

NORMA  
EUROPEA

**Eurocodice 6**  
**Progettazione delle strutture di muratura**  
**Parte 1-1: Regole generali per strutture di muratura armata e non armata**

**UNI EN 1996-1-1**

GENNAIO 2006

Eurocode 6  
Design of masonry structures  
Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures

Versione italiana  
del giugno 2007

La norma stabilisce i criteri generali per la progettazione di strutture di muratura armata e non armata per edifici ed opere di ingegneria civile.

## TESTO ITALIANO

La presente norma è la versione ufficiale in lingua italiana della norma europea EN 1996-1-1 (edizione novembre 2005).

La presente norma è la revisione della UNI ENV 1996-1-1:1998 e nel contempo sostituisce la UNI ENV 1996-1-3:2002.

ICS 91.010.30; 91.080.30

**UNI**  
**Ente Nazionale Italiano**  
**di Unificazione**  
Via Sannio, 2  
20137 Milano, Italia

© UNI  
Riproduzione vietata. Tutti i diritti sono riservati. Nessuna parte del presente documento può essere riprodotta o diffusa con un mezzo qualsiasi, fotocopie, microfilm o altro, senza il consenso scritto dell'UNI.

[www.uni.com](http://www.uni.com)



## **PREMESSA NAZIONALE**

La presente norma costituisce il recepimento, in lingua italiana, della norma europea EN 1996-1-1 (edizione novembre 2005), che assume così lo status di norma nazionale italiana.

La presente norma è stata elaborata sotto la competenza della Commissione Tecnica UNI

### **Ingegneria strutturale**

La presente norma è stata ratificata dal Presidente dell'UNI ed è entrata a far parte del corpo normativo nazionale il 26 gennaio 2006.

---

Le norme UNI sono elaborate cercando di tenere conto dei punti di vista di tutte le parti interessate e di conciliare ogni aspetto conflittuale, per rappresentare il reale stato dell'arte della materia ed il necessario grado di consenso.

Chiunque ritenesse, a seguito dell'applicazione di questa norma, di poter fornire suggerimenti per un suo miglioramento o per un suo adeguamento ad uno stato dell'arte in evoluzione è pregato di inviare i propri contributi all'UNI, Ente Nazionale Italiano di Unificazione, che li terrà in considerazione per l'eventuale revisione della norma stessa.

Le norme UNI sono revisionate, quando necessario, con la pubblicazione di nuove edizioni o di aggiornamenti.

È importante pertanto che gli utilizzatori delle stesse si accertino di essere in possesso dell'ultima edizione e degli eventuali aggiornamenti.

Si invitano inoltre gli utilizzatori a verificare l'esistenza di norme UNI corrispondenti alle norme EN o ISO ove citate nei riferimenti normativi.

English version

**Eurocode 6 - Design of masonry structures -  
Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures**

Eurocode 6 : Calcul des ouvrages en maçonnerie -  
Partie 1-1: Règles communes pour ouvrages en  
maçonnerie armée et non armée

Eurocode 6 - Bemessung und Konstruktion von  
Mauerwerksbauten - Teil 1-1: Allgemeine Regeln für  
bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk

This European Standard was approved by CEN on 23 June 2005.

CEN members are bound to comply with the CEN/CENELEC Internal Regulations which stipulate the conditions for giving this European Standard the status of a national standard without any alteration. Up-to-date lists and bibliographical references concerning such national standards may be obtained on application to the Central Secretariat or to any CEN member.

This European Standard exists in three official versions (English, French, German). A version in any other language made by translation under the responsibility of a CEN member into its own language and notified to the Central Secretariat has the same status as the official versions.

CEN members are the national standards bodies of Austria, Belgium, Cyprus, Czech Republic, Denmark, Estonia, Finland, France, Germany, Greece, Hungary, Iceland, Ireland, Italy, Latvia, Lithuania, Luxembourg, Malta, Netherlands, Norway, Poland, Portugal, Slovakia, Slovenia, Spain, Sweden, Switzerland and United Kingdom.



EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION  
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION  
EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG

**Management Centre: rue de Stassart, 36 B-1050 Brussels**

## INDICE

	<b>PREMESSA EN</b>	<b>1</b>
	<b>CRONISTORIA DEL PROGRAMMA DEGLI EUROCODICI</b>	<b>1</b>
	<b>STATUS E CAMPO DI APPLICAZIONE DEGLI EUROCODICI</b>	<b>2</b>
	<b>NORME NAZIONALI CHE IMPLEMENTANO GLI EUROCODICI</b>	<b>2</b>
	<b>COLLEGAMENTI TRA GLI EUROCODICI E LE SPECIFICHE TECNICHE ARMONIZZATE (EN E ETA) RELATIVE AI PRODOTTI</b>	<b>3</b>
	<b>APPENDICE NAZIONALE DELLA EN 1996-1-1</b>	<b>3</b>
<b>SEZIONE 1</b>	<b>GENERALITÀ</b>	<b>4</b>
1.1	Scopo e campo di applicazione .....	4
1.1.1	Scopo e campo di applicazione dell'Eurocodice 6 .....	4
1.1.2	Scopo e campo di applicazione della Parte 1-1 dell'Eurocodice 6 .....	4
1.1.3	Parti ulteriori dell'Eurocodice 6 .....	5
1.2	Riferimenti Normativi .....	5
1.2.1	Generalità .....	5
1.2.2	Norme di riferimento .....	5
1.3	Presupposti .....	6
1.4	Distinzione tra principi e regole di applicazione .....	6
1.5	Termini e definizioni .....	6
1.5.1	Generalità .....	6
1.5.2	Termini relativi alla muratura .....	6
1.5.3	Termini relativi alla resistenza della muratura .....	7
1.5.4	Termini relativi agli elementi per muratura .....	7
1.5.5	Termini relativi alla malta .....	8
1.5.6	Termini relativi al calcestruzzo di riempimento .....	8
1.5.7	Termini che riguardano l'armatura .....	8
1.5.8	Termini relativi agli elementi complementari .....	9
1.5.9	Termini relativi ai giunti di malta .....	9
1.5.10	Termini relativi alla tipologia dei muri .....	9
1.5.11	Termini vari .....	10
1.6	Simboli .....	10
<b>SEZIONE 2</b>	<b>CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE</b>	<b>14</b>
2.1	Requisiti fondamentali .....	14
2.1.1	Generalità .....	14
2.1.2	Affidabilità .....	14
2.1.3	Vita utile di progetto e durabilità .....	14
2.2	Principi della progettazione agli stati limite .....	14
2.3	Variabili fondamentali .....	14
2.3.1	Azioni .....	14
2.3.2	Valori di progetto delle azioni .....	14
2.3.3	Proprietà dei materiali e dei prodotti .....	14
2.4	Verifica con il metodo del coefficiente parziale .....	15
2.4.1	Valori di progetto delle proprietà dei materiali .....	15
2.4.2	Combinazione delle azioni .....	15
2.4.3	Stati limite ultimi .....	15
2.4.4	Stati limite di esercizio .....	15
2.5	Progettazione assistita da prove .....	16

<b>SEZIONE 3</b>	<b>MATERIALI</b>	16
3.1	Elementi per muratura .....	16
3.1.1	Tipi e gruppi di elementi per muratura .....	16
prospetto 3.1	Requisiti geometrici per i gruppi degli elementi per muratura .....	17
3.1.2	Caratteristiche degli elementi per muratura - resistenza a compressione .....	17
3.2	Malta .....	17
3.2.1	Tipi di malta per muratura .....	17
3.2.2	Specifica per malta per muratura .....	18
3.2.3	Proprietà della malta .....	18
3.3	Calcestruzzo di riempimento .....	18
3.3.1	Generalità .....	18
3.3.2	Specifica per il calcestruzzo di riempimento .....	18
3.3.3	Proprietà del calcestruzzo di riempimento .....	19
prospetto 3.2	Resistenze caratteristiche del calcestruzzo di riempimento .....	19
3.4	Acciaio da armatura .....	19
3.4.1	Generalità .....	19
3.4.2	Proprietà delle barre d'acciaio da armatura .....	19
3.4.3	Proprietà dell'armatura prefabbricata per giunti orizzontali .....	20
3.5	Acciaio da precompressione .....	20
3.6	Proprietà meccaniche della muratura .....	20
3.6.1	Resistenza caratteristica a compressione della muratura .....	20
prospetto 3.3	Valori di $K$ da utilizzare con malte ordinarie, malte per strati sottili e malte alleggerite .....	22
3.6.2	Resistenza caratteristica a taglio della muratura .....	23
prospetto 3.4	Valori della resistenza a taglio iniziale della muratura, $f_{vko}$ .....	24
3.6.3	Resistenza caratteristica a flessione della muratura .....	24
figura 3.1	Piani di rottura della muratura a flessione .....	25
3.6.4	Resistenza di aderenza caratteristica dell'armatura .....	26
prospetto 3.5	Resistenza di aderenza caratteristica per armatura inserita in calcestruzzo di riempimento confinato .....	27
prospetto 3.6	Resistenza di aderenza caratteristica per armatura inserita in malta o calcestruzzo non confinato all'interno di elementi per muratura .....	27
3.7	Proprietà di deformazione della muratura .....	27
3.7.1	Diagramma tensioni-deformazioni .....	27
figura 3.2	Diagramma tensioni-deformazioni per la muratura in compressione .....	27
3.7.2	Modulo di elasticità .....	28
3.7.3	Modulo di elasticità tangenziale .....	28
3.7.4	Deformazione viscosa, dilatazione all'umidità o ritiro e dilatazione termica .....	28
3.8	Elementi complementari .....	29
3.8.1	Strati impermeabili all'umidità .....	29
3.8.2	Connettori trasversali .....	29
3.8.3	Incatenamenti orizzontali, ganci e mensole di sostegno .....	29
3.8.4	Architravi prefabbricati .....	29
3.8.5	Dispositivi di precompressione .....	29
<b>SEZIONE 4</b>	<b>DURABILITÀ</b>	29
4.1	Generalità .....	29
4.2	Classificazione delle condizioni ambientali .....	29
4.3	Durabilità della muratura .....	30
4.3.1	Elementi per muratura .....	30
4.3.2	Malta .....	30
4.3.3	Acciaio da armatura .....	30
4.3.4	Acciaio da precompressione .....	32
4.3.5	Dispositivi di precompressione .....	32
4.3.6	Elementi complementari e angolari di sostegno .....	32
4.4	Murature interrate .....	32

<b>SEZIONE 5</b>	<b>ANALISI STRUTTURALE</b>	<b>32</b>
5.1	Generalità.....	32
5.2	Comportamento strutturale in situazioni accidentali (esclusi terremoti ed incendi).....	33
5.3	Imperfezioni.....	33
5.4	Effetti del secondo ordine.....	33
5.5	Analisi degli elementi strutturali.....	34
5.5.1	Pareti in muratura soggette a carichi verticali .....	34
figura 5.1	Lunghezza minima del muro di irrigidimento con aperture.....	35
prospetto 5.1	Coefficiente di irrigidimento, $\rho_t$ , per pareti irrigidite da pilastri di rinforzo.....	37
figura 5.2	Vista schematica delle definizioni utilizzate nel prospetto 5.1.....	38
5.5.2	Elementi di muratura armata soggetti a carichi verticali .....	38
figura 5.3	Luce effettiva di travi di muratura semplicemente appoggiate o continue .....	39
figura 5.4	Luce effettiva di mensole di muratura.....	40
figura 5.5	Analisi di una trave alta di muratura.....	41
prospetto 5.2	Rapporti limite tra luce effettiva ed altezza utile di pareti soggette a flessione fuori piano e di travi .....	41
5.5.3	Pareti di muratura a taglio soggette a carico di taglio .....	42
figura 5.6	Dimensioni della flangia che possono essere assunte per i muri a taglio.....	43
5.5.4	Elementi di muratura armata soggetti a carico di taglio.....	43
5.5.5	Pareti di muratura soggette a carico laterale.....	44
<b>SEZIONE 6</b>	<b>STATO LIMITE ULTIMO</b>	<b>45</b>
6.1	Pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali.....	45
6.1.1	Generalità.....	45
6.1.2	Verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali .....	45
figura 6.1	Momenti ottenuti dal calcolo delle eccentricità .....	47
6.1.3	Pareti soggette a carichi concentrati .....	48
figura 6.2	Pareti soggette a carichi concentrati.....	49
6.2	Pareti di muratura non armata soggette a carico di taglio.....	50
6.3	Pareti di muratura non armate soggette a carichi laterali .....	50
6.3.1	Generalità.....	50
6.3.2	Comportamento ad arco delle pareti tra gli appoggi.....	51
figura 6.3	Arco assunto per resistere ai carichi laterali (schema).....	52
6.3.3	Muri soggetti a carichi dovuti al vento.....	53
6.3.4	Muri soggetti a carichi laterali dovuti al terreno e all'acqua.....	53
6.3.5	Muri soggetti a carico laterale dovuto ad azioni eccezionali .....	53
6.4	Pareti di muratura non armate soggette a carichi combinati verticali e laterali.....	53
6.4.1	Generalità.....	53
6.4.2	Metodo basato sul fattore $\Phi$ .....	53
6.4.3	Metodo basato sull'utilizzo della resistenza a flessione apparente .....	53
6.4.4	Metodo basato sull'utilizzo dei coefficienti di momento flettente .....	53
6.5	Connettori trasversali.....	53
6.6	Elementi di muratura armata soggetti a flessione, a flessione e carico assiale o a carico assiale.....	54
6.6.1	Generalità.....	54
6.6.2	Verifica degli elementi di muratura armata soggetti a flessione e/o carico assiale .....	55
figura 6.4	Distribuzione delle tensioni e delle deformazioni .....	55
figura 6.5	Larghezza della sezione per elementi con armatura concentrata localmente.....	56
6.6.3	Elementi di muratura armata flangiati.....	57
figura 6.6	Larghezza effettiva delle flange .....	58
6.6.4	Travi alte.....	59
figura 6.7	Armatura di una trave alta .....	59

6.6.5		Architravi a struttura mista.....	60
	figura 6.8	Architrave a struttura mista costituente una trave alta .....	60
6.7		Elementi di muratura armata soggetti a carico di taglio .....	60
6.7.1		Generalità .....	60
6.7.2		Verifica di pareti di muratura armata soggette a carichi orizzontali nel piano della parete .....	61
6.7.3		Verifica di travi di muratura armata soggette a carico di taglio.....	61
6.7.4		Verifica di travi alte soggette a carico di taglio .....	62
6.8		Muratura precompressa.....	62
6.8.1		Generalità .....	62
6.8.2		Verifica degli elementi.....	63
6.9		Muratura confinata .....	64
6.9.1		Generalità .....	64
6.9.2		Verifica degli elementi.....	64
<b>SEZIONE 7</b>		<b>STATO LIMITE DI ESERCIZIO</b>	<b>64</b>
7.1		Generalità .....	64
7.2		Pareti di muratura non armata.....	64
7.3		Elementi di muratura armata.....	65
7.4		Elementi di muratura precompressa .....	65
7.5		Elementi di muratura confinata .....	65
7.6		Pareti soggette a carichi concentrati.....	65
<b>SEZIONE 8</b>		<b>PARTICOLARI COSTRUTTIVI</b>	<b>66</b>
8.1		Particolari per la muratura .....	66
8.1.1		Materiali per muratura.....	66
8.1.2		Spessore minimo della parete .....	66
8.1.3		Area minima di una parete .....	66
8.1.4		Tessitura della muratura .....	66
	figura 8.1	Sovrapposizione degli elementi per muratura.....	67
8.1.5		Giunti di malta.....	67
8.1.6		Appoggi sotto carichi concentrati .....	68
8.2		Particolari per l'armatura .....	68
8.2.1		Generalità .....	68
8.2.2		Copriferro .....	68
	figura 8.2	Copriferro nei giunti orizzontali .....	68
8.2.3		Area minima di armatura .....	69
8.2.4		Dimensioni dell'acciaio da armatura .....	69
8.2.5		Ancoraggio e sovrapposizioni .....	69
	figura 8.3	Particolari degli ancoraggi.....	70
	figura 8.4	Ancoraggio dell'armatura a taglio .....	72
8.2.6		Vincoli per l'armatura compressa.....	73
8.2.7		Distanza delle armature .....	73
8.3		Particolari costruttivi per la precompressione.....	73
8.4		Particolari costruttivi per muratura confinata.....	73
8.5		Connessioni dei muri.....	74
8.5.1		Connessioni dei muri a solai e coperture .....	74
8.5.2		Connessioni tra pareti.....	75
8.6		Tracce e nicchie sulle pareti.....	76
8.6.1		Generalità .....	76
8.6.2		Tracce verticali e nicchie .....	76
8.6.3		Tracce orizzontali ed inclinate.....	76
8.7		Strati impermeabili all'umidità .....	77
8.8		Movimenti termici ed a lungo termine.....	77

<b>SEZIONE 9</b>	<b>ESECUZIONE</b>	<b>77</b>
9.1	Generalità.....	77
9.2	Progettazione di elementi strutturali.....	77
9.3	Carico della muratura.....	77
<b>APPENDICE (informativa)</b>	<b>A CONSIDERAZIONE SUI FATTORI PARZIALI IN RELAZIONE ALL'ESECUZIONE</b>	<b>79</b>
<b>APPENDICE (informativa)</b>	<b>B METODO PER CALCOLARE L'ECCELTICITÀ DI UN NUCLEO DI CONTROVENTO</b>	<b>80</b>
figura B.1	Rappresentazione di un nucleo di controvento.....	80
<b>APPENDICE (informativa)</b>	<b>C METODO SEMPLIFICATO PER IL CALCOLO DELL'ECCELTICITÀ DEL CARICO FUORI DEL PIANO DELLE PARETI</b>	<b>81</b>
figura C.1	Schema semplificato del telaio.....	82
figura C.2	EcceLTicITÀ ricavata dal carico di progetto definito dal blocco di tensione (stress block).....	83
figura C.3	Schema che mostra le forze quando un solaio si appoggia su parte dello spessore della parete.....	84
<b>APPENDICE (informativa)</b>	<b>D DETERMINAZIONE DI <math>\rho_3</math> E DI <math>\rho_4</math></b>	<b>85</b>
figura D.1	Grafico indicante i valori di $\rho_3$ ricavati utilizzando le equazioni (5.6) e (5.7).....	85
figura D.2	Grafico indicante i valori di $\rho_4$ ricavati utilizzando le equazioni (5.8) e (5.9).....	85
<b>APPENDICE (informativa)</b>	<b>E COEFFICIENTI DI MOMENTO FLETTENTE, <math>\alpha_1</math>, IN PANNELLI DI MURATURA MONOSTRATO DI SPESSORE MINORE O UGUALE A 250 MM SOGGETTI A CARICHI LATERALI</b>	<b>86</b>
figura E.1	Legenda delle condizioni di vincolo utilizzate nei prospetti.....	86
<b>APPENDICE (informativa)</b>	<b>F LIMITAZIONI DEI RAPPORTI ALTEZZA/SPESSORE E LUNGHEZZA/SPESSORE PER PARETI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO</b>	<b>93</b>
figura F.1	Limitazioni sui rapporti altezza/spessore e lunghezza/spessore per pareti vincolate su tutti e quattro i bordi.....	93
figura F.2	Limitazioni sui rapporti altezza/spessore e lunghezza/spessore per pareti vincolate alla base, in sommità e ad un bordo verticale.....	94
figura F.3	Limitazioni sui rapporti altezza/spessore e lunghezza/spessore per pareti vincolate ai bordi verticali, alla base, ma non in sommità.....	94
<b>APPENDICE (informativa)</b>	<b>G FATTORE DI RIDUZIONE PER LA SNELLEZZA E L'ECCELTICITÀ</b>	<b>95</b>
figura G.1	Valori di $\Phi_m$ in funzione del rapporto di snellezza per differenti valori dell'ecceLTicITÀ, basati su un valore di $E$ pari a 1 000 $f_k$ .....	96
figura G.2	Valori di $\Phi_m$ in funzione del rapporto di snellezza per differenti valori dell'ecceLTicITÀ, basati su un valore di $E$ pari a 700 $f_k$ .....	96
<b>APPENDICE (informativa)</b>	<b>H FATTORE DI MIGLIORAMENTO COME FORNITO NEL PUNTO 6.1.3</b>	<b>97</b>
figura H.1	Grafico indicante il fattore di miglioramento come fornito nel punto 6.1.3: carichi concentrati sotto gli appoggi.....	97
<b>APPENDICE (informativa)</b>	<b>I ADATTAMENTO DEL CARICO LATERALE PER PARETI APPOGGIATE SU TRE O QUATTRO LATI, SOGGETTE A CARICHI ORIZZONTALI FUORI PIANO E A CARICHI VERTICALI</b>	<b>98</b>
<b>APPENDICE (informativa)</b>	<b>J ELEMENTI DI MURATURA ARMATA SOGGETTI A CARICO DI TAGLIO: MIGLIORAMENTO DI <math>f_{vd}</math></b>	<b>99</b>



## PREMESSA EN

Il presente documento EN 1996-1-1 è stato elaborato dal Comitato Tecnico CEN/TC 250 "Eurocodici strutturali", la cui segreteria è affidata al BSI.

Alla presente norma europea deve essere attribuito lo status di norma nazionale, o mediante pubblicazione di un testo identico o mediante notifica di adozione, entro maggio 2006, e le norme nazionali in contrasto devono essere ritirate entro marzo 2010.

Il CEN/TC 250 è responsabile per tutti gli Eurocodici Strutturali.

Il presente documento sostituisce la ENV 1996-1-1:1995 e la ENV 1996-1-3:1998.

In conformità alle Regole Comuni CEN/CENELEC, gli enti nazionali di normazione dei seguenti Paesi sono tenuti a recepire la presente norma europea: Austria, Belgio, Cipro, Danimarca, Estonia, Finlandia, Francia, Germania, Grecia, Irlanda, Islanda, Italia, Lettonia, Lituania, Lussemburgo, Malta, Norvegia, Paesi Bassi, Polonia, Portogallo, Regno Unito, Repubblica Ceca, Slovacchia, Slovenia, Spagna, Svezia, Svizzera e Ungheria.

---

## CRONISTORIA DEL PROGRAMMA DEGLI EUROCODICI

Nel 1975, la Commissione delle Comunità Europee decise di attuare un programma di azioni nel settore delle costruzioni, sulla base dell'articolo 95 del Trattato. L'obiettivo del programma era l'eliminazione degli ostacoli tecnici al commercio e l'armonizzazione delle specifiche tecniche.

Nell'ambito di tale programma di azioni, la Commissione prese l'iniziativa di stabilire un insieme di regole tecniche armonizzate per la progettazione delle opere di costruzione che, in una prima fase, sarebbe servito come alternativa rispetto ai regolamenti nazionali in vigore negli Stati membri ed, alla fine, li avrebbe sostituiti.

Per quindici anni, la Commissione, con l'aiuto di un Comitato Direttivo composto da Rappresentanti degli Stati membri, ha provveduto allo sviluppo del programma degli Eurocodici, che ha portato alla stesura della prima generazione di codici Europei negli anni '80.

Nel 1989, la Commissione e gli Stati membri della UE e della EFTA decisero, in base ad un accordo<sup>1)</sup> tra la Commissione ed il CEN, di trasferire il compito della preparazione e della pubblicazione degli Eurocodici al CEN attraverso una serie di Mandati, con l'obiettivo di attribuire ad essi nel futuro lo status di Norme Europee (EN). Questa decisione lega *de facto* gli Eurocodici alle prescrizioni di tutte le Direttive del Consiglio e/o le Decisioni della Commissione relative alle norme Europee (per esempio, la Direttiva del Consiglio 89/106/EEC sui prodotti da costruzione - CPD - e le Direttive del Consiglio 93/37/EEC, 92/50/EEC e 89/440/EEC sui lavori e sui servizi pubblici e le analoghe Direttive EFTA predisposte con l'obiettivo di stabilire il mercato interno).

Il programma degli Eurocodici Strutturali comprende le seguenti norme, generalmente composte da un certo numero di Parti:

EN 1990	Eurocodice: Basis of Structural Design
EN 1991	Eurocodice 1: Actions on structures
EN 1992	Eurocodice 2: Design of concrete structures
EN 1993	Eurocodice 3: Design of steel structures
EN 1994	Eurocodice 4: Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocodice 5: Design of timber structures
EN 1996	Eurocodice 6: Design of masonry structures
EN 1997	Eurocodice 7: Geotechnical design
EN 1998	Eurocodice 8: Design of structures for earthquake resistance
EN 1999	Eurocodice 9: Design of aluminium structures

Gli Eurocodici riconoscono la responsabilità delle autorità regolamentari in ogni Stato membro ed hanno salvaguardato il loro diritto a determinare a livello nazionale valori correlati ad aspetti di sicurezza regolamentari, potendo essi variare da Stato a Stato.

---

1) Accordo tra la Commissione delle Comunità Europee ed il Comitato Europeo di Normazione (CEN) concernente il lavoro sugli Eurocodici relativi alla progettazione di edifici e di opere di ingegneria civile (BC/CEN/03/89).

## STATUS E CAMPO DI APPLICAZIONE DEGLI EUROCODICI

Gli Stati membri della UE e della EFTA riconoscono che gli Eurocodici servono come documenti di riferimento per i seguenti scopi:

- come un mezzo per verificare la rispondenza degli edifici e delle opere di ingegneria civile ai requisiti essenziali della Direttiva del Consiglio 89/106/EEC, in particolare il Requisito Essenziale N°1 - Resistenza meccanica e stabilità - ed il Requisito Essenziale N°2 - Sicurezza in caso di incendio;
- come una base per la redazione dei contratti relativi ai lavori di costruzione ed ai servizi di ingegneria correlati;
- come un quadro di riferimento per definire specifiche tecniche armonizzate per i prodotti da costruzione (EN e ETA).

Gli Eurocodici, poiché riguardano le opere di costruzione stesse, sono in relazione diretta con i Documenti Interpretativi<sup>2)</sup> a cui si fa riferimento nell'Articolo 12 della CPD, sebbene siano di natura differente rispetto alle norme armonizzate di prodotto<sup>3)</sup>. Pertanto, gli aspetti tecnici che scaturiscono dal lavoro degli Eurocodici devono essere presi in adeguata considerazione dai Comitati Tecnici CEN e/o dai Gruppi di Lavoro EOTA che lavorano sulle norme di prodotto, nell'intento di ottenere una piena compatibilità di queste specifiche tecniche con gli Eurocodici.

Gli Eurocodici forniscono regole comuni per la progettazione strutturale, di uso corrente, nella progettazione di strutture, nel loro complesso, e di componenti strutturali, di tipologia tradizionale o innovativa. Forme di costruzione o condizioni di progetto inusuali non sono trattate in modo specifico; per tali casi è richiesto dal progettista il contributo aggiuntivo da parte di esperti.

## NORME NAZIONALI CHE IMPLEMENTANO GLI EUROCODICI

Le norme nazionali che implementano gli Eurocodici contengono il testo completo dell'Eurocodice (comprese tutte le appendici), così come pubblicato dal CEN, il quale può essere preceduto da una copertina nazionale e da una premessa nazionale, e può essere seguito da una appendice nazionale.

L'appendice nazionale può contenere solo informazioni su quei parametri, noti come parametri determinati a livello nazionale, che in ogni Eurocodice sono lasciati aperti ad una scelta a livello nazionale, da impiegarsi nella progettazione degli edifici e delle opere di ingegneria civile da realizzarsi nella singola nazione, cioè:

- valori e/o classi per i quali nell'Eurocodice sono fornite alternative;
- valori da impiegare, per i quali nell'Eurocodice è fornito solo un simbolo;
- dati specifici della singola nazione (geografici, climatici, ecc.), per esempio, la mappa della neve;
- la procedura da impiegare quando nell'Eurocodice ne sono proposte diverse in alternativa.

Essa può anche contenere:

- decisioni riguardanti l'applicazione delle appendici informative;
- riferimenti ad informazioni complementari non contraddittorie che aiutino l'utente ad applicare l'Eurocodice.

2) Secondo l'Art. 3.3 della CPD, i requisiti essenziali (ER) sono precisati in documenti interpretativi destinati a stabilire i collegamenti necessari tra i requisiti essenziali ed i mandati per le norme armonizzate EN e ETAG/ETA.

3) Secondo l'Art. 12 della CPD, i documenti interpretativi devono:

- a) precisare i requisiti essenziali armonizzando la terminologia e i concetti tecnici di base, ed indicando classi o livelli per ciascun requisito ove necessario;
- b) indicare metodi per correlare queste classi o livelli di requisiti alle specifiche tecniche, per esempio metodi di calcolo e di verifica, regole tecniche per la progettazione, ecc.;
- c) servire come riferimento per stabilire norme armonizzate e orientamenti per i benessere tecnici europei.

Gli Eurocodici, *de facto*, giocano un ruolo simile nel campo dell'ER 1 e di una parte dell'ER 2.

## COLLEGAMENTI TRA GLI EUROCODICI E LE SPECIFICHE TECNICHE ARMONIZZATE (EN E ETA) RELATIVE AI PRODOTTI

Sussiste la necessità di coerenza tra le specifiche tecniche armonizzate per i prodotti da costruzione e le regole tecniche per le opere<sup>4)</sup>. Inoltre tutte le informazioni che accompagnano la marcatura CE dei prodotti da costruzione che fanno riferimento agli Eurocodici devono menzionare chiaramente quali parametri determinati a livello nazionale sono stati presi in conto.

La presente norma europea è Parte della EN 1996 che comprende le Parti seguenti:

Parte 1-1                    General - Rules for reinforced and unreinforced masonry

Nota La presente Parte combina la ENV 1996-1-1 e la ENV 1996-1-3.

Parte 1-2                    General rules - Structural fire design

Parte 2                      Design considerations, selection of materials and execution of masonry

Parte 3                      Simplified calculation methods for unreinforced masonry structures

La EN 1996-1-1 descrive i principi e i requisiti per la sicurezza, il comportamento in esercizio e la durabilità delle strutture di muratura.

Essa è basata sul concetto di stato limite in congiunzione con un metodo di fattore parziale.

Per la progettazione di nuove strutture, la EN 1996-1-1 è intesa per essere utilizzata, per applicazione diretta, unitamente alla EN 1990, EN 1991, EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995, EN 1997, EN 1998 e EN 1999.

La EN 1996-1-1 è intesa per essere utilizzata da:

- comitati per la stesura delle norme per progettazione strutturale e relativi prodotti, norme per le prove di esecuzione;
- clienti (per esempio formulazione dei loro requisiti specifici sui livelli realizzabili e durabilità);
- progettisti e contraenti;
- autorità pertinenti.

## APPENDICE NAZIONALE DELLA EN 1996-1-1

La presente norma fornisce dei simboli e dei metodi alternativi per i quali è richiesto che sia fornito un valore o una scelta da parte di ogni Paese; le note a margine dei punti pertinenti indicano quando le scelte a livello nazionale possono essere effettuate.

La norma nazionale che implementa la EN 1996-1-1 in un Paese particolare si raccomanda abbia un'appendice nazionale contenente tutti i parametri determinati a livello nazionale che devono essere utilizzati per la progettazione di edifici e di opere di ingegneria civile di quel Paese.

Una scelta a livello nazionale è permessa nei seguenti punti della EN 1996-1-1:

- 2.4.3(1)P                Stati limite ultimi;
- 2.4.4(1)                Stati limite di esercizio;
- 3.2.2(1)                Specifiche per malte;
- 3.6.1.2(1)             Resistenza caratteristica a compressione della muratura letti di malta non interrotti;
- 3.6.2(3), (4) e (6)    Resistenza caratteristica a taglio della muratura;
- 3.6.3(3)                Resistenza caratteristica a flessione della muratura;
- 3.7.2(2)                Modulo di elasticità;
- 3.7.4(2)                Deformazione viscosa, dilatazione all'umidità o ritiro e dilatazione termica;
- 4.3.3(3) e (4)        Acciaio da armatura;

4) Vedere l'Art. 3.3 e l'Art. 12 del CPD, così come 4.2, 4.3.1, 4.3.2 e 5.2 dell'ID 1.

- 5.5.1.3(3) Spessore effettivo delle pareti della muratura;
- 6.1.2.2(2) Rapporto di snellezza  $\lambda_c$  sotto al quale la deformazione viscosa può essere trascurata;
- 8.1.2(2) Spessore minimo della parete;
- 8.5.2.2(2) Muri a cassa vuota;
- 8.5.2.3(2) Muri a doppio strato;
- 8.6.2(1) Tracce verticali e nicchie;
- 8.6.3(1) Tracce orizzontali ed inclinate.

## SEZIONE 1

## GENERALITÀ

### 1.1 Scopo e campo di applicazione

#### 1.1.1 Scopo e campo di applicazione dell'Eurocodice 6

- (1)P L'Eurocodice 6 si applica alla progettazione di edifici e di opere di ingegneria civile, o porzioni degli stessi, in muratura non armata, armata, precompressa e confinata.
- (2)P L'Eurocodice 6 si riferisce esclusivamente ai requisiti di resistenza, comportamento in esercizio e durabilità delle strutture. Altri requisiti, per esempio l'isolamento termico o acustico, non sono presi in considerazione.
- (3)P L'esecuzione è trattata nella misura atta a garantire che la qualità dei materiali da costruzione e dei prodotti impiegati ed il livello di esecuzione in cantiere soddisfino le ipotesi assunte nella progettazione.
- (4)P L'Eurocodice 6 non tratta i requisiti particolari della progettazione in zona sismica. Le disposizioni relative a tali requisiti sono contenute nell'Eurocodice 8 che integra ed è coerente con l'Eurocodice 6.
- (5)P I valori numerici delle azioni da prendere in considerazione nella progettazione degli edifici e delle opere d'ingegneria civile non sono contenuti nell'Eurocodice 6. Essi sono forniti nell'Eurocodice 1.

#### 1.1.2 Scopo e campo di applicazione della Parte 1-1 dell'Eurocodice 6

- (1)P La Parte 1-1 dell'Eurocodice 6 fornisce i criteri generali per la progettazione degli edifici e delle opere di ingegneria civile di muratura. La Parte 1-1 tratta della muratura non armata e della muratura armata, in cui l'armatura è inserita per fornire duttilità, resistenza o per migliorare il comportamento in esercizio. Inoltre, sono forniti i principi della progettazione per la muratura precompressa e per la muratura confinata, ma non le regole pratiche di applicazione. La presente Parte non è valida per muratura con un'area della sezione orizzontale minore di  $0,04 \text{ m}^2$ .
- (2) Per quei tipi di strutture non trattate interamente, per nuovi impieghi strutturali di materiali qualificati, per materiali innovativi, o quando debbano essere sopportate azioni od altri effetti al di fuori delle normali esperienze, possono essere applicati gli stessi principi e regole pratiche forniti nella presente EN, con le eventuali integrazioni necessarie.
- (3) La Parte 1-1 fornisce regole dettagliate applicabili prevalentemente agli edifici ordinari. L'applicabilità di queste regole può essere limitata sia per ragioni pratiche, sia per effetto di talune semplificazioni; qualsiasi limite di applicabilità è indicato nel testo, ove necessario.
- (4)P Nella Parte 1-1 sono trattati i seguenti argomenti:
  - Sezione 1: Generalità;
  - Sezione 2: Criteri generali di progettazione;
  - Sezione 3: Materiali;
  - Sezione 4: Durabilità;
  - Sezione 5: Analisi strutturale;

- Sezione 6: Stato limite ultimo;
- Sezione 7: Stato limite di esercizio;
- Sezione 8: Particolari costruttivi;
- Sezione 9: Esecuzione.

(5)P La Parte 1-1 non tratta:

- resistenza al fuoco (la quale è trattata nella EN 1996-1-2);
- particolari aspetti di speciali tipi di costruzioni (per esempio gli effetti dinamici su edifici alti);
- particolari aspetti di speciali opere di ingegneria civile (quali ponti di muratura, dighe, camini o contenitori di liquidi);
- particolari aspetti di speciali tipi di strutture (quali archi o volte);
- murature nelle quali sono utilizzate malte di gesso, con o senza cemento;
- murature nelle quali gli elementi resistenti non sono posati in corsi regolari (muratura di pietrame irregolare);
- muratura armata con armature in materiali differenti dall'acciaio.

### 1.1.3 Parti ulteriori dell'Eurocodice 6

(1) La Parte 1-1 dell'Eurocodice 6 sarà integrata da ulteriori parti elencate di seguito:

- Parte 1-2: Regole generali - Progettazione strutturale contro l'incendio;
- Parte 2: Progettazione, selezione dei materiali ed esecuzione della muratura;
- Parte 3: Metodi di calcolo semplificato per strutture di muratura non armata.

## 1.2 Riferimenti Normativi

### 1.2.1 Generalità

(1)P La presente norma europea rimanda, mediante riferimenti datati e non, a disposizioni contenute in altre pubblicazioni. Tali riferimenti normativi sono citati nei punti appropriati del testo e sono di seguito elencati. Per quanto riguarda i riferimenti datati, successive modifiche o revisioni apportate a dette pubblicazioni valgono unicamente se introdotte nella presente norma europea come aggiornamento o revisione. Per i riferimenti non datati vale l'ultima edizione della pubblicazione alla quale si fa riferimento (compresi gli aggiornamenti).

### 1.2.2 Norme di riferimento

In questa UNI EN 1996-1-1 si fa riferimento alle norme seguenti:

EN 206-1	Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity
EN 771-1	Specification for masonry units - Part 1: Clay masonry units
EN 771-2	Specification for masonry units - Part 2: Calcium silicate masonry units
EN 771-3	Specification for masonry units - Part 3: Aggregate concrete masonry units (Dense and light-weight aggregates)
EN 771-4	Specification for masonry units - Part 4: Autoclaved aerated concrete masonry units
EN 771-5	Specification for masonry units - Part 5: Manufactured stone masonry units
EN 771-6	Specification for masonry units - Part 6: Natural stone masonry units
EN 772-1	Methods of test for masonry units - Part 1: Determination of compressive strength
EN 845-1	Specification for ancillary components for masonry - Part 1: Ties, tension straps, hangers and brackets

EN 845-2	Specification for ancillary components for masonry - Part 2: Lintels
EN 845-3	Specification for ancillary components for masonry - Part 3: Bed joint reinforcement of steel meshwork
EN 846-2	Methods of test for ancillary components for masonry - Part 2: Determination of bond strength of prefabricated bed joint reinforcement in mortar joints
EN 998-1	Specification for mortar for masonry - Part 1: Rendering and plastering mortar
EN 998-2	Specification for mortar for masonry - Part 2: Masonry mortar
EN 1015-11	Methods of test for mortar for masonry - Part 11: Determination of flexural and compressive strength hardened mortar
EN 1052-1	Methods of test for masonry - Part 1: Determination of compressive strength
EN 1052-2	Methods of test for masonry - Part 2: Determination of flexural strength
EN 1052-3	Methods of test for masonry - Part 3: Determination of initial shear strength
EN 1052-4	Methods of test for masonry - Part 4: Determination of shear strength including damp proof course
EN 1052-5	Methods of test for masonry - Part 5: Determination of bond strength by bond wrench method
EN 1990	Basis of structural design
EN 1991	Actions on structures
EN 1992	Design of concrete structures
EN 1993	Design of steel structures
EN 1994	Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Design of timber structures
EN 1996-2	Design, selection of materials and execution of masonry
EN 1997	Geotechnical design
EN 1999	Design of aluminium structures
EN 10080	Steel for the reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel
prEN 10138	Prestressing steels
EN ISO 1461	Hot dip galvanized coatings on fabricated iron and steel articles - Specifications and test methods

### 1.3 **Presupposti**

(1)P Sono adottati nella presente EN 1996-1-1 i presupposti fissati nel punto 1.3 della EN 1990:2002.

### 1.4 **Distinzione tra principi e regole di applicazione**

(1)P Sono adottate nella presente EN 1996-1-1 le regole indicate al punto 1.4 della EN 1990:2002.

### 1.5 **Termini e definizioni**

#### 1.5.1 **Generalità**

- (1) Sono adottati nella presente EN 1996-1-1 i termini e le definizioni forniti nel punto 1.5 della EN 1990:2002.
- (2) I termini e le definizioni utilizzati nella presente UNI EN 1996-1-1 sono forniti con i significati riportati nei punti da 1.5.2 a 1.5.11, inclusi.

## **1.5.2 Termini relativi alla muratura**

- 1.5.2.1 muratura: Assemblaggio di elementi per muratura posti in opera secondo uno specifico modello e uniti con malta.
- 1.5.2.2 muratura non armata: Muratura che non contiene armatura in quantità sufficiente da essere considerata muratura armata.
- 1.5.2.3 muratura armata: Muratura nella quale sono state collocate delle barre o delle reti, annegate nella malta o nel conglomerato cementizio, in modo che tutto il materiale fornisca un contributo comune alla resistenza ai carichi.
- 1.5.2.4 muratura precompressa: Muratura all'interno della quale sono state indotte intenzionalmente delle tensioni di compressione mediante armature pretese.
- 1.5.2.5 muratura confinata: Muratura dotata di elementi di confinamento in calcestruzzo armato o in muratura armata nella direzione verticale ed orizzontale.
- 1.5.2.6 tessitura muraria: Disposizione degli elementi di muratura in modo regolare al fine di ricavare una azione comune.

## **1.5.3 Termini relativi alla resistenza della muratura**

- 1.5.3.1 resistenza caratteristica della muratura: Valore della resistenza della muratura avente una probabilità prescritta del 5% di non essere raggiunta in una ipotetica serie illimitata di prove. Tale valore generalmente corrisponde ad uno specifico frattile della distribuzione statistica assunta per la particolare proprietà del materiale o del prodotto in una serie di prove. In alcune circostanze è utilizzato come valore caratteristico un valore nominale.
- 1.5.3.2 resistenza a compressione della muratura: Resistenza a compressione della muratura senza gli effetti di attrito dei piatti della pressa, di snellezza o di eccentricità del carico.
- 1.5.3.3 resistenza a taglio della muratura: Resistenza della muratura quando è sottoposta a forze di taglio.
- 1.5.3.4 resistenza a flessione della muratura: Resistenza della muratura soggetta a flessione.
- 1.5.3.5 resistenza di aderenza: Resistenza di aderenza, per unità di superficie, tra l'armatura e il calcestruzzo o la malta, quando l'armatura è soggetta a forze di trazione o di compressione.
- 1.5.3.6 adesione: Effetto della malta che sviluppa una resistenza a trazione e a taglio sulla superficie di contatto con gli elementi di muratura.

## **1.5.4 Termini relativi agli elementi per muratura**

- 1.5.4.1 elemento per muratura: Elemento preformato, destinato all'impiego per la costruzione di murature.
- 1.5.4.2 gruppi di elementi per muratura 1, 2, 3 e 4: Classificazione dei gruppi di elementi per muratura, secondo la percentuale e la direzione della foratura negli elementi posti in opera.
- 1.5.4.3 superficie di posa: Superficie superiore od inferiore dell'elemento per muratura posto in opera.
- 1.5.4.4 cavità: Depressione, formata durante la fabbricazione, in una o entrambe le superfici di posa dell'elemento per muratura.
- 1.5.4.5 foro: Vuoto formato che può essere o non essere completamente passante attraverso l'elemento per muratura.

- 1.5.4.6 foro di presa: Vuoto formato nell'elemento per muratura al fine di renderlo agevolmente afferrabile e sollevabile con una o con entrambe le mani oppure per mezzo di una macchina.
- 1.5.4.7 setto interno: Materiale solido posto tra i fori dell'elemento per muratura.
- 1.5.4.8 setto esterno: Materiale solido perimetrale posto tra un foro e la superficie esterna dell'elemento per muratura.
- 1.5.4.9 area lorda: Area di una sezione trasversale dell'elemento per muratura senza la riduzione dovuta all'area dei fori, dei vuoti e delle rientranze.
- 1.5.4.10 resistenza a compressione degli elementi per muratura: Resistenza media a compressione su un numero specifico di elementi per muratura (vedere dalla EN 771-1 alla EN 771-6).
- 1.5.4.11 resistenza normalizzata a compressione degli elementi per muratura: Resistenza a compressione degli elementi per muratura trasformata nella resistenza a compressione di un elemento equivalente di muratura essiccato all'aria avente larghezza 100 mm × altezza 100 mm (vedere da EN 771-1 alla EN 771-6).
- 1.5.5 Termini relativi alla malta**
- 1.5.5.1 malta da muratura: Miscela di uno o più leganti inorganici, aggregati, acqua, ed eventualmente aggiunte e/o additivi, per l'allettamento, l'esecuzione dei giunti e la stilatura della muratura.
- 1.5.5.2 malta da muratura ordinaria: Malta da muratura senza caratteristiche particolari.
- 1.5.5.3 malta da muratura per strati sottili: Malta da muratura progettata con una dimensione massima dell'aggregato minore o uguale a un valore prescritto.
- Nota Vedere nota del punto 3.6.1.2 (2).
- 1.5.5.4 malta da muratura alleggerita: Malta da muratura progettata con una massa volumica a secco minore di un valore prescritto secondo la EN 998-2.
- 1.5.5.5 malta da muratura progettata: Malta la cui composizione e il cui metodo di produzione sono scelti per ricavare le proprietà specificate (concetto di prestazione).
- 1.5.5.6 malta da muratura prescritta: Malta realizzata in proporzioni predeterminate, le cui proprietà risultano dalla proporzione dichiarata dei costituenti (concetto di ricetta).
- 1.5.5.7 malta da muratura prodotta in fabbrica: Malta dosata e miscelata in fabbrica.
- 1.5.5.8 malta da muratura semifinita prodotta in fabbrica: Malta da muratura predosata o malta da muratura premiscelata a base di calce e sabbia.
- 1.5.5.9 malta da muratura predosata: Malta i cui costituenti sono completamente dosati in fabbrica, consegnati in cantiere e qui miscelati, secondo le specifiche e le condizioni indicate dal produttore.
- 1.5.5.10 malta da muratura premiscelata a base di calce e sabbia: Malta i cui costituenti sono completamente dosati e miscelati in fabbrica, consegnati in cantiere, dove sono aggiunti e miscelati con la calce e la sabbia ulteriori costituenti specificati o forniti dalla fabbrica (per esempio cemento).
- 1.5.5.11 malta prodotta in cantiere: Malta composta da costituenti singoli, dosati e miscelati in cantiere.
- 1.5.5.12 resistenza a compressione della malta: Resistenza media a compressione di un numero specifico di provini di malta dopo una maturazione di 28 d.



## **1.5.6 Termini relativi al calcestruzzo di riempimento**

1.5.6.1 calcestruzzo di riempimento: Calcestruzzo utilizzato per riempire cavità o vuoti preformati nella muratura.

## **1.5.7 Termini che riguardano l'armatura**

1.5.7.1 acciaio da armatura: Armatura di acciaio per l'impiego nella muratura.

1.5.7.2 armatura orizzontale: Acciaio da armatura prefabbricata per essere disposta nei giunti orizzontali.

1.5.7.3 acciaio da precompressione: Acciaio in fili, barre o trefoli per l'impiego nella muratura.

## **1.5.8 Termini relativi agli elementi complementari**

1.5.8.1 strato impermeabile all'umidità: Strato lamellare, di elementi per muratura o di altri materiali utilizzati nella muratura per resistere al passaggio dell'acqua.

1.5.8.2 connettore trasversale: Dispositivo per collegare un setto di un muro a cassa vuota attraverso un'intercapedine ad un altro setto di muratura o ad un telaio o ad una parete strutturale retrostante.

1.5.8.3 incatenamenti orizzontali: Dispositivo per collegare membrane di muratura ad altri elementi adiacenti, quali solai e coperture.

## **1.5.9 Termini relativi ai giunti di malta**

1.5.9.1 giunto orizzontale (letto di malta): Strato di malta tra i piani di posa di elementi per muratura.

1.5.9.2 giunto verticale (giunto perpendicolare): Giunto di malta perpendicolare al giunto orizzontale ed alla facciata della parete.

1.5.9.3 giunto longitudinale: Giunto di malta verticale interno allo spessore della parete, parallelo alla facciata della parete.

1.5.9.4 giunto sottile: Giunto realizzato con malta per strati sottili.

1.5.9.5 esecuzione dei giunti: Processo di finitura di un giunto di malta effettuato nel procedere dei lavori.

1.5.9.6 stilatura: Processo di riempimento e di finitura dei giunti di malta dove la superficie del giunto è stata scarificata o lasciata aperta per la stilatura.

## **1.5.10 Termini relativi alla tipologia dei muri**

1.5.10.1 muro portante: Muro progettato principalmente per portare i carichi di esercizio oltre al peso proprio.

1.5.10.2 muro monostrato: Muro senza cavità o giunto continuo verticale nel suo piano.

1.5.10.3 muro a cassa vuota: Muro costituito da due pareti monostrato parallele, efficacemente collegate mediante connettori trasversali o armature nei giunti orizzontali. Lo spazio tra le pareti costituisce una cavità continua oppure è riempito o è parzialmente riempito con materiale termo-isolante non portante.

Nota Un muro costituito da due strati separati da una cavità, dove uno dei due strati non contribuisce alla resistenza o alla rigidezza dell'altro strato (probabilmente portante), deve essere considerato un muro di rivestimento.

- 1.5.10.4 muro a doppio strato: Muro costituito da due strati paralleli, con interposto un giunto longitudinale riempito uniformemente con malta, e saldamente collegati mediante connettori trasversali in modo da fornire una comune risposta all'azione dei carichi.
- 1.5.10.5 muro con intercapedine di calcestruzzo fluido: Muro costituito da due strati paralleli con interposta un'intercapedine riempita con calcestruzzo o malta liquida e saldamente collegati mediante connettori trasversali o armatura orizzontale in modo da fornire una comune risposta all'azione dei carichi.
- 1.5.10.6 muro a faccia vista: Muro realizzato con elementi da paramento collegati agli elementi retrostanti in modo da fornire una comune risposta all'azione dei carichi.
- 1.5.10.7 muro con letto di malta interrotto: Muro nel quale gli elementi per muratura sono disposti su due o più strisce di malta due delle quali sono poste lungo i margini esterni delle superfici di posa degli elementi.
- 1.5.10.8 muro di rivestimento: Muro utilizzato come muro a faccia vista, ma non collegato e tale da non dare nessun contributo di resistenza alla parete retrostante o al telaio.
- 1.5.10.9 muro a taglio: Muro progettato per resistere alle forze laterali agenti nel proprio piano.
- 1.5.10.10 muro di irrigidimento: Muro posizionato perpendicolarmente ad un altro al fine di fornire un supporto di resistenza alle forze laterali o per evitare fenomeni di instabilità e conferire stabilità all'edificio.
- 1.5.10.11 muro non portante: Muro non ritenuto in grado di resistere a forze in modo da poter essere rimosso senza pregiudicare l'integrità della struttura rimanente.

## 1.5.11 Termini vari

- 1.5.11.1 traccia: Canale formato nella muratura.
- 1.5.11.2 nicchia: Rientranza formata sulla faccia del muro.
- 1.5.11.3 malta liquida: Miscela fluida di cemento, sabbia ed acqua, impiegata per riempire piccoli vuoti o spazi.
- 1.5.11.4 giunto di dilatazione: Giunto che consente il movimento nel piano della parete.

## 1.6 Simboli

- (1) I simboli indipendenti dai materiali sono riportati nel punto 1.6 della EN 1990.  
(2) I simboli dipendenti dai materiali utilizzati nella presente EN 1996-1-1 sono:

### *Lettere latine*

- $a_1$  distanza dalla fine della parete al bordo più vicino all'impronta del carico;  
 $a_x$  distanza dalla faccia di un appoggio alla sezione trasversale considerata;  
 $A$  area lorda della sezione trasversale orizzontale caricata di un muro;  
 $A_{ef}$  area portante effettiva;  
 $A_s$  area della sezione trasversale dell'armatura d'acciaio;  
 $A_{sw}$  area dell'armatura a taglio;  
 $b$  larghezza della sezione;  
 $b_c$  larghezza della faccia compressa nella mezzera tra i vincoli;  
 $b_{ef}$  larghezza effettiva di un elemento flangiato;  
 $b_{ef,l}$  larghezza effettiva di un elemento flangiato;  
 $b_{ef,t}$  spessore effettivo di un elemento flangiato;  
 $c_{nom}$  copriferro nominale;  
 $d$  altezza utile di una trave;

$d_a$	deflessione di un arco sotto i carichi laterali di progetto;
$d_c$	dimensione maggiore della sezione trasversale di un nucleo nella direzione di flessione;
$e_c$	eccentricità aggiuntiva;
$e_{he}$	eccentricità nella parte superiore od inferiore di una parete, derivante dai carichi orizzontali;
$e_{hm}$	eccentricità a metà di una parete, derivante dai carichi orizzontali;
$e_i$	eccentricità nella parte superiore od inferiore di una parete;
$e_{init}$	eccentricità iniziale;
$e_k$	eccentricità dovuta ai fenomeni di deformabilità differita;
$e_m$	eccentricità dovuta ai carichi;
$e_{mk}$	eccentricità a metà della parete;
$E$	modulo elastico secante della muratura per carichi di breve durata;
$E_{longterm}$	modulo elastico della muratura per carichi di lunga durata;
$E_n$	modulo elastico dell'elemento $n$ ;
$f_b$	resistenza media a compressione normalizzata di un elemento per muratura;
$f_{bod}$	resistenza di aderenza di progetto dell'acciaio da armatura;
$f_{bok}$	resistenza di aderenza caratteristica;
$f_{ck}$	resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo di riempimento;
$f_{cvk}$	resistenza caratteristica a taglio del calcestruzzo di riempimento;
$f_d$	resistenza a compressione di progetto della muratura nella direzione considerata;
$f_k$	resistenza caratteristica a compressione di una muratura;
$f_m$	resistenza a compressione della malta da muratura;
$f_{vd}$	resistenza a taglio di progetto della muratura;
$f_{vk}$	resistenza caratteristica a taglio della muratura;
$f_{vko}$	resistenza caratteristica iniziale a taglio della muratura sotto una tensione di compressione nulla;
$f_{vit}$	valore limite di $f_{vk}$ ;
$f_{xd}$	resistenza a flessione di progetto relativa al piano di flessione appropriato;
$f_{xd1}$	resistenza a flessione di progetto della muratura avente piano di rottura parallelo ai giunti orizzontali;
$f_{xd1,app}$	resistenza a flessione apparente di progetto della muratura avente piano di rottura parallelo ai giunti orizzontali;
$f_{xk1}$	resistenza a flessione caratteristica della muratura avente piano di rottura parallelo ai giunti orizzontali;
$f_{xd2}$	resistenza a flessione di progetto della muratura avente piano di rottura perpendicolare ai giunti orizzontali;
$f_{xd2,app}$	resistenza a flessione apparente di progetto della muratura avente piano di rottura perpendicolare ai giunti orizzontali;
$f_{xk2}$	resistenza a flessione caratteristica della muratura avente piano di rottura perpendicolare ai giunti orizzontali;
$f_{yd}$	resistenza di progetto dell'acciaio da armatura;
$f_{yk}$	resistenza caratteristica dell'acciaio da armatura;
$F_d$	resistenza a compressione o a trazione di progetto di un connettore trasversale;
$g$	larghezza totale delle strisce di malta;
$G$	modulo di elasticità tangenziale;
$h$	altezza netta di una parete di muratura;
$h_i$	altezza netta di una parete di muratura, $i$ ;
$h_{ef}$	altezza effettiva di un muro;

$h_{tot}$	altezza totale di una struttura, a partire dalla sommità della fondazione, o di un muro o di un nucleo;
$h_c$	altezza della parete al livello del carico;
$I_j$	momento d'inerzia di un elemento, $j$ ;
$k$	rapporto tra la capacità per carichi laterali di una parete che si estende in verticale e la capacità per carichi laterali dell'area di parete effettiva, prendendo in considerazione gli eventuali vincoli ai bordi;
$k_m$	rapporto tra la rigidezza della lastra e la rigidezza del muro;
$k_r$	rigidezza rotazionale di un vincolo;
$K$	costante impiegata nel calcolo della resistenza a compressione della muratura;
$l$	lunghezza di un muro (tra altri muri, tra un muro ed un'apertura, o tra aperture);
$l_b$	lunghezza di ancoraggio;
$l_c$	lunghezza della parte compressa di un muro;
$l_{cl}$	luce netta di un'apertura;
$l_{ef}$	luce effettiva di una trave in muratura;
$l_{efm}$	lunghezza effettiva della parte portante, a metà altezza di una parete;
$l_r$	distanza netta tra vincoli laterali;
$l_a$	lunghezza o altezza di un muro tra gli appoggi in grado di resistere alla spinta di un arco;
$M_{ad}$	momento addizionale di progetto;
$M_d$	momento flettente di progetto alla base di un nucleo;
$M_i$	momento d'estremità $i$ ;
$M_{id}$	valore di progetto del momento flettente in sommità o al piede di un muro;
$M_{md}$	valore di progetto del maggiore momento a metà altezza di un muro;
$M_{Rd}$	valore di progetto del momento resistente;
$M_{Ed}$	valore di progetto del momento applicato;
$M_{Edu}$	valore di progetto del momento al di sopra di un solaio;
$M_{Edf}$	valore di progetto del momento al di sotto di un solaio;
$n$	numero di piani;
$n_i$	fattore di rigidezza degli elementi;
$n_t$	numero di connettori trasversali o connettori per metro quadrato di muro;
$n_{tmin}$	numero minimo di connettori trasversali o connettori per metro quadrato di muro;
$N$	somma delle azioni verticali di progetto in un edificio;
$N_{ad}$	spinta di progetto massima dell'arco per unità di lunghezza del muro;
$N_{id}$	valore di progetto del carico verticale in sommità o al piede di un muro o di una colonna;
$N_{md}$	valore di progetto del carico verticale a metà altezza di un muro o di una colonna;
$N_{Rd}$	valore di progetto della resistenza ai carichi verticali di un muro o di una colonna;
$N_{Rdc}$	valore di progetto della resistenza ai carichi verticali concentrati di un muro;
$N_{Ed}$	valore di progetto del carico verticale;
$N_{Edf}$	valore di progetto del carico applicato dal solaio;
$N_{Edu}$	valore di progetto del carico al di sopra del solaio;
$N_{EI}$	carico trasmesso dal solaio;
$N_{Edc}$	valore di progetto del carico verticale concentrato;
$q_{lat,d}$	resistenza laterale di progetto per unità di area del muro;
$Q_d$	valore di progetto del carico verticale totale, nella parte di un edificio controventato da un nucleo;
$r$	freccia dell'arco;
$R_e$	tensione di snervamento dell'acciaio;
$s$	passo dell'armatura a taglio;

$E_d$	valore di progetto del carico applicato ad un elemento di muratura armata;
$t$	spessore del muro;
$t_{ch,v}$	massima profondità di una traccia verticale o di una nicchia consentita senza effettuare calcoli;
$t_{ch,h}$	massima profondità di una traccia orizzontale o inclinata;
$t_i$	spessore del muro $i$ ;
$t_{min}$	minimo spessore del muro;
$t_{ef}$	spessore effettivo del muro;
$t_f$	spessore di una flangia;
$t_{ri}$	spessore della nervatura $i$ ;
$V_{Ed}$	valore di progetto del carico di taglio;
$V_{Rd}$	valore di progetto della resistenza a taglio;
$w_i$	carico uniformemente distribuito di progetto, $i$ ;
$W_{Ed}$	carico laterale di progetto per unità d'area;
$x$	profondità dell'asse neutro;
$z$	braccio delle forze interne;
$Z$	modulo di resistenza della sezione.

#### Lettere greche

$\alpha$	angolo tra l'armatura a taglio e l'asse della trave;
$\alpha_t$	coefficiente di dilatazione termica della muratura;
$\alpha_{1,2}$	coefficienti di momento flettente;
$\beta$	fattore di miglioramento per carichi concentrati;
$\chi$	fattore di amplificazione della resistenza a taglio per murature armate;
$\delta$	fattore impiegato nella determinazione della resistenza a compressione normalizzata di elementi per muratura;
$\varepsilon_{c\infty}$	deformazione finale per fenomeni viscosi della muratura;
$\varepsilon_{el}$	deformazione elastica della muratura;
$\varepsilon_{mu}$	deformazione a compressione limite della muratura;
$\varepsilon_{sy}$	deformazione di snervamento dell'armatura;
$\phi$	diámetro effettivo dell'acciaio da armatura;
$\phi_{\infty}$	coefficiente finale per deformazioni viscosi della muratura;
$\Phi$	fattore di riduzione;
$\Phi_{fl}$	fattore di riduzione che considera l'influenza della resistenza a flessione;
$\Phi_1$	fattore di riduzione alla sommità o al piede del muro;
$\Phi_m$	fattore di riduzione nella zona a metà altezza del muro;
$\gamma_M$	fattore di sicurezza parziale per le proprietà del materiale, comprendente le incertezze riguardanti la geometria e la modellazione;
$\eta$	fattore utilizzabile nel calcolo dell'eccentricità del carico fuori del piano delle pareti;
$\lambda_x$	profondità della zona compressa in una trave quando si utilizza un blocco di tensione (stress block) rettangolare;
$\lambda_c$	valore del rapporto di snellezza sotto al quale le eccentricità dovute alla deformazione viscosa possono essere trascurate;
$\mu$	rapporto delle resistenze a flessione nelle due direzioni ortogonali della muratura;
$\xi$	fattore di amplificazione della rigidità rotazionale del vincolo dell'elemento strutturale considerato;
$\rho_d$	massa volumica a secco;
$\rho_n$	fattore di riduzione;
$\rho_t$	coefficiente di irrigidimento;
$\sigma_d$	tensione di compressione di progetto;
$\nu$	angolo di inclinazione della struttura rispetto alla verticale.

## **SEZIONE 2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE**

### **2.1 Requisiti fondamentali**

#### **2.1.1 Generalità**

- (1)P La progettazione delle strutture di muratura deve essere in conformità alle regole generali fornite dalla EN 1990.
- (2)P Disposizioni specifiche per le strutture di muratura sono fornite nella presente sezione e devono essere applicate.
- (3) Si può ritenere che i requisiti fondamentali della Sezione 2 della EN 1990 siano soddisfatti per le strutture di muratura quando valgono le condizioni seguenti:
  - progettazione agli stati limite in combinazione con il metodo dei coefficienti parziali descritto nella EN 1990;
  - azioni secondo la EN 1991;
  - regole di combinazione fornite nella EN 1990;
  - principi e regole di applicazione fornite nella presente EN 1996-1-1.

#### **2.1.2 Affidabilità**

- (1)P L'affidabilità richiesta per le strutture di muratura deve essere ricavata attraverso la progettazione secondo la presente EN 1996-1-1.

#### **2.1.3 Vita utile di progetto e durabilità**

- (1) Per quanto riguarda la durabilità, si raccomanda di fare riferimento alla Sezione 4.

### **2.2 Principi della progettazione agli stati limite**

- (1)P Gli stati limite possono riguardare solo la muratura, o anche gli altri materiali utilizzati per porzioni della struttura, per i quali si deve far riferimento alle parti pertinenti della EN 1992, EN 1993, EN 1994, EN 1995 e EN 1999.
- (2)P Per le strutture di muratura, gli stati limite ultimi e gli stati limite di esercizio devono essere presi in considerazione per tutti gli aspetti della struttura, inclusi gli elementi complementari nella muratura.
- (3)P Per le strutture di muratura si devono prendere in considerazione tutte le soluzioni progettuali del caso, incluse le fasi pertinenti costruttive.

### **2.3 Variabili fondamentali**

#### **2.3.1 Azioni**

- (1)P Le azioni devono essere ricavate dalle parti pertinenti della EN 1991.

#### **2.3.2 Valori di progetto delle azioni**

- (1)P I fattori parziali di sicurezza per le azioni devono di regola essere ricavati dalla EN 1990.
- (2) I fattori parziali di sicurezza per la deformazione viscosa e il ritiro di elementi di calcestruzzo nelle strutture di muratura si raccomanda sono ricavati dalla EN 1992-1-1.
- (3) Per gli stati limite di comportamento in esercizio, si raccomanda che le deformazioni imposte siano introdotte come valori (medi) stimati.

#### **2.3.3 Proprietà dei materiali e dei prodotti**

- (1) Le proprietà dei materiali e dei prodotti da costruzione ed i dati geometrici da utilizzare per il calcolo si raccomanda siano quelli specificati nelle norme pertinenti EN, hEN o ETA, a meno che non diversamente specificato nella presente EN 1996-1-1.

## 2.4 Verifica con il metodo del coefficiente parziale

### 2.4.1 Valori di progetto delle proprietà dei materiali

(1)P Il valore di progetto di una proprietà di un materiale si ottiene dividendo il suo valore caratteristico per il pertinente fattore parziale di sicurezza del materiale,  $\gamma_M$ .

### 2.4.2 Combinazione delle azioni

(1)P La combinazione delle azioni deve essere in conformità alle regole generali fornite nella EN 1990.

Nota 1 Nelle strutture residenziali e per uffici, è in genere possibile semplificare le combinazioni di carico fornite nella EN 1990.

Nota 2 Nelle comuni strutture residenziali e per uffici, i carichi di esercizio indicati nella serie delle EN 1991-1, possono essere trattati come una singola azione variabile fissa (ovverosia, carichi uguali su tutte le campate, o nulli, quando appropriato) per la quale sono forniti nella stessa serie delle EN 1991-1 i fattori di riduzione.

### 2.4.3 Stati limite ultimi

(1)P Per lo stato limite ultimo in situazioni di progetto persistenti e transitorie e in situazioni di progetto eccezionali, si devono utilizzare i pertinenti valori del coefficiente parziale di sicurezza per i materiali,  $\gamma_M$ . Quando si analizza la struttura per azioni eccezionali, si deve prendere in considerazione la probabilità che tale azione eccezionale sia presente.

Nota I valori numerici da attribuire al simbolo  $\gamma_M$  in ciascun Paese si possono trovare nelle appendici nazionali. Valori consigliati, forniti in classi che possono essere poste in relazione al controllo dell'esecuzione secondo la scelta a livello nazionale (vedere anche l'appendice A), sono forniti nel seguente prospetto.

	Materiale	$\gamma_M$				
		Classe				
		1	2	3	4	5
A	Muratura fatta con: Elementi di Categoria I, malta a prestazione garantita <sup>a)</sup>	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Elementi di Categoria I, malta a composizione prescritta <sup>b)</sup>	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Elementi di Categoria II, malta qualsiasi <sup>a), b), e)</sup>	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Ancoraggio dell'acciaio da armatura	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Acciaio da armatura e da precompressione	1,15				
F	Elementi complementari <sup>c), d)</sup>	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	Architravi secondo la EN 845-2	da 1,5 a 2,5				
a)	I requisiti per le malte a prestazione garantita sono forniti nella EN 998-2 e nella EN 1996-2.					
b)	I requisiti per le malte a composizione prescritta sono forniti nella EN 998-2 e nella EN 1996-2.					
c)	I valori dichiarati sono valori medi.					
d)	Si assume che gli strati impermeabili all'umidità siano inclusi nel $\gamma_M$ per la muratura.					
e)	Quando il coefficiente di variazione per gli elementi di Categoria II non è maggiore di 25%.					

FINE DELLA NOTA

### 2.4.4 Stati limite di esercizio

(1) Ove nei relativi punti riguardanti gli stati limite di comportamento in esercizio sono fornite delle regole semplificate, non sono richiesti calcoli dettagliati basati sulle combinazioni delle azioni. Quando necessario, il fattore parziale di sicurezza per i materiali, agli stati limite di esercizio, è  $\gamma_M$ .

Nota Il valore da attribuire al simbolo  $\gamma_M$  in ciascun paese si può trovare nelle appendici nazionali. Il valore consigliato di  $\gamma_M$ , per tutte le proprietà dei materiali agli stati limite di comportamento in esercizio, è 1,0.

## 2.5 Progettazione assistita da prove

(1) Le proprietà strutturali della muratura possono essere determinate mediante prove.

Nota L'appendice D (informativa) della EN 1990 fornisce raccomandazioni per la progettazione assistita da prove.

## SEZIONE 3

## MATERIALI

### 3.1 Elementi per muratura

#### 3.1.1 Tipi e gruppi di elementi per muratura

(1)P Gli elementi per muratura devono essere conformi a uno dei tipi seguenti:

- elementi di laterizio in conformità alla EN 771-1;
- elementi di silicato di calcio in conformità alla EN 771-2;
- elementi di calcestruzzo vibrocompresso (aggregati pesanti e leggeri) in conformità alla EN 771-3;
- elementi di calcestruzzo aerato autoclavato, in conformità alla EN 771-4;
- elementi di pietra artificiale in conformità alla EN 771-5;
- elementi di pietra naturale a massello in conformità al prEN 771-6.

(2) Gli elementi per muratura possono essere di Categoria I o di Categoria II.

Nota Le definizioni di elementi di Categoria I e II sono fornite nella EN da 771-1 alla EN 771-6.

(3) Si raccomanda che gli elementi per muratura siano raggruppati come Gruppo 1, Gruppo 2, Gruppo 3 o Gruppo 4 ai fini di utilizzare le equazioni e gli altri valori numerici forniti nel punto 3.6.1.2 (2), (3), (4), (5) e (6), nel punto 3.6.1.3 e negli altri punti in cui si fa riferimento al raggruppamento.

Nota Generalmente il produttore dichiara il gruppo di cui fanno parte i suoi elementi.

(4) Gli elementi di calcestruzzo aerato autoclavato, di pietra artificiale e di pietra naturale a massello sono considerati appartenenti al Gruppo 1. I requisiti geometrici relativi ai raggruppamenti di elementi di laterizio, di silicato di calcio e di calcestruzzo vibrocompresso sono forniti nel prospetto 3.1.



prospetto 3.1 **Requisiti geometrici per i gruppi degli elementi per muratura**

	Materiali e limiti per gli elementi per muratura							
	Gruppo 1 (tutti i materiali)	Elementi	Gruppo 2		Gruppo 3		Gruppo 4	
			Fori verticali				Fori orizzontali	
Volume di tutti i fori (% del volume lordo)	≤25	laterizio	>25; ≤55		≥25; ≤70		>25; ≤70	
		silicato di calcio	>25; ≤55		non utilizzato		non utilizzato	
		calcestruzzo <sup>b)</sup>	>25; ≤60		>25; ≤70		>25; ≤50	
Volume di ciascun foro (% del volume lordo)	≤12,5	laterizio	Ognuno dei fori multipli ≤2 Fori di presa sino ad un totale di 12,5		Ognuno dei fori multipli ≤2 Fori di presa sino ad un totale di 12,5		Ognuno dei fori multipli ≤30	
		silicato di calcio	Ognuno dei fori multipli ≤15 Fori di presa sino ad un totale di 30		non utilizzato		non utilizzato	
		calcestruzzo <sup>b)</sup>	Ognuno dei fori multipli ≤30 Fori di presa sino ad un totale di 30		Ognuno dei fori multipli ≤30 Fori di presa sino ad un totale di 30		Ognuno dei fori multipli ≤25	
Valore dichiarato dello spessore dei setti interni ed esterni (mm)	Nessun requisito		setti interni	setti esterni	setti interni	setti esterni	setti interni	setti esterni
		laterizio	≥5	≥8	≥3	≥6	≥5	≥6
		silicato di calcio	≥5	≥10	non utilizzato		non utilizzato	
		calcestruzzo <sup>b)</sup>	≥15	≥18	≥15	≥15	≥20	≥20
Valore dichiarato dello spessore combinato <sup>a)</sup> dei setti interni ed esterni (% della larghezza totale)	Nessun requisito	laterizio	≥16		≥12		≥12	
		silicato di calcio	≥20		non utilizzato		non utilizzato	
		calcestruzzo <sup>b)</sup>	≥18		≥15		≥45	
a)	Lo spessore combinato è la somma degli spessori dei setti interni ed esterni, misurati orizzontalmente nella direzione pertinente. Il controllo è da intendersi come prova di qualificazione e deve essere ripetuto solo nel caso di modifiche rilevanti alle dimensioni di progetto degli elementi.							
b)	In caso di fori conici, o cellulari, utilizzare il valore medio dello spessore dei setti interni ed esterni.							

### 3.1.2 Caratteristiche degli elementi per muratura - resistenza a compressione

(1)P La resistenza a compressione degli elementi per muratura da utilizzare nella progettazione, deve essere la resistenza a compressione normalizzata  $f_b$ .

Nota Nella serie di norme EN 771, la resistenza a compressione normalizzata è:

- dichiarata dal produttore; o
- ricavata per conversione della resistenza a compressione utilizzando l'appendice A della EN 772-1 (Conversione della resistenza a compressione di elementi per muratura alla resistenza a compressione normalizzata).

(2) Quando il produttore dichiara la resistenza a compressione normalizzata degli elementi per muratura come resistenza caratteristica, si raccomanda che questa sia convertita al valore medio equivalente, utilizzando un fattore di conversione basato sul coefficiente di variazione degli elementi.

## 3.2 Malta

### 3.2.1 Tipi di malta per muratura

- (1) Le malte per muratura sono definite come malta ordinaria, malta per strati sottili o malta alleggerita secondo i loro costituenti.
- (2) Le malte per muratura sono considerate come malte a prestazione garantita o malte a composizione prescritta secondo il metodo utilizzato per definire la loro composizione.

- (3) Le malte per muratura possono essere prodotte in fabbrica (pre-dosate o pre-miscelate), semifinita prodotta in fabbrica o prodotta in cantiere secondo il metodo di fabbricazione.
- (4)P Le malte per muratura prodotte in fabbrica e le malte semifinite prodotte in fabbrica devono essere in conformità alla EN 998-2. La malta per muratura prodotta in cantiere deve essere in conformità alla EN 1996-2. La malta per muratura premiscelata a base di calce e sabbia deve essere in conformità alla EN 998-2 e deve essere utilizzata in conformità alla EN 998-2.

### 3.2.2 Specifica per malta per muratura

- (1) Si raccomanda che le malte siano classificate secondo la loro resistenza a compressione, espressa dalla lettera M seguita dalla resistenza a compressione in Newton al millimetro quadrato, per esempio, M5. Le malte a composizione prescritta, oltre al numero M, sono designate sulla base dei loro componenti prescritti, per esempio con i rapporti 1 : 1 : 5 cemento : calce : sabbia, espressi in volume.

Nota L'appendice nazionale di un Paese può attribuire miscele equivalenti accettabili, descritte mediante la proporzione dei costituenti, a valori prestabiliti di M. Tali miscele equivalenti accettabili si raccomanda siano indicate nell'appendice nazionale.

- (2) Le malte per muratura ordinarie possono essere malte a prestazione garantita in conformità alla EN 998-2 o malte a composizione prescritta in conformità alla EN 998-2.
- (3) Si raccomanda che le malte per muratura per strati sottili e quelle alleggerite siano malte a prestazione garantita in conformità alla EN 998-2.

### 3.2.3 Proprietà della malta

#### 3.2.3.1 Resistenza a compressione della malta per muratura

- (1)P La resistenza a compressione della malta per muratura,  $f_m$ , deve essere determinata in conformità alla EN 1015-11.
- (2) Le malte per muratura armata, con giunti orizzontali non armati, si raccomanda non abbiano resistenza a compressione,  $f_m$ , minore di 4 N/mm<sup>2</sup>, e per muratura con giunti orizzontali armati, non minore di 2 N/mm<sup>2</sup>.

#### 3.2.3.2 Adesione tra elementi per muratura e malta

- (1)P L'adesione tra la malta e gli elementi per muratura deve essere adeguata all'utilizzo prestabilito.

Nota 1 Un'adeguata adesione dipende dal tipo di malta utilizzata e dagli elementi su cui la malta è applicata.

Nota 2 La EN 1052-3 si occupa della determinazione della resistenza iniziale a taglio della muratura e il prEN 1052-5, in fase di preparazione, si occupa della determinazione della resistenza all'adesione per strappo.

## 3.3 Calcestruzzo di riempimento

### 3.3.1 Generalità

- (1)P Il calcestruzzo utilizzato per il riempimento deve essere in conformità alla EN 206.
- (2) Il calcestruzzo di riempimento è indicato con la resistenza caratteristica a compressione,  $f_{ck}$ , (classe di resistenza del calcestruzzo), relativa alla resistenza cilindrica/cubica a 28 d, in conformità alla EN 206.

### 3.3.2 Specifica per il calcestruzzo di riempimento

- (1) Si raccomanda che la classe di resistenza del calcestruzzo di riempimento, come definita nella EN 206-1, non sia minore di C12/15.
- (2) Si raccomanda che il calcestruzzo può essere di tipo a prestazione garantita o a composizione prescritta e avere un contenuto d'acqua appena sufficiente a garantire la resistenza specificata e a fornire un'adeguata lavorabilità.

- (3)P La lavorabilità del calcestruzzo di riempimento deve essere tale da garantire che le cavità siano completamente riempite, quando il calcestruzzo è gettato in conformità alla EN 1996-2.
- (4) Le classi di consistenza da S3 a S5 e le classi di fluidità da F4 a F6, in conformità alla EN 206-1, sono soddisfacenti nella maggioranza dei casi. Per l'utilizzo in cavità di dimensione minima minore di 85 mm, si raccomanda di utilizzare classi di consistenza S5 o S6. Dove si impiegano calcestruzzi molto fluidi, prendere dei provvedimenti per ridurre il consistente ritiro risultante nel calcestruzzo.
- (5) Si raccomanda che la dimensione massima dell'aggregato del calcestruzzo di riempimento non sia maggiore di 20 mm. Quando è utilizzato il calcestruzzo di riempimento in cavità di dimensione minima più piccola di 100 mm o quando il copriferro è minore di 25 mm, si raccomanda che la dimensione massima dell'aggregato non sia maggiore di 10 mm.

### 3.3.3

#### Proprietà del calcestruzzo di riempimento

- (1)P La resistenza caratteristica a compressione e a taglio del calcestruzzo di riempimento deve essere determinata per mezzo di prove su campioni di calcestruzzo.

Nota I valori possono essere ricavati da prove effettuate per la progettazione, o possono essere disponibili in forma di banca dati.

- (2) Dove non sono disponibili risultati sperimentali, la resistenza caratteristica a compressione,  $f_{ck}$ , e la resistenza caratteristica a taglio,  $f_{cvk}$ , del calcestruzzo di riempimento può essere assunta sulla base del prospetto 3.2.

prospetto 3.2

#### Resistenze caratteristiche del calcestruzzo di riempimento

Classe di resistenza del calcestruzzo	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30, o maggiore
$f_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	12	16	20	25
$f_{cvk}$ (N/mm <sup>2</sup> )	0,27	0,33	0,39	0,45

### 3.4

#### Acciaio da armatura

#### 3.4.1

##### Generalità

- (1)P L'acciaio al carbonio per armatura deve essere specificato in conformità al prEN 10080. L'acciaio inossidabile e le barre con rivestimento speciale devono essere specificati separatamente.
- (2)P I requisiti riguardo alle proprietà dell'armatura sono per il materiale disposto nella muratura o nel calcestruzzo di riempimento indurito. Si devono evitare operazioni in cantiere o durante la fabbricazione che possano danneggiare le proprietà del materiale.

Nota Il prEN 10080 fa riferimento ad una tensione di snervamento  $R_e$ , che include i valori caratteristici, minimo e massimo basati sulla qualità di produzione a lungo-temine. Al contrario,  $f_{yk}$  è la tensione caratteristica di snervamento basata sulla sola armatura richiesta per la struttura. Non c'è una correlazione diretta tra  $f_{yk}$  e la caratteristica  $R_e$ . Comunque, i metodi di valutazione e verifica della tensione di snervamento indicati nel prEN 10080 forniscono un controllo sufficiente per ricavare  $f_{yk}$ .

- (3) L'acciaio da armatura può essere costituito da acciaio al carbonio o acciaio inossidabile austenitico. L'acciaio da armatura può essere liscio o con nervature (ad aderenza migliorata) e saldabile.
- (4) Informazioni di dettaglio sulle proprietà dell'acciaio da armatura si possono trovare nella EN 1992-1-1.

#### 3.4.2

##### Proprietà delle barre d'acciaio da armatura

- (1)P La resistenza caratteristica delle barre d'acciaio da armatura,  $f_{yk}$ , deve essere in conformità all'appendice C della EN 1992-1-1.
- (2) Il coefficiente di dilatazione termica può essere assunto pari a  $12 \times 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ .

Nota La differenza tra questo valore ed il valore della muratura o del calcestruzzo circostante può generalmente essere trascurata.

### 3.4.3 Proprietà dell'armatura prefabbricata per giunti orizzontali

(1)P L'armatura prefabbricata per giunti orizzontali deve essere in conformità alla EN 845-3.

### 3.5 Acciaio da precompressione

(1)P L'acciaio da precompressione deve essere in conformità alla EN 10138 o ad un appropriato ETA (Omologazione Tecnica Europea).

(2) Si raccomanda che le proprietà dell'acciaio da precompressione siano ottenute dalla UNI EN 1992-1-1.

### 3.6 Proprietà meccaniche della muratura

#### 3.6.1 Resistenza caratteristica a compressione della muratura

##### 3.6.1.1 Generalità

(1)P La resistenza caratteristica a compressione della muratura,  $f_k$ , deve essere determinata per mezzo di prove effettuate su provini di muratura.

Nota I valori possono essere ricavati da prove effettuate per la progettazione, o possono essere disponibili in forma di banca dati.

##### 3.6.1.2 Resistenza caratteristica a compressione della muratura con letti di malta non interrotti

(1) Si raccomanda che la resistenza caratteristica a compressione della muratura sia determinata sulla base di:

(i) risultati di prove in conformità alla EN 1052-1, che possono essere effettuate per il progetto o già disponibili da prove condotte in precedenza, per esempio in una banca dati; si raccomanda che i risultati delle prove siano espressi in forma di prospetti, o in termini dell'equazione (3.1):

$$f_k = K f_b^\alpha f_m^\beta \quad (3.1)$$

dove:

$f_k$  è la resistenza caratteristica a compressione, espressa in Newton al millimetro quadrato;

$K$  è una costante e, dove pertinente, è modificata secondo il punto 3.6.1.2(3) e/o il punto 3.6.1.2(6);

$\alpha, \beta$  sono costanti;

$f_b$  è la resistenza media a compressione normalizzata degli elementi, nella direzione dei carichi applicati, espressa in Newton al millimetro quadrato;

$f_m$  è la resistenza a compressione della malta, espressa in Newton al millimetro quadrato.

Si raccomanda che i limiti nell'uso dell'equazione (3.1) siano dati in termini di  $f_b, f_m$ , il coefficiente di variazione dei risultati delle prove e del raggruppamento degli elementi.

Oppure:

(ii) dalla (2) e (3) seguenti.

Nota La decisione su quale dei metodi (i) e (ii) è da utilizzare in un Paese si può trovare nella relativa appendice nazionale. Si raccomanda che se si utilizza la (i), i valori tabulati o le costanti da utilizzarsi nell'equazione (3.1) e le limitazioni, preferibilmente riferite ai raggruppamenti del prospetto 3.1, siano forniti nell'appendice nazionale.

- (2) La relazione tra la resistenza caratteristica a compressione della muratura,  $f_k$ , la resistenza a compressione normalizzata dell'elemento,  $f_b$ , e la resistenza della malta,  $f_m$ , si può ricavare da:
- l'equazione (3.2), per muratura fatta con malta ordinaria e malta alleggerita;
  - l'equazione (3.3), per muratura fatta con malta per strati sottili, con giunti orizzontali dai 0,5 mm ai 3 mm di spessore ed elementi di laterizio del Gruppo 1 e 4, elementi di silicato di calcio, elementi di calcestruzzo vibrocompresso ed elementi di calcestruzzo aerato autoclavato;
  - l'equazione (3.4), per muratura fatta con malta per strati sottili, con giunti orizzontali dai 0,5 mm ai 3 mm di spessore ed elementi di laterizio del Gruppo 2 e 3.

Nota La EN 998-2 non dà limiti per lo spessore del giunto realizzato con malta per strati sottili; il limite che lo spessore del giunto orizzontale sia tra 0,5 mm e 3 mm serve per garantire che la malta per strati sottili abbia le proprietà migliorate assunte per fare sì che le equazioni (3.3) e (3.4) siano valide. Non serve utilizzare la resistenza della malta,  $f_m$ , nelle equazioni (3.3) e (3.4).

$$f_k = K \times f_b^{0,7} \times f_m^{0,3} \quad (3.2)$$

$$f_k = K f_b^{0,85} \quad (3.3)$$

$$f_k = K f_b^{0,7} \quad (3.4)$$

dove:

$K$  è una costante secondo il prospetto 3.3 e, dove pertinente, è modificata secondo il punto 3.6.1.2(3) e/o il punto 3.6.1.2(6);

a condizione che i seguenti requisiti siano soddisfatti:

- la muratura è dettagliata in conformità alla Sezione 8 della presente EN 1996-1-1;
  - tutti i giunti soddisfano i requisiti del punto 8.1.5(1) e (3) così da essere considerati riempiti;
  - $f_b$  non sia presa maggiore di 75 N/mm<sup>2</sup> quando gli elementi sono posati su malta ordinaria;
  - $f_b$  non sia presa maggiore di 50 N/mm<sup>2</sup> quando gli elementi sono posati su malta per strati sottili;
  - $f_m$  non sia presa maggiore di 20 N/mm<sup>2</sup> né maggiore di 2  $f_b$  quando gli elementi sono posati su malta ordinaria;
  - $f_m$  non sia presa maggiore di 10 N/mm<sup>2</sup> quando gli elementi sono posati su malta alleggerita;
  - lo spessore della muratura è uguale alla larghezza o alla lunghezza degli elementi, in modo che non ci siano giunti di malta longitudinali paralleli alla facciata della parete, continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso;
  - il coefficiente di variazione della resistenza degli elementi per muratura non è maggiore di 25%.
- (3) Dove gli effetti delle azioni sono paralleli alla direzione dei giunti orizzontali di malta, la resistenza caratteristica a compressione può essere ancora determinata con le equazioni (3.2), (3.3) o (3.4), utilizzando la resistenza a compressione normalizzata dell'elemento per muratura  $f_b$ , ricavata da prove nelle quali la direzione di applicazione del carico sul provino è uguale alla direzione dell'effetto dell'azione nella muratura, ma con il fattore,  $\delta$ , indicato nella EN 772-1, preso non più grande di 1,0. Si raccomanda che per gli elementi del Gruppo 2 e 3, i valori di  $K$  siano moltiplicati per 0,5.
- (4) Per muratura realizzata con malta ordinaria nella quale si utilizzano blocchi di calcestruzzo del Gruppo 2 e del Gruppo 3 con le cavità verticali riempite completamente di calcestruzzo, si raccomanda che il valore di  $f_b$  sia ricavato

considerando gli elementi come appartenenti al Gruppo 1 e con una resistenza a compressione pari alla minore tra la resistenza a compressione degli elementi e del calcestruzzo di riempimento.

- (5) Quando i giunti verticali non sono riempiti, si possono utilizzare le equazioni (3.2), (3.3) o (3.4), tenendo in considerazione ogni azione orizzontale che possa essere applicata alla muratura o da essa trasmessa. Vedere anche punto 3.6.2(4).
- (6) Per muratura realizzata con malta ordinaria quando è presente un giunto di malta longitudinale parallelo alla facciata della parete e continuo su tutta la lunghezza del muro o parte di esso, i valori di  $K$  si possono ricavare moltiplicando i valori contenuti nel prospetto 3.3 per 0,8.

prospetto 3.3 Valori di  $K$  da utilizzare con malte ordinarie, malte per strati sottili e malte alleggerite

Elemento per muratura		Malta ordinaria	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e $\leq 3$ mm)	Malta alleggerita di massa volumica	
				$600 \leq \rho_d \leq 800$ kg/m <sup>3</sup>	$800 < \rho_d \leq 1\ 300$ kg/m <sup>3</sup>
Laterizio	Gruppo 1	0,55	0,75	0,30	0,40
	Gruppo 2	0,45	0,70	0,25	0,30
	Gruppo 3	0,35	0,50	0,20	0,25
	Gruppo 4	0,35	0,35	0,20	0,25
Silicato di calcio	Gruppo 1	0,55	0,80	‡	‡
	Gruppo 2	0,45	0,65	‡	‡
Calcestruzzo vibrocompresso	Gruppo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
	Gruppo 2	0,45	0,65	0,45	0,45
	Gruppo 3	0,40	0,50	‡	‡
	Gruppo 4	0,35	‡	‡	‡
Calcestruzzo aerato autoclavato	Gruppo 1	0,55	0,80	0,45	0,45
Pietra artificiale	Gruppo 1	0,45	0,75	‡	‡
Pietra naturale a massello	Gruppo 1	0,45	‡	‡	‡
‡ Combinazione di malta/elemento generalmente non utilizzata, pertanto non è fornito alcun valore.					

### 3.6.1.3

#### Resistenza caratteristica a compressione della muratura con letto di malta interrotto

- (1) La resistenza caratteristica a compressione della muratura con letto di malta interrotto, realizzata con gli elementi per muratura del Gruppo 1 e del Gruppo 4, può ancora essere determinata dal punto 3.6.1.2, a condizione che:
  - la larghezza di ogni striscia di malta sia maggiore o uguale di 30 mm;
  - lo spessore della muratura sia uguale alla larghezza o alla lunghezza degli elementi in modo che non ci siano giunti di malta longitudinale continui su tutta la lunghezza del muro o parte di esso;
  - il rapporto  $g/t$  non sia minore di 0,4;
  - $K$  sia preso dal punto 3.6.1.2 quando  $g/t = 1,0$  oppure  $K$  sia preso pari a metà dei valori riportati quando  $g/t = 0,4$ , con i valori intermedi ricavati mediante interpolazione lineare,

dove:

$g$  è la larghezza totale delle strisce di malta;

$t$  è lo spessore del muro.

- (2) La resistenza caratteristica a compressione della muratura con letto di malta interrotto realizzata con elementi del Gruppo 2 e del Gruppo 3 può essere determinata dal punto 3.6.1.2, a condizione che la resistenza a compressione normalizzata dell'elemento,  $f_b$ , utilizzata nell'equazione, sia ricavata da prove realizzate in conformità alla EN 772-1, su elementi per letto di malta interrotto.

### 3.6.2

#### Resistenza caratteristica a taglio della muratura

(1)P La resistenza caratteristica a taglio della muratura  $f_{vk}$ , deve essere determinata per mezzo di prove effettuate sulla muratura.

Nota I valori possono essere ricavati da prove effettuate per la progettazione, o possono essere disponibili in forma di banca dati.

(2) Si raccomanda che la resistenza a taglio iniziale caratteristica della muratura,  $f_{vko}$ , sia determinata da prove in conformità alla EN 1052-3 o la EN 1052-4.

(3) La resistenza caratteristica a taglio della muratura,  $f_{vk}$ , nella quale si utilizza malta ordinaria in conformità al punto 3.2.2(2), o malta per strati sottili in giunti orizzontali di spessore da 0,5 mm a 3,0 mm, in conformità al punto 3.2.2(3), o malta alleggerita in conformità al punto 3.2.2(4) con tutti i giunti che soddisfano i requisiti del punto 8.1.5 così da essere considerati riempiti, può essere calcolata sulla base dell'equazione (3.5).

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \sigma_d \quad (3.5)$$

ma non deve essere maggiore di  $0,065 f_b$  o di  $f_{vit}$ ,

dove:

$f_{vko}$  è la resistenza a taglio iniziale caratteristica, in assenza di carichi verticali;

$f_{vit}$  è un valore limite per  $f_{vk}$ ;

$\sigma_d$  è la tensione di compressione di progetto perpendicolare al taglio nell'elemento preso in esame, utilizzando la combinazione di carico adeguata, basata sulla tensione verticale media sulla porzione compressa della parete che fornisce resistenza a taglio;

$f_b$  è la resistenza a compressione normalizzata degli elementi per muratura, come descritto nel punto 3.1.2.1, considerando la direzione di applicazione del carico sul provino perpendicolare alla superficie di posa.

Nota La decisione se utilizzare  $0,065 f_b$  o  $f_{vit}$  in un Paese, e i valori o il metodo per ricavare  $f_{vit}$  riferito per esempio alla resistenza a trazione degli elementi e/o alla sovrapposizione nella muratura, se si sceglie tale opzione, può essere trovata nella relativa appendice nazionale.

(4) La resistenza caratteristica a taglio per la muratura realizzata con malta ordinaria in conformità al punto 3.2.2(2), o malta per strati sottili in giunti orizzontali di spessore da 0,5 mm a 3,0 mm, in conformità al punto 3.2.2(3), o malta alleggerita in conformità al punto 3.2.2(4), con i giunti verticali non riempiti, ma con le facce adiacenti degli elementi di muratura posati vicini, può essere calcolata sulla base dell'equazione (3.6).

$$f_{vk} = 0,5 f_{vko} + 0,4 \sigma_d \quad (3.6)$$

ma non maggiore di  $0,045 f_b$  o di  $f_{vit}$ ,

dove:

$f_{vko}$ ,  $f_{vit}$ ,  $\sigma_d$  e  $f_b$  sono definiti come nel precedente punto (3).

Nota La decisione se utilizzare  $0,065 f_b$  o  $f_{vit}$  in un Paese, e i valori o il metodo per ricavare  $f_{vit}$  riferito per esempio alla resistenza a trazione degli elementi e/o alla sovrapposizione nella muratura, se si sceglie tale opzione, può essere trovata nella relativa appendice nazionale.

(5) Per la muratura con letto di malta interrotto, nella quale gli elementi di muratura sono disposti su due o più strisce uguali di malta ordinaria, ciascuna di almeno 30 mm di larghezza,  $f_{vk}$  si può calcolare sulla base dell'equazione (3.7).

$$f_{vk} = \frac{g}{t} f_{vko} + 0,4 \sigma_d \quad (3.7)$$

ma non maggiore di quanto ottenuto dal precedente punto (4),

dove:

$f_{vk}$ ,  $\sigma_d$  e  $f_b$  sono come definiti nel precedente punto (3); e

$g$  è larghezza totale delle strisce di malta;

$t$  è lo spessore del muro.

- (6) La resistenza a taglio iniziale caratteristica della muratura,  $f_{vko}$ , si può determinare in uno dei modi seguenti:
- valutazione di una banca dati di risultati di prove sulla resistenza a taglio iniziale della muratura,
- oppure:
- dai valori indicati nel prospetto 3.4, a condizione che la malta ordinaria prodotta in conformità alla EN 1996-2 non contenga aggiunte o additivi.

Nota La decisione su quale dei due metodi sopra esposti debba essere utilizzato in un Paese può essere trovata nella relativa appendice nazionale. Quando un Paese decide di determinare i valori di  $f_{vko}$  mediante l'utilizzo di una banca dati, i valori possono essere forniti nell'appendice nazionale.

- (7) La resistenza a taglio verticale della connessione tra due pareti in muratura si può ricavare mediante prove appropriate effettuate per lo specifico progetto o può essere determinata mediante valutazione di dati di prova. In assenza di tali dati, la resistenza a taglio verticale caratteristica può essere basata su  $f_{vko}$ , dove  $f_{vko}$  è la resistenza caratteristica a taglio in assenza di carichi verticali, come indicata nei punti 3.6.2(2) e (6), a condizione che il collegamento tra le pareti sia in conformità al punto 8.5.2.1.

prospetto 3.4 Valori della resistenza a taglio iniziale della muratura,  $f_{vko}$

Elementi per muratura	$f_{vko}$ (N/mm <sup>2</sup> )		
	Malta ordinaria di classe di resistenza data	Malta per strati sottili (giunto orizzontale $\geq 0,5$ mm e $\leq 3$ mm)	Malta alleggerita
Laterizio	M10 - M20	0,30	0,30
	M2,5 - M9	0,20	
	M1 - M2	0,10	
Silicato di calcio	M10 - M20	0,20	0,40
	M2,5 - M9	0,15	
	M1 - M2	0,10	
Calcestruzzo vibrocompresso	M10 - M20	0,20	0,30
Calcestruzzo aerato autoclavato	M2,5 - M9	0,15	
Pietra artificiale e pietra naturale a massello	M1 - M2	0,10	

### 3.6.3 Resistenza caratteristica a flessione della muratura

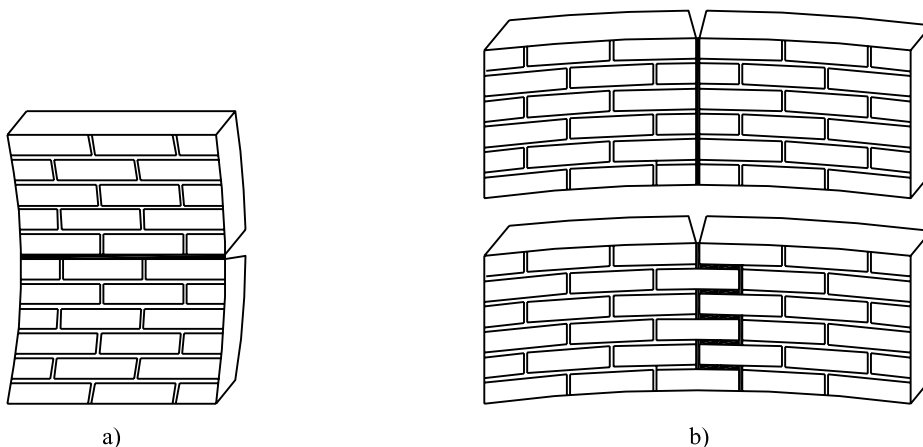
- (1) In relazione alla flessione fuori piano, si raccomanda di considerare le seguenti condizioni: resistenza a flessione con piano di rottura parallelo ai giunti orizzontali,  $f_{xk1}$ ; resistenza a flessione avente piano di rottura perpendicolare ai giunti orizzontali,  $f_{xk2}$  (vedere figura 3.1).



figura 3.1 **Piani di rottura della muratura a flessione**

Legenda

- a) Piano di rottura parallelo ai giunti orizzontali,  $f_{xk1}$
- b) Piano di rottura perpendicolare ai giunti orizzontali,  $f_{xk2}$



(2)P La resistenza a flessione caratteristica della muratura,  $f_{xk1}$  e  $f_{xk2}$ , deve essere determinata dai risultati di prove sperimentali effettuate sulla muratura.

Nota I risultati delle prove possono essere ottenuti da prove effettuate per la progettazione, o possono essere disponibili in forma di banca dati.

(3) La resistenza a flessione caratteristica della muratura si può determinare attraverso prove in conformità alla EN 1052-2, o può essere stabilita mediante valutazione di dati di prova basati da prove sulle resistenze a flessione della muratura ottenute da appropriate combinazioni di elementi e malta.

Nota 1 I valori di  $f_{xk1}$  e  $f_{xk2}$  da utilizzare in un Paese si possono trovare nella rispettiva appendice nazionale.

Nota 2 Dove non sono disponibili i risultati di prove, i valori di resistenza caratteristica a flessione della muratura realizzata con malta ordinaria, malta per strati sottili o malta alleggerita, possono essere presi dai prospetti contenuti nella presente nota, a condizione che la malta per strati sottili e la malta alleggerita siano di classe M5, o maggiori.

Nota 3 Per la muratura realizzata con elementi di calcestruzzo areato autoclavato posati con malta per strati sottili, i valori di  $f_{xk1}$  e  $f_{xk2}$  possono essere presi dai prospetti contenuti nella presente nota o dalle equazioni seguenti:

$$f_{xk1} = 0,035 f_b, \text{ con giunti verticali riempiti e non riempiti;}$$

$$f_{xk2} = 0,035 f_b, \text{ con giunti verticali riempiti o } 0,025 f_b, \text{ con giunti verticali non riempiti.}$$

**Valori di  $f_{xk1}$ , per piano di rottura parallelo ai giunti orizzontali**

Elemento per muratura	$f_{xk1}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
	Malta ordinaria		Malta per strati sottili	Malta alleggerita
	$f_m < 5$ N/mm <sup>2</sup>	$f_m \geq 5$ N/mm <sup>2</sup>		
Laterizio	0,10	0,10	0,15	0,10
Silicato di calcio	0,05	0,10	0,20	Non utilizzato
Calcestruzzo vibrocompresso	0,05	0,10	0,20	Non utilizzato
Calcestruzzo aerato autoclavato	0,05	0,10	0,15	0,10
Pietra artificiale	0,05	0,10	Non utilizzato	Non utilizzato
Pietra naturale a massello	0,05	0,10	0,15	Non utilizzato

**Valori di  $f_{xk2}$ , per piano di rottura perpendicolare ai giunti orizzontali**

Elemento per muratura		$f_{xk2}$ (N/mm <sup>2</sup> )			
		Malta ordinaria		Malta per strati sottili	Malta alleggerita
		$f_m < 5$ N/mm <sup>2</sup>	$f_m \geq 5$ N/mm <sup>2</sup>		
Laterizio		0,20	0,40	0,15	0,10
Silicato di calcio		0,20	0,40	0,30	Non utilizzato
Calcestruzzo vibrocompresso		0,20	0,40	0,30	Non utilizzato
Calcestruzzo aerato autoclavato	$\rho < 400$ kg/m <sup>3</sup>	0,20	0,20	0,20	0,15
	$\rho \geq 400$ kg/m <sup>3</sup>	0,20	0,40	0,30	0,15
Pietra artificiale		0,20	0,40	Non utilizzato	Non utilizzato
Pietra naturale a massello		0,20	0,40	0,15	Non utilizzato

Nota 4 Si raccomanda che  $f_{xk2}$  non sia maggiore della resistenza a flessione dell'elemento.

**FINE DELLE NOTE.**

**3.6.4**

**Resistenza di aderenza caratteristica dell'armatura**

(1)P La resistenza di aderenza caratteristica dell'armatura messa in malta o calcestruzzo deve essere ricavata da risultati di prove.

Nota I risultati delle prove possono essere ottenuti da prove effettuate per la progettazione, o possono essere disponibili in forma di banca dati.

(2) La resistenza di aderenza caratteristica dell'armatura può essere stabilita mediante valutazione di dati di prove.

(3) Ove non sono disponibili dati di prova, per armatura inserita in sezioni di calcestruzzo con dimensioni maggiori o uguali a 150 mm, o dove il calcestruzzo di riempimento che circonda l'armatura è confinato all'interno di elementi per muratura, in modo tale da poter considerare l'armatura confinata, la resistenza di aderenza caratteristica,  $f_{bok}$ , è fornita nel progetto 3.5.

(4) Per l'armatura inserita in malta, o in sezioni di calcestruzzo con dimensioni minori 150 mm, o dove il calcestruzzo di riempimento che circonda l'armatura non sia confinato all'interno di elementi per muratura, in modo tale da non poter considerare l'armatura confinata, la resistenza di aderenza caratteristica,  $f_{bok}$ , è fornita nel prospetto 3.6.

(5) Nel caso di armatura prefabbricata per giunti orizzontali, si raccomanda che la resistenza di aderenza caratteristica sia determinata mediante prove in conformità alla EN 846-2, oppure si raccomanda di utilizzare la resistenza di aderenza delle sole barre longitudinali.

prospetto 3.5

**Resistenza di aderenza caratteristica per armatura inserita in calcestruzzo di riempimento confinato**

Classe di resistenza del calcestruzzo	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 o più resistente
$f_{bok}$ per barre lisce di acciaio al carbonio (N/mm <sup>2</sup> )	1,3	1,5	1,6	1,8
$f_{bok}$ per barre d'acciaio al carbonio e d'acciaio inossidabile ad aderenza migliorata (N/mm <sup>2</sup> )	2,4	3,0	3,4	4,1

prospetto 3.6

**Resistenza di aderenza caratteristica per armatura inserita in malta o calcestruzzo non confinato all'interno di elementi per muratura**

Classe di resistenza	della malta	M2-M5	M5-M9	M10-M14	M15-M19	M20
	del calcestruzzo	non utilizzato	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 o più resistente
$f_{bok}$ per barre lisce di acciaio al carbonio (N/mm <sup>2</sup> )		0,5	0,7	1,2	1,4	1,4
$f_{bok}$ per barre d'acciaio al carbonio e d'acciaio inossidabile ad aderenza migliorata (N/mm <sup>2</sup> )		0,5	1,0	1,5	2,0	3,4

**3.7 Proprietà di deformazione della muratura**

**3.7.1 Diagramma tensioni-deformazioni**

(1) La relazione tra tensioni e deformazioni della muratura in compressione è non-lineare e può essere assunta con andamento lineare, parabolico, rettangolare (vedere figura 3.2) o rettangolare per il calcolo delle sezioni di muratura [vedere punto 6.6.1(1)P].

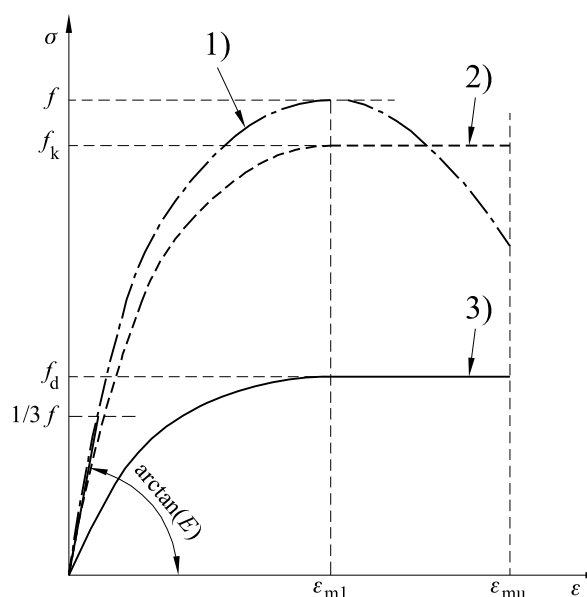
Nota La figura 3.2 è una approssimazione e può non essere adatta per tutti i tipi di elementi per muratura.

figura 3.2

**Diagramma tensioni-deformazioni per la muratura in compressione**

Legenda

- 1) Tipico
- 2) Diagramma ideale (parabola-rettangolo)
- 3) Diagramma di calcolo



### 3.7.2

#### Modulo di elasticità

(1)P Il modulo di elasticità secante per carichi di breve durata  $E$ , deve essere determinato mediante prove in conformità alla EN 1052-1.

Nota I risultati delle prove possono essere ottenuti da prove effettuate per la progettazione o possono essere disponibili in forma di banca dati.

(2) In assenza di un valore determinato da prove in conformità alla EN 1052-1, il modulo di elasticità secante per carichi di breve durata,  $E$ , da utilizzare nelle analisi strutturali, può essere preso pari a  $K_E f_k$ .

Nota I valori di  $K_E$  da utilizzarsi in un Paese si possono trovare nella rispettiva appendice nazionale. Il valore consigliato per  $K_E$  è pari a 1 000.

(3) Si raccomanda che il modulo per carichi di lunga durata sia basato sul valore secante per carichi di breve durata, ridotto per tenere conto degli effetti di deformazione viscosa (vedere punto 3.7.4), in modo tale che:

$$E_{\text{longterm}} = \frac{E}{1 + \phi_{\infty}} \quad (3.8)$$

dove:

$\phi_{\infty}$  è il coefficiente di deformazione viscosa finale.

### 3.7.3

#### Modulo di elasticità tangenziale

(1) Il modulo di taglio  $G$  può essere preso pari al 40% del modulo di elasticità  $E$ .

### 3.7.4

#### Deformazione viscosa, dilatazione all'umidità o ritiro e dilatazione termica

(1)P I coefficienti di deformazione viscosa, di dilatazione all'umidità o di ritiro e di dilatazione termica devono essere determinati mediante prove.

Nota 1 I risultati delle prove possono essere ottenuti da prove effettuate per la progettazione, o possono essere disponibili in forma di banca dati.

Nota 2 Al momento non esiste un metodo di prova europeo per determinare la deformazione viscosa o la dilatazione all'umidità per la muratura.

(2) Il coefficiente di deformazione viscosa finale  $\phi_{\infty}$ , la deformazione finale dovuta alla dilatazione all'umidità o al ritiro, o il coefficiente di dilatazione termica,  $\alpha_t$ , si raccomanda siano ottenuti mediante valutazione di dati di prova.

Nota Intervalli di valori per le proprietà di deformazione della muratura sono forniti nel prospetto seguente. I valori da utilizzarsi in un Paese si possono trovare nella rispettiva appendice nazionale.

**Intervalli dei coefficienti di deformazione viscosa, di dilatazione all'umidità o ritiro, e proprietà termiche della muratura**

Tipologia di elemento per muratura		Coefficiente di deformazione viscosa finale <sup>a)</sup> $\phi_{\infty}$	Deformazione finale dovuta alla dilatazione, all'umidità o al ritiro <sup>b)</sup> mm/m	Coefficiente di dilatazione termica, $\alpha_t, 10^{-6}/K$
Laterizio		da 0,5 a 1,5	da -0,2 a +1,0	da 4 a 8
Silicato di calcio		da 1,0 a 2,0	da -0,4 a -0,1	da 7 a 11
Calcestruzzo vibrocompresso denso e pietra artificiale		da 1,0 a 2,0	da -0,6 a -0,1	da 6 a 12
Calcestruzzo vibrocompresso alleggerito		da 1,0 a 3,0	da -1,0 a -0,2	da 6 a 12
Calcestruzzo aerato autoclavato		da 0,5 a 1,5	da -0,4 a +0,2	da 7 a 9
Pietra naturale	Magmatica	c)	da -0,4 a +0,7	da 5 a 9
	Sedimentaria			da 2 a 7
	Metamorfica			da 1 a 18
a) Il coefficiente di deformazione viscosa finale è $\phi_{\infty} = \epsilon_{\infty} / \epsilon_{el}$ , dove $\epsilon_{\infty}$ è la deformazione finale dovuta ai fenomeni viscosi e $\epsilon_{el} = \sigma/E$ . b) Il valore finale di deformazione dovuta alla dilatazione all'umidità o al ritiro indica un accorciamento se rappresentato con un valore negativo e un allungamento se rappresentato con un valore positivo. c) Generalmente questi valori sono molto bassi.				

**3.8 Elementi complementari**

**3.8.1 Strati impermeabili all'umidità**

(1)P Gli strati impermeabili all'umidità devono resistere al passaggio (per capillarità) dell'acqua.

**3.8.2 Connettori trasversali**

(1)P I connettori trasversali devono essere in conformità alla EN 845-1.

**3.8.3 Incatenamenti orizzontali, ganci e mensole di sostegno**

(1)P Incatenamenti orizzontali, ganci e mensole di sostegno devono essere in conformità alla EN 845-1.

**3.8.4 Architravi prefabbricati**

(1)P Gli architravi prefabbricati devono essere in conformità alla EN 845-2.

**3.8.5 Dispositivi di precompressione**

(1)P Gli ancoraggi, i dispositivi di giunzione, le guaine e i rivestimenti protettivi devono essere in conformità ai requisiti della EN 1992-1-1.

**SEZIONE 4**

**DURABILITÀ**

**4.1 Generalità**

(1)P La muratura deve essere progettata in modo da avere la durabilità richiesta per il suo utilizzo, in relazione alle condizioni ambientali pertinenti.

**4.2 Classificazione delle condizioni ambientali**

(1) Si raccomanda che la classificazione delle condizioni ambientali sia in conformità alla EN 1996-2.

## 4.3 Durabilità della muratura

### 4.3.1 Elementi per muratura

(1)P Gli elementi per muratura devono essere sufficientemente durabile per resistere alle condizioni locali di esposizione durante la vita utile di progetto dell'edificio.

Nota Indicazioni per la progettazione e la costruzione, necessarie per raggiungere un'adeguata durabilità, sono fornite nella EN 1996-2.

### 4.3.2 Malta

(1)P La malta nella muratura deve essere sufficientemente durabile per resistere alle condizioni locali di micro-esposizione durante la vita utile di progetto dell'edificio e non deve contenere costituenti che possano avere un effetto dannoso sulle proprietà di durabilità della malta stessa o dei materiali contigui.

Nota Indicazioni per la progettazione e la costruzione, necessarie per raggiungere un'adeguata durabilità dei giunti di malta, sono fornite nella Sezione 8 nella presente EN 1996-1-1 e nella EN 1996-2.

### 4.3.3 Acciaio da armatura

(1)P L'acciaio da armatura, in virtù della sua resistenza alla corrosione o perchè adeguatamente protetto, deve essere sufficientemente durabile, quando è posizionato in conformità alle regole di applicazione nella Sezione 8, per resistere alle condizioni di esposizione locale durante la vita utile di progetto dell'edificio.

(2) Dove l'acciaio al carbonio richiede protezione per garantire un'adeguata durabilità, si raccomanda che esso sia zincato in conformità alla EN ISO 1461, in modo tale che la zincatura non sia minore di quella richiesta per raggiungere la necessaria durabilità [vedere (3) di seguito] o, in alternativa, si raccomanda sia data all'acciaio una protezione equivalente per esempio per sinterizzazione di polvere epossidica.

(3) Si raccomanda che il tipo ed il minimo livello di protezione per l'acciaio da armatura siano scelti in base alla classe di esposizione pertinente al luogo d'impiego.

Nota Acciai da armatura consigliati per la durabilità si possono trovare nell'appendice nazionale. Un prospetto di raccomandazioni è fornito di seguito.

### Selezione di acciaio da armatura per la durabilità

Classe d'esposizione <sup>a)</sup>	Livello minimo di protezione per l'acciaio da armatura	
	Posizionato in malta	Posizionato in calcestruzzo con copriferro minore di quello richiesto secondo il punto (4)
MX1	Acciaio al carbonio non protetto <sup>b)</sup>	Acciaio al carbonio non protetto
MX2	Acciaio al carbonio con zincatura profonda o con protezione equivalente <sup>c)</sup>	Acciaio al carbonio non protetto o, dove si utilizza malta per riempire le cavità, acciaio al carbonio con zincatura profonda o con protezione equivalente <sup>c)</sup>
	Acciaio al carbonio non protetto, in muratura con strato di intonaco sulla superficie esposta <sup>d)</sup>	
MX3	Acciaio inox austenitico AISI 316 o 304	Acciaio al carbonio con zincatura profonda o con protezione equivalente <sup>c)</sup>
	Acciaio al carbonio non protetto, in muratura con strato di intonaco sulla superficie esposta <sup>d)</sup>	
MX4	Acciaio inox austenitico AISI 316 Acciaio al carbonio con zincatura profonda o con protezione equivalente con uno strato di intonaco sulla superficie esposta della muratura <sup>d)</sup>	Acciaio inox austenitico AISI 316
MX5	Acciaio inox austenitico AISI 316 o 304 <sup>e)</sup>	Acciaio inox austenitico AISI 316 o 304 <sup>e)</sup>

a) Vedere EN 1996-2.  
 b) Per lo strato interno di muri a cavità esterna facilmente soggetti ad umidità, si raccomanda di utilizzare acciaio al carbonio, con zincatura profonda o con protezione equivalente come in <sup>c)</sup>.  
 c) Si raccomanda che l'acciaio al carbonio sia zincato con una quantità minima di rivestimento di zinco pari a 900 g/m<sup>2</sup> o sia zincato con una quantità minima di rivestimento di zinco di 60 g/m<sup>2</sup> e fornito di un rivestimento epossidico sinterizzato di almeno 80 µm di spessore, con una media di 100 µm. Vedere anche punto 3.4.  
 d) Si raccomanda che la malta sia malta ordinaria o malta per strati sottili, di classe non minore di M4, il copriferro nella figura 8.2 si raccomanda sia incrementato fino a 30 mm e si raccomanda che la muratura sia intonacata con una malta da intonaco in conformità alla EN 998-1.  
 e) L'acciaio inox austenitico può non essere appropriato per tutti gli ambienti aggressivi e si raccomanda di tenere conto di ciò di progetto in progetto.

#### FINE DELLA NOTA

(4) Dove è utilizzato acciaio al carbonio non protetto, si raccomanda che esso sia protetto da un copriferro di calcestruzzo di profondità pari a  $c_{nom}$ .

Nota I valori di  $c_{nom}$  da utilizzarsi in un Paese si possono trovare nella rispettiva appendice nazionale. I valori consigliati sono riportati nel prospetto seguente.

#### Valori consigliati di copriferro minimo di $c_{nom}$ per acciaio rinforzato al carbonio

Classe d'esposizione	Minimo contenuto di cemento <sup>a)</sup> kg/m <sup>3</sup>				
	275	300	325	350	400
	Massimo rapporto acqua/cemento				
	0,65	0,60	0,55	0,50	0,45
Spessore del copriferro di calcestruzzo minimo mm					
MX1 <sup>b)</sup>	20	20	20 <sup>c)</sup>	20 <sup>c)</sup>	20 <sup>c)</sup>
MX2	-	35	30	25	20
MX3	-	-	40	30	25
MX4 e MX5	-	-	-	60 <sup>d)</sup>	50

a) In tutte le miscele si utilizzano aggregati di peso normale con dimensione nominale massima di 20 mm. Ove si utilizzano aggregati di altre dimensioni, si raccomanda che il contenuto di cemento sia regolato con un +20% per gli aggregati da 14 mm e +40% per gli aggregati da 10 mm.  
 b) In alternativa, si può utilizzare una composizione 1 : da 0 a 1/4 : 3 : 2 (cemento : calce : sabbia : aggregati di dimensione nominale 10 mm in volume) per far fronte a condizioni di esposizione di tipo MX1, quando il copriferro dell'armatura è di almeno 15 mm.  
 c) Questi copriferri possono essere ridotti fino ad un minimo di 15 mm, a condizione che la dimensione nominale massima dell'aggregato non sia maggiori di 10 mm.  
 d) Ove il calcestruzzo di riempimento può essere soggetto a gelo mentre è ancora fresco, si raccomanda di utilizzare un calcestruzzo resistente al gelo.

#### FINE DELLA NOTA

- (5) Quando si utilizza la zincatura per fornire protezione all'acciaio da armatura, si raccomanda che esso sia zincato dopo essere stato piegato.
- (6) Per l'armatura orizzontale prefabbricata, la EN 845-3 elenca i sistemi di protezione che devono essere dichiarati dal produttore.

#### 4.3.4 Acciaio da precompressione

- (1)P L'acciaio da precompressione deve essere sufficientemente durabile, quando posizionato in conformita alle regole di applicazione nella Sezione 8, per resistere alle condizioni locali di micro-esposizione durante la vita utile di progetto dell'edificio.
- (2) Quando l'acciaio da precompressione deve essere zincato, si raccomanda che esso abbia una composizione tale per cui il processo di zincatura non ne pregiudichi le caratteristiche.

#### 4.3.5 Dispositivi di precompressione

- (1)P Gli ancoraggi, i dispositivi di giunzione, i condotti e le guaine devono essere resistenti alla corrosione in relazione alle condizioni ambientali nei quali sono impiegati.

#### 4.3.6 Elementi complementari e angolari di sostegno

- (1) La EN 1996-2 fornisce i requisiti per la durabilità degli elementi complementari (strati impermeabili all'umidità, connettori trasversali, incatenamenti orizzontali, ganci e mensole di sostegno, e angolari di sostegno).

#### 4.4 Murature interrato

- (1)P Le murature interrato devono essere tali da non essere influenzate negativamente dalle condizioni del terreno oppure devono essere opportunamente protette da esse.
- (2) Si raccomanda che siano presi opportuni accorgimenti per proteggere la muratura, che possa essere danneggiata dagli effetti dell'umidità quando è in contatto con il terreno.
- (3) Quando è probabile che il suolo contenga agenti chimici che potrebbero danneggiare la muratura, si raccomanda che essa sia costruita con materiali resistenti agli agenti chimici, oppure si raccomanda che sia protetta in modo tale che gli agenti chimici aggressivi non possano trasmettersi al suo interno.

### SEZIONE 5

### ANALISI STRUTTURALE

#### 5.1 Generalità

- (1)P Per ogni verifica pertinente ad uno stato limite, il modello di calcolo deve essere impostato sulla base di:
  - un'appropriata descrizione della struttura, dei materiali con cui è realizzata, e dell'ambiente pertinente alla sua ubicazione;
  - il comportamento di tutta la struttura o di parte di essa, in relazione allo stato limite pertinente;
  - le azioni e come sono applicate.
- (2)P La disposizione generale della struttura e l'interazione e la connessione delle sue varie parti devono essere tali da offrire la necessaria stabilità e robustezza durante la costruzione e l'impiego.
- (3) I modelli di calcolo possono essere basati su parti singole della struttura (quali per esempio le pareti) considerate indipendentemente, a condizione che il punto 5.1(2)P sia soddisfatto.

Nota Ove la struttura è composta di porzioni progettate separatamente, si raccomanda che siano assicurate la stabilità e la robustezza complessive.



- (4) Si raccomanda che la risposta della struttura sia calcolata utilizzando:
- la teoria non lineare, assumendo una specifica relazione tra tensioni e deformazioni (vedere punto 3.7.1);
  - la teoria dell'elasticità lineare, assumendo una relazione lineare tra tensioni e deformazioni con una pendenza pari al modulo di elasticità secante per carichi di breve durata (vedere punto 3.7.2).
- (5) Si raccomanda che i risultati ottenuti dalle analisi del modello di calcolo forniscano, per ogni elemento strutturale:
- il carico assiale dovuto alle azioni verticali ed orizzontali;
  - il carico di taglio dovuto alle azioni verticali e/o orizzontali;
  - i momenti flettenti dovuti alle azioni verticali e/o fuori piano;
  - i momenti torcenti, quando appropriato.
- (6)P Gli elementi strutturali devono essere verificati allo stato limite ultimo e allo stato limite di esercizio, utilizzando, come azioni, i risultati ottenuti dall'analisi.
- (7) Le regole di calcolo per la verifica agli stati limite ultimi e agli stati limite di esercizio sono fornite nelle Sezioni 6 e 7.

## 5.2

### Comportamento strutturale in situazioni accidentali (esclusi terremoti ed incendi)

- (1)P Oltre a progettare la struttura per sostenere i carichi che derivano dal normale utilizzo, deve essere assicurata una ragionevole probabilità che per effetto di utilizzo improprio o di cause accidentali, essa non sia danneggiata in modo sproporzionato rispetto alla causa originale.

Nota Non si può assumere che le strutture possano resistere a carichi o a forze eccessivi, o a perdita degli elementi portanti o di parti della struttura, che potrebbero sorgere in situazioni estreme. Per esempio in un piccolo edificio il danno principale può causare il collasso totale.

- (2) Si raccomanda di considerare il comportamento strutturale in situazioni accidentali mediante uno dei metodi seguenti:
- progettazione degli elementi strutturali per resistere agli effetti delle azioni accidentali forniti nella EN 1991-1-7;
  - l'ipotetica soppressione di elementi portanti principali a rotazione;
  - utilizzo di un sistema di collegamento;
  - ridurre il rischio di azioni accidentali, per esempio utilizzando barriere contro l'impatto dei veicoli.

## 5.3

### Imperfezioni

- (1)P Le imperfezioni devono essere prese in considerazione nella progettazione.
- (2) Si raccomanda che i possibili effetti delle imperfezioni siano tenuti in considerazione assumendo che la struttura sia inclinata di un angolo di  $v = \frac{1}{(100 \sqrt{h_{tot}})}$  radianti rispetto alla verticale,

dove:

$h_{tot}$  è l'altezza totale della struttura in metri.

Si raccomanda che l'azione orizzontale risultante sia aggiunta alle altre azioni.

## 5.4

### Effetti del secondo ordine

- (1)P Le strutture che comprendono pareti in muratura progettate secondo la presente EN 1996-1-1 devono avere le loro parti controventate adeguatamente in modo che gli effetti del secondo ordine della struttura siano evitati o siano ammessi secondo lo schema di calcolo.

- (2) Non è necessario tenere conto degli effetti del secondo ordine se gli elementi verticali di irrigidimento soddisfano l'equazione (5.1) nella direzione pertinente di inflessione alla base dell'edificio:

$$h_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_{\text{Ed}}}{\sum EI}} \leq 0,6 \quad \text{per } n \geq 4$$
$$\leq 0,2 + 0,1 n \quad \text{per } (1 \leq n \leq 4) \quad (5.1)$$

dove:

$h_{\text{tot}}$  è l'altezza totale della struttura dalla sommità della fondazione;

$N_{\text{Ed}}$  è il valore di progetto del carico verticale (alla base dell'edificio);

$\sum EI$  è la somma delle rigidità flessionali di tutti gli elementi verticali di irrigidimento dell'edificio nella direzione pertinente;

Nota Le aperture negli elementi verticali di irrigidimento minori di 2 m<sup>2</sup> e di altezza non maggiore di 0,6 h possono essere trascurate.

$n$  è il numero di piani.

- (3) Quando gli elementi di irrigidimento non soddisfano il punto 5.4(2), si raccomanda di condurre i calcoli per verificare che la struttura possa resistere agli effetti del secondo ordine.

Nota Nell'appendice B è fornito un metodo per calcolare l'eccentricità di un nucleo di stabilità a causa degli effetti del second'ordine.

## 5.5 Analisi degli elementi strutturali

### 5.5.1 Pareti in muratura soggette a carichi verticali

#### 5.5.1.1 Generalità

- (1) Quando si analizza una parete soggetta a carichi verticali, si raccomanda di tener conto nel calcolo dei fattori seguenti:

- carichi verticali direttamente applicati alla parete;
- effetti del secondo ordine;
- eccentricità calcolate dall'analisi della disposizione delle pareti, dell'interazione dei solai e dei muri di irrigidimento;
- eccentricità derivanti dalle deviazioni costruttive e dalle differenze nelle proprietà dei materiali dei singoli componenti.

Nota Vedere EN 1996-2 per gli scostamenti ammissibili per le costruzioni.

- (2) I momenti flettenti possono essere calcolati sulla base delle proprietà dei materiali indicate nella Sezione 3, del comportamento dei giunti, e dei principi della meccanica strutturale.

Nota Un metodo semplificato per il calcolo dei momenti flettenti nelle pareti dovute all'azione dei carichi verticali è fornito nell'appendice C. Le appendici C(4) e C(5) si possono utilizzare senza effettuare nessun calcolo, inclusa la teoria dell'elasticità lineare.

- (3)P Deve essere assunta per l'intera altezza della parete un'eccentricità iniziale,  $e_{\text{init}}$ , per tenere permettere le imperfezioni costruttive.

- (4) L'eccentricità iniziale,  $e_{\text{init}}$ , può essere assunta pari a  $h_{\text{ef}}/450$  dove  $h_{\text{ef}}$  è l'altezza effettiva della parete, calcolata secondo il punto 5.5.1.2.

#### 5.5.1.2 Altezza effettiva delle pareti di muratura

- (1)P L'altezza effettiva di un muro portante deve essere valutata tenendo conto della rigidità relativa degli elementi della struttura collegati alla parete e dell'efficienza delle connessioni.

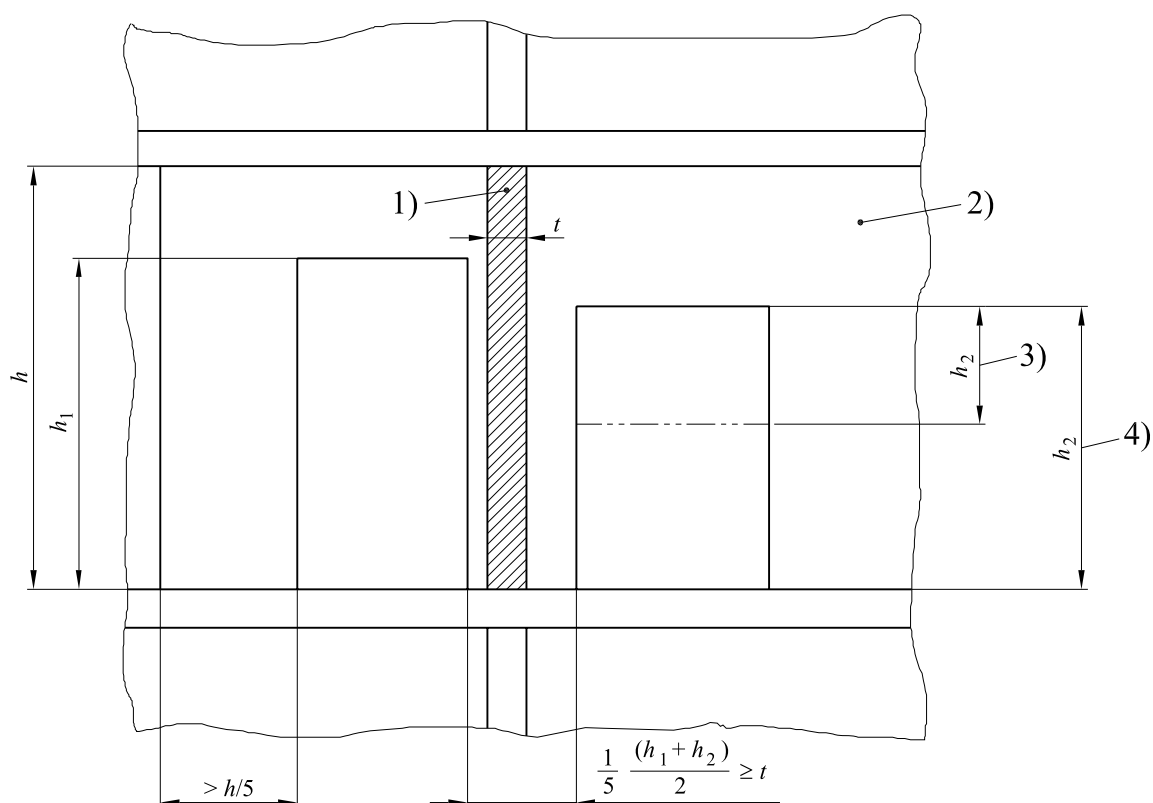
- (2) Una parete può essere irrigidita dai solai, o dalle coperture, da pareti trasversali opportunamente disposte, o da qualsiasi altro elemento strutturale similmente rigido, al quale essa sia connessa.

- (3) I muri si possono considerare irrigiditi lungo un bordo verticale se:
- non si prevede la formazione di alcuna fessura tra il muro e il suo muro di irrigidimento, ovverosia entrambi i muri sono costruiti di materiali con comportamento deformativo approssimativamente simile, sono approssimativamente caricati allo stesso modo, sono eretti simultaneamente e collegati insieme, e si prevede che non avvengano movimenti differenziali tra i due muri, per esempio, dovuti al ritiro, ai carichi, ecc.;
- oppure:
- la connessione tra un muro e il suo muro di irrigidimento può resistere alle forze di trazione e compressione per mezzo di ancoraggi o connettori trasversali o altri mezzi simili.
- (4) Si raccomanda che i muri di irrigidimento abbiano una lunghezza di almeno 1/5 dell'altezza netta ed uno spessore di almeno 0,3 volte lo spessore effettivo della parete che deve essere irrigidita.
- (5) Se il muro di irrigidimento è interrotto da aperture, la lunghezza minima della parete compresa tra le aperture, includendo il muro irrigidito, si raccomanda sia come mostrato in figura 5.1, il muro di irrigidimento si raccomanda si estenda per una lunghezza di almeno 1/5 dell'altezza di piano oltre ogni apertura.

figura 5.1 **Lunghezza minima del muro di irrigidimento con aperture**

Legenda

- 1) Muro irrigidito
- 2) Muro di irrigidimento
- 3)  $h_2$  (finestra)
- 4)  $h_2$  (porta)



- (6) I muri possono essere irrigiditi da elementi diversi da pareti di muratura purché questi abbiano una rigidità equivalente a quella di una parete di irrigidimento in muratura, con riferimento al punto (4) di cui sopra, e che questi siano connessi al muro irrigidito da ancoraggi o connettori trasversali progettati per resistere alle forze di trazione e compressione che si svilupperanno.

- (7) I muri irrigiditi lungo i due bordi verticali con  $l \geq 30 t$ , o i muri irrigiditi lungo un solo bordo verticale  $l \geq 15 t$ , dove  $l$  è la lunghezza della parete tra i muri di irrigidimento o un bordo e  $t$  è lo spessore della parete irrigidita, si raccomanda che tali pareti siano trattati come pareti vincolati solamente alle estremità superiore ed inferiore.
- (8) Se il muro irrigidito è indebolito da tracce verticali e/o nicchie, diverse da quelle ammesse al punto 6.1.2.1(7), si raccomanda di utilizzare per  $t$  lo spessore ridotto della parete, oppure si raccomanda di considerare un bordo libero in corrispondenza della posizione della traccia verticale o della nicchia. Si raccomanda di considerare sempre la presenza di un bordo libero quando lo spessore della parete dopo che sono state realizzate tali tracce verticali o nicchie sia minore della metà dello spessore della parete.
- (9) Quando le pareti hanno aperture di altezza netta maggiore di 1/4 dell'altezza netta della parete stessa, o una larghezza netta maggiore di 1/4 della lunghezza della parete, o un'area maggiore di 1/10 d'area totale della parete, si raccomanda che il muro sia preso in considerazione come se avesse un bordo libero al bordo dell'apertura, al fine di determinare l'altezza effettiva.
- (10) Si raccomanda che l'altezza effettiva di una parete sia assunta come:

$$h_{\text{ef}} = \rho_n h \quad (5.2)$$

dove:

$h_{\text{ef}}$  è l'altezza effettiva della parete;

$h$  è l'altezza netta di piano della parete;

$\rho_n$  è un fattore di riduzione dove  $n = 2, 3$  oppure 4 in relazione ai vincoli di estremità o all'irrigidimento della parete.

- (11) Il fattore di riduzione  $\rho_n$ , si può assumere pari a:

- (i) Per le pareti vincolate alle estremità superiore ed inferiore da solai o coperture di calcestruzzo armato disposti allo stesso livello da ambo le parti rispetto al muro o da un solaio di calcestruzzo armato disposto da una sola parte ed avente un appoggio di almeno 2/3 dello spessore della parete:

$$\rho_2 = 0,75 \quad (5.3)$$

a meno che l'eccentricità del carico alla sommità della parete sia maggiore di 0,25 volte lo spessore della parete stessa, nel qual caso:

$$\rho_2 = 1,0 \quad (5.4)$$

- (ii) Per le pareti vincolate alle estremità superiore ed inferiore da solai o coperture di legno disposti allo stesso livello da ambo le parti rispetto al muro o da un solaio di legno disposto da un solo lato avente un appoggio di almeno 2/3 dello spessore della parete ma non minore di 85 mm:

$$\rho_2 = 1,0 \quad (5.5)$$

- (iii) Per le pareti vincolate alle estremità superiore ed inferiore ed irrigidite su un bordo verticale (con un bordo verticale libero):

- quando  $h \leq 3,5 l$ ,

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{\rho_2 h}{3l} \right]^2} \rho_2 \quad (5.6)$$

con  $\rho_2$  ricavata utilizzando la relazione più idonea tra (i) o (ii), oppure

- quando  $h > 3,5 l$ ,

$$\rho_3 = \frac{1,5l}{h} \geq 0,3 \quad (5.7)$$

dove:

$l$  è la lunghezza della parete.

Nota I valori di  $\rho_3$  sono riportati in forma grafica nell'appendice D.

(iv) Per le pareti vincolate alle estremità superiore ed inferiore ed irrigidite lungo due bordi verticali:

- quando  $h \leq 1,15 l$ , con  $\rho_2$  ricavata utilizzando la relazione più idonea tra (i) o (ii),

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[ \frac{\rho_2 h}{l} \right]^2} \rho_2 \quad (5.8)$$

oppure:

- quando  $h > 1,15 l$ ,

$$\rho_4 = \frac{0,5l}{h} \quad (5.9)$$

dove:

$l$  è la lunghezza della parete.

Nota I valori di  $\rho_4$  sono riportati in forma grafica nell'appendice D.

### 5.5.1.3

#### Spessore effettivo delle pareti di muratura

- (1) Lo spessore effettivo,  $t_{ef}$ , di un muro monostrato, di un muro a doppio strato, di un muro a faccia vista, di un muro con letto di malta interrotto, e di un muro con intercapedine di calcestruzzo fluido, come definiti nel punto 1.5.10, si raccomanda sia assunto come lo spessore reale del muro,  $t$ .
- (2) Si raccomanda che lo spessore effettivo di un muro irrigidito da pilastri di rinforzo sia ottenuto utilizzando l'equazione (5.10):

$$t_{ef} = \rho_t t \quad (5.10)$$

dove:

$t_{ef}$  è lo spessore effettivo;

$\rho_t$  è un coefficiente ottenuto dal prospetto 5.1;

$t$  è lo spessore della parete.

prospetto 5.1

#### Coefficiente di irrigidimento, $\rho_t$ , per pareti irrigidite da pilastri di rinforzo, vedere figura 5.2

Rapporto tra la spaziatura del pilastro di rinforzo (da asse ad asse) e la loro larghezza	Rapporto tra lo spessore del pilastro di rinforzo e lo spessore reale della parete alla quale è collegata		
	1	2	3
6	1,0	1,4	2,0
10	1,0	1,2	1,4
20	1,0	1,0	1,0

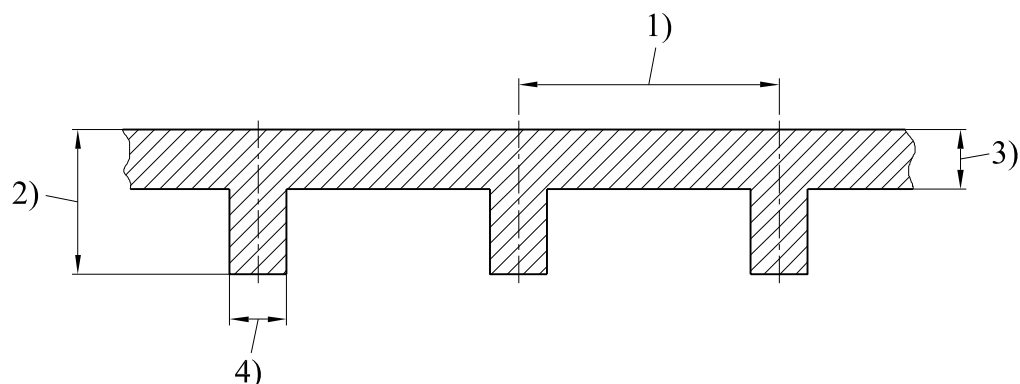
Nota È ammessa l'interpolazione lineare tra i valori indicati nel prospetto 5.1

figura 5.2

### Vista schematica delle definizioni utilizzate nel prospetto 5.1

Legenda

- 1) Spaziatura tra il pilastro di rinforzo
- 2) Profondità del pilastro di rinforzo
- 3) Spessore della parete
- 4) Larghezza del pilastro di rinforzo



- (3) Lo spessore effettivo,  $t_{\text{ef}}$ , di un muro a cassa vuota in cui entrambi i setti murari sono collegati mediante connettori trasversali in conformità al punto 6.5, si raccomanda che sia determinato utilizzando l'equazione (5.11):

$$t_{\text{ef}} = \sqrt[3]{k_{\text{tef}} t_1^3 + t_2^3} \quad (5.11)$$

dove:

$t_1$  e  $t_2$  sono gli spessori reali dei setti murari o i loro spessori effettivi, calcolati secondo l'equazione (5.10), quando pertinente, e  $t_1$  è lo spessore del setto esterno o di quello scarico e  $t_2$  è lo spessore del setto interno o di quello caricato;

$k_{\text{tef}}$  è un fattore che tiene conto dei valori relativi di  $E$  per i setti  $t_1$  e  $t_2$ .

Nota Il valore di  $k_{\text{tef}}$  da utilizzare in un Paese si può trovare nella rispettiva appendice nazionale. Il valore raccomandato di  $k_{\text{tef}}$  (definito come  $E_1/E_2$ ) si raccomanda sia non maggiore di 2.

- (4) Quando è caricato solo un setto di un muro a cassa vuota, si può utilizzare l'equazione (5.11) per calcolare lo spessore effettivo, purché i connettori trasversali abbiano una flessibilità sufficiente per far sì che il setto caricato non sia negativamente influenzato dal setto non caricato. Nel calcolare lo spessore effettivo, lo spessore del setto non caricato si raccomanda si raccomanda non sia preso tale da risultare maggiore dello spessore del setto caricato.

#### 5.5.1.4 Rapporto di snellezza delle pareti di muratura

- (1)P Il rapporto di snellezza di una parete in muratura, deve essere ricavata dividendo il valore dell'altezza effettiva,  $h_{\text{ef}}$ , per il valore dello spessore effettivo,  $t_{\text{ef}}$ .
- (2) Il rapporto di snellezza delle pareti di muratura si raccomanda non sia preso maggiore di 27 quando sottoposto prevalentemente ai carichi verticali.

### 5.5.2 Elementi di muratura armata soggetti a carichi verticali

#### 5.5.2.1 Rapporto di snellezza

- (1) Il rapporto di snellezza di elementi di muratura armata caricati verticalmente nel piano dell'elemento si raccomanda siano determinati in conformità al punto 5.5.1.4.
- (2) Quando si calcola il rapporto di snellezza di muri con intercapedine di calcestruzzo fluido, lo spessore della parete si raccomanda non sia basato su una cavità di larghezza maggiore di 100 mm.

(3) Si raccomanda che il rapporto di snellezza degli elementi sia maggiore di 27.

### 5.5.2.2

#### Luce effettiva di travi di muratura

(1) La luce effettiva,  $l_{ef}$ , di travi di muratura semplicemente appoggiate o continue, ad eccezione delle travi alte, può essere assunta come il più piccolo tra i seguenti valori (vedere figura 5.3):

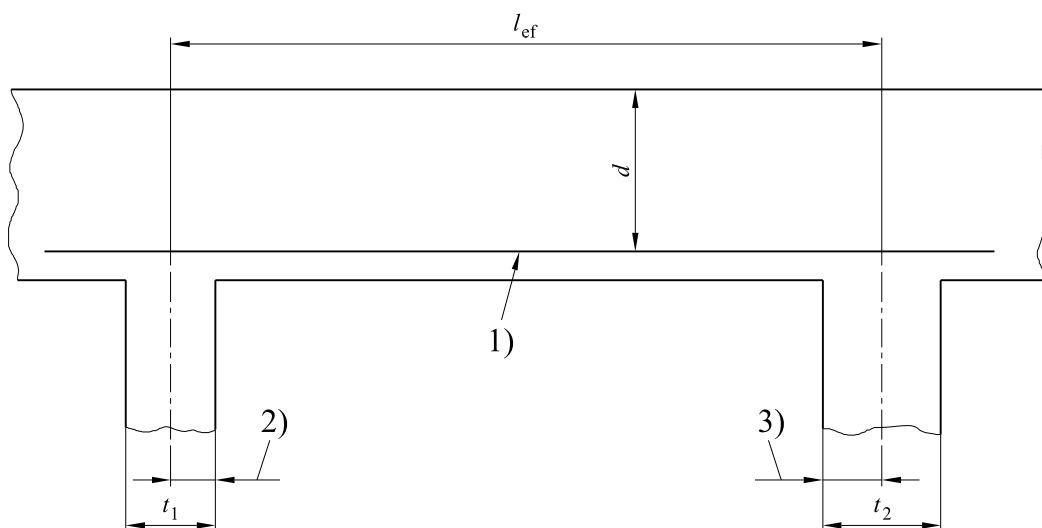
- la distanza tra gli assi degli appoggi;
- la distanza netta tra gli appoggi più l'altezza utile,  $d$ .

figura 5.3

#### Luce effettiva di travi di muratura semplicemente appoggiate o continue

Legenda

- 1) Armatura
- 2) Il minore tra  $t_1/2$  o  $d/2$
- 3) Il minore tra  $t_2/2$  o  $d/2$



(2) La luce effettiva,  $l_{ef}$ , di uno sbalzo di muratura, si può prendere come il più piccolo tra i valori seguenti (vedere figura 5.4):

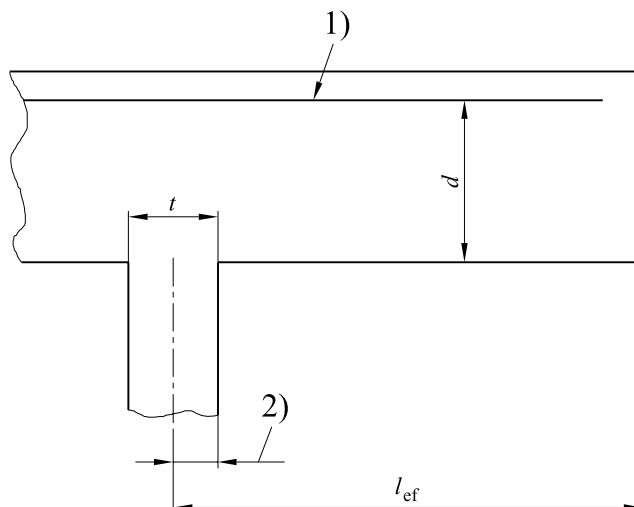
- la distanza tra l'estremità dello sbalzo e l'asse del suo appoggio;
- la distanza tra l'estremità dello sbalzo e la faccia dell'appoggio, più metà della sua altezza utile,  $d$ .

figura 5.4

### Luce effettiva di mensole di muratura

Legenda

- 1) Armatura
- 2) Il minore tra  $t/2$  o  $d/2$



- (3) La luce effettiva di travi alte di muratura si può calcolare secondo il punto 5.5.2.3.

#### 5.5.2.3

Travi alte di muratura soggette a carico verticale

- (1) Le travi alte di muratura sono pareti caricate verticalmente, o parti di pareti, che collegano delle aperture in modo tale che il rapporto tra l'altezza totale della parete sopra l'apertura e la luce effettiva dell'apertura sia pari ad almeno 0,5. La luce effettiva della trave alta può essere presa pari a:

$$l_{ef} = 1,15 l_{cl} \quad (5.12)$$

dove:

$l_{cl}$  è la luce netta dell'apertura, vedere figura 5.5.

- (2) Si raccomanda che tutti i carichi verticali che agiscono sulla porzione della parete situata sopra la luce effettiva siano presi in considerazione, a meno che questi carichi possano essere assorbiti in altro modo, per esempio, per mezzo dei solai superiori che agiscono da vincolo.
- (3) Nel determinare i momenti flettenti, la trave alta si può considerare come semplicemente appoggiata come mostrato in figura 5.5.

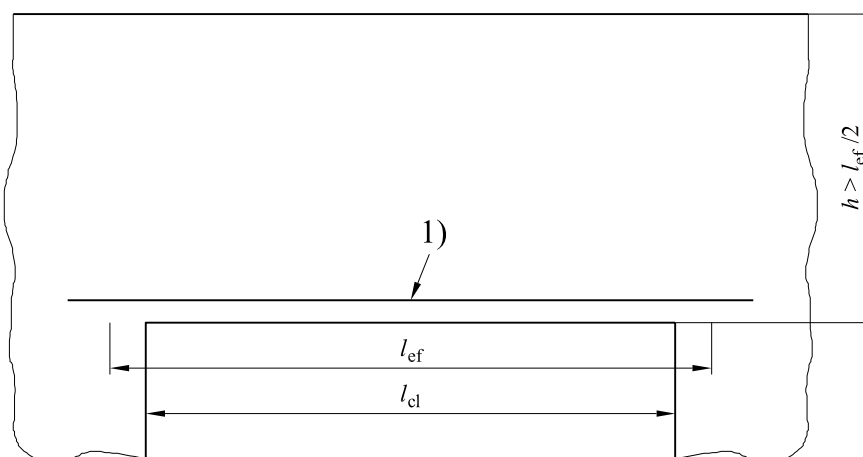


figura 5.5

### Analisi di una trave alta di muratura

Legenda

1) Armatura



5.5.2.4

#### Ridistribuzione delle sollecitazioni

(1) In elementi di muratura armata, si può modificare la distribuzione lineare elastica delle sollecitazioni, conservando l'equilibrio, se gli elementi hanno sufficiente duttilità, il che può essere ipotizzato se il rapporto tra la profondità dell'asse neutro,  $x$ , e l'altezza utile,  $d$ , non eccede 0,4 prima di effettuare la ridistribuzione dei momenti. Si raccomanda che l'influenza di una qualsiasi ridistribuzione dei momenti sia presa in considerazione su tutti gli aspetti del calcolo in conformità alla EN 1992-1-1.

5.5.2.5

#### Limitazioni alla luce di elementi di muratura armata soggetti a flessione

(1) Si raccomanda che la luce di elementi di muratura armata sia limitata al valore appropriato ottenuto dal prospetto 5.2.

prospetto 5.2

#### Rapporti limite tra luce effettiva ed altezza utile di pareti soggette a flessione fuori piano e di travi

	Rapporto tra luce effettiva e altezza utile ( $l_{ef}/d$ ) o spessore effettivo ( $l_{ef}/t_{ef}$ )	
	Parete soggetta a flessione fuori piano	Trave
Semplicemente appoggiata	35	20
Continua	45	26
Estesa in due direzioni	45	-
Mensola	18	7

Nota Per pareti libere che non formano parte di un edificio e sono sottoposte prevalentemente a carichi dovuti al vento, si possono incrementare i rapporti indicati del 30%, a condizione che tali pareti non abbiano finiture applicate che possano essere danneggiate dall'inflessione.

(2) Si raccomanda che in elementi semplicemente appoggiati o continui, la distanza netta tra i vincoli laterali,  $l_r$ , non ecceda il minore tra:

$$l_r \leq 60 b_c \text{ oppure} \quad (5.13)$$

$$l_r \leq \frac{250}{d} b_c^2 \quad (5.14)$$

dove:

$d$  è l'altezza utile dell'elemento;

$b_c$  è la larghezza del bordo compreso nella mezzeria tra i vincoli.

- (3) Per uno sbalzo fornito di vincolo laterale solo all'appoggio, la distanza netta dall'estremità dello sbalzo alla faccia dell'appoggio,  $l_r$ , si raccomanda non ecceda il minore tra:

$$l_r \leq 25 b_c \text{ oppure} \quad (5.15)$$

$$l_r \leq \frac{100}{d} b_c^2 \quad (5.16)$$

dove:

$b_c$  è preso alla faccia dell'appoggio.

### 5.5.3

#### Pareti di muratura a taglio soggette a carico di taglio

- (1) Per l'analisi delle pareti di muratura soggette a carico di taglio, si raccomanda di utilizzare la rigidezza elastica della parete, includendo ogni flangia, come rigidezza della parete. Per pareti alte più del doppio della loro lunghezza, si può trascurare l'effetto della deformabilità tagliante sulla rigidezza.
- (2) Una parete intersecante, o una porzione limitata di tale parete, si può considerare che agisca da una flangia per un muro a taglio purché il collegamento del muro a taglio con la flangia sia in grado di resistere alle corrispondenti azioni di taglio, e purché la flangia non si deformi nella lunghezza per essa assunta.
- (3) La lunghezza di una qualsiasi parete intersecante, che si può considerare che agisca da flangia (vedere figura 5.6), è lo spessore del muro a taglio più, su ciascun lato di esso, ove appropriato, il minore dei valori seguenti:
- $h_{tot}/5$ , dove  $h_{tot}$  è l'altezza globale del muro a taglio;
  - metà della distanza tra i muri a taglio ( $l_g$ ), quando collegati dalla parete intersecante;
  - la distanza dalla fine della parete;
  - metà dell'altezza netta ( $h$ );
  - sei volte lo spessore della parete intersecante,  $t$ .
- (4) Nelle pareti intersecanti, si possono trascurare le aperture con dimensioni più piccole di  $h/4$  o  $l/4$ . Le aperture con dimensioni maggiori di  $h/4$  o  $l/4$  si raccomanda siano considerate come delimitanti la fine della parete.

figura 5.6

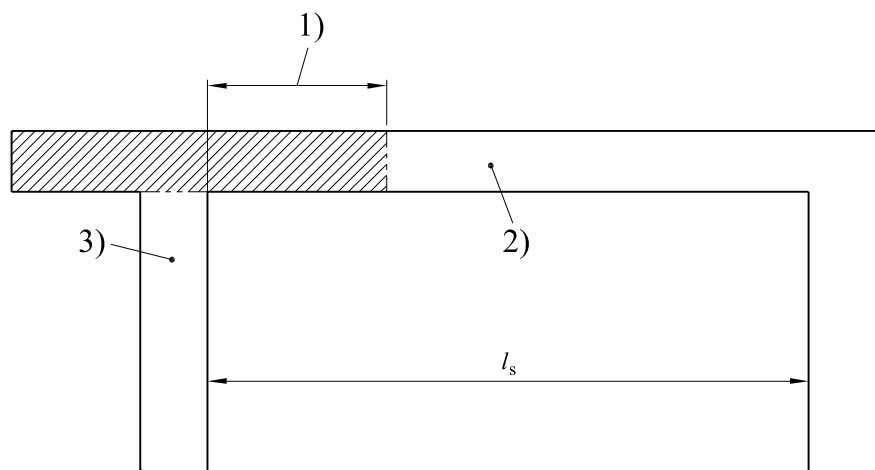
### Dimensioni della flangia che possono essere assunte per i muri a taglio

Legenda

- 1) Il minore tra  $\left\{ \begin{array}{l} h_{\text{tot}}/5 \\ l_s/2 \\ h/2 \\ 6t \end{array} \right.$

2) Parete intersecante

3) Muro a taglio



- (5) Se i solai possono essere idealizzati come diaframmi rigidi, si possono distribuire le forze orizzontali ai muri a taglio in proporzione alla loro rigidezza.
- (6)P Quando la disposizione planimetrica dei muri a taglio non è simmetrica o, per qualsiasi altra ragione, la forza orizzontale è eccentrica rispetto al baricentro della rigidezza globale della struttura, si deve tener conto dell'effetto della conseguente rotazione sulle singole pareti (effetti torsionali).
- (7) Se i solai non sono sufficientemente rigidi quando sono considerati come diaframmi orizzontali (per esempio nel caso di elementi prefabbricati di calcestruzzo non collegati tra loro), si raccomanda che le forze orizzontali siano assorbite dai muri a taglio, siano considerate quelle provenienti dai solai che sono direttamente collegati ad essi, a meno che non sia effettuata un'analisi semirigida.
- (8) Il carico massimo orizzontale su un muro a taglio, può essere ridotto fino al 15% purché il carico sui muri a taglio paralleli sia corrispondentemente aumentato.
- (9) Quando si determina il carico assiale di progetto che fornisce un contributo alla resistenza a taglio, i carichi verticali applicati alle lastre con orditura in due direzioni possono essere ugualmente distribuiti sui muri portanti; nel caso di solai o coperture a lastra ordinate solo in una direzione, per la determinazione del carico assiale agente, ai piani inferiori, sui muri non direttamente caricati, si può considerare una diffusione a 45° del carico.
- (10) La distribuzione delle tensioni di taglio sulla porzione compressa della parete può essere assunta costante.

#### 5.5.4

#### Elementi di muratura armata soggetti a carico di taglio

- (1) Nel calcolare il carico di taglio del progetto negli elementi di muratura armata con carico uniformemente distribuito, si può assumere che il massimo valore del carico di taglio si trovi ad una distanza  $d/2$  dalla faccia dell'appoggio, dove  $d$  è l'altezza utile dell'elemento.

- (2) Si raccomanda che quando si considera il carico di taglio massimo a  $d/2$  dalla faccia dell'appoggio, siano soddisfatte le condizioni seguenti:
- il carico e le reazioni di appoggio sono tali da causare una compressione diagonale nell'elemento (appoggio diretto);
  - ad un appoggio di estremità, l'armatura tesa necessaria ad una distanza di  $2,5 d$  dalla faccia dell'appoggio è ancorata all'interno dell'appoggio;
  - per gli appoggi intermedi, l'armatura tesa necessaria alla faccia dell'appoggio si estende all'interno della campata per una distanza di almeno  $2,5 d$ , in aggiunta alla lunghezza di ancoraggio.

### 5.5.5

#### Pareti di muratura soggette a carico laterale

- (1) Si raccomanda che nell'analisi delle pareti di muratura soggette a carico laterale, si tenga conto nel calcolo dei fattori seguenti:
- l'effetto di strati impermeabili all'umidità;
  - le condizioni d'appoggio e la continuità sugli appoggi.
- (2) Si raccomanda che un muro faccia a vista sia analizzato come una parete monostrato costruita interamente degli elementi che forniscono la minor resistenza a flessione.
- (3) Si raccomanda che un giunto di dilatazione in una parete sia trattato come un bordo attraverso il quale non si possono trasmettere momento flettente e taglio.

Nota Alcuni dispositivi di ancoraggio particolari sono progettati per trasmettere il momento flettente e/o il taglio attraverso i giunti di dilatazione; non si considera il loro utilizzo nella presente norma.

- (4) Quando si calcolano gli appoggi, la reazione lungo un bordo della parete dovuta al carico si può normalmente considerare come uniformemente distribuita. Il vincolo all'appoggio può essere realizzato per mezzo di connettori trasversali, di risvolti collegati di muratura, di solai o di coperture.
- (5) Dove le pareti soggette a carichi laterali sono collegate (vedere punto 8.1.4) a pareti soggette a carichi verticali, o nel caso che si appoggino su di esse solai di cemento armato, esse possono essere considerate come elementi continui in corrispondenza dell'appoggio. Si raccomanda che in presenza di strati impermeabili all'umidità può essere assunto un vincolo di semplice appoggio. Dove le pareti sono collegate a pareti portanti soggette a carichi verticali o altre strutture adeguate mediante connettori trasversali ai bordi verticali, si può assumere una continuità parziale dei momenti flettenti al bordo verticale della parete, purché si verifichi che la resistenza dei connettori trasversali è sufficiente.
- (6) Nel caso di muro a cassa vuota, si può considerare la totale continuità anche se solo un setto è collegato in modo continuo sull'appoggio, purché il muro a cassa vuota sia provvisto di connettori trasversali, in conformità al punto 6.3.3. Il carico trasmesso da una parete al suo appoggio, può essere quello trasferito dai connettori trasversali ad un setto soltanto, purché vi sia un collegamento adeguato tra i due setti (vedere punto 6.3.3), in particolare lungo i bordi verticali delle pareti. In tutti gli altri casi, si può assumere una continuità parziale.
- (7) Quando la parete è appoggiata su 3 o 4 bordi, il calcolo del momento flettente applicato,  $M_{Edi}$ , si può assumere come:

- quando il piano di rottura è parallelo ai giunti orizzontali, cioè nella direzione  $f_{xk1}$ :

$$M_{Ed1} = \alpha_1 W_{Ed} l^2 \text{ per unità di lunghezza della parete} \quad (5.17)$$

oppure:

- quando il piano di rottura è perpendicolare ai giunti orizzontali, cioè nella direzione  $f_{xk2}$ :

$$M_{Ed2} = \alpha_2 W_{Ed} l^2 \text{ per unità di altezza della parete} \quad (5.18)$$

dove:

$\alpha_1, \alpha_2$  sono i coefficienti di momento flettente che tengono conto del grado di vincolo ai bordi delle pareti e del rapporto tra l'altezza e la lunghezza delle pareti; si possono ottenere da una teoria adeguata;

$l$  è la lunghezza della parete;

$W_{Ed}$  è il carico laterale di progetto per unità di area.

Nota I valori dei coefficienti di momento flettente  $\alpha_1, \alpha_2$  si possono ottenere dall'appendice E per un muro monostrato con uno spessore minore o uguale a 250 mm, dove  $\alpha_1 = \mu \alpha_2$ ,

dove:

$\mu$  è il rapporto delle resistenze a flessione di progetto nelle due direzioni ortogonali della muratura,  $f_{xd1}/f_{xd2}$ , vedere punto 3.6.3 oppure  $f_{xd1,app}/f_{xd2}$ , vedere punto 6.3.1.(4) oppure  $f_{xd1}/f_{xd2,app}$ , vedere punto 6.5.2.(9).

- (8) Quando su uno strato impermeabile all'umidità agisce una tensione verticale di progetto uguale o superiore alla tensione di trazione di progetto prodotta dal momento flettente dovuto alle azioni esterne, il coefficiente di momento flettente relativo allo strato impermeabile all'umidità può essere assunto pari a quello utilizzato per un bordo sul quale esiste totale continuità.
- (9) Quando la parete è in appoggio solo sui suoi bordi inferiore e superiore, il momento flettente applicato si può calcolare secondo gli usuali principi dell'ingegneria, prendendo in considerazione ogni continuità.
- (10) In un pannello caricato lateralmente o in una parete isolata costruita con muratura con malte dal tipo M2 al tipo M20, e calcolate in conformità al punto 6.3, si raccomanda che le dimensioni siano limitate a quelle ottenute applicando l'appendice F, per evitare eccessivi movimenti dovuti a inflessioni, deformazione viscosa, ritiro, effetti della temperatura e fessurazione.
- (11) Quando si devono progettare pareti con forme irregolari o con aperture considerevoli, si può effettuare un'analisi che utilizzi un metodo validato per ottenere i momenti flettenti in elementi piani sottili, per esempio il metodo degli elementi finiti o il metodo della linea di frattura, prendendo in considerazione l'anisotropia della muratura, quando appropriato.

## SEZIONE 6

## STATO LIMITE ULTIMO

### 6.1 Pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali

#### 6.1.1 Generalità

- (1)P La resistenza delle pareti di muratura soggette a carico verticale deve tener conto della geometria del muro, dell'effetto delle eccentricità applicate e delle proprietà del materiale della muratura.
- (2) Nel calcolo della resistenza ai carichi verticali delle pareti di muratura, si può assumere che:
- le sezioni piane rimangono piane;
  - la resistenza a trazione della muratura perpendicolare ai giunti orizzontali sia uguale a zero.

#### 6.1.2 Verifica delle pareti di muratura non armata soggette a carichi prevalentemente verticali

##### 6.1.2.1 Generalità

- (1)P Allo stato limite ultimo, il valore di progetto del carico verticale applicato ad una parete di muratura,  $N_{Ed}$ , deve essere minore o uguale al valore di progetto della resistenza ai carichi verticali della parete,  $N_{Rd}$ , in modo che risulti:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (6.1)$$

- (2) Il valore di progetto della resistenza ai carichi verticali di una parete monostrato per unità di lunghezza,  $N_{Rd}$ , è data da:

$$N_{Rd} \leq \Phi t f_d \quad (6.2)$$

dove:

$\Phi$  è il fattore di riduzione della capacità,  $\Phi_i$ , all'estremità superiore o inferiore della parete, oppure  $\Phi_m$ , a metà della parete, come appropriato, che tiene conto degli effetti di snellezza ed eccentricità del carico, ottenuto dal punto 6.1.2.2;

$t$  è lo spessore del muro;

$f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura, ottenuta dal punto 2.4.1 e punto 3.6.1.

- (3) Qualora l'area della sezione trasversale di un muro sia minore di  $0,1 \text{ m}^2$ , la resistenza a compressione di progetto della muratura,  $f_d$ , si raccomanda sia moltiplicata per il fattore:

$$(0,7 + 3 A) \quad (6.3)$$

dove:

$A$  è l'area lorda della sezione orizzontale trasversale della parete caricata, espressa in metri quadrati.

- (4) Si raccomanda che per i muri a cassa vuota, ogni setto sia verificato separatamente, utilizzando l'area della sezione orizzontale del setto caricato e il rapporto di snellezza basato sullo spessore effettivo del muro a cassa vuota, calcolato secondo l'equazione (5.11).
- (5) Si raccomanda che un muro a faccia vista, sia calcolato allo stesso modo di un muro monostrato costruito interamente con gli elementi più deboli, utilizzando il valore di  $K$ , dal prospetto 3.3, relativo ad un muro contenente un giunto di malta longitudinale.
- (6) Un muro a doppio strato, con i due setti collegati secondo il punto 6.5, può essere calcolato come un muro monostrato, se entrambi i setti sostengono un carico di entità simile, o, in alternativa, come un muro a cassa vuota.
- (7) Quando tracce o nicchie eccedono i limiti indicati al punto 8.6, si raccomanda che l'effetto sulla capacità portante della parete sia preso in considerazione come segue:
- si raccomanda che le tracce verticali o le nicchie siano trattate come estremità della parete oppure, in alternativa, nei calcoli della resistenza ai carichi verticali di progetto, si raccomanda di utilizzare lo spessore residuo della parete;
  - si raccomanda che le tracce orizzontali o inclinate siano trattate verificando la resistenza della parete nella posizione della traccia, prendendo in considerazione l'eccentricità del carico.

Nota Come indicazione generale, la riduzione della capacità portante verticale si può considerare proporzionale alla riduzione dell'area della sezione trasversale dovuta a ciascuna traccia o nicchia verticale, purché la riduzione nell'area non sia maggiore del 25%.

### 6.1.2.2

#### Fattore di riduzione per snellezza ed eccentricità

- (1) Il valore del fattore di riduzione per snellezza ed eccentricità,  $\Phi$ , può essere basato su un blocco di tensione (stress-block) rettangolare come segue:

- (i) Alle estremità superiore od inferiore del muro ( $\Phi_i$ ):

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (6.4)$$

dove:

$e_i$  è l'eccentricità alle estremità superiore od inferiore della parete, come appropriato, calcolata utilizzando l'equazione (6.5):

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,5t \quad (6.5)$$

$M_{1d}$  è il valore di progetto del momento flettente alle estremità superiore o inferiore della parete derivante dall'eccentricità di carico del solaio sull'appoggio, analizzato secondo il punto 5.5.1 (vedere figura 6.1);

$N_{1d}$  è il valore di progetto del carico verticale alle estremità superiore o inferiore della parete;

$e_{he}$  è l'eccentricità nella parte superiore o inferiore della parete, ove necessario, risultante dai carichi orizzontali (per esempio, il vento);

$e_{init}$  è l'eccentricità iniziale (vedere punto 5.5.1.1);

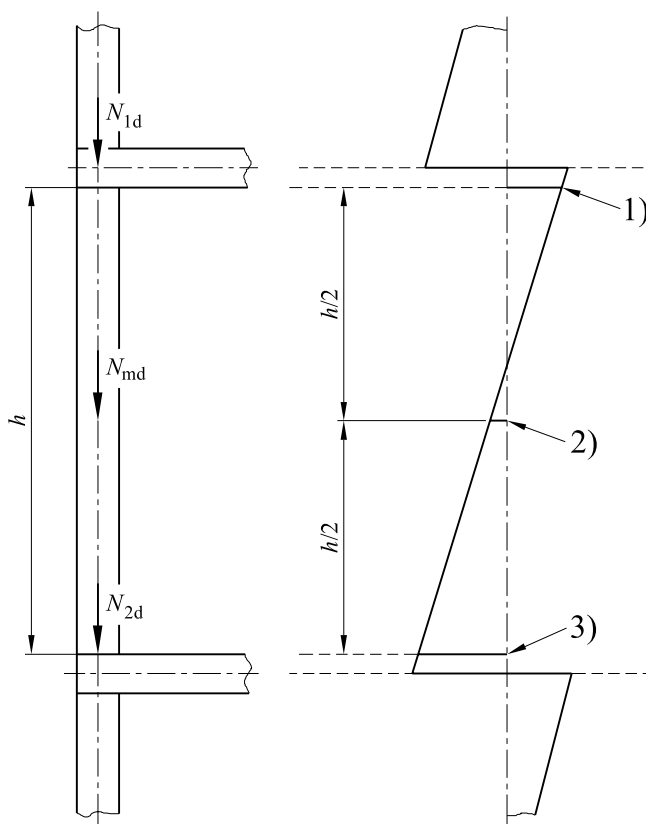
$t$  è lo spessore della parete.

figura 6.1

**Momenti ottenuti dal calcolo delle eccentricità**

Legenda

- 1)  $M_{1d}$  (all'intradosso del solaio)
- 2)  $M_{md}$  (a metà altezza della parete)
- 3)  $M_{2d}$  (all'estradosso del solaio)



(ii) A metà altezza della parete ( $\Phi_m$ ):

Utilizzando una semplificazione dei principi generali indicati nel punto 6.1.1, il fattore di riduzione a metà altezza della parete,  $\Phi_m$ , può essere determinato dall'appendice G, utilizzando  $e_{mk}$ , dove:

$e_{mk}$  è l'eccentricità a metà altezza della parete, calcolata utilizzando le equazioni (6.6) e (6.7):

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t \quad (6.6)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_{init} \quad (6.7)$$

$e_m$  è l'eccentricità dovuta ai carichi;

$M_{md}$  è il valore di progetto del momento flettente maggiore agente a metà dell'altezza della parete, risultante dai momenti agenti alle estremità superiore ed inferiore della parete (vedere figura 6.1), includendo qualsiasi carico applicato eccentricamente sulla superficie della parete (per esempio, le mensole di sostegno);

$N_{md}$  è il valore di progetto del carico verticale a metà dell'altezza della parete; includendo qualsiasi carico applicato eccentricamente sulla superficie della parete (per esempio, le mensole di sostegno);

$e_{hm}$  è l'eccentricità a metà altezza risultante dai carichi orizzontali (per esempio, il vento);

Nota L'inclusione di  $e_{hm}$  dipende dalla combinazione delle azioni utilizzate per la verifica; il suo segno relativo a quello di  $M_{md}/N_{md}$  si raccomanda sia preso in considerazione.

$e_{init}$  è l'eccentricità iniziale (vedere punto 5.5.1.1);

$h_{ef}$  è l'altezza effettiva, ottenuto dal punto 5.5.1.2 per le adeguate condizioni di vincolo o di rigidità;

$t_{ef}$  è lo spessore effettivo della parete, ottenuto dal punto 5.5.1.3;

$e_k$  è l'eccentricità dovuta alla deformazione viscosa, calcolata dall'equazione (6.8):

$$e_k = 0,002 \phi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t_{ef}} e_m \quad (6.8)$$

$\phi_\infty$  è il coefficiente finale di scorrimento viscoso [(vedere nota al punto 3.7.4(2)].

(2) Per pareti che abbiano un rapporto di snellezza pari a  $\lambda_c$  o minore, l'eccentricità dovuta alla deformazione viscosa,  $e_k$ , può essere presa uguale a zero.

Nota Il valore di  $\lambda_c$  da utilizzarsi in un Paese si può trovare nell'appendice nazionale, il valore raccomandato di  $\lambda_c$  è 15. Ciascun Paese può effettuare una distinzione per le differenti tipologie di muratura in relazione alla scelta a livello nazionale fatta sul coefficiente finale di scorrimento viscoso.

### 6.1.3

#### Pareti soggette a carichi concentrati

(1)P Il valore di progetto di un carico verticale concentrato applicato ad una parete di muratura,  $N_{Edc}$ , deve essere minore o uguale al valore di progetto della resistenza ai carichi verticali concentrati della parete,  $N_{Rdc}$ , in modo che risulti:

$$N_{Edc} \leq N_{Rdc} \quad (6.9)$$

(2) Quando una parete, costruita con elementi del Gruppo 1 e con dettagli in conformità alla Sezione 8, diversa da un muro con letto di malta interrotto, è soggetta ad un carico concentrato, il valore di progetto della resistenza ai carichi verticali è dato da:

$$N_{Rdc} = \beta A_b f_d \quad (6.10)$$

dove:

$$\beta = \left(1 + 0,3 \frac{a_1}{h_c}\right) \left(1,5 - 1,1 \frac{A_b}{A_{ef}}\right) \quad (6.11)$$

si raccomanda non sia minore di 1,0 né maggiore del minore tra:

$$1,25 + \frac{a_1}{2h_c} \quad \text{oppure} \quad 1,5$$

dove:

$\beta$  è un fattore di miglioramento per carichi concentrati;

$a_1$  è la distanza dalla fine della parete al bordo più vicino all'impronta del carico (vedere figura 6.2);

$h_c$  è l'altezza della parete al livello del carico;

$A_b$  è l'area dell'impronta del carico;

$A_{ef}$  è l'area portante effettiva, cioè  $l_{efm} \times t$ ;

$l_{efm}$  è la lunghezza effettiva della parte portante, determinata a metà altezza della parete o del pilastro di rinforzo (vedere figura 6.2);



$t$  è lo spessore del muro, tenendo conto della profondità delle rientranze nei giunti maggiori di 5 mm;

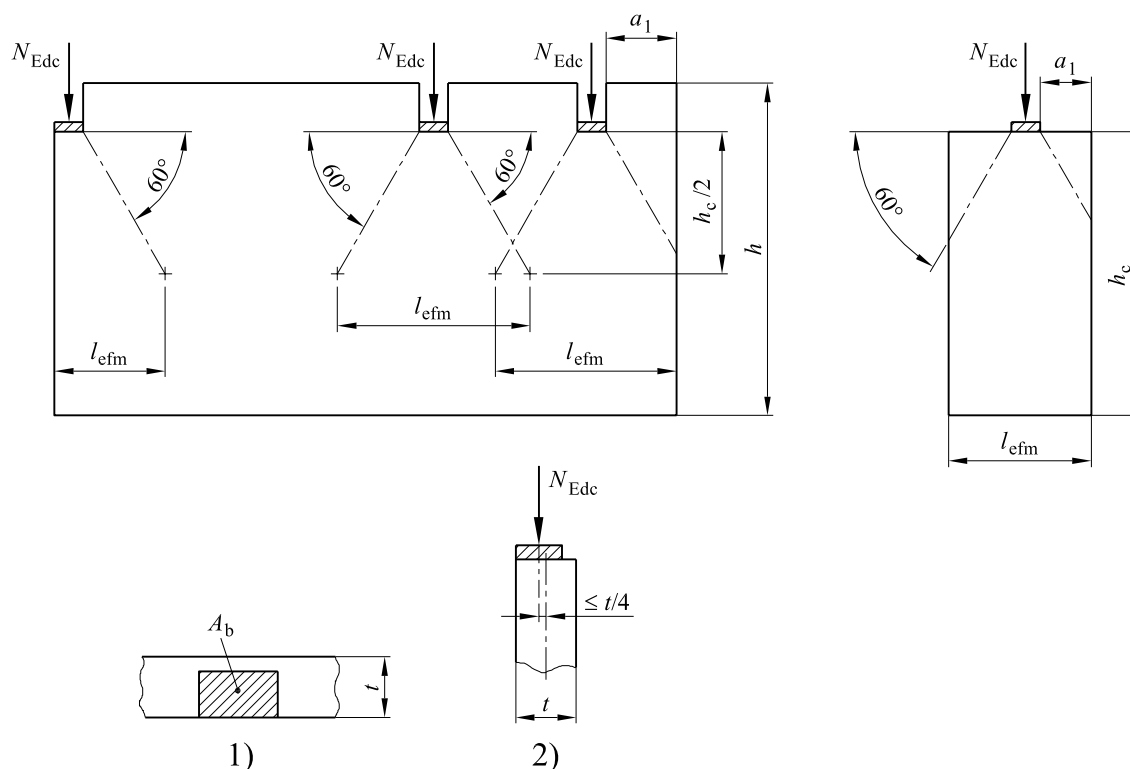
$\frac{A_b}{A_{ef}}$  non è maggiore di 0,45.

Nota I valori del fattore di miglioramento  $\beta$  sono riportati sotto forma di grafico nell'appendice H.

figura 6.2 **Pareti soggette a carichi concentrati**

Legenda

- 1) Pianta
- 2) Sezione



- (3) Per i muri costruiti con elementi dei Gruppi 2, 3, e del Gruppo 4, e quando sono realizzati con letto di malta interrotto, si raccomanda di verificare che, localmente, sotto l'impronta del carico concentrato, la tensione di compressione di progetto non eccede la resistenza a compressione di progetto della muratura,  $f_d$  (cioè  $\beta$  è preso pari ad 1,0).
- (4) Si raccomanda che l'eccentricità del carico dall'asse della parete sia maggiore di  $t/4$  (vedere figura 6.2).
- (5) Si raccomanda che in ogni caso, i requisiti del punto 6.1.2.1 siano soddisfatti a metà altezza della parete sotto l'impronta del carico, includendo gli effetti di ogni altro carico verticale imposto in sommità, in modo particolare per il caso in cui i carichi concentrati siano sufficientemente vicini da dover tener conto degli effetti di sovrapposizione nelle rispettive lunghezze effettive.
- (6) Si raccomanda che il carico concentrato sia portato da elementi del Gruppo 1 o da altro materiale pieno, aventi lunghezza pari a quella richiesta per l'appoggio del carico, più un tratto da ciascun lato dell'impronta del carico ottenuto dalla diffusione a  $60^\circ$  del carico alla base del materiale; per un appoggio di estremità la lunghezza aggiuntiva è richiesta da una sola parte.

- (7) Dove il carico concentrato sia applicato attraverso una trave di ripartizione di adeguata rigidezza e di larghezza uguale a quella della parete, altezza maggiore di 200 mm e di lunghezza maggiore di tre volte quella corrispondente all'appoggio del carico, si raccomanda che il valore di progetto della tensione di compressione al di sotto dell'area caricata non ecceda  $1,5 f_d$ .

## 6.2 Pareti di muratura non armata soggette a carico di taglio

- (1)P In condizioni di stato limite ultimo, il valore di progetto del carico di taglio applicato alla parete di muratura,  $V_{Ed}$ , deve essere minore o uguale al valore di progetto della resistenza a taglio della parete,  $V_{Rd}$ , in modo che risulti:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (6.12)$$

- (2) Il valore di progetto della resistenza a taglio è data da:

$$V_{Rd} = f_{vd} t l_c \quad (6.13)$$

dove:

$f_{vd}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio della muratura, ottenuta dal punto 2.4.1 e al punto 3.6.2, basata sulle tensioni verticali medie sulla porzione di parete compressa che fornisce la resistenza al taglio;

$t$  è lo spessore della parete resistente a taglio;

$l_c$  è la lunghezza della parte compressa della parete, trascurando le parti della parete soggette a trazione.

- (3) Si raccomanda che la lunghezza della parte compressa della parete,  $l_c$ , sia calcolata assumendo una distribuzione lineare delle tensioni di compressione, e prendendo in considerazione qualsiasi apertura, traccia o nicchia; si raccomanda che ogni porzione di parete soggetta a tensioni di trazione verticali non sia utilizzata nel calcolo dell'area della parete resistente a taglio.
- (4)P I collegamenti tra le pareti a taglio e le flange di pareti intersecanti devono essere verificati per il taglio verticale.
- (5) Si raccomanda che la lunghezza della parte compressa della parete sia verificata per il carico verticale ad essa applicato e l'effetto di carico verticale dell'azione di taglio.

## 6.3 Pareti di muratura non armate soggette a carichi laterali

### 6.3.1 Generalità

- (1)P Allo stato limite ultimo il valore di progetto del momento flettente applicato alla parete di muratura,  $M_{Ed}$  (vedere punto 5.5.5), deve essere minore o uguale al valore di progetto del momento resistente della parete  $M_{Rd}$ , in modo che risulti:

$$M_{Ed} \leq M_{Rd} \quad (6.14)$$

- (2) Si raccomanda che nel calcolo si tenga in considerazione il rapporto  $\mu$  delle resistenze nelle due direzioni ortogonali della muratura.
- (3) Il valore di progetto del momento resistente per carichi laterali di una parete di muratura,  $M_{Rd}$ , per unità di altezza o di lunghezza, è dato da:

$$M_{Rd} = f_{xd} Z \quad (6.15)$$

dove:

$f_{xd}$  è la resistenza a flessione di progetto, relativa al piano di flessione appropriato, ottenuta dai punti 3.6.3, 6.3.1(4) o punto 6.6.2(9);

$Z$  è il modulo elastico della sezione (elastico) della parete per unità di altezza o di lunghezza della parete.

- (4) Quando è presente un carico verticale, si può prendere in considerazione l'effetto favorevole delle tensioni di compressione in uno dei modi seguenti:

- (i) utilizzando la resistenza a flessione apparente,  $f_{xd1,app}$ , data dall'equazione (6.16), e modificando di conseguenza il rapporto delle resistenze nelle due direzioni ortogonali utilizzato in (2).

$$f_{xd1,app} = f_{xd1} + \sigma_d \quad (6.16)$$

dove:

$f_{xd1}$  è la resistenza a flessione di progetto della muratura con piano di rottura parallelo ai giunti orizzontali, vedere punto 3.6.3;

$\sigma_d$  è la tensione di compressione di progetto sulla parete, da non prendere maggiore di  $0,2 f_d$ ;

oppure:

- (ii) calcolando la resistenza della parete mediante la formula (6.2) dove  $\phi$  si sostituisce con  $\phi_{fl}$ , che prende in considerazione la resistenza a flessione  $f_{xd1}$ .

Nota La presente parte non comprende un metodo per calcolare  $\phi_{fl}$  inclusa la resistenza a flessione.

- (5) Si raccomanda nel valutare il modulo della sezione di un pilastro di rinforzo in una parete, la lunghezza sporgente della flangia dalla superficie del pilastro di rinforzo sia presa come il minor valore tra:

- $h/10$  per le pareti che si estendono verticalmente tra i vincoli;
- $h/5$  per le pareti a sbalzo;
- metà della distanza netta tra i pilastri di rinforzo;

dove:

$h$  è l'altezza netta della parete.

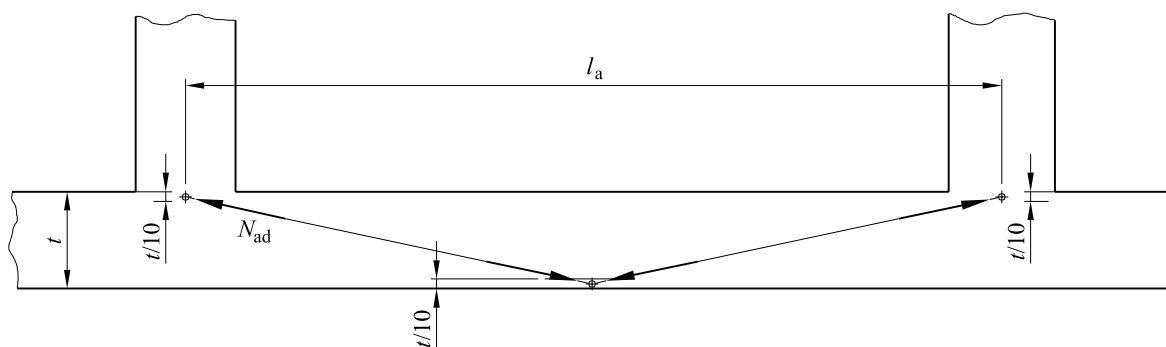
- (6) In un muro a cassa vuota, l'azione laterale di progetto per unità di area,  $W_{Ed}$ , può essere ripartita tra i due setti purché i connettori trasversali, o gli altri collegamenti tra i setti, siano in grado di trasmettere le azioni alle quali il muro a cassa vuota è soggetto. La ripartizione tra i due setti può essere effettuata in proporzione alla loro resistenza (cioè utilizzando  $M_{Rd}$ ), o alla loro rigidezza. Si raccomanda che quando si utilizza la rigidezza, ciascun setto sia verificato per la sua proporzione di  $M_{Ed}$ .
- (7) Si raccomanda che se una parete è indebolita da tracce o nicchie fuori dai limiti indicati nel punto 8.6, tale indebolimento sia preso in considerazione nel determinare la capacità portante utilizzando lo spessore ridotto della parete in corrispondenza della posizione della traccia o della nicchia.

### 6.3.2

#### Comportamento ad arco delle pareti tra gli appoggi

- (1)P Allo stato limite ultimo, l'effetto del carico laterale di progetto dovuto al comportamento ad arco in una parete deve essere minore o uguale al carico resistente di progetto per azioni ad arco e la resistenza di progetto degli appoggi dell'arco deve essere maggiore dell'effetto del carico laterale di progetto.
- (2) Una parete di muratura è costruita solidamente tra appoggi in grado di resistere alla spinta di un arco, essa può essere calcolata assumendo che si sviluppi un arco orizzontale o verticale nel suo spessore.
- (3) L'analisi può essere basata sullo schema di un arco a tre cerniere, quando la porzione dell'arco portante sia pari a 0,1 volte lo spessore della parete e alla cerniera centrale, come indicato nella figura 6.3. Se sono presenti tracce o nicchie vicino alla linea delle pressioni dell'arco, si raccomanda di tenere in considerazione il loro effetto sulla resistenza della muratura.

figura 6.3 Arco assunto per resistere ai carichi laterali (schema)



- (4) Si raccomanda che la spinta dell'arco sia valutata sulla base della conoscenza del carico laterale applicato, della resistenza a compressione della muratura, dell'efficacia del collegamento tra le pareti e l'appoggio che resiste alla spinta e degli accorciamenti elastici e dipendenti dal tempo nella lunghezza della parete. La spinta dell'arco può essere fornita da un carico verticale.

- (5) La freccia dell'arco,  $r$ , è data dall'equazione (6.17):

$$r = 0,9 t - d_a \quad (6.17)$$

dove:

$t$  è lo spessore del muro, prendendo in considerazione la riduzione di spessore dovuta a giunti rientranti;

$d_a$  è l'inflessione dell'arco sotto il carico laterale di progetto; può essere assunta pari a zero per le pareti che hanno un rapporto lunghezza-spessore minore o uguale a 25.

- (6) La spinta di progetto massima dell'arco per unità di lunghezza della parete,  $N_{ad}$ , può essere ottenuta dall'equazione (6.18):

$$N_{ad} = 1,5 f_d \frac{t}{10} \quad (6.18)$$

e quando la deformazione laterale è piccola, la resistenza laterale di progetto è data da:

$$q_{lat,d} = f_d \left( \frac{t}{l_a} \right)^2 \quad (6.19)$$

dove:

$N_{ad}$  è la spinta di progetto dell'arco;

$q_{lat,d}$  è la resistenza laterale di progetto per unità di area del muro;

$t$  è lo spessore del muro;

$f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura nella direzione della spinta dell'arco, ottenuta dal punto 3.6.1;

$l_a$  è la lunghezza o l'altezza del muro tra gli appoggi in grado di resistere alla spinta dell'arco;

purché:

- qualsiasi strato impermeabile all'umidità o altro piano a bassa resistenza da attrito nella parete possa trasmettere le relative forze orizzontali;
- il valore di progetto delle tensioni dovute ai carichi verticali non sia minore di  $0,1 \text{ N/mm}^2$ ;
- il rapporto di snellezza non sia maggiore di 20.

- 6.3.3 Muri soggetti a carichi dovuti al vento**
- (1) Si raccomanda che i muri soggetti a carichi dovuti al vento siano calcolati utilizzando i punti 5.5.5, 6.3.1 e 6.3.2, come pertinente.
- 6.3.4 Muri soggetti a carichi laterali dovuti al terreno e all'acqua**
- (1) Si raccomanda che i muri soggetti alla spinta laterale del terreno con o senza carichi verticali, siano calcolati utilizzando i punti 5.5.5, 6.1.2, 6.3.1 e 6.3.2, come pertinente.
- Nota 1 Si raccomanda che la resistenza a flessione della muratura  $f_{xk1}$  non sia utilizzata nel calcolo di muri soggetti a spinta laterale del terreno.
- Nota 2 Un metodo semplificato per il calcolo dei muri di fondazione soggetti alla spinta laterale del terreno è indicato nella EN 1996-3.
- 6.3.5 Muri soggetti a carico laterale dovuto ad azioni eccezionali**
- (1) Le pareti soggette a carichi eccezionali orizzontali, diversi da quelli derivanti dalle azioni sismiche (per esempio esplosioni di gas), possono essere progettati in conformità ai punti 5.5.5, 6.1.2, 6.3.1 e al punto 6.3.2, come pertinente.
- 6.4 Pareti di muratura non armate soggette a carichi combinati verticali e laterali**
- 6.4.1 Generalità**
- (1) Pareti di muratura non armate soggette sia a carichi verticali sia a carichi laterali possono essere verificate utilizzando uno qualsiasi dei metodi forniti nei punti 6.4.2, 6.4.3 o nel punto 6.4.4, come appropriato.
- 6.4.2 Metodo basato sul fattore  $\Phi$**
- (1) Utilizzando i valori pertinenti di eccentricità dovuti alle azioni orizzontali,  $e_{hi}$  o  $e_{hm}$ , secondo il punto 6.1.2.2(1) (i) oppure (ii), si può determinare, utilizzando le equazioni (6.5) e (6.7), un fattore di riduzione per snellezza  $\Phi$  da utilizzare nell'equazione (6.2), che tiene conto dell'azione combinata dei carichi verticali ed orizzontali.
- 6.4.3 Metodo basato sull'utilizzo della resistenza a flessione apparente**
- (1) Il punto 6.3.1 consente il calcolo di una resistenza a flessione di progetto,  $f_{xd1}$ , da incrementare per effetto del carico verticale permanente ad una resistenza a flessione apparente,  $f_{xd1,app}$ , per l'utilizzo nelle verifiche indicate nella presente sezione.
- 6.4.4 Metodo basato sull'utilizzo dei coefficienti di momento flettente**
- (1) Dalla combinazione del punto 6.4.2 e del punto 6.4.3 si possono ottenere dei momenti flettenti equivalenti, che consentono il calcolo combinato del carico verticale ed orizzontale.
- Nota L'appendice I fornisce un metodo per modificare il coefficiente di momento flettente,  $\alpha$ , come descritto nel punto 5.5.5, per tenere in considerazione sia i carichi verticali che quelli orizzontali.
- 6.5 Connettori trasversali**
- (1)P Per il calcolo della resistenza strutturale dei connettori trasversali, si deve prendere in considerazione la combinazione dei seguenti fattori:
- movimenti differenziali tra gli elementi strutturali collegati, tipicamente il muro faccia a vista e il muro retrostante, per esempio dovuti alle differenze di temperatura, alle variazioni di umidità e alle azioni;
  - l'azione orizzontale del vento;
  - forze dovute all'interazione dei setti nei muri a cassa vuota.

- (2)P Nel determinare la resistenza strutturale dei connettori trasversali, si deve tenere in considerazione qualsiasi deviazione dalla rettilineità e qualsiasi deterioramento del materiale includendo il rischio di rottura fragile dovuto alle deformazioni successive ai quali essi sono soggetti durante e dopo la costruzione.
- (3)P Dove muri, in modo particolare i muri a cassa vuota e i muri di rivestimento, sono soggetti a carichi laterali dovuti al vento, i connettori trasversali che collegano i due setti devono essere in grado di distribuire i carichi dovuti al vento dal setto caricato all'altro setto, alla parete retrostante o all'appoggio.
- (4) Si raccomanda che il numero minimo di connettori trasversali per unità d'area,  $n_t$ , sia ricavato dall'equazione (6.20):

$$n_t \geq \frac{W_{Ed}}{F_d} \quad (6.20)$$

ma non minore secondo il punto 8.5.2.2,

dove:

$W_{Ed}$  è il valore di progetto dell'azione del carico orizzontale, per unità d'area, che deve essere trasferita;

$F_d$  è la resistenza a compressione o a trazione di progetto del connettore trasversale, come appropriato per la condizione di progetto.

Nota 1 La EN 845-1 richiede che un fabbricante dichiari la resistenza dei connettori; si raccomanda che il valore dichiarato sia diviso da  $\gamma_M$  per ricavare il valore di progetto.

Nota 2 Nello scegliere i connettori trasversali si raccomanda sia permesso del movimento differenziale tra i setti, senza produrre danneggiamento.

- (5) Nel caso di un muro di rivestimento,  $W_{Ed}$ , si raccomanda sia calcolato tenendo conto che i connettori trasversali siano in grado di trasmettere alla struttura retrostante tutta l'azione orizzontale di progetto dovuta al vento agente sul muro di rivestimento.

## 6.6 Elementi di muratura armata soggetti a flessione, a flessione e carico assiale o a carico assiale

### 6.6.1 Generalità

- (1)P Il calcolo di elementi di muratura armata soggetti a flessione, a flessione e carico assiale o a carico assiale, si deve basare sulle assunzioni seguenti:
- le sezioni piane rimangono piane;
  - l'armatura è soggetta alle stesse variazioni di deformazione della muratura adiacente;
  - la resistenza a trazione della muratura è uguale a zero;
  - la massima deformazione a compressione della muratura è scelta secondo il materiale impiegato;
  - la massima deformazione a trazione dell'armatura è scelta secondo il materiale impiegato;
  - la relazione tensioni-deformazioni della muratura è considerata con andamento di tipo lineare, parabolico, a parabola-rettangolo o rettangolare (vedere punto 3.7.1);
  - la relazione tensioni-deformazioni dell'armatura è derivata dalla EN 1992-1-1;
  - per le sezioni trasversali parzialmente soggette a compressione, la deformazione a compressione limite è presa non maggiore di  $\varepsilon_{mu} = -0,0035$  per gli elementi del Gruppo 1 e  $\varepsilon_{mu} = -0,002$  per gli elementi del Gruppo 2, 3, e 4 (vedere figura 3.2).
- (2)P Le proprietà deformative del calcestruzzo di riempimento devono essere assunte pari a quelle per la muratura.

- (3) Il calcolo per il blocco di tensione (stress block) a compressione per muratura o per calcestruzzo di riempimento può essere basato sulla figura 3.2, dove  $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura, o del calcestruzzo di riempimento, nella direzione di carico.
- (4) In una zona compressa che comprende sia muratura che calcestruzzo di riempimento, la resistenza a compressione si raccomanda sia calcolata utilizzando un blocco di tensione (stress block) basato sulla resistenza a compressione del materiale meno resistente.

## 6.6.2

### Verifica degli elementi di muratura armata soggetti a flessione e/o carico assiale

- (1)P Allo stato limite ultimo, il valore di progetto del carico applicato ad un elemento di muratura armata,  $E_d$ , deve essere minore o uguale alla resistenza di progetto dell'elemento,  $R_d$ , in modo tale che:

$$E_d \geq R_d \quad (6.21)$$

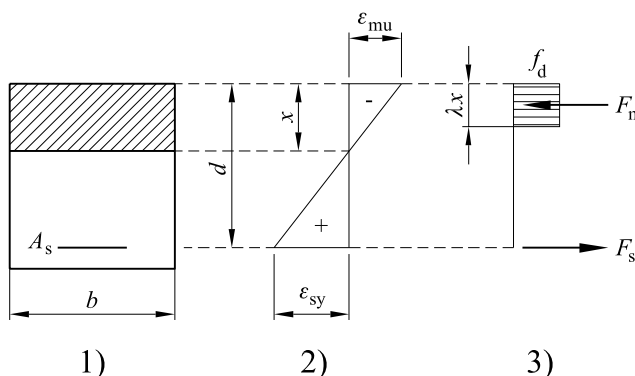
- (2) Si raccomanda che la resistenza di progetto dell'elemento sia basata sulle assunzioni indicate nel punto 6.6.1. La deformazione di trazione dell'armatura  $\varepsilon_s$  si raccomanda sia limitata a 0,01.
- (3) Nel determinare il valore di progetto del momento resistente di una sezione, si può assumere come semplificazione una distribuzione rettangolare delle tensioni come indicato nella figura 6.4.

figura 6.4

#### Distribuzione delle tensioni e delle deformazioni

Legenda

- 1) Sezione trasversale
- 2) Deformazioni
- 3) Sollecitazioni



- (4) Nel caso di una sezione trasversale rettangolare con armatura semplice, soggetta solo a flessione, il valore di progetto del momento resistente,  $M_{Rd}$ , può essere preso come:

$$M_{Rd} = A_s f_{yd} z \quad (6.22)$$

dove, sulla base della semplificazione illustrata nella figura 6.4, il braccio delle forze interne,  $z$ , per una sezione dove si raggiungono insieme la massima tensione di compressione e di trazione, può essere assunto pari a:

$$z = d \left( 1 - 0,5 \frac{A_s f_{yd}}{b d f_d} \right) \leq 0,95 d \quad (6.23)$$

dove:

$b$  è la larghezza della sezione;

$d$  è l'altezza utile della sezione;

$A_s$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura tesa;

$f_d$  è il minore tra il valore della resistenza a compressione di progetto della muratura nella direzione del carico, ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.6.1, o del calcestruzzo di riempimento, ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.3;

$f_{yd}$  è la resistenza di progetto dell'acciaio da armatura.

Nota Per il caso particolare di pareti di muratura armata a sbalzo soggette a flessione, riferirsi al (5), sotto.

- (5) Nel determinare il valore di progetto del momento resistente,  $M_{Rd}$ , di elementi di muratura armata soggetti a flessione, la resistenza a compressione di progetto,  $f_d$ , nella figura 6.4, può essere presa su una profondità dal bordo compresso della sezione trasversale, pari a  $\lambda x$ , quando il valore di progetto del momento resistente,  $M_{Rd}$ , in compressione, si raccomanda non sia preso maggiore di:

$$M_{Rd} \leq 0,4 f_d b d^2 \text{ per elementi del Gruppo 1 differenti da blocchi di calcestruzzo aerato autoclavato,} \quad (6.24a)$$

e

$$M_{Rd} \leq 0,3 f_d b d^2 \text{ per elementi del Gruppo 2, 3 e 4 e blocchi di calcestruzzo aerato autoclavato del Gruppo 1,} \quad (6.24b)$$

dove:

$f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura;

$b$  è la larghezza della sezione;

$d$  è l'altezza utile della sezione; e

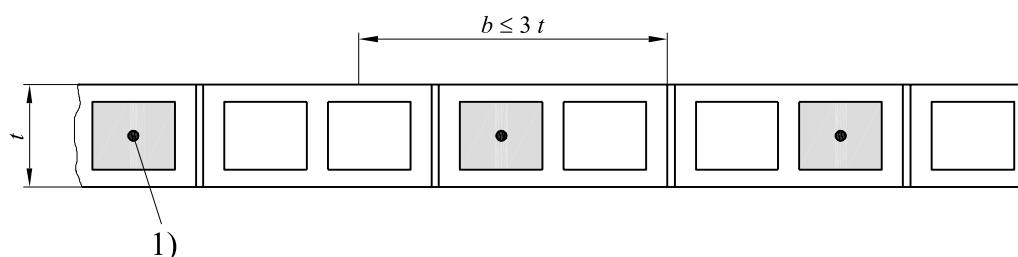
$x$  è la profondità dell'asse neutro.

- (6) Quando l'armatura in una sezione è concentrata localmente in modo che l'elemento non possa essere trattato come un elemento flangiato (vedere punto 6.6.3), si raccomanda che la sezione armata sia considerata una larghezza non maggiore di 3 volte lo spessore della muratura (vedere figura 6.5).

figura 6.5 **Larghezza della sezione per elementi con armatura concentrata localmente**

Legenda

- 1) Armatura



- (7) Elementi di muratura armata con un rapporto di snellezza, calcolato in conformità al punto 5.5.1.4, maggiore di 12, possono essere calcolati utilizzando i principi e le regole di applicazione per gli elementi non armati secondo il punto 6.1, prendendo in considerazione gli effetti del secondo ordine mediante un momento addizionale di progetto,  $M_{ad}$ :

$$M_{ad} = \frac{N_{Ed} h_{ef}^2}{2000 \times t} \quad (6.25)$$

dove:

$N_{Ed}$  è il valore di progetto del carico verticale;

$h_{ef}$  è l'altezza effettiva della parete;

$t$  è lo spessore della parete.



- (8) Elementi di muratura armata soggetti ad una piccola forza assiale possono essere progettati per flessione, solo se la tensione assiale di progetto  $\sigma_d$  non eccede:

$$\sigma_d \leq 0,3 f_d \quad (6.26)$$

dove:

$f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

- (9) In pareti armate con armatura prefabbricata per giunti orizzontali per supportare la resistenza ai carichi laterali, quando si necessita della resistenza di tale armatura per giungere al coefficiente di momento flettente  $\alpha$ , (vedere punto 5.5.5), si può calcolare una resistenza a flessione apparente  $f_{xd2,app}$  uguagliando il momento resistente di progetto della sezione con armatura orizzontale a quella di una sezione non armata dello stesso spessore, utilizzando l'espressione (6.27):

$$f_{xd2,app} = \frac{6A_s f_{yd} z}{t^2} \quad (6.27)$$

dove:

$f_{yd}$  è resistenza di progetto dell'armatura orizzontale;

$A_s$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura orizzontale in trazione, per metro;

$t$  è lo spessore della parete;

$z$  è il braccio delle forze interne dall'equazione (6.23).

### 6.6.3

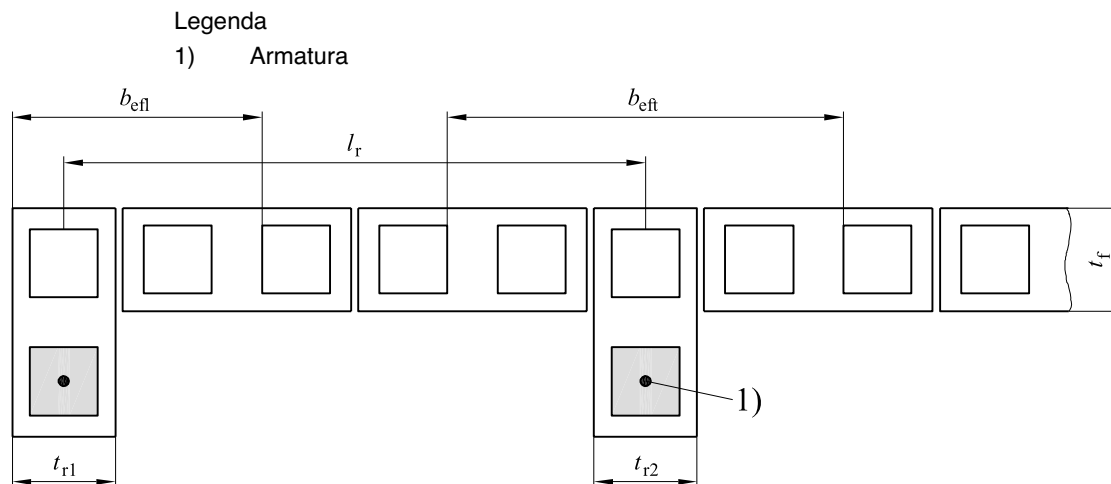
#### Elementi di muratura armata flangiati

- (1) Negli elementi di muratura armata, dove l'armatura è concentrata localmente in modo tale che l'elemento possa comportarsi come un elemento flangiato, per esempio con forma a T o a L (vedere figura 6.6), lo spessore della flangia  $t_f$ , si raccomanda sia considerato come lo spessore della muratura, ma in nessun caso maggiore di  $0,5 d$ , dove  $d$  è l'altezza utile dell'elemento. Si raccomanda di verificare che la muratura compresa tra le armature concentrate sia capace di estendersi tra gli appoggi da esse forniti.

$$b_{\text{eff}} = \text{il minore di} \begin{cases} t_{r1} + 6t_f \\ l_r/2 \\ h/6 \\ \text{la larghezza reale della flangia} \end{cases}$$

$$b_{\text{eff}} = \text{il minore di} \begin{cases} t_{r2} + 12t_f \\ l_r \\ h/3 \\ \text{la larghezza reale della flangia} \end{cases}$$

figura 6.6 **Larghezza effettiva delle flange**



dove:

$b_{effl}$  larghezza effettiva di un elemento flangiato;

$b_{eff}$  larghezza effettiva di un elemento flangiato;

$h$  altezza netta di una parete di muratura;

$l_r$  distanza netta tra i vincoli laterali;

$t_f$  spessore di una flangia;

$t_{ri}$  spessore della nervatura,  $i$ .

(2) La larghezza effettiva dell'elemento flangiato,  $b_{eff}$ , si raccomanda sia considerata come il più piccolo di:

(i) per gli elementi a T:

- la larghezza reale della flangia;
- la larghezza della tasca o della nervatura più 12 volte lo spessore della flangia;
- la distanza delle tasche o nervature;
- un terzo dell'altezza della parete;

(ii) per gli elementi a L:

- la larghezza reale della flangia;
- la larghezza della tasca o della nervatura più 6 volte lo spessore della flangia;
- la metà dello spazio delle tasche o delle nervature;
- un sesto dell'altezza della parete.

(3) Nel caso di elementi flangiati, il valore di progetto del momento resistente,  $M_{Rd}$ , può essere ricavato utilizzando l'equazione (6.22) ma si raccomanda non sia maggiore di:

$$M_{Rd} \leq f_d b_{eff} t_f (d - 0,5t_f) \quad (6.28)$$

dove:

$f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura, ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.6.1;

$d$  è l'altezza utile dell'elemento;

$t_f$  è lo spessore della flangia in conformità ai requisiti riportati in (1) e (2);

$b_{eff}$  è la larghezza effettiva della flangia, in conformità ai requisiti riportati in (1) e (2).

#### 6.6.4

#### Travi alte

- (1) Nel caso di travi alte, il valore di progetto del momento resistente,  $M_{Rd}$ , si può ricavare dall'equazione (6.22),

dove:

$A_s$  è l'area dell'armatura nella parte inferiore della trave alta;

$f_{yd}$  è la resistenza di progetto dell'acciaio da armatura;

$z$  è il braccio delle forze interne, che si raccomanda sia preso come il più piccolo tra i seguenti valori:

$$z = 0,7 l_{ef} \quad (6.29)$$

o

$$z = 0,4 h + 0,2 l_{ef} \quad (6.30)$$

$l_{ef}$  è luce effettiva della trave in muratura;

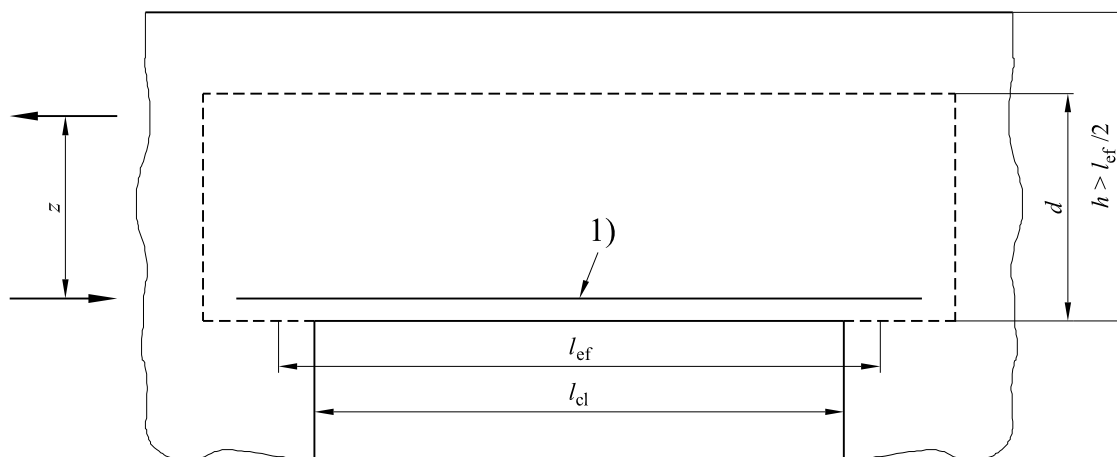
$h$  è l'altezza netta della trave alta.

figura 6.7

#### Armatura di una trave alta

Legenda

- 1) Armatura



- (2) Il valore di progetto del momento resistente,  $M_{Rd}$ , si raccomanda non sia preso maggiore di:

$$M_{Rd} \leq 0,4 f_d b d^2 \text{ per elementi del Gruppo 1 differenti da blocchi di calcestruzzo aerato autoclavato;} \quad (6.31a)$$

e

$$M_{Rd} \leq 0,3 f_d b d^2 \text{ per elementi del Gruppo 2, 3 e 4 e blocchi di calcestruzzo aerato autoclavato del Gruppo 1,} \quad (6.31b)$$

dove:

$b$  è la larghezza della trave;

$d$  è l'altezza utile della trave che può essere presa pari a  $1,3 z$ ;

$f_d$  è il valore minore tra la resistenza a compressione di progetto della muratura nella direzione di carico, ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.6.1, o la resistenza del calcestruzzo di riempimento, ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.3.

- (3) Per contrastare la formazione di fessure, si raccomanda di predisporre nei giunti orizzontali di malta un'armatura aggiuntiva all'armatura principale, da disporre ad un'altezza pari al valore minore tra  $0,5 l_{ef}$  e  $0,5 d$ , a partire dal bordo inferiore della trave [vedere punto 8.2.3(3) e la figura 6.7].

- (4) Si raccomanda che le barre d'armatura siano continue o sovrapposte adeguatamente sulla luce totale effettiva,  $l_{ef}$ , e fornite dell'idonea lunghezza d'ancoraggio in conformità al punto 8.2.5.
- (5) La resistenza della zona compressa della trave alta si raccomanda sia verificata in relazione a fenomeni d'instabilità, se non vincolata, utilizzando il metodo per i carichi verticali sulle pareti indicato nel punto 6.1.2.
- (6) Si raccomanda che la trave alta sia verificata per i carichi verticali in prossimità dei suoi appoggi.

## 6.6.5

### Architravi a struttura mista

- (1) Quando si utilizzano architravi prefabbricati armati o precompressi allo scopo di renderli collaboranti con la muratura ad essi sovrastante, in modo da realizzare l'elemento teso, e qualora la rigidità dell'architrave sia piccola se confrontata con quella della parete sovrastante, il calcolo può essere basato sui criteri indicati nel punto 6.6.4, purché la dimensione della base di appoggio a ciascuna estremità dell'architrave prefabbricato sia giustificata dal calcolo dell'ancoraggio e dell'appoggio, e non sia comunque minore di 100 mm (vedere figura 6.8).

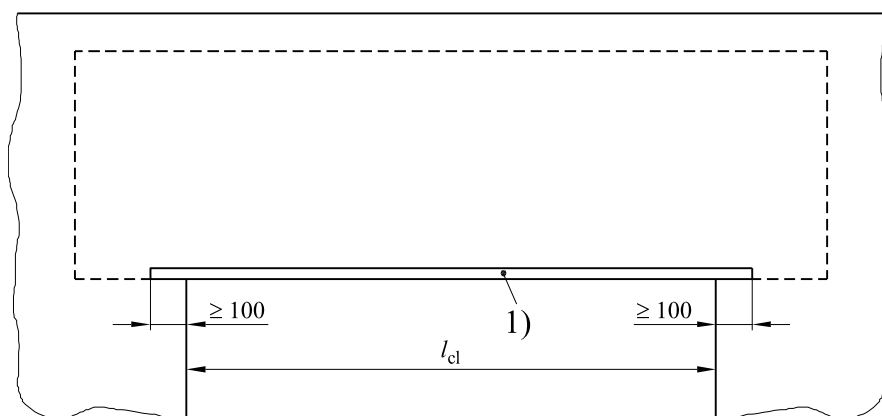
figura 6.8

### Architrave a struttura mista costituente una trave alta

Legenda

- 1) Architrave prefabbricato

Dimensioni in millimetri



## 6.7

### Elementi di muratura armata soggetti a carico di taglio

#### 6.7.1

#### Generalità

- (1)P Allo stato limite ultimo il valore di progetto del carico di taglio applicato ad un elemento di muratura armata,  $V_{Ed}$ , deve essere minore o uguale al valore di progetto della resistenza a taglio dell'elemento,  $V_{Rd}$ , in modo tale che:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd} \quad (6.32)$$

- (2) La resistenza di progetto a taglio degli elementi di muratura armata,  $V_{Rd}$ , può essere calcolata in uno dei modi seguenti:
  - ignorando il contributo di qualsiasi armatura a taglio incorporata nell'elemento, dove non è fornita l'area minima di armatura a taglio richiesta nel punto 8.2.3(5);oppure:
  - prendendo in considerazione il contributo dell'armatura a taglio, dove è presente almeno l'area minima di armatura a taglio.

- (3) Si raccomanda di considerare l'entità di qualsiasi contributo del calcestruzzo di riempimento alla resistenza a taglio di elementi di muratura armata, e, dove il contributo del calcestruzzo di riempimento sulla resistenza a taglio sia molto più grande di quello della muratura, si raccomanda di utilizzare la EN 1992-1-1 e di ignorare la resistenza della muratura.

### 6.7.2

#### Verifica di pareti di muratura armata soggette a carichi orizzontali nel piano della parete

- (1) Per le pareti di muratura armata che contengono armatura verticale, quando si trascura il contributo di una qualsiasi armatura a taglio, si raccomanda di verificare che:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad (6.33)$$

dove:

$V_{Rd1}$  è il valore di progetto della resistenza a taglio di muratura non armata, ed è dato da:

$$V_{Rd1} = f_{vd} t l \quad (6.34)$$

$f_{vd}$  è il valore minore tra la resistenza a taglio di progetto della muratura, ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.6.2, o la resistenza a taglio del calcestruzzo di riempimento, ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.3;

$t$  è lo spessore della parete;

$l$  è la lunghezza della parete.

Nota Dove necessario, si può prendere in considerazione nel calcolo di  $V_{Rd1}$ , un aumento nella resistenza a taglio di progetto  $f_{vd}$ , per permettere la presenza dell'armatura verticale.

- (2) Per le pareti di muratura armata che contengono armatura verticale, quando si tiene conto dell'armatura a taglio orizzontale, si raccomanda di verificare che:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (6.35)$$

dove:

$V_{Rd1}$  è dato dall'equazione (6.34), e

$V_{Rd2}$  è il valore di progetto del contributo dell'armatura, dato da:

$$V_{Rd2} = 0,9 A_{sw} f_{yd} \quad (6.36)$$

$A_{sw}$  è l'area totale dell'armatura orizzontale a taglio nella porzione di parete presa in considerazione;

$f_{yd}$  è la resistenza di progetto dell'acciaio da armatura.

- (3) Qualora si tenga conto dell'armatura a taglio, si raccomanda anche di verificare che:

$$\frac{V_{Rd1} + V_{Rd2}}{t l} \leq 2,0 \text{ N/mm}^2 \quad (6.37)$$

dove:

$t$  è lo spessore della parete;

$l$  è la lunghezza oppure, dove appropriato, l'altezza della parete.

### 6.7.3

#### Verifica di travi di muratura armata soggette a carico di taglio

- (1) Per le travi di muratura armata, quando si ignora il contributo di qualsiasi armatura a taglio, si raccomanda di verificare che:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} \quad (6.38)$$

dove:

$V_{Rd1}$  è dato da:

$$V_{Rd1} = f_{vd} b d \quad (6.39)$$

$f_{vd}$  è il valore minore tra la resistenza a taglio di progetto della muratura, ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.6.2, o la resistenza a taglio del calcestruzzo di riempimento, ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.3;

$b$  è la larghezza minima della trave sul tratto di altezza utile;

$d$  è l'altezza utile della trave.

Nota Dove richiesto, si può prendere in considerazione nel calcolo di  $V_{Rd1}$ , un aumento nella resistenza a taglio di progetto  $f_{vd}$ , per permettere la presenza dell'armatura longitudinale, vedere appendice J.

(2) Il valore di  $f_{vd}$  da utilizzarsi per determinare  $V_{Rd1}$ , in una sezione  $\alpha_x$  dalla faccia dell'appoggio, può essere incrementato di un fattore:

$$\frac{2d}{\alpha_x} \leq 4 \quad (6.40)$$

dove:

$d$  è l'altezza utile della trave;

$\alpha_x$  è la distanza dalla faccia dell'appoggio sino alla sezione trasversale considerata; purché il valore incrementato di  $f_{vd}$  non sia maggiore di 0,3 N/mm<sup>2</sup>.

Nota Vedere appendice J.

(3) Per una trave in muratura, quando si prende in considerazione l'armatura a taglio, si raccomanda di verificare che:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd1} + V_{Rd2} \quad (6.41)$$

dove:

$V_{Rd1}$  è dato dall'equazione (6.39), e

$V_{Rd2}$  è dato da:

$$V_{Rd2} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (1 + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (6.42)$$

$d$  è l'altezza utile della trave;

$A_{sw}$  è l'area dell'armatura a taglio;

$s$  è la spaziatura dell'armatura a taglio;

$\alpha$  è l'angolo formato dall'armatura a taglio con l'asse della trave, tra 45° e 90°;

$f_{yd}$  è la resistenza di progetto dell'acciaio da armatura.

(4) Si raccomanda inoltre di verificare che:

$$V_{Rd1} + V_{Rd2} \leq 0,25 f_d b d \quad (6.43)$$

dove:

$f_d$  è il valore minore tra la resistenza a compressione di progetto della muratura nella direzione di carico; ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.6.1, o la resistenza del calcestruzzo di riempimento, ricavata nel punto 2.4.1 e nel punto 3.3;

$b$  è la larghezza minima della trave sul tratto di altezza utile;

$d$  è l'altezza utile della trave.

## 6.7.4 Verifica di travi alte soggette a carico di taglio

(1) Si raccomanda di condurre le verifiche descritte nel punto 6.7.3, prendendo  $V_{Ed}$  pari alla forza di taglio sul bordo dell'appoggio, e l'altezza utile della trave pari a  $d = 1,3 z$ .

## 6.8 Muratura precompressa

### 6.8.1 Generalità

(1) Il calcolo degli elementi di muratura precompressa si raccomanda sia basato sui principi pertinenti forniti nella EN 1992-1-1 con i requisiti di progetto e le proprietà dei materiali forniti nelle sezioni 3, 5 e 6 della presente EN 1996-1-1.

(2) I principi della progettazione sono applicabili agli elementi precompressi soltanto in una direzione.

- Nota Nel progetto, si raccomanda di valutare per primo lo stato limite di esercizio in flessione, e poi si raccomanda di valutare lo stato limite ultimo della resistenza a flessione, a sforzo normale e a taglio.
- (3)P La forza di precompressione iniziale applicata deve essere limitata ad una porzione accettabile del carico ultimo caratteristico dei cavi da precompressione, allo scopo di garantire la sicurezza contro la rottura degli stessi.
- Nota Il fattore parziale di sicurezza per i carichi nella fase di trasferimento della precompressione e nella fase di perdita di precompressione si raccomanda sia ricavato dalla EN 1990.
- (4) Le tensioni sopportate e le forze di trazione che possono provocare scoppio laterale in corrispondenza degli ancoraggi si raccomanda siano limitate, allo scopo di evitare l'instaurarsi di una condizione di carico ultima di rottura. Le tensioni da sopportare localmente possono essere limitate considerando il carico di precompressione agente nella direzione parallela oppure perpendicolare ai giunti orizzontali. Si raccomanda che il progetto dell'ancoraggio consideri il contenimento delle forze di trazione che possono provocare scoppio laterale. Le tensioni di trazione nella muratura si raccomanda siano limitate a zero.
- (5)P In fase di progetto si deve tener debitamente conto delle perdite nelle forze di precompressione che possono verificarsi.
- (6) Le perdite nelle forze di precompressione risulteranno da una combinazione di:
- rilassamento dei cavi;
  - deformazione elastica della muratura;
  - variazioni dimensionali dovute all'umidità nella muratura;
  - deformazione viscosa della muratura;
  - perdite nei cavi durante l'ancoraggio;
  - effetti di attrito;
  - effetti termici.

## 6.8.2

### Verifica degli elementi

- (1)P Il calcolo degli elementi di muratura precompressa soggetti a flessione deve basarsi sulle seguenti assunzioni:
- nella muratura, le sezioni piane rimangono piane;
  - la distribuzione delle tensioni nella zona compressa è uniforme e non eccede  $f_d$ ;
  - la deformazione a compressione limite nella muratura è assunta pari a -0,0035 per gli elementi del Gruppo 1 e -0,002 per gli elementi del Gruppo 2, 3 e 4;
  - si trascura la resistenza a trazione della muratura;
  - i cavi da precompressione aderenti o qualsiasi altra armatura aderente sono soggetti alle stesse variazioni di deformazione della muratura ad essi adiacente;
  - le tensioni nei cavi da precompressione aderenti o in qualsiasi altra armatura aderente derivano dall'appropriata relazione tensioni-deformazioni;
  - le tensioni nei cavi da precompressione non aderenti in elementi post-tesi sono limitate ad una porzione accettabile della loro resistenza caratteristica;
  - l'altezza utile per cavi da precompressione non aderenti è determinata tenendo conto della loro effettiva possibilità di scorrere senza impedimenti.
- (2)P La resistenza degli elementi di muratura precompressa allo stato limite ultimo deve essere calcolata utilizzando una teoria adeguata nella quale tutte le caratteristiche del comportamento del materiale e gli effetti del secondo ordine siano presi in considerazione.
- (3) Dove le forze di precompressione sono considerate come azioni, si raccomanda che i fattori parziali siano ricavati dalla EN 1992-1-1.
- (4) Quando gli elementi soggetti a carico verticale nel piano dell'elemento hanno una sezione trasversale rettangolare piena, il metodo di calcolo può essere come fornito nel punto 6.1.2 per la muratura non armata. Per elementi rettangolari non pieni, è

necessario calcolare le loro proprietà geometriche. La precompressione di un elemento può dover essere limitata in funzione alla sua snellezza effettiva e in relazione alla sua capacità portante nei confronti di carichi assiali.

- (5)P La resistenza a taglio di progetto di elementi di muratura precompressa deve essere maggiore del valore di progetto del carico di taglio applicato.

## 6.9 Muratura confinata

### 6.9.1 Generalità

- (1)P Il calcolo degli elementi di muratura confinata deve basarsi su assunzioni simili a quelle esposte per gli elementi di muratura non armata e armata.

### 6.9.2 Verifica degli elementi

- (1) Nella verifica di elementi di muratura confinata soggetti a flessione e/o carico assiale, si raccomanda di adottare le assunzioni fornite nella presente EN 1996-1-1 per elementi di muratura armata. Nel determinare il valore di progetto del momento resistente di una sezione si può assumere una distribuzione rettangolare delle tensioni, basata soltanto sulla resistenza della muratura. Si raccomanda inoltre di ignorare l'armatura compressa.
- (2) Nella verifica di elementi di muratura confinata soggetti a carico di taglio si raccomanda che la resistenza a taglio degli elementi sia presa come somma della resistenza a taglio della muratura e del calcestruzzo degli elementi di confinamento. Nel calcolare la resistenza a taglio della muratura si raccomanda di utilizzare le regole valide per la muratura non armata, considerando per  $l_c$  la lunghezza dell'elemento di muratura. L'armatura degli elementi di confinamento si raccomanda di non prendere in considerazione.
- (3) Nella verifica di elementi di muratura confinata soggetti a carichi laterali, si raccomanda di utilizzare le assunzioni esposte per le pareti di muratura non armata e armata. Il contributo delle armature degli elementi di confinamento si raccomanda sia preso in considerazione.

## SEZIONE 7

## STATO LIMITE DI ESERCIZIO

### 7.1 Generalità

- (1)P Una struttura di muratura deve essere progettata e costruita in modo tale da non eccedere lo stato limite di esercizio.
- (2) Si raccomanda di verificare le deformazioni che potrebbero incidere sfavorevolmente sulle pareti divisorie, sulle finiture (inclusi i materiali aggiunti) o sulle apparecchiature tecniche, o che potrebbero danneggiare la tenuta all'acqua.
- (3) Il comportamento in esercizio di elementi di muratura si raccomanda non sia danneggiato in modo inaccettabile dal comportamento di altri elementi strutturali, come per esempio dalle deformazioni di solai o di pareti.

### 7.2 Pareti di muratura non armata

- (1)P Si deve tenere conto delle differenze nelle proprietà dei materiali per muratura in modo tale da evitare sovra sollecitazione o danno quando essi sono interconnessi.
- (2) Nelle strutture di muratura non armata che soddisfano lo stato limite ultimo non è necessario verificare separatamente lo stato limite di esercizio per fessurazione e per deformazione.

Nota Si raccomanda di tenere in considerazione che può esserci fessurazione quando è soddisfatto lo stato limite ultimo, cioè coperture.

- (3) Si raccomanda di evitare, mediante adeguate specifiche e dettagli costruttivi (vedere Sezione 8), danni dovuti alle tensioni che insorgono ai vincoli.



- (4)P Pareti di muratura soggette a carichi laterali dovuti al vento non devono deformarsi sfavorevolmente sotto tali carichi, o per contatto accidentale con le persone, né rispondere in modo sproporzionato agli impatti eccezionali.
- (5) Una parete caricata lateralmente che soddisfa le verifiche allo stato limite ultimo si può considerare che soddisfi il punto 7.1(1)P, se le sue dimensioni sono limitate in conformità all'appendice F.

### 7.3

#### Elementi di muratura armata

- (1)P Gli elementi di muratura armata non devono presentare uno stato fessurativo inaccettabile o deformazioni eccessive sotto le condizioni di carico di esercizio.
- (2) Dove gli elementi di muratura armata hanno dimensioni comprese nei limiti forniti nel punto 5.5.2.5, si può assumere che la deformazione laterale di una parete e che la deformazione verticale di una trave siano accettabili.
- (3) Quando si utilizza il modulo elastico nel calcolo delle deformazioni, si raccomanda di utilizzare il modulo elastico per carichi di lunga durata  $E_{\text{longterm}}$ , così come ricavato dal punto 3.7.2.
- (4) Per gli elementi di muratura armata soggetti a flessione, come per esempio travi di muratura armata, la fessurazione può essere limitata in modo tale da soddisfare lo stato limite di esercizio se si rispettano le dimensioni limite indicate nel punto 5.5.2.5 e i particolari costruttivi indicati nella Sezione 8.

Nota Dove il copriferro dell'armatura tesa ecceda i requisiti minimi indicati nel punto 8.2.2, può essere necessario tenere in considerazione la possibilità di fessurazione sulla superficie.

### 7.4

#### Elementi di muratura precompressa

- (1)P Gli elementi di muratura precompressa non devono manifestare fessure dovute alla flessione né deformazioni eccessive sotto le condizioni di carico di esercizio.
- (2) Si raccomanda di considerare le condizioni di carico di esercizio nella fase di trasferimento della precompressione e sotto i carichi di progetto dopo che sono avvenute le perdite di precompressione. Si possono considerare anche altre condizioni di progetto per specifiche forme strutturali e condizioni di carico.
- (3)P L'analisi di un elemento di muratura precompressa allo stato limite di esercizio deve basarsi sulle seguenti assunzioni:
  - nella muratura, le sezioni piane rimangono piane;
  - la tensione è proporzionale alla deformazione;
  - la tensione di trazione nella muratura è limitata in modo da evitare fessure di ampiezza eccessiva e da assicurare la durabilità dell'acciaio da precompressione;
  - dopo che sono avvenute tutte le perdite, la forza di precompressione è costante.
- (4) Se le condizioni in (3)P, di cui sopra, sono prese in considerazione, gli stati limite di esercizio sono soddisfatti, sebbene possa essere necessario eseguire una verifica aggiuntiva delle deformazioni.

### 7.5

#### Elementi di muratura confinata

- (1)P Gli elementi di muratura confinata non devono manifestare fessure dovute alla flessione né deformazioni eccessive sotto le condizioni di carico di esercizio.
- (2)P La verifica degli elementi di muratura confinata agli stati limite di esercizio deve essere basata sulle assunzioni fornite per gli elementi di muratura non armata.

### 7.6

#### Pareti soggette a carichi concentrati

- (1) Gli appoggi che soddisfano lo stato limite ultimo, quando verificati in conformità alle equazioni (6.9), (6.10) o (6.11), possono essere considerati in grado di soddisfare lo stato limite di esercizio.

## SEZIONE 8      **PARTICOLARI COSTRUTTIVI**

### 8.1      **Particolari per la muratura**

#### 8.1.1      **Materiali per muratura**

- (1)P Gli elementi per muratura devono essere adatti al tipo di muratura, alla sua ubicazione e ai requisiti di durabilità. La malta, il calcestruzzo di riempimento e l'armatura devono essere adatti al tipo di elemento per muratura e ai requisiti di durabilità.
- (2) Si raccomanda che la muratura armata con barre sia di regola realizzata con malta M5 o superiore, mentre per muratura rinforzata con armatura prefabbricata per giunti orizzontali si raccomanda sia di regola realizzata con malta M2,5 o superiore.

#### 8.1.2      **Spessore minimo della parete**

- (1)P Lo spessore minimo della parete deve essere quello richiesto per assicurare una parete robusta.
- (2) Lo spessore minimo,  $t_{\min}$ , di una parete portante si raccomanda soddisfi i risultati dei calcoli svolti secondo la presente norma.

Nota      Il valore di  $t_{\min}$  da utilizzarsi in ciascun Paese può essere trovato nella sua appendice nazionale. Il valore consigliato eguaglia il risultato dei calcoli.

#### 8.1.3      **Area minima di una parete**

- (1)P Una parete portante deve avere una area netta orizzontale minima di 0,04 m<sup>2</sup>, dopo aver tenuto conto di qualsiasi traccia o nicchia.

#### 8.1.4      **Tessitura della muratura**

##### 8.1.4.1      Elementi per muratura realizzati in fabbrica

- (1)P Gli elementi per muratura devono essere tenuti insieme mediante malta, in conformità all'impiego comprovato.
- (2)P Gli elementi per muratura in una parete di muratura non armata devono essere sovrapposti sui corsi alternati in modo che la parete si comporti come un unico elemento strutturale.
- (3) Nella muratura non armata, gli elementi per muratura con altezza minore o uguale a 250 mm si raccomanda siano sovrapposti per una lunghezza pari ad almeno 0,4 volte l'altezza dell'elemento o 40 mm, scegliendo il maggiore (vedere figura 8.1). Per elementi con altezza maggiore di 250 mm, la sovrapposizione si raccomanda sia maggiore di 0,2 volte l'altezza dell'elemento o 100 mm. Negli angoli o nelle giunzioni, la sovrapposizione degli elementi si raccomanda non sia minore dello spessore degli elementi stessi, nel caso che questo requisito risulti inferiore a quelli appena forniti; elementi tagliati si raccomanda siano utilizzati per ottenere la corretta sovrapposizione nella parte rimanente della parete.

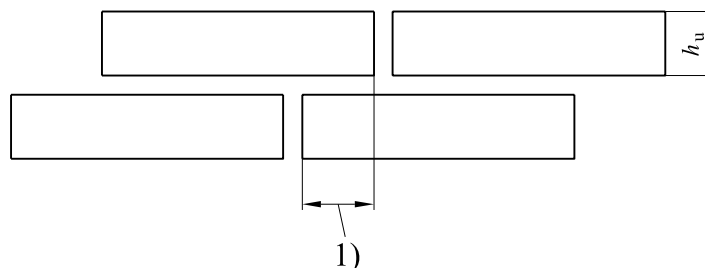
Nota      La lunghezza delle pareti e le dimensioni delle aperture e dei pilastri di rinforzo si raccomanda si adattino preferibilmente alle dimensioni degli elementi in modo da evitare eccessive operazioni di taglio.

figura 8.1

### Sovrapposizione degli elementi per muratura

Legenda

- 1) Sovrapposizione
- { quando  $h_u \leq 250$  mm: sovrapposizione  $\geq 0,4h_u$  o di 40 mm, scegliendo il maggiore  
quando  $h_u > 250$  mm: sovrapposizione  $\geq 0,2h_u$  o di 100 mm, scegliendo il maggiore



- (4) Nella muratura armata possono essere utilizzate tessiture che non rispettano i requisiti minimi di sovrapposizione, dove l'esperienza o dati sperimentali indichino che esse sono soddisfacenti.

Nota Quando una parete è armata, il grado di sovrapposizione può essere determinato come parte del progetto dell'armatura.

- (5) Dove pareti non portanti confinano con pareti portanti, si raccomanda di tener conto delle deformazioni differenziali dovute ai fenomeni viscosi e al ritiro. Quando tali pareti non sono unite insieme, si raccomanda esse siano collegate mediante adeguati connettori che permettano le deformazioni differenziali.
- (6) Nel caso di materiali differenti collegati tra di loro rigidamente, si raccomanda di tenere in considerazione il loro differente comportamento deformativo.

#### 8.1.4.2

##### Elementi di pietra naturale a massello

- (1) Per pietre naturali di tipo sedimentario e metamorfiche sedimentarie si raccomanda di specificare che siano posate con il loro piano di giacitura orizzontale o vicino all'orizzontalità.
- (2) Gli elementi per muratura di pietra naturale per rivestimento contigui si raccomanda siano sovrapposti per una lunghezza pari ad almeno 0,25 volte la dimensione dell'elemento più piccolo, con un minimo di 40 mm, a meno che non siano presi altri provvedimenti per garantire un'adeguata resistenza.
- (3) Nel caso di pareti in cui gli elementi per muratura non si estendono attraverso lo spessore della parete stessa, si raccomanda siano inseriti degli elementi di collegamento aventi una lunghezza da 0,6 a 0,7 volte lo spessore della parete, con una spaziatura in verticale ed in orizzontale non maggiore di 1 m. Tali elementi per muratura si raccomanda abbiano una altezza non minore di 0,3 volte la loro lunghezza.

#### 8.1.5

##### Giunti di malta

- (1) I giunti orizzontali e i giunti perpendicolari realizzati con malte ordinarie e malte alleggerite, si raccomanda abbiano uno spessore non minore di 6 mm e non maggiore di 15 mm, e i letti di malta e i giunti perpendicolari realizzati con malta per strati sottili si raccomanda abbiano uno spessore non minore di 0,5 mm e non maggiore di 3 mm.

Nota Si possono realizzare giunti di malta di spessore compreso tra (3 e 6) mm, se le malte sono state sviluppate appositamente per questo particolare impiego, dove il calcolo può essere sviluppato sulla base dell'impiego di malta ordinaria.

- (2) Si raccomanda che i giunti siano orizzontali se non diversamente specificato dal progettista.
- (3) Nel caso di utilizzo di elementi per muratura che fanno affidamento a tasche per riempimento di malta, i giunti perpendicolari possono essere considerati riempiti se la malta è posta su tutta l'altezza del giunto, su di un minimo del 40% della larghezza dell'elemento stesso. I giunti perpendicolari nella muratura armata, soggetta a flessione e taglio attraverso i giunti, si raccomanda siano riempiti completamente di malta.

### 8.1.6 Appoggi sotto carichi concentrati

- (1) Si raccomanda che i carichi concentrati siano appoggiati su una parete per una lunghezza minima di 90 mm o una lunghezza come richiesto dal calcolo secondo il punto 6.1.3, qualsiasi sia la maggiore.

## 8.2 Particolari per l'armatura

### 8.2.1 Generalità

- (1)P L'acciaio da armatura deve essere posizionato in modo che agisca in collaborazione con la muratura.
- (2)P Quando in fase di calcolo si assumono appoggi semplici, si devono considerare gli effetti di ogni altro vincolo che possa essere fornito dalla muratura.
- (3) Nelle murature progettate come elementi resistenti a flessione si raccomanda di prevedere dell'armatura sugli appoggi dove la muratura è continua, sia che la trave sia stata progettata come continua o meno. In tale situazione si raccomanda sia fornita, nella parte superiore della muratura sopra l'appoggio, un'area di acciaio non minore del 50% dell'area dell'armatura tesa richiesta in mezzera, ancorata in conformità al punto 8.2.5.1. In ogni caso almeno il 25% dell'acciaio da armatura richiesta in mezzera si raccomanda sia prolungata attraverso l'appoggio ed analogamente ancorata.

### 8.2.2 Copriferro

- (1) Per permettere lo sviluppo dell'aderenza dove l'acciaio da armatura, selezionato utilizzando il punto 4.1, è disposto nei giunti orizzontali:
  - la profondità minima del ricoprimento di malta misurato dall'acciaio da armatura alla faccia della muratura si raccomanda sia di 15 mm (vedere figura 8.2);
  - si raccomanda sia fornito un copriferro di malta sopra e sotto all'armatura posta nei giunti orizzontali, in modo tale che lo spessore del giunto sia almeno 5 mm maggiore del diametro dell'armatura stessa, nel caso di malte ordinarie ed alleggerite.

Nota Mediante l'impiego di scanalature disposte in una o in entrambe le superfici di posa degli elementi per muratura, lo spessore minimo di malta attorno all'armatura si può adattare in un giunto più sottile.

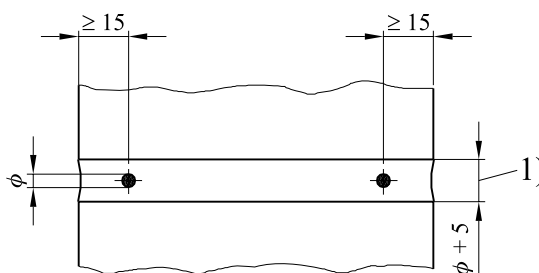
figura 8.2

#### Copriferro nei giunti orizzontali

Legenda

- 1) Per malte normali e malte alleggerite

Dimensioni in millimetri



- (2) Per intercapedini riempite o in particolari ancoraggi, il copriferro minimo di malta o calcestruzzo, come appropriato, scelto secondo il punto 4.3.3 (3) si raccomanda sia pari al maggiore tra 20 mm o il diametro della barra.
- (3) Le estremità tagliate di tutte le barre eccetto quelle d'acciaio inossidabile, si raccomanda abbiano un copriferro minimo pari a quello relativo all'acciaio al carbonio non protetto nelle condizioni di esposizione considerate, a meno che non si utilizzino dei mezzi alternativi di protezione.

### 8.2.3

#### Area minima di armatura

- (1) Qualora l'armatura sia utilizzata negli elementi di muratura armata per aumentare la resistenza nel piano, l'area dell'armatura principale si raccomanda non sia minore dello 0,05% dell'area effettiva della sezione trasversale dell'elemento, valutata come prodotto tra la larghezza effettiva e l'altezza utile dell'elemento preso in considerazione.
- (2) Nelle pareti che incorporano acciaio da armatura nei giunti orizzontali, al fine di fornire un aumento della resistenza ai carichi laterali, l'area totale di tale armatura si raccomanda non sia minore dello 0,03% dell'area lorda della sezione trasversale della parete (cioè 0,015% per ogni faccia).
- (3) Quando l'armatura è impiegata nei giunti orizzontali per contribuire al controllo della fessurazione o per fornire duttilità, l'area totale dell'armatura si raccomanda non sia minore dello 0,03% dell'area lorda della sezione trasversale della parete.
- (4) Negli elementi di muratura armata con intercapedine di calcestruzzo fluido armato, orditi secondo progetto in una sola direzione, si raccomanda sia prevista un'armatura secondaria perpendicolare all'armatura principale, allo scopo di distribuire le sollecitazioni. L'area di questa armatura secondaria si raccomanda non sia minore dello 0,05% dell'area della sezione trasversale dell'elemento, valutata come prodotto tra la larghezza effettiva e l'altezza utile.
- (5) Dove è richiesto acciaio da armatura a taglio in un elemento (vedere punto 6.7.3), l'area dell'armatura a taglio si raccomanda non sia minore dello 0,05% dell'area della sezione trasversale dell'elemento, valutata come prodotto tra la larghezza effettiva e l'altezza utile.

### 8.2.4

#### Dimensioni dell'acciaio da armatura

- (1)P La dimensione massima dell'acciaio da armatura impiegato deve essere tale da permettere alla barra di essere immersa in maniera adeguata nella malta o nel calcestruzzo di riempimento.
- (2) L'acciaio da armatura in forma di barra si raccomanda abbia un diametro minimo di 5 mm.
- (3)P La dimensione massima dell'acciaio da armatura impiegata deve essere tale che le tensioni d'ancoraggio, valutate come indicato nel punto 8.2.5, non siano superate e che il copriferro, come fornito nel punto 8.2.2, sia mantenuto.

### 8.2.5

#### Ancoraggio e sovrapposizioni

#### 8.2.5.1

##### Ancoraggio di acciaio da armatura tesa o compressa

- (1)P L'acciaio da armatura deve essere fornito di una sufficiente lunghezza d'ancoraggio in modo tale che le sollecitazioni alle quali esso è soggetto siano trasmesse alla malta o al calcestruzzo di riempimento, e sia evitata la fessurazione longitudinale o lo sfaldamento della muratura.
- (2) Si raccomanda che l'ancoraggio sia ottenuto mediante una barra rettilinea, mediante ganci, piegature o forcelle come indicato in figura 8.3. In alternativa, il trasferimento delle tensioni può avvenire per mezzo di un opportuno dispositivo meccanico testato mediante prove sperimentali.

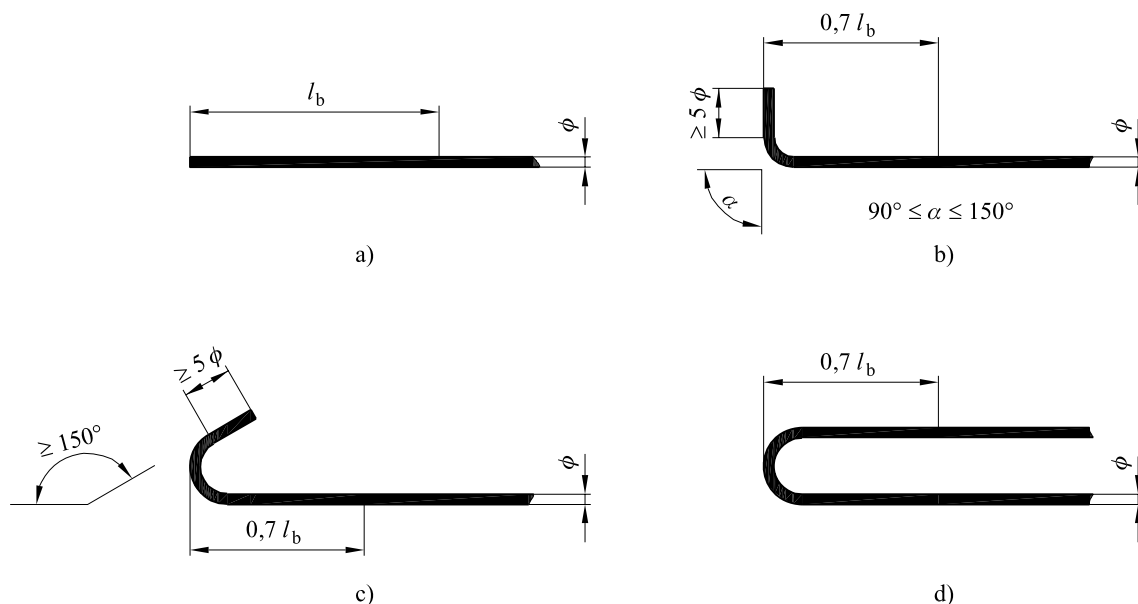
- (3) L'ancoraggio rettilineo o le piegature [vedere figura 8.3 (a) e (b)] si raccomanda non siano utilizzati per ancorare l'acciaio da armatura liscio con diametro maggiore di 8 mm. I ganci, le piegature o le forcelle si raccomanda non siano utilizzati per ancorare l'acciaio da armatura in compressione.

figura 8.3

### Particolari degli ancoraggi

Legenda

- a) Ancoraggio rettilineo
- b) Piegatura
- c) Gancio
- d) Forcella



- (4) La lunghezza di ancoraggio  $l_b$  richiesta per una barra, assumendo un andamento della tensione d'aderenza costante, si raccomanda sia ricavata da:

$$l_b = \gamma_M \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bod}} \quad (8.1)$$

dove:

$\phi$  è il diametro effettivo dell'acciaio da armatura;

$f_{yd}$  è la resistenza di progetto dell'acciaio da armatura, ricavata dal punto 2.4.1 e il punto 3.4.2;

$f_{bod}$  è la resistenza di aderenza di progetto dell'acciaio da armatura, ricavata dal prospetto 3.5 o dal prospetto 3.6 e dal punto 3.6.4, a seconda dei casi, e del punto 2.4.1.

- (5) Per i ganci, le piegature e le forcelle [vedere figura 8.3 (b), (c) e (d)], la lunghezza d'ancoraggio delle barre tese può essere ridotta a  $0,7 l_b$ .
- (6) Dove è fornita un'area maggiore di acciaio da armatura di quella richiesta dal calcolo, la lunghezza d'ancoraggio può essere ridotta proporzionalmente purché:
- (i) per l'acciaio d'armatura teso la lunghezza d'ancoraggio non sia minore del valore più grande di:
    - $0,3 l_b$ ; oppure
    - 10 volte il diametro della barra; oppure
    - 100 mm;

- (ii) per l'acciaio d'armatura compresso la lunghezza d'ancoraggio non sia minore del valore più grande di:
  - $0,6 l_b$ ; oppure
  - 10 volte il diametro della barra; oppure
  - 100 mm.
- (7) Quando si ancorano le barre di armatura, si raccomanda di disporre un'armatura trasversale uniformemente distribuita lungo la lunghezza d'ancoraggio, con almeno una barra d'armatura posta nella zona di curvatura dell'ancoraggio [vedere figura 8.3 (b), (c) e (d)]. L'area totale dell'armatura trasversale si raccomanda non sia minore del 25% dell'area di una barra di ancoraggio.
- (8) Dove è utilizzata l'armatura prefabbricata per giunti orizzontali, la lunghezza d'ancoraggio si raccomanda sia basata sulla resistenza di aderenza caratteristica determinata mediante prove sperimentali eseguite in conformità alla EN 846-2.

### 8.2.5.2

#### Sovrapposizione dell'acciaio d'armatura tesa e compressa

- (1)P La lunghezza delle sovrapposizioni deve essere sufficiente a trasmettere le forze di progetto.
- (2) La lunghezza di sovrapposizione tra due barre d'armatura si raccomanda sia calcolata in conformità al punto 8.2.5.1, basandosi sulla minore delle due barre sovrapposte.
- (3) La lunghezza di sovrapposizione tra due barre d'armatura si raccomanda sia pari a:
  - $l_b$  per barre compresse e per barre tese, qualora meno del 30% delle barre presenti nella sezione siano sovrapposte e qualora la distanza netta in direzione trasversale tra le barre sovrapposte non sia minore di 10 volte il diametro della barra e il copriferro di calcestruzzo o malta non sia minore di 5 volte il diametro della barra;
  - $1,4 l_b$  per barre tese, qualora una quantità pari al 30% o più delle barre presenti nella sezione siano sovrapposte, oppure se la distanza netta in direzione trasversale tra le barre sovrapposte è minore di 10 volte il diametro della barra o se il copriferro di calcestruzzo o malta è minore di 5 volte il diametro della barra;
  - $2 l_b$  per barre tese, qualora sia una quantità pari al 30% o più delle barre presenti nella sezione siano sovrapposte, sia contemporaneamente la distanza netta tra le barre sovrapposte è minore di 10 volte il diametro della barra o il copriferro di calcestruzzo o malta è minore di 5 volte il diametro della barra.
- (4) Le sovrapposizioni delle barre d'armatura si raccomanda non siano poste in una sezione in cui le tensioni sono elevate o dove le dimensioni della sezione cambiano, per esempio per la presenza di un gradino nello spessore della parete. La distanza netta tra due barre sovrapposte si raccomanda non sia minore del maggiore tra due diametri delle barre o di 20 mm.
- (5) Qualora sia utilizzata armatura prefabbricata per i giunti orizzontali, si raccomanda che la lunghezza di sovrapposizione sia basata sulla resistenza di aderenza caratteristica, determinata mediante prove sperimentali eseguite in conformità alla EN 846-2.

### 8.2.5.3

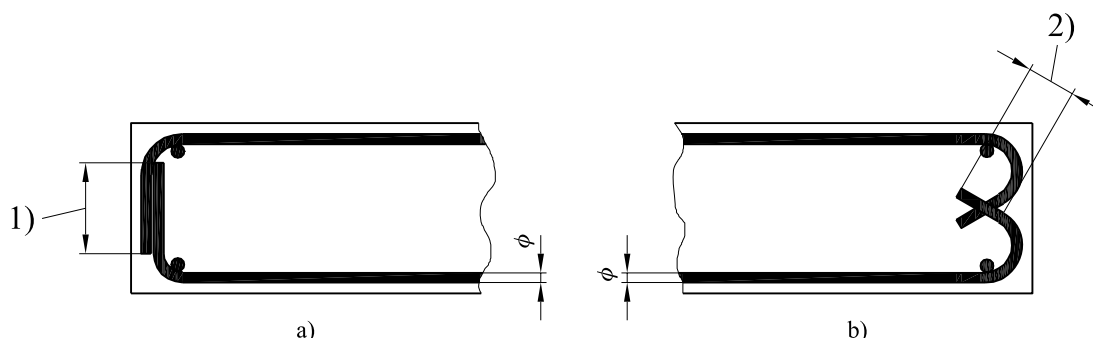
#### Ancoraggio dell'armatura a taglio

- (1) L'ancoraggio dell'armatura a taglio, staffe incluse, si raccomanda sia effettuato mediante ganci o piegature [vedere la figura 8.3 (b) e (c)], ove appropriato, con una barra d'armatura longitudinale inserita nel gancio o nella piegatura.
- (2) L'ancoraggio si considera efficiente dove la curva del gancio si estende per un tratto rettilineo di lunghezza pari al maggiore tra 5 volte il diametro della barra o 50 mm, e la curva della piega si estende per un tratto rettilineo di lunghezza pari al maggiore tra 10 volte il diametro della barra o 70 mm (vedere figura 8.4).

figura 8.4 Ancoraggio dell'armatura a taglio

Legenda

- 1) Il maggiore tra  $10\phi$  oppure 70 mm
- 2) Il maggiore tra  $5\phi$  oppure 50 mm
- a) Con piegatura
- b) Con ganci



#### 8.2.5.4

#### Interruzione dell'armatura tesa

- (1) In ciascun elemento soggetto a flessione, ogni barra d'armatura si raccomanda si estenda, tranne che in corrispondenza degli appoggi più esterni, oltre il punto al di là del quale non è più necessaria, per una distanza pari al maggiore tra l'altezza utile dell'elemento o 12 volte il diametro della barra. Il punto in corrispondenza del quale teoricamente non è più necessaria l'armatura, è quello in cui il momento resistente della sezione, considerando solo le barre che proseguono, è uguale al momento applicato di progetto. Comunque, l'armatura si raccomanda non sia interrotta in zona tesa a meno che non sia soddisfatta almeno una delle seguenti condizioni, per tutte le disposizioni di carico di progetto considerate:
  - le barre d'armatura si estendono almeno per una lunghezza d'ancoraggio adeguata alla loro resistenza di progetto dal punto in cui non sono più necessarie per resistere ai momenti flettenti;
  - la capacità a taglio di progetto nella sezione in cui le armature si interrompono, è maggiore del doppio della forza di taglio dovuta alle azioni di progetto in quella sezione;
  - le barre d'armatura che proseguono nella sezione in cui l'armatura si interrompe, forniscono il doppio dell'area richiesta per resistere ai momenti flettenti in quella sezione.
- (2) Dove un elemento inflesso possiede un grado d'incastro piccolo o nullo, almeno il 25% dell'area dell'armatura tesa richiesta in mezzeria si raccomanda sia prolungata attraverso gli appoggi. Questa armatura può essere ancorata in conformità al punto 8.2.5.1 o garantendo:
  - una effettiva lunghezza d'ancoraggio, equivalente a 12 volte il diametro della barra, oltre l'asse d'appoggio, dove la piega o il gancio non iniziano prima dell'asse dell'appoggio;oppure:
  - un ancoraggio effettivo equivalente a 12 volte il diametro della barra più  $d/2$  dalla faccia dell'appoggio, dove  $d$  è l'altezza utile dell'elemento, e quando nessuna piegatura inizia prima di  $d/2$  dalla faccia dell'appoggio.
- (3) Dove la distanza dalla faccia dell'appoggio al limite più vicino di una zona sottoposta a carico verticale sia minore del doppio dell'altezza utile, tutte le armature principali in un elemento soggetto a flessione si raccomanda siano prolungate fino all'appoggio e provviste di un ancoraggio equivalente a 20 volte il diametro della barra.



## 8.2.6

### Vincoli per l'armatura compressa

- (1)P Le barre d'armatura compresse devono essere vincolate per evitare fenomeni locali di instabilità.
- (2) In elementi per i quali l'area dell'armatura longitudinale è maggiore dello 0,25% dell'area della muratura e del calcestruzzo di riempimento, e si utilizza più del 25% della resistenza assiale di progetto, si raccomanda di predisporre delle armature trasversali.
- (3) Dove è richiesta l'armatura trasversale, si raccomanda che essa non abbia diametro minore del maggiore tra 4 mm o 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali, e si raccomanda che il passo non sia maggiore del più piccolo tra i valori seguenti:
  - la dimensione laterale minore della parete;
  - 300 mm;
  - 12 volte il diametro della barra principale.
- (4) La barra d'armatura verticale d'angolo si raccomanda sia sostenuta, in corrispondenza di ogni armatura trasversale, con un angolo interno, non maggiore di 135°. Le barre d'armatura verticale interne necessitano solamente di essere vincolate con angoli interni a distanze alternate collegate.

## 8.2.7

### Distanza delle armature

- (1)P La distanza delle armature deve essere sufficientemente ampia in modo da permettere al calcestruzzo di riempimento o alla malta di essere messi in opera e compattati.
- (2) La distanza netta tra barre d'armatura parallele tra loro adiacenti, si raccomanda non sia minore del maggiore tra la dimensione massima dell'aggregato più 5 mm, oppure il diametro della barra, oppure 10 mm.
- (3) La spaziatura tra armature tese si raccomanda non ecceda i 600 mm.
- (4) Quando l'armatura principale è concentrata in nuclei o tasche di elementi per muratura forati o in piccole tasche realizzate mediante la disposizione degli elementi per muratura, l'area totale dell'armatura principale si raccomanda non ecceda il 4% dell'area lorda della sezione trasversale del riempimento introdotto nel nucleo o nella tasca, ad eccezione dei punti di sovrapposizione, in corrispondenza dei quali essa si raccomanda non sia maggiore dell'8%.
- (5) Quando è richiesta una spaziatura più ampia di quella ammessa in (3), per concentrare l'armatura principale in tasche realizzate a tale scopo, le flange della sezione armata si raccomanda siano limitate in conformità al punto 6.5.3 e la spaziatura dell'armatura può arrivare fino a 1,5 m.
- (6) Dove sia richiesta armatura a taglio, la spaziatura delle staffe si raccomanda non sia maggiore del minore tra 0,75 moltiplicato per l'altezza utile dell'elemento o 300 mm.
- (7) L'armatura orizzontale prefabbricata posizionata nei giunti orizzontali si raccomanda sia spaziata di 600 mm, o meno, da centro a centro.

## 8.3

### Particolari costruttivi per la precompressione

- (1) I dettagli costruttivi dei dispositivi di precompressione si raccomanda siano in conformità alla EN 1992-1-1.

## 8.4

### Particolari costruttivi per muratura confinata

- (1)P Le pareti di muratura confinata devono essere fornite di elementi di confinamento verticali ed orizzontali in calcestruzzo armato o in muratura armata in modo tale da comportarsi come un singolo elemento strutturale quando sono sollecitate.
- (2)P Gli elementi di confinamento laterali e di sommità devono essere gettati dopo che la muratura è stata costruita, in modo tale che siano adeguatamente ancorati assieme.

- (3) Si raccomanda di disporre elementi di confinamento ad ogni livello di solaio, ad ogni intersezione tra pareti e su entrambi i lati di ogni apertura che abbia un'area maggiore di  $1,5 \text{ m}^2$ . Possono essere richiesti all'interno della parete degli elementi di confinamento aggiuntivi, per fare in modo che la massima distanza, sia orizzontale che verticale, sia di 4 m.
- (4) Si raccomanda che gli elementi di confinamento abbiano una sezione trasversale di area non minore di  $0,02 \text{ m}^2$ , con una dimensione minima di 150 mm nel piano della parete, e siano provvisti di un'armatura longitudinale con un'area minima pari allo 0,8% dell'area della sezione trasversale dell'elemento di confinamento, ma non minore di  $200 \text{ mm}^2$ . Si raccomanda di disporre staffe con un diametro non minore di 6 mm e con una spaziatura non maggiore di 300 mm. I particolari delle armature si raccomanda siano in conformità al punto 8.2.
- (5) In pareti di muratura confinata dove sono impiegati elementi del Gruppo 1 e Gruppo 2, gli elementi per muratura adiacenti agli elementi di confinamento si raccomanda siano sovrapposti secondo le regole prescritte al punto 8.1.4 per la tessitura della muratura. In alternativa si raccomanda di utilizzare barre d'armatura con diametro non minore di 6 mm o equivalente e spaziate non più di 300 mm ed adeguatamente ancorate nel calcestruzzo di riempimento e nei giunti di malta.

## 8.5 Connessioni dei muri

### 8.5.1 Connessioni dei muri a solai e coperture

#### 8.5.1.1 Generalità

- (1)P Dove si assume che le pareti siano vincolate da solai o coperture, esse devono essere collegate ai solai o alle coperture in modo da provvedere al trasferimento dei carichi laterali di progetto agli elementi di controvento.
- (2) Il trasferimento dei carichi laterali agli elementi di controvento si raccomanda avvenga mediante le strutture di solaio o di copertura, per esempio di calcestruzzo armato o prefabbricato o di travi di legno collegate ad un tavolato, purché il solaio o la struttura di copertura siano in grado di sviluppare un comportamento a diaframma, o mediante un cordolo perimetrale, in grado di trasferire gli effetti dell'azione risultante di taglio e di flessione. L'appoggio degli elementi strutturali sulle pareti di muratura, per mezzo dell'attrito che si sviluppa, oppure gli incatenamenti metallici, dotati di adeguato fissaggio, si raccomanda siano in grado di resistere ai carichi che si trasferiscono.
- (3)P Dove un solaio o una copertura sono portati su una parete, la lunghezza dell'appoggio deve essere sufficiente a garantire la capacità portante richiesta e la resistenza a taglio, tenendo conto delle tolleranze di costruzione ed esecuzione.
- (4) La lunghezza minima dell'appoggio per solai e coperture poggianti su pareti si raccomanda sia pari a quella determinata mediante calcolo.

#### 8.5.1.2 Connessione mediante incatenamenti

- (1)P Dove si utilizzino gli incatenamenti, essi devono essere in grado di trasferire i carichi laterali tra il muro e l'elemento strutturale di vincolo.
- (2) Quando il sovraccarico sul muro è trascurabile, per esempio nel caso di una giunzione tra una copertura e un muro sormontato da un timpano, è necessario porre particolare attenzione per assicurare che la connessione tra gli incatenamenti e la parete sia efficace.
- (3) La distanza degli incatenamenti disposti tra i muri e i solai o le coperture si raccomanda non sia maggiore di 2 m, per gli edifici con altezza fino a 4 piani, e di 1,25 m per edifici con altezza maggiore.

- 8.5.1.3 Connessioni ad attrito
- (1)P Dove i solai, le coperture o cordoli perimetrali di calcestruzzo appoggiano direttamente su un muro, la resistenza che si sviluppa per attrito deve essere in grado di trasferire i carichi laterali.
- 8.5.1.4 Cerchiature e cordoli
- (1) Quando il trasferimento dei carichi laterali agli elementi di controvento è realizzato mediante l'impiego di cordoli, oppure di cerchiature, si raccomanda che questi siano collocati al livello di ogni solaio o immediatamente al di sotto. Le cerchiature possono essere composte di calcestruzzo armato, muratura armata, acciaio o legno e si raccomanda siano in grado di sostenere una forza di trazione di progetto di 45 kN.
- (2) Quando le cerchiature non sono continue, si raccomanda di prendere provvedimenti aggiuntivi per garantire la continuità.
- (3) Le cerchiature realizzate in calcestruzzo armato si raccomanda contengano almeno due barre di armatura per un minimo di 150 mm<sup>2</sup>. Le sovrapposizioni si raccomanda siano calcolate in conformità alla EN 1992-1-1 ed essere, se possibile, sfalsate. Armature continue parallele possono essere prese in considerazione con la loro sezione trasversale totale purché siano collocate nei solai o negli architravi soprafinestra ad una distanza non maggiore di 0,5 m dalla mezzeria rispettivamente di pareti e solai.
- (4) Nel caso siano impiegati solai sprovvisti di comportamento a diaframma o nel caso che siano inseriti al di sotto degli appoggi dei solai degli strati di scorrimento, l'irrigidimento orizzontale delle pareti si raccomanda sia assicurato mediante cordoli o provvedimenti staticamente equivalenti.

## 8.5.2 Connessioni tra pareti

- 8.5.2.1 Intersezioni
- (1)P I muri portanti che si intersecano devono essere collegati in modo tale che i carichi verticali e laterali richiesti si possano trasferire tra di loro.
- (2) Il collegamento all'intersezione di pareti si raccomanda sia realizzato mediante:
- la tessitura muraria (vedere punto 8.1.4);
- oppure:
- l'impiego di connettori o di armature che si estendono all'interno di ciascuna parete.
- (3) I muri che si intersecano si raccomanda siano costruiti contemporaneamente.

- 8.5.2.2 Muri a cassa vuota e di rivestimento
- (1)P I due setti di un muro a cassa vuota devono essere effettivamente collegati tra di loro.
- (2) Il numero di connettori trasversali che legano insieme i due setti di un muro a cassa vuota o la parete di rivestimento alla sua parete posteriore, si raccomanda non siano inferiori del numero calcolato secondo il punto 6.5, dove pertinente, né minore di  $n_{\text{tmin}}$  per metro quadrato.

Nota 1 I requisiti per l'impiego dei connettori trasversali sono forniti nella EN 1996-2.

Nota 2 Quando si utilizzano elementi di collegamento, per esempio armatura prefabbricata per giunti orizzontali, per collegare tra di loro i due setti di un muro, ogni elemento di collegamento si raccomanda sia considerato come un connettore trasversale.

Nota 3 I valori di  $n_{\text{tmin}}$  per muri a cassa vuota e di rivestimento da utilizzare in ciascun Paese si possono trovare nella sua appendice nazionale; il valore consigliato per entrambi è pari a 2.

- 8.5.2.3 Muri a doppio strato
- (1)P I due setti di un muro a doppio strato devono essere effettivamente collegati tra di loro.

- (2) I connettori trasversali che legano i due setti di un muro a doppio strato, calcolati secondo il punto 6.3.3(2), si raccomanda abbiano un'area della sezione trasversale sufficiente con non meno di  $j$  connettori per metro quadrato di muro a doppio strato, ed essere equamente distribuiti.

Nota 1 Alcuni tipi di armatura prefabbricata per giunti orizzontali possono anche funzionare come connettori trasversali tra i due setti di un muro a doppio strato (vedere EN 845-3).

Nota 2 Il valore di  $j$  da utilizzare in ciascun Paese si può trovare nella sua appendice nazionale; il valore consigliato è pari a 2.

## 8.6 Tracce e nicchie sulle pareti

### 8.6.1 Generalità

- (1)P Le tracce e le nicchie non devono indebolire la stabilità delle pareti.
- (2) Si raccomanda che le tracce e le nicchie non passino attraverso gli architravi o altri elementi strutturali costruiti in un muro, né siano consentite in elementi di muratura armata, a meno che non sia specificatamente permesso dal progettista.
- (3) Si raccomanda che nei muri a cassa vuota, le disposizioni relative a tracce e nicchie siano prese in considerazione separatamente per ciascun setto.

### 8.6.2 Tracce verticali e nicchie

- (1) La riduzione di resistenza ai carichi verticali, al taglio e al momento flettente che deriva dalla presenza delle tracce verticali e delle nicchie, può essere trascurata se tali tracce e nicchie sono meno profonde di  $t_{ch,v}$ ; si raccomanda che la profondità delle tracce e delle nicchie includa la profondità di qualsiasi foro raggiunto durante la formazione delle stesse. Se si supera tale limite, la resistenza ai carichi verticali, al taglio e al momento flettente si raccomanda che sia controllata mediante calcoli che tengano in considerazione la sezione di muratura ridotta dalle tracce o nicchie.

Nota Il valore di  $t_{ch,v}$  da utilizzare in un Paese si può trovare nella propria appendice nazionale. Si consigliano i valori forniti nel prospetto seguente.

#### Dimensioni delle tracce verticali e delle nicchie nella muratura consentite senza effettuare calcoli

Spessore della parete (mm)	Tracce e nicchie realizzate dopo la costruzione della muratura		Tracce e nicchie realizzate durante la costruzione della muratura	
	Massima profondità (mm)	Massima larghezza (mm)	Spessore minimo della parete rimanente (mm)	Massima larghezza (mm)
85 - 115	30	100	70	300
116 - 175	30	125	90	300
176 - 225	30	150	140	300
226 - 300	30	175	175	300
>300	30	200	215	300

Nota 1 Si raccomanda che la profondità massima della traccia o della nicchia includa la profondità di qualsiasi foro raggiunto durante la formazione della traccia o della nicchia.

Nota 2 Le tracce verticali che non si estendono per più di un terzo dell'altezza del piano sopra il livello del solaio, possono avere una profondità fino a 80 mm ed una larghezza fino a 120 mm, se lo spessore del muro è maggiore o uguale a 225 mm.

Nota 3 La distanza orizzontale tra tracce adiacenti o tra una traccia ed una nicchia od una apertura, si raccomanda non sia minore di 225 mm.

Nota 4 La distanza orizzontale tra due qualsiasi nicchie adiacenti, sia che siano poste sullo stesso lato o su lati opposti della parete, o tra una nicchia ed una apertura, si raccomanda non sia minore del doppio della larghezza della più grande tra le due nicchie.

Nota 5 La larghezza cumulativa delle tracce verticali e delle nicchie si raccomanda non ecceda 0,13 volte la lunghezza della parete.

### 8.6.3 Tracce orizzontali ed inclinate

- (1) Si raccomanda che qualsiasi traccia orizzontale od inclinata sia posizionata entro un ottavo dell'altezza netta della parete sopra o sotto il solaio. La profondità totale, inclusa la profondità di qualsiasi foro raggiunto durante la formazione della traccia, si raccomanda sia minore di  $t_{ch,h}$  provvedendo che l'eccentricità nell'intorno della

traccia sia minore di  $t/3$ . Se si eccede tale limite, la resistenza ai carichi verticali, al taglio e al momento flettente si raccomanda sia controllata mediante calcoli che tengano in considerazione la sezione trasversale di muratura ridotta.

Nota Il valore di  $f_{ch,h}$  da utilizzare in un Paese si può trovare nella propria appendice nazionale. Si consigliano i valori forniti nel prospetto seguente.

**Dimensioni delle tracce orizzontali ed inclinate nella muratura consentite senza effettuare calcoli**

Spessore della parete (mm)	Massima profondità (mm)	
	Lunghezza illimitata	Lunghezza $\leq 1\ 250$ mm
85 - 115	0	0
116 - 175	0	15
176 - 225	10	20
226 - 300	15	25
>300	20	30

- Nota 1 Si raccomanda che la profondità massima della traccia includa la profondità di qualsiasi foro raggiunto durante la formazione della traccia stessa.  
Nota 2 La distanza orizzontale tra l'estremità di una traccia ed un'apertura si raccomanda non sia minore di 500 mm.  
Nota 3 La distanza orizzontale tra tracce adiacenti di lunghezza limitata, sia che siano poste sullo stesso lato o su lati opposti della parete, si raccomanda non sia minore del doppio della lunghezza della traccia più lunga.  
Nota 4 Nelle pareti di spessore maggiore di 175 mm, la profondità consentita della traccia può essere aumentata di 10 mm se la traccia è tagliata accuratamente alla profondità richiesta utilizzando una macchina utensile. Quando si utilizzano macchine utensili, le tracce con una profondità maggiore di 10 mm possono essere tagliate in entrambi i lati del muro per spessori non minori di 225 mm.  
Nota 5 Si raccomanda che la larghezza della traccia non ecceda la metà dello spessore residuo del muro.

## 8.7 Strati impermeabili all'umidità

(1)P Gli strati impermeabili all'umidità devono essere in grado di trasferire i carichi verticali ed orizzontali di progetto senza subire o causare danneggiamento; tali strati devono avere una sufficiente resistenza d'attrito superficiale per prevenire i movimenti della muratura appoggiata su di essi.

## 8.8 Movimenti termici ed a lungo termine

(1)P Si deve tener conto degli effetti dei movimenti in modo tale che le caratteristiche della muratura non siano influenzate negativamente.

Nota Le informazioni riguardo ai movimenti ammessi nella muratura si trovano nella EN 1996-2.

# SEZIONE 9 ESECUZIONE

## 9.1 Generalità

- (1)P Tutta l'opera deve essere edificata in conformità ai dettagli costruttivi specificati, nell'ambito delle tolleranze ammesse.
- (2)P Tutta l'opera deve essere eseguita da personale opportunamente qualificato e specializzato.
- (3) Se si seguono i requisiti della EN 1996-2, si può assumere che (1)P e (2)P siano soddisfatti.

## 9.2 Progettazione di elementi strutturali

(1) Si raccomanda di considerare la stabilità globale della struttura o di una singola parete durante le fasi di costruzione; nel caso siano necessarie particolari precauzioni per il lavoro in cantiere, si raccomanda siano specificate.

## 9.3 Carico della muratura

(1)P La muratura non deve essere caricata fino a quando non abbia raggiunto un'adeguata resistenza per portare il carico senza danneggiamento.

- (2) Il materiale di riempimento contro i muri di sostegno si raccomanda non sia disposto finché il muro è in grado di resistere ai carichi derivanti dalle operazioni di riempimento, tenendo conto di ogni azione di compattazione o delle vibrazioni.
- (3) Si raccomanda sia posta particolare attenzione ai muri che durante le fasi di costruzione sono temporaneamente privi di vincoli, ma che possono essere soggetti a carichi del vento o carichi derivanti dall'esecuzione stessa; si raccomanda che essi siano provvisti di puntellatura temporanea, se necessario, per garantirne la stabilità.

**APPENDICE A CONSIDERAZIONE SUI FATTORI PARZIALI IN RELAZIONE ALL'ESECUZIONE**  
(informativa)

---

- (1) Quando un Paese collega una classe, o classi, di  $\chi_M$  nel punto 2.4.3 al controllo dell'esecuzione, nel differenziare la classe o le classi di  $\chi_M$  si raccomanda di considerare i punti seguenti:
- la disponibilità di personale opportunamente qualificato e specializzato, assunto dall'impresa, per la supervisione del lavoro;
  - la disponibilità di personale opportunamente qualificato e specializzato, indipendente dal gruppo dell'imprenditore, per l'ispezione dell'opera;

Nota Nel caso di contratti comprendenti sia la progettazione che la costruzione, il progettista può essere considerato come una persona indipendente dall'impresa di costruzione, ai fini dell'ispezione dell'opera, purché il progettista sia opportunamente qualificato ed informi il suo dirigente indipendentemente dal gruppo che costruisce.

- valutazione delle proprietà del cantiere della malta e del calcestruzzo di riempimento;
- modalità con le quali le malte sono miscelate e i componenti sono dosati, per esempio, in peso o attraverso appositi contenitori di misurazione.

## APPENDICE B METODO PER CALCOLARE L'ECCENTRICITÀ DI UN NUCLEO DI CONTROVENTO (informativa)

- (1) Quando gli elementi verticali di irrigidimento non soddisfano il punto 5.4(2), l'eccentricità totale di un nucleo di controvento dovuto agli effetti del secondo ordine,  $e_t$ , si raccomanda sia calcolata, in ciascuna direzione pertinente, da:

$$e_t = \xi \times \left( \frac{M_d}{N_{Ed}} + e_c \right) \quad (B.1)$$

dove:

$M_d$  è il momento flettente di progetto alla base del nucleo, calcolato utilizzando la teoria lineare dell'elasticità;

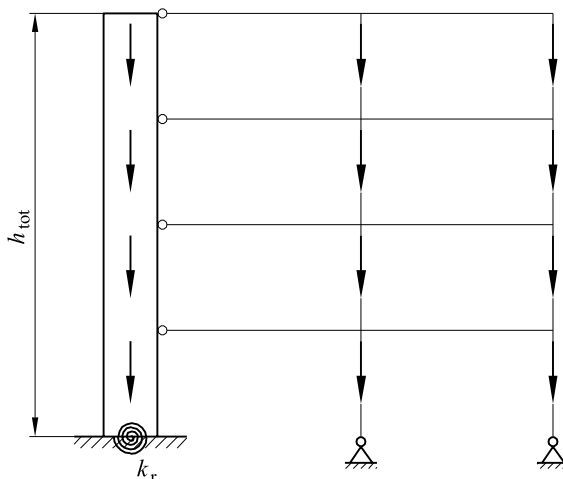
$N_{Ed}$  è il carico verticale di progetto alla base del nucleo, calcolato utilizzando la teoria lineare dell'elasticità;

$e_c$  è un'eccentricità aggiuntiva;

$\xi$  è un fattore di amplificazione per la rigidezza rotazionale del vincolo dell'elemento strutturale considerato.

- (2) L'eccentricità aggiuntiva  $e_c$  ed il fattore di amplificazione  $\xi$  si possono calcolare dall'equazione (B.2) e (B.3) (vedere figura B.1):

figura B.1 Rappresentazione di un nucleo di controvento



$$\xi = \frac{k_r}{k_r - 0,5 N_d \times h_{tot} \times \frac{Q_d}{N_d}} \quad (B.2)$$

$$e_t = \frac{Q_d}{N_d} \times 4,5 d_c \times \left( \frac{h_{tot}}{100 d_c} \right)^2 \quad (B.3)$$

dove:

$k_r$  è la rigidezza rotazionale del vincolo in Nmm/rad;

Nota Il vincolo può essere a partire dalle fondazioni - vedere EN 1997 - o a partire da un'altra porzione della struttura, per esempio un seminterrato.

$h_{tot}$  è l'altezza totale della parete o nel nucleo dalle fondazioni, in millimetri;

$d_c$  è la dimensione maggiore della sezione trasversale del nucleo nella direzione di flessione, in millimetri;

$N_d$  è il valore di progetto del carico verticale alla base del nucleo, in Newton;

$Q_d$  è il valore di progetto del carico verticale totale, della porzione di edificio che è stabilizzata dal nucleo in considerazione.



## APPENDICE C METODO SEMPLIFICATO PER IL CALCOLO DELL'ECCELTICITÀ DEL CARICO FUORI DEL PIANO DELLE PARETI

(informativa)

- (1) Nel calcolare l'eccentricità del carico sui muri, il giunto tra il muro e il solaio può essere semplificato utilizzando delle sezioni trasversali non fessurate ed assumendo il comportamento elastico dei materiali; si può utilizzare un'analisi a telaio o un'analisi sul singolo giunto.
- (2) L'analisi del giunto può essere semplificata come indicato in figura C.1; per meno di quattro elementi, quelli non esistenti si raccomanda siano trascurati. Le estremità degli elementi lontani dalla giunzione si raccomanda siano considerati come incastrati a meno che sia noto che essi non ricevono alcun momento, caso in cui possono essere considerati come incernierati. Il momento d'estremità al nodo 1,  $M_1$ , può essere calcolato mediante l'equazione (C.1) e il momento d'estremità al nodo 2,  $M_2$ , può essere calcolato in maniera simile ma utilizzando al numeratore  $E_2 I_2 / h_2$  al posto di  $E_1 I_1 / h_1$ .

$$M_1 = \frac{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1}}{\frac{n_1 E_1 I_1}{h_1} + \frac{n_2 E_2 I_2}{h_2} + \frac{n_3 E_3 I_3}{h_3} + \frac{n_4 E_4 I_4}{h_4}} \left[ \frac{w_3 l_3^2}{4(n_3 - 1)} - \frac{w_4 l_4^2}{4(n_4 - 1)} \right] \quad (C.1)$$

dove:

$n_i$  è il fattore di rigidezza degli elementi, preso uguale a 4 per elementi incastrati ad entrambe le estremità e altrimenti 3;

$E_i$  è il modulo di elasticità dell'elemento  $i$ , dove  $i = 1, 2, 3$  o  $4$ ;

Nota Generalmente è sufficiente prendere i valori di  $E$  come  $1\,000 f_k$  per tutti gli elementi per muratura.

$I_i$  è il momento di inerzia dell'elemento  $j$ , dove  $j = 1, 2, 3$  o  $4$  (nel caso di un muro a cassa vuota nel quale soltanto un setto sia portante,  $I_i$  si raccomanda sia preso pari a quello del setto portante);

$h_1$  è l'altezza netta dell'elemento 1;

$h_2$  è l'altezza netta dell'elemento 2;

$l_3$  è la luce netta dell'elemento 3;

$l_4$  è la luce netta dell'elemento 4;

$w_3$  è il carico di progetto uniformemente distribuito sull'elemento 3, utilizzando i fattori parziali della EN 1990, relativi all'effetto sfavorevole;

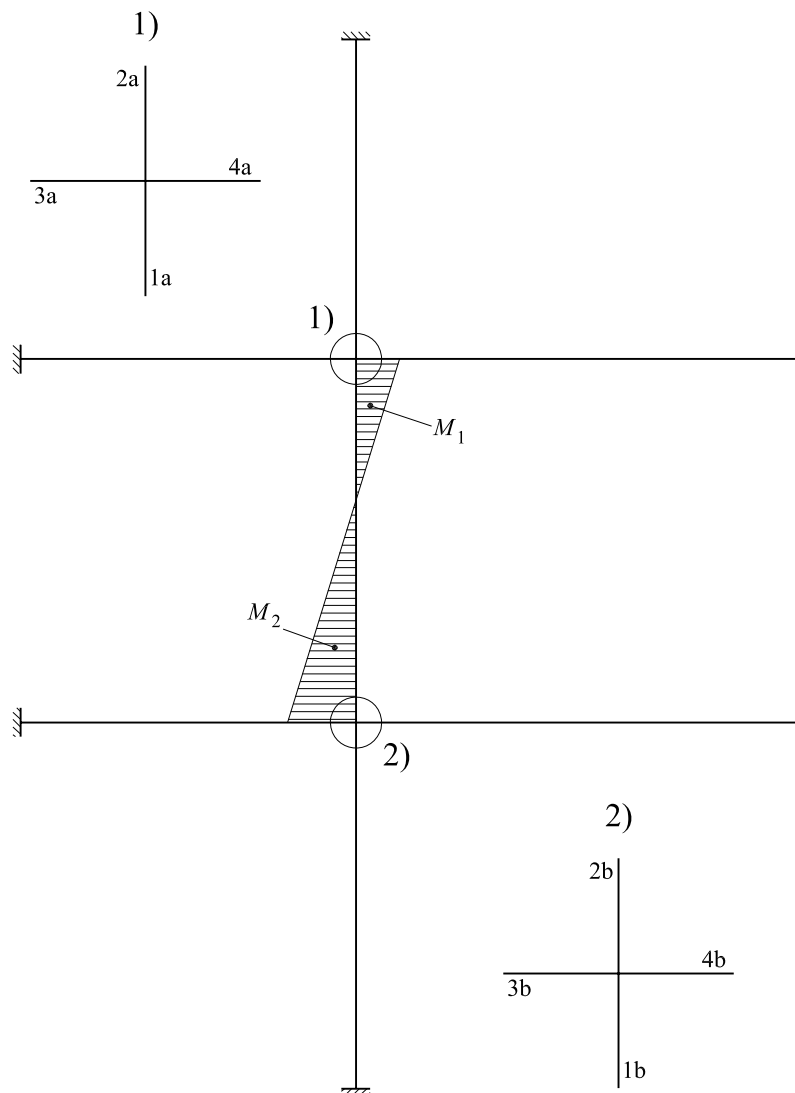
$w_4$  è il carico di progetto uniformemente distribuito sull'elemento 4, utilizzando i fattori parziali della EN 1990 relativi all'effetto sfavorevole.

Nota Il modello semplificato a telaio utilizzato in figura C.1 non è considerato idoneo nel caso di solai con travi di legno. Per tali casi ci si riferisca al punto (5) qui sotto.

figura C.1 Schema semplificato del telaio

Legenda

- 1) Telaio a
- 2) Telaio b



Nota Il momento  $M_1$  si trova dal telaio a e il momento  $M_2$  si trova dal telaio b.

- (3) I risultati di tali calcoli saranno generalmente cautelativi perché il reale grado di incastro, cioè il rapporto tra il momento reale trasmesso da un nodo con quello che ci sarebbe se il nodo fosse totalmente rigido, non può essere raggiunto dal collegamento solaio/muro. È consentito in fase di progetto ridurre l'eccentricità ricavata dai calcoli in conformità al punto (1) di cui sopra, moltiplicandola per un fattore,  $\eta$ .

$\eta$  si può ricavare sperimentalmente, o si può prendere pari a  $(1 - k_m/4)$ ,

dove:

$$k_m = \frac{n_3 \frac{E_3 I_3}{I_3} + n_4 \frac{E_4 I_4}{I_4}}{n_1 \frac{E_1 I_1}{h_1} + n_2 \frac{E_2 I_2}{h_2}} \leq 2 \quad (C.2)$$

dove i simboli hanno il significato a loro attribuito al punto (2), sopra.

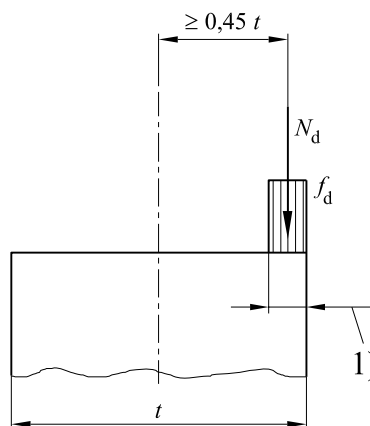
- (4) Se l'eccentricità, calcolata in conformità al punto (2) di cui sopra, è maggiore di 0,45 volte lo spessore della parete, può essere basato sul punto (5) qui di seguito.
- (5) L'eccentricità del carico da utilizzare nel calcolo si può basare sul carico portato dalla minima profondità d'appoggio richiesta, da non prendersi maggiore di 0,1 volte lo spessore del muro, in corrispondenza della facciata della parete, sottoposta ad una tensione adeguata alla resistenza di progetto del materiale (vedere figura C.2).

Nota Si raccomanda di tenere presente che considerare l'eccentricità come indicato nella presente appendice può portare ad una rotazione del solaio o della trave sufficiente a causare una fessura sul lato della parete opposto a quello di applicazione del carico.

figura C.2 **Eccentricità ricavata dal carico di progetto definito dal blocco di tensione (stress block)**

Legenda

- 1) Larghezza dell'appoggio  $\leq 0,1 t$



- (6) Quando il solaio è appoggiato su parte dello spessore della parete, vedere figura C.3, il momento sopra il solaio,  $M_{Edu}$ , e il momento sotto il solaio,  $M_{Edf}$ , si possono ricavare dalle espressioni C.3 e C.4 qui sotto, purché i valori siano minori di quelli ricavati ai punti (1), (2) e (3) di cui sopra:

$$M_{Edu} = N_{Edu} \frac{(t - 3a)}{4} \quad (C.3)$$

$$M_{Edf} = N_{Edf} \frac{a}{2} + N_{Edu} \frac{(t + a)}{4} \quad (C.4)$$

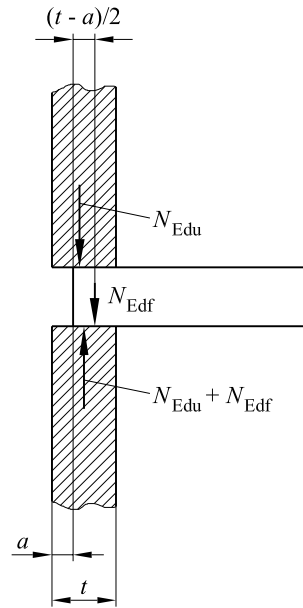
dove:

$N_{Edu}$  è il carico di progetto nel muro superiore;

$N_{Edf}$  è il carico di progetto applicato dal solaio;

$a$  è la distanza dalla facciata della parete al bordo del solaio.

figura C.3 Schema che mostra le forze quando un solaio si appoggia su parte dello spessore della parete



## APPENDICE D DETERMINAZIONE DI $\rho_3$ E DI $\rho_4$ (informativa)

(1) La presente appendice fornisce due grafici, D.1 e D.2, uno per determinare  $\rho_3$  e l'altro per determinare  $\rho_4$ .

figura D.1 **Grafico indicante i valori di  $\rho_3$  ricavati utilizzando le equazioni (5.6) e (5.7)**

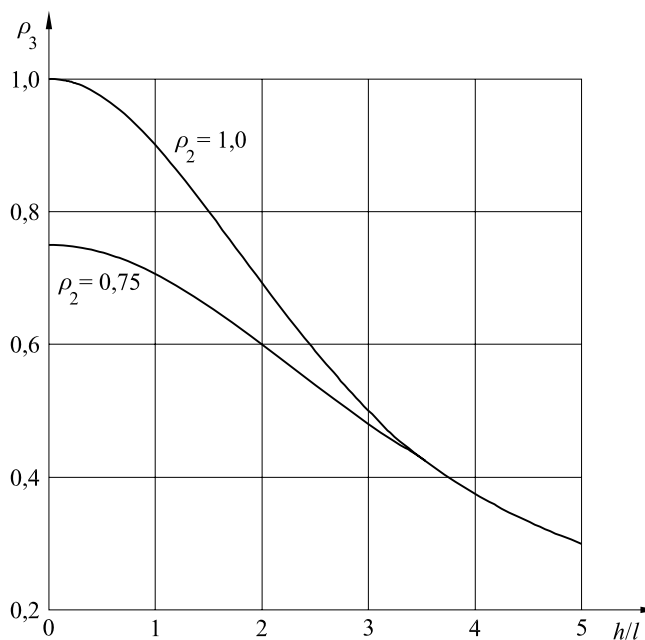
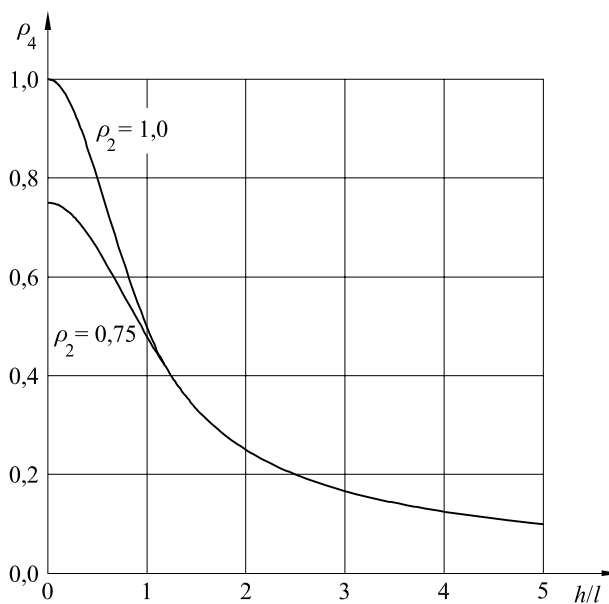


figura D.2 **Grafico indicante i valori di  $\rho_4$  ricavati utilizzando le equazioni (5.8) e (5.9)**



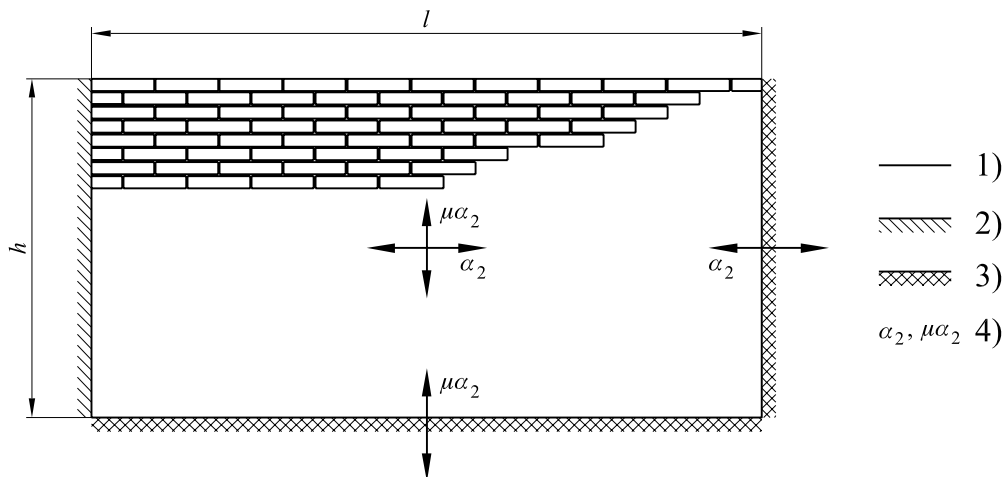
**APPENDICE E** COEFFICIENTI DI MOMENTO FLETTENTE,  $\alpha_1$ , IN PANNELLI DI MURATURA MONOSTRATO DI SPESSORE MINORE O UGUALE A 250 MM SOGGETTI A CARICHI LATERALI

figura E.1


**Legenda delle condizioni di vincolo utilizzate nei prospetti**


Legenda

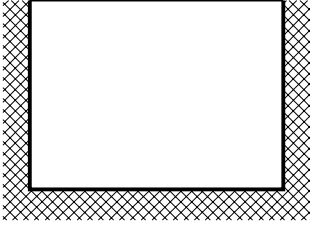
- 1) Bordo libero
- 2) Bordo semplicemente appoggiato
- 3) Bordo incastrato/continuo
- 4)  $\alpha_2, \mu\alpha_2$ : coefficienti di momento nelle direzioni indicate

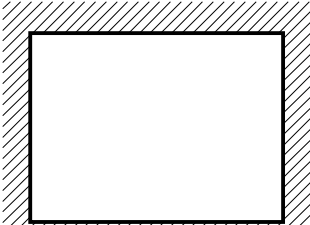


Condizioni di vincolo A	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,031	0,045	0,059	0,071	0,079	0,085	0,090	0,094
	0,90	0,032	0,047	0,061	0,073	0,081	0,087	0,092	0,095
	0,80	0,034	0,049	0,064	0,075	0,083	0,089	0,093	0,097
	0,70	0,035	0,051	0,066	0,077	0,085	0,091	0,095	0,098
	0,60	0,038	0,053	0,069	0,080	0,088	0,093	0,097	0,100
	0,50	0,040	0,056	0,073	0,083	0,090	0,095	0,099	0,102
	0,40	0,043	0,061	0,077	0,087	0,093	0,098	0,101	0,104
	0,35	0,045	0,064	0,080	0,089	0,095	0,100	0,103	0,105
	0,30	0,048	0,067	0,082	0,091	0,097	0,101	0,104	0,107
	0,25	0,050	0,071	0,085	0,094	0,099	0,103	0,106	0,109
	0,20	0,054	0,075	0,089	0,097	0,102	0,105	0,108	0,111
	0,15	0,060	0,080	0,093	0,100	0,104	0,108	0,110	0,113
	0,10	0,069	0,087	0,098	0,104	0,108	0,111	0,113	0,115
	0,05	0,082	0,097	0,105	0,110	0,113	0,115	0,116	0,117

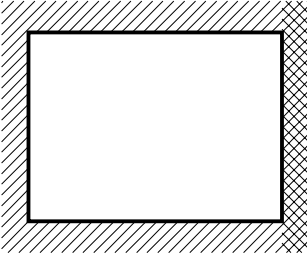
Condizioni di vincolo B	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	<b>1,00</b>	0,024	0,035	0,046	0,053	0,059	0,062	0,065	0,068
	<b>0,90</b>	0,025	0,036	0,047	0,055	0,060	0,063	0,066	0,068
	<b>0,80</b>	0,027	0,037	0,049	0,056	0,061	0,065	0,067	0,069
	<b>0,70</b>	0,028	0,039	0,051	0,058	0,062	0,066	0,068	0,070
	<b>0,60</b>	0,030	0,042	0,053	0,059	0,064	0,067	0,069	0,071
	<b>0,50</b>	0,031	0,044	0,055	0,061	0,066	0,069	0,071	0,072
	<b>0,40</b>	0,034	0,047	0,057	0,063	0,067	0,070	0,072	0,074
	<b>0,35</b>	0,035	0,049	0,059	0,065	0,068	0,071	0,073	0,074
	<b>0,30</b>	0,037	0,051	0,061	0,066	0,070	0,072	0,074	0,075
	<b>0,25</b>	0,039	0,053	0,062	0,068	0,071	0,073	0,075	0,077
	<b>0,20</b>	0,043	0,056	0,065	0,069	0,072	0,074	0,076	0,078
	<b>0,15</b>	0,047	0,059	0,067	0,071	0,074	0,076	0,077	0,079
	<b>0,10</b>	0,052	0,063	0,070	0,074	0,076	0,078	0,079	0,080
	<b>0,05</b>	0,060	0,069	0,074	0,077	0,079	0,080	0,081	0,082

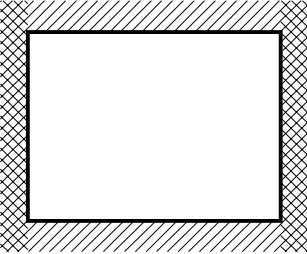
Condizioni di vincolo C	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	<b>1,00</b>	0,020	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
	<b>0,90</b>	0,021	0,029	0,038	0,043	0,046	0,048	0,050	0,052
	<b>0,80</b>	0,022	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
	<b>0,70</b>	0,023	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
	<b>0,60</b>	0,024	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
	<b>0,50</b>	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	<b>0,40</b>	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
	<b>0,35</b>	0,029	0,039	0,045	0,049	0,052	0,053	0,054	0,055
	<b>0,30</b>	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
	<b>0,25</b>	0,032	0,042	0,048	0,051	0,053	0,054	0,056	0,057
	<b>0,20</b>	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,058
	<b>0,15</b>	0,037	0,046	0,051	0,053	0,055	0,056	0,057	0,059
	<b>0,10</b>	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059
	<b>0,05</b>	0,046	0,052	0,055	0,057	0,058	0,059	0,059	0,060

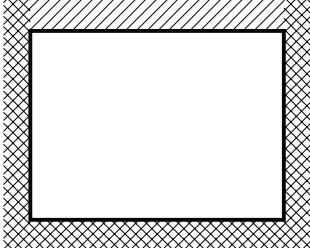
Condizioni di vincolo D	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,013	0,021	0,029	0,035	0,040	0,043	0,045	0,047
	0,90	0,014	0,022	0,031	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,80	0,015	0,023	0,032	0,038	0,041	0,044	0,047	0,048
	0,70	0,016	0,025	0,033	0,039	0,043	0,045	0,047	0,049
	0,60	0,017	0,026	0,035	0,040	0,044	0,046	0,048	0,050
	0,50	0,018	0,028	0,037	0,042	0,045	0,048	0,050	0,051
	0,40	0,020	0,031	0,039	0,043	0,047	0,049	0,051	0,052
	0,35	0,022	0,032	0,040	0,044	0,048	0,050	0,051	0,053
	0,30	0,023	0,034	0,041	0,046	0,049	0,051	0,052	0,053
	0,25	0,025	0,035	0,043	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	0,20	0,027	0,038	0,044	0,048	0,051	0,053	0,054	0,055
	0,15	0,030	0,040	0,046	0,050	0,052	0,054	0,055	0,056
	0,10	0,034	0,043	0,049	0,052	0,054	0,055	0,056	0,057
	0,05	0,041	0,048	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058	0,059

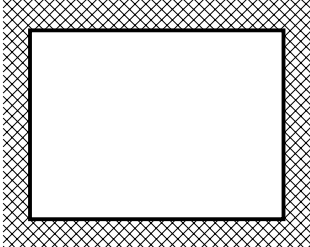
Condizioni di vincolo E	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,008	0,018	0,030	0,042	0,051	0,059	0,066	0,071
	0,90	0,009	0,019	0,032	0,044	0,054	0,062	0,068	0,074
	0,80	0,010	0,021	0,035	0,046	0,056	0,064	0,071	0,076
	0,70	0,011	0,023	0,037	0,049	0,059	0,067	0,073	0,078
	0,60	0,012	0,025	0,040	0,053	0,062	0,070	0,076	0,081
	0,50	0,014	0,028	0,044	0,057	0,066	0,074	0,080	0,085
	0,40	0,017	0,032	0,049	0,062	0,071	0,078	0,084	0,088
	0,35	0,018	0,035	0,052	0,064	0,074	0,081	0,086	0,090
	0,30	0,020	0,038	0,055	0,068	0,077	0,083	0,089	0,093
	0,25	0,023	0,042	0,059	0,071	0,080	0,087	0,091	0,096
	0,20	0,026	0,046	0,064	0,076	0,084	0,090	0,095	0,099
	0,15	0,032	0,053	0,070	0,081	0,089	0,094	0,098	0,103
	0,10	0,039	0,062	0,078	0,088	0,095	0,100	0,103	0,106
	0,05	0,054	0,076	0,090	0,098	0,103	0,107	0,109	0,110

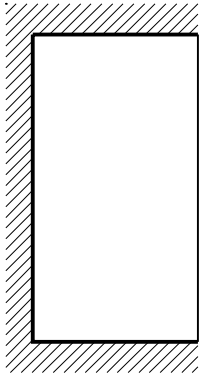


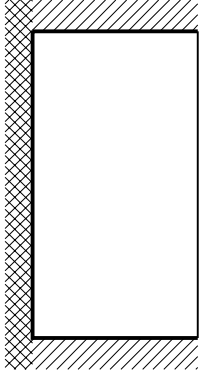
Condizioni di vincolo F	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	<b>1,00</b>	0,008	0,016	0,026	0,034	0,041	0,046	0,051	0,054
	<b>0,90</b>	0,008	0,017	0,027	0,036	0,042	0,048	0,052	0,055
	<b>0,80</b>	0,009	0,018	0,029	0,037	0,044	0,049	0,054	0,057
	<b>0,70</b>	0,010	0,020	0,031	0,039	0,046	0,051	0,055	0,058
	<b>0,60</b>	0,011	0,022	0,033	0,042	0,048	0,053	0,057	0,060
	<b>0,50</b>	0,013	0,024	0,036	0,044	0,051	0,056	0,059	0,062
	<b>0,40</b>	0,015	0,027	0,039	0,048	0,054	0,058	0,062	0,064
	<b>0,35</b>	0,016	0,029	0,041	0,050	0,055	0,060	0,063	0,066
	<b>0,30</b>	0,018	0,031	0,044	0,052	0,057	0,062	0,065	0,067
	<b>0,25</b>	0,020	0,034	0,046	0,054	0,060	0,063	0,066	0,069
	<b>0,20</b>	0,023	0,037	0,049	0,057	0,062	0,066	0,068	0,070
	<b>0,15</b>	0,027	0,042	0,053	0,060	0,065	0,068	0,070	0,072
	<b>0,10</b>	0,032	0,048	0,058	0,064	0,068	0,071	0,073	0,074
	<b>0,05</b>	0,043	0,057	0,066	0,070	0,073	0,075	0,077	0,078

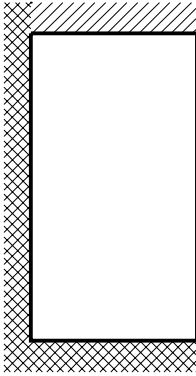
Condizioni di vincolo G	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	<b>1,00</b>	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	<b>0,90</b>	0,008	0,015	0,023	0,029	0,034	0,038	0,041	0,043
	<b>0,80</b>	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
	<b>0,70</b>	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
	<b>0,60</b>	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
	<b>0,50</b>	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	<b>0,40</b>	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,049
	<b>0,35</b>	0,014	0,025	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,050
	<b>0,30</b>	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
	<b>0,25</b>	0,018	0,028	0,037	0,042	0,046	0,048	0,050	0,052
	<b>0,20</b>	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
	<b>0,15</b>	0,023	0,034	0,042	0,046	0,049	0,051	0,053	0,055
	<b>0,10</b>	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,057
	<b>0,05</b>	0,035	0,044	0,050	0,053	0,055	0,056	0,057	0,058

Condizioni di vincolo H	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,005	0,011	0,018	0,024	0,029	0,033	0,036	0,039
	0,90	0,006	0,012	0,019	0,025	0,030	0,034	0,037	0,040
	0,80	0,006	0,013	0,020	0,027	0,032	0,035	0,038	0,041
	0,70	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,60	0,008	0,015	0,024	0,030	0,035	0,038	0,041	0,043
	0,50	0,009	0,017	0,025	0,032	0,036	0,040	0,043	0,045
	0,40	0,010	0,019	0,028	0,034	0,039	0,042	0,045	0,047
	0,35	0,011	0,021	0,029	0,036	0,040	0,043	0,046	0,047
	0,30	0,013	0,022	0,031	0,037	0,041	0,044	0,047	0,049
	0,25	0,014	0,024	0,033	0,039	0,043	0,046	0,048	0,051
	0,20	0,016	0,027	0,035	0,041	0,045	0,047	0,049	0,052
	0,15	0,019	0,030	0,038	0,043	0,047	0,049	0,051	0,053
	0,10	0,023	0,034	0,042	0,047	0,050	0,052	0,053	0,054
	0,05	0,031	0,041	0,047	0,051	0,053	0,055	0,056	0,056

Condizioni di vincolo I	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	1,00	0,004	0,009	0,015	0,021	0,026	0,030	0,033	0,036
	0,90	0,004	0,010	0,016	0,022	0,027	0,031	0,034	0,037
	0,80	0,005	0,010	0,017	0,023	0,028	0,032	0,035	0,038
	0,70	0,005	0,011	0,019	0,025	0,030	0,033	0,037	0,039
	0,60	0,006	0,013	0,020	0,026	0,031	0,035	0,038	0,041
	0,50	0,007	0,014	0,022	0,028	0,033	0,037	0,040	0,042
	0,40	0,008	0,016	0,024	0,031	0,035	0,039	0,042	0,044
	0,35	0,009	0,017	0,026	0,032	0,037	0,040	0,043	0,045
	0,30	0,010	0,019	0,028	0,034	0,038	0,042	0,044	0,046
	0,25	0,011	0,021	0,030	0,036	0,040	0,043	0,046	0,048
	0,20	0,013	0,023	0,032	0,038	0,042	0,045	0,047	0,050
	0,15	0,016	0,026	0,035	0,041	0,044	0,047	0,049	0,051
	0,10	0,020	0,031	0,039	0,044	0,047	0,050	0,052	0,054
	0,05	0,027	0,038	0,045	0,049	0,052	0,053	0,055	0,056

Condizioni di vincolo J	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	<b>1,00</b>	0,009	0,023	0,046	0,071	0,096	0,122	0,151	0,180
	<b>0,90</b>	0,010	0,026	0,050	0,076	0,103	0,131	0,162	0,193
	<b>0,80</b>	0,012	0,028	0,054	0,083	0,111	0,142	0,175	0,208
	<b>0,70</b>	0,013	0,032	0,060	0,091	0,121	0,156	0,191	0,227
	<b>0,60</b>	0,015	0,036	0,067	0,100	0,135	0,173	0,211	0,250
	<b>0,50</b>	0,018	0,042	0,077	0,113	0,153	0,195	0,237	0,280
	<b>0,40</b>	0,021	0,050	0,090	0,131	0,177	0,225	0,272	0,321
	<b>0,35</b>	0,024	0,055	0,098	0,144	0,194	0,244	0,296	0,347
	<b>0,30</b>	0,027	0,062	0,108	0,160	0,214	0,269	0,325	0,381
	<b>0,25</b>	0,032	0,071	0,122	0,180	0,240	0,300	0,362	0,428
	<b>0,20</b>	0,038	0,083	0,142	0,208	0,276	0,344	0,413	0,488
	<b>0,15</b>	0,048	0,100	0,173	0,250	0,329	0,408	0,488	0,570
	<b>0,10</b>	0,065	0,131	0,224	0,321	0,418	0,515	0,613	0,698
	<b>0,05</b>	0,106	0,208	0,344	0,482	0,620	0,759	0,898	0,959

Condizioni di vincolo K	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	<b>1,00</b>	0,009	0,021	0,038	0,056	0,074	0,091	0,108	0,123
	<b>0,90</b>	0,010	0,023	0,041	0,060	0,079	0,097	0,113	0,129
	<b>0,80</b>	0,011	0,025	0,045	0,065	0,084	0,103	0,120	0,136
	<b>0,70</b>	0,012	0,028	0,049	0,070	0,091	0,110	0,128	0,145
	<b>0,60</b>	0,014	0,031	0,054	0,077	0,099	0,119	0,138	0,155
	<b>0,50</b>	0,016	0,035	0,061	0,085	0,109	0,130	0,149	0,167
	<b>0,40</b>	0,019	0,041	0,069	0,097	0,121	0,144	0,164	0,182
	<b>0,35</b>	0,021	0,045	0,075	0,104	0,129	0,152	0,173	0,191
	<b>0,30</b>	0,024	0,050	0,082	0,112	0,139	0,162	0,183	0,202
	<b>0,25</b>	0,028	0,056	0,091	0,123	0,150	0,174	0,196	0,217
	<b>0,20</b>	0,033	0,064	0,103	0,136	0,165	0,190	0,211	0,234
	<b>0,15</b>	0,040	0,077	0,119	0,155	0,184	0,210	0,231	0,253
	<b>0,10</b>	0,053	0,096	0,144	0,182	0,213	0,238	0,260	0,279
	<b>0,05</b>	0,080	0,136	0,190	0,230	0,260	0,286	0,306	0,317

Condizioni di vincolo L	$\mu$	$h/l$							
		0,30	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	1,75	2,00
	<b>1,00</b>	0,006	0,015	0,029	0,044	0,059	0,073	0,088	0,102
	<b>0,90</b>	0,007	0,017	0,032	0,047	0,063	0,078	0,093	0,107
	<b>0,80</b>	0,008	0,018	0,034	0,051	0,067	0,084	0,099	0,114
	<b>0,70</b>	0,009	0,021	0,038	0,056	0,073	0,090	0,106	0,122
	<b>0,60</b>	0,010	0,023	0,042	0,061	0,080	0,098	0,115	0,131
	<b>0,50</b>	0,012	0,027	0,048	0,068	0,089	0,108	0,126	0,142
	<b>0,40</b>	0,014	0,032	0,055	0,078	0,100	0,121	0,139	0,157
	<b>0,35</b>	0,016	0,035	0,060	0,084	0,108	0,129	0,148	0,165
	<b>0,30</b>	0,018	0,039	0,066	0,092	0,116	0,138	0,158	0,176
	<b>0,25</b>	0,021	0,044	0,073	0,101	0,127	0,150	0,170	0,190
	<b>0,20</b>	0,025	0,052	0,084	0,114	0,141	0,165	0,185	0,206
	<b>0,15</b>	0,031	0,061	0,098	0,131	0,159	0,184	0,205	0,226
	<b>0,10</b>	0,041	0,078	0,121	0,156	0,186	0,212	0,233	0,252
	<b>0,05</b>	0,064	0,114	0,164	0,204	0,235	0,260	0,281	0,292

## APPENDICE F LIMITAZIONI DEI RAPPORTI ALTEZZA/SPESSORE E LUNGHEZZA/SPESSORE PER PARETI ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO (informativa)

- (1) Nonostante la capacità di una parete di soddisfare lo stato limite ultimo, che deve essere verificato, le sue dimensioni si raccomanda siano limitate a quanto risulta dall'utilizzo delle figure F.1, F.2 oppure F.3, a seconda delle condizioni di vincolo mostrate nelle figure stesse, dove  $h$  è l'altezza netta della parete,  $l$  è la lunghezza della parete e  $t$  è lo spessore della parete; per pareti a cassa vuota utilizzare  $t_{ef}$  al posto di  $t$ .
- (2) Dove le pareti sono vincolate in sommità, ma non alle estremità,  $h$  si raccomanda sia limitato a  $30 t$ .
- (3) La presente appendice è valida quando lo spessore della parete, o di un setto di una parete a cassa vuota, non è minore di 100 mm.

figura F.1

### Limitazioni sui rapporti altezza/spessore e lunghezza/spessore per pareti vincolate su tutti e quattro i bordi

Legenda

- 1) Semplicemente appoggiato o continuo

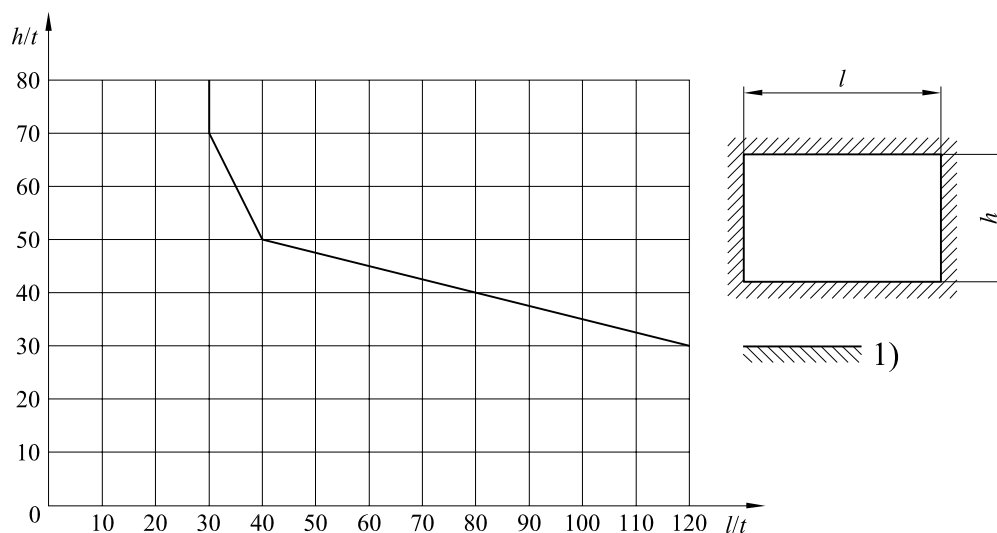


figura F.2

**Limitazioni sui rapporti altezza/spessore e lunghezza/spessore per pareti vincolate alla base, in sommità e ad un bordo verticale**

Legenda

- 1) Semplicemente appoggiato o continuo

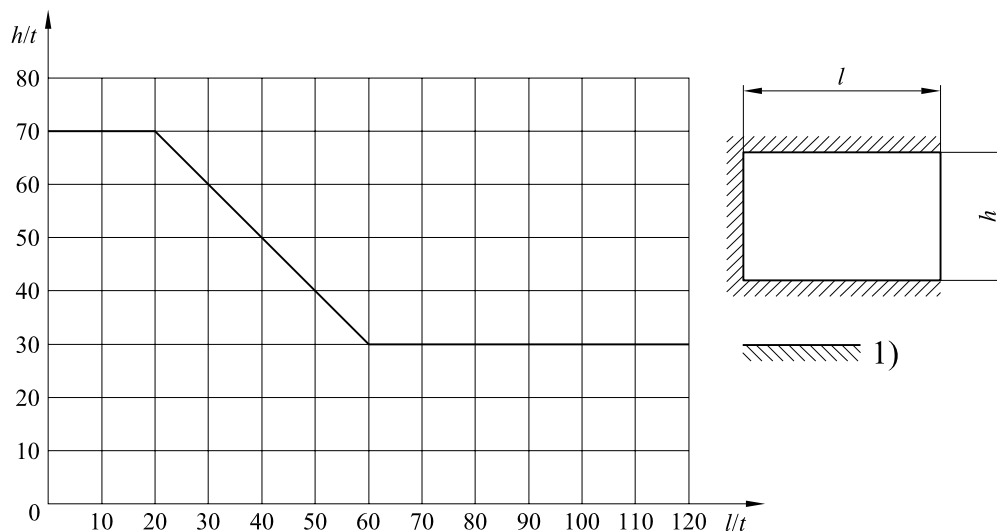
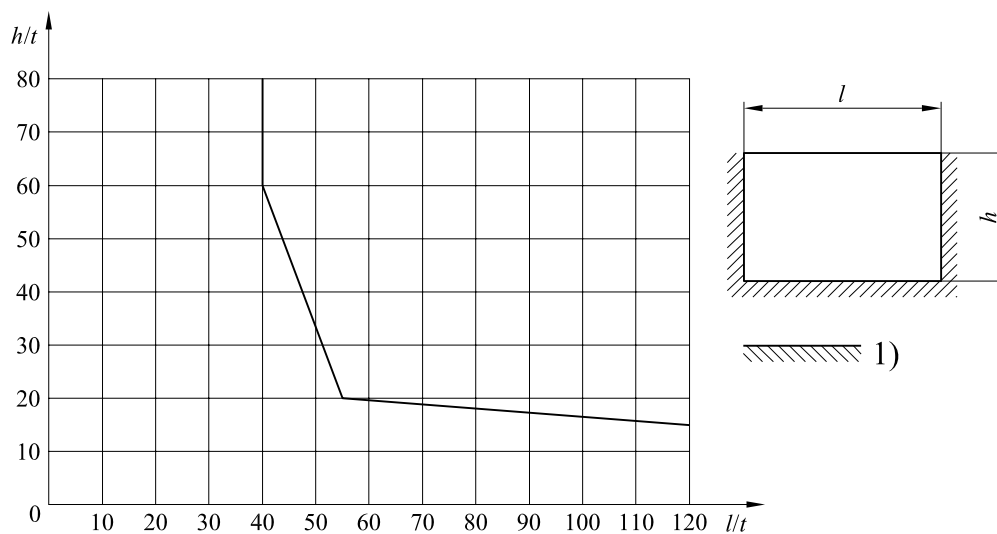


figura F.3

**Limitazioni sui rapporti altezza/spessore e lunghezza/spessore per pareti vincolate ai bordi verticali, alla base, ma non in sommità**

Legenda

- 1) Semplicemente appoggiato o continuo



## APPENDICE G FATTORE DI RIDUZIONE PER LA SNELLEZZA E L'ECCESTRICITÀ (informativa)

- (1) A metà altezza della parete, utilizzando una semplificazione dei principi generali forniti nel punto 6.1.1, il fattore di riduzione,  $\Phi_m$ , che prende in considerazione la snellezza della parete e l'eccentricità del carico, per qualsiasi valore del modulo elastico  $E$  e della resistenza caratteristica a compressione della muratura non armata  $f_k$ , può essere ricavato da:

$$\Phi_m = A_1 e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (\text{G.1})$$

dove:

$$A_1 = 1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \quad (\text{G.2})$$

$$u = \frac{\lambda - 0,063}{0,73 - 1,17 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (\text{G.3})$$

dove:

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{\frac{f_k}{E}} \quad (\text{G.4})$$

ed  $e_{mk}$ ,  $h_{ef}$ ,  $t$  e  $t_{ef}$  sono definiti nel punto 6.1.2.2, ed "e" è la base dei logaritmi naturali.

- (2) Per  $E = 1\,000 f_k$  l'equazione (G.3) diventa:

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (\text{G.5})$$

e per  $E = 700 f_k$ :

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 1,67}{19,3 - 31 \frac{e_{mk}}{t}} \quad (\text{G.6})$$

- (3) I valori di  $\Phi_m$  derivati dall'equazione (G.5) e (G.6) sono rappresentati in forma grafica nelle figure G.1 e G.2.

figura G.1 Valori di  $\Phi_m$  in funzione del rapporto di snellezza per differenti valori dell'eccentricità, basati su un valore di  $E$  pari a  $1\,000 f_k$

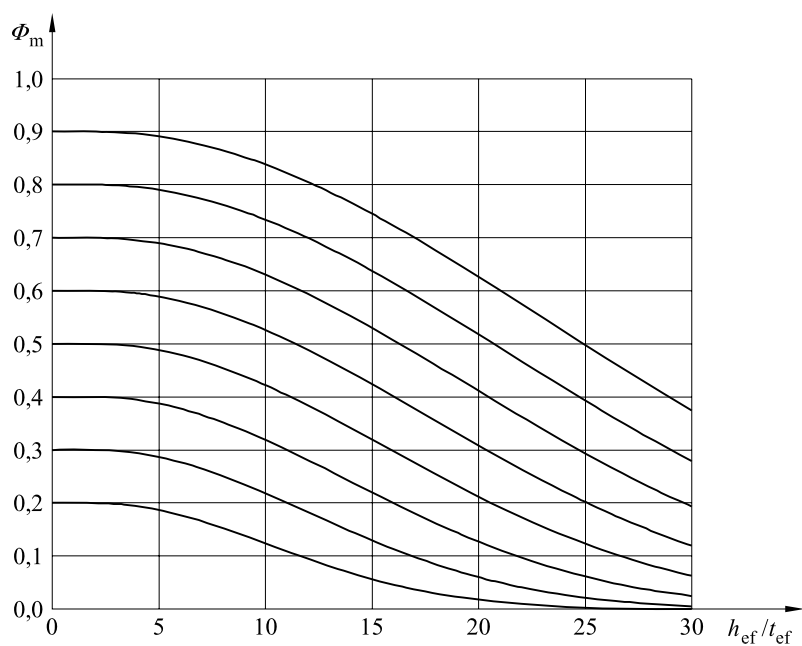
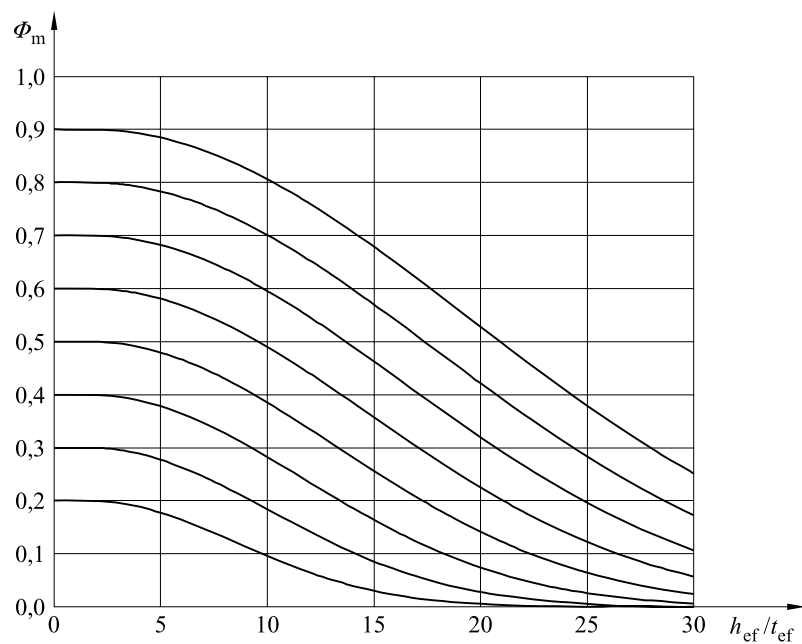


figura G.2 Valori di  $\Phi_m$  in funzione del rapporto di snellezza per differenti valori dell'eccentricità, basati su un valore di  $E$  pari a  $700 f_k$

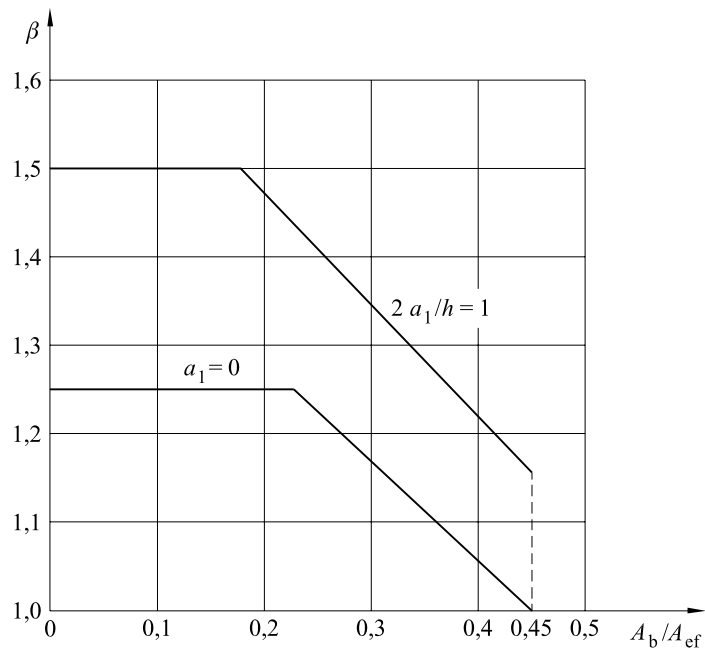




**APPENDICE H FATTORE DI MIGLIORAMENTO COME FORNITO NEL PUNTO 6.1.3**  
(informativa)

figura H.1

Grafico indicante il fattore di miglioramento come fornito nel punto 6.1.3: carichi concentrati sotto gli appoggi



**APPENDICE**  
(informativa)

**I ADATTAMENTO DEL CARICO LATERALE PER PARETI APPOGGIATE SU TRE O QUATTRO LATI, SOGGETTE A CARICHI ORIZZONTALI FUORI PIANO E A CARICHI VERTICALI**

- (1) Si presume che la parete sia soggetta ad un carico orizzontale fuori piano e ad un carico verticale eccentrico.

Nota È possibile ridistribuire il momento alla sommità della parete (causato dall'eccentricità del carico verticale) sui setti interno ed esterno di una parete a cassa vuota se nel progetto sono specificati connettori trasversali adeguati allo scopo.

- (2) Se la parete è parte di una parete a cassa vuota, il carico orizzontale fuori piano può essere diviso tra i due setti [vedere punto 6.3.1(6)].

- (3) Il carico verticale sopra le aperture si raccomanda sia distribuito sulle pareti ai lati delle aperture.

- (4) Il carico orizzontale fuori piano agente sulla parete da utilizzare per le verifiche in conformità al punto 6.1, può essere ridotto di un fattore  $k$  utilizzando l'espressione I.1:

$$k = 8 \mu \alpha \frac{l^2}{h^2} \quad (I.1)$$

Nota Il fattore  $k$  esprime il rapporto tra la capacità di carico di una parete che si estende in verticale, e la capacità per carichi laterali dell'area di parete effettiva (prendendo in considerazione gli eventuali vincoli ai bordi).

dove:

$k$  è la capacità per carichi laterali di una parete che si estende in verticale divisa per la capacità per carichi laterali dell'area di parete effettiva (prendendo in considerazione i vincoli ai bordi);

$\alpha$  è il pertinente coefficiente di momento flettente in conformità al punto 5.5.5;

$\mu$  è il rapporto delle resistenze caratteristiche a flessione nelle due direzioni ortogonali della muratura in conformità al punto 5.5.5;

$h$  è l'altezza della parete;

$l$  è la lunghezza della parete.

**APPENDICE**  
(informativa)

**J ELEMENTI DI MURATURA ARMATA SOGGETTI A CARICO DI TAGLIO:  
MIGLIORAMENTO DI  $f_{vd}$**

- (1) Nel caso di pareti o travi dove l'armatura principale è disposta in tasche, nuclei o cavità riempiti con calcestruzzo di riempimento come descritto nel punto 3.3, il valore di  $f_{vd}$  utilizzato per calcolare  $V_{Rd1}$  si può ricavare dall'equazione seguente:

$$f_{vd} = \frac{(0,35 + 17,5\rho)}{\gamma_M} \quad (J.1)$$

purché  $f_{vd}$  non sia preso più grande di  $\frac{0,7}{\gamma_M}$  N/mm<sup>2</sup>,  
dove:

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad (J.2)$$

$A_s$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura principale;

$b$  è la larghezza della sezione;

$d$  è l'altezza utile;

$\gamma_M$  è il fattore parziale di sicurezza della muratura.

- (2) Per travi di muratura armata semplicemente appoggiate o per muri di contenimento a sbalzo, dove il rapporto della luce di taglio,  $a_v$ , sull'altezza utile,  $d$ , è minore o uguale a 6,  $f_{vd}$  può essere incrementato di un fattore,  $\chi$ , dove:

$$\chi = \left[ 2,5 - 0,25 \frac{a_v}{d} \right] \quad (J.3)$$

purché  $f_{vd}$  non sia preso più grande di  $1,75/\gamma_M$  N/mm<sup>2</sup>.

La luce di taglio,  $a_v$ , è presa pari al massimo momento flettente nella sezione diviso per la massima forza di taglio nella sezione.

