguatamente dimostrata con riferimento alle caratteristiche specifiche del sistema adottato.

Le prescrizioni di cui al presente punto 5.7 sono aggiuntive rispetto a quelle contenute nei capitoli precedenti, per quanto applicabili e non esplicitamente modificate.

5.7.2 Tipologie strutturali e fattori di struttura

Le presenti norme prendono in considerazione le seguenti due categorie di sistemi strutturali:

- strutture multipiano intelaiate, definite tali quando tutti gli elementi strutturali: travi, pilastri e solai, sono collegati tra loro da vincoli di continuità;
- strutture monopiano, con elementi di copertura sostenuti da pilastri isostatici.

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

La distinzione ha rilevanza per quanto riguarda le verifiche dei collegamenti ed il valore da assumere per il fattore di struttura q .

Il fattore di struttura da utilizzare per ciascuna direzione della azione sismica è calcolato secondo quanto indicato al punto 5.3.2, con i valori di q_0 contenuti nella tabella seguente:

Tabella 5.2 – Valori di q_0 per strutture prefabbricate

Tipologia	q_0
Strutture a telaio	5
Strutture a pilastri isostatici	3,75

5.7.3 Collegamenti

I collegamenti tra gli elementi prefabbricati influenzano 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 corrisponde un diverso criterio di dimensionamento:

- collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità delle travi e dei pilastri, ma sovradimensionati in modo tale da spostare la plasticizzazione in zone attigue all'interno degli elementi;
- collegamenti situati nelle zone critiche alle estremità di travi e pilastri, e dotati delle necessarie caratteristiche in termini di duttilità e di quantità di energia dissipabile.

5.7.4 Dimensionamento dei collegamenti

5.7.4.1 Strutture intelaiate

Caso a)

Il collegamento deve essere posizionato ad una distanza dalla estremità dell'elemento, trave o pilastro, pari alla lunghezza del tratto ove è prevista armatura trasversale di contenimento, ai sensi dei punti 5.5.2.3 e 5.5.3.3, aumentata di una volta l'altezza utile della sezione.

La resistenza del collegamento, da valutare con gli stessi coefficienti parziali di sicurezza applicabili alle situazioni non sismiche, deve essere non inferiore alla sollecitazione locale di calcolo, moltiplicata per il fattore $\gamma_{Rd} = 1,15$, per entrambe le classi CD"A" e CD"B".

Caso b)

La resistenza del collegamento deve essere pari a quella che la sezione della trave o del pilastro dovrebbe possedere nell'ipotesi di costruzione monolitica, moltiplicata per un fattore γ_{Rd} pari a 1,5, per entrambe le classi CD"A" e CD"B".

Le parti degli elementi adiacenti alle unioni devono essere dimensionate con gli stessi procedimenti previsti in 5.4 per le strutture monolitiche, in funzione della classe di duttilità adottata, e dotate dei relativi dettagli di armatura (punto 5.5) che ne assicurino la prevista duttilità.

Per strutture di CD"A" non è ammessa la giunzione dei pilastri all'interno dei nodi o nelle sezioni adiacenti.

Caso c)

Fanno parte di questa tipologia le unioni che prevedono l'inserimento di barre di armatura e successivi getti di completamento in opera, effettuati dopo il posizionamento definitivo degli elementi prefabbricati.

Previa dimostrazione analitica che il funzionamento del collegamento è equivalente a quello di uno interamente realizzato in opera, e che soddisfa le prescrizioni di cui ai punti 5.4 e 5.5, la struttura è assimilabile ad una di tipo monolitico.

Fanno altresì parte di questa tipologia giunzioni realizzate da elementi metallici, o comunque con dispositivi diversi dalla sezione corrente degli elementi. L'idoneità di tali giunzioni a realizzare il meccanismo inelastico previsto per le strutture a telaio, ed a soddisfare le richieste globali e locali di duttilità ciclica nella misura corrispondente al livello di duttilità "A" e "B" deve essere comprovata da prove sperimentali in vera scala su sotto-insiemi strutturali significativi.

5.7.4.2 Strutture a pilastri isostatici

Il collegamento tra pilastro ed elemento orizzontale può essere di tipo fisso (rigido o elastico), oppure scorrevole. 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 all'attrito. Ciò vale anche per le connessioni tra gli elementi secondari dell'impalcato e le travi portanti.

I collegamenti di tipo fisso devono possedere una resistenza a taglio pari alla minore delle due quantità seguenti:

- la forza orizzontale necessaria per indurre nella sezione di base del pilastro un momento flettente pari al momento resistente ultimo, moltiplicata per un fattore $\gamma_{Rd} = 1,35$ per la classe CD"A", e $\gamma_{Rd} = 1,20$ per la classe CD"B";
- la forza di taglio derivante dall'analisi con una azione sismica non ridotta del fattore di struttura ($q = 1$).

I collegamenti di tipo scorrevole devono essere dimensionati per consentire uno scorrimento pari a:

$$\Delta = (d_e^2 + d_r^2)^{1/2} \quad (5.18)$$

nella quale:

d_e è lo spostamento relativo tra le due parti della struttura collegate dall'apparecchio scorrevole, dovuto all'azione sismica e calcolato come indicato al punto 4.8, assumendo che le due parti collegate oscillino in opposizione di fase

d_r è lo spostamento relativo in condizioni sismiche tra le fondazioni delle due parti collegate (i e j). Lo spostamento d_r può essere trascurato quando le fondazioni delle parti da collegare distano fra loro meno di 20 m o quando il profilo stratigrafico di fondazione appartiene alle categorie A, B, C ed E, per qualunque distanza. Quando, invece, le fondazioni delle parti da collegare distano fra loro più di 20 m ed il profilo stratigrafico del terreno di fondazione di almeno una delle parti collegate appartiene alla categoria D, lo spostamento d_r , salvo più accurata determinazione, può essere valutato tenendo conto delle proprietà meccaniche del suolo di fondazione, mediante l'espressione:

$$d_r = 0.5 \sqrt{d_{gi}^2 + d_{gj}^2} \quad (5.19)$$

dove d_{gi} e d_{gj} sono gli spostamenti massimi del suolo in corrispondenza delle fondazioni delle due parti i e j , calcolati con riferimento alle caratteristiche di suolo locali in accordo con quanto disposto nel punto 3.2.4.

5.8 Edifici in zona 4

Gli edifici con struttura in cemento armato da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione "non sismica", alle seguenti condizioni.

- Deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), in cui si assumerà $S_d(T_1) = 0,05g$. Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.
- I diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al punto 4.11.1.5.
- Le travi devono rispettare in entrambe le direzioni le prescrizioni di cui ai punti 5.5.2.1, 5.5.2.2 e 5.5.2.3, limitatamente a quanto previsto per la classe di duttilità B.

- I pilastri devono rispettare le prescrizioni di cui al punto 5.5.3.3, limitatamente a quanto previsto per la classe di duttilità B.
- Nei nodi trave-pilastro non confinati, ai sensi del punto 5.4.3.1, devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo.
- Alla base delle pareti, per un'altezza pari alla lunghezza in pianta (l) della parete stessa, in vicinanza dei due bordi per una lunghezza pari a 0,20 l su ciascun lato, va disposta un'armatura trasversale costituita da tondini di diametro non inferiore a 8 mm, disposti in modo da fermare tutte le barre verticali con un passo non superiore a 10 volte il diametro della barra o a 25 cm.
- Le strutture prefabbricate devono rispettare quanto previsto al punto 5.7.4, limitatamente alla classe di duttilità B.

Non è richiesta la verifica allo S.L.D.

6 EDIFICI IN ACCIAIO

6.1 GENERALITÀ

6.1.1 Premessa

Per la progettazione delle strutture in acciaio si applicano le prescrizioni fornite dalle normative vigenti. Le regole aggiuntive fornite nel seguito si riferiscono alle strutture in acciaio in zona sismica.

6.1.2 Principi di progettazione

Gli edifici sismo-resistenti in acciaio devono essere progettati in accordo con uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- comportamento strutturale dissipativo
- comportamento strutturale non-dissipativo

Nel caso a) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di resistere alle azioni sismiche oltre il campo elastico. Nella determinazione dello spettro di progetto, il fattore di struttura q è assunto maggiore dell'unità. Il valore del fattore di struttura dipende dalla tipologia strutturale e dai criteri di progettazione adottati. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, integrate dalle regole di progettazione fornite al punto 6.5. Nelle zone dissipative, al fine di assicurare che le stesse si formino in accordo con quanto previsto in progetto, la possibilità che la resistenza allo snervamento reale dell'acciaio sia maggiore del valore nominale deve essere tenuta in conto attraverso un opportuno coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{ov} , definito al punto 6.2.

Nel caso b) gli effetti delle azioni sismiche sono calcolati, indipendentemente dalla tipologia strutturale, mediante l'analisi elastica globale senza tener conto del comportamento del materiale in campo non-lineare. Nella determinazione dello spettro di progetto, il fattore di struttura q deve essere assunto unitario. La resistenza delle membrature e dei collegamenti deve essere valutata in accordo con le regole presentate nella vigente normativa, non essendo necessario soddisfare i requisiti di duttilità forniti al punto 6.5.

6.2 Materiali

L'acciaio costituente le membrature, le saldature ed i bulloni deve essere conforme ai requisiti prescritti nelle norme sulle costruzioni in acciaio, ove non diversamente specificato.

Qualora l'acciaio impiegato sia di qualità diversa da quella prevista in progetto si dovrà procedere ad una ricalcolazione della struttura per dimostrarne l'adeguatezza.

Per le zone dissipative si applicano le seguenti regole aggiuntive:

- per gli acciai da carpenteria, comunque conformi alla normativa vigente, il rapporto fra i valori caratteristici della tensione di rottura f_t e la tensione di snervamento f_y deve essere maggiore di 1.20 e l'allungamento a rottura misurato su provino standard deve essere non inferiore al 20%;
- il coefficiente di sovrarresistenza del materiale γ_{ov} è definito come il rapporto fra il valore medio atteso $f_{v,m}$ della tensione di snervamento e il valore caratteristico f_y . In assenza di valutazioni specifiche si possono assumere i seguenti valori:

Acciaio	$\gamma_{ov} = \frac{f_{v,m}}{f_y}$
Fe360	1.20
Fe430	1.15
Fe510	1.10

- la tensione di snervamento non può eccedere il valore di $1.15 \gamma_{ov} f_y$.
- i collegamenti bullonati devono essere realizzati con bulloni ad alta resistenza di classe 8.8 o 10.9 comunque serrati in maniera tale da raggiungere un precarico pari a quello prescritto per le giunzioni ad attrito.

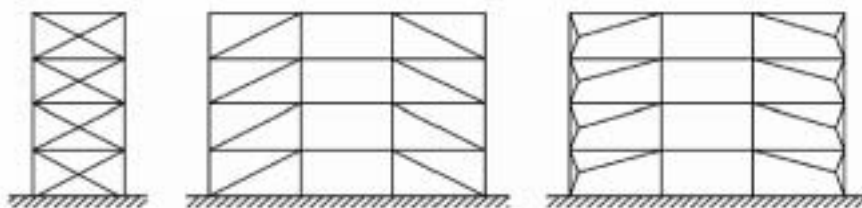
6.3 Tipologie strutturali e fattore di struttura

6.3.1 Tipologie strutturali

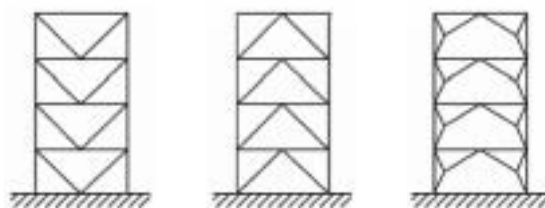
Le strutture sismo-resistenti in acciaio possono essere distinte nelle seguenti tipologie strutturali in accordo con il loro comportamento sotto azioni orizzontali:

- a) **strutture intelaiate:** composte da telai che resistono alle forze orizzontali con un comportamento prevalentemente flessionale. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate alle estremità delle travi in prossimità dei collegamenti trave-colonna, dove si possono formare le cerniere plastiche e l'energia viene dissipata per mezzo della flessione ciclica plastica.
- b) **controventi reticolari concentrici:** nei quali le forze orizzontali sono assorbite principalmente da membrature soggette a forze assiali. In queste strutture le zone dissipative sono principalmente collocate nelle diagonali tese. Pertanto possono essere considerati in questa tipologia solo quei controventi per cui lo snervamento delle diagonali tese precede il raggiungimento della resistenza delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie (Figura 6.1):
 - **controventi con diagonale tesa attiva**, in cui la principale fonte di dissipazione risiede nelle aste diagonali soggette a trazione in campo plastico.
 - **controventi a V**, in cui le forze orizzontali devono essere assorbite considerando sia le diagonali tese che quelle compresse. Il punto d'intersezione di queste diagonali giace su di una membratura orizzontale che deve essere continua.
 - **controventi a K**, in cui il punto d'intersezione delle diagonali giace su di una colonna. Questa categoria non deve essere considerata dissipativa in quanto il meccanismo di collasso coinvolge la colonna. Pertanto, si deve assumere $q = 1$.
- c) **controventi eccentrici:** nei quali le forze orizzontali sono principalmente assorbite da membrature caricate assialmente, ma la presenza di eccentricità di schema permette la dissipazione di energia nei traversi per mezzo del comportamento ciclico a flessione e/o taglio. I controventi eccentrici possono essere classificati dissipativi quando la plasticizzazione dei traversi dovuta alla flessione e/o al taglio precede il raggiungimento della resistenza ultima delle altre parti strutturali.
- d) **strutture a mensola o a pendolo invertito:** costituite da membrature pressoinflesse in cui le zone dissipative sono collocate alla base.
- e) **strutture intelaiate controventate:** nelle quali le azioni orizzontali sono assorbite sia da telai che da controventi agenti nel medesimo piano.

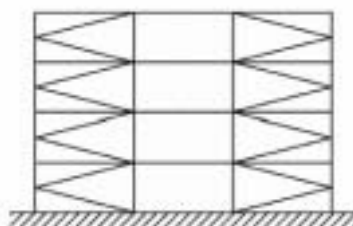
Tipologie strutturali diverse da quelle sopraelencate possono essere utilizzate sulla base di criteri di progettazione non difforni da quelli considerati nella presente norma, a condizione che forniscano un grado di sicurezza non inferiore.



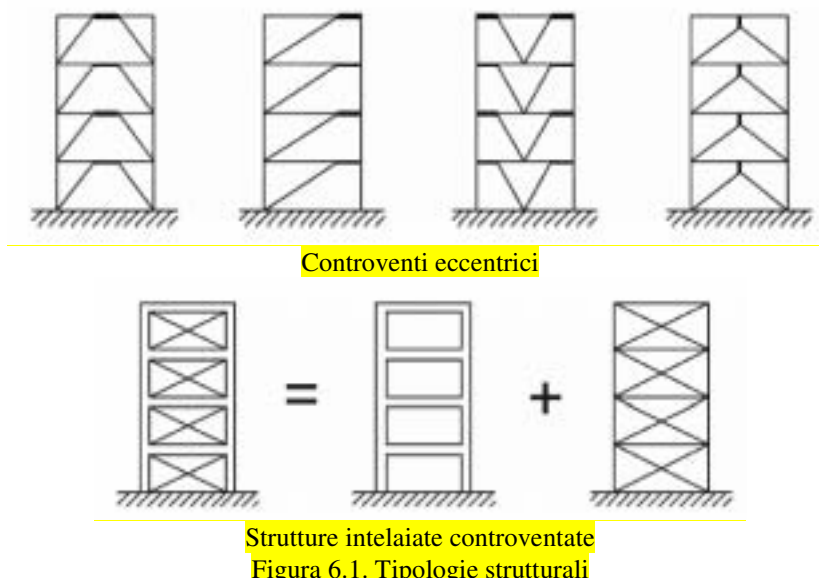
Controventi concentrici a diagonale tesa attiva



Controventi concentrici a V



Controventi concentrici a K



Per le strutture in acciaio in cui le forze orizzontali sono assorbite da nuclei o pareti di controvento in cemento armato si rimanda al capitolo 5.

6.3.2 Criteri di dimensionamento

La duttilità e le capacità dissipative di un organismo strutturale sotto le azioni sismiche dipendono non solo dalla tipologia strutturale, ma anche dai criteri di dimensionamento adottati e dal dettaglio costruttivo delle zone dissipative. Con riferimento alle strutture intelaiate, alle strutture con controventi sia concentrici che eccentrici ed alle strutture intelaiate controventate, in relazione ai criteri di dimensionamento adottati, si distinguono due classi di duttilità:

- strutture a bassa duttilità;
- strutture ad alta duttilità.

La differenza tra le due classi risiede nel fatto che per le strutture ad alta duttilità si utilizzano criteri semplificati per il controllo del meccanismo di collasso, effettuando il dimensionamento degli elementi non dissipativi nel rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze.

6.3.3 Fattore di struttura

Il fattore di struttura q introdotto per tener conto della capacità di dissipazione dell'energia sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dai criteri di dimensionamento, dalla duttilità locale delle membrature e dal grado di regolarità della configurazione strutturale. Pertanto, esso viene espresso per ciascuna tipologia strutturale nella forma seguente:

$$q = q_0 k_D k_R \tag{6.1}$$

nella quale: q_0 dipende dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati (classe di duttilità);
 k_D è un fattore che tiene conto delle risorse di duttilità locale delle zone dissipative;
 k_R è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità dell'edificio.

Il fattore k_R vale:	Edifici regolari in altezza (punto 4.3)	$k_R = 1.0$
	Edifici non regolari in altezza (punto 4.3)	$k_R = 0.8$

I valori del fattore k_D sono forniti in 6.5.3.

Per ciascuna tipologia strutturale il valore di riferimento q_0 del fattore di struttura è dato in tabella 6.1 per le due classi di duttilità, bassa e alta.

Tabella 6.1 - Valori di q_0 per le diverse tipologie strutturali e le diverse classi di duttilità.

TIPOLOGIA STRUTTURALE	CLASSE DI DUTTILITÀ	
	BASSA	ALTA
Strutture intelaiate	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Controventi reticolari concentrici	2	4
Controventi eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_1$
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	—
Strutture intelaiate controventate	4	$4\alpha_u/\alpha_1$

Tali valori di q_0 sono da intendersi validi a patto che vengano rispettate le regole di progettazione fornite al punto 6.5. In particolare, essi richiedono collegamenti a completo ripristino di resistenza progettati con un margine di sovrarresistenza tale da consentire il completo sviluppo delle risorse di duttilità locale delle membrature collegate. Tale requisito richiede che siano soddisfatte le regole di progettazione di cui al punto 6.5.3.2.

Nella tabella 6.1:

α_1 è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la **piena plasticizzazione**

α_u è il moltiplicatore **massimo** della forza sismica orizzontale per il quale si verifica la formazione di un numero di **zone** plastiche tali da rendere la struttura labile o **provocare** instabilità globale.

Il valore di α_u/α_1 può essere calcolato per mezzo di un'analisi statica non lineare (punto 4.5.4) e non può in ogni caso essere assunto superiore a **1,6**.

Qualora non si proceda ad una analisi non lineare per la valutazione di α_u/α_1 , i seguenti valori possono essere adottati:

edifici a un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
edifici a telaio a più piani, con una sola campata	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
edifici a telaio con più piani e più campate	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$
edifici con controventi a più piani	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Nel caso si adottino sistemi tipologicamente misti analizzati con modelli tridimensionali si può assumere il valore di q più basso fra quelli relativi alle tipologie presenti (cap. 4). Per edifici ad un piano regolari, che possano essere analizzati con modelli separati per ciascuna direzione del sisma, e che abbiano diverse tipologie strutturali resistenti nelle due direzioni, si possono adottare valori di q diversi per ciascuna analisi.

6.4 Analisi strutturale

Nella modellazione dell'organismo strutturale, gli impalcati si possono considerare rigidi nel proprio piano ai fini della analisi strutturale, **quando sono rispettati i criteri forniti al capitolo 4.**

Nel caso di solai in calcestruzzo o acciaio-calcestruzzo, collegati alla struttura in acciaio, si deve far riferimento alle prescrizioni contenute nei paragrafi 7.4.1, 7.6.2.1 e 7.7.5.

6.5 Regole di progetto e di dettaglio per strutture dissipative

6.5.1 Generalità

Le regole di progetto fornite in 6.5.2 si applicano alle parti delle strutture sismo-resistenti progettate in accordo con il concetto di comportamento strutturale dissipativo. Tali regole si ritengono soddisfatte se anche le successive regole di dettaglio fornite in 6.5.3 sono rispettate.

6.5.2 Regole di progetto

Le strutture con zone dissipative devono essere progettate in maniera tale che queste zone si sviluppino in quelle parti della struttura in cui la plasticizzazione o l'instabilità locale o altri fenomeni di degrado dovuti al comportamento isteretico non influenzino la stabilità globale della struttura.

Le zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità. La **loro** resistenza deve essere verificata in accordo con la normativa vigente.

Le parti non dissipative delle strutture dissipative ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura devono possedere una sufficiente sovraresistenza per consentire lo sviluppo della plasticizzazione ciclica delle parti dissipative.

6.5.3 Regole di dettaglio per tutte le tipologie strutturali

6.5.3.1 Parti compresse delle zone dissipative

Nelle zone dissipative soggette a flessione semplice o composta deve essere assicurata sufficiente duttilità locale. Ciò si ottiene limitando opportunamente i rapporti larghezza-spessore delle parti compresse che compongono la sezione. In particolare, si distinguono le seguenti tre categorie di duttilità delle zone dissipative:

- **duttili**, quando l'instabilità locale delle parti compresse della sezione si sviluppa in campo plastico ed è sufficientemente ritardata in maniera tale che la membratura sia in grado di sviluppare grandi deformazioni plastiche in regime incrudente senza significative riduzioni della capacità portante;
- **plastiche**, quando l'instabilità locale si sviluppa in campo plastico, ma i rapporti larghezza-spessore non sono tali da consentire deformazioni plastiche significative;
- **snelle**, quando l'instabilità locale avviene in campo elastico, senza consentire l'inizio di plasticizzazioni.

Ai fini della suddetta classificazione si può impiegare il parametro s , che esprime il rapporto fra la tensione massima corrispondente alla capacità portante ultima della sezione f_{lb} e la tensione di snervamento del materiale, $s=f_{lb}/f_y$.

I valori limite del parametro s che identificano le diverse categorie di comportamento sono:

- duttili $s \geq 1.20$
- plastiche $1 \leq s < 1.20$
- snelle $s \leq 1.00$

I valori q_0 del fattore di struttura forniti al punto 6.3.3 sono da intendersi come valori di riferimento validi nel caso di zone dissipative duttili. Pertanto, ai suddetti valori si applicano i seguenti coefficienti di riduzione k_D in accordo con la categoria di duttilità:

- duttili $k_D = 1.0$
- plastiche $k_D = 0.75$
- snelle $k_D = 0.50$

Nel caso in cui nella struttura siano presenti zone dissipative appartenenti a diverse categorie di duttilità, il valore di k_D deve essere assunto pari a quello corrispondente alla categoria inferiore.

Nel caso dei profili a doppio T laminati a caldo e in composizione saldata e con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, il parametro s può determinarsi attraverso la relazione:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632\lambda_f^2 + 0.062\lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*}} \leq \min \left\{ \frac{f_t}{f_y}; 1.25 \right\} \quad (6.2)$$

dove f_t è la tensione ultima, f_y è la tensione di snervamento, b_f è la larghezza delle flange, L^* è la distanza tra il punto di nullo del diagramma del momento e la cerniera plastica (zona dissipativa), λ_f e λ_w sono parametri di snellezza delle flange e dell'anima, dati da:

$$\lambda_f = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.3)$$

$$\lambda_w = \frac{d_{w,e}}{t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.4)$$

essendo t_f lo spessore delle flange, t_w lo spessore dell'anima e $d_{w,e}$ la parte compressa dell'anima data da:

$$d_{w,e} = \frac{d_w}{2} \left(1 + \frac{A}{A_w} \rho \right) \leq d_w \quad (6.5)$$

dove: d_w è l'altezza dell'anima

A è l'area della sezione

A_w è l'area dell'anima

$\rho = N_{sd}/A_f$ è il rapporto fra lo sforzo normale di progetto e lo sforzo normale plastico, positivo se di compressione.

Nel caso di sezione generica diversa dal doppio T, in mancanza di una più precisa valutazione del rapporto $s=f_{tb}/f_v$, si può fare riferimento a classificazioni di comprovata validità (ad esempio si può fare riferimento alla classificazione richiamata nel DM 16.1.96 in cui la classe 1^a corrisponde alle membrature duttili, le classi 2^a e 3^a a quelle plastiche e la classe 4^a a quelle snelle).

6.5.3.2 Parti tese delle zone dissipative

Ai fini della classificazione delle zone dissipative, nel caso di membrature tese si assume

$$s = \min \left\{ \frac{f_t}{f_y}; 1.25 \right\} \quad (6.6)$$

Pertanto risulta che le membrature tese sono sempre classificate come duttili.

Nel caso di membrature tese con collegamenti bullonati, la resistenza plastica di progetto deve risultare inferiore alla resistenza ultima di progetto della sezione netta in corrispondenza dei fori per i dispositivi di collegamento. Ciò richiede il rispetto della relazione seguente:

$$\frac{A_{res}}{A} \geq 1.1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \frac{f_y}{f_t} \quad (6.7)$$

essendo A l'area lorda e A_{res} l'area resistente costituita dall'area netta in corrispondenza dei fori integrata da un'eventuale area di rinforzo.

6.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative

I collegamenti in zone dissipative devono avere sufficiente sovrarresistenza per consentire la plasticizzazione delle parti collegate.

Si ritiene che tale requisito di sovrarresistenza sia soddisfatto nel caso di saldature di prima classe a completa penetrazione.

Nel caso di collegamenti con saldature a cordoni d'angolo e nel caso di collegamenti bullonati il seguente requisito deve essere soddisfatto:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{ov} \cdot s \cdot R_{pl,Rd} \quad (6.8)$$

dove: $R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento;

$R_{pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della membratura collegata.

6.5.3.4 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate secondo quanto specificato in 5.4.7.

6.5.3.5 Diaframmi e controventi orizzontali

È necessario verificare che i diaframmi ed i controventi orizzontali siano in grado di trasmettere nel loro piano ai diversi elementi sismo-resistenti verticali da essi collegati le forze derivanti dalla analisi di insieme dell'edificio moltiplicate per un fattore di amplificazione pari a 1.3.

6.5.4 Regole di dettaglio per le strutture intelaiate

6.5.4.1 Classi di duttilità

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i telai devono essere progettati in maniera tale che le cerniere plastiche si formino nelle travi piuttosto che nelle colonne. Questo requisito non è richiesto con riferimento alle sezioni di base del telaio, alle sezioni di sommità delle colonne dell'ultimo piano degli edifici multipiano e nel caso di edifici monopiano.

Tale obiettivo può essere conseguito in maniera più o meno estesa in funzione dei criteri di progettazione adottati. Pertanto, a tale riguardo i telai si distinguono in:

- telai a bassa duttilità;
- telai ad alta duttilità.

6.5.4.2 Requisiti comuni alle due classi di duttilità

6.5.4.2.1 Verifiche di resistenza delle travi

Con riferimento alle cerniere plastiche nelle travi, è necessario verificare che la resistenza flessionale plastica e la capacità rotazionale non siano ridotti dalle contemporanee azioni di sforzo normale e taglio. A tale scopo, nelle sezioni in cui è attesa la formazione delle cerniere plastiche devono essere verificate le seguenti relazioni:

$$M_{Sd} \leq M_{pl,Rd} \quad (6.9)$$

$$N_{Sd} \leq 0.15 \cdot N_{pl,Rd} \quad (6.10)$$

$$V_{G,Sd} + V_{M,Sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (6.11)$$

dove: M_{Sd} e N_{Sd} sono i valori di progetto del momento flettente e dello sforzo assiale risultanti dall'analisi strutturale;
 $M_{pl,Rd}$, $N_{pl,Rd}$ e $V_{pl,Rd}$ sono i valori delle resistenze plastiche di progetto, flessionale, assiale e tagliante;
 $V_{G,Sd}$ è la sollecitazione di taglio di progetto dovuta alle azioni non-sismiche;
 $V_{M,Sd}$ è la forza di taglio dovuta all'applicazione dei momenti resistenti $M_{pl,Rd}$ alle estremità della trave, con segno tale da produrre un diagramma dei momenti intrecciato (a doppia curvatura).

6.5.4.2.2 Verifica di stabilità flessotorsionale delle travi

In assenza di ritegni trasversali, le travi devono possedere sufficiente resistenza nei confronti della instabilità laterale o flessotorsionale nella ipotesi di formazione di una cerniera plastica ad una delle estremità.

6.5.4.2.3 Verifica a taglio delle colonne

L'azione di taglio nelle colonne risultante dall'analisi strutturale deve rispettare la seguente limitazione:

$$V_{M,Sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (6.12)$$

dove $V_{M,Sd}$ è la forza di taglio dovuta all'applicazione dei momenti resistenti ridotti per la presenza dello sforzo normale alle estremità della colonna ($M_{c,Rd,red}$), con segno tale da produrre un diagramma dei momenti intrecciato (a doppia curvatura).

6.5.4.2.4 Collegamenti trave-colonna

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da possedere una adeguata sovraresistenza per consentire la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi.

Tale requisito si ritiene soddisfatto se la seguente condizione risulta verificata:

$$M_{j,Rd} \geq \gamma_{ov} \cdot s \cdot M_{b,pl,Rd} \quad (6.13)$$

essendo $M_{j,Rd}$ la resistenza flessionale di progetto dei collegamenti trave-colonna e $M_{b,pl,Rd}$ la resistenza flessionale di progetto delle travi collegate. Ai fini della valutazione della aliquota di sovrarresistenza s che la trave è in grado di sviluppare per effetto dell'incrudimento, prima che si manifesti l'instabilità locale della flangia compressa, si può utilizzare la (6.2) nell'ipotesi che al collasso il punto di nullo del diagramma del momento **nella trave** sia in mezzeria, assumendo cioè:

$$L^* = \frac{L}{2} \quad (6.14)$$

essendo L la lunghezza della trave e, per $\rho = 0$:

$$\lambda_w = \frac{d_w}{2t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.15)$$

6.5.4.2.5 Pannelli nodali

I pannelli nodali dei collegamenti trave-colonna devono essere progettati in maniera tale da escludere la loro plasticizzazione a taglio. Tale requisito si ritiene soddisfatto quando la seguente relazione risulta verificata:

$$V_{wp,Rd} \geq \gamma_{ov} \frac{\sum M_{pl,Rd}}{z} \left(1 - \frac{z}{H - h_b} \right) \quad (6.16)$$

dove $V_{wp,Rd}$ è la resistenza di progetto del pannello nodale, $\sum M_{pl,Rd}$ è la sommatoria dei momenti plastici delle travi, H è l'altezza di interpiano, $z = h_b - t_{fb}$ è il braccio della coppia interna, essendo h_b l'altezza della sezione della trave e t_{fb} lo spessore della flangia.

In assenza di piatti di continuità posti in prosecuzione delle flange delle travi e di ogni altro possibile rinforzo della zona di pannello nodale, la resistenza di progetto a taglio può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$V_{wp,Rd} = \frac{f_y}{\sqrt{3}} A_{vc} \sqrt{1 - \left(\frac{\sigma}{f_y} \right)^2} \quad (6.17)$$

dove A_{vc} è l'area resistente a taglio della colonna e σ è la tensione normale media nel pannello nodale.

Nel caso di colonne con sezione in composizione saldata, l'area resistente a taglio della sezione della colonna coincide con l'area dell'anima mentre, nel caso di colonne in profilo laminato, è esprimibile nella seguente forma:

$$A_{vc} = A_c - 2b_{fc}t_{fc} + (t_{wc} + 2r_c)t_{fc} \quad (6.18)$$

dove A_c è l'area della colonna, r_c è il raggio di raccordo della connessione flangia-anima e b_{fc} , t_{fc} e t_{wc} sono, rispettivamente, la larghezza delle flange, lo spessore delle flange e lo spessore dell'anima della colonna.

Quando l'anima della colonna sollecitata a taglio è rinforzata ed irrigidita per mezzo di piastre d'anima supplementari, lo spessore di tali piastre non può essere inferiore allo spessore dell'anima della colonna. In tal caso, l'area resistente a taglio A_{vc} del pannello nodale può essere incrementata di $b_s t_{wc}$, essendo b_s la larghezza delle piastre d'anima supplementari. Ulteriori incrementi dell'area resistente a taglio non sono ammessi anche qualora le piastre supplementari siano saldate da ambo i lati dell'anima della colonna.

Nel caso di collegamenti irrigiditi mediante piatti di continuità, la resistenza addizionale derivante dalla flessione delle flange della colonna può essere calcolata attraverso la seguente relazione:

$$\Delta V_{wp,Rd} = \frac{b_{fc}t_{fc}^2}{z} f_y \quad (6.19)$$

Il rinforzo del pannello nodale può essere ottenuto anche mediante costole diagonali saldate all'anima della colonna, in tal caso la resistenza addizionale dovuta alla costola diagonale può essere calcolata come:

$$\Delta V_{wp,Rd} = A_{ds} f_y \frac{h_c - t_{fc}}{\sqrt{(h_c - t_{fc})^2 + z^2}} \frac{1}{\omega} \quad (6.20)$$

dove h_c e t_{fc} sono l'altezza della sezione e lo spessore delle flange della colonna ed A_{ds} è l'area dell'irrigidimento diagonale e, infine, ω è il coefficiente di stabilità dipendente dalla snellezza dell'elemento di irrigidimento.

In Figura 6.2 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei pannelli nodali, cui è necessario fare riferimento per il calcolo della resistenza a taglio. I piatti di continuità in prosecuzione delle ali della trave devono essere sempre previsti nel caso di collegamenti trave-colonna saldati.

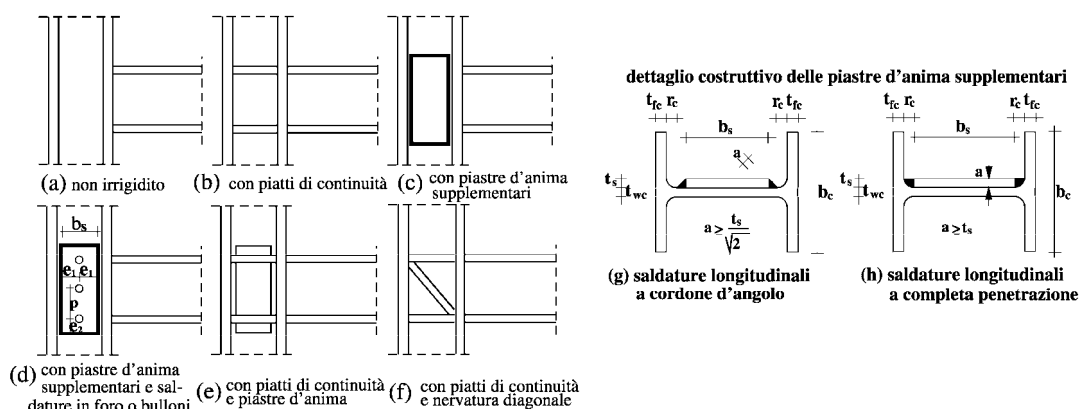


Figura 6.2. Dettagli costruttivi di pannelli nodali irrigiditi.

6.5.4.2.6 Collegamenti colonna-fondazione

Alla base del telaio, il collegamento delle colonne alla fondazione deve essere progettato in maniera tale da possedere una adeguata sovrarresistenza allo scopo di consentire la plasticizzazione delle sezioni di base delle colonne. Tale requisito si può ritenere soddisfatto quando il momento flettente di progetto del collegamento della colonna alla fondazione viene assunto pari a:

$$M_{Sd} = \gamma_{ov} (s - \rho) \cdot M_{pl,Rd} \quad (\text{con } s > \rho) \quad (6.21)$$

dove: $M_{pl,Rd}$ è il momento plastico di progetto della sezione delle colonne;

ρ è il valore adimensionale dello sforzo normale di progetto $\left(\rho = \frac{N_{Sd}}{A f_y} \right)$, positivo se di compressione;

s è ancora dato dalla (6.2), con $L^*=H/2$, dove H è l'altezza d'interpiano e calcolando il parametro di snellezza dell'anima (λ_w) attraverso le (6.4) e (6.5).

6.5.4.3 Telai a bassa duttilità

I telai a bassa duttilità sono progettati senza alcun controllo del meccanismo di collasso. Pertanto, le sezioni delle **membrature** dovranno essere verificate assumendo come valori di progetto delle azioni di sforzo normale N_{Sd} e momento flettente M_{Sd} derivanti dalla analisi elastica globale, mentre per la verifica a taglio valgono i requisiti di cui ai punti 6.5.4.2.1 e 6.5.4.2.3.

6.5.4.4 Telai ad alta duttilità

I telai ad alta duttilità sono progettati mediante criteri semplificati per il controllo del meccanismo di collasso. In particolare, rientra in tale ambito il criterio di gerarchia trave-colonna.

Il criterio di gerarchia trave-colonna si ritiene soddisfatto quando per le colonne convergenti in ogni nodo risulta:

$$M_{c,Rd,red} \geq M_{c,Sd,G} + \alpha \cdot M_{c,Sd,E} \quad (6.22)$$

dove $M_{c,Rd,red}$ è la resistenza flessionale di progetto ridotta per la presenza dello sforzo normale, $M_{c,Sd,G}$ è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta ai soli carichi verticali, $M_{c,Sd,E}$ è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta alle sole azioni sismiche ed α è il minimo valore dei rapporti:

$$\alpha_i = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot S_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} - M_{b,Sd,G,i}}{M_{b,Sd,E,i}}; q \right\} \quad (6.23)$$

calcolati per tutte le travi (i indica l' i -esima trave), dove $M_{b,pl,Rd}$ è la resistenza plastica di progetto della trave, $M_{b,Sd,G,i}$ è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta ai soli carichi verticali, $M_{b,Sd,E,i}$ è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta alle sole azioni sismiche.

Il valore dello sforzo normale da considerare nel calcolo di $M_{c,Rd,red}$ risulta pari a:

$$N_{c,Sd} = N_{c,Sd,G} + \alpha \cdot N_{c,Sd,E} \quad (6.24)$$

dove $N_{c,Sd,G}$ è lo sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali e $N_{c,Sd,E}$ è lo sforzo normale dovuto alle sole azioni sismiche ed α è fornito dalla (6.23). Lo sforzo normale si assume positivo se di compressione. Il valore del taglio di progetto risulta pari a:

$$V_{c,Sd} = V_{c,Sd,G} + \alpha \cdot V_{c,Sd,E} \quad (6.25)$$

dove $V_{c,Sd,G}$ è il taglio dovuto ai soli carichi verticali e $V_{c,Sd,E}$ è il taglio dovuto alle sole azioni sismiche ed α è fornito dalla (6.23).

Il rispetto delle (6.22) e (6.25) non è necessario all'ultimo piano degli edifici multipiano. Occorre in ogni caso verificare che in ogni nodo i risulti:

$$\sum_i M_{c,Rd,red} \geq \gamma_{ov} \cdot \sum_i S_i \cdot M_{b,pl,Rd,i} \quad (6.26)$$

6.5.5 Regole di dettaglio per i controventi concentrici

6.5.5.1 Classi di duttilità

Nel caso dei controventi concentrici il comportamento sismico inelastico ed, in particolare, la capacità di sviluppare un comportamento di tipo dissipativo sono influenzati sia dalla tipologia di controvento sia dai criteri di dimensionamento adottati. In relazione a tali fattori si distinguono due classi di duttilità:

- controventi concentrici a bassa duttilità;
- controventi concentrici ad alta duttilità.

La differenza tra le due classi risiede nel fatto che per i controventi ad alta duttilità si applica il controllo del meccanismo di collasso, nella forma di regole semplificate di gerarchia delle resistenze.

6.5.5.2 Requisiti comuni alle due classi di duttilità

6.5.5.2.1 Requisiti generali

Le diagonali di controvento devono essere dimensionate e collocate nella struttura in maniera tale che essa esibisca, ad ogni piano, una risposta carico-spostamento laterale indipendente dal verso dell'azione sismica. Tale requisito si ritiene soddisfatto se vale la seguente disuguaglianza:

$$\frac{|A^+ - A^-|}{A^+ + A^-} \leq 0.05 \quad (6.27)$$

essendo A^+ e A^- le proiezioni verticali delle sezioni trasversali delle diagonali tese, valutate per i due versi possibili delle azioni sismiche.

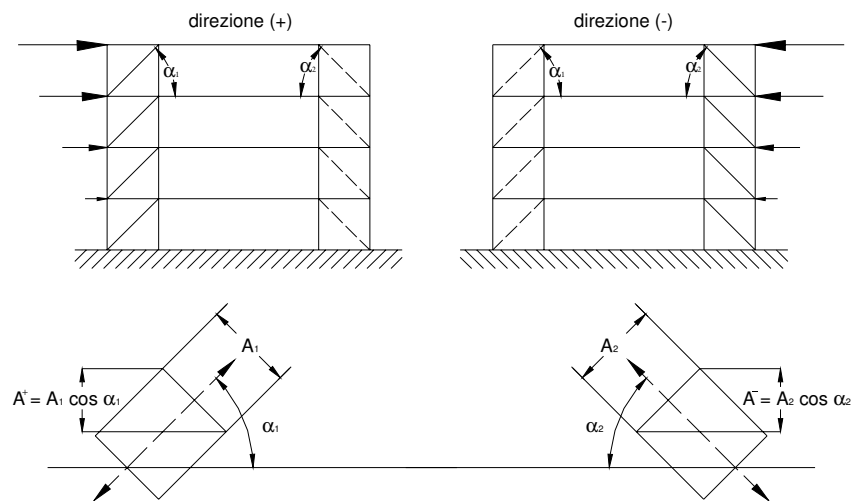


Figura 6.3. Esempio di applicazione della 6.27

6.5.5.2.2 Snellezza delle diagonali

La snellezza adimensionale delle diagonali $\bar{\lambda}$, data dal rapporto fra la snellezza λ e la snellezza al limite elastico λ_y , deve essere inferiore a 2. Nel caso di controventi a X con sola diagonale tesa attiva, la snellezza adimensionale delle diagonali deve essere maggiore di 1.3.

6.5.5.2.3 Resistenza delle diagonali

Nei controventi concentrici la principale fonte di dissipazione risiede nelle aste diagonali soggette a trazione in campo plastico. Pertanto nell'applicazione del criterio di gerarchia delle resistenze il contributo delle diagonali compresse non va considerato. Tuttavia, la presenza delle diagonali compresse può essere portata in conto per determinare le proprietà di vibrazione in campo elastico (frequenze, modi), nonché le forze sismiche di progetto, avendo cura di verificare la stabilità delle diagonali compresse.

In entrambi i casi, occorre anche verificare che le aste tese siano in grado di resistere da sole alle forze sismiche di progetto precedentemente determinate.

Nei controventi a V devono essere sempre considerate sia le diagonali tese che quelle compresse.

6.5.5.2.4 Resistenza delle travi

Nei controventi a V, le travi intersecate dalle membrature di controvento devono essere in grado di sostenere i carichi verticali assumendo che il controvento non sia presente.

6.5.5.2.5 Resistenza dei collegamenti

La progettazione dei collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali deve garantire il rispetto del seguente requisito di sovraresistenza:

$$R_{j,d} \geq \gamma_{ov} \cdot S \cdot N_{pl,Rd} \quad (6.28)$$

dove: $R_{j,d}$ è la resistenza di progetto del collegamento j ;

$N_{pl,Rd}$ la resistenza plastica di progetto della diagonale collegata.

Il requisito (6.28) si riferisce agli elementi di unione (bulloni e saldature).

Le piastre di nodo delle membrature di controvento devono essere progettate in maniera tale da sopportare la resistenza di progetto a compressione delle stesse, senza instabilità locale della piastra di fazzoletto.

Le membrature di controvento devono appartenere alla prima o alla seconda categoria. Qualora esse siano costituite da sezioni circolari cave, il rapporto tra il diametro esterno d e lo spessore t deve soddisfare la limitazione $d/t \leq 36$. Nel caso in cui le aste di controvento siano costituite da profili tubolari a sezione rettangolare, i rapporti larghezza-spessore delle parti che costituiscono la sezione non devono eccedere 18, a meno che le pareti del tubo non siano irrigidite.

6.5.5.3 Controventi concentrici a bassa duttilità

Indipendentemente dalla tipologia del controvento, le travi e le colonne dei controventi concentrici a bassa duttilità possono essere progettati sulla base delle sollecitazioni derivanti dalla analisi elastica globale. I collegamenti delle diagonali alle altre parti strutturali devono soddisfare i requisiti del punto 6.5.5.2.

6.5.5.4 Controventi concentrici ad alta duttilità

I controventi concentrici possono considerarsi ad alta duttilità quando la resistenza di progetto di travi e colonne a sollecitazioni di tipo assiale soddisfa il seguente requisito:

$$N_{Rd}(M_{Sd}) \geq N_{Sd,G} + \alpha \cdot N_{Sd,E} \quad (6.29)$$

dove: $N_{Rd}(M_{Sd})$ è la resistenza di progetto all'instabilità, della trave o della colonna, in presenza della sollecitazione flessionale di progetto M_{Sd} ;

$N_{Sd,G}$ è la sollecitazione assiale di progetto, della trave o della colonna, dovuta ai carichi di tipo non sismico nella combinazione di carico corrispondente alla situazione sismica di progetto;

$N_{Sd,E}$ è la sollecitazione assiale di progetto, della trave o della colonna, dovuta alle forze sismiche di progetto

α è il più piccolo tra i coefficienti seguenti, calcolati per tutte le diagonali:

$$\alpha_i = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot s_i \cdot N_{pl,Rd,i}}{N_{Sd,i}}; q \right\} \quad (6.30)$$

essendo $N_{pl,Rd,i}$ la resistenza plastica di progetto a trazione della i -esima diagonale, $N_{Sd,i}$ la sollecitazione assiale di progetto.

Nel caso dei controventi a V la trave dove convergono le diagonali deve essere verificata per l'azione concentrata dovuta allo squilibrio derivante dagli sforzi trasmessi dalla diagonale tesa plasticizzata ($\gamma_{ov} \cdot s \cdot N_{pl,Rd}$) e dalla diagonale compressa instabilizzata ($0.3 N_{pl,Rd}$).

6.5.6 Regole di dettaglio per i controventi eccentrici

6.5.6.1 Definizione di «link»

I controventi eccentrici si fondano sull'idea di irrigidire i telai per mezzo di diagonali eccentriche che dividono la trave in due o più parti. Ad una di queste parti, chiamata «link», è affidato il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglianti e/o flessionali.

I «link» vengono denominati «corti» quando la plasticizzazione avviene per taglio, «lunghi» quando la plasticizzazione avviene per flessione e «intermedi» quando la plasticizzazione è un effetto combinato di taglio e flessione. In relazione alla lunghezza e del «link», si adotta la classificazione seguente:

- «link corti»: $e \leq 1.6 \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$ (6.31)

- «link intermedi»: $1.6 \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}} \leq e \leq 3 \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$ (6.32)

- «link lunghi»: $e \geq 3 \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$ (6.33)

dove $M_{1,Rd}$ e $V_{1,Rd}$ sono, rispettivamente, la resistenza flessionale e la resistenza a taglio di progetto del «link», quest'ultima calcolata assumendo come area resistente a taglio quella dell'anima.

6.5.6.2 Resistenza ultima dei «link»

La resistenza ultima dei «link» (M_u , V_u), a causa di diversi effetti, quali l'incrudimento, la partecipazione della soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, è maggiore di $M_{1,Rd}$ e $V_{1,Rd}$. Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

- per $e \leq 1.6 \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$

$$M_u = 0.75 \cdot e \cdot V_{1,Rd} \quad (6.34)$$

$$V_u = 1.5 \cdot V_{1,Rd} \quad (6.35)$$

- per $e \geq 3 \frac{M_{1,Rd}}{V_{1,Rd}}$

$$M_u = 1.5 \cdot M_{1,Rd} \quad (6.36)$$

$$V_u = 2 \frac{M_{1,Rd}}{e} \quad (6.37)$$

Tali relazioni riguardano i «link corti» ed i «link lunghi», rispettivamente; nel caso dei «link intermedi» la resistenza ultima può essere determinata per interpolazione.

6.5.6.3 Classi di duttilità

Nel caso dei controventi eccentrici il comportamento sismico inelastico ed, in particolare, la capacità di sviluppare un comportamento di tipo dissipativo sono in parte influenzati dai criteri di dimensionamento adottati. Pertanto si distinguono due classi di duttilità:

- controventi eccentrici a bassa duttilità;
- controventi eccentrici ad alta duttilità.

6.5.6.4 Requisiti comuni alle due classi di duttilità

Nel caso di controventi eccentrici a diagonale singola («link» posto in adiacenza alla colonna) il corrispondente collegamento «link»-colonna deve essere progettato in accordo con quanto previsto al punto 6.5.4.2.4 di questa norma.

I collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati in accordo con quanto previsto al punto 6.5.4.2.6 di questa norma. Il collegamento del «link» all'anima della colonna deve essere evitato.

6.5.6.5 Controventi eccentrici a bassa duttilità

I controventi eccentrici a bassa duttilità sono progettati senza alcun controllo del meccanismo di collasso. Pertanto, tutte le componenti strutturali esterne al «link» dovranno essere verificate assumendo come valori di progetto delle azioni di sforzo normale N_{Sd} , momento flettente M_{Sd} e taglio V_{Sd} quelli derivanti dall'analisi elastica globale.

6.5.6.6 Controventi eccentrici ad alta duttilità

La resistenza assiale delle colonne, delle diagonali e delle travi al di fuori dei «link» deve soddisfare la seguente relazione:

$$N_{Rd}(M_{Sd}) \geq N_{Sd,G} + \alpha \cdot N_{Sd,E} \quad (6.38)$$

dove, in questo caso, α deve essere assunto pari al minimo tra i rapporti:

$$\alpha_i = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot V_{u,i} - V_{Sd,G,i}}{V_{Sd,E,i}}; q \right\} \quad (6.39)$$

ed

$$\alpha_i = \min \left\{ \frac{\gamma_{ov} \cdot M_{u,i} - M_{Sd,G,i}}{M_{Sd,E,i}}; q \right\} \quad (6.40)$$

calcolati per tutti i «link». Nel caso di «link» corti è sufficiente utilizzare la (6.39), nel caso di «link» lunghi è sufficiente utilizzare la (6.40).

In assenza di una soletta di impalcato che impedisca lo sbandamento laterale della trave ai lati del «link», è necessario disporre opportuni ritegni laterali. In tal caso, la lunghezza libera di inflessione per la verifica di stabilità della trave ai lati del «link» può essere assunta pari a 0.7 volte la distanza tra l'estremità del «link» e l'estremità del tratto di trave esterno al «link».

6.5.6.7 Dettagli costruttivi

La modalità di collasso tipica dei «link corti» è rappresentata dalla instabilità inelastica a taglio dell'anima. Pertanto, allo scopo di migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima il cui interasse "a" deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$a \leq 29t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.09\text{rad} \quad (6.41)$$

$$a \leq 38t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.06\text{rad} \quad (6.42)$$

$$a \leq 56t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.03\text{rad} \quad (6.43)$$

essendo t_w lo spessore dell'anima, h_b l'altezza della trave e γ_p la massima deformazione plastica a taglio del «link».

In assenza di una precisa valutazione della deformazione plastica richiesta al «link» si applica la (6.41).

Il comportamento dei «link lunghi» è dominato dalla plasticizzazione per flessione. Le modalità di collasso tipiche di tali «link» sono rappresentate dalla instabilità locale della flangia compressa e dalla instabilità flessio-torsionale. In tal caso gli irrigidimenti devono distare $1.5b_f$ dalla estremità del «link».

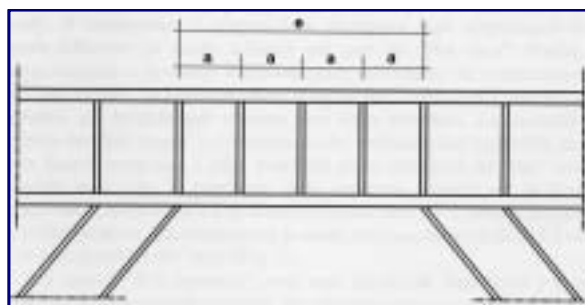
In tutti i casi, gli irrigidimenti d'anima devono essere disposti da ambo i lati in corrispondenza delle estremità delle diagonali. Con riferimento al dettaglio costruttivo degli irrigidimenti, nel caso di «link corti» e travi di modesta altezza ($h_b \leq 600 \text{ mm}$), è sufficiente che gli irrigidimenti siano disposti da un solo lato dell'anima, impegnando almeno i 3/4 della altezza dell'anima. Tali irrigidimenti devono avere spessore non inferiore a t_w , e comunque non inferiore a 10 mm, e larghezza pari a $(b_f/2) - t_w$.

Nel caso dei «link lunghi» e dei «link intermedi», gli irrigidimenti hanno lo scopo di ritardare l'instabilità locale e, pertanto, devono impegnare l'intera altezza dell'anima.

Le saldature che collegano gli elementi di irrigidimento all'anima devono essere progettate per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st}f_y$, essendo A_{st} l'area dell'elemento di irrigidimento, mentre quelle che lo collegano alle flange per sopportare una sollecitazione pari a $A_{st}f_y/4$.

Il collegamento «link»-colonna deve essere interamente saldato.

In Figura 6.3 sono rappresentati i dettagli costruttivi dei «link».



a) «Link corti»

$$a \leq 29t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.09\text{rad}$$

$$a \leq 38t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.06\text{rad}$$

$$a \leq 56t_w - h_b/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.03\text{rad}$$

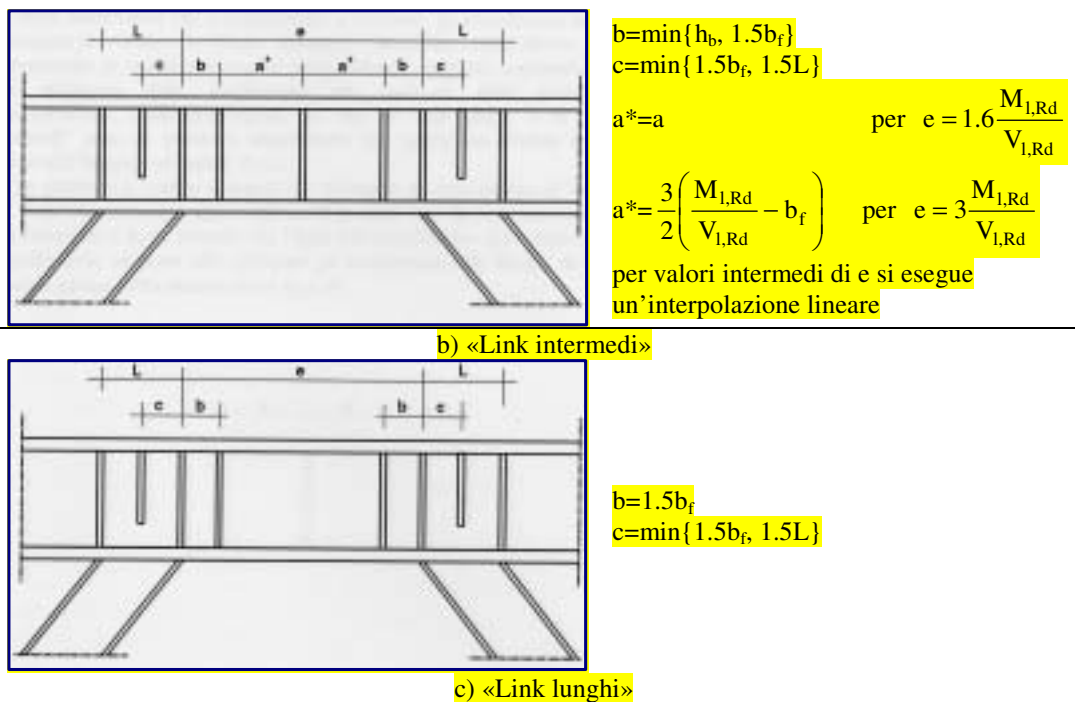


Figura 6.3. Dettagli costruttivi dei «link».

6.5.7 Strutture a mensola o a pendolo invertito

Nelle strutture a mensola sismoresistenti dissipative devono essere verificate le colonne ed il loro collegamento alla fondazione. In particolare, i collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati in accordo con quanto previsto al punto 6.5.4.2.4 di questa norma.

Il periodo di vibrazione deve essere inferiore a 2.5 secondi e la snellezza nel piano della azione sismica deve essere inferiore a 150.

Lo sforzo assiale di progetto N_{Sd} deve essere inferiore a $N_{cr,e}/5$, essendo $N_{cr,e}$ il carico critico euleriano nel piano di flessione.

Le membrature devono essere di categoria duttile, come definita in 6.5.3.1.

6.5.8 Strutture intelaiate controventate

Qualora siano presenti sia telai che controventi agenti nel medesimo piano, l'azione orizzontale potrà essere ripartita in funzione delle loro rigidezze elastiche.

I telai ed i controventi dovranno essere conformi a quanto previsto nei corrispondenti punti di questa norma.

6.6 Edifici in zona 4

Gli edifici con struttura in acciaio da edificarsi in zona 4 possono essere calcolati applicando le regole valide per la progettazione "non sismica", alle seguenti condizioni:

- deve essere considerata la combinazione di azioni di cui all'espressione (3.9), applicando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), in cui si assumerà $S_d(T) = 0,05g$. Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo;
- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al punto 6.5.3.5;
- per le membrature sono rispettati i punti 6.5.3.1, 2, 3, 4 per quanto attiene alle strutture a bassa duttilità;
- nelle strutture intelaiate sono rispettati i punti 6.5.4.3 riguardanti le strutture di classe B;
- nelle strutture controventate, sono rispettati i punti 6.5.5.3 nel caso di controventi concentrici e 6.5.6.4 e 5 nel caso di controventi eccentrici. In entrambi i casi si fa riferimento a quanto riportato per le strutture a bassa duttilità.