

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

<b><u>1 OGGETTO DELLE NORME</u></b>	<b>7</b>
<b><u>2 REQUISITI DI SICUREZZA E CRITERI DI VERIFICA</u></b>	<b>7</b>
<u>2.1 SICUREZZA NEI CONFRONTI DELLA STABILITÀ (STATO LIMITE ULTIMO – SLU)</u>	7
<u>2.2 PROTEZIONE NEI CONFRONTI DEL DANNO (STATO LIMITE DI DANNO – SLD)</u>	7
<u>2.3 SODDISFACIMENTO DEI REQUISITI GENERALI</u>	7
<u>2.4 PRESCRIZIONI RELATIVE AI TERRENI DI FONDAZIONE</u>	7
<u>2.5 LIVELLI DI PROTEZIONE ANTISISMICA</u>	8
<b><u>3. AZIONE SISMICA</u></b>	<b>8</b>
<u>3.1 CATEGORIE DI SUOLO DI FONDAZIONE</u>	8
<u>3.2 CALCOLO DELL'AZIONE SISMICA</u>	9
<u>3.2.1 Zone sismiche</u>	9
<u>3.2.2 Descrizione dell'azione sismica</u>	9
<u>3.2.3 Spettro di risposta elastico</u>	9
<u>3.2.4 Spostamento e velocità del terreno</u>	10
<u>3.2.5 Spettri di progetto per lo stato limite ultimo</u>	10
<u>3.2.6 Spettro di progetto per lo stato limite di danno</u>	11
<u>3.2.7 Impiego di accelerogrammi</u>	11
<u>3.3 COMBINAZIONE DELL'AZIONE SISMICA CON LE ALTRE AZIONI</u>	12
<b><u>4 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE</u></b>	<b>13</b>
<u>4.1 SISTEMI COSTRUTTIVI</u>	13
<u>4.2 DISTANZE ED ALTEZZE</u>	13
<u>4.3 CARATTERISTICHE GENERALI DEGLI EDIFICI</u>	14
<u>4.3.1 Regolarità</u>	14
<u>4.3.2 Elementi strutturali secondari</u>	15
<u>4.4 MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA</u>	15
<u>4.5 ANALISI</u>	15
<u>4.5.1 Aspetti generali</u>	15
<u>4.5.2 Analisi statica lineare</u>	15
<u>4.5.3 Analisi dinamica modale</u>	16
<u>4.5.4 Analisi statica non lineare</u>	16
<u>4.5.4.1 Generalità</u>	17
<u>4.5.4.2 Legame forza-spostamento generalizzato</u>	17
<u>4.5.4.3 Sistema bi-lineare equivalente</u>	17
<u>4.5.4.4 Risposta massima in spostamento del sistema equivalente</u>	18
<u>4.5.4.5 Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio</u>	18
<u>4.5.5 Analisi dinamica non lineare</u>	19
<u>4.6 COMBINAZIONE DELLE COMPONENTI DELL'AZIONE SISMICA</u>	19
<u>4.7 FATTORI DI IMPORTANZA</u>	19
<u>4.8 VALUTAZIONE DEGLI SPOSTAMENTI</u>	19
<u>4.9 CONSIDERAZIONE DI ELEMENTI NON STRUTTURALI</u>	19
<u>4.10 IMPIANTI</u>	20
<u>4.11 VERIFICHE DI SICUREZZA</u>	20
<u>4.11.1 Stato limite ultimo</u>	20
<u>4.11.1.1 Generalità</u>	20
<u>4.11.1.2 Resistenza</u>	21
<u>4.11.1.3 Duttilità e capacità di spostamento</u>	21
<u>4.11.1.4 Fondazioni</u>	21
<u>4.11.1.5 Giunti sismici</u>	21
<u>4.11.1.6 Diaframmi orizzontali</u>	21
<u>4.11.2 Stato limite di danno</u>	21
<b><u>5 EDIFICI CON STRUTTURA IN CEMENTO ARMATO</u></b>	<b>22</b>
<u>5.1 PRINCIPI GENERALI</u>	22
<u>5.2 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</u>	22
<u>5.2.1 Conglomerato</u>	22
<u>5.2.2 Acciaio</u>	22
<u>5.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORI DI STRUTTURA</u>	23

<a href="#"><u>5.3.1 Tipologie strutturali</u></a>	23
<a href="#"><u>5.3.2 Fattori di struttura</u></a>	23
<a href="#"><u>5.4 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI</u></a>	24
<a href="#"><u>5.4.1 Travi</u></a>	24
<a href="#"><u>5.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo</u></a>	24
<a href="#"><u>5.4.1.2 Verifiche di resistenza</u></a>	24
<a href="#"><u>5.4.2 Pilastrì</u></a>	25
<a href="#"><u>5.4.2.1 Sollecitazioni di calcolo</u></a>	25
<a href="#"><u>5.4.2.2 Verifiche di resistenza</u></a>	25
<a href="#"><u>5.4.3 Nodi trave-pilastrò</u></a>	26
<a href="#"><u>5.4.3.1 Definizioni</u></a>	26
<a href="#"><u>5.4.3.2 Verifiche di resistenza</u></a>	26
<a href="#"><u>5.4.4 Diaframmi orizzontali</u></a>	26
<a href="#"><u>5.4.4.1 Verifiche di resistenza</u></a>	26
<a href="#"><u>5.4.5 Pareti</u></a>	26
<a href="#"><u>5.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo</u></a>	26
<a href="#"><u>5.4.5.2 Verifiche di resistenza</u></a>	27
<a href="#"><u>5.4.6 Travi di collegamento</u></a>	27
<a href="#"><u>5.5 PARTICOLARI COSTRUTTIVI</u></a>	28
<a href="#"><u>5.5.1 Generalità</u></a>	28
<a href="#"><u>5.5.2 Travi</u></a>	28
<a href="#"><u>5.5.2.1 Limiti geometrici</u></a>	28
<a href="#"><u>5.5.2.2 Armature longitudinali</u></a>	28
<a href="#"><u>5.5.2.3 Armature trasversali</u></a>	29
<a href="#"><u>5.5.3 Pilastrì</u></a>	29
<a href="#"><u>5.5.3.1 Limiti geometrici</u></a>	29
<a href="#"><u>5.5.3.2 Armature longitudinali</u></a>	29
<a href="#"><u>5.5.3.3 Armature trasversali</u></a>	29
<a href="#"><u>5.5.4 Nodi trave-pilastrò</u></a>	30
<a href="#"><u>5.5.4.1 Limiti geometrici</u></a>	30
<a href="#"><u>5.5.4.2 Armature</u></a>	30
<a href="#"><u>5.5.5 Pareti</u></a>	30
<a href="#"><u>5.5.5.1 Definizione e limiti geometrici</u></a>	30
<a href="#"><u>5.5.5.2 Armature</u></a>	30
<a href="#"><u>5.5.6 Travi di collegamento</u></a>	30
<a href="#"><u>5.6 REQUISITI ADDIZIONALI PER EDIFICI CON TAMPONAMENTI IN MURATURA</u></a>	31
<a href="#"><u>5.6.1 Criteri generali</u></a>	31
<a href="#"><u>5.6.2 Irregolarità provocate dai tamponamenti</u></a>	31
<a href="#"><u>5.6.3 Effetti locali</u></a>	31
<a href="#"><u>5.6.4 Limitazioni dei danni ai tamponamenti</u></a>	31
<a href="#"><u>5.7 EDIFICI CON STRUTTURA PREFABBRICATA</u></a>	31
<a href="#"><u>5.7.1 Oggetto della norma</u></a>	31
<a href="#"><u>5.7.2 Tipologie strutturali e fattori di struttura</u></a>	32
<a href="#"><u>5.7.3 Collegamenti</u></a>	32
<a href="#"><u>5.7.4 Dimensionamento dei collegamenti</u></a>	32
<a href="#"><u>5.7.4.1 Strutture intelaiate</u></a>	32
<a href="#"><u>5.7.4.2 Strutture a pilastri isostatici</u></a>	33
<a href="#"><u>5.8 EDIFICI IN ZONA 4</u></a>	33
<b><a href="#"><u>6 EDIFICI IN ACCIAIO</u></a></b>	<b>34</b>
<a href="#"><u>6.1 GENERALITÀ</u></a>	34
<a href="#"><u>6.1.1 Premessa</u></a>	34
<a href="#"><u>6.1.2 Principi di progettazione</u></a>	34
<a href="#"><u>6.2 MATERIALI</u></a>	34
<a href="#"><u>6.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORE DI STRUTTURA</u></a>	34
<a href="#"><u>6.3.1 Tipologie strutturali</u></a>	34
<a href="#"><u>6.3.2 Criteri di dimensionamento</u></a>	35
<a href="#"><u>6.3.3 Fattore di struttura</u></a>	35
<a href="#"><u>6.4 ANALISI STRUTTURALE</u></a>	36
<a href="#"><u>6.5 REGOLE DI PROGETTO E DI DETTAGLIO PER STRUTTURE DISSIPATIVE</u></a>	36
<a href="#"><u>6.5.1 Generalità</u></a>	36
<a href="#"><u>6.5.2 Regole di progetto</u></a>	36
<a href="#"><u>6.5.3 Regole di dettaglio per tutte le tipologie strutturali</u></a>	37

6.5.3.1 Parti compresse delle membrature	37
6.5.3.2 Parti tese delle membrature	38
6.5.3.3 Collegamenti in zone dissipative	38
6.5.3.4 Fondazioni	38
6.5.3.5 Diaframmi e controventi orizzontali	38
6.5.4 Regole di dettaglio per le strutture intelaiate	38
6.5.4.1 Classi di duttilità	38
6.5.4.2 Requisiti comuni alle due classi di duttilità	39
6.5.4.3 Telai a bassa duttilità	40
6.5.4.4 Telai ad alta duttilità	40
6.5.5 Regole di dettaglio per i controventi concentrici	41
6.5.5.1 Classi di duttilità	41
6.5.5.2 Requisiti comuni alle due classi di duttilità	41
6.5.5.3 Controventi concentrici a bassa duttilità	42
6.5.5.4 Controventi concentrici ad alta duttilità	42
6.5.6 Regole di dettaglio per i controventi eccentrici	42
6.5.6.1 Definizione di «link»	42
6.5.6.2 Resistenza ultima dei «link»	43
6.5.6.3 Classi di duttilità	43
6.5.6.4 Requisiti comuni alle due classi di duttilità	43
6.5.6.5 Controventi eccentrici a bassa duttilità	43
6.5.6.6 Controventi eccentrici ad alta duttilità	43
6.5.6.7 Dettagli costruttivi	44
6.5.7 Strutture a mensola o a pendolo invertito	44
6.5.8 Strutture intelaiate controventate	44
6.6 EDIFICI IN ZONA 4	45
<b>7 EDIFICI IN STRUTTURA COMPOSTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO</b>	<b>45</b>
7.1 GENERALITÀ	45
7.1.1 Premessa	45
7.1.2 Principi di progettazione	45
7.2 MATERIALI	46
7.2.1 Calcestruzzo	46
7.2.2 Acciaio per armatura	46
7.2.3 Acciaio strutturale	46
7.3 TIPOLOGIE STRUTTURALI E FATTORE DI STRUTTURA	46
7.3.1 Tipologie strutturali	46
7.3.2 Criteri di dimensionamento	46
7.3.3 Fattori di struttura	46
7.4 ANALISI STRUTTURALE	46
7.4.1 Generalità	46
7.4.1 Rigidezza della sezione trasversale composta	47
7.5 CRITERI DI PROGETTO E DETTAGLI PER STRUTTURE DISSIPATIVE	47
7.5.1 Generalità	47
7.5.2 Criteri di progetto per le strutture dissipative	47
7.6 REGOLE PER LE MEMBRATURE	49
7.6.1 Generalità	49
7.6.2 Travi composte acciaio-calcestruzzo	50
7.6.3 La larghezza efficace	51
7.6.4 Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo	53
7.6.5 Colonne composte parzialmente rivestite di calcestruzzo	53
7.6.6 Colonne composte riempite di calcestruzzo	54
7.7 REGOLE SPECIFICHE PER STRUTTURE INTELAiate	54
7.7.1 Analisi strutturale	54
7.7.2 Regole di dettaglio per travi e colonne	55
7.7.3 Collegamenti trave-colonna	55
7.7.4 Regole specifiche per travi progettate senza considerare l'azione composta	56
7.8 REGOLE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE CON CONTROVENTI CONCENTRICI	56
7.9 REGOLE SPECIFICHE PER LE STRUTTURE CON CONTROVENTI ECCENTRICI	56
7.9.1 Analisi strutturale	56
7.9.2 I link nei telai composti	57
7.9.3 Membrature che non contengono link	57
7.9 EDIFICI IN ZONA 4	57

<b>8 EDIFICI CON STRUTTURA IN MURATURA</b>	<b>57</b>
8.1 REGOLE GENERALI	57
8.1.1 Premessa	57
8.1.2 Materiali	57
8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura	58
8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici	58
8.1.5 Metodi di analisi	58
8.1.5.1 Generalità	58
8.1.5.2 Analisi statica lineare	58
8.1.5.3 Analisi dinamica modale	59
8.1.5.4 Analisi statica non lineare	59
8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare	59
8.1.6 Verifiche di sicurezza	59
8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze	60
8.1.8 Fondazioni	60
8.1.9 Edifici semplici	60
8.2. EDIFICI IN MURATURA ORDINARIA	61
8.2.1 Criteri di progetto	61
8.2.2 Verifiche di sicurezza	61
8.2.2.1 Pressoflessione nel piano	61
8.2.2.2 Taglio	61
8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano	62
8.2.3 Particolari costruttivi	62
8.3. EDIFICI IN MURATURA ARMATA	62
8.3.1 Criteri di progetto	62
8.3.2 Verifiche di sicurezza	62
8.3.2.1 Pressoflessione nel piano	62
8.3.2.2 Taglio	62
8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano	63
8.3.3 Particolari costruttivi	63
8.4. EDIFICI IN ZONA 4	63
<b>9 EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO</b>	<b>63</b>
<b>10 EDIFICI ISOLATI</b>	<b>64</b>
10.1 SCOPO	64
10.2 DEFINIZIONI E SIMBOLI	64
10.3 REQUISITI GENERALI E CRITERI PER IL LORO SODDISFACIMENTO	66
10.4 CARATTERISTICHE E CRITERI DI ACCETTAZIONE DEI DISPOSITIVI	67
10.4.1 Isolatori elastomerici	67
10.4.2 Isolatori a scorrimento	68
10.4.3 Dispositivi ausiliari a comportamento non lineare	69
10.4.4 Dispositivi ausiliari a comportamento viscoso	70
10.4.5 Dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare	71
10.5 INDICAZIONI PROGETTUALI	71
10.5.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi	71
10.5.2 Controllo di movimenti indesiderati	72
10.5.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno	72
10.5.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno e alle costruzioni circostanti	72
10.6 AZIONE SISMICA	72
10.6.1 Spettri di progetto	72
10.6.2 Impiego di accelerogrammi	73
10.7 MODELLAZIONE E ANALISI STRUTTURALE	73
10.7.1 Proprietà del sistema di isolamento	73
10.7.2 Modellazione	73
10.7.3 METODI DI ANALISI	74
10.7.4 ANALISI STATICA LINEARE	74
10.7.5 Analisi dinamica lineare	75
10.7.6 Analisi dinamica non lineare	75
10.8 VERIFICHE	76
10.8.1 Stato limite di danno (SLD)	76
10.8.2 Stato limite ultimo (SLU)	76

<a href="#"><u>10.9 ASPETTI COSTRUTTIVI, MANUTENZIONE, SOSTITUIBILITÀ</u></a>	77
<a href="#"><u>10.10 COLLAUDO</u></a>	77
<b><u>11 EDIFICI ESISTENTI</u></b>	<b>78</b>
<a href="#"><u>11.1 GENERALITÀ</u></a>	78
<a href="#"><u>11.2 VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA</u></a>	78
<a href="#"><u>11.2.1 Requisiti di sicurezza</u></a>	78
<a href="#"><u>11.2.2 Criteri di verifica</u></a>	79
<a href="#"><u>11.2.3 Dati necessari per la valutazione</u></a>	79
<a href="#"><u>11.2.3.1 Generalità</u></a>	79
<a href="#"><u>11.2.3.2 Dati richiesti</u></a>	80
<a href="#"><u>11.2.3.3 Livelli di conoscenza</u></a>	80
<a href="#"><u>11.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza</u></a>	83
<a href="#"><u>11.2.5 Valutazione della sicurezza</u></a>	84
<a href="#"><u>11.2.5.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza</u></a>	84
<a href="#"><u>11.2.5.2 Azione sismica</u></a>	84
<a href="#"><u>11.2.5.3 Modellazione della struttura</u></a>	84
<a href="#"><u>11.2.5.4 Metodi di analisi</u></a>	84
<a href="#"><u>11.2.5.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica</u></a>	85
<a href="#"><u>11.2.6 Verifiche di sicurezza</u></a>	85
<a href="#"><u>11.2.6.1 Analisi lineare (statica o dinamica)</u></a>	85
<a href="#"><u>11.2.6.2 Analisi non lineare (statica o dinamica)</u></a>	85
<a href="#"><u>11.3 EDIFICI IN CEMENTO ARMATO</u></a>	86
<a href="#"><u>11.3.1 Criteri per la scelta dell'intervento</u></a>	86
<a href="#"><u>11.3.1.1 Indicazioni generali</u></a>	86
<a href="#"><u>11.3.1.2 Tipo di intervento</u></a>	86
<a href="#"><u>11.3.1.3 Elementi non strutturali ed impianti</u></a>	86
<a href="#"><u>11.3.2 Progetto dell'intervento</u></a>	86
<a href="#"><u>11.3.3 Modelli di capacità per la valutazione</u></a>	86
<a href="#"><u>11.3.3.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale</u></a>	86
<a href="#"><u>11.3.3.2 Travi e pilastri: taglio</u></a>	87
<a href="#"><u>11.3.3.3 Nodi trave-pilastro</u></a>	87
<a href="#"><u>11.3.4 Modelli di capacità per il rinforzo</u></a>	87
<a href="#"><u>11.3.4.1 Incamiciatura in c.a.</u></a>	87
<a href="#"><u>11.3.4.2 Incamiciatura in acciaio</u></a>	88
<a href="#"><u>11.3.4.3 Placcatura e fasciatura in materiali fibrorinforzati (FRP)</u></a>	89
<a href="#"><u>11.4 EDIFICI IN ACCIAIO</u></a>	89
<a href="#"><u>11.4.1 Criteri per la scelta dell'intervento</u></a>	89
<a href="#"><u>11.4.1.1 Indicazioni generali</u></a>	89
<a href="#"><u>11.4.1.2 Tipo di intervento</u></a>	90
<a href="#"><u>11.4.1.3 Elementi non strutturali ed impianti</u></a>	90
<a href="#"><u>11.4.2 Progetto dell'intervento</u></a>	90
<a href="#"><u>11.4.3 Modelli di capacità per la valutazione</u></a>	90
<a href="#"><u>11.4.3.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale</u></a>	90
<a href="#"><u>11.4.3.2 Travi e pilastri: taglio</u></a>	91
<a href="#"><u>11.4.3.3 Collegamenti</u></a>	91
<a href="#"><u>11.5 EDIFICI IN MURATURA</u></a>	91
<a href="#"><u>11.5.1 Requisiti di sicurezza e criteri di verifica</u></a>	91
<a href="#"><u>11.5.2 Dati necessari e identificazione del livello di conoscenza</u></a>	91
<a href="#"><u>11.5.2.1 Geometria</u></a>	91
<a href="#"><u>11.5.2.2 Dettagli costruttivi</u></a>	91
<a href="#"><u>11.5.2.3 Proprietà dei materiali</u></a>	92
<a href="#"><u>11.5.3 Coefficienti parziali di sicurezza</u></a>	92
<a href="#"><u>11.5.4 Valutazione della sicurezza</u></a>	92
<a href="#"><u>11.5.4.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza</u></a>	92
<a href="#"><u>11.5.4.2 Azione sismica</u></a>	92
<a href="#"><u>11.5.4.3 Modellazione della struttura</u></a>	92
<a href="#"><u>11.5.4.4 Metodi di analisi</u></a>	92
<a href="#"><u>11.5.4.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica</u></a>	92
<a href="#"><u>11.5.5 Verifiche di sicurezza</u></a>	93
<a href="#"><u>11.5.6 Criteri per la scelta dell'intervento</u></a>	93
<a href="#"><u>11.5.6.1 Indicazioni generali</u></a>	93
<a href="#"><u>11.5.6.2 Tipo di intervento</u></a>	93

<u>11.5.6.3 Elementi non strutturali ed impianti</u> .....	93
<u>11.5.7 Progetto dell'intervento</u> .....	93
<u>11.5.8 Modelli di capacità per la valutazione</u> .....	94
<u>11.5.8.1 Pareti murarie</u> .....	94
<u>11.5.8.2 Solai</u> .....	94
<u>11.5.9 Modelli di capacità per il rinforzo</u> .....	94
<u>11.5.9 Edifici semplici</u> .....	94
<b><u>ALLEGATO 10.A – VERIFICA ALLO SLU DEGLI ISOLATORI ELASTOMERICI</u></b> .....	<b>95</b>
<b><u>ALLEGATO 10.B – MODALITÀ DI PROVA DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO</u></b> .....	<b>96</b>
<u>10.B.1. ISOLATORI IN MATERIALE ELASTOMERICO ED ACCIAIO</u> .....	96
<u>10.B.2. ISOLATORI A SCORRIMENTO</u> .....	97
<u>10.B.3. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO NON LINEARE E LINEARE</u> .....	97
<u>10.B.4. DISPOSITIVI A COMPORTAMENTO VISCOSO</u> .....	98
<b><u>ALLEGATO 11.A – VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO</u></b> .....	<b>100</b>
<b><u>ALLEGATO 11.B – PROCEDURE DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN C.A. RINFORZATI CON FIBRE</u></b> .....	<b>101</b>
<b><u>ALLEGATO 11.C – VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN ACCIAIO</u></b> .....	<b>103</b>
<u>Collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità</u> .....	103
<u>Collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità</u> .....	103
<u>Collegamenti a parziale ripristino di resistenza</u> .....	103
<u>Valutazione delle rotazioni ultime</u> .....	103

## **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 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, 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.

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 Soddiscimento 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 dinamica, 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**

Il sito di costruzione ed i terreni in esso presenti dovranno in generale essere esenti da rischi di instabilità di pendii e di cedimenti permanenti causati da fenomeni di liquefazione o eccessivo addensamento in caso di terremoto. L'occorrenza di tali fenomeni dovrà essere indagata e valutata 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. 11.3.1998 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. 17 della legge 2.3.1974, n. 64.

## 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  $\gamma_I$ , detto fattore di importanza.

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 di collasso (punto 3.2.5) e per lo stato limite di danno (punto 3.2.6), variando conseguentemente le probabilità di occorrenza dei relativi eventi.

## 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):

- 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). I valori di  $a_g$ , espressi come frazione dell'accelerazione di gravità  $g$ , da adottare in ciascuna delle zone sismiche del territorio nazionale sono:

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.

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:

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

nelle quali:

- $S$  fattore che tiene conto del profilo stratigrafico del suolo di fondazione (vedi punto 3.1);
- $\eta$  fattore che tiene conto di un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$ , espresso in punti percentuali, diverso da 5 ( $\eta=1$  per  $\xi=5$ ):  

$$\mathbf{h} = \sqrt{10/(5 + \mathbf{x})} \geq 0,55 \tag{3.3}$$
- $T$  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  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  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:

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

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:

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

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:

$$\begin{aligned}
 d_g &= 0,025 \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \cdot a_g \\
 v_g &= 0,16 S \cdot T_C \cdot a_g
 \end{aligned} \tag{3.6}$$

### 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 3.2.5, 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 nella successiva parte C delle 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  $T_A$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  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  $T_A$ ,  $T_B$ ,  $T_C$ ,  $T_D$  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

Lo spettro di progetto da adottare per la limitazione dei danni di cui al punto 2.2 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 di collasso 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  $\xi$  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  $0,15 \text{ s} \div 2 \text{ T}$ , 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 degli effetti della azione sismica con le altre azioni.

$$g_l E + G_K + P_K + \sum_i (\gamma_{ji} Q_{Ki}) \quad (3.9)$$

dove:

$\gamma_l \cdot E$  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;

$\psi_{ji} = \psi_{2i}$  (SLU) coefficiente di combinazione che fornisce il valore quasi-permanente della azione variabile  $Q_i$ ;

$\psi_{0i}$  (SLD) coefficiente di combinazione che fornisce il valore raro dell'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:

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

dove:

$\psi_{Ei}$  coefficiente di combinazione dell'azione variabile  $Q_i$ , che tiene conto della probabilità che tutti i carichi  $\gamma_{0i} Q_{Ki}$  (SLD) o  $\gamma_{2i} Q_{Ki}$  (SLU) siano presenti sulla intera struttura in occasione del sisma, e si ottiene moltiplicando  $\gamma_{0i}$  o  $\gamma_{2i}$  per  $\phi$ .

I valori dei coefficienti  $\gamma_{0i}$ ,  $\gamma_{2i}$  e  $\phi$  sono riportati nelle successive tabelle.

Tabella 3.4 - Coefficienti  $\gamma_{0i}$ ,  $\gamma_{2i}$  per varie destinazioni d'uso

Destinazione d'uso	$\gamma_{0i}$	$\gamma_{2i}$
Abitazioni, Uffici	0,70	0,30
Uffici aperti al pubblico, Scuole, Negozi, Autorimesse	0,70	0,60
Tetti e coperture con neve	0,70	0,35
Magazzini, Archivi	1,00	0,80
Vento	0,00	0,00

Tabella 3.5 - Coefficienti  $\phi$  per edifici

Carichi ai piani		$\phi$
Carichi indipendenti	Ultimo piano	1,0
	Altri piani	0,5
Archivi		1,0
Carichi correlati ad alcuni piani	Ultimo piano	1,0
	Piani con carichi correlati	0,8
	Altri piani	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.

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.
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 seguente, in funzione del sistema costruttivo e della zona sismica.

Tabella 4.2 – Altezze massime consentite

Zona sismica	4	3	2	1
Sistema costruttivo	Altezza massima consentita (in m)			
Edifici con struttura in calcestruzzo	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

L'altezza di nuovi edifici in zona 1 e 2, prospicienti su strade, non può comunque superare i seguenti limiti:

- per strade  $L < 11$  m  $H = L$
- per strade con  $L > 11$  m  $H = 11 + 3 (L - 11)$

La larghezza  $L$  si intende calcolata tra il contorno dell'edificio ed il ciglio opposto della strada compresa la carreggiata.

Agli effetti delle limitazioni di cui al presente punto deve intendersi:

- per altezza dell'edificio la massima differenza di livello tra il piano di copertura più elevato ed il terreno, ovvero il piano stradale o del marciapiede, nelle immediate vicinanze dell'edificio. Sono esclusi dal computo dell'altezza eventuali volumi tecnici;
- per contorno dell'edificio la proiezione in pianta del fronte dell'edificio stesso, escluse le sporgenze di cornici e balconi aperti;
- per strada l'area di uso pubblico aperta alla circolazione dei pedoni e dei veicoli, nonché lo spazio inedificabile non cintato aperto alla circolazione pedonale;
- per ciglio la linea limite della sede stradale o dello spazio di cui al punto precedente;
- per sede stradale la superficie formata dalla carreggiata, dalle banchine e dai marciapiedi.

Negli edifici ad angolo su strade di larghezza diversa è consentito, sul fronte della strada più stretta e per uno sviluppo, a partire dall'angolo, pari alla larghezza della strada su cui prospetta, un'altezza uguale a quella consentita dalla strada più larga.

Nel caso in cui l'edificio abbia un piano cantinato o seminterrato, 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 precedentemente indicati.

Nel caso di edifici costruiti su terreni in pendio, le altezze indicate 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 uno zoccolo in calcestruzzo o in muratura, di altezza non superiore a 4 m, nel qual caso i limiti indicati si riferiscono alla sola parte in legno. I limiti indicati non si riferiscono a strutture interamente 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 a collasso calcolati per ciascuno degli edifici, secondo le modalità indicate per ciascun tipo strutturale; 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.

### 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 rigidezze;
- il rapporto tra i lati di un rettangolo in cui l'edificio risulta inscritto è inferiore a 4;
- eventuali rientri o sporgenze non superano il 25 % della dimensione totale dell'edificio nella direzione del rientro o della sporgenza;
- i solai possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano rispetto agli elementi verticali.

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

- e) tutti i sistemi resistenti verticali dell'edificio (quali telai e pareti) si estendono per tutta l'altezza dell'edificio;
- f) massa e rigidezza rimangono costanti o si riducono gradualmente, senza bruschi cambiamenti, dalla base alla cima dell'edificio (le variazioni da un piano all'altro non superano il 20 %)
- g) il rapporto tra resistenza effettiva e resistenza richiesta dal calcolo non è significativamente diverso per piani diversi (rapporti compresi tra 0.85 e 1.15);
- h) eventuali restringimenti della sezione dell'edificio avvengono in modo graduale, rispettando i seguenti limiti: ad ogni piano il rientro non supera il 30 % della dimensione corrispondente al primo piano, né il 10 % della dimensione corrispondente al piano immediatamente sottostante.

#### 4.3.2 Elementi strutturali secondari

Alcuni elementi strutturali dell'edificio possono venire definiti "secondari". Sia la rigidezza 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.

Regole di dettaglio idonee a soddisfare il requisito di cui sopra sono contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

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, spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari al 5% della dimensione massima del piano in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Nel caso di edifici con struttura in cemento armato, composta acciaio – calcestruzzo e in muratura, la rigidezza degli elementi può essere valutata considerando gli effetti della fessurazione, considerando 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 pari alla metà della rigidezza dei corrispondenti elementi non fessurati.

### 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.

- a) statica lineare
- b) dinamica modale
- c) statica non lineare
- d) dinamica non lineare

#### 4.5.2 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare può essere effettuata per costruzioni regolari in pianta ai sensi del punto 4.3, anche considerando due modelli piani separati ai sensi del punto 4.4, a condizione che il primo periodo di vibrazione 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.

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

Dove  $H$  è l'altezza dell'edificio, in metri, dal piano di fondazione e  $C_t$  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:  $F_h = S_d(T_1) W \lambda$

$F_i$  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

$\lambda$  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.

Gli effetti torsionali accidentali di cui al punto 4.4 possono essere considerati amplificando le forze da applicare a ciascun elemento verticale con il fattore ( $\delta$ ) 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 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 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  $j$

$\xi$  è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente

$\beta_{ij}$  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 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 monotonamente crescenti fino al raggiungimento delle condizioni ultime.

Le prescrizioni contenute nelle presenti norme si applicano agli edifici che soddisfino le condizioni di regolarità in pianta e in altezza di cui al punto 4.3. Il metodo può essere esteso ad edifici non regolari purché si tenga conto dell'evoluzione della rigidità e corrispondentemente delle forme di vibrazione conseguenti allo sviluppo delle deformazioni inelastiche (metodi evolutivi). Le modalità di tale estensione, che dipendono dalla configurazione geometrica e meccanica specifica dell'edificio in esame, devono essere adeguatamente documentate.

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

- valutare i rapporti di sovrarigidità  $a_u/a_l$  di cui ai punti 5.3.2, 6.3.3 e 7.3.3;
- 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).

#### 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.

Le forze vengono fatte crescere fino al raggiungimento di uno spostamento del punto di controllo pari al 150% dello spostamento di risposta ottenuto come indicato nel seguito. 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  $\Phi$  il vettore rappresentativo del primo modo di vibrazione della struttura, normalizzato al valore unitario della componente relativa al punto di controllo.

Il "coefficiente di partecipazione"  $\Gamma$  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:

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

Le coordinate del punto di snervamento del sistema bi-lineare equivalente si ottengono quindi:

- $F_y^* = F_{bu} / \Gamma$  dove  $F_{bu}$  è la resistenza massima dell'edificio;

- $d_y^* = F_y^* / k^*$  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 3.5):

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

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

#### 4.5.4.5 Conversione della risposta equivalente in quella effettiva dell'edificio

La configurazione deformata effettiva dell'edificio sotto l'azione sismica di progetto è data dalla forma modale normalizzata  $\Phi$  moltiplicata per il fattore di scala  $\Gamma d_{\max}^*$ .

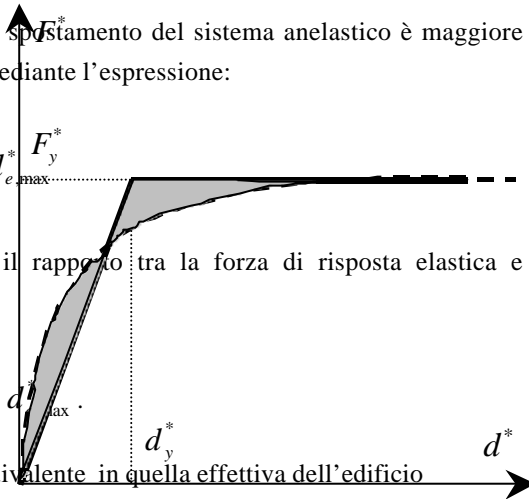


Figura 4.1 – Diagramma bilineare equivalente

#### 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 le azioni potranno essere rappresentate dai valori medi 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.

I valori massimi della risposta ottenuti da ciascuna delle due azioni orizzontali applicate separatamente potranno essere combinati calcolando la radice quadrata della somma dei quadrati, per la singola componente della grandezza da verificare, oppure sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30 % dei massimi ottenuti per l'azione applicata nell'altra direzione.

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. 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 ( $\gamma$ , 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 considerando una forza ( $F_a$ ) applicata al baricentro dell'elemento non strutturale, calcolata secondo la relazione seguente:

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

dove:  $W_a$  è il peso dell'elemento

$\gamma_l$  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 di amplificazione di cui alla relazione seguente

$$S_a = 3 S a_g (1 + Z/H) / (g (1 + (1 - T_a/T_1)^2)) \quad (4.12)$$

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

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 esser 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 m<sup>3</sup>/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 Generalità

Le verifiche allo stato limite ultimo dovranno essere effettuate per l'azione sismica di progetto definita al punto 3.2.5, secondo quanto indicato nel seguito.

#### 4.11.1.2 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 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  $\theta$  è compreso tra 0.1 e 0.2 gli effetti del secondo ordine possono essere presi in conto incrementando le forze sismiche orizzontali di un fattore pari a  $1/(1-\theta)$ .

$\theta$  non può comunque superare il valore 0.3.

#### 4.11.1.3 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.

#### 4.11.1.4 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere verificate applicando quanto prescritto nelle "Norme tecniche per il progetto sismico di opere di fondazione e di sostegno dei terreni".

#### 4.11.1.5 Giunti sismici

Il martellamento tra strutture contigue deve essere evitato, creando giunti di dimensione non inferiore alla somma degli spostamenti allo stato limite ultimo delle strutture medesime, calcolati secondo il punto 4.8. Lo spostamento massimo di un eventuale edificio contiguo esistente potrà essere stimato in 1/100 dell'altezza dell'edificio.

#### 4.11.1.6 Diaframmi orizzontali

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

#### 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 collegati elasticamente alla struttura

$$d_r < 0.0075 h \quad (4.15)$$

d) per edifici con struttura portante in muratura ordinaria

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

e) per edifici con struttura portante in muratura armata

$$d_r < 0.005 h \quad (4.17)$$

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.

## 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 nelle travi, evitando al contempo che esse si manifestino negli elementi meno duttili (ad es. i pilastri) 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 Duttività (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 di CD"A" da realizzare nelle zone 1, 2 e 3, l'acciaio deve possedere i seguenti requisiti:

- Allungamento uniforme al carico max (valore frattile 10% inferiore):  
 $\epsilon_{su,k} > 8\%$
- 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:  
 $f_{y,eff}/f_{y,nom} < 1,25$

### 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 semplici 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*, 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	$4,5 \alpha_u / \alpha_l$
Strutture a pareti	$4,0 \alpha_u / \alpha_l$
Strutture miste telaio-pareti	$4,0 \alpha_u / \alpha_l$
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)	$K_R = 0,8$

$\alpha_1$  è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale

$\alpha_u$  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  $\alpha_u / \alpha_1$  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  $\alpha_u / \alpha_1$ , 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	$\alpha_u / \alpha_1 = 1,2$

Quando risultasse  $q < 1,5$ , può essere adottato  $q = 1,5$ .

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 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  $\gamma_m$  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  $\gamma_m$  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;
- 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  $45^\circ$  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 Pilastri

##### 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 pilastri 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 pilastri si ottengono moltiplicando i momenti derivanti dall'analisi per il fattore di amplificazione  $\alpha$ .

Il fattore di amplificazione, il cui scopo è quello di proteggere i pilastri 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  $\alpha$  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.

### 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 nodi non confinati, appartenenti a strutture di DC "A" e "B" deve essere verificata la seguente condizione:

$$\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot \bar{b}} \geq 0,15 \frac{R_{ck}}{f_y} \quad (5.6)$$

nella quale  $n_{st}$  è il numero di braccia delle staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo,  $A_{st}$  è l'area di ciascuna barra,  $i$  è l'interasse delle staffe, e  $\bar{b}$  è la larghezza utile del nodo.

### 5.4.4 Diaframmi orizzontali

#### 5.4.4.1 Verifiche di resistenza

Per tutte le strutture deve essere verificato che i solai siano in grado di trasmettere nel loro piano ai diversi elementi da essi collegati le forze derivanti dall'analisi d'insieme dell'edificio, maggiorate secondo quanto indicato al punto 4.11.1.6.

### 5.4.5 Pareti

#### 5.4.5.1 Sollecitazioni di calcolo

Per le strutture in DC "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 semplici delle strutture in DC "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 del piano terra.
- Il diagramma degli sforzi di taglio di calcolo si ottiene moltiplicando quello ottenuto dall'analisi per il fattore  $\alpha$  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  $\alpha$  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

##### 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  $\rho$  è il rapporto geometrico dell'armatura longitudinale espresso in %.

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

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

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

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

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

essendo  $\Sigma A_{si}$  la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano, e  $\xi l$  l'altezza della parte compressa della sezione.

#### 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:

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

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:

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

essendo  $\alpha$  l'angolo tra le diagonali e l'asse orizzontale.

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

## 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, il rapporto d'armatura al bordo superiore e quello al bordo inferiore devono essere compresi tra i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}} \quad (5.14)$$

dove:  $\rho$  è il rapporto geometrico di armatura =  $A_s / (b \cdot h)$  oppure  $A_i / (b \cdot h)$   
 $A_s$  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 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 (DC"A" e "B");
- 15 cm (DC"A" e "B");
- sei volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche (solo per DC"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 Pilastri

### 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;
- 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.

Le legature sono costituite da barre di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità, da disporsi ad un passo pari alla più piccola delle quantità seguenti:

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

Si definiscono pareti gli elementi portanti verticali quando il rapporto tra la minima e la massima dimensione della sezione trasversale è inferiore a 0,3.

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.

Il rapporto geometrico  $\rho$  dell'armatura totale verticale deve essere compreso tra i seguenti limiti:

$$0,25\% \leq \rho \leq 4\% \quad (5.17)$$

qualora il rapporto tra altezza e lunghezza della parete non sia maggiore di 4, altrimenti

$$1\% \leq \rho \leq 4\% \quad (5.18)$$

Uguali condizioni vanno rispettate per l'armatura orizzontale.

Un'armatura trasversale orizzontale più fitta va disposta alla base della parete per un'altezza pari alla lunghezza in pianta (1) della parete stessa, in vicinanza dei due bordi per una lunghezza pari a 0,20 l su ciascun lato.

In tali zone l'armatura trasversale deve essere 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.

#### 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 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 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. Questa regola si intende soddisfatta con l'inserimento di leggere reti in acciaio sui due lati della muratura, collegate tra loro a distanza non superiori 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, rigidezza 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

Si distinguono 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.

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	3,5

### 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.

Per quanto riguarda i collegamenti di continuità, sono possibili le tre situazioni seguenti, a ciascuna delle quali corrisponde un diverso criterio di dimensionamento:

- a) collegamenti situati al di fuori delle zone di previsto comportamento inelastico, che non modificano quindi le capacità dissipative della struttura rispetto al caso monolitico;
- b) 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;
- c) 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  $\gamma_{Rd}$  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.

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:

$$\Delta = \left( d_e^2 + d_r^2 \right)^{1/2} \quad (5.19)$$

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 dato dall'espressione:

$$d_r = X v_g / c_a \leq \sqrt{2} d_g \quad (5.20)$$

nella quale:

$X$  è la distanza tra le fondazioni delle due parti

$v_g$  è la velocità massima del terreno, valutata come indicato al punto 3.2.4

$c_a$  è la velocità di propagazione apparente delle onde sismiche nel terreno, che in assenza di dati più attendibili può essere assunta pari a 3000 m/s per terreni di tipo A, 2000 m/s per terreni di tipo B e C e 1500 m/s per terreni di tipo D ed E

$d_g$  è lo spostamento massimo del terreno, calcolato come indicato al 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  $S_d(T_1) = 0,05$ . 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 5.4.4.

- 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 ai punti 5.5.3.2 e 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.

## 6 EDIFICI IN ACCIAIO

### 6.1 GENERALITA'

#### 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:

- a) comportamento strutturale dissipativo
- b) 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.

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.

Nel caso di comportamento strutturale non dissipativo, 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 la tensione di rottura  $f_u$  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%;
- le saldature devono essere di prima classe;
- 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. L'impiego di bulloni di classe 12.9 è consentito solo nel caso di unioni a taglio.

### 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 a compressione delle aste strettamente necessarie ad equilibrare i carichi esterni. I controventi reticolari concentrici possono essere distinti nelle seguenti tre categorie:
  - **controventi con diagonale tesa attiva**, in cui le forze orizzontali vengono assorbite dalle sole diagonali tese, trascurando le diagonali compresse.
  - **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 membrature tese o compresse.
- 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.

### 6.3.2 Criteri di dimensionamento

La duttilità e le capacità dissipative di un organismo strutturale sotto azioni sismiche di tipo distruttivo 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 ed alle strutture con controventi sia concentrici che eccentrici, in relazione ai criteri di dimensionamento adottati, si distinguono due classi di duttilità:

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

A tali strutture corrispondono, rispettivamente, i seguenti criteri di dimensionamento:

- criteri puramente elastici, quando le membrature costituenti l'organismo strutturale vengono dimensionate sulla base dei valori delle azioni interne ricavati dall'analisi elastica globale.
- criteri semplificati per il controllo del meccanismo di collasso, quando il dimensionamento degli elementi non dissipativi viene effettuato 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:

$$q = \Psi_R q_0 \quad (6.1)$$

dove:

- $q_0$  è il valore di riferimento del fattore di struttura dipendente dalla tipologia strutturale e dai criteri di dimensionamento adottati (classe di duttilità);
- $\Psi_R$  è un coefficiente di riduzione che tiene conto delle risorse di duttilità locale delle membrature impiegate. I valori di  $\Psi_R$  per le diverse categorie di appartenenza delle membrature sono dati in 6.5.3.1;

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 DUTTILITA'	
	BASSA	ALTA
Strutture intelaiate	4	$5\alpha_u/\alpha_y$
Controventi reticolari concentrici	4	4
Controventi eccentrici	4	$5\alpha_u/\alpha_y$
Strutture a mensola o a pendolo invertito	2	—

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 1:

$\alpha_1$  è il moltiplicatore della forza sismica orizzontale per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la sua resistenza flessionale

$\alpha_u$  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 o avere instabilità globale.

Il valore di  $\alpha_u/\alpha_1$  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  $\alpha_u/\alpha_1$ , 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 con controventi eccentrici  $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Nel caso di strutture costituite da membrature appartenenti a diverse categorie di duttilità (punto 6.5.3.1), il valore di  $Y_R$  deve essere assunto pari a quello della categoria inferiore.

## 6.4 Analisi strutturale

Nella modellazione dell'organismo strutturale, gli impalcati si possono considerare rigidi nel proprio piano ai fini della analisi strutturale senza ulteriori verifiche, se

- essi sono realizzati in cemento armato in accordo con il capitolo 5 di questa norma;
- le eventuali aperture non influenzano significativamente la rigidezza globale nel loro piano.

## 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 influenzano la stabilità globale della struttura.

Le parti strutturali delle zone dissipative devono avere adeguata resistenza e duttilità.

La 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 sovrarresistenza 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 membrature

Sufficiente duttilità locale delle membrature o di parti di membrature soggette a compressione deve essere assicurata limitando i rapporti larghezza-spessore  $b/t$  delle parti che compongono la sezione.

In funzione della loro capacità di deformazione plastica, le membrature si distinguono in tre categorie di duttilità:

- **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 incoerente 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.

Nel caso di profili a doppio T, inflessi o pressoinflessi, e con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, ai fini della suddetta classificazione si può impiegare il seguente parametro  $s$  che esprime il rapporto fra la tensione che determina la instabilità locale e la tensione di snervamento:

$$s = \frac{1}{0.695 + 1.632 \lambda_f^2 + 0.062 \lambda_w^2 - 0.602 \frac{b_f}{L^*}} \leq \frac{f_u}{f_y} \quad (6.2)$$

dove  $f_u$  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),  $\lambda_f$  e  $\lambda_w$  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

$\rho = N_{sd}/Af_y$  è il rapporto fra lo sforzo normale di progetto e lo sforzo normale plastico.

I valori limite del parametro  $s$  che identificano le diverse categorie di comportamento delle membrature 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 membrature di prima classe. Pertanto, ai suddetti valori si applicano i seguenti coefficienti di riduzione in accordo con la categoria delle membrature in cui sono collocate le zone dissipative:

- duttili  $\Psi_R = 1.00$
- plastiche  $\Psi_R = 0.75$
- snelle  $\Psi_R = 0.50$

L'impiego di membrane snelle è consentito solo in zone di bassa sismicità.

#### 6.5.3.2 Parti tese delle membrane

Nel caso di membrane tese o di parti di membrane, 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:

$$\frac{A_{\text{net}}}{A} \geq 1.25 \cdot \frac{f_y}{f_u} \quad (6.6)$$

essendo  $A_{\text{net}}$  l'area netta in corrispondenza dei fori ed  $A$  l'area lorda.

#### 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:

$$R_d \geq 1.20 \cdot s \cdot R_y \quad (6.7)$$

dove:  $R_d$  è la resistenza di progetto del collegamento

$R_y$  è la resistenza plastica della membratura collegata.

Nel caso di membrane duttili e plastiche, il coefficiente  $s$  (6.2) tiene conto della sovrarresistenza che la membratura può sviluppare a seguito dell'incrudimento ( $1 \leq s \leq f_u/f_y$ , essendo  $f_u$  e  $f_y$  rispettivamente la tensione ultima e la tensione di snervamento della membratura collegata).

Il requisito di sovrarresistenza dei collegamenti non deve essere applicato nel caso di collegamenti speciali progettati allo scopo di contribuire significativamente alla dissipazione dell'energia sismica. L'efficacia di tali collegamenti in termini di resistenza, rigidità e capacità di dissipare energia deve essere dimostrata mediante opportune prove sperimentali.

Nel caso di collegamenti bullonati soggetti a taglio, il collasso per rifollamento deve precedere il collasso a taglio dei bulloni. I bulloni devono essere adeguatamente serrati secondo quanto prescritto per giunti ad attrito.

#### 6.5.3.4 Fondazioni

Il valore di progetto delle azioni deve essere dedotto nell'ipotesi di formazione di cerniere plastiche al piede delle colonne, tenendo conto della resistenza effettiva che tali cerniere sono in grado di sviluppare a causa dell'incrudimento.

#### 6.5.3.5 Diaframmi e controventi orizzontali

E' 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 1.5.

Per le parti in cemento armato dei diaframmi orizzontali le seguenti regole vanno rispettate:

- i diaframmi devono essere armati in due direzioni ortogonali e le armature devono essere opportunamente ancorate;
- quando il diaframma presenta nervature parallele, armature addizionali devono essere disposte nella soletta nella direzione ad esse ortogonale (almeno  $2 \text{ cm}^2/\text{ml}$ );
- possono essere impiegate piastre prefabbricate, purché ciascuna sia armata in due direzioni ortogonali e siano collegate alle travi di appoggio e fra loro nei quattro vertici in modo da creare un sistema a traliccio nel piano orizzontale.

### 6.5.4 Regole di dettaglio per le strutture intelaiate

#### 6.5.4.1 Classi di duttilità

In relazione ai criteri di progettazione adottati, le zone dissipative nei telai possono essere collocate alle estremità delle travi, alle estremità delle colonne, nei pannelli nodali e nei collegamenti.

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

##### *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:

$$M_{j,Rd} \geq 1.20 \cdot s \cdot M_{b,Rd} \quad (6.8)$$

essendo  $M_{j,Rd}$  la resistenza flessionale di progetto dei collegamenti trave-colonna e  $M_{b,Rd}$  la resistenza flessionale di progetto delle travi collegate. Ai fini della valutazione della aliquota di sovraresistenza  $s$  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 sia in mezzzeria, assumendo cioè:

$$L^* = \frac{L}{2} \quad (6.9)$$

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

$$\lambda_w = \frac{d_w}{2t_w} \sqrt{\frac{f_y}{E}} \quad (6.10)$$

##### *Instabilità flessotorsionale delle travi*

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.

##### *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:

$$M_{Sd} < M_{pl,Rd} \quad (6.11)$$

$$N_{Sd} < 0.15 \cdot N_{pl,Rd} \quad (6.12)$$

$$V_{g,Rd} + V_{M,Rd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (6.13)$$

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).

#### *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:

$$M_{Sd} = 1.20(s - \rho) \cdot M_{pl,Rd} \quad (\text{cons} > \rho) \quad (6.14)$$

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

$\rho$  è il valore adimensionale dello sforzo normale di progetto  $\left( \rho = \frac{N_{sd}}{A f_y} \right)$ ;

$s$  è ancora dato dalla (6.2), calcolando il parametro di snellezza dell'anima ( $\lambda_w$ ) attraverso le (6.4) e (6.5).

#### *Verifica a taglio delle colonne*

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

$$V_{Sd} \leq 0.5 \cdot V_{pl,Rd} \quad (6.15)$$

#### *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:

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

dove  $\sum M_{pl,Rd}$  è la sommatoria dei momenti plastici delle travi,  $h_b$  è l'altezza della sezione della trave,  $H$  è l'altezza di interpiano e  $V_{wp,Rd}$  è la resistenza di progetto del pannello nodale.

Ai fini del calcolo della resistenza di progetto a taglio del pannello nodale, l'area resistente a taglio può essere assunta pari a:

- $A_{vc} = A_c - 2b_{fc}t_{fc} + t_{fc}(t_{wc} + 2r_c)$  nel caso di colonne in profilo laminato, essendo  $A_c$  l'area della colonna,  $b_{fc}$  e  $t_{fc}$  la larghezza e lo spessore delle flange della colonna,  $t_{wc}$  lo spessore dell'anima e  $r_c$  il raggio di raccordo ala-anima;
- l'area dell'anima, nel caso di colonne in profilo in composizione saldata.

#### **6.5.4.3 Telai a bassa duttilità**

I telai a bassa duttilità sono progettati mediante criteri puramente elastici, senza alcun controllo del meccanismo di collasso. Pertanto, le sezioni delle colonne 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 dalla analisi elastica globale.

#### **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.



Questo criterio viene qui formulato in maniera tale che, in corrispondenza di ogni nodo, i momenti plastici di progetto delle colonne che convergono nel nodo siano maggiori delle sollecitazioni flessionali che si possono verificare nelle stesse nell'ipotesi che le travi abbiano raggiunto la loro resistenza flessionale ultima.

Nell'applicazione del criterio suddetto è necessario considerare l'influenza dello sforzo normale.

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

$$M_{c,Rd,red} \geq 1.20(M_{c,Sd,G} + \alpha \cdot M_{c,Sd,E}) \quad (6.17)$$

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 di progetto dovuta ai soli carichi verticali,  $M_{c,Sd,E}$  è la sollecitazione flessionale di progetto dovuta alle sole azioni sismiche ed  $\alpha$  è il massimo valore dei rapporti:

$$\alpha_i = \frac{s \cdot M_{b,Rd,i} - M_{b,Sd,G,i}}{M_{b,Sd,E,i}} \quad (6.18)$$

calcolati con riferimento alle travi convergenti nel nodo in esame ( $i$  indica l' $i$ -esima trave).

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

$$N_{c,Sd} = N_{c,Sd,G} + \alpha \cdot N_{c,Sd,E} \quad (6.19)$$

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  $\alpha$  è fornito dalla (6.18).

Il rispetto della (6.17) non è necessario al piano superiore degli edifici multipiano e nel caso degli edifici monopiano.

### 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 in parte influenzati dai criteri di dimensionamento adottati, ma dipendono anche dalla tipologia di controvento. Pertanto, in relazione a tali fattori si distinguono due classi di duttilità

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

#### 6.5.5.2 Requisiti comuni alle due classi di duttilità

I controventi concentrici devono essere progettati in maniera tale che la plasticizzazione delle diagonali tese abbia luogo prima della plasticizzazione o della instabilità delle travi o delle colonne e prima del collasso dei collegamenti.

Le diagonali di controvento devono essere dimensionate in maniera tale che ad ogni piano la struttura esibisca, in ogni direzione controventata, variazioni di rigidezza laterale, sotto inversione della direzione delle azioni sismiche, inferiori al 2.5%.

La snellezza adimensionale delle diagonali  $\bar{I}$ , data dal rapporto fra la snellezza  $\lambda$  e la snellezza al limite elastico  $\lambda_y$ , deve essere inferiore ad 1.5 allo scopo di prevenire l'instabilità in campo elastico.

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

$$R_{j,d} \geq \frac{f_u}{f_y} N_{pl,Rd} \quad (6.20)$$

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

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

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.

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

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. Le flange, superiore ed inferiore, della trave in corrispondenza del punto di intersezione con il controvento devono essere progettate per sostenere una forza laterale pari all'1.5% della resistenza nominale delle flange ( $b_f t_f f_y$ ).

#### 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.

In generale, appartengono comunque a questa classe tutti gli schemi di controvento in cui il punto di intersezione delle membrature di controvento giace su di una trave, come avviene in particolare nello schema a V dritta o inversa.

#### 6.5.5.4 Controventi concentrici ad alta duttilità

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

$$N_{Rd}(M_{Sd}) \geq 1.20(N_{Sd,g} + \alpha \cdot N_{Sd,E}) \quad (6.21)$$

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;

$\alpha$  è il più grande tra i coefficienti di sovrarresistenza

$$\alpha_i = \frac{\frac{f_u}{f_y} N_{pl,Rd,i}}{N_{Sd,i}} \quad (6.22)$$

calcolati per tutte le diagonali del sistema di controvento, essendo  $N_{pl,Rd,i}$  la resistenza plastica di progetto della i-esima diagonale,  $N_{Sd,i}$  la sollecitazione assiale di progetto della stessa diagonale nella situazione sismica di progetto.

#### 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. La parte più corta in cui la trave risulta suddivisa viene chiamata «link» ed ha il compito di dissipare l'energia sismica attraverso deformazioni plastiche cicliche taglienti 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»:  $e \leq 1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$  (6.23)

- «link intermedi»:  $1.6 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}} \leq e \leq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$  (6.24)

- «link lunghi»:  $e \geq 3 \frac{M_{l,Rd}}{V_{l,Rd}}$  (6.25)

dove  $M_{I,Rd}$  e  $V_{I,Rd}$  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 dell'eventuale soletta dell'impalcato e l'aleatorietà della tensione di snervamento, può essere ben maggiore di  $M_{I,Rd}$  e  $V_{I,Rd}$ . Sulla base dei risultati sperimentali disponibili, la sovrarresistenza dovuta all'incrudimento può essere calcolata mediante le seguenti relazioni:

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

$$M_u = 0.75 \cdot e \cdot V_{I,Rd} \quad (6.26)$$

$$V_u = 1.5 \cdot V_{I,Rd} \quad (6.27)$$

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

$$M_u = 1.5 \cdot M_{I,Rd} \quad (6.28)$$

$$V_u = 2 \frac{M_{I,Rd}}{e} \quad (6.29)$$

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

Al fine di conseguire un comportamento duttile, i controventi eccentrici devono essere progettati in maniera tale che la plasticizzazione impegni i «link» piuttosto che le colonne. Tale obiettivo di progettazione può essere conseguito in misura più o meno estesa in funzione dei criteri di progettazione adottati. Pertanto, a tale riguardo i controventi eccentrici si distinguono in:

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

#### 6.5.6.4 Requisiti comuni alle due classi di duttilità

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in accordo con quanto previsto al punto 6.5.4.2.1 di questa norma.  
I collegamenti colonna-fondazione devono essere progettati in accordo con quanto previsto al punto 6.5.4.2.4 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 mediante criteri puramente elastici, senza alcun controllo del meccanismo di collasso. Pertanto, le membrature 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:

$$N_{Rd}(M_{Sd}) \geq 1.20(N_{Sd,g} + \alpha \cdot N_{Sd,E}) \quad (6.30)$$

dove, in questo caso,  $\alpha$  deve essere assunto pari al massimo tra i rapporti:

$$\alpha_i = \frac{V_{u,i} - V_{Sd,G,i}}{V_{Sd,E,i}} \quad (6.31)$$

ed

$$\alpha_i = \frac{M_{u,i} - M_{Sd,G,i}}{M_{Sd,E,i}} \quad (6.32)$$

calcolati per tutti i «link».

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 0.7 volte la distanza tra l'estremità del link ed il vincolo laterale.

#### 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 migliorare la duttilità locale devono essere impiegati degli irrigidimenti d'anima il cui interasse  $a$  deve soddisfare le seguenti limitazioni:

$$a = 29t_w - d/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.09 \text{rad.} \quad (6.33)$$

$$a = 38t_w - d/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.06 \text{rad.} \quad (6.34)$$

$$a = 56t_w - d/5 \quad \text{per} \quad \gamma_p = \pm 0.03 \text{rad.} \quad (6.35)$$

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

Il comportamento dei «link lunghi» è dominato dalla plasticizzazione per flessione e, pertanto, gli irrigidimenti d'anima non sono necessari. Le modalità di collasso tipiche di tali «link» sono rappresentate dalla instabilità locale della flangia compressa e dalla instabilità flessione-torsionale. 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 ( $d \leq 60$  cm), 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.

#### 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 sec 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  $S_d(T) = 0,05$ . 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.

## 7 EDIFICI IN STRUTTURA COMPOSTA ACCIAIO-CALCESTRUZZO

### 7.1 Generalità

#### 7.1.1 Premessa

Per le costruzioni composte in acciaio e calcestruzzo si adottano nel seguito i principi e i metodi di progettazione contenuti nelle normative vigenti (Decreti Ministeriali) e nelle istruzioni CNR 10016-98, Strutture composte di acciaio e calcestruzzo, Istruzioni per l'impiego nelle costruzioni (Bollettino Ufficiale CNR – n. 194 – 2000).

Le regole aggiuntive fornite nel seguito si riferiscono alle strutture composte in acciaio e calcestruzzo in zona sismica ed integrano quelle riportate nei capitoli 5 e 6.

#### 7.1.2 Principi di progettazione

Gli edifici con struttura sismo-resistente composta acciaio-calcestruzzo devono essere progettati assumendo uno dei seguenti comportamenti strutturali:

- a) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature composte acciaio-calcestruzzo
- b) comportamento strutturale dissipativo con meccanismi di dissipazione in componenti e membrature in acciaio strutturale
- c) comportamento strutturale non-dissipativo

Nei casi a) e b) deve essere presa in considerazione la capacità di parti della struttura (zone dissipative) di rispondere 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.

Nel caso b), non si deve prendere in considerazione nelle zone dissipative l'azione composta, pertanto l'assunzione di un siffatto comportamento strutturale è subordinata strettamente all'adozione di misure specifiche atte a prevenire l'attivazione dei componenti in calcestruzzo sulla resistenza delle zone dissipative. In questi casi, il progetto della struttura va condotto con riferimento ai metodi di cui alle istruzioni CNR 10016-98 per le combinazioni di carico non sismiche e con riferimento alla sezione 6 delle presenti norme in caso di combinazioni di carico comprendenti gli effetti sismici.

Nel caso c) 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, ma tenendo conto della riduzione della rigidità flessionale nelle zone in cui l'azione flettente conduce alla fessurazione del calcestruzzo, secondo quanto riportato al punto 7.4 e ai punti 7.7÷9 recanti i principi su cui si deve basare l'analisi strutturale. Nella determinazione dello spettro di progetto, il fattore di struttura  $q$  deve essere assunto unitario. Per la valutazione della resistenza delle membrature e dei collegamenti si possono adottare i metodi contenuti nei Decreti Ministeriali vigenti e nelle istruzioni CNR 10016-98, non dovendo essere soddisfatti i requisiti di duttilità forniti al punto 7.5.

Le regole di progettazione per le strutture con zone dissipative composte -comportamento tipo a)- sono orientate a garantire lo sviluppo di meccanismi di deformazione plastica locale efficaci e una risposta globale della struttura capace di dissipare la maggiore quantità di energia; tale scopo si ritiene conseguito se i criteri generali e specifici di progettazione di seguito riportati sono soddisfatti.

## 7.2 Materiali

### 7.2.1 Calcestruzzo

Si applica quanto riportato al punto 5.2.1. Non rientrano nel campo di applicazione delle presenti regole di progettazione i calcestruzzi di classe superiore alla C40/50, quindi con resistenza caratteristica cilindrica superiore a 40 MPa e cubica superiore a 50 MPa.

### 7.2.2 Acciaio per armatura

Le seguenti prescrizioni si applicano sia alle armature che alle reti elettrosaldate collocate nelle zone dissipative:

- Per le strutture ad alta duttilità si devono soddisfare i requisiti prescritti al punto 5.2.2.
- Nel caso di strutture a bassa duttilità e in tutte le regioni di strutture non dissipative in cui sono presenti elevati livelli di sforzo, le caratteristiche meccaniche e deformative dell'armatura devono rispettare le seguenti limitazioni:
  - Allungamento uniforme al carico max (valore frattile 10% inferiore):  
 $\epsilon_{su,k} > 5\%$
  - Valore caratteristico del rapporto di incrudimento:  
 $(f_t / f_y)_k \geq 1,08$

### 7.2.3 Acciaio strutturale

Si applicano le prescrizioni di cui al punto 6.2.

## 7.3 Tipologie strutturali e fattore di struttura

### 7.3.1 Tipologie strutturali

Le costruzioni composte acciaio-calcestruzzo in zona sismica possono essere realizzate con riferimento alle tipologie strutturali descritte al punto 6.3 e con le limitazioni di cui al punto 4.11:

- c) **strutture intelaiate** nelle quali le travi o le colonne possono essere composte acciaio-calcestruzzo;
- d) **strutture con controventi concentrici** nelle quali le travi o le colonne possono essere composte acciaio-calcestruzzo; i controventi devono essere realizzati in acciaio strutturale;
- e) **strutture con controventi eccentrici** nelle quali le aste che non contengono i controventi possono essere composte oppure in acciaio strutturale. I link dissipativi devono essere realizzati in acciaio strutturale e la dissipazione di energia conseguita per plasticizzazione a taglio degli stessi.
- f) **strutture a pendolo inverso.**

### 7.3.2 Criteri di dimensionamento

Si applicano le prescrizioni di cui al punto 6.3.2.

### 7.3.3 Fattori di struttura

Si applicano le prescrizioni di cui al punto 6.3.3.

## 7.4 Analisi strutturale

### 7.4.1 Generalità

Le prescrizioni contenute nella presente sezione si applicano sia al metodo di analisi mediante forze statiche equivalenti, che al metodo di analisi basato sulla risposta modale della struttura.

#### 7.4.1 Rigidezza della sezione trasversale composta

La rigidezza elastica della sezione nella quale il calcestruzzo è sollecitato da sforzi di compressione va valutata utilizzando un coefficiente di omogeneizzazione  $n=E_a/E_{cm}=7$ , essendo  $E_{cm}$  il modulo di elasticità secante del calcestruzzo.

Il calcolo del momento di inerzia non fessurato,  $I_1$ , delle sezioni composte in cui il calcestruzzo è soggetto a compressione va valutato omogeneizzando il calcestruzzo della soletta compreso nella larghezza efficace (7.6.3).

Nei casi in cui il calcestruzzo è soggetto a sforzi di trazione, la rigidezza della sezione composta dipende dal momento di inerzia della sezione fessurata,  $I_2$ , per cui vanno portate in conto le sole componenti metalliche della sezione, profilo strutturale e armatura collocata nella larghezza efficace.

L'analisi va effettuata differenziando la rigidezza flessionale in modo da portare in conto il contributo del solo calcestruzzo compresso; le distribuzioni delle rigidezze sono riportate in 7.7.1.

### 7.5 Criteri di progetto e dettagli per strutture dissipative

#### 7.5.1 Generalità

I criteri di progetto riportati in 7.5.2 si applicano a tutte le strutture nelle quali si attribuisce ad elementi o parti di struttura una risposta sismica di tipo dissipativo.

I citati criteri di progetto si considerano soddisfatti se le prescrizioni sui dettagli costruttivi contenuti in 7.5.3, 7.5.4, nonché nelle sezioni relative alle specifiche tipologie strutturali sono osservate.

#### 7.5.2 Criteri di progetto per le strutture dissipative

Il progetto delle strutture composte acciaio-calcestruzzo di tipo dissipativo deve garantire una risposta globale stabile anche in presenza di fenomeni locali di plasticizzazione, instabilità o altri connessi al comportamento isteretico della struttura.

A tale scopo occorre dotare le zone dissipative di adeguata resistenza e duttilità.

La resistenza va valutata per le parti in carpenteria metallica -comportamento tipo b)- secondo quanto indicato nel DM 9 gennaio 1996 e nella sezione 6. In tutti i casi in cui la regione dissipativa è di tipo composto, la resistenza va calcolata facendo riferimento al Decreto Ministeriale vigente ed alle istruzioni CNR 10016-98 e alle regole specifiche riportate nel presente documento.

La duttilità va invece conseguita facendo ricorso ad appositi ed efficaci dettagli costruttivi.

La capacità dissipativa può essere attribuita sia agli elementi che ai collegamenti; in quest'ultimo caso è obbligatorio effettuare la valutazione quantitativa dell'effetto di tali connessioni sulla risposta della struttura.

Nei casi in cui la capacità dissipativa è collocata nelle membrature, le connessioni e tutte le componenti della struttura non dissipative devono essere dotate di adeguata sovrarresistenza affinché i meccanismi dissipativi non siano modificati.

#### 7.5.3 Resistenza plastica delle zone dissipative

La progettazione sismica delle strutture composte acciaio-calcestruzzo è incardinata sulla valutazione di due valori della resistenza plastica delle sezioni trasversali.

Il limite inferiore della resistenza offerta dalle zone dissipative, individuato nel seguito dal pedice *pl.Rd*, va impiegato nell'ambito delle verifiche di progetto del tipo  $M_{Ed} < M_{pl,Rd}$ , essendo  $M_{Ed}$  il valore della sollecitazione che si instaura nella combinazione di carico sismica e  $M_{pl,Rd}$  il valore della corrispondente resistenza plastica di progetto (limite inferiore).

Il limite superiore della resistenza offerta dalle zone dissipative, individuato nel seguito dal pedice *U.Rd*, va impiegato per le verifiche inerenti alla gerarchia delle resistenze necessaria per lo sviluppo dei meccanismi di collasso prescelti.

I limiti superiore e inferiore della resistenza plastica a tale scopo vanno combinati in modo da individuare le condizioni di verifica più gravose, così come indicato al punto 7.7.2.

Tutte le caratteristiche della sollecitazione direttamente connesse alla resistenza delle zone dissipative vanno determinate sulla base del limite superiore della resistenza delle sezioni composte.

#### 7.5.4 I collegamenti composti nelle zone dissipative

Si devono limitare la localizzazione delle deformazioni plastiche, le tensioni residue e prevenire difetti di esecuzione. L'integrità dei componenti in calcestruzzo soggetto a compressione deve essere garantita durante l'evento sismico e i fenomeni di plasticizzazione devono aver luogo esclusivamente nei componenti in acciaio strutturale.

Lo snervamento delle barre di armatura della soletta può essere ammesso solamente quando le travi composte soddisfano le prescrizioni di cui al punto 7.6.2 circa la profondità dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura (Tabella 7.2).

Per il progetto dei bulloni e delle saldature si applica quanto riportato al punto 6.5.3.3.

Nelle zone di intersezione tra trave e colonna vanno disposte apposite armature metalliche nella soletta in calcestruzzo per governare effetti locali di diffusione delle tensioni; a tale scopo è necessario utilizzare modelli di comportamento affidabili e capaci di soddisfare le condizioni locali di equilibrio.

Nel caso di strutture intelaiate con travi e/o colonne rivestite di calcestruzzo, si rende necessaria un'attenta valutazione della risposta strutturale in relazione al contributo del pannello in calcestruzzo, come mostrato in Figura 7.1.

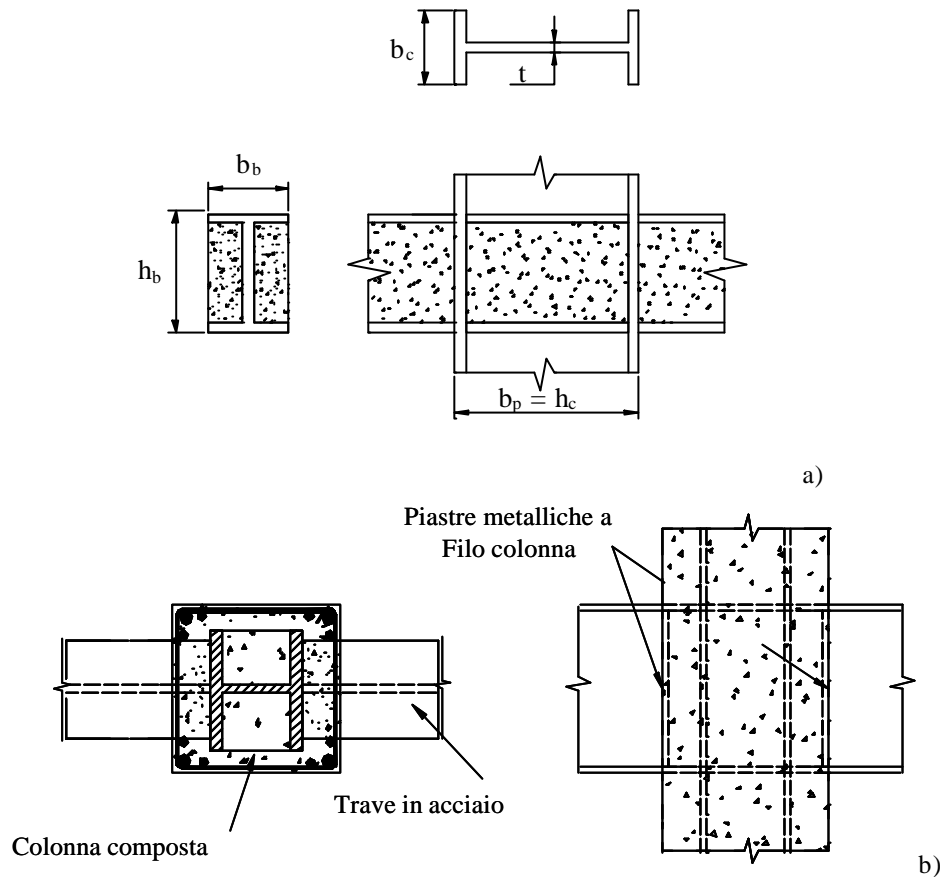


Figura 7.1 - Collegamenti trave-colonna in telai con elementi rivestiti in calcestruzzo.

Nel caso di pannelli d'anima completamente rivestiti di calcestruzzo, si può assumere che la resistenza complessiva del pannello composto sia data dalla somma di due contributi offerti dal pannello in acciaio e da quello in calcestruzzo sottoposti a taglio se le seguenti condizioni sono soddisfatte:

- il rapporto di forma del pannello d'anima  $h_b/b_p$  è compreso tra 0.6 e 1;
- $V_{wp,Sd} < 0,8 V_{wp,Rd}$

dove:

$h_b, b_p$  sono le dimensioni significative della trave e della colonna identificati nella Figura 7.1.a.

$V_{wp,Sd}$  è lo sforzo di taglio di progetto sul pannello d'anima dovuto alle forze applicate e valutato tenendo conto delle resistenze plastiche delle adiacenti zone di dissipazione localizzate nella connessione o nella trave;

$V_{wp,Rd}$  è la resistenza a taglio del pannello composto, che si può valutare sommando i due contributi dell'acciaio e del calcestruzzo:

$$V_{wp,Rd} = V_{wp,s,Rd} + V_{wp,c,Rd}$$

Il taglio plastico offerto dal pannello d'anima in acciaio si valuta secondo le usuali procedure relative alle costruzioni in acciaio, mentre il contributo del calcestruzzo si può assumere pari a:

$$V_{wp,c,Rd} = v (0.85 f_{ck}/\gamma_c) A_c \sin(\theta)$$

essendo

- $A_c = [0.8(h_c - 2t_{fc})\cos(\theta)] \cdot (b_c - t_{wc})$
- $t_{fc}$  e  $t_{wc}$  sono gli spessori della flangia della colonna



- $\theta = \arctan(h_c - 2t_{fc})/z$
- $z$  è il braccio della coppia interna del collegamento.
- $v = 0.55[1 + 2(N_{pl}/N_{pl,Rd})] \leq 1.1$

Quest'ultimo è un coefficiente dipendente dallo sforzo normale longitudinale della colonna ( $N_{sd}$ ).

In presenza di pannelli d'anima parzialmente rivestiti in calcestruzzo irrigiditi, la valutazione della resistenza può essere condotta in maniera analoga a quanto sopra riportato se una delle seguenti condizioni viene verificata:

- l'armatura è disposta secondo quanto indicato al punto 7.6.2;
- non è presente armatura dal momento che  $h_b/b_b < 1.2$  e  $h_c/b_c < 1.2$ ; i simboli sono definiti in Figura 7.1.a.

Il collegamento tra una trave dissipativa (composta o in acciaio) e una colonna composta completamente rivestita di calcestruzzo, cfr. Figura 7.1.b, può essere progettato sia come una connessione tra elementi in acciaio che come una connessione tra una trave e una colonna composta. In quest'ultimo caso, l'armatura verticale della colonna può essere calcolata distribuendo lo sforzo di taglio plastico delle due travi tra la sezione trasversale della colonna in acciaio e l'armatura longitudinale della colonna. E' inoltre richiesta la predisposizione di irrigidimenti sulle travi a filo con la superficie laterale della colonna, come indicato nella Figura 7.1, con larghezza totale non inferiore a  $(b_b - 2t)$  e di spessore non inferiore a  $0.75t$  o 8 mm, essendo  $b_b$  la larghezza della flangia della trave e  $t$  lo spessore del pannello d'anima. Apposita armatura trasversale deve essere predisposta per innescare il confinamento della regione di calcestruzzo compresa tra le barre d'armatura verticale della colonna; per tale armatura va applicato quanto riportato al punto 7.6.5.

## 7.6 Regole per le membrane

### 7.6.1 Generalità

L'organismo strutturale delle strutture composte sotto azione sismica è progettato facendo riferimento a un meccanismo globale plastico che interessa le zone dissipative; tale meccanismo identifica le membrane nelle quali sono collocate le zone dissipative e indirettamente le zone della struttura non dissipative.

Per le membrane totalmente o parzialmente in trazione si applicano i criteri enunciati in 6.5.3.2 per garantire la necessaria duttilità.

Un'adeguata duttilità locale delle membrane destinate a dissipare energia attraverso meccanismi di compressione e/o flessione deve essere garantita attraverso il controllo del rapporto tra la larghezza e lo spessore dei pannelli d'anima e delle flange. Le zone di dissipazione e le parti in acciaio non ricoperte di calcestruzzo delle sezioni composte devono rispettare le prescrizioni di cui al punto 6.5.3.1.

Le zone dissipative collocate in membrane composte devono soddisfare i rapporti dimensionali riportati in Tabella 7.1 in funzione del fattore di struttura e del tipo di sezione trasversale. In presenza di specifici dettagli costruttivi è possibile fare riferimento a valori maggiori, come successivamente indicato ai punti 7.6.4 e 7.6.5.

Tabella 7.1 - Limiti di snellezza per i profilati metallici impiegati nelle colonne composte.

Classe di duttilità della struttura	Alta	Bassa
Fattore di struttura (q)	$q \geq 4$	$q < 4$
Sezioni IPE o HE parzialmente rivestite ( $c/t_f$ limite)	10 $\epsilon$	15 $\epsilon$
Sezioni rettangolari riempite di calcestruzzo ( $h/t$ limite)	24 $\epsilon$	38 $\epsilon$
Sezioni circolari riempite di calcestruzzo ( $d/t$ limite)	80 $\epsilon^2$	85 $\epsilon^2$

$$\epsilon = (f_y/235)^{0.5}$$

$d/t$  e  $h/t$ : rapporto tra la massima dimensione esterna e lo spessore delle lamiere;

$c/t_f$  è definito con riferimento alla Figura 7.6

Nel progetto di tutti i tipi di colonne composte si può tener conto della resistenza della sola sezione in acciaio o della combinazione di quella dell'acciaio e del calcestruzzo.

La minima tra le dimensioni  $b$ ,  $h$ , o  $d$  delle colonne completamente rivestite di calcestruzzo deve essere non inferiore a 250 mm.

Per gli elementi non dissipativi, la resistenza, a taglio inclusa, deve essere determinata facendo uso di metodologie di documentata affidabilità, come quelli riportati nelle istruzioni CNR 10016-98.

Nelle colonne, qualora si assuma il calcestruzzo o altro riempimento contribuisca alla resistenza assiale e/o flessionale, si applicano le prescrizioni relative alle specifiche tipologie strutturali (completamente rivestite di calcestruzzo, parzialmente rivestite di calcestruzzo, riempite di calcestruzzo). Queste prescrizioni sono emanate per assicurare il completo trasferimento degli sforzi tra componenti in acciaio e componenti in calcestruzzo della sezione trasversale e salvaguardare le zone dissipative da premature rotture in campo anelastico.

Gli sforzi tangenziali all'interfaccia acciaio-calcestruzzo di progetto connessi all'aderenza e all'attrito da impiegare nelle verifiche di scorrimento per combinazione sismica vanno assunti pari al 50% di quelli prescritti in campo statico, CNR 10016-98.

Quando é necessario sfruttare interamente la resistenza plastica di una colonna composta per soddisfare la gerarchia delle resistenze, si deve garantire la completa interazione tra la componente in acciaio e quella in calcestruzzo; in tutti i casi in cui è insufficiente il trasferimento degli sforzi tangenziali per aderenza ed attrito, è richiesto l'uso di connettori per il trasferimento mediante interazione meccanica e il ripristino dell'azione composta.

Analogamente, nelle colonne composte soggette essenzialmente a compressione con modesti effetti flessionali si deve provvedere affinché si instauri una ripartizione efficace degli sforzi tra acciaio e calcestruzzo, rivolgendo particolare attenzione ai meccanismi di trasferimento delle azioni in corrispondenza dei collegamenti tra trave e colonna, oppure tra colonna e dispositivi di controvento.

Le colonne non devono essere progettate per dissipare energia con l'esclusione delle zone al piede della struttura in presenza di specifiche soluzioni strutturali. Nondimeno, per compensare le incertezze connesse all'effettiva risposta dell'organismo strutturale alle azioni sismiche, è necessario predisporre armatura trasversale per il confinamento delle regioni critiche.

### 7.6.2 Travi composte acciaio-calcestruzzo

L'obiettivo della progettazione è quello di preservare l'integrità del calcestruzzo della soletta durante l'evento sismico ed innescare la plasticizzazione delle componenti in acciaio (strutturale ed armatura).

L'opzione progettuale di non sfruttare il carattere composto delle membrature nei meccanismi di dissipazione può essere presa in considerazione solamente nel caso in cui siano rispettate le prescrizioni di cui al punto 7.7.4.

Le travi nelle quali si intende localizzare le zone di dissipazione possono essere progettate sia a completo ripristino, che a parziale ripristino di resistenza; a tale scopo si può far riferimento alle metodologie di progetto contenute nel Decreto Ministeriale vigente e nelle istruzioni CNR 10016-98. Il rapporto di connessione  $N/N_f$  nominale, dato dal rapporto tra il numero di connettori installati ( $N$ ) e quello strettamente necessario a garantire il completo ripristino di resistenza ( $N_f$ ) non deve scendere al di sotto di 0.80. Il ricorso al parziale ripristino di resistenza è ammesso nelle sole zone di momento positivo (soletta soggetta prevalentemente a compressione); nelle zone di momento negativo (soletta essenzialmente tesa) il grado di connessione deve essere maggiore o al più uguale ad 1. Questa ultima condizione equivale a garantire nelle zone di momento negativo la presenza di un numero di connettori sufficienti ad erogare uno sforzo di trazione nella soletta superiore o al più eguale allo sforzo assiale plastico dell'armatura metallica.

La resistenza di progetto dei connettori a piolo nelle zone dissipative va assunta pari al 75% del valore suggerito nelle norme relative a organismi strutturali non sismo-resistenti.

L'impiego di connettori non duttili è incompatibile con il parziale ripristino di resistenza tanto per le membrature dissipative che per quelle non dissipative.

E' possibile impiegare solette composte acciaio-calcestruzzo nella realizzazione degli orizzontamenti; tale scelta influenza la resistenza di progetto dei connettori a taglio; in particolare, la resistenza di progetto dei connettori in soletta piena va ridotta attraverso due coefficienti: il primo,  $k_t$ , va desunto dalle istruzioni CNR 10016-98, il secondo  $K_r$  è schematicamente riportato in Figura 7.2 e dipende dalla forma delle nervature.

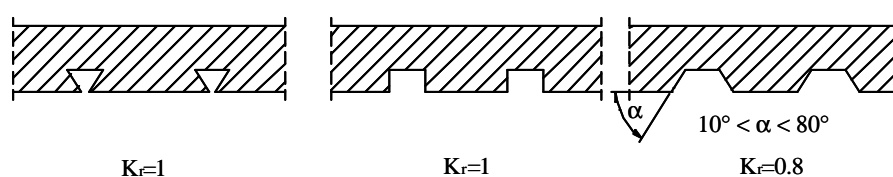


Figura 7.2 - Valori del coefficiente di forma delle lamiere grecate

Lo sviluppo di un'adeguata capacità rotazionale nelle zone di dissipazione va garantito attraverso il controllo della profondità dell'asse neutro a rottura,  $x$ , dato dal rapporto  $x/d < \epsilon_{cu} / (\epsilon_{cu} + \epsilon_a)$  nella quale  $d$  è l'altezza totale della sezione,  $\epsilon_{cu}$  è la deformazione a rottura del calcestruzzo in condizioni cicliche,  $\epsilon_a$  è la deformazione totale al lembo maggiormente teso del profilo metallico. In Tabella 7.2 sono riportati in funzione della classe di duttilità della struttura e della tensione di snervamento dell'acciaio strutturale i massimi valori del rapporto  $x/d$  ai quali si può far riferimento in fase di progetto.

Tabella 7.2 . Valori limite dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura per le travi composte.

Classe di duttilità	q	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$(x/d)_{limite}$
Alta	$q \geq 4$	355	0,19
Alta	$q \geq 4$	235	0,26
Bassa	$1,5 < q < 4$	355	0,26
Bassa	$1,5 < q < 4$	235	0,35

Nelle zone dissipative delle travi, è richiesta l'installazione di apposita armatura ad elevata duttilità, cfr. Figura 7.3; i dettagli riguardanti dimensionamento sono qui di seguito riportati.

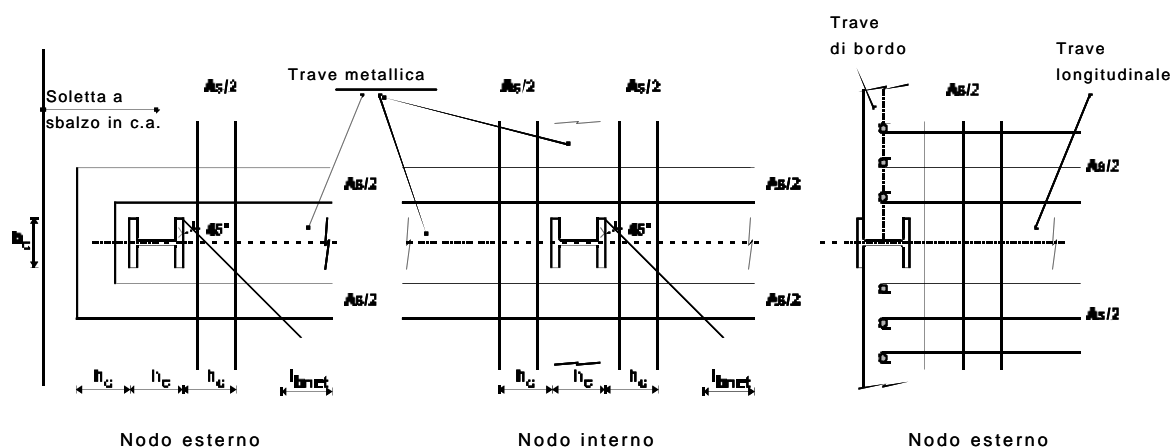


Figura 7.3. I dettagli di armatura in corrispondenza dei nodi trave-colonna

### 7.6.3 La larghezza efficace

La determinazione delle caratteristiche geometriche della sezione composta va effettuata considerando un'appropriata larghezza collaborante della soletta e delle relative armature longitudinali. La larghezza collaborante  $b_{eff}$  si ottiene come somma delle due aliquote  $b_{e1}$  e  $b_{e2}$  ai due lati dell'asse della trave (Figura 7.4) e della larghezza  $b_c$  impegnata direttamente dai connettori:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} + b_c$$

Ciascuna aliquota  $b_{e1}$ ,  $b_{e2}$  va calcolata sulla base delle indicazioni contenute nelle tabelle 7.3 e 7.4 e non deve superare la metà dell'interasse tra le travi o l'intera distanza del bordo libero della soletta dall'asse della trave adiacente.

Nelle tabelle che seguono, con riferimento alla diversa collocazione delle membrature nell'ambito del telaio sono riportati i valori della larghezza efficace da utilizzare nelle analisi elastica della struttura (momento d'inerzia/rigidezza flessionale) - Tabella 7.3 - e il calcolo dei momenti plastici - Tabella 7.4 -.

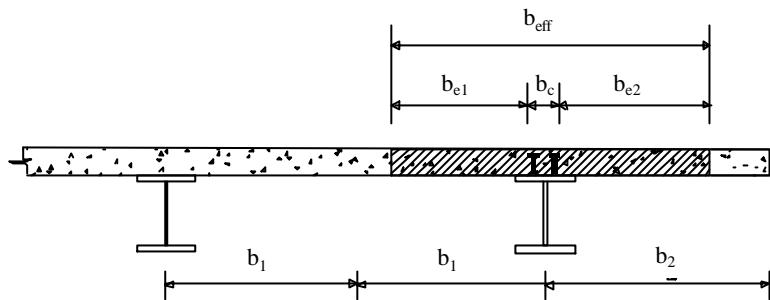


Figura 7.4 - Definizione della larghezza efficace  $b_{eff}$  e delle aliquote  $b_{ei}$ .

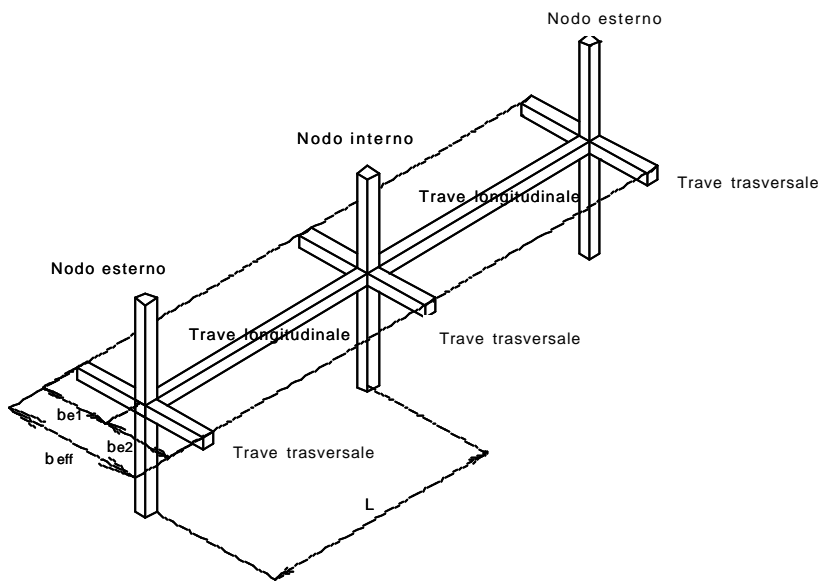


Figura 7.5 - Definizione degli elementi in una struttura intelaiata.

Tabella 7.3 - Definizione della larghezza efficace per il calcolo della rigidezza flessionale.

	Membratura trasversale	Larghezza efficace $b_e$
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per $M^-$ : 0.05 L
Nodo/Colonna esterni	Presente	Per $M^+$ : 0.0375 L
Nodo/Colonna esterni	Non presente / Armatura non ancorata	Per $M^-$ : 0 Per $M^+$ : 0.025 L

Tabella 7.4 - Definizione della larghezza efficace per il calcolo del momento plastico.

	Membratura trasversale	Larghezza efficace $b_e$
Nodo/Colonna interni	Presente o non presente	Per $M^-$ : 0.10 L Per $M^+$ : 0.075 L
Nodo/Colonna esterno	Presente e collegata alla colonna con connettori a taglio a completo ripristino e specifici dettagli di ancoraggio per le armature. Sbalzo in c.a. di bordo presente/non presente	
Nodo/Colonna esterno	Sbalzo in c.a. di bordo presente/non presente con barre di armatura ancorate a pettine	Per $M^-$ : 0.1 L Per $M^+$ : $b_c/2 + 0.7 h_c/2$ o $h_c/2 + 0.7 b_c/2$
Nodo/Colonna esterno	Sistema di connessione addizionale	For $M^-$ : 0 Per $M^+$ : $b_{magg}/2 \leq 0.05 L$
Nodo/Colonna esterno	Non presente o armature non ancorate	Per $M^-$ : 0 Per $M^+$ : $b_c/2$ o $h_c/2$

#### 7.6.4 Colonne composte completamente rivestite di calcestruzzo

Le estremità delle colonne composte che fanno parte di strutture intelaiate e i tratti di colonna adiacenti ai link delle strutture con controventi eccentrici vengono definite 'regioni critiche' dell'elemento. A queste si applicano le prescrizioni relative alle armature trasversali di cui al punto 5.5.3.3. Nelle colonne poste in corrispondenza degli primi due livelli fuori terra, la lunghezza delle regioni critiche va incrementata del 50%.

La resistenza a taglio delle colonne dissipative va determinata di norma sulla sola sezione metallica.

La presenza di armatura trasversale nelle regioni dissipative interviene sui fenomeni di instabilità locale del profilo metallico; di conseguenza si possono modificare i valori limite della snellezza delle flange dei profilati metallici. I valori di snellezza limite riportati in Tabella 7.1 possono essere incrementati se sono installate armature trasversali con passo adeguato,  $s$ , ed inferiore alla larghezza,  $c$ , della flangia ( $s/c < 1$ ).

In particolare, se il rapporto  $s/c$  è inferiore a 0.5 ( $s/c < 0.5$ ) i limiti di snellezza di Tavella 7.1 possono essere incrementati fino al 50%; se il rapporto  $s/c$  è compreso tra 0.5 ed 1.0, l'incremento si può valutare per interpolazione lineare.

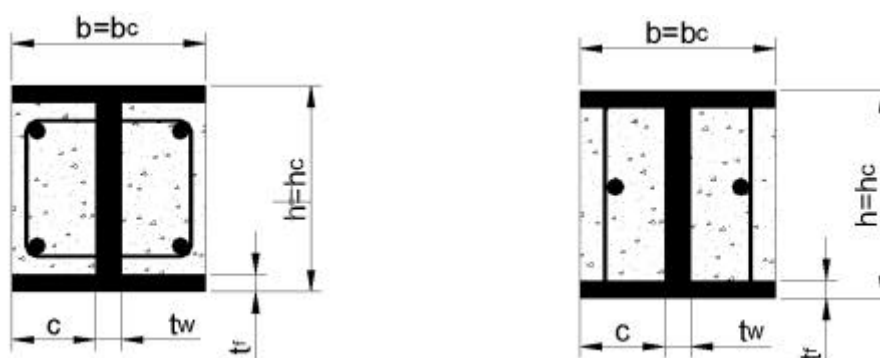
Il diametro  $d_{bw}$  delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di  $[(b t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0.5}$  in cui  $b$  e  $t_f$  sono la larghezza e lo spessore della flangia,  $f_{ydf}$  and  $f_{ydw}$  sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura.

#### 7.6.5 Colonne composte parzialmente rivestite di calcestruzzo

Le zone di dissipazione di energia nelle quali tale dissipazione è dovuta a meccanismi di flessione plastica della sezione composta, l'interasse delle armature trasversali,  $s$ , deve rispettare le limitazioni riportate in precedenza, 7.6.4, su una lunghezza non inferiore a  $l_{cr}$  alle estremità dell'elemento e non inferiore a  $2 l_{cr}$  a cavallo della sezione intermedia in corrispondenza della quale si sviluppa il meccanismo di dissipazione.

Anche nel caso delle colonne parzialmente rivestite di calcestruzzo, la valutazione della resistenza a taglio della membratura composta va effettuata con riferimento alla sola componente metallica.

I profilati metallici devono soddisfare i limiti di snellezza delle flange forniti in Tabella 7.1.



a) Staffe saldate all'anima

b) Barre dritte saldate alle flange

Figura 7.6 - Dettagli d'armatura trasversale nelle colonne composte parzialmente rivestite.

L'adozione di specifici dettagli d'armatura trasversale, come quelli riportati in Figura 7.6, può ritardare l'innescare dei fenomeni di instabilità locale nelle zone dissipative. I limiti riportati in Tabella 7.1 per le flange possono essere incrementati se le barre longitudinali sono caratterizzate da un interasse longitudinale,  $s_l$ , minore della lunghezza netta,  $c$ , della flangia,  $s_l/c < 1.0$ . In particolare:

- Per  $s_l/c < 0.5$ , I limiti di Tabella 7.3 possono essere incrementati fino al 50%.
- Per  $0.5 < s_l/c < 1.0$  si può interpolare linearmente tra i coefficienti 1.5 e 1.

Le barre dritte indicate in Figura 7.6.a devono inoltre soddisfare le seguenti condizioni:

- il diametro  $d_{bw}$  delle barre deve essere non inferiore a 6 mm e maggiore di  $[(b t_f/8)(f_{ydf}/f_{ydw})]^{0.5}$  in cui  $b$  e  $t_f$  sono la larghezza e lo spessore della flangia,  $f_{ydf}$  and  $f_{ydw}$  sono le tensioni di progetto della flangia e dell'armatura;
- devono essere saldate alle flange ad entrambe le estremità e la saldatura deve essere dimensionata per sopportare uno sforzo di trazione nella barra pari a quello di snervamento.

Deve essere inoltre garantito un copriferro netto di almeno 20 mm e non inferiore a 40 mm.

Il progetto delle colonne composte parzialmente rivestite può essere effettuato facendo riferimento alla sola sezione in acciaio oppure alla sezione composta acciaio-calcestruzzo.

Le colonne parzialmente rivestite di calcestruzzo calcolate facendo riferimento alla sola componente in acciaio devono soddisfare le prescrizioni di cui alla sezione 6 e ai punti 7.5.2 e 7.5.3 concernenti le verifiche di gerarchia delle resistenze.

#### 7.6.6 Colonne composte riempite di calcestruzzo

I profilati metallici devono rispettare i rapporti tra lo spessore,  $t$ , e la dimensione massima della sezione,  $d$  per quelle circolari e  $d$  per quelle rettangolari, riportati in Tabella 7.1.

La resistenza a taglio nelle zone dissipative può essere valutata facendo riferimento alla sola sezione di acciaio o sulla base di quella in cemento armato. In quest'ultimo caso il rivestimento in acciaio può essere utilizzato come armatura a taglio.

Negli elementi non dissipativi, la resistenza a taglio della colonna va determinata secondo procedure di provata affidabilità, ovvero facendo riferimento a quanto suggerito nel vigente Decreto Ministeriale e nelle Istruzioni CNR 10016-98.

### 7.7 Regole specifiche per strutture intelaiate

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.

Alle travi composte si deve conferire un adeguato livello di duttilità, in modo da poter garantire l'integrità delle componenti in calcestruzzo sotto azioni sismiche.

I collegamenti trave-colonna devono essere progettati in modo da possedere un'adeguata sovraresistenza ed in tal modo consentire l'innescare dei fenomeni di plasticizzazione all'estremità delle travi.

La gerarchia delle resistenze si intende garantita se le prescrizioni riportate nel seguito sono rispettate.

#### 7.7.1 Analisi strutturale

L'analisi strutturale è basata sul principio dell'omogeneizzazione che per le sezioni composte è riassunto al punto 7.4.1.

Nelle travi composte, la rigidezza flessionale va assunta dipendente dal regime di sollecitazione; in particolare, l'analisi strutturale va condotta suddividendo le travi in due zone, fessurata e non fessurata, caratterizzate da differente rigidezza flessionale,  $EI_1$  in presenza di calcestruzzo soggetto a compressione,  $EI_2$  in presenza di calcestruzzo soggetto a sforzi di trazione.

In alternativa è possibile assumere un momento d'inerzia equivalente costante lungo l'intera trave,  $I_{eq}$ , dato dalla relazione:

$$I_{eq} = 0.6 I_1 + 0.4 I_2.$$

La rigidezza flessionale delle colonne composte può essere assunta pari a:

$$(EI)_c = 0.9(EI_a + r E_{cm} I_c + E I_s)$$

nella quale  $E$  e  $E_{cm}$  sono i moduli di elasticità dell'acciaio e del calcestruzzo;  $I_a$ ,  $I_c$  e  $I_s$  sono i momenti di inerzia della sezione in acciaio, del calcestruzzo e delle armature rispettivamente. Il coefficiente di riduzione  $r$  dipende in generale dal tipo di sezione trasversale, ma può essere generalmente assunto pari a 0.5.

### 7.7.2 Regole di dettaglio per travi e colonne

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 a momento negativo. Le necessarie verifiche possono essere condotte in base alla procedura riportata nel vigente Decreto Ministeriale e nelle Istruzioni CNR 10116-98.

Nelle travi in cui si assume lo sviluppo di cerniere plastiche, si deve verificare che la resistenza e la duttilità flessionali non vengano ridotte per l'interazione con le forze di compressione e/o taglio agenti sulla sezione. A tale scopo, si deve garantire la verifica delle seguenti disuguaglianze in corrispondenza delle sezioni in cui sono le cerniere plastiche sono attese:

$$\frac{M_{Sd}}{M_{pl,Rd}} \leq 1,0 \quad (7.1)$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{pl,Rd}} \leq 0,15 \quad (7.2)$$

$$\frac{V_{Sd}}{V_{pl,Rd}} \leq 0,5 \quad (7.3)$$

$$V_{Sd} = V_{Sd,G} + V_{Sd,M} \quad (7.4)$$

nelle quali:

- $N_{Sd}$ ,  $M_{Sd}$  sono lo sforzo normale e il momento flettente di progetto, desunti dall'analisi strutturale;
- $N_{pl,Rd}$ ,  $M_{pl,Rd}$ ,  $V_{pl,Rd}$  sono le resistenze di progetto valutate in base alle Istruzioni CNR 10016-98;
- $V_{Sd,G}$  è il taglio indotto dai carichi di natura non sismica;
- $V_{Sd,M}$  è il taglio connesso all'applicazione dei due momenti plastici  $M_{Rd,A}$  and  $M_{Rd,B}$  con segni opposti alle estremità A e B della trave.

Le travature composte non possono essere utilizzate come elementi dissipativi.

Ai fini della verifica delle colonne, è necessario prendere in considerazione la combinazione di sforzo normale e momenti flettenti  $M_x$  and  $M_y$  più sfavorevole.

Il trasferimento degli sforzi dalle travi alle colonne deve rispettare i criteri suggeriti per le strutture progettate per soli carichi verticali.

Tutte le colonne composte devono essere progettate in modo da rispettare le seguenti disuguaglianze:

$$N_{Sd} / N_{pl,Rd} < 0,30 \quad (7.5)$$

$$V_{Sd} / V_{pl,Rd} < 0,5 \quad (7.6)$$

Nel caso di coefficienti di struttura compresi tra 4 e 6, la sezione trasversale della colonna deve essere compatta (CNR 10016-98) e deve possedere i seguenti requisiti:

- Per colonne inflesse con doppia curvatura:

$$\text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} > 0,15$$

$$\text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} < 0,15$$

$$\frac{N_{Sd} / N_{pl,Rd} + 0,8}{\bar{I}} < 1$$

- per colonne inflesse a singola curvatura:

$$\text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} > 0,15$$

$$\text{se } N_{Sd} / N_{pl,Rd} < 0,15$$

$$\frac{N_{Sd} / N_{pl,Rd} + 1,35}{\bar{I}} < 1$$

### 7.7.3 Collegamenti trave-colonna

La connessione deve essere progettata in modo che la capacità di rotazione plastica,  $\theta_p$ , nella cerniera plastica non sia inferiore a 35 mrad per le strutture intelaiate ad elevata duttilità e a 25 mrad per le strutture intelaiate a bassa duttilità. I valori delle

capacità di rotazione dei collegamenti vanno di norma verificati sperimentalmente. La capacità di rotazione plastica è data dalla seguente relazione:

$$\theta_p = \delta / 0,5L \quad (7.7)$$

nella quale con riferimento alla Figura 7.7,  $\delta$  è lo spostamento valutato in corrispondenza della mezzeria della trave ed  $L$  è la lunghezza della trave stessa.

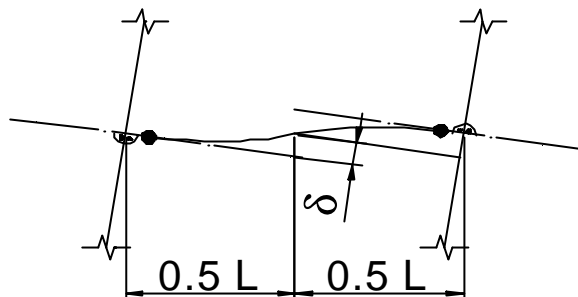


Figura 7.7 - Calcolo della capacità di rotazione plastica.

Le connessioni devono rispettare le prescrizioni di cui al punto 7.5.4 e devono essere progettate in modo da rispettare il livello di sovrarresistenza (punto 7.5.3) portando in conto la resistenza flessionale plastica  $M_{pl,Rd}$  e lo sforzo di taglio ( $V_{G,Sd} + V_{M,Sd}$ ) valutato come in 7.7.2.

#### 7.7.4 Regole specifiche per travi progettate senza considerare l'azione composta

La resistenza plastica di una sezione composta può essere valutata sulla base della sola sezione metallica se la soletta è completamente sconnessa dal telaio metallico nell'intorno della colonna; a tale scopo si può considerare un'area circolare di diametro  $2b_{eff}$ , essendo  $b_{eff}$  la maggiore delle larghezze efficaci delle travi collegate alla colonna considerata. Ciò comporta non solo la mancanza di connettori a taglio nella zona sopra definita, ma anche la presenza di franchi che consentano lo spostamento relativo tra la soletta e ogni parte metallica verticale.

Nelle colonne parzialmente rivestite di calcestruzzo è necessario portare in conto il contributo del calcestruzzo presente tra le due flange della sezione metallica.

### 7.8 Regole specifiche per le strutture con controventi concentrici

I telai composti con controventi concentrici devono essere progettati in modo da innescare la plasticizzazione nei soli controventi tesi prima della rottura delle connessioni e prima della plasticizzazione o instabilità delle colonne e delle travi.

Le colonne e le travi possono essere sia in acciaio che composte acciaio-calcestruzzo, ma i controventi possono essere solo in acciaio strutturale.

Di conseguenza si applicano le prescrizioni di cui al punto 6.5.5.

### 7.9 Regole specifiche per le strutture con controventi eccentrici

I telai composti con controventi eccentrici devono essere progettati in modo tale che la dissipazione di energia è localizzata nei link e deve aver luogo per plasticizzazione a taglio dello stesso; tutte le altre membrature devono rimanere in campo elastico, così come deve essere evitata la rottura dei collegamenti.

Le colonne e le travi e i controventi possono essere sia in acciaio che composti acciaio-calcestruzzo,

Tutte le parti delle membrature e dei controventi esterni ai link a taglio devono essere mantenuti in campo elastico sotto la massima azione che può essere generata dalla plasticizzazione e dall'incrudimento in campo ciclico del link.

#### 7.9.1 Analisi strutturale.

Si applicano le prescrizioni di cui al punto 7.7.1.



### 7.9.2 I link nei telai composti.

Si applicano le definizioni riportate al punto 6.5.6.1. I link possono essere realizzati in acciaio strutturale, laddove è possibile anche composti con soletta, ma non possono essere rivestiti di calcestruzzo. Nei telai composti è possibile impiegare solo link corti o intermedi.

Ai fini della classificazione dei link e della relativa progettazione, il momento plastico del link  $M_{p,l}$  va computato con riferimento alla sola componente in acciaio strutturale, trascurando il contributo della soletta..

Nel caso in cui i link vanno collegati con colonne rivestite di calcestruzzo è necessario provvedere all'installazione di piastre metalliche nella sezione terminale del link e a filo della colonna in corrispondenza delle due estremità del link stesso.

Il progetto dei collegamenti trave colonna devono soddisfare le prescrizioni riportate al punto 7.5.4, e più in generale le prescrizioni di cui al punto 6.5.6.4.

### 7.9.3 Membrature che non contengono link.

Le membrature che non contengono link devono soddisfare le prescrizioni di cui al punto 6.5.6.5 e 6 considerando la resistenza combinata dell'acciaio e del calcestruzzo nel caso di elementi composti, per i quali si applicano inoltre le prescrizioni di cui al punto 7.6 e alla Istruzioni CNR 10016-98. Nel caso in cui il link è adiacente a una colonna composta completamente rivestita di calcestruzzo, è necessario predisporre un'armatura trasversale conforme al punto 7.6.4, sia al di sopra che al di sotto del link. I controventi composti soggetti a trazione vanno calcolati con riferimento alla sola sezione trasversale del componente in carpenteria metallica.

## 7.9 Edifici in zona 4

Gli edifici con struttura composta acciaio-calcestruzzo 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  $S_d(T) = 0,05$ . Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo;
- l'analisi strutturale va effettuata secondo quanto indicato in 7.4 e 7.6.3, 7.7.1;
- i diaframmi orizzontali devono rispettare quanto prescritto al punto 6.5.3.5.
- nelle travi composte si applicano le prescrizioni di cui al punto 7.6.2 per quanto attiene al livello di connessione  $N/N_f$ , i connettori a piolo e i valori limite dell'asse neutro adimensionalizzato a rottura;
- nel progetto dei collegamenti trave colonna si applicano i principi e i dettagli di armatura di cui 7.5.4 e Figura 7.3;
- per quanto attiene alle colonne, si applicano le prescrizioni di cui al punto 7.6. per le strutture a bassa duttilità; vanno altresì rispettate le indicazioni riportate ai punti 7.6.4 e 7.6.5 circa l'armatura trasversale per il confinamento del calcestruzzo.

## 8 EDIFICI CON STRUTTURA IN MURATURA

### 8.1 Regole generali

#### 8.1.1 Premessa

Gli edifici in muratura devono essere realizzati nel rispetto del D.M. 20 novembre 1987, “Norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento” ed eventuali successive modifiche ed integrazioni. In particolare alle predette norme tecniche deve farsi riferimento per ciò che concerne le caratteristiche fisiche, meccaniche e geometriche degli elementi resistenti naturali ed artificiali, nonché per i relativi controlli di produzione e di accettazione in cantiere.

Le presenti norme distinguono due tipi fondamentali di strutture in muratura, ordinaria ed armata, la seconda delle quali non è presa in considerazione dal D.M. citato. A tal fine si precisa che per quanto attiene all'acciaio d'armatura, vale tutto quanto specificato dalle norme tecniche relative agli edifici in cemento armato, come eventualmente modificate dalle presenti norme.

Ai fini delle verifiche di sicurezza, è in ogni caso obbligatorio l'utilizzo del “metodo semiprobabilistico agli stati limite”.

Il coefficiente parziale di sicurezza da utilizzare per il progetto sismico di strutture in muratura è pari a  $\gamma_m = 2$ .

#### 8.1.2 Materiali

I blocchi da utilizzare per costruzioni in muratura portante dovranno rispettare i seguenti requisiti:

- la percentuale volumetrica degli eventuali vuoti non sia superiore al 45% del volume totale del blocco;
- gli eventuali setti siano continui e rettilinei per tutto lo spessore del blocco;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione portante ( $f_{bk}$ ) non sia inferiore a 2.5 MPa, calcolata sull'area al lordo delle forature;
- la resistenza caratteristica a rottura nella direzione perpendicolare a quella portante, nel piano di sviluppo della parete ( $f_{bhk}$ ), calcolata nello stesso modo, non sia inferiore a 1.5 MPa.

La malta di allettamento dovrà avere resistenza caratteristica non inferiore 5 MPa.

### 8.1.3 Modalità costruttive e fattori di struttura

In funzione del tipo di tecnica costruttiva utilizzata, l'edificio potrà essere considerato in muratura ordinaria o in muratura armata. Il fattore di struttura  $q$  da utilizzare per la definizione dello spettro di progetto di cui al punto 3.2.5, è indicato nel seguito. Nel caso della muratura armata, il valore inferiore potrà essere applicato senza verificare quale sia il meccanismo di collasso dell'edificio, il valore superiore potrà essere utilizzato solo applicando i principi di gerarchia delle resistenze descritti ai punti 8.1.7 e 8.3.2:

- edifici in muratura ordinaria  $q = 1.5$
- edifici in muratura armata  $q = 2.0 - 3.0$

### 8.1.4 Criteri di progetto e requisiti geometrici

Le piante degli edifici dovranno essere quanto più possibile compatte e simmetriche rispetto ai due assi ortogonali. Le strutture costituenti orizzontamenti e coperture non devono essere spingenti. Eventuali spinte orizzontali, valutate tenendo in conto l'azione sismica, devono essere assorbite per mezzo di idonei elementi strutturali.

I solai devono assolvere funzione di ripartizione delle azioni orizzontali tra i vari muri maestri, pertanto devono essere ben collegati ai muri e garantire un adeguato funzionamento a diaframma. La distanza massima tra due solai successivi non deve essere superiore a 5 m.

La geometria delle pareti, al netto dell'intonaco, deve rispettare i requisiti indicati nella tabella 8.1, in cui  $t$  indica lo spessore della parete,  $h_o$  l'altezza di libera inflessione della parete (ai sensi del punto 2.2.1.3 del DM 20.11.87),  $h$  l'altezza massima delle aperture adiacenti alla parete,  $l$  la larghezza della parete.

Tabella 8.1 – Requisiti geometrici delle pareti

	$t_{min}$	$(h_o/t)_{max}$	$(l/h)_{min}$
Muratura non armata, realizzata con elementi naturali (pietra)	300 mm	10	0,5
Muratura non armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	12	0,4
Muratura armata, realizzata con elementi artificiali	240 mm	15	Qualsiasi
Muratura realizzata con elementi artificiali, in zona 4	150 mm	20	0,3

### 8.1.5 Metodi di analisi

#### 8.1.5.1 Generalità

I metodi di analisi di cui al punto 4.5 dovranno essere applicati con le seguenti precisazioni e restrizioni.

#### 8.1.5.2 Analisi statica lineare

È applicabile nei casi previsti al punto 4.5.2.

Le rigidezze degli elementi murari saranno calcolate considerando sia il contributo flessionale sia quello tagliante. L'utilizzo di rigidezze fessurate è da preferirsi; in assenza di valutazioni più accurate le rigidezze fessurate potranno essere assunte pari alla metà di quelle non fessurate.

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 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. In tal caso, il modello potrà essere costituito dai soli elementi murari continui dalle fondazioni alla sommità, collegati ai soli fini traslazionali alle quote dei solai.

In alternativa, gli elementi di trave in muratura, che connettono pareti diverse, potranno essere considerati nel modello, a condizione che le verifiche di sicurezza di cui ai punti 8.1.6, 8.2.2 e 8.3.2 vengano effettuate anche su tali elementi. In tal caso l'analisi verrà effettuata utilizzando modelli a telaio, in cui le parti di intersezione tra elementi verticali e orizzontali potranno essere considerate infinitamente rigide.

In caso di solai rigidi, la distribuzione del taglio alla base delle diverse pareti risultante dall'analisi lineare potrà essere modificata, a condizione di garantire l'equilibrio globale e di non ridurre di più del 25 % né di incrementare di più del 33 % l'azione in alcuna parete.

Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

#### 8.1.5.3 Analisi dinamica modale

È applicabile in tutti i casi, con le limitazioni di cui al punto 4.5.3. Quanto indicato per modellazione e possibilità di ridistribuzione nel caso di analisi statica lineare vale anche in questo caso.

Nel caso in cui si utilizzino due modelli piani separati, le verifiche fuori piano potranno essere effettuate separatamente, adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

#### 8.1.5.4 Analisi statica non lineare

La modellazione della struttura verrà effettuata secondo quanto indicato nel caso di analisi statica lineare.

I maschi saranno potranno essere caratterizzati da un comportamento bilineare elastico perfettamente plastico, con resistenza di snervamento equivalente e spostamenti di snervamento e ultimo definiti per mezzo della risposta flessionale o a taglio di cui ai punti 8.2.2 e 8.3.2.

Per edifici con numero di piani superiore a due, il modello dovrà tenere conto degli effetti connessi alla variazione delle forze verticali e dovrà garantire l'equilibrio rotazionale degli elementi di intersezione tra muri e fasce, che potranno essere considerati infinitamente rigidi.

Il risultato consisterà in un diagramma riportante in ascissa lo spostamento orizzontale dell'edificio a due terzi della sua altezza totale, in ordinata la forza orizzontale totale applicata.

La capacità di spostamento relativa agli stati limite di danno e ultimo (punti 2.1, 2.2, 4.11) verrà valutata sulla curva globale così definita, in corrispondenza dei punti seguenti:

- stato limite di danno: dello spostamento minore tra quello corrispondente al punto di massima forza e quello per il quale il primo maschio murario raggiunge lo spostamento ultimo;
- stato limite ultimo: dello spostamento corrispondente ad una riduzione delle forza pari al 20% del massimo, per effetto della progressiva eliminazione dei contributi dei maschi murari che raggiungono lo spostamento ultimo.

Per le verifiche fuori piano, potranno essere adottate le forze equivalenti indicate al punto 4.9 per gli elementi non strutturali.

#### 8.1.5.5 Analisi dinamica non lineare

Si applica integralmente il punto 4.5.5.

#### 8.1.6 Verifiche di sicurezza

In caso di analisi lineare, al fine della verifica di sicurezza nei confronti dello stato limite ultimo, la resistenza di ogni elemento strutturale dovrà risultare maggiore dell'azione agente per ciascuna delle seguenti modalità di collasso: pressoflessione, taglio e scorrimento nel piano della parete, pressoflessione fuori piano.

In caso di applicazione di principi di gerarchia delle resistenze (muratura armata) l'azione da applicare per la verifica a taglio sarà derivata dalla resistenza a pressoflessione, secondo quanto indicato al punto 8.1.7.

Le modalità di verifica sono descritte ai punti 8.2.2 e 8.3.2.

Le verifiche di sicurezza si intendono automaticamente verificate, senza l'effettuazione di alcun calcolo esplicito, per gli edifici che rientrino nella definizione di edificio semplice (punto 8.1.10).

Nel caso di analisi non lineare, la verifica di sicurezza consisterà nel confronto tra la capacità di spostamento ultimo dell'edificio a due terzi della sua altezza e la domanda di spostamento ottenuta dallo spettro elastico di spostamento in corrispondenza del periodo di vibrazione calcolato utilizzando la rigidezza secante allo spostamento ultimo. La domanda di spostamento sarà pertanto ottenuta dalla seguente relazione (si vedano le espressioni 3.2 e 3.5):

$$\Delta_d = S_{De}(T_s) = S_e(T_s) \left( \frac{T_s}{2p} \right)^2 \quad (8.1)$$

dove:  $\Delta_d$  rappresenta la domanda di spostamento,

$S_{De}(T_s)$  rappresenta lo spostamento spettrale calcolato secondo la relazione 3.5 in corrispondenza della rigidezza secante allo spostamento ultimo,

$T_s$  rappresenta il periodo calcolato in funzione della medesima rigidezza secante.

Nell'applicare le relazioni 3.2 il coefficiente  $\eta$  potrà essere assunto pari a 0.8.

#### 8.1.7 Principi di gerarchia delle resistenze

I principi di gerarchia delle resistenze si applicano esclusivamente al caso di muratura armata.

Il principio fondamentale di gerarchia delle resistenze consiste nell'evitare il collasso per taglio per ogni pannello murario, assicurandosi che sia preceduto da modalità di collasso per flessione. Tale principio si intende applicato quando ciascun pannello murario è verificato a flessione rispetto alle azioni agenti ed è verificato a taglio rispetto alle azioni risultanti dalla resistenza a collasso per flessione, amplificate del fattore  $\gamma_{Rd} = 1.5$ .

Quando si applichino i principi di gerarchia delle resistenze è consentito l'utilizzo di  $q = 3$  (punto 8.1.3).

#### 8.1.8 Fondazioni

Le strutture di fondazione devono essere realizzate in cemento armato.

Dovranno essere continue, senza interruzioni in corrispondenza di aperture nelle pareti soprastanti.

#### 8.1.9 Edifici semplici

Si definiscono "edifici semplici" quelli che rispettano le caratteristiche descritte nel seguito, oltre a quelle definite al punto 4.3 per gli edifici regolari. Per gli edifici semplici non è obbligatorio effettuare alcuna analisi e verifica di sicurezza.

- Le pareti portanti dell'edificio siano pressoché simmetriche in pianta in due direzioni tra loro ortogonali e siano continue dalle fondazioni alla sommità dell'edificio. In ciascuna delle due direzioni siano previste almeno due pareti di larghezza non inferiore al 30% della larghezza dell'edificio nella medesima direzione. La distanza tra queste due pareti sia non inferiore al 75 % della larghezza dell'edificio nella direzione ortogonale. Almeno il 75 % dei carichi verticali sia portato da pareti che facciano parte del sistema resistente alle azioni orizzontali.
- Nessuna altezza interpiano sia superiore a 3.5 m.
- Il rapporto tra area della sezione resistente delle pareti e superficie del piano terreno non sia inferiore ai valori indicati nella tabella seguente, in funzione del numero di piani dell'edificio e della zona sismica, per ciascuna delle due direzioni ortogonali:

Tabella 8.2 – Area delle pareti resistenti in ciascuna direzione ortogonale per edifici semplici

Zona sismica		1	2	3	4
Tipo di struttura	Numero di piani				
Muratura ordinaria	1	5 %	4 %	3 %	2 %
	2	6 %	5 %	4 %	3 %
	3	7 %	6 %	5 %	4 %
Muratura armata	1	4 %	3 %	2 %	2 %
	2	5 %	4 %	3 %	2 %
	3	6 %	5 %	4 %	3 %
	4	7 %	6 %	5 %	4 %

È implicitamente inteso che il numero di piani dell'edificio non può essere superiore a 3 per edifici in muratura ordinaria ed a 4 per edifici in muratura armata.

## 8.2. Edifici in muratura ordinaria

### 8.2.1 Criteri di progetto

Oltre ai criteri definiti al punto 8.1.4, gli edifici in muratura ordinaria dovranno di regola avere le aperture praticate nei muri verticalmente allineate. Se così non fosse, si prenderanno in considerazione per la verifica del generico piano, esclusivamente le porzioni di muro che presentino continuità verticale dal piano oggetto di verifica fino alle fondazioni.

### 8.2.2 Verifiche di sicurezza

#### 8.2.2.1 Pressoflessione nel piano

La verifica a pressoflessione di ciascun elemento strutturale si effettuerà per mezzo della relazione seguente:

$$V_f = (D^2 t p / 2 H_0) (1 - p / 0.85 f_d) \quad (8.2)$$

dove:  $V_f$  è la forza orizzontale corrispondente al collasso per flessione,

$D$  è la larghezza della parete,

$t$  è lo spessore della parete,

$p$  è la sollecitazione verticale media ( $p = P / D t$ , con  $P$  forza verticale agente),

$H_0$  è la distanza tra la sezione da verificare e la sezione con momento flettente nullo,

$f_d = f_{nk} / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.8% dell'altezza del pannello.

#### 8.2.2.2 Taglio

La verifica a taglio di ciascun elemento strutturale si effettuerà per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = D' t f_{vk} / \gamma_M \quad (8.3)$$

dove:  $D'$  è la larghezza della parte compressa della parete

$t$  è lo spessore della parete

$f_{vk}$  è definito al punto 2.3.2.1 del DM 20.11.97, calcolando la tensione normale media (indicata con  $\sigma_n$  nel DM citato) sulla parte compressa della sezione ( $\sigma_n = P/D't$ ).

Il valore di  $f_{vk}$  non potrà comunque essere maggiore di  $0.065 f_{bk}$ , dove  $f_{bk}$  indica la resistenza caratteristica a compressione dei blocchi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1.5 Mpa.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.4% dell'altezza del pannello.

### 8.2.2.3 Pressoflessione fuori piano

Il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete sarà calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della sollecitazione pari a  $0.85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

### 8.2.3 Particolari costruttivi

Ad ogni piano deve essere realizzato un cordolo continuo all'intersezione tra solai e pareti.

I cordoli avranno larghezza almeno pari a quella del muro. È consentito un arretramento massimo di 6 cm dal filo esterno. L'altezza minima dei cordoli sarà pari all'altezza del solaio. L'armatura corrente non sarà inferiore a  $8 \text{ cm}^2$ , le staffe avranno diametro non inferiore a 6 mm ed interasse non superiore a 25 cm. Travi metalliche o prefabbricate costituenti i solai dovranno essere prolungate nel cordolo per almeno la metà della sua larghezza e comunque per non meno di 12 cm ed adeguatamente ancorate ad esso.

Ciascun muro costituente parte del sistema resistente alle azioni orizzontali deve essere intersecato da altri muri ad esso perpendicolari ad interasse non superiore a 7 m.

In corrispondenza di incroci tra pareti portanti sono prescritte, su entrambi i lati, zone di parete muraria di lunghezza non inferiore a 1 m, compreso lo spessore del muro trasversale.

Al di sopra di ogni apertura deve essere realizzato un architrave in cemento armato o in acciaio efficacemente ammorsato alla muratura.

## 8.3. Edifici in muratura armata

### 8.3.1 Criteri di progetto

Ciascuna parete muraria realizzata in muratura armata costituisce nel suo complesso una struttura forata in corrispondenza delle aperture.

Tutte le pareti murarie devono essere efficacemente connesse da solai tali da costituire diaframmi rigidi, secondo quanto specificato al punto 8.1.5.2.

L'insieme strutturale risultante deve essere in grado di reagire alle azioni esterne orizzontali con un comportamento di tipo globale, al quale contribuisce soltanto la resistenza delle pareti nel loro piano.

### 8.3.2 Verifiche di sicurezza

#### 8.3.2.1 Pressoflessione nel piano

Per la verifica di sezioni pressoinflesse potrà essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità  $0.8x$ , dove  $x$  rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a  $0.85 f_d$ . Le deformazioni massime da considerare sono pari a  $\epsilon_m = 0.0035$  per la muratura compressa e  $\epsilon_s = 0.01$  per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 1.2% dell'altezza del pannello.

#### 8.3.2.2 Taglio

La resistenza a taglio ( $V_t$ ) sarà calcolata come somma dei contributi della muratura ( $V_{t,M}$ ) e dell'armatura ( $V_{t,S}$ ), secondo le relazioni seguenti:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S} \quad (8.4)$$

$$V_{t,M} = D' t f_{vk} / \gamma_M \quad (8.5)$$

dove:  $D'$  è la larghezza della parte compressa della parete

$t$  è lo spessore della parete

$f_{vk}$  è definito al punto 2.3.2.1 del DM 20.11.87, calcolando la tensione normale media (indicata con  $\sigma_n$  nel DM citato) sulla parte compressa della sezione ( $\sigma_n = P/D't$ ).

$$V_{t,s} = (0.6 d A_{sw} f_{yd}) / s \quad (8.6)$$

dove:  $d$  è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa,  
 $A_{sw}$  è l'area dell'armatura perpendicolare alla direzione della forza applicata per ciascun livello,  
 $f_{yd}$  è la resistenza di progetto dell'acciaio,  
 $s$  è la distanza tra i livelli di armatura.

Dovrà essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0.3 f_d t d \quad (8.7)$$

dove:  $t$  è lo spessore della parete  
 $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto nella direzione dell'azione agente, quindi in generale per una parete sollecitata da forze orizzontali, nella direzione parallela ai letti di malta.

In caso di analisi statica non lineare lo spostamento ultimo potrà essere assunto pari allo 0.6% dell'altezza del pannello.

### 8.3.2.3 Pressoflessione fuori piano

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica sarà effettuata adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

### 8.3.3 Particolari costruttivi

Quanto indicato al punto 8.2.3 per la muratura ordinaria si applica anche alla muratura armata, con le seguenti eccezioni ed ulteriori prescrizioni.

Ciascun muro costituente parte del sistema resistente alle azioni orizzontali deve essere intersecato da altri muri ad esso perpendicolari ad interasse non superiore a 9 m.

Gli architravi soprastanti le aperture potranno essere realizzati in muratura armata.

L'armatura orizzontale, collocata nei letti di malta o in apposite scanalature nei blocchi, non potrà avere interasse superiore a 600 mm. Non potranno essere usate barre di diametro inferiore a 5 mm. La percentuale di armatura, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05 %, né superiore allo 0.5%.

L'armatura verticale dovrà essere collocata in apposite cavità o recessi. Armature verticali con sezione complessiva non inferiore a 200 mm<sup>2</sup> dovranno essere collocate a ciascuna estremità di ogni parete portante, ad ogni intersezione tra pareti portanti e comunque ad interasse non superiore a 4 m. La percentuale di armatura, calcolata rispetto all'area lorda della muratura, non potrà essere inferiore allo 0.05 %, né superiore allo 1.0%.

Parapetti ed elementi di collegamento tra pareti diverse dovranno essere ben collegati alle pareti adiacenti, garantendo la continuità dell'armatura orizzontale e, ove possibile, di quella verticale.

## 8.4. Edifici in zona 4

Gli edifici con struttura in muratura 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  $S_d(T) = 0,10$  per strutture in muratura non armata e  $S_d(T) = 0,06$  per strutture in muratura armata. Le relative verifiche di sicurezza possono essere effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo.
- Gli edifici in muratura ordinaria devono rispettare quanto prescritto al punto 8.2.3
- Gli edifici in muratura armata devono rispettare quanto prescritto al punto 8.3.3.

## 9 EDIFICI CON STRUTTURA IN LEGNO

Le norme relative agli edifici con struttura in legno verranno prodotte successivamente alla emanazione delle corrispondenti norme relative alle combinazioni di carico non sismiche.

## 10 EDIFICI ISOLATI

### 10.1 Scopo

Il presente capitolo fornisce criteri e regole per il progetto degli edifici con isolamento sismico, nei quali un sistema d'isolamento sismico è posto al disotto della costruzione medesima, o sotto una sua porzione rilevante, allo scopo di migliorarne la risposta nei confronti delle azioni sismiche orizzontali.

La riduzione della risposta sismica orizzontale, qualunque siano la tipologia e i materiali strutturali dell'edificio, può essere ottenuta mediante una delle seguenti strategie d'isolamento, o mediante una loro appropriata combinazione:

- incrementando il periodo fondamentale della costruzione per portarlo nel campo delle minori accelerazioni di risposta;
- limitando la massima forza orizzontale trasmessa;
- dissipando una consistente aliquota dell'energia meccanica trasmessa alla costruzione.

Le prescrizioni del presente capitolo non si applicano ai sistemi di protezione sismica basati sull'impiego di elementi dissipativi distribuiti a vari livelli, all'interno della costruzione.

### 10.2 Definizioni e simboli

**Centro di rigidezza equivalente:** Centro delle rigidzze equivalenti dei dispositivi che costituiscono il sistema di isolamento e della sottostruttura. Il contributo di quest'ultima è generalmente trascurabile negli edifici.

**Ciclo bilineare teorico:** Ciclo di comportamento meccanico forza-spostamento, definito convenzionalmente per identificare le principali caratteristiche meccaniche di un dispositivo a comportamento non lineare, mediante i valori di rigidzza di due rami definiti dai seguenti parametri:

$d_{el}$  = spostamento nel primo ramo di carico in una prova sperimentale entro il quale il comportamento è sostanzialmente lineare. In generale può assumersi un valore pari a  $d_2/20$ ;

$F_{el}$  = Forza corrispondente a  $d_{el}$ , nel ramo di carico iniziale sperimentale.

$d_1$  = ascissa del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto  $(d_{el}, F_{el})$  e la linea retta congiungente i punti  $(d_2/4, F(d_2/4))$  and  $(d_2, F_2)$  nel terzo ciclo della prova sperimentale;

$F_1$  = ordinata del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto  $(d_{el}, F_{el})$  e la linea retta congiungente i punti  $(d_2/4, F(d_2/4))$  and  $(d_2, F_2)$  nel terzo ciclo della prova sperimentale;

$d_2$  = Spostamento massimo di progetto in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo **SLU**;

$F_2$  = forza corrispondente allo spostamento  $d_2$ , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

**Coefficiente viscoso equivalente.** Coefficiente viscoso  $\hat{i}$  che dissipa la stessa quantità di energia meccanica del sistema d'isolamento durante un ciclo di ampiezza assegnata, tipicamente pari a quella di progetto.

**Dispositivi d'isolamento:** Componenti del sistema d'isolamento, ciascuno dei quali fornisce una singola o una combinazione delle seguenti funzioni:

- di sostegno dei carichi verticali con elevata rigidzza in direzione verticale e bassa rigidzza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- di dissipazione di energia, con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- di ricentraggio del sistema;
- di vincolo laterale, con adeguata rigidzza elastica, sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

**Elementi base:** elementi e/o meccanismi facenti parte di dispositivi di isolamento, che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione nell'ambito di un sistema di isolamento sismico.

**Energia dissipata:** Energia dissipata da un dispositivo d'isolamento quando ad esso siano imposte deformazioni orizzontali.

**Interfaccia d'isolamento:** Superficie di separazione nella quale è attivo il sistema d'isolamento, interposto fra la sovrastruttura isolata e la sottostruttura soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno.

**Isolatore:** Dispositivo di isolamento che svolge la funzione di sostegno dei carichi verticali con elevata rigidzza in direzione verticale e bassa rigidzza e/o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

**Periodo equivalente:** Periodo naturale d'oscillazione orizzontale della costruzione assimilata ad un oscillatore a un grado di libertà, con la massa della sovrastruttura e la rigidzza uguale alla rigidzza equivalente del sistema d'isolamento, per uno spostamento di ampiezza uguale allo spostamento di progetto.

**Rigidzza equivalente:** Rigidzza secante di un dispositivo d'isolamento o di un sistema d'isolamento, valutata su un ciclo forza-spostamento con spostamento massimo assegnato, tipicamente pari a quello di progetto.

**Sistema d'isolamento:** Sistema formato da un insieme di dispositivi d'isolamento, disposti nell'interfaccia d'isolamento, al di sotto della sovrastruttura, determinandone l'isolamento sismico. Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche (ad es. vento).

**SLD:** Sigla che indica lo Stato Limite di Danno di progetto.

**SLU:** Sigla che indica uno Stato Limite Ultimo di progetto.

**Sottostruttura:** parte della struttura posta al di sotto dell'interfaccia di isolamento. Essa include le fondazioni e la sua deformabilità orizzontale è in genere trascurabile.

**Sovrastruttura:** parte della struttura posta al di sopra dell'interfaccia di isolamento, e che risulta, perciò, isolata.



**Spostamento di progetto del sistema d'isolamento** in una direzione principale: massimo spostamento relativo orizzontale in corrispondenza del centro di rigidità equivalente tra l'estradosso della sottostruttura e l'intradosso della sovrastruttura, prodotto dall'azione sismica di progetto.

**Spostamento di progetto totale di un dispositivo d'isolamento** in una direzione principale: massimo spostamento orizzontale in corrispondenza del dispositivo, ottenuto dalla combinazione dello spostamento di progetto del sistema di isolamento e quello aggiuntivo determinato dalla torsione intorno all'asse verticale.

$a^2 = (a_x b_x^2 + a_y b_y^2)$  : Dimensione equivalente, usata per valutare la deformazione di taglio per rotazione in un isolatore rettangolare di dimensioni  $b_x$ ,  $b_y$  e rotazioni  $a_x$ ,  $a_y$ ;

$a^2 = 3 a D^2 / 4$  : Dimensione equivalente, utilizzata per valutare la deformazione di taglio per rotazione in un isolatore circolare;

$A$  : Area della superficie del singolo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

$A'$  : Area della superficie comune alla singola piastra d'acciaio e allo strato di elastomero depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

$A_r$  : Area ridotta efficace dell'isolatore, valutata come  $A_r = \text{Min} [(b_x - d_{Ex}) (b_y - 0,3d_{Ey}), (b_x - 0,3d_{Ex}) (b_y - d_{Ey})]$ , per isolatori rettangolari di lati  $b_x$  e  $b_y$ ,  $A_r = (j - \sin j) D^2 / 4$  con  $j = 2 \arccos(d_{Ed}/D)$  per isolatori circolari di diametro  $D$ ;

$b_x, b_y$  : Dimensioni in pianta, secondo x ed y, della singola piastra di acciaio di un isolatore elastomerico rettangolare ;

$b_{\min} = \min (b_x, b_y)$

$d$  : Spostamento massimo raggiunto dal dispositivo d'isolamento in un ciclo di carico ;

$d_1$  : Spostamento corrispondente al limite elastico nel ciclo teorico bilineare di un dispositivo d'isolamento non lineare ;

$d_2$  : Spostamento massimo di progetto in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo SLU;

$d_{dc}$  : Spostamento massimo di progetto del centro di rigidità del sistema d'isolamento, corrispondente allo SLU;

$d_{Ex}, d_{Ey}$  : Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) di un isolatore, o tra le estremità di un dispositivo, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x e y;

$d_{rftx}, d_{rfty}$  : Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, o tra le estremità di un dispositivo, prodotto dalle azioni di ritiro, fluage, e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;

$d_E = \text{Max} \{ [(d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (0,3d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2}, [(0,3d_{Ex} + d_{rftx})^2 + (d_{Ey} + d_{rfty})^2]^{1/2} \} = d_2$

$D$  : Diametro della singola piastra di acciaio negli isolatori circolari o dimensione in pianta, misurata parallelamente all'azione orizzontale agente, della singola piastra di acciaio;

$E_b$  : Modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta ;

$E_c$  : Modulo di compressibilità assiale valutato come  $E_c = (1/(6GS_1^2) + 4/(3E_b))^{-1}$ ;

$F$  : Forza massima raggiunta dal dispositivo d'isolamento in un ciclo di carico ;

$F_1$  : Forza corrispondente al limite elastico nel ciclo teorico bilineare di un dispositivo d'isolamento non lineare ;

$F_2$  : Forza corrispondente allo spostamento massimo di progetto allo SLU in un dispositivo d'isolamento;

$G$  : Modulo di taglio, convenzionalmente definito come il modulo secante tra le deformazioni di taglio corrispondenti agli spostamenti  $0,27t_e$  e  $0,58t_e$  ;

$G_{din}$  : Modulo dinamico equivalente a taglio, valutato come  $G_{din} = F_{te}/(Ad)$  in corrispondenza di uno spostamento  $d=t_e$ ;

$K_e = F/d = G_{din} A/t_e$  : Rigidezza equivalente di un dispositivo d'isolamento in un singolo ciclo di carico ;

$K_{esi} = \sum_j (K_{ej})$  : Rigidezza totale equivalente del sistema di isolamento;

$K_1 = F_1/d_1$  : Rigidezza elastica (del primo ramo) del ciclo bilineare teorico di un dispositivo di isolamento a comportamento non lineare;

$K_2 = F_2/d_2$  : Rigidezza post-elastica (del secondo ramo) del ciclo teorico di un dispositivo di isolamento non lineare;

$L$  : Superficie laterale libera del singolo strato di elastomero di un isolatore elastomerico maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente);

$M$  : Massa totale della sovrastruttura;

$m_j$  : Massa del piano j-esimo della sovrastruttura;

$S_1 = A'/L$  : Fattore di forma primario di un isolatore elastomerico;

$S_2 = D/t_e$  : Fattore di forma secondario di un isolatore elastomerico, nella direzione in esame;

$S_{2\min} = b_{\min}/t_e$  : Fattore di forma secondario minimo di un isolatore elastomerico rettangolare;

$t_i$  : Spessore del singolo strato di elastomero;

$t_e$  : Somma dello spessore dei singoli strati di elastomero valutata maggiorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiore di 3 mm, del fattore 1,4;

$t_1, t_2$  : Spessore dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra considerata;

- $t_s$  : Spessore della piastra generica ;
- $T$  : Periodo generico;
- $T_{bf}$  : primo periodo proprio della struttura a base fissa;
- $T_{is}$  : primo periodo proprio della struttura isolata ;
- $V$  : Carico verticale di progetto agente sull'isolatore in presenza di sisma ;
- $V_{max}$  : Valore massimo di progetto di  $V$ ;
- $V_{min}$  : Valore minimo di progetto di  $V$ ;
- $W_d$  : Energia dissipata da un dispositivo d'isolamento in un ciclo completo di carico;
- $a_x, a_y$  : Rotazioni relative tra le facce superiore e inferiore di un isolatore elastomerico rispettivamente attorno alle direzioni  $x$  ed  $y$ ;
- $a = (a_x^2 + a_y^2)^{1/2}$ ;
- $g$  : Deformazione di taglio generica;
- $g_c = 1,5V/(S_1 G_{din} A_r)$  la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione assiale;
- $g_s = d_E/t_e$  : Deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dallo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali;
- $g_a = a^2/2t_e$  : Deformazione di taglio dell'elastomero dovuta alla rotazione angolare;
- $g_t = g_c + g_s + g_a$  : Deformazione totale di taglio ;
- $x_e = W_d / (2\pi F d) = W_d / (2p K_e d^2)$  : coefficiente di smorzamento viscoso equivalente in un singolo ciclo di carico di un dispositivo d'isolamento.
- $x_{esi} = \sum_j (W_{dj}) / (2p K_{esi} d^2)$  : coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento

### 10.3 Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento

Gli edifici con isolamento sismico debbono soddisfare i requisiti generali di sicurezza e i criteri di verifica riportati nel capitolo 2 di queste norme. In particolare valgono integralmente le prescrizioni riguardanti la sicurezza nei confronti della stabilità (SLU), della limitazione dei danni (SLD), i terreni di fondazione.

Il soddisfacimento è assicurato dal rispetto delle condizioni espresse in 2.3, salvo condizioni particolari specifiche degli edifici con isolamento sismico, per i quali vale, in aggiunta o in sostituzione, quanto contenuto nei successivi paragrafi.

La sovrastruttura la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura potrà essere progettata con riferimento alle prescrizioni relative alle strutture con bassa duttilità (DC" B").

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema di isolamento per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene conseguita se il sistema di isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel punto 10.8 e negli allegati 10.A, 10.B. Per i dispositivi costituenti il sistema di isolamento valgono, inoltre, le condizioni seguenti:

- I dispositivi saranno accompagnati da una relazione che illustri il comportamento meccanico sia di insieme che dei singoli componenti, così da minimizzare la possibilità del verificarsi di comportamenti non previsti.
- La definizione del comportamento meccanico del dispositivo sotto azioni orizzontali (sisma, vento, ecc.), sia ai fini della risposta del sistema strutturale che lo contiene che ai fini del dimensionamento del dispositivo stesso, sarà basata su un modello strutturale sufficientemente realistico (ove necessario non lineare, dipendente dallo sforzo assiale, ecc.) e su prove di laboratorio effettuate in condizioni più aderenti possibile alle condizioni reali in termini di accelerazione, velocità e spostamento. Eventuali modifiche di tale comportamento, sia in fase di costruzione che di messa in opera e nella successiva vita utile del dispositivo, possono essere ammesse solo con adeguate giustificazioni e verifiche, incluso il controllo che non siano state introdotte sfavorevoli sovrarresistenze e sovrarigidezze rispetto alle richieste di progetto.
- Nell'ambito del progetto si dovrà redigere un piano di qualità riguardante sia la progettazione del dispositivo, che la costruzione, la messa in opera, la manutenzione e le relative verifiche analitiche e sperimentali. I documenti di progetto indicheranno i dettagli, le dimensioni e le prescrizioni sulla qualità, come pure eventuali dispositivi di tipo speciale e le tolleranze concernenti la messa in opera. Elementi di elevata importanza, che richiedano particolari controlli durante le fasi di costruzione e messa in opera, saranno indicati negli elaborati grafici di progetto, insieme alle procedure di controllo da adottare.

Tutte le condutture degli impianti che attraversano i giunti intorno alla struttura isolata dovranno non subire danni e rimanere funzionanti per i valori di spostamento corrispondenti allo SLD. Quelle del gas e di altri impianti pericolosi che attraversano i

giunti di separazione dovranno essere progettati per consentire gli spostamenti relativi della sovrastruttura isolata corrispondenti allo SLU, con lo stesso livello di sicurezza adottato per il progetto del sistema di isolamento.

#### 10.4 Caratteristiche e criteri di accettazione dei dispositivi

Ai fini delle presenti disposizioni, i dispositivi facenti parte di un sistema di isolamento si distinguono in isolatori e dispositivi ausiliari.

Gli isolatori sono dispositivi che svolgono fondamentalmente la funzione di sostegno dei carichi verticali, con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali. A tale funzione possono essere associate o no quelle di dissipazione di energia, di ricentraggio del sistema, di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici).

Tra gli isolatori si individuano:

- isolatori in materiale elastomerico ed acciaio,
- isolatori a scorrimento.

I dispositivi ausiliari svolgono fondamentalmente la funzione di dissipazione di energia e/o di ricentraggio del sistema e/o di vincolo laterale sotto carichi orizzontali di servizio (non sismici), rispetto alle azioni orizzontali. Tra di essi si distinguono

- dispositivi a comportamento non lineare, indipendente dalla velocità di deformazione,
- dispositivi a comportamento viscoso, dipendente dalla velocità di deformazione,
- dispositivi a comportamento lineare o quasi lineare .

Un sistema di isolamento può essere costituito unicamente da isolatori elastomerici, eventualmente realizzati con elastomeri ad alta dissipazione o comprendenti inserti di materiali dissipativi (ad es. piombo), oppure unicamente da isolatori a scorrimento o rotolamento, che inglobano funzioni dissipative o ricentranti per la presenza di elementi capaci di svolgere tali funzioni, oppure da un'opportuna combinazione di isolatori e dispositivi ausiliari, questi ultimi generalmente con funzione dissipativa, ricentrante e/o di vincolo.

I dispositivi di isolamento possono essere basati su materiali e meccanismi diversi, dai quali dipendono le loro proprietà meccaniche. Le proprietà di un sistema di isolamento, nel suo complesso, e la loro costanza scaturiscono dalla combinazione delle proprietà dei dispositivi e degli isolatori che lo costituiscono.

Tutte le parti strutturali dei dispositivi, non direttamente impegnate nella funzione di isolamento, devono essere capaci di sopportare le massime sollecitazioni di progetto rimanendo in campo elastico, con un adeguato coefficiente di sicurezza.

L'idoneità all'impiego deve essere accertata mediante le prove sui materiali e sui dispositivi descritte nell'allegato 10.B eseguite e certificate da laboratori ufficiali, ai sensi dell'art. 20 della legge 1086/71, dotati delle necessarie attrezzature e della specifica competenza ed operanti in regime di qualità.

##### 10.4.1 Isolatori elastomerici

Gli isolatori elastomerici sono costituiti da strati di materiale elastomerico (gomma naturale o materiali artificiali idonei) alternati a piastre di acciaio, aventi prevalente funzione di confinamento dell'elastomero, e vengono disposti nella struttura in modo da sopportare le azioni e deformazioni orizzontali di progetto trasmesse (sisma, vento, dilatazioni termiche, viscosità, ecc.) mediante azioni parallele alla giacitura degli strati di elastomero ed i carichi permanenti ed accidentali verticali mediante azioni perpendicolari agli strati stessi.

Le piastre di acciaio saranno conformi alla **CNR 10018** o equivalente con un allungamento minimo a rottura del 18% e spessore minimo pari a 2 mm per le piastre interne e a 20 mm per le piastre esterne.

Gli isolatori debbono avere pianta con due assi di simmetria ortogonali, così da presentare un comportamento il più possibile indipendente dalla direzione della azione orizzontale agente. Ai fini della determinazione degli effetti di azioni perpendicolari agli strati, le loro dimensioni utili debbono essere riferite alle dimensioni delle piastre in acciaio, mentre per gli effetti delle azioni parallele alla giacitura degli strati si considererà la sezione intera dello strato di gomma.

Si definiscono due fattori di forma:

**S<sub>1</sub>**, fattore di forma primario, rapporto tra la superficie **A'** comune al singolo strato di elastomero ed alla singola piastra d'acciaio, depurata degli eventuali fori (se non riempiti successivamente), e la superficie laterale libera **L** del singolo strato di elastomero, maggiorata della superficie laterale degli eventuali fori (se non riempiti successivamente) ossia **S<sub>1</sub>=A'/L**;

**S<sub>2</sub>**, fattore di forma secondario, rapporto tra la dimensione in pianta **D** della singola piastra in acciaio, parallelamente all'azione orizzontale agente, e lo spessore totale **t<sub>e</sub>** degli strati di elastomero (**t<sub>e</sub>** e' ottenuto come somma dello spessore dei singoli strati, maggiorando lo spessore dei due strati esterni, se maggiore di 3 mm, del fattore 1,4) ossia **S<sub>2</sub>=D/t<sub>e</sub>**.

Gli isolatori in materiale elastomerico ed acciaio sono individuati attraverso le loro curve caratteristiche forza - spostamento, generalmente non lineari, tramite i due parametri sintetici: la rigidezza equivalente  $K_e$ , il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\alpha_e$ .

La rigidezza equivalente  $K_e$ , relativa ad un ciclo di carico, è definita come rapporto tra la forza  $F$  corrispondente allo spostamento massimo  $d$  raggiunto in quel ciclo e lo stesso spostamento ( $K_e = F/d$ ) e si valuta come prodotto del modulo dinamico equivalente a taglio  $G_{din}$  per  $A/t_e$ .

Il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\alpha_e$  si definisce come rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico  $W_d$  e  $2\pi Fd$ , ossia  $\alpha_e = W_d/(2\pi Fd)$ .

Le caratteristiche meccaniche ( $K_e$  e  $\alpha_e$ ) dei dispositivi reali, valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto  $d_2$ , dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del  $\pm 15\%$  ed un valore medio del  $\pm 5\%$ ;
- le variazioni legate all'invecchiamento dell'elastomero, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il  $\pm 20\%$ ;
- le variazioni dovute al carico verticale, valutate come differenza tra i valori corrispondenti al carico verticale massimo ed a quello minimo, non dovranno superare il 15% del valore di progetto.
- le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di  $\pm 30\%$  del valore di progetto, non dovranno superare il  $\pm 10\%$ ;

Gli isolatori elastomerici devono inoltre essere in grado di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a  $1,2 d_2$ . I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- i diagrammi forza-spostamento mostreranno sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;
- le caratteristiche meccaniche dei dispositivi ( $K_e$  e  $\alpha_e$ ), nei cicli successivi al primo, non varieranno di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia  $|K_{e(i)} - K_{e(3)}|/K_{e(3)} < 0,15$  e  $|\alpha_{e(i)} - \alpha_{e(3)}|/\alpha_{e(3)} < 0,15$ , avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

#### 10.4.2 Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a scorrimento sono costituiti da appoggi a scorrimento (acciaio-PTFE) caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito.

Le superfici di scorrimento in acciaio e PTFE devono essere conformi alla norma EN 1337-2

Gli isolatori a scorrimento dovranno avere un coefficiente d'attrito compreso tra 0 e 3 % e l'attrito valutato in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto  $d_2$ , dovrà avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze rispetto al valore di progetto non potranno superare un valore massimo del  $\pm 50\%$  ed un valore medio del  $\pm 15\%$ ;
- le variazioni legate all'invecchiamento non dovranno superare il 15% del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per condizioni estreme dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, dovranno variare di non più del  $\pm 20\%$ ;
- le variazioni dovute al carico verticale, valutate come differenza tra i valori corrispondenti al carico verticale massimo ed a quello minimo, non dovranno superare il 30% del valore di progetto.
- le variazioni dovute alla velocità (frequenza), valutate in un intervallo di  $\pm 30\%$  del valore di progetto, non dovranno superare il  $\pm 10\%$ ;

Gli isolatori a scorrimento o rotolamento devono inoltre essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a  $1,2 d_2$ , almeno 10 cicli di carico e scarico. I cicli si riterranno favorevolmente sopportati se il coefficiente d'attrito ( $f$ ), nei cicli successivi al primo, non varierà di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia  $|f_{(i)} - f_{(3)}|/f_{(3)} < 0,15$ , avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo. Inoltre gli isolatori a scorrimento o rotolamento debbono essere in grado di garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari ad  $1,5 d_2$ .

### 10.4.3 Dispositivi ausiliari a comportamento non lineare

I dispositivi ausiliari a comportamento non lineare trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi possono realizzare comportamenti meccanici diversi, ad elevata o bassa dissipazione di energia, con riduzione o incremento della rigidezza al crescere dello spostamento, con o senza spostamenti residui all'azzeramento della forza. Nel seguito si tratteranno essenzialmente dispositivi caratterizzati da una riduzione della rigidezza, ma con forza sempre crescente, al crescere del carico, i cui diagrammi forza-spostamento sono sostanzialmente indipendenti dalla velocità di percorrenza e possono essere schematizzati come nella figura 10.1.

I dispositivi a comportamento non lineare sono costituiti da elementi base che ne determinano le caratteristiche meccaniche fondamentali ai fini della loro utilizzazione nell'ambito di un sistema di isolamento sismico. Ove necessario tali elementi potranno essere sottoposti singolarmente a prove sperimentali di qualificazione e accettazione.

I dispositivi di isolamento non lineari sono individuati dalla curva caratteristica che lega la forza trasmessa dal dispositivo al corrispondente spostamento; tali curve caratteristiche sono, in generale, schematizzabili con delle bilineari, definite dalle coordinate  $(F_1, d_1)$ , corrispondenti al limite teorico del comportamento elastico lineare del dispositivo, e dalle coordinate  $(F_2, d_2)$  corrispondenti al valore di progetto allo SLU dello spostamento.

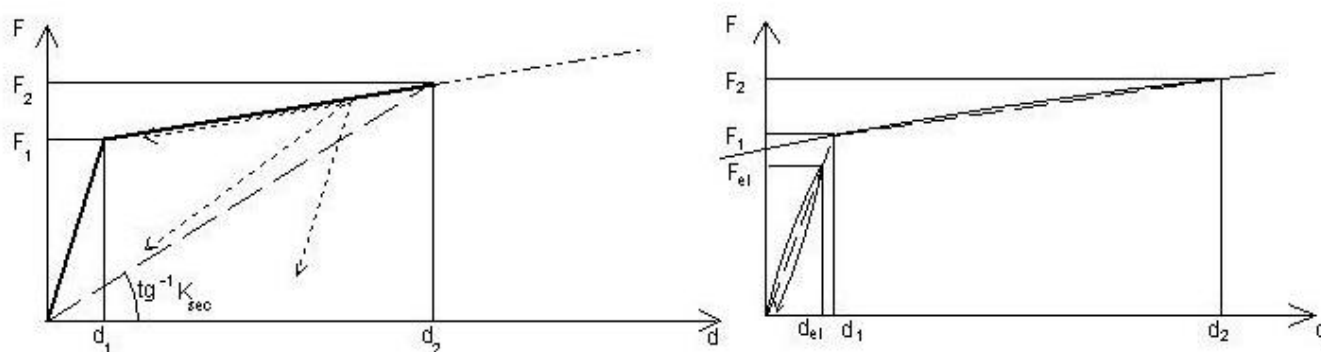


Figura 10.1 – Diagrammi forza – spostamento per dispositivi non lineari

Il ciclo bilineare teorico è definito dai seguenti parametri:

$d_{el}$  = spostamento nel primo ramo di carico in una prova sperimentale entro il quale il comportamento è sostanzialmente lineare. In generale può assumersi un valore pari a  $d_2/20$ ;

$F_{el}$  = Forza corrispondente a  $d_{el}$ , nel ramo di carico iniziale sperimentale.

$d_1$  = ascissa del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto  $(d_{el}, F_{el})$  e la linea retta congiungente i punti  $(d_2/4, F(d_2/4))$  and  $(d_2, F_2)$  nel terzo ciclo della prova sperimentale;

$F_1$  = ordinata del punto d'intersezione della linea retta congiungente l'origine con il punto  $(d_{el}, F_{el})$  e la linea retta congiungente i punti  $(d_2/4, F(d_2/4))$  and  $(d_2, F_2)$  nel terzo ciclo della prova sperimentale;

$d_2$  = Spostamento massimo di progetto in un dispositivo d'isolamento, corrispondente allo SLU;

$F_2$  = forza corrispondente allo spostamento  $d_2$ , ottenuta al terzo ciclo sperimentale.

Le rigidità elastiche e post-elastica, rispettivamente del primo ramo e del secondo ramo, vengono definite come:  $K_1 = F_1/d_1$ ;  $K_2 = F_2/d_2$ .

Il ciclo teorico che eventualmente si assume per l'esecuzione delle analisi non lineari per la progettazione della struttura, completato dei rami di scarico e ricarico coerenti con il comportamento reale, dovrà essere tale che l'energia dissipata in un ciclo non differisca di più del 10% dall'energia dissipata nel terzo ciclo di carico della prova sperimentale.

Le curve caratteristiche dei dispositivi non lineari, valutate nel terzo ciclo di carico e in corrispondenza degli spostamenti  $d_1$  e  $d_2$ , potranno accusare, nell'ambito della singola fornitura e rispetto al valore di progetto, variazioni che non possono superare un valore massimo del  $\pm 15\%$  ed un valore medio del  $\pm 5\%$ .

Le curve caratteristiche nel terzo ciclo di carico, valutate in termini di forza, in corrispondenza degli spostamenti  $d_1$  e  $d_2$ , e di rigidità  $K_2$  dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del  $\pm 15\%$  ed un valore medio del  $\pm 5\%$ ;

- le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il  $\pm 20\%$ ;
- le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di  $\pm 30\%$  del valore di progetto, non dovranno superare il  $\pm 10\%$ ;

I dispositivi a comportamento non lineare devono inoltre essere in grado di sostenere almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso pari a  $1,2 d_2$ . I cicli si intendono favorevolmente sostenuti se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- i diagrammi forza-spostamento mostrano sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;
- le curve caratteristiche, nei cicli successivi al primo, valutate in corrispondenza degli spostamenti  $d_1$  e  $d_2$ , non variano di più del 15%, in termini di forza e di rigidezza  $K_2$ , rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il **terzo** ciclo, ossia  $|F_{(i)} - F_{(3)}| / F_{(3)} < 0,15$ ,  $|K_{2(i)} - K_{2(3)}| / K_{2(3)} < 0,15$  avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice 3 le caratteristiche valutate al **terzo** ciclo.

#### 10.4.4 Dispositivi ausiliari a comportamento viscoso

I dispositivi ausiliari a comportamento viscoso trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidezza trascurabile rispetto alle azioni verticali. Essi sono caratterizzati da un valore della forza proporzionale a  $v^\alpha$ , e pertanto non contribuiscono alla rigidezza del sistema. La relazione forza spostamento di un dispositivo viscoso, per una legge sinusoidale dello spostamento è riportata in figura 10.2. La forma del ciclo è ellittica per  $\alpha=1$ . Il valore massimo della forza viene sempre raggiunto in corrispondenza dello spostamento nullo.

Il loro comportamento è caratterizzato dalla massima forza sviluppata  $F_{max}$  e dall'energia dissipata  $E_d$  in un ciclo, per una prefissata ampiezza e frequenza, ossia dalle costanti C e  $\alpha$ . L'identificazione di tali parametri ai fini della modellazione meccanica del sistema d'isolamento dovrà essere fatta con riferimento ai valori di forza massima ed energia dissipata durante il terzo ciclo di carico, dovendo essere non superiore al 10% la differenza tra il valore teorico e il valore sperimentale delle due grandezze dette.

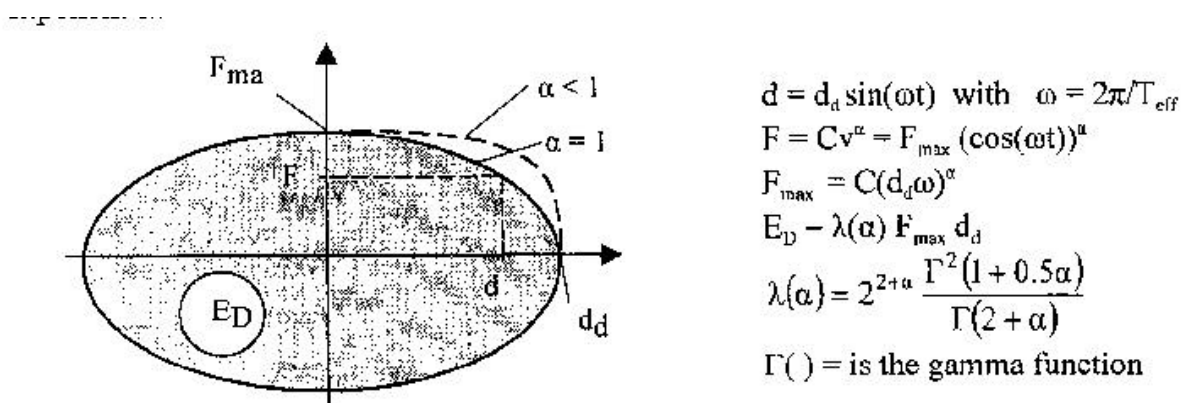


Figura 10.2 – Dispositivi a comportamento viscoso

Le caratteristiche meccaniche ( $F_{max}$  e  $E_d$ ) dei dispositivi reali, valutate per velocità di applicazione delle deformazioni pari a quelle di progetto, dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del  $\pm 15\%$  ed un valore medio del  $\pm 5\%$ ;
- le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il  $\pm 20\%$ ;

I dispositivi a comportamento viscoso devono essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a  $1,2 d_2$ , almeno 10 cicli di carico e scarico. I cicli si intendono favorevolmente sopportati se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- le curve caratteristiche, nei cicli successivi al primo, valutate nel terzo ciclo di carico e in corrispondenza degli spostamenti  $d_1$  e  $d_2$ , non variano di più del 15%, in termini di forza massima e di energia dissipata, rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il **terzo** ciclo, ossia  $|F_{(i)} - F_{(3)}| / F_{(3)} < 0,15$ ,  $|E_{d(i)} - E_{d(3)}| / E_{d(3)} < 0,15$  avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice 3 le caratteristiche valutate al **terzo** ciclo.

#### 10.4.5 Dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare

I dispositivi ausiliari a comportamento lineare o quasi lineare trasmettono, in generale, soltanto azioni orizzontali ed hanno rigidità trascurabile rispetto alle azioni verticali. Il loro comportamento è definito tramite la rigidità equivalente  $K_e$  e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\alpha_e$ .

Le caratteristiche meccaniche ( $K_e$  e  $\alpha_e$ ) dei dispositivi reali, valutate in corrispondenza dello spostamento massimo di progetto  $d_2$ , e per una frequenza di applicazione del carico pari a quella di progetto, dovranno avere variazioni limitate come segue:

- nell'ambito della singola fornitura le differenze, rispetto al valore di progetto, non possono superare un valore massimo del  $\pm 15\%$  ed un valore medio del  $\pm 5\%$ ;
- le variazioni legate all'invecchiamento dei materiali, valutate come indicato nel seguito, non dovranno superare il **15%** del valore iniziale;
- le variazioni dovute a fattori ambientali (temperatura), valutate per le condizioni estreme di progetto dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori, non dovranno superare il  $\pm 20\%$ ;
- le variazioni dovute alla velocità di deformazione (frequenza), valutate in un intervallo di  $\pm 30\%$  del valore di progetto, non dovranno superare il  $\pm 10\%$ ;

I dispositivi a comportamento visco-elastico devono inoltre essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a 1,2  $d_2$ , almeno 10 cicli di carico e scarico. I cicli si riterranno favorevolmente sopportati se saranno soddisfatte le seguenti condizioni:

- i diagrammi forza-spostamento mostreranno sempre un incremento di carico al crescere dello spostamento;
- le caratteristiche meccaniche dei dispositivi ( $K_e$  e  $\alpha_e$ ), nei cicli successivi al primo, non varieranno di più del 15% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia  $|K_{e(i)} - K_{e(3)}| / K_{e(3)} < 0,15$  e  $|\alpha_{e(i)} - \alpha_{e(3)}| / \alpha_{e(3)} < 0,15$ , avendo contrassegnato con il pedice (i) le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice (3) le caratteristiche valutate al terzo ciclo.

### 10.5 Indicazioni progettuali

#### 10.5.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi

- L'alloggiamento dei dispositivi d'isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l'accesso e rendere i dispositivi stessi ispezionabili e sostituibili. È necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l'eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità dell'edificio e/o con il corretto comportamento del sistema d'isolamento.
- Ove necessario, gli isolatori dovranno essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici o biologici. In alternativa, occorre prevedere dispositivi che, in caso di distruzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura.
- I materiali utilizzati nel progetto e nella costruzione dei dispositivi dovranno essere conformi alle corrispondenti norme in vigore.
- Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale. Tali effetti andranno debitamente messi in conto nel modello di calcolo ed il comportamento degli isolatori a trazione dovrà essere verificato sperimentalmente.

#### 10.5.2 Controllo di movimenti indesiderati

- Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa dell'edificio sul piano degli isolatori ed il centro di rigidità dei dispositivi di isolamento debbono essere, per quanto possibili, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti perimetralmente e siano in numero staticamente ridondante.
- Per minimizzare le differenze di comportamento degli isolatori, le tensioni di compressione a cui lavorano devono essere per quanto possibile uniformi.

- Per evitare o limitare azioni di trazione negli isolatori, gli interassi della maglia strutturale dovranno essere scelti in modo tale che il carico verticale  $V$  di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti, risulti essere sempre di compressione o, al più, nullo.

#### 10.5.3 Controllo degli spostamenti sismici differenziali del terreno

- Le strutture del piano di posa degli isolatori e del piano su cui appoggia la struttura in elevazione devono essere dimensionate in modo da assicurare un comportamento rigido nel piano suddetto, nonché dotate di rigidità adeguata anche in direzione ortogonale al loro piano, così da limitare gli effetti di spostamenti sismici differenziali;
- La condizione precedente si considera soddisfatta se un diaframma rigido costituito da un solaio in c.a. oppure da una griglia di travi progettata tenendo conto di possibili fenomeni di instabilità è presente sia al di sopra che al di sotto del sistema di isolamento e se i dispositivi del sistema di isolamento sono direttamente fissati ad entrambi i diaframmi, oppure attraverso elementi verticali il cui spostamento orizzontale in condizioni sismiche sia minore di  $1/40$  dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Tali elementi dovranno essere progettati per rispondere in campo rigorosamente elastico, tenendo anche conto della maggiore affidabilità richiesta ai dispositivi di isolamento.

#### 10.5.4 Controllo degli spostamenti relativi al terreno e alle costruzioni circostanti

- Adeguato spazio dovrà essere previsto tra la sovrastruttura isolata e il terreno o le costruzioni circostanti, per consentire liberamente gli spostamenti sismici in tutte le direzioni.
- Le eventuali connessioni, strutturali e non, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono essere progettate in modo tale da assorbire, con ampio margine di sicurezza, gli spostamenti relativi previsti dal calcolo. Particolare attenzione, a tale proposito, deve essere posta negli impianti.
- Occorre anche attuare adeguati accorgimenti affinché l'eventuale malfunzionamento delle connessioni a cavallo dei giunti non possa compromettere l'efficienza dell'isolamento.

### 10.6 Azione Sismica

Ai fini della progettazione l'azione sismica è fondamentalmente definita, in termini di intensità, ovvero accelerazione massima del terreno, forme spettrali, durata degli accelerogrammi, nel capitolo 3 delle presenti norme, salvo quanto prescritto in modo specifico per la progettazione di edifici con isolamento sismico in questo paragrafo.

#### 10.6.1 Spettri di progetto

In generale gli spettri elastici definiti al punto 3.2.3. verranno adottati come spettri di progetto, assumendo  $T_b=2,5$  s. Le ordinate spettrali per  $T>4$ s saranno assunte pari all'ordinata corrispondente a  $T=4$ s.

In alternativa all'impiego delle forme standard dello spettro di risposta elastico di cui al punto 3.2.3. associate al valore di  $a_g$  fornito nel par. 3.2.1. per le diverse zone sismiche, è consentito l'impiego di spettri di risposta specifici per il sito considerato, caratterizzati dalle probabilità di superamento richieste per ciascuno dei due stati limite, ricavati direttamente sulla base di conoscenze geosismotettoniche e geotecniche, oppure da dati statistici applicabili alla situazione in esame. Le ordinate di tali spettri, in corrispondenza dei periodi propri di interesse per il sistema, non potranno essere assunte inferiori alle ordinate dello spettro elastico standard applicabile, in relazione al profilo di suolo.

#### 10.6.2 Impiego di accelerogrammi

L'impiego di accelerogrammi è regolato dalle prescrizioni del punto 3.2.7. e dalle seguenti.

La parte pseudostazionaria deve essere preceduta e seguita da tratti ad intensità crescente da zero e decrescente a zero, di modo che la durata complessiva dell'accelerogramma sia non inferiore a 25 s.

La coerenza con lo spettro di riferimento va verificata con le seguenti regole, che sostituiscono quelle riportate in 3.2.7. Nel campo  $0,8T_{bf} \div 1,2T_i$ , ove  $T_{bf}$  rappresenta la stima inferiore del primo periodo proprio della struttura a base fissa e  $T_i$  rappresenta la stima superiore del periodo fondamentale equivalente della struttura isolata, la media delle ordinate spettrali, in corrispondenza di ogni periodo, deve risultare non inferiore al 90% delle ordinate spettrali di riferimento. Comunque, nel campo di periodi compreso tra 0,15 sec. e 4,00 sec., la stessa media non deve risultare inferiore all'80% delle ordinate spettrali di riferimento.



## 10.7 Modellazione e analisi strutturale

### 10.7.1 Proprietà del sistema di isolamento

Le proprietà meccaniche del sistema di isolamento da adottare nelle analisi di progetto, derivanti dalla combinazione delle proprietà meccaniche dei singoli dispositivi che lo costituiscono, saranno le più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile. Esse dovranno tener conto, ove pertinente, dell'influenza di:

- entità delle deformazioni subite in relazione allo stato limite per la verifica del quale si svolge l'analisi,
- variabilità delle caratteristiche meccaniche dei dispositivi nell'ambito della fornitura,
- velocità di deformazione (frequenza), in un intervallo di variabilità di  $\pm 30\%$  del valore di progetto,
- entità dei carichi verticali agenti simultaneamente,
- entità dei carichi e delle deformazioni in direzione trasversale a quella considerata,
- temperatura, per i valori massimo e minimo di progetto
- cambiamento delle caratteristiche nel tempo (invecchiamento)

Si dovranno, pertanto, eseguire più analisi per ciascuno stato limite da verificare, attribuendo ai parametri del modello i valori estremi più sfavorevoli ai fini della valutazione delle grandezze da verificare e coerenti con l'entità delle deformazioni subite dai dispositivi. In generale i valori massimi degli spostamenti del sistema d'isolamento si otterranno attribuendo i valori minimi alle caratteristiche di rigidità, smorzamento, attrito, mentre i valori massimi delle deformazioni e tensioni nella struttura si otterranno attribuendo a tali caratteristiche i valori massimi.

Nella progettazione degli edifici in categoria d'importanza III, si possono adottare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, a condizione che i valori estremi (massimo oppure minimo) non differiscano di più del 20% dal valor medio.

### 10.7.2 Modellazione

La sovrastruttura e la sottostruttura verranno modellate sempre come sistemi a comportamento elastico lineare. Il sistema di isolamento può essere modellato, in relazione alle sue caratteristiche meccaniche, come avente comportamento visco-elastico lineare oppure con legame costitutivo non lineare. La deformabilità verticale degli isolatori dovrà essere messa in conto quando il rapporto tra la rigidità verticale del sistema di isolamento  $K_v$  e la rigidità equivalente orizzontale  $K_{esi}$  è inferiore a 800.

Se viene utilizzato un modello lineare, si dovrà adottare la rigidità secante riferita allo spostamento totale di progetto per lo stato limite in esame, di ciascun dispositivo facente parte del sistema di isolamento. La rigidità totale equivalente del sistema di isolamento,  $K_{esi}$ , sarà pari alla somma delle rigidità equivalenti dei singoli dispositivi. L'energia dissipata dal sistema d'isolamento dovrà essere espressa in termini di coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema d'isolamento  $\xi_{esi}$ , valutato con riferimento all'energia dissipata dal sistema di isolamento in cicli con frequenza nel range delle frequenze naturali dei modi considerati. Per i modi superiori della struttura, al di fuori di tale range, il rapporto di smorzamento del modello completo dovrà essere quello della sovrastruttura nella condizione di base fissa.

Quando la rigidità e/o lo smorzamento equivalenti del sistema di isolamento dipendono significativamente dallo spostamento di progetto, dovrà applicarsi una procedura iterativa fino a che la differenza tra il valore assunto e quello calcolato non sia inferiore al 5%.

Il comportamento del sistema di isolamento può essere modellato come lineare equivalente se sono soddisfatte tutte le seguenti condizioni:

- a) la rigidità equivalente del sistema d'isolamento è almeno pari al 50% della rigidità secante per cicli con spostamento pari al 20% dello spostamento di riferimento;
- b) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento, come definito in precedenza, è inferiore al 30%;
- c) le caratteristiche forza-spostamento del sistema di isolamento non variano di più del 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un range del  $\pm 30\%$  intorno al valore di progetto, e dell'azione verticale sui dispositivi, nel range di variabilità di progetto;
- d) l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra  $0,5d_{dc}$  e  $d_{dc}$  è almeno pari all' 1,25% del peso totale della sovrastruttura.

Nel caso in cui si adotti un modello non lineare, il legame costitutivo dei singoli dispositivi del sistema di isolamento deve riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l'azione sismica, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli di isteresi.

### 10.7.3 Metodi di analisi

In relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema di isolamento possono essere utilizzati i seguenti metodi di analisi:

- e) statica lineare
- f) dinamica lineare
- g) dinamica non lineare

#### 10.7.4 Analisi statica lineare

L'analisi statica lineare considera due traslazioni orizzontali indipendenti, cui sovrappone gli effetti torsionali. Si assume che la sovrastruttura sia un solido rigido che trasla al di sopra del sistema di isolamento, con un periodo equivalente di traslazione pari a:

$$T_{is} = 2p \sqrt{M / K_{esi}} \quad (10.1)$$

in cui:

$M$  è la massa totale della sovrastruttura;

$K_{esi}$  è la rigidezza equivalente orizzontale del sistema d'isolamento, ottenuta trascurando eventuali effetti torsionali a livello di isolamento.

Il metodo dell'analisi statica lineare può essere applicato se la costruzione isolata soddisfa i requisiti seguenti:

- il sistema resistente all'azione sismica possiede una configurazione strutturale regolare in pianta, come è definita al punto 4.3.
- la sovrastruttura ha altezza non maggiore di 20 metri e non più di 5 piani.
- La maggiore dimensione in pianta della sovrastruttura è inferiore a 50 m;
- il sistema d'isolamento può essere modellato come lineare, in accordo con il precedente punto 10.7.2
- Il periodo equivalente  $T_{is}$  della costruzione isolata ha un valore compreso fra  $4 \cdot T_{bf}$  e 3.0 s, in cui  $T_{bf}$  è il periodo della costruzione assunta a base fissa, stimato con un'espressione approssimata.
- La rigidezza verticale del sistema di isolamento  $K_v$  è almeno 800 volte più grande della rigidezza equivalente orizzontale del sistema di isolamento  $K_{esi}$ .
- Il periodo in direzione verticale  $T_v$ , calcolato come  $T_v = 2p \sqrt{M / K_v}$ , è inferiore a 0,1 s
- Nessuno isolatore risulta in trazione per l'effetto combinato dell'azione sismica e dei carichi verticali.
- In ciascuna delle direzioni principali orizzontali l'eccentricità totale (inclusa quella accidentale) tra il centro di rigidezza del sistema di isolamento e la proiezione verticale del centro di massa non è superiore al 3% della dimensione della sovrastruttura trasversale alla direzione orizzontale considerata.

Lo spostamento del centro di rigidezza dovuto all'azione sismica  $d_{dc}$  verrà calcolato, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$d_{dc} = \frac{M \cdot S_e(T_{is}, \mathbf{x}_{esi})}{K_{esi, \min}} \quad (10.2)$$

In cui  $S_e(T_{is}, \xi_{esi})$  è l'accelerazione spettrale definita in 3.2.3 per la categoria di suolo di fondazione appropriata e  $K_{esi, \min}$  è la rigidezza equivalente minima in relazione alla variabilità delle proprietà meccaniche del sistema di isolamento, per effetto dei fattori definiti in 10.7.1.

Le forze orizzontali da applicare a ciascun piano della sovrastruttura debbono essere calcolate, in ciascuna direzione orizzontale, mediante la seguente espressione:

$$f_j = m_j \times S_e(T_{is}, \mathbf{x}_{siff}) \quad (10.3)$$

in cui  $m_j$  è la massa del piano j-esimo.

Gli effetti della torsione d'insieme della sovrastruttura sui singoli dispositivi di isolamento possono essere messi in conto amplificando in ciascuna direzione gli spostamenti e le forze precedentemente definiti mediante i fattori  $\delta_{xi}$  e  $\delta_{yi}$ , per le azioni in direzione x e y:

$$(10.4)$$

$$\mathbf{d}_{xi} = 1 + \frac{e_{tot,y}}{r_y^2} y_i \quad \mathbf{d}_{yi} = 1 + \frac{e_{tot,x}}{r_x^2} x_i \quad (10.3)$$

in cui:

$(x_i, y_i)$  sono le coordinate del dispositivo rispetto al centro di rigidezza;

$e_{tot,x,y}$  è l'eccentricità totale nella direzione x, y;

$r_{x,y}$  è il raggio torsionale del sistema di isolamento, dato dalla seguente espressione:

$$r_x^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{yi} \quad r_y^2 = \sum (x_i^2 K_{yi} + y_i^2 K_{xi}) / \sum K_{xi} \quad (10.5)$$

$K_{xi}$  e  $K_{yi}$  sono le rigidezze equivalenti del dispositivo i-esimo nella direzione x e y rispettivamente.

Gli effetti torsionali sulla sovrastruttura, ai fini della verifica degli elementi strutturali, saranno valutati come specificato in 4.5.2.

### 10.7.5 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare è ammessa quando risulta possibile modellare elasticamente il comportamento del sistema di isolamento, nel rispetto delle condizioni di cui al punto 10.7.2. Per il sistema complessivo, formato dalla sottostruttura, dal sistema d'isolamento e dalla sovrastruttura, si assume un comportamento elastico lineare. L'analisi potrà essere svolta mediante analisi modale con spettro di risposta o mediante integrazione al passo delle equazioni del moto, eventualmente previo disaccoppiamento modale.

L'analisi modale con spettro di risposta dovrà essere svolta secondo quanto specificato in 4.5.3, salvo diverse indicazioni fornite nel presente paragrafo. Le due componenti orizzontali dell'azione sismica si considereranno in generale agenti simultaneamente, adottando, ai fini della combinazione degli effetti, le regole riportate in 4.6. La componente verticale dovrà essere messa in conto nei casi previsti in 4.6 e, in ogni caso, quando il rapporto tra la rigidezza verticale del sistema di isolamento  $K_v$  e la rigidezza equivalente orizzontale  $K_{esi}$  è inferiore a 800. In tali casi si avrà cura che la massa eccitata dai modi in direzione verticale considerati nell'analisi sia significativa.

Per l'applicazione del metodo dello spettro di risposta, lo spettro elastico definito in 3.2.3 va ridotto per tutto il campo di periodi  $T \geq 0,8 T_{1s}$ , assumendo per il coefficiente riduttivo  $\eta$  il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\alpha_{esi}$  del sistema di isolamento.

Nel caso di analisi lineare con integrazione al passo si può adottare un solo accelerogramma, purché esso rispetti le condizioni di coerenza con lo spettro di partenza specificate, al punto 3.2.7. La messa in conto del corretto valore del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\alpha$  si ottiene, quando si opera sulle singole equazioni modali disaccoppiate, assegnando a ciascuna equazione il corrispondente valore modale di  $\alpha$ , quando si opera sul sistema completo, definendo in maniera appropriata la matrice di smorzamento del sistema.

### 10.7.6 Analisi dinamica non lineare

L'analisi dinamica non lineare può essere svolta in ogni caso. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente, come stabilito in 10.7.2.

Le analisi dovranno essere svolte nel rispetto delle prescrizioni riportate in 4.5.5.

Nel caso in cui sussistano le condizioni per l'esecuzione di analisi statiche lineari specificate al punto 10.7.4, con la sola eccezione del comportamento del sistema d'isolamento, si potrà utilizzare un modello semplificato del sistema strutturale, considerando la struttura come una massa rigida, collegata a terra tramite elementi che riproducano correttamente il comportamento del sistema d'isolamento risultante dal contributo di tutti i suoi dispositivi. Lo spostamento ottenuto dall'analisi verrà assunto come spostamento di progetto del sistema d'isolamento, mentre l'accelerazione massima sulla massa rigida sarà utilizzata per la valutazione delle forze d'inerzia da applicare ai singoli piani nella formula del par. 10.7.4, in sostituzione di  $S_e(T_{eff}, \xi_{eff})$ . Gli effetti torsionali sul sistema d'isolamento verranno valutati come precisato in 10.7.4, adottando valori delle rigidezze equivalenti coerenti con gli spostamenti risultanti dall'analisi.

## 10.8 Verifiche

### 10.8.1 Stato limite di danno (SLD)

Il livello di protezione richiesto per la sottostruttura e le fondazioni nei confronti dello SLD è da ritenere conseguito se sono soddisfatte le relative verifiche nei confronti dello SLU, di cui al punto 10.8.2.

La verifica allo SLD della sovrastruttura verrà svolta controllando che gli spostamenti interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai limiti indicati nel punto 4.10.2.

I dispositivi del sistema di isolamento non debbono subire danni che possano comprometterne il funzionamento nelle usuali condizioni di servizio e per il terremoto di progetto allo SLU. In caso di sistemi a comportamento fortemente non lineare, gli eventuali spostamenti residui al termine dell'azione sismica debbono essere compatibili con la funzionalità della costruzione. Il primo requisito si ritiene normalmente soddisfatto se sono soddisfatte le verifiche allo SLU. Il secondo requisito si ritiene normalmente soddisfatto quando lo spostamento corrispondente all'azzeramento della forza nel ramo di scarico del ciclo di

massima ampiezza forza-spostamento del sistema di isolamento è non maggiore di 10 mm. Si adotteranno valori inferiori al limite detto quando particolari esigenze funzionali dell'edificio lo richiedano.

Qualora il sistema di isolamento sia realizzato mediante isolatori elastomerici, con o senza inserti in materiale dissipativo (ad es. piombo), il livello di protezione richiesto è da ritenersi conseguito se sono soddisfatte le verifiche nei confronti dello SLU, di cui al successivo punto 10.8.2.

Le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate, devono assorbire gli spostamenti relativi massimi ottenuti dal calcolo senza alcun danno o limitazioni d'uso.

### 10.8.2 Stato limite ultimo (SLU)

Lo SLU della sottostruttura e della sovrastruttura dovranno essere verificati con i valori di  $\gamma_M$  utilizzati per gli edifici non isolati.

Gli elementi strutturali della sottostruttura dovranno essere verificati rispetto alle sollecitazioni prodotte dalle forze e i momenti trasmessi dal sistema d'isolamento e dalle forze d'inerzia direttamente applicate ad essa, assunte pari al prodotto delle masse della sottostruttura per l'accelerazione del terreno  $a_g$ .

Le condizioni di resistenza degli elementi strutturali della sovrastruttura possono essere soddisfatte considerando gli effetti dell'azione sismica divisi dal fattore  $q = 1,15 \cdot \alpha_u / \alpha_1$ , in cui il rapporto  $\alpha_u / \alpha_1$  è specificato in 5.3.2, combinati con le altre azioni secondo le regole del punto 3.3.

I giunti tra strutture contigue devono essere dimensionati secondo quanto previsto al punto 4.11.1.5. Lo spostamento massimo di un eventuale costruzione contigua esistente potrà essere stimato in 1/100 dell'altezza solo se la costruzione non è isolata.

I tubi per la fornitura del gas o che trasportano altri fluidi pericolosi, al passaggio dal terreno o da altre costruzioni all'edificio in esame, dovranno sopportare senza rotture gli spostamenti relativi cui sono sottoposti.

Negli edifici di categoria d'importanza I, le eventuali connessioni, strutturali e non, particolarmente quelle degli impianti, fra la struttura isolata e il terreno o le parti di strutture non isolate devono assorbire gli spostamenti relativi previsti dal calcolo, senza danni.

I dispositivi del sistema d'isolamento debbono essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti  $d_2$ , valutati per un terremoto avente probabilità di arrivo inferiori a quello di progetto allo SLU, ottenuto amplificando quest'ultimo del 20%. Nel caso di sistemi di isolamento a comportamento modellabile come lineare, è sufficiente maggiorare del 20% lo spostamento ottenuto con il terremoto di progetto. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, occorre ripetere le analisi per l'azione sismica maggiorata.

Per tutti gli isolatori deve essere, in generale, soddisfatta la condizione:  $V \geq 0$  (assenza di trazione). Nel caso in cui dall'analisi risultasse  $V < 0$  in condizioni sismiche, occorrerà dimostrare, attraverso adeguate prove sperimentali, che l'isolatore è in grado di sostenere tale condizione oppure predisporre opportuni dispositivi in grado di assorbire integralmente la trazione.

Nelle condizioni di massima sollecitazione le parti dei dispositivi non impegnate nella funzione dissipativa devono rimanere in campo elastico, nel rispetto delle norme relative ai materiali di cui sono costituite, e comunque con un coefficiente di sicurezza almeno pari a 1,5.

Gli isolatori elastomerici debbono soddisfare le verifiche riportate nell'allegato 10.A.

Le modalità di effettuazione delle prove sperimentali sui dispositivi, atte a verificare la rispondenza dei dispositivi alle ipotesi progettuali e alle condizioni da rispettare agli stati limite sono riportate nell'allegato 10.B

## 10.9 Aspetti costruttivi, manutenzione, sostituibilità

Il progetto dei dispositivi di qualsiasi tipo comprende la redazione di un piano di qualità, che prevede, fra l'altro, la descrizione delle loro modalità di installazione durante la fase di costruzione dell'opera da isolare, nonché il programma dei controlli periodici e degli interventi di manutenzione durante la vita di progetto della struttura, la cui durata deve essere specificata nei documenti di progetto e che, comunque, non deve risultare minore di 60 anni.

Ai fini della durabilità sono rilevanti le differenti proprietà di invecchiamento degli elastomeri (gomme) e dei polimeri termoplastici (teflon), l'azione degradante esercitata dall'ossigeno atmosferico sulle superfici degli elementi di acciaio, le caratteristiche fisiche e chimiche degli adesivi, utilizzati per incollare le lamiere di acciaio alla gomma, e quelle dei polimeri organici del silicio a catena lineare (oli e grassi siliconici), utilizzati nei dispositivi viscosi.

Ai fini della qualità della posa in opera, gli isolatori devono essere installati da personale specializzato, sulla base di un disegno planimetrico recante le coordinate e la quota di ciascun dispositivo, l'entità e la preregolazione degli eventuali dispositivi mobili a rotolamento, le dimensioni delle eventuali nicchie predisposte nei getti di calcestruzzo per accogliere staffe o perni di ancoraggio, le caratteristiche delle malte di spianamento e di sigillatura.

Ai fini della sostituzione degli isolatori, il progetto delle strutture di c.a. deve prevedere la possibilità di trasferire temporaneamente i carichi verticali dalla sovrastruttura alla sottostruttura per il tramite di martinetti oleodinamici, adiacenti all'isolatore da sostituire. A tale scopo il progetto delle strutture può prevedere nicchie per l'inserimento dei martinetti tra la

sottostruttura e la sovrastruttura ovvero altre disposizioni costruttive equivalenti (per es. mensole corte che aggettano dalla base della sovrastruttura e che appoggiano su due martinetti ai lati dell'isolatore).

Anche i percorsi, che consentono al personale addetto di raggiungere e di ispezionare gli isolatori, devono essere previsti e riportati sul progetto esecutivo delle strutture portanti e su quello delle eventuali murature di tamponamento, in modo da garantire l'accessibilità al dispositivo da tutti i lati.

Le risultanze delle visite periodiche di controllo devono essere annotate su un apposito documento, che deve essere conservato con il progetto della struttura isolata durante l'intera vita di utilizzazione della costruzione.

## 10.10 Collaudo

Il collaudo statico deve essere effettuato in corso d'opera; al riguardo si segnala che di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto.

Il collaudatore deve avere specifiche competenze, acquisite attraverso precedenti esperienze, come progettista, collaudatore o direttore dei lavori di struttura con isolamento sismico, o attraverso corsi universitari o di specializzazione universitaria.

Oltre a quanto indicato nelle norme tecniche emanate ai sensi dell'art.21 della legge 5.11.71 n.1086, per le opere in c.a., in c.a.p. ed a struttura metallica, devono osservarsi le prescrizioni di minima di seguito riportate :

- con riferimento a quanto indicato nei precedenti par. **3.5** e **3.6** devono essere acquisiti dal collaudatore i documenti di origine, forniti dal produttore, unitamente ai certificati relativi alle prove sui materiali ed alla qualificazione dei dispositivi, nonché i certificati relativi alle prove di accettazione in cantiere disposte dalla Direzione dei Lavori;
- la documentazione ed i certificati sopraindicati devono essere esposti nella relazione a struttura ultimata del Direttore dei Lavori cui spetta, ai sensi delle vigenti norme, il preminente compito di accertare la qualità dei materiali impiegati nella realizzazione dell'opera ;

Il collaudatore, nell'ambito dei suoi poteri discrezionali, potrà estendere i propri accertamenti, ove ne ravvisi la necessità. In tale senso il collaudatore potrà disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che le caratteristiche della costruzione corrispondano a quelle attese.

## 11 EDIFICI ESISTENTI

### 11.1 Generalità

Gli edifici esistenti si distinguono da quelli di nuova progettazione per gli aspetti seguenti:

- Il progetto riflette lo stato delle conoscenze al tempo della loro costruzione.
- Il progetto può contenere difetti di impostazione concettuale e di realizzazione non immediatamente visibili.

Tali edifici possono essere stati soggetti a terremoti passati o di altre azioni accidentali i cui effetti non sono manifesti.

Di conseguenza la valutazione della sicurezza ed il progetto degli interventi sono normalmente affetti da un grado di incertezza diverso da quello degli edifici di nuova progettazione. Ciò comporta l'impiego di coefficienti di sicurezza parziali adeguatamente modificati, come pure metodi di analisi e di verifica appropriati alla completezza e all'affidabilità dell'informazione disponibile.

È fatto obbligo eseguire valutazioni di sicurezza sismica e di effettuare interventi di adeguamento, in accordo con le presenti norme, qualora ne sia verificata la necessità, a chiunque intenda:

- a) sopraelevare o ampliare l'edificio (s'intende per ampliamento la sopraelevazione di parti dell'edificio di altezza inferiore a quella massima dell'edificio stesso; in tal caso non sussiste obbligo del rispetto delle prescrizioni di cui al punto 4.2)
- b) apportare variazioni di destinazione che comportino, nelle strutture interessate dall'intervento, incrementi dei carichi originari (permanenti e accidentali) superiori al 20%;
- c) effettuare interventi strutturali volti a trasformare l'edificio mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un organismo edilizio diverso dal precedente;
- d) effettuare interventi strutturali rivolti ad eseguire opere e modifiche, rinnovare e sostituire parti strutturali dell'edificio, allorché detti interventi implichino sostanziali alterazioni del comportamento globale dell'edificio stesso.

Le sopraelevazioni nonché gli interventi che comportano un aumento del numero di piani sono ammissibili solamente ove siano compatibili con le larghezze delle strade su cui prospettano; è altresì ammissibile una variazione dell'altezza, senza il rispetto delle norme di cui al punto 4.2, qualora sia necessaria per l'abitabilità degli ambienti, a norma dei regolamenti edilizi, sempre che resti immutato il numero dei piani.

Qualora si intenda effettuare interventi di tipo strutturale su singoli elementi di fabbrica oppure interventi di miglioramento, intendendo con essi l'esecuzione di un complesso di opere sufficienti a far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche, è consentito procedere senza dar luogo alle analisi e verifiche di cui al presente capitolo, a condizione che si dimostri che l'insieme delle opere previste è comunque tale da far conseguire all'edificio un maggior grado di sicurezza nei confronti delle azioni sismiche.

È consentito alle Regioni, tenuto conto della specificità delle tipologie costruttive del proprio territorio, consentire un miglioramento controllato della vulnerabilità, riducendo i livelli di protezione sismica e quindi l'entità delle azioni sismiche da considerare per i tre stati limite sopra definiti.

Per gli edifici di speciale importanza artistica, di cui all'art. 16 della legge 2 febbraio 1974, n. 64, è consentito derogare da quanto prescritto nelle presenti norme, in quanto incompatibile con le esigenze di tutela e di conservazione del bene culturale. In tal caso peraltro, è richiesto di calcolare i livelli di accelerazione del suolo corrispondenti al raggiungimento di ciascuno stato limite previsto per la tipologia strutturale dell'edificio, nella situazione precedente e nella situazione successiva all'eventuale intervento.

## 11.2 Valutazione della sicurezza

Per valutazione della sicurezza si intende un procedimento quantitativo volto a stabilire se un edificio esistente è in grado o meno di resistere alla combinazione sismica di progetto contenuta nelle presenti norme.

Le norme forniscono gli strumenti per la valutazione di singoli edifici ed i risultati non sono estendibili a edifici diversi pur appartenenti alla stessa tipologia.

Gli stessi metodi previsti dalle norme di progetto per le nuove costruzioni valgono per la valutazione degli edifici esistenti, salvo quanto diversamente indicato nel seguito.

Nell'effettuare la valutazione si terrà conto dell'esperienza derivante dall'esame del comportamento di edifici simili che abbiano subito in passato l'effetto di eventi sismici se disponibile.

### 11.2.1 Requisiti di sicurezza

La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti con struttura in cemento armato richiede la considerazione di uno stato limite aggiuntivo rispetto a quelli definiti al punto 2.1 e 2.2, in quanto essi di regola non soddisfano né i principi di gerarchia delle resistenze né posseggono adeguata duttilità.

I requisiti di sicurezza definiti nel presente capitolo fanno pertanto riferimento allo stato di danneggiamento della struttura definito in questa norma mediante i seguenti tre Stati Limite (SL):

*SL di Collasso (CO)*: la struttura è fortemente danneggiata, con ridotte caratteristiche di resistenza e rigidezza residue, appena in grado di sostenere i carichi verticali. La maggior parte degli elementi non strutturali sono distrutti. L'edificio presenta un fuori piombo significativo e non sarebbe in grado di subire senza collasso ulteriori, anche modeste, accelerazioni al suolo;

*SL di Danno Severo (DS)*: la struttura presenta danni importanti, con significative riduzioni di resistenza e rigidezza. Gli elementi non strutturali sono danneggiati ma senza espulsione di tramezzi e tamponature. Data la presenza di deformazioni residue la riparazione dell'edificio risulta in genere economicamente non conveniente;

*SL di Danno Limitato (DL)*: i danni alla struttura sono di modesta entità senza significative escursioni in campo plastico. Resistenza e rigidezza degli elementi portanti non sono compromesse e non sono necessarie riparazioni. Gli elementi non strutturali presentano fessurazioni diffuse suscettibili di riparazioni di modesto impegno economico.

Gli SL di DS e di DL corrispondono agli stati limite SLU e SLD definiti per gli edifici di nuova costruzione. Lo SL di CO corrisponde ad un azione di progetto più elevata, caratterizzata da una più bassa probabilità di superamento.

### 11.2.2 Criteri di verifica

Ai fini delle verifiche di sicurezza gli elementi strutturali vengono distinti in "duttili" e "fragili".

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

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

Nel seguito con il termine "capacità" si indicherà indifferentemente il limite di deformabilità o la resistenza del generico elemento o meccanismo, a seconda che questo sia duttile o fragile.

#### *SL di CO*

Gli effetti relativi sono da determinare utilizzando l'azione sismica prevista per tale SL. Nel caso di elementi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato in 11.2.6.

Le capacità sono definite in termini di deformazioni ultime per gli elementi duttili e di resistenze ultime per gli elementi fragili.

*SL di DS*

Gli effetti relativi sono da determinare utilizzando l'azione sismica prevista per tale SL. Nel caso di elementi duttili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale, mentre nel caso di elementi fragili gli effetti derivanti dall'analisi strutturale possono venire modificati come indicato in 11.2.6.

Le capacità sono definite in termini di “deformazioni di danno” per gli elementi duttili e di resistenze fragili inferiori per gli elementi fragili.

*SL di DL*

Gli effetti relativi sono da determinare utilizzando l'azione sismica prevista per tale SL. Sia per gli elementi duttili che per quelli fragili gli effetti da considerare sono quelli derivanti dall'analisi strutturale.

Le capacità sono riferite alla resistenza a snervamento per gli elementi duttili e ad un limite elastico fragile inferiore per gli elementi fragili.

La capacità degli elementi non strutturali (tamponature) è quella corrispondente ad una loro fessurazione diffusa per effetto degli spostamenti interpiano.

*11.2.3 Dati necessari per la valutazione**11.2.3.1 Generalità*

Le fonti da considerare per la acquisizione dei dati necessari sono:

- Documenti di progetto;
- Eventuale documentazione acquisita in tempi successivi alla costruzione;
- Rilievo strutturale;
- Prove in-situ e in laboratorio.

*11.2.3.2 Dati richiesti*

In generale saranno acquisiti dati sugli aspetti seguenti:

- Identificazione dell'organismo strutturale e verifica del rispetto dei criteri di regolarità indicati al punto 4.3. Quanto sopra sarà ottenuto sulla base dei disegni originali di progetto opportunamente verificati con indagini in-situ, oppure con un rilievo ex-novo;
- Identificazione delle strutture di fondazione;
- Identificazione delle categorie di suolo secondo quanto indicato al punto 3.1;
- Informazione sulle dimensioni geometriche degli elementi strutturali, dei quantitativi delle armature, delle proprietà meccaniche dei materiali, dei collegamenti;
- Informazioni su possibili difetti locali dei materiali;
- Informazioni su possibili difetti nei particolari costruttivi (dettagli delle armature, eccentricità travi-pilastro, eccentricità pilastro-pilastro, collegamenti trave-colonna e colonna-fondazione, collegamenti tra le pareti in muratura, collegamenti tra orizzontamenti e pareti murarie, etc.);
- Informazioni sulle norme impiegate nel progetto originale incluso il valore adottato per il fattore di riduzione  $q$ , se applicabile;
- Descrizione della destinazione d'uso attuale e futura dell'edificio con identificazione della categoria di importanza, secondo il punto 2.5;
- Rivalutazione dei carichi variabili, in funzione della destinazione d'uso;
- Informazione sulla natura e l'entità di eventuali danni subiti in precedenza e sulle riparazioni effettuate.

La quantità e qualità dei dati acquisiti determina il metodo di analisi e i valori dei coefficienti parziali di sicurezza da adoperare come indicato per ciascun materiale di costruzione.

*11.2.3.3 Livelli di conoscenza*

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori dei coefficienti parziali di sicurezza vengono definiti i tre livelli di conoscenza seguenti:

- LC1: Conoscenza Limitata;
- LC2: Conoscenza Adeguata;

- LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: *geometria*, le caratteristiche geometriche degli elementi strutturali, *dettagli strutturali*, quantità e disposizione delle armature (c.a.), collegamenti (acciaio), collegamenti tra elementi strutturali diversi, consistenza degli elementi non strutturali collaboranti, *materiali*, proprietà meccaniche dei materiali.

Il livello di conoscenza acquisito determina il metodo di analisi, i valori caratteristici da adottare per le proprietà dei materiali e i valori dei coefficienti parziali di sicurezza. Le procedure per ottenere i dati richiesti sulla base dei disegni di progetto e/o di prove in-situ sono descritte nel seguito per gli edifici in c.a. e acciaio e nel punto 11.5 per gli edifici in muratura.

La relazione tra livelli di conoscenza, metodi di analisi e coefficienti parziali di sicurezza è illustrata nella tabella seguente. La definizione dei termini “visivo”, “completo”, “limitato”, “estensivo”, “esaustivo”, “aumentato” e “diminuito” contenuti nella tabella è fornita nel seguito.

Tabella 11.1 – Livelli di conoscenza in funzione dell’informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e coefficienti parziali di sicurezza dei materiali

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	$g_m$
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell’epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell’epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	Aumentati
LC2		Disegni costruttivi incompleti + <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>estese</i> verifiche in-situ	Dalle specifiche originali di progetto + <i>limitate</i> prove in-situ oppure <i>estese</i> prove in-situ	Tutti	Invariati
LC3		Disegni costruttivi completi + <i>limitate</i> verifiche in situ oppure <i>esaustive</i> verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali + <i>limitate</i> prove in situ oppure <i>esaustive</i> prove in-situ	Tutti	Diminuiti

#### LC1: Conoscenza limitata

*Geometria*: la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest’ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l’effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un’analisi lineare.

*Dettagli costruttivi*: i dettagli non sono disponibili da disegni costruttivi e devono venire ricavati sulla base di un progetto simulato eseguito secondo la pratica dell’epoca della costruzione. E’ richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire verifiche locali di resistenza.

*Proprietà dei materiali*: non sono disponibili informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali, né da disegni da costruttivi né da certificati di prova. Si adotteranno valori usuali della pratica costruttiva dell’epoca convalidati da limitate prove in-situ sugli elementi più importanti.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza limitata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare statici o dinamici. I fattori parziali di sicurezza dei materiali saranno aumentati secondo le indicazioni contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie costruttive.

#### LC2: Conoscenza adeguata



*Geometria:* la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

*Dettagli costruttivi:* i dettagli sono noti da un'estesa verifica in-situ oppure parzialmente noti dai disegni costruttivi originali incompleti. In quest'ultimo caso è richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

*Proprietà dei materiali:* informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base a i disegni costruttivi o da estese verifiche in-situ. Nel primo caso dovranno anche essere eseguite limitate prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici. I fattori parziali di sicurezza dei materiali sono quelli previsti dalla normativa per gli edifici di nuova costruzione.

### *LC3: Conoscenza accurata*

*Geometria:* la geometria della struttura è nota o in base a un rilievo o dai disegni originali. In quest'ultimo caso un rilievo visivo a campione dovrà essere effettuato per verificare l'effettiva corrispondenza del costruito ai disegni. I dati raccolti sulle dimensioni degli elementi strutturali, insieme a quelli riguardanti i dettagli strutturali, saranno tali da consentire la messa a punto di un modello strutturale idoneo ad un'analisi lineare o non lineare.

*Dettagli costruttivi:* i dettagli sono noti o da un'esauritiva verifica in-situ oppure noti dai disegni costruttivi originali. In quest'ultimo caso è comunque richiesta una limitata verifica in-situ delle armature e dei collegamenti presenti negli elementi più importanti. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

*Proprietà dei materiali:* informazioni sulle caratteristiche meccaniche dei materiali sono disponibili o in base a i disegni costruttivi o da esauritive verifiche in-situ. Nel primo caso dovranno anche essere eseguite limitate prove in-situ. I dati raccolti saranno tali da consentire, nel caso si esegua un'analisi lineare, verifiche locali di resistenza, oppure la messa a punto di un modello strutturale non lineare.

La valutazione della sicurezza nel caso di conoscenza adeguata verrà eseguita mediante metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici. I fattori parziali di sicurezza dei materiali saranno ridotti rispetto a quelli previsti dalla normativa per gli edifici di nuova costruzione secondo le indicazioni contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie costruttive.

### *Geometria (carpenterie)*

*Disegni originali di carpenteria:* descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali.

*Disegni costruttivi o esecutivi:* descrivono la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettono di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali. In aggiunta essi contengono la descrizione della quantità, disposizione e dettagli costruttivi di tutte le armature, nonché le caratteristiche nominali dei materiali usati.

*Rilievo visivo:* serve a controllare la corrispondenza tra l'effettiva geometria della struttura e i disegni originali di carpenteria disponibili. Comprende il rilievo a campione della geometria di alcuni elementi. Nel caso di modifiche non documentate intervenute durante o dopo la costruzione, sarà eseguito un rilievo completo descritto al punto seguente.

*Rilievo completo:* serve a produrre disegni completi di carpenteria nel caso in cui quelli originali siano mancanti o si sia riscontrata una non corrispondenza tra questi ultimi e l'effettiva geometria della struttura. I disegni prodotti dovranno descrivere la geometria della struttura, gli elementi strutturali e le loro dimensioni, e permettere di individuare l'organismo strutturale resistente alle azioni orizzontali e verticali con lo stesso grado di dettaglio proprio di disegni originali.

### Dettagli costruttivi

**Progetto simulato:** serve, in mancanza dei disegni costruttivi originali, a definire la quantità e la disposizione dell'armatura in tutti gli elementi con funzione strutturale o le caratteristiche dei collegamenti. Deve essere eseguito sulla base delle norme tecniche in vigore e della pratica costruttiva caratteristica all'epoca della costruzione.

**Verifiche in-situ limitate:** servono per verificare la corrispondenza tra le armature o le caratteristiche dei collegamenti effettivamente presenti e quelle riportate nei disegni costruttivi, oppure ottenute mediante il progetto simulato. Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 15% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...). Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità.

**Verifiche in-situ estese:** servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali come alternativa al *progetto simulato* seguito da *verifiche limitate*, oppure quando i disegni costruttivi originali sono incompleti. Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 35% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...). Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità.

**Verifiche in-situ esaustive:** servono quando non sono disponibili i disegni costruttivi originali e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3). Richiedono che i controlli vengano effettuati su almeno il 50% degli elementi strutturali primari per ciascun tipologia di elemento (travi, pilastri, pareti...). Sono ammessi metodi di indagine non distruttiva di documentata affidabilità.

### Proprietà dei materiali

**Calcestruzzo:** la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove di compressione fino a rottura.

**Acciaio:** la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima.

**Unioni di elementi in acciaio:** la misura delle caratteristiche meccaniche si ottiene mediante estrazione di campioni ed esecuzione di prove a trazione fino a rottura con determinazione della resistenza a snervamento e della resistenza e deformazione ultima.

**Metodi di prova non distruttivi:** non possono essere impiegati in sostituzione di quelli sopra descritti.

**Verifiche in-situ limitate:** servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione, o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi, o da certificati originali di prova. Le prove richieste sono indicate nella seguente tabella 11.3.

**Verifiche in-situ estese:** servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova. Le prove richieste sono indicate nella seguente tabella 11.3.

**Verifiche in-situ esaustive:** servono per ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, che dei certificati originali di prova, e si desidera un livello di conoscenza accurata (LC3). Le prove richieste sono indicate nella seguente tabella 11.3.

Tabella 11.3a – Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in c.a.

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

Tabella 11.3b – Definizione dei livelli di rilievo e prove per edifici in acciaio

	Rilievo (dei collegamenti)	Prove (sui materiali)
	Per ogni tipo di elemento "primario" (trave, pilastro...)	

Verifiche limitate	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 15% degli elementi	1 provino di acciaio per piano dell'edificio, 1 campione di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche estese	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 35% degli elementi	2 provini di acciaio per piano dell'edificio, 2 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio
Verifiche esaustive	Le caratteristiche dei collegamenti sono verificate per almeno il 50% degli elementi	3 provini di acciaio per piano dell'edificio, 3 campioni di bullone o chiodo per piano dell'edificio

#### 11.2.4 Coefficienti parziali di sicurezza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito si applicano i coefficienti parziali di sicurezza indicati nella tabella seguente.

Tabella 11.4 – Valori dei coefficienti parziali di sicurezza

Livello di conoscenza	Conglomerato	Acciaio da c.a. o da carpenteria metallica
LC1	$1.25g_c$	$1.15g_s$
LC2	$g_c$	$g_s$
LC3	$0.80g_c$	$0.85g_s$

#### 11.2.5 Valutazione della sicurezza

##### 11.2.5.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza

Valgono le indicazioni prescrittive di cui ai punti 2.5 e 4.7.

##### 11.2.5.2 Azione sismica

Per gli SL di DS e DL l'azione sismica da adottare per la valutazione è quella definita nel capitolo 3. Le accelerazioni di ancoraggio dello spettro elastico per lo SL di CO si ottengono moltiplicando per 1,5 i valori indicati per lo SL di DS.

##### 11.2.5.3 Modellazione della struttura

Si applicano i criteri e le indicazioni fornite ai punti 4.3 (regolarità strutturale) e 4.4 (modellazione).

##### 11.2.5.4 Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili come indicato al punto 3.3, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al punto 4.5, con le limitazioni indicate nella Tabella 1 e con le seguenti precisazioni.

##### Analisi statica lineare

Le condizioni di applicabilità di questo metodo sono indicate al punto 4.5.2. Queste ultime vanno integrate con le seguenti indicazioni aggiuntive:

- Indicando con  $\mathbf{r}_i = D_i / C_i$  il rapporto tra il momento flettente  $D_i$  fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica, e il corrispondente momento resistente  $C_i$  dell' $i$ -esimo elemento primario della struttura, e con  $\mathbf{r}_{\max}$  e  $\mathbf{r}_{\min}$  rispettivamente i valori massimo e minimo di  $\mathbf{r}$  considerando tutti gli elementi primari della struttura, il rapporto  $\mathbf{r}_{\max} / \mathbf{r}_{\min}$  non supera il valore 2;

- Il valore di  $\mathbf{r}_{\max}$  non supera i valori indicati per ogni tipo di elemento nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali;
- La capacità  $C_i$  degli elementi/meccanismi fragili è maggiore della corrispondente domanda  $D_i$ , quest'ultima calcolata sulla base della resistenza degli elementi duttili adiacenti, se il loro  $\mathbf{r}_i$  è maggiore di 1, oppure sulla base dei risultati dell'analisi se il loro  $\mathbf{r}_i$  è minore di 1.

Tale metodo di analisi è da applicare con le modalità indicate al punto 4.5.2 salvo il fatto che lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al punto 3.2.3.

#### *Analisi dinamica modale*

Tale metodo di analisi è applicabile alle medesime condizioni di cui al punto precedente, con le modalità indicate al punto 4.5.3 salvo il fatto che lo spettro di risposta da impiegare è quello elastico di cui al punto 3.2.3.

#### *Analisi statica non lineare*

Tale metodo di analisi è da applicare con le modalità indicate al punto 4.5.4.

#### *Analisi dinamica non lineare*

Tale metodo di analisi è da applicare con le modalità indicate al punto 4.5.5.

### 11.2.5.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Valgono i criteri di cui al punto 4.6

### 11.2.6 Verifiche di sicurezza

#### 11.2.6.1 Analisi lineare (statica o dinamica)

Le verifiche sono di tipo distinto per elementi/meccanismi di tipo duttile oppure fragile. La classificazione degli elementi/meccanismi in duttili e fragili è contenuta nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Gli elementi/meccanismi di tipo duttile sono da considerare implicitamente verificati, a ragione del fatto che il massimo rapporto tra effetto dell'azione e corrispondente capacità non supera i valori indicati per ogni tipo di elemento nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Le sollecitazioni di verifica per gli elementi/meccanismi di tipo fragile possono essere ottenute in due modi:

- se tali elementi sono collegati a elementi duttili che soddisfano la condizione  $\mathbf{r}_i < 1$ , le sollecitazioni di verifica sono quelle derivanti dall'analisi;
- se tali elementi sono collegati a elementi duttili per i quali  $\mathbf{r}_i \geq 1$ , le sollecitazioni di verifica si ottengono dall'equilibrio con le resistenze degli elementi duttili, moltiplicate per un fattore  $\mathbf{g}_{Rd}$  i cui valori sono dati nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Le resistenze di verifica sono le stesse valide per le situazioni non sismiche, salvo i valori dei coefficienti  $\mathbf{g}_m$  modificati come indicato nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

#### 11.2.6.2 Analisi non lineare (statica o dinamica)

Le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sugli elementi/meccanismi sia duttili che fragili, da utilizzare ai fini delle verifiche, sono quelle derivanti dall'analisi strutturale.

Gli elementi/meccanismi duttili devono avere una capacità deformativa non inferiore a quella ottenuta dall'analisi. Espressioni per la valutazione di tale capacità sono contenute nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

Per gli elementi/meccanismi fragili le resistenze di verifica sono le stesse valide per le situazioni non sismiche, salvo i valori dei coefficienti  $g_m$  modificati come indicato nei capitoli relativi alle diverse tipologie strutturali.

#### 11.2.7 Edifici in zona 4

Gli edifici esistenti in zona 4 possono essere verificati applicando le regole valide per la progettazione “non sismica”, considerando in due direzioni ortogonali il sistema di forze orizzontali definito dalle espressioni (4.2) e (4.3), secondo la combinazione di azioni di cui all’espressione (3.9). L’ordinata spettrale  $S_d(T_1)$  dovrà essere assunta pari ai seguenti valori:

- per edifici con struttura in cemento armato, in acciaio e composta acciaio – calcestruzzo  
 $S_d(T_1) = 0,05$
- per edifici in muratura non armata  
 $S_d(T_1) = 0,10$
- per edifici in muratura armata  
 $S_d(T_1) = 0,6.$

Le relative verifiche di sicurezza vanno effettuate in modo indipendente nelle due direzioni, allo stato limite ultimo, applicando i coefficienti parziali di sicurezza di cui al punto 11.2.4, per edifici con struttura in cemento armato o acciaio ed al punto 11.5.3 per edifici con struttura in muratura.

### 11.3 Edifici in cemento armato

#### 11.3.1 Criteri per la scelta dell’intervento

##### 11.3.1.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell’entità e dell’urgenza dell’intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

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

##### 11.3.1.2 Tipo di intervento

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

- rinforzo o ricostruzione di tutti o parte degli elementi;
- modifica dell’organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, pareti in c.a., pareti di controvento in acciaio, cordoli di incatenamento in c.a. per strutture murarie...
- modifica dell’organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani “deboli”...
- introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all’azione sismica di progetto;
- eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio con incamiciatura in c.a. di pareti in laterizio;
- introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base;
- riduzione delle masse;
- limitazione o cambiamento della destinazione d’uso dell’edificio;
- demolizione parziale o totale.

##### 11.3.1.3 Elementi non strutturali ed impianti

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nell’edificio.

Per il progetto di interventi atti ad assicurare l’integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10.

### 11.3.2 Progetto dell'intervento

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, per gli elementi di nuova costruzione in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;
- nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.

### 11.3.3 Modelli di capacità per la valutazione

#### 11.3.3.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

La capacità deformativa di travi e pilastri è definita con riferimento alla rotazione  $\mathbf{q}$  della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo ("rotazione rispetto alla corda") a distanza pari alla luce di taglio  $L_v = M/V$ . Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

##### SL di CO

La rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\mathbf{q}_u$  può essere valutata mediante formule di comprovata validità, come ad esempio riportato in allegato 11.A.

##### SL di DS

La rotazione relativa a tale SL,  $\mathbf{q}_{SD}$ , può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo  $\theta_u$ .

##### SL di DL

La rotazione rispetto alla corda allo snervamento,  $\theta_y$ , può essere valutata mediante:

$$\mathbf{q}_y = \mathbf{f}_y \frac{L_v}{3} + 0.0025 + \mathbf{a}_{sl} \frac{0.25 \mathbf{e}_{sy} d_b f_y}{(d - d') \sqrt{f_c}} \quad (11.1)$$

nella quale i primi due termini tengono conto del contributo flessionale e di taglio, rispettivamente, e il terzo dello scorrimento delle barre all'ancoraggio. Nell'espressione precedente,  $d$  e  $d'$  sono le distanze dal lembo compresso delle armature tese e compresse, rispettivamente.

#### 11.3.3.2 Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio  $V_R$  si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche.

#### 11.3.3.3 Nodi trave-pilastro

La verifica di resistenza deve essere eseguita solo per i nodi non interamente confinati come definiti al punto 5.4.3.1. Deve essere verificata sia la resistenza a trazione che quella a compressione, entrambe diagonali. Le relative espressioni sono: per la resistenza a trazione:

$$\mathbf{s}_{nt} = \frac{N}{2A_g} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.3 \sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad (11.2)$$

per la resistenza a compressione:

$$s_{nc} = \frac{N}{2A_g} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_g}\right)^2 + \left(\frac{V_n}{A_g}\right)^2} \leq 0.5 f_c \quad (11.3)$$

Dove N indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore,  $V_n$  indica il taglio totale agente sul nodo, considerando sia il taglio derivante dall'azione presente nel pilastro superiore, sia quello dovuto alla sollecitazione di trazione presente nell'armatura longitudinale superiore della trave,  $A_g$  indica la sezione orizzontale del nodo.

#### 11.3.4 Modelli di capacità per il rinforzo

##### 11.3.4.1 Incamiciatura in c.a.

Camicie in c.a. possono essere applicate a pilastri o pareti per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della capacità portante verticale;
- aumento della resistenza a flessione e/o taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Lo spessore delle camicie deve essere tale da consentire il posizionamento di armature longitudinali e trasversali con un copriferro adeguato.

Nel caso che la camicia non avvolga completamente l'elemento, è necessario mettere a nudo le armature nelle facce non incamiciate, e collegare a queste ultime le armature delle facce incamiciate.

Se le camicie servono ad aumentare la resistenza flessionale, le barre longitudinali devono attraversare il solaio in apposite forature continue e essere ancorate con adeguata staffatura alle estremità del pilastro inferiore e superiore.

Se le camicie servono solo per aumentare la resistenza a taglio e la deformabilità, o anche a migliorare l'efficienza delle giunzioni, esse devono fermarsi a circa 10mm dal solaio.

Ai fini della valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati sono accettabili le seguenti ipotesi semplificative:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;
- si trascura il fatto che il carico assiale è applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento, e si considera che esso agisca sull'intera sezione incamiciata;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento alla sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative su indicate ridotte secondo le espressioni seguenti:

$$\text{resistenza a taglio: } \tilde{V}_R = 0.9V_R \quad (11.4)$$

$$\text{resistenza a flessione: } \tilde{M}_y = 0.9M_y \quad (11.5)$$

$$\text{deformabilità allo snervamento: } \tilde{q}_y = 0.9q_y \quad (11.6)$$

$$\text{deformabilità ultima: } \tilde{q}_u = q_u \quad (11.7)$$

##### 11.3.4.2 Incamiciatura in acciaio

Camicie in acciaio possono essere applicate a pilastri o pareti per conseguire tutti o alcuni dei seguenti obiettivi:

- aumento della resistenza a taglio;
- aumento della capacità deformativa;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Le camicie in acciaio applicate a pilastri rettangolari sono generalmente costituite da quattro profili angolari sui quali vengono saldate piastre continue in acciaio o bande di dimensioni e interasse adeguati, oppure avvolti in nastri in acciaio opportunamente dimensionati. I profili angolari possono essere fissati con resine epossidiche o semplicemente resi aderenti al

calcestruzzo esistente. Le bande possono essere preriscaldate prima della saldatura e i nastri presollecitati, in modo da fornire successivamente una pressione di confinamento.

#### *Aumento della resistenza a taglio*

Il contributo della camicia alla resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente.

Se la tensione nella camicia è limitata al 50% del valore di snervamento l'espressione della resistenza a taglio aggiuntiva offerta dalla camicia vale:

$$V_j = 0.5 \frac{2t_j b}{s} f_{yw} \frac{1}{\cos \alpha} \quad (11.8)$$

nella quale  $t_j, b, s$  sono rispettivamente spessore, larghezza e interasse delle bande ( $b/s = 1$  nel caso di camicie continue).

#### *Azione di confinamento*

L'effetto di confinamento di una camicia in acciaio si valuta come per le staffe, con riferimento al percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali.

Per le proprietà del conglomerato confinato possono essere impiegate le espressioni contenute al punto 3.1.9 dell'Eurocodice 2. Alternativamente si possono usare le espressioni seguenti:

- per la resistenza del conglomerato confinato:

$$f_{cc} = f_{cd} \left[ 1 + 3.7 \left( \frac{0.5 \mathbf{a} r_s f_{yw}}{f_{cd}} \right)^{0.87} \right] \quad (11.9)$$

nella quale  $\mathbf{r}_s, f_{yw}$  sono rispettivamente la percentuale geometrica e resistenza a snervamento dell'acciaio della camicia, ed  $\mathbf{a}$  è il "fattore di efficienza" dato dal rapporto tra l'area di conglomerato confinato e l'area complessiva della sezione.

- per la deformazione ultima del conglomerato confinato:

$$\mathbf{e}_{cc} = 0.004 + 0.6 \mathbf{e}_{su} \mathbf{r}_s \frac{f_{yw}}{f_{cc}} \quad (11.10)$$

#### *Miglioramento della giunzioni per aderenza*

Le camicie in acciaio possono fornire un'efficace azione di serraggio nelle zone di giunzione per aderenza. Per ottenere questo risultato occorre che:

- la camicia si prolunghi per una lunghezza pari almeno al 50% della lunghezza della zona di sovrapposizione;
- nella zona di sovrapposizione la camicia è mantenuta aderente in pressione contro le facce dell'elemento mediante almeno due file di bulloni ad alta resistenza;
- nel caso in cui la sovrapposizione sia alla base del pilastro, le file di bulloni devono venire disposte una alla sommità della zona di sovrapposizione, l'altra ad un terzo dell'altezza di tale zona misurata a partire dalla base.

#### 11.3.4.3 Placcatura e fasciatura in materiali fibrorinforzati (FRP)

L'uso del FRP nel rinforzo sismico di elementi in c.a. è finalizzato agli obiettivi seguenti:

- aumento della resistenza a taglio di pilastri e pareti mediante applicazione di fasce di FRP con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;
- aumento della duttilità nelle parti terminali di travi e pilastri mediante fasciatura con FRP con fibre continue disposte lungo il perimetro;
- miglioramento dell'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione, sempre mediante fasciatura con FRP con fibre continue disposte lungo il perimetro;



Ai fini delle verifiche di sicurezza degli elementi rafforzati con FRP si possono adottare le procedure e le formule riportate nell'allegato 11.B.

## 11.4 Edifici in acciaio

### 11.4.1 Criteri per la scelta dell'intervento

#### 11.4.1.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

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

#### 11.4.1.2 Tipo di intervento

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

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

#### 11.4.1.3 Elementi non strutturali ed impianti

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nell'edificio.

Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10.

### 11.4.2 Progetto dell'intervento

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, per gli elementi di nuova costruzione in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;

- nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 10.

### 11.4.3 Modelli di capacità per la valutazione

#### 11.4.3.1 Travi e pilastri: flessione con e senza sforzo normale

La capacità deformativa di travi e pilastri è definita con riferimento alla rotazione  $\mathbf{q}$  della sezione d'estremità rispetto alla congiungente quest'ultima con la sezione di momento nullo ("rotazione rispetto alla corda") a distanza pari alla luce di taglio  $L_V = M/V$ . Tale rotazione è anche pari allo spostamento relativo delle due sezioni diviso per la luce di taglio.

#### SL di DS

La rotazione rispetto alla corda relativa a tale SL,  $\mathbf{q}_{SD}$ , può essere assunta pari a 3/4 del valore ultimo  $\theta_u$ ; quest'ultima può essere calcolata metodi di comprovata validità, come ad esempio quelli riportati in allegato 11.B.

#### SL di DL

Per il controllo di tale Stato Limite, la rotazione rispetto alla corda allo snervamento,  $\theta_y$ , può essere valutata mediante:

$$\mathbf{q}_y = \frac{M_{e.Rd} L_V}{2EI} \quad (11.1)$$

dove i simboli sono definiti nell'Allegato 11.C.

#### 11.4.3.2 Travi e pilastri: taglio

La resistenza a taglio  $V_R$  si valuta come per il caso di nuove costruzioni per situazioni non sismiche.

#### 11.4.3.3 Collegamenti

Si applica quanto prescritto per gli edifici di nuova costruzione.

## 11.5 Edifici in muratura

### 11.5.1 Requisiti di sicurezza e criteri di verifica

Si applica quanto prescritto al capitolo 2 per gli edifici di nuova costruzione.

### 11.5.2 Dati necessari e identificazione del livello di conoscenza

#### 11.5.2.1 Geometria

La conoscenza della geometria strutturale di edifici esistenti in muratura deriva di regola da operazioni di rilievo. Si distinguono:

**Rilievo sommario:** comprende il rilievo dei principali elementi strutturali resistenti a taglio, piano per piano, ed una stima a campione dell'andamento e della rigidezza dei solai.

**Rilievo completo:** comprende il rilievo completo, piano per piano, di tutti gli elementi in muratura, il rilievo dell'andamento di tutti i solai, una valutazione accurata della loro rigidezza ed una valutazione dei carichi di gravità gravanti su ogni elemento di parete. L'effettiva rigidezza dei solai dovrà essere verificata sperimentalmente per campione.

#### 11.5.2.2 Dettagli costruttivi

I dettagli costruttivi da esaminare sono relativi ai seguenti elementi:

- a) qualità del collegamento tra pareti ortogonali
- b) qualità del collegamento tra solai e pareti ed eventuale presenza di cordoli di piano
- c) esistenza di architravi dotate di resistenza flessionale al di sopra delle aperture
- d) presenza di elementi strutturali spingenti e di eventuali elementi atti ad eliminare la spinta
- e) presenza di elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità.

Si distinguono:

*Verifiche in-situ limitate:* sono basate unicamente su rilievi di tipo visivo e possono essere effettuate per campione.

*Verifiche in-situ estese ed adeguate:* sono basate su rilievi di tipo visivo, effettuati ricorrendo, di regola, a scrostature di intonaco, messa a nudo delle caratteristiche di immersione tra muri ortogonali e dei solai nelle pareti. L'esame degli elementi di cui ai punti a) e b) potrà essere effettuato per campione. L'efficacia degli eventuali elementi atti ad eliminare la spinta dovrà essere verificato sperimentalmente. L'esame degli elementi di cui ai punti c), d) ed e) dovrà estendersi in modo sistematico all'intero edificio.

### 11.5.2.3 Proprietà dei materiali

La misura delle caratteristiche meccaniche della muratura si ottiene mediante esecuzione di prove, in situ o in laboratorio su elementi prelevati dalle strutture dell'edificio. Le prove possono in generale comprendere l'utilizzo di martinetti piatti in combinazione con prove di resistenza a taglio dei letti di malta, prove di compressione diagonali su pannelli e prove combinate di compressione verticale e taglio. Metodi di prova non distruttivi possono essere impiegati in combinazione, ma non in sostituzione di quelli sopra descritti.

*Verifiche in-situ limitate:* servono a completare le informazioni sulle proprietà dei materiali ottenute dalla letteratura, o dalle normative in vigore all'epoca della costruzione. Sono basate su esami visivi della tessitura della muratura e degli elementi (blocchi e malta) di cui è costituita. Deve essere effettuato almeno un esame per ogni tipo di muratura presente e per ogni piano dell'edificio. Non sono richieste prove sperimentali.

*Verifiche in-situ estese:* servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. È richiesta almeno una prova su ciascun tipo di muratura presente, in aggiunta alle verifiche visive di cui al punto precedente.

*Verifiche in-situ esaustive:* servono per ottenere informazioni quantitative sulla resistenza del materiale. Sono richieste almeno tre prove su ciascun tipo di muratura presente, in aggiunta alle verifiche visive.

### 11.5.3 Coefficienti parziali di sicurezza

Con riferimento al livello di conoscenza acquisito si applicano i coefficienti parziali di sicurezza indicati nella tabella seguente. Il livello di conoscenza LC3 si intende raggiunto quando siano stati effettuati rilievo completo, e verifiche in situ adeguate ed esaustive. Il livello di conoscenza LC2 si intende raggiunto quando siano stati effettuati rilievo completo, e verifiche in situ estese.

Tabella 11.6 – Valori dei coefficienti parziali di sicurezza

Livello di conoscenza	Coefficiente
LC1	$1.5g_m$
LC2	$g_m$
LC3	$0.70g_m$

### 11.5.4 Valutazione della sicurezza

#### 11.5.4.1 Livelli di protezione antisismica e fattori di importanza

Valgono le indicazioni prescrittive di cui ai punti 2.5 e 4.7.

#### 11.5.4.2 Azione sismica

Si applicano le prescrizioni di cui al capitolo 3.

#### 11.5.4.3 Modellazione della struttura

Si applicano i criteri e le indicazioni fornite ai punti 4.3 (regolarità strutturale) e 4.4 (modellazione).

#### 11.5.4.4 Metodi di analisi

Gli effetti dell'azione sismica, da combinare con gli effetti degli altri carichi permanenti e variabili come indicato al punto 3.3, possono essere valutati con uno dei metodi di cui al punto 4.5, con le precisazioni e restrizioni indicate al punto 8.1.5.

#### 11.5.4.5 Combinazione delle componenti dell'azione sismica

Valgono i criteri di cui al punto 4.6

### 11.5.5 Verifiche di sicurezza

Si applica quanto prescritto ai punti 8.1.6 e 8.2.2 per gli edifici in muratura ordinaria.

### 11.5.6 Criteri per la scelta dell'intervento

#### 11.5.6.1 Indicazioni generali

La scelta del tipo, della tecnica, dell'entità e dell'urgenza dell'intervento dipende dai risultati della precedente fase di valutazione, tenendo inoltre conto degli aspetti seguenti:

- Nel caso in cui siano state evidenziate inadeguatezze in uno o più dei dettagli di cui al punto 11.5.2.2 è necessario intervenire specificamente. In particolare, architravi non resistenti a flessione, spinte orizzontali, collegamenti inadeguati tra solai e pareti, elementi a forte vulnerabilità, vanno in ogni caso eliminati. Collegamenti inadeguati tra pareti ortogonali possono essere mantenuti, a condizione che vengano tenuti opportunamente in conto nel calcolo.
- Nel caso di edifici fortemente irregolari (in termini di resistenza e/o rigidezza) l'intervento deve mirare a correggere tale sfavorevole situazione.
- Una maggiore regolarità può essere ottenuta tramite il rinforzo di un ridotto numero di elementi o con l'inserimento di elementi aggiuntivi.
- La trasformazione di solai flessibili in solai rigidi comporta una diversa distribuzione delle azioni agenti sulle pareti, che può rilevarsi favorevole o sfavorevole in funzione della geometria della struttura.
- Sono sempre opportuni interventi volti a migliorare la capacità deformativi di singoli elementi.
- È necessario verificare che l'introduzione di rinforzi locali non riduca la duttilità globale della struttura.

#### 11.5.6.2 Tipo di intervento

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

- Rinforzo, sostituzione o ricostruzione di parte degli elementi.
- Modifica dell'organismo strutturale: aggiunta di nuovi elementi resistenti come, ad esempio, nuovi setti murari, pareti in c.a., pareti di controvento in acciaio, cordoli di incatenamento in c.a. per strutture murarie, incatenamenti di volte o di strutture spingenti, ...
- Modifica dell'organismo strutturale: saldatura di giunti tra corpi fabbrica, ampliamento dei giunti, eliminazione di elementi particolarmente vulnerabili, eliminazione di eventuali piani "deboli", irrigidimento di solai, ...
- Introduzione di un sistema strutturale aggiuntivo in grado di resistere per intero all'azione sismica di progetto.
- Eventuale trasformazione di elementi non strutturali in elementi strutturali, ad esempio con incamiciatura in c.a. di tamponature non portanti;

- Introduzione di una protezione passiva mediante strutture di controvento dissipative e/o isolamento alla base.
- Riduzione delle masse.
- Limitazione o cambiamento della destinazione d'uso dell'edificio.
- Demolizione parziale o totale.

#### 11.5.6.3 Elementi non strutturali ed impianti

Interventi su parti non strutturali ed impianti sono necessari quando, in aggiunta a motivi di funzionalità, la loro risposta sismica può mettere a rischio la vita degli occupanti o produrre danni ai beni contenuti nell'edificio.

Per il progetto di interventi atti ad assicurare l'integrità di tali parti valgono le prescrizioni di cui ai punti 4.9 e 4.10.

#### 11.5.7 Progetto dell'intervento

Il progetto dell'intervento deve comprendere i seguenti punti:

- scelta motivata del tipo di intervento;
- scelta delle tecniche e/o dei materiali;
- dimensionamento preliminare dei rinforzi e degli eventuali elementi strutturali aggiuntivi;
- analisi strutturale con i metodi ammessi al punto 11.5.4 considerando le caratteristiche della struttura post-intervento;
- le verifiche della struttura post-intervento saranno eseguite: per gli elementi esistenti, riparati o rinforzati in accordo con quanto indicato ai punti successivi, ovvero, per gli elementi di nuova costruzione, in accordo alle prescrizioni valide per tali strutture;
- nel caso in cui l'intervento consista in un isolamento alla base si seguiranno, sia per l'analisi che per le verifiche, le prescrizioni di cui al capitolo 9.

#### 11.5.8 Modelli di capacità per la valutazione

##### 11.5.8.1 Pareti murarie

Si utilizzano i modelli descritti al punto 8.2.2, con i coefficienti parziali di sicurezza di cui alla tabella 1.6.

Nel caso di analisi non lineare, lo spostamento ultimo di ciascun pannello potrà essere assunto pari a quanto indicato per collasso in presso flessione (punto 8.2.2.1) solo se la resistenza a collasso per taglio del pannello è superiore rispetto a quella per presso flessione di almeno il 30 % .

##### 11.5.8.2 Solai

La rigidezza e la resistenza di solai in ciascuna delle due direzioni dovrà essere valutata e considerata nel modello. I solai potranno essere considerati infinitamente rigidi e resistenti nel caso in cui rispettino quanto indicato ai punti 4.11.1.6 e 8.1.5.2.

#### 11.5.9 Modelli di capacità per il rinforzo

I modelli utilizzati per gli elementi rinforzati, dovranno essere giustificati dal progettista. I coefficienti parziali di sicurezza utilizzati dovranno corrispondere ai livelli di conoscenza descritti nel presente capitolo 11. In particolare, valutazioni effettuate sulla sola base di dati di letteratura senza ricorrere a verifiche sperimentali comporterà l'utilizzo di fattori parziali di sicurezza corrispondenti ad un livello di conoscenza LC1.

#### 11.5.9 Edifici semplici

È consentito applicare le norme semplificate di cui al punto 8.1.9 quando, oltre alle condizioni ivi prescritte, dopo l'eventuale intervento di adeguamento, risulti verificato quanto segue.

- a) Le pareti ortogonali siano tra loro ben collegate
- b) I solai siano ben collegati alle pareti, per mezzo di tasselli e/o di cordoli di piano
- c) Tutte le aperture siano dotate di architravi dotate di resistenza flessionale

- d) Tutti gli elementi spingenti eventualmente presenti siano dotati di accorgimenti atti ad eliminare o equilibrare le spinte orizzontali
- e) Tutti gli elementi, anche non strutturali, ad elevata vulnerabilità siano stati eliminati
- f) Tutti i solai possano essere considerati infinitamente rigidi e resistenti (punti 4.11.1.6 e 8.1.5.2).

## ALLEGATO 10.A – VERIFICA ALLO SLU DEGLI ISOLATORI ELASTOMERICI

Avendo indicato con:

- $g_c = 1,5V/(S_1 G_{din} A_r)$  la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione, dove:  
 $E_c$  modulo di compressibilità assiale valutato (in MPa) come  $E_c = (1/(6GS_1^2) + 4/(3E_b))^{-1}$ ;  
 $G$  modulo di taglio statico dell'elastomero;  
 $E_b$  modulo di compressibilità volumetrica della gomma, da assumere pari a 2000 MPa in assenza di determinazione diretta;  
 $V$  sforzo normale massimo sull'isolatore, derivato dalla combinazione dell'azione sismica con le altre azioni (vedi punto 3.3.);  
 $S_1$  fattore di forma primario, definito al punto 3.6.1.;  
 $A_r$  area ridotta efficace dell'isolatore, calcolata come:  
 $A_r = \text{Min} [(b_x - d_{Ex}) (b_y - 0,3d_{Ey}), (b_x - 0,3d_{Ex}) (b_y - d_{Ey})]$ , per isolatori rettangolari di lati  $b_x$  e  $b_y$ ,  
 $A_r = (j - \sin j) D^2/4$  con  $j = 2 \arccos(d_{Ed}/D)$  per isolatori circolari di diametro  $D$ ;  
 $d_{Ex}, d_{Ey}$  spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalla azione sismica agente nelle direzioni x ed y  
 $d_{ftx}, d_{fty}$ : Spostamenti relativi tra le due facce (superiore e inferiore) degli isolatori, prodotti dalle azioni di ritiro, fluage, e termiche (ridotte al 50%), ove rilevanti;  
 $d_E = \text{Max} \{ [(d_{Ex} + d_{ftx})^2 + (0,3d_{Ey} + d_{fty})^2]^{1/2}, [(0,3d_{Ex} + d_{ftx})^2 + (d_{Ey} + d_{fty})^2]^{1/2} \}$
- $g_s = d_E/t_e$  la deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale, inclusi gli effetti torsionali ;
- $g_a = a^2/2t_e$  la deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare dove :  
 $a^2 = (a_x b_x^2 + a_y b_y^2)$  nel caso di un isolatore rettangolare, essendo  $a_x$  ed  $a_y$  le rotazioni rispettivamente attorno alle direzioni x ed y,  $a^2 = 3 a D^2/4$  nel caso di un isolatore circolare, essendo  $a = (a_x^2 + a_y^2)^{1/2}$ .
- $g_t = g_c + g_s + g_a$  deformazione di taglio totale di progetto
- $V_{cr} = G A_r S_1 b_{min}/t_e$  dove;  
 $b_{min} = \text{min}(b_x, b_y)$  per isolatori rettangolari e  $b_{min} = D$  per isolatori circolari.

Gli isolatori in elastomero ed acciaio debbono soddisfare alle verifiche di seguito elencate

### Tensione negli inserti in acciaio

La tensione massima  $S_s$  agente nella generica piastra in acciaio

$$S_s = 1,3 V (t_1 + t_2)/(A_r t_s),$$

dove  $t_1$  e  $t_2$  sono gli spessori dei due strati di elastomero direttamente a contatto con la piastra e  $t_s$  è il suo spessore ( $t_s \geq 2$  mm), deve risultare inferiore alla tensione di snervamento dell'acciaio  $f_{yk}$ .

### Deformazione di taglio massima degli isolatori

Deve risultare soddisfatte le condizioni:

$$g_t \leq 5,$$

$$g_s \leq g^*/1,5 \leq 2,$$

dove  $g^*$  è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione relative all'efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, senza segni di rottura.

### Instabilità

Il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore dovrà essere inferiore al carico critico  $V_{cr}$  diviso per un coefficiente di sicurezza 2,5.

## ALLEGATO 10.B – MODALITÀ DI PROVA DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

### 10.B.1. Isolatori in materiale elastomerico ed acciaio

#### Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalla CNR 10018, con le seguenti variazioni ed aggiunte:

- le prove di invecchiamento vanno effettuate per 21 giorni a 70°C; la variazione del modulo **G** deve essere contenuta entro il 10% del valore iniziale;
- il modulo **G** deve essere determinato anche per una deformazione tangenziale pari a  $\pm 100\%$ .

#### Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2, fattore di forma primario **S<sub>1</sub>** uguale, fattore di forma secondario **S<sub>2</sub>** uguale o maggiore) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, vengono effettuate alla temperatura di 23°C  $\pm$  3°C, a non meno di due giorni di distanza dalla vulcanizzazione, così da avere una temperatura uniforme sull'intero dispositivo (i giorni salgono a quattro per dispositivi di dimensioni maggiori di 700 mm), e sono le seguenti:

- determinazione statica della rigidezza a compressione tra il 30% e il 100% del carico verticale **V** di progetto in presenza di sisma, somma dei carichi verticali dovuti a permanenti ed accidentali moltiplicati per opportuni coefficienti ed alle eventuali azioni concomitanti (forze orizzontali, spostamenti e rotazioni);
- determinazione statica, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, del modulo statico di taglio **G**, convenzionalmente definito come il modulo secante tra le deformazioni di taglio corrispondenti agli spostamenti 0,27 $t_e$  e 0,58 $t_e$ ;
- determinazione dinamica, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, del modulo dinamico di taglio **G<sub>din</sub>** e dello smorzamento **x** mediante prove cicliche sinusoidali alla frequenza di 0,5 Hz ed in corrispondenza del 3° ciclo, valutando **G<sub>din</sub> = F<sub>te</sub>/(A<sub>d</sub>)** come modulo secante in corrispondenza di **d/ $t_e$ =1**, con l'obbligo per **G<sub>din</sub>** di ricadere nell'intervallo 0,35÷1,40 MPa;
- determinazione delle curve **G-g** e **x-g** mediante le prove dinamiche cicliche precedentemente descritte e per i seguenti valori di **g**: 0,05, 0,3, 0,5, 0,7, 1,0, 2,0, effettuando almeno 5 cicli per ciascuna ampiezza;
- determinazione delle caratteristiche di creep mediante prove di compressione sotto carico costante e pari a **V**, della durata di almeno 7 giorni (la deformazione verticale per creep deve essere inferiore al 20% della deformazione statica sotto il carico **V**);
- determinazione delle variazioni di rigidezza verticale ed orizzontale, quest'ultima sia statica che dinamica, conseguenti ad un invecchiamento artificiale ottenuto mantenendo i dispositivi di prova per 21 giorni a 70°C, (i valori di **G** dopo l'invecchiamento non devono superare di 1,15 volte i valori di **G** prima dell'invecchiamento);
- valutazione della stabilità del dispositivo sotto compressione e taglio, effettuata accertandosi che il dispositivo rimanga stabile se assoggettato ad uno spostamento orizzontale pari ad 1,8  $t_e$  in presenza di un carico verticale pari sia ad 1,5 **V<sub>max</sub>** che a 0,5 **V<sub>min</sub>** (indicando con **V<sub>max</sub>** e **V<sub>min</sub>** rispettivamente i valori massimo e minimo di **V**);
- Valutazione della capacità di sostenere, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso almeno pari a 1,2 **d<sub>2</sub>**.
- valutazione di efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, effettuata sottoponendo l'isolatore, sotto compressione costante e pari a 6 MPa, a una deformazione **g**  $\geq 2,5$  senza che si verifichino danni.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 4 dispositivi, due per le prove senza invecchiamento e due per le prove con invecchiamento.



### Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il  $\pm 10\%$ , sono le seguenti:

- misura della geometria esterna che dovrà rispettare le tolleranze prescritte dalla CNR 10018, con l'unica deroga dei dispositivi di altezza superiore a 100 mm per i quali la tolleranza sulle altezze è compresa tra 0 e 6mm;
- determinazione statica della rigidità verticale tra il 30% e il 100% del carico  $V$ ;
- determinazione statica del modulo  $G$  con le modalità specificate per le prove di qualificazione;
- valutazione di efficacia dell'aderenza elastomero-acciaio, con le modalità specificate per le prove di qualificazione, ma adottando per la deformazione  $g$  il valore corrispondente allo spostamento  $d_2$ .

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4.

### 10.B.2. Isolatori a scorrimento

#### Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sulle superfici di scorrimento sono quelle previste dalla **EN 1337-2**.

#### Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, vengono effettuate alla temperatura di  $23^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$ , sono le seguenti:

- determinazione statica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale  $V$  di esercizio, a  $V_{\max}$  e a  $V_{\min}$ ;
- determinazione dinamica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale  $V$  di esercizio, a  $V_{\max}$  e a  $V_{\min}$ , e per tre valori della velocità (frequenza), pari a quella di progetto e alla stessa variata del  $\pm 30\%$ ;

Qualora gli isolatori fossero dotati di elementi o meccanismi supplementari atti a migliorarne le prestazioni sismiche, le prove andranno ripetute con la presenza di tali parti supplementari.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno **2** dispositivi.

Nel caso in cui le prove vengano effettuate su dispositivi in scala, i certificati di prova dovranno essere accompagnati da una relazione del produttore o del progettista che dimostri l'equivalenza dei risultati a quelli ottenibili su un dispositivo non in scala.

#### Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione.

- Verifica delle tolleranze dimensionali delle superfici di scorrimento come previste dalla EN 1337-2
- determinazione statica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale  $V$  di esercizio, e ai valori di progetto sotto azioni sismiche  $V_{\max}$  e  $V_{\min}$ .

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4.

Qualora gli isolatori fossero dotati di elementi o meccanismi supplementari atti a migliorarne le prestazioni sismiche, su almeno un dispositivo completo di tali parti supplementari verrà anche condotta una prova "quasi statica", imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a  $\pm 1,2d_2$ . Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

### 10.B.3. Dispositivi a comportamento non lineare e lineare

#### Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalle vigenti norme e finalizzate ad accertare la tensione e l'allungamento al limite elastico, la tensione e l'allungamento a rottura del materiale costituente gli elementi base del

dispositivo. Esse sono finalizzate ad individuare i valori medi e quelli caratteristici delle quantità suddette e la prevedibile costanza di comportamento del materiale considerato e debbono permettere di estrapolare il comportamento del materiale a quello del dispositivo e di verificare la sostanziale invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alle variazioni ambientali, la temperatura interna, l'invecchiamento. Il tipo e le modalità di prova verranno stabiliti di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificati con una relazione, di cui il produttore si assumerà piena e completa responsabilità, che chiarisca in ogni dettaglio il rapporto tra comportamento del materiale e comportamento del dispositivo.

### **Prove di qualificazione sui dispositivi**

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, sono le seguenti:

- prova “preliminare”, condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima non inferiore a  $\pm 0,1 d_2, \pm 0,3 d_2, \pm 0,5 d_2, \pm d_2$ ,
- prova “quasi statica”, condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a  $\pm 1,2d_2$ ;
- prova “dinamica”, condotta imponendo al prototipo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a  $\pm 1,2d_2$ , applicando le deformazioni imposte con una velocità mediamente pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di danno ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima  $\pm d_2$ .

La “prova dinamica” può essere sostituita da una replica della prova statica, qualora il materiale degli elementi base sia acciaio, o altro materiale il cui comportamento ciclico non dipenda dalla velocità di deformazione, in un range del  $\pm 30\%$  intorno al valore di progetto. Tale proprietà dovrà, eventualmente, essere verificata attraverso apposite prove sui materiali o sugli elementi base.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno **2** dispositivi.

### **Prove di accettazione sui dispositivi**

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il  $\pm 10\%$ , sono le seguenti:

- misura della geometria esterna, con tolleranza di  $\pm 10\%$  sugli spessori e  $\pm 5\%$  sulle lunghezze;
- prova ciclica condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima non inferiore a  $\pm d_2/20$ , volte a determinare il valore della rigidezza teorica iniziale  $K_1$ .
- Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4. Su almeno un dispositivo verrà anche condotta una prova “quasi statica”, imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a  $\pm 1,2d_2$ . Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

## **10.B.4. Dispositivi a comportamento viscoso**

### **Prove di accettazione sui materiali**

Le prove di accettazione sui materiali sono quelle previste dalle vigenti norme e finalizzate ad accertare le caratteristiche di viscosità del fluido. Esse debbono permettere di estrapolare il comportamento del materiale a quello del dispositivo e di verificare la sostanziale invariabilità del comportamento del dispositivo rispetto alle variazioni ambientali, la temperatura interna, l'invecchiamento. Il tipo e le modalità di prova verranno stabiliti di volta in volta dal produttore, in relazione al tipo di materiale, e verranno giustificati con una relazione, di cui il produttore si assumerà piena e completa responsabilità, che chiarisca in ogni dettaglio il rapporto tra comportamento del materiale e comportamento del dispositivo.

### **Prove di qualificazione sui dispositivi**

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati, sono le seguenti:

- prova “preliminare”, condotta imponendo al prototipo almeno 4 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale non inferiore a  $\pm 0,1 d_2$ ,  $\pm 0,3 d_2$ ,  $\pm 0,5 d_2$ ,  $\pm d_2$ , per almeno 5 diversi valori della velocità di spostamento, in un range  $\pm 50\%$  intorno al valore di progetto;
- prova “dinamica”, condotta imponendo al prototipo almeno 10 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima riferita al prototipo reale pari a  $\pm 1,2 d_2$ , applicando le deformazioni imposte con una velocità mediamente pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di danno ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima  $\pm d_2$ .

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 2 dispositivi.

### **Prove di accettazione sui dispositivi**

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione e si riterranno superate se i risultati ottenuti non differiranno da quelli delle prove di qualificazione di oltre il  $\pm 10\%$ , sono le seguenti:

- misura della geometria esterna, con tolleranza di  $\pm 10\%$  sugli spessori e  $\pm 5\%$  sulle lunghezze;
- prova “dinamica”, condotta imponendo al prototipo almeno 10 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a  $\pm d_2$ , applicando le deformazioni imposte con una velocità mediamente pari a quella che si può verificare nel caso del terremoto di progetto relativo allo stato limite di danno ed assimilabile, in mancanza di specifiche valutazioni, a quella corrispondente ad una frequenza di 0,5 Hz per ogni ciclo completo di ampiezza massima  $\pm d_2$ .

Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4.

# ALLEGATO 11.A – VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO

La rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\mathbf{q}_u$  può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando il contributo di calcestruzzo, acciaio ed aderenza, ovvero mediante le seguenti formule:

$$\mathbf{q}_u = a_{st}(1 - 0.38a_{cyc})(1 + \frac{a_{sl}}{1.7})(1 - 0.37a_{wall}) \cdot (0.3^n) \left[ \frac{\max(0.01, \mathbf{w}')}{\max(0.01, \mathbf{w})} f_c \right]^{0.2} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0.425} 25^{(a_{sx} \frac{f_{yw}}{f_c})} (1.45^{100r_d}) \quad (11.A.1)$$

dove  $a_{st}$  vale 0.016 per acciai laminati a caldo o trattati termicamente, o 0.0105 per acciaio laminato a freddo,  $a_{cyc}$  vale 0 per deformazione monotona e 1 per deformazione ciclica con almeno un ciclo alla deformazione ultima,  $a_{sl}$  vale 1 in presenza di scorrimento delle armature longitudinali al di là della sezione terminale, 0 altrimenti,  $a_{wall}$  vale 1 nel caso pareti, e 0 per travi e pilastri,  $\mathbf{v}$  è lo sforzo assiale normalizzato,  $\omega$  e  $\omega'$  percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione, rispettivamente, (nelle pareti tutta l'armatura longitudinale d'anima è da includere nella percentuale in trazione),  $\rho_{sx} = A_{sx}/b_w s_h$  la percentuale di armatura trasversale ( $s_h$  = interasse delle staffe),  $\rho_d$  la percentuale di armatura inclinate in ciascuna direzione,  $\alpha$  un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\mathbf{a} = \left( 1 - \frac{s_h}{2b_c} \right) \left( 1 - \frac{s_h}{2h_c} \right) \left( 1 - \frac{\sum b_i^2}{6h_c b_c} \right) \quad (11.A.2)$$

( $b_c$  e  $h_c$  dimensioni del nucleo confinato,  $b_i$  distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

In alternativa per la valutazione di  $\mathbf{q}_u$  si può usare la seguente equazione:

$$\mathbf{q}_u = \mathbf{q}_y + (\mathbf{f}_u - \mathbf{f}_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{0.5 L_{pl}}{L_v} \right) \quad (11.A.3)$$

nella quale  $\theta_y$  è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento definite in (11.1),  $\mathbf{f}_u$  è la curvatura ultima valutata considerando la deformazione ultima del conglomerato  $\mathbf{e}_{cu}$ ,  $\mathbf{f}_y$  è la curvatura a snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento  $\epsilon_{sy}$ ,  $L_{pl}$  è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0.08 L_v + \frac{1}{60} \mathbf{a}_{sl} d_b f_y \quad (11.A.4)$$

dove  $\mathbf{a}_{sl}$  vale 1 in presenza di scorrimento delle armature longitudinali al di là della sezione terminale, 0 altrimenti,  $d_b$  è il diametro delle barre longitudinali.

## ALLEGATO 11.B – PROCEDURE DI VERIFICA DEGLI ELEMENTI IN C.A. RINFORZATI CON FIBRE

*Resistenza a taglio*

La resistenza a taglio di elementi fragili può venire migliorata mediante applicazione di fasce in FRP. Queste possono essere usate per fasciare completamente l'elemento (nel caso di pilastri), possono essere semplicemente incollate sui fianchi oppure, in configurazioni a U, incollate sui fianchi e sul fondo.

La resistenza a taglio si valuta come somma di tre contributi, del conglomerato, dell'acciaio e del FRP:

$$V_R = V_c + V_w + V_f \quad (11.B.1)$$

dove  $V_c, V_w$  sono i contributi del conglomerato e dell'acciaio calcolati in accordo all'Eurocodice 2.

Il contributo del FRP è dato, nel caso di sezioni rettangolari da:

$$V_f = 0.8db_w \mathbf{r}_f E_f \mathbf{e}_{f,e} (1 + \cot \mathbf{b}) \sin \mathbf{b} \quad (11.B.2)$$

dove  $\mathbf{b}$  è l'angolo formato tra l'asse dell'elemento e la direzione principale delle fibre,  $\mathbf{r}_f = 2t_f \sin \mathbf{b} / b_w$  è la percentuale di FRP (essendo  $t_f$  lo spessore delle fibre),  $\mathbf{e}_{f,e} \leq 0.006$  è la deformazione efficace definita come:

- Per fasciature chiuse o efficacemente ancorate in zone compresse con fibre di carbonio (CFRP):

$$\mathbf{e}_{f,e} = 0.17 \cdot \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_f \mathbf{r}_f} \right)^{0.30} \mathbf{e}_{fu} \quad (11.B.3)$$

- Per camicie aperte, ad U o a fasce singole, con fibre di carbonio (CFRP):

$$\mathbf{e}_{f,e} = \min \left[ 0.65 \cdot 10^{-3} \cdot \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_f \mathbf{r}_f} \right)^{0.56} ; 0.17 \cdot \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_f \mathbf{r}_f} \right)^{0.30} \mathbf{e}_{fu} \right] \quad (11.B.4)$$

- Per fasciature chiuse o efficacemente ancorate in zone compresse con fibre di aramidio (AFRP):

$$\mathbf{e}_{f,e} = 0.048 \cdot \left( \frac{f_c^{2/3}}{E_f \mathbf{r}_f} \right)^{0.47} \mathbf{e}_{fu} \quad (11.B.5)$$

dove  $\mathbf{e}_{fu}$  è la deformazione ultima del FRP. Nelle formule su indicate  $f_c$  e  $E_f$  devono essere espressi in MPa e GPa, rispettivamente.

Il contributo del FRP è dato, nel caso di sezioni circolari da:

$$V_f = 0.5 A_c \cdot \mathbf{r}_f \cdot E_f \cdot \mathbf{e}_{f,e} \quad (11.B.6)$$

nella quale  $\mathbf{e}_{f,e} = 0.004$ .

*Azione di confinamento*

L'azione di confinamento si realizza mediante fasciatura chiusa da applicare nelle zone di potenziale plasticizzazione.

La pressione di confinamento da applicare è funzione del rapporto  $I_q = \mathbf{m}_{q,tar} / \mathbf{m}_{q,ava}$ , tra la duttilità in curvatura desiderata  $\mathbf{m}_{q,tar}$  e quella disponibile  $\mathbf{m}_{q,ava}$ , e può essere valutata mediante:

$$f_l = 0.4 I_q^2 \frac{f_{cd} \cdot e_{cu}^2}{e_{fu}^{1.5}} \quad (11.B.7)$$

La pressione di confinamento ottenibile è data dalle espressioni seguenti:

- Per sezioni circolari e fasciatura continua:

$$f_l = \frac{1}{2} r_f E_f e_{fu}$$

dove la percentuale geometrica di FRP è legata allo spessore della camicia dall'espressione  $t_f = r_f d / 4$ , dove  $d$  è il diametro della sezione;

- Per sezioni rettangolari con gli angoli smussati:

$$f_l' = k_s f_l$$

dove  $k_s = 2 R_c / D$  e  $f_l = 2 E_f e_{fu} t_f / D$ , dove  $D$  è la dimensione lineare maggiore della sezione;

- Nel caso di fasciatura a banda con interasse  $s_f$ :

$$f_l' = k_g f_l$$

dove  $k_g = (1 - s_f / 2d)^2 / (1 - r_s)$ , dove  $\rho_s$  percentuale geometrica di armatura longitudinale dell'elemento.

#### Miglioramento delle giunzioni per aderenza

Lo scorrimento delle giunzioni per aderenza nei pilastri può venire eliminato con l'applicazione di una pressione laterale  $f_l$  mediante fasciatura in FRP.

Per sezioni circolari di diametro  $D$  lo spessore richiesto può essere valutato mediante:

$$t_f = \frac{D(f_l - s_{sw})}{2E_f \cdot 0.001} \quad (11.B.8)$$

dove  $s_{sw}$  è la tensione circonferenziale nelle staffe alla deformazione di 0.001, o la pressione di iniezione della malta tra FRP e pilastro, se presente, mentre  $f_l$  è la tensione di serraggio nella zona di sovrapposizione di lunghezza  $L_s$ , data da:

$$f_l = \frac{A_s f_{yd}}{\left[ \frac{p}{2n} + 2(d_b + c) \right] L_s} \quad (11.B.9)$$

dove  $p$  il perimetro della sezione all'interno dell'armatura longitudinale,  $n$  il numero di barre giuntate lungo  $p$ , e  $c$  lo spessore del copriferro.

Per sezioni rettangolari si possono utilizzare le espressioni precedenti sostituendo  $D$  con  $b_w$ , e riducendo l'efficacia dell'incamiciatura in FRP attraverso il fattore  $k_s$  definito precedentemente.

# ALLEGATO 11.C – VALUTAZIONE DELLE ROTAZIONI DI COLLASSO DI ELEMENTI DI STRUTTURE IN ACCIAIO

La rotazione rispetto alla corda in condizioni di collasso  $\mathbf{q}_u$  può essere valutata mediante sperimentazione diretta, modellazione numerica considerando le non linearità geometriche e meccaniche del materiale, ovvero mediante il metodo che segue.

Innanzitutto si rileva che la capacità di rotazione plastica delle travi e dei pilastri dipende dai rapporti larghezza-spessore dei piatti che compongono la sezione trasversale, dall'entità dello sforzo normale e dal gradiente di tensione longitudinale nel tratto di estremità dell'elemento strutturale in cui è attesa la formazione di una cerniera plastica. La possibilità di un elemento strutturale di sviluppare completamente o solo parzialmente la capacità di deformazione plastica che esso possiede dipende dal grado di sovraresistenza dei collegamenti tra zone non dissipative e zone dissipative. A tal proposito si distinguono tre casi:

- collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità;
- collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità;
- collegamenti a parziale ripristino di resistenza.

## *Collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità*

Si definiscono collegamenti a completo ripristino di resistenza e duttilità i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato e lo sviluppo dell'incrudimento fino alla instabilità locale della flangia compressa. Tale condizione risulta soddisfatta quando:

$$M_{j.Rd} \geq sM_{e.Rd} \quad (11.C.1)$$

dove:

- $M_{j.Rd}$  è la resistenza flessionale di progetto del collegamento;
- $M_{e.Rd}$  è la resistenza flessionale di progetto dell'elemento strutturale collegato valutata considerando la eventuale interazione con lo sforzo normale;
- $s$  è il grado di sovraresistenza che l'elemento strutturale è in grado di sviluppare a causa dell'incrudimento fino alla instabilità della flangia compressa. Tale grado di sovraresistenza  $s$  può essere valutato con le formule 6.2, 6.3, 6.4 e 6.5.

In tali collegamenti la plasticizzazione impegna esclusivamente l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

## *Collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità*

Si definiscono collegamenti a completo ripristino di resistenza e parziale ripristino di duttilità, i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale collegato, ma non tale da consentire il completo sviluppo dell'incrudimento fino alla instabilità locale della flangia compressa. In tal caso, risulta:

$$M_{e.Rd} \leq M_{j.Rd} < sM_{e.Rd} \quad (11.C.2)$$

In tali collegamenti la eventuale plasticizzazione impegna sia il collegamento che l'estremità dell'elemento strutturale collegato.

## *Collegamenti a parziale ripristino di resistenza*

Si definiscono collegamenti a parziale ripristino di resistenza, i collegamenti la cui resistenza flessionale è tale da non consentire la piena plasticizzazione dell'elemento strutturale. In tal caso, risulta:

$$M_{j.Rd} < M_{e.Rd} \quad (11.C.3)$$

In questo caso, la plasticizzazione interessa esclusivamente il collegamento.

## *Valutazione delle rotazioni ultime*

La rotazione in condizioni ultime di una cerniera plastica può essere calcolata mediante la seguente relazione:

$$\mathbf{q}_u = R\mathbf{q}_y = R \frac{M_{e.Rd} L_v}{2EI} \quad (11.C.4)$$

dove  $I$  è il momento d'inerzia dell'elemento strutturale collegato ed  $R$  è la capacità rotazionale.

La capacità rotazionale dell'elemento strutturale collegato dipende dalla sovraresistenza che il collegamento è in grado di sviluppare. Nel caso di collegamenti a completo ripristino di resistenza, tale sovraresistenza è data da:

$$s^* = \min \left\{ s, M_{j.Rd} / M_{e.Rd} \right\}$$

- quando l'instabilità locale della flangia compressa avviene con la flangia tesa ancora in campo elastico,  $r \geq \frac{s^* - 1}{2}$ ,

risulta:

$$R = \frac{1}{s^* - r} \left\{ (1 - r) + \frac{s^* - 1}{1 - r} \left[ (1 - 2r) + \frac{e_h}{e_y} + (s^* - 1) \frac{E}{E_r} \right] \right\} - 1 \quad (11.C.5)$$

- quando l'instabilità locale della flangia compressa avviene con la flangia tesa in campo plastico,  $r < \frac{s^* - 1}{2}$ , risulta:

$$R = \frac{1}{(s^* - r)(1 - r)} \left\{ [1 + r^2 - 2r(s^* - 1)] + 2 \frac{e_h}{e_y} (s^* - r - 1) + \frac{E}{E_r} 4r(s^* - r - 1) + (s^* - 2r - 1)^2 \frac{E}{E_h} \right\} - 1 \quad (11.C.6)$$

$\rho$  rappresenta il rapporto fra sforzo normale di progetto e sforzo normale plastico, definito nel capitolo 6. Nel caso in cui risulti  $s^* \leq 1$  si assume, in via cautelativa,  $R = 0$ .

In particolare, tale assunzione riguarda il caso dei collegamenti a parziale ripristino di resistenza. In questo caso, in assenza di procedure teoriche per la valutazione della capacità rotazionale dei collegamenti, si ritiene lecito assumere un valore non nullo della stessa a condizione che esso sia provato a mezzo di idonee prove sperimentali.

Ai fini della applicazione delle relazioni suddette, con riferimento agli usuali acciai da carpenteria, le proprietà inelastiche del materiale possono essere valutate in accordo con la tabella seguente:

	<b>Fe360</b>	<b>Fe430</b>	<b>Fe510</b>
$e_h / e_y$	12.30	11.00	9.80
$E / E_h$	37.50	42.80	48.20
$E / E_r$	19.25	21.90	24.60