

# XLAM Dimensionamento Volume II

## Casi di applicazione

Dall'apparizione del Volume 1 – Basi per il calcolo strutturale secondo gli Eurocodici – l'XLAM ha conquistato diversi nuovi mercati. I casi di applicazione descritti in questo Volume 2 vogliono prima di tutto mettere a disposizione degli strutturalisti le basi di dimensionamento relative alle caratteristiche del materiale e alla sua modellizzazione nei sistemi a elementi finiti. Inoltre si discutono il dimensionamento e la costruzione di solette, pareti e solette nervate, approfondendo per esempio i temi delle forze nei giunti provocate dagli effetti strutturali della lastra e della piastra, dei carichi concentrati, delle aperture, delle larghezze efficaci e della compressione al piede delle pareti. La discussione dei singoli temi tocca tanto lo stato attuale della conoscenza scientifica, quanto le esperienze concrete della progettazione strutturale. I modelli di dimensionamento sono applicati in 15 esempi concreti di dimensionamento. L'ultima parte è dedicata all'approfondimento di alcuni temi particolari – quali il coefficiente di correzione a taglio, le deformazioni sotto l'azione di carichi concentrati, o ancora la modellizzazione dell'XLAM tramite grigliato di travi – nell'intento di permettere anche un'analisi dettagliata e la comprensione delle basi di quanto esposto e trattato negli esempi.

**Markus Wallner-Novak**  
**Manfred Augustin**  
**Josef Koppelhuber**  
**Kurt Pock**

**pro:Holz**

Editrice e redazione  
**proHolz Austria** Ente austriaco  
per la promozione del legno

Presidente Christoph Kulterer  
Direttore Georg Binder  
Project Management  
Ulrich Hübner  
Am Heumarkt 12  
1011 Vienna/Austria  
T + 43 (0)1/712 04 74  
info@proholz.at  
www.proholz.at

Pubblicazione con il supporto di:

Binderholz Bausysteme GmbH  
Solvay-Halvic-Straße 46  
A-5400 Hallein  
T + 43 (0)6245/70 500  
bbs@binderholz.com  
www.binderholz.com

Mayr-Melnhof Holz Holding AG  
Turmgasse 67  
A-8700 Leoben  
T + 43 (0)3842/300 - 0  
brettspertholz@mm-holz.com  
www.mm-holz.com

HASSLACHER NORICA TIMBER  
Feistriz 1  
A-9751 Sachsenburg  
T + 43 (0)4769/2249 - 0  
info@hasslacher.at  
www.hasslacher.at

KLH Massivholz GmbH  
Gewerbestraße 4  
A-8842 Teufenbach-Katsch  
T + 43 (0)3588/8835  
office@klh.at  
www.klh.at

Stora Enso  
Building and Living  
Wisperndorf 4  
A-9462 Bad St. Leonhard  
T + 43 (0)4350/2301 - 3207  
buildingsolutions@  
storaenso.com  
www.clt.info

Fachverband der Holz-  
industrie Österreichs  
Schwarzenbergplatz 4  
A-1037 Wien  
T + 43 (0)1/712 26 01  
office@holzindustrie.at  
www.holzindustrie.at

Grafica  
Cover Atelier Gassner, Schlins (AT)  
Reinhard Gassner, Marcel Bachmann

Stampa  
Eberl Print, Immenstadt (DE)

Traduzione contenuti:  
ALLESPRACHEN.AT-ISO 9001 GmbH

1a edizione in lingua italiana: 2018  
ISBN 978-3-902320-96-4

Prezzo: Euro 35 (IVA esclusa)



PEFC/04-31-0805

Stampato su carta certificata PEFC. Questo prodotto proviene da fonti controllate e da foreste gestite in maniera sostenibile.  
www.pefc.it

Copyright 2018 di proHolz Austria e degli autori. Tutti i diritti riservati. L'uso di questo materiale senza l'esplicita autorizzazione dell'editore è proibito e perseguibile penalmente.

Nota all'edizione in lingua italiana  
Il testo in lingua italiana è per principio la fedele traduzione del testo originale tedesco, senza modifiche sul piano dei contenuti. Il testo di questa guida si basa quindi sulla situazione normativa attualmente in vigore in Austria, che riflette l'applicazione delle regole contenute negli Eurocodici e nei rispettivi documenti applicativi nazionali austriaci di riferimento. Tutto questo riguarda sia gli aspetti relativi alla parte ingegneristica del calcolo e delle verifiche strutturali, sia quelli dell'omologazione dei prodotti per uso strutturale. In alcuni casi il testo fa riferimento alle indicazioni e prescrizioni contenute in alcune altre norme, in vigore e comunemente accettate in diversi paesi Europei.

L'applicazione in Italia dell'XLAM, come per tutti i prodotti per uso strutturale e per le strutture portanti in genere, è regolamentata dai relativi documenti legislativi italiani, primo fra tutti il DMO8 (o le eventuali edizioni successive) e i documenti cui lo stesso documento fa riferimento.

I riferimenti alla situazione normativa nazionale italiana e le basi di applicazione di queste prescrizioni sono contenuti per esempio nella documentazione edita da promo\_legno e valida quale documentazione didattica per i corsi sull'impiego e sul calcolo strutturale dei pannelli XLAM. Questi documenti sono disponibili sul sito [www.promolegno.com](http://www.promolegno.com).

proHolz Austria – [www.proholz.at](http://www.proholz.at)

## Prefazione

Il mio primo contatto con l'XLAM risale a più di 25 anni fa. Nel contesto degli studi di ingegneria civile al Politecnico di Graz abbiamo partecipato ad uno stage presso la ditta Stingl a Trofaiach. Nell'officina abbiamo visto alcuni elementi costruttivi nuovi – pannelli di tavole di legno incrociate e incollate. Questi pannelli non avevano ancora un nome ufficiale in tedesco, e sono stati semplicemente definiti come elementi di tavole impilati e incollati.

*“Solo uno stolto non fa esperimenti.”*

Charles Darwin, ricercatore naturalista inglese, (1809–1882)

Iniziava un'epoca intensa di ricerca e di sviluppo sul comportamento meccanico e strutturale di questi elementi costruttivi in legno. Giova qui ricordare che la ricerca in Austria gioca un ruolo essenziale per lo sviluppo di questi elementi da costruzione in legno ormai ufficialmente definiti come pannelli di legno incollati a strati incrociati XLAM. Sulla base delle analisi sperimentali sono state elaborate omologazioni tecniche, direttive e norme, che permettono di calcolare e dimensionare correttamente gli elementi costruttivi in XLAM.

*“Il libro della natura è scritto con simboli matematici.”*

Galileo Galilei, filosofo, matematico e fisico italiano, (1564–1642)

Nel 2013 il team di autori composto da M. Wallner-Novak, J. Koppelhuber e K. Pock ha redatto e messo a disposizione dei professionisti del ramo le linee guida per il dimensionamento “XLAM Dimensionamento – Basi per il calcolo strutturale e la costruzione”. Questo libro trova ampio consenso tanto negli studi di ingegneria, quanto nella formazione, e rappresenta un apprezzato sostegno all'applicazione pratica. È stato tradotto in inglese e in italiano. Le linee guida per il dimensionamento trovano ora un complemento con questo secondo volume dal titolo “XLAM Dimensionamento – Casi di applicazione”, redatto dagli autori M. Wallner-Novak, M. Augustin, J. Koppelhuber und K. Pock. Vi sono descritti temi nuovi e questioni aperte per l'applicazione pratica e quotidiana, vi sono spiegate le basi e rappresentati i modelli ingegneristici per il calcolo. I molti esempi sono di aiuto agli ingegneri nello svolgimento quotidiano del loro lavoro e nell'elaborazione dei modelli di calcolo.

Dopo i primi passi dell'imponete lavoro di ricerca e sviluppo, e dopo la redazione di omologazioni, direttive e norme, questo libro “XLAM Dimensionamento – Casi di applicazione”, rappresenta un contributo sensato e necessario al terzo passo – l'applicazione pratica dell'XLAM.

Wilhelm F. Luggin

LUGGIN – Ziviltechnikergesellschaft m.b.H.

## Ringraziamento

Desidero ringraziare il team di autori e i collaboratori della *holz.bau forschung gmbh*. In molte riunioni abbiamo discusso di questioni relative al costruire con l'XLAM ad un ottimo livello scientifico e ingegneristico. Siamo sempre riusciti nel nostro obiettivo di descrivere la materia in modo conciso, semplice e utile per l'applicazione pratica. Manfred Augustin und Alexandra Thiel, quali rappresentanti del mondo accademico e scientifico, hanno contribuito alla comprensione approfondita del comportamento meccanico dell'XLAM. Una quantità importante di prove di laboratorio ha confermato in modo impressionante i risultati. Josef Koppelhuber e Kurt Pock, quali ingegneri strutturisti del legno sperimentati, hanno messo a disposizione le loro conoscenze e esperienze pratiche dell'approccio costruttivo, e hanno valutato in modo critico e in relazione all'adeguatezza dell'interpretazione e dell'analisi i temi nuovi che sono stati trattati. A Maria Almer va il mio ringraziamento per l'elaborazione digitale degli schermi e delle figure.

Markus Wallner-Novak

# Indice

<b>1 Introduzione .....</b>	<b>7</b>
<b>2 Simboli.....</b>	<b>8</b>
2.1 Caratteri maiuscoli.....	8
2.2 Caratteri minuscoli.....	8
2.3 Caratteri greci.....	10
2.4 Legenda per la rappresentazione delle solette in pianta .....	10
<b>3 Basi di dimensionamento .....</b>	<b>11</b>
3.1 Caratteristiche del materiale .....	11
3.1.1 Valori della forza peso.....	11
3.1.2 Valori della resistenza del sistema.....	11
3.1.3 Caratteristiche di resistenza e di rigidezza .....	12
3.1.4 Coefficienti di sbandamento .....	13
3.1.5 Coefficiente parziale di sicurezza del materiale.....	14
3.1.6 Coefficiente di deformazione o di viscosità.....	14
<b>4 Solette .....</b>	<b>15</b>
4.1 Oscillazioni di solette XLAM.....	17
4.2 Aperture nelle solette.....	24
4.3 Forze verticali perpendicolari alla direzione principale .....	30
4.3.1 Carichi lineari.....	31
4.3.2 Forze nei giunti.....	32
4.4 Forze nei giunti dovute all'effetto lastra.....	38
4.4.1 Forze di taglio nei giunti.....	40
4.4.2 Forze normali nel giunto .....	41
4.4.3 Giunto con listello di giunzione.....	47
4.5 Carichi puntuali .....	50
4.5.1 Distribuzione dei carichi.....	50
4.5.2 Effetto portante della piastra .....	51
4.5.3 Pressione trasversale .....	59
<b>5 Solette nervate.....</b>	<b>69</b>
5.1 Predimensionamento.....	69
5.1.1 Raccomandazioni per le coperture.....	70
5.1.2 Raccomandazioni per le solette .....	71
5.2 Larghezze efficaci.....	72
5.2.1 Flessione.....	73
5.2.2 Taglio 74	
5.3 Modellizzazione.....	75
5.3.1 Sezione nervata come elemento cedevole a taglio .....	75
5.3.2 Sezione nervata quale asta con giunto cedevole.....	75
5.4 Incollatura con pressione tramite avvitatura .....	75
5.5 Carichi locali.....	77
<b>6 Pareti .....</b>	<b>87</b>
6.1 Sbandamento delle pareti .....	87
6.1.1 XLAM quale asta compressa cedevole al taglio .....	87

6.1.2 Effetto delle aperture .....	91
6.2 Introduzione locale delle forze .....	93
6.2.1 Valutazione approssimativa e pratica per carichi concentrati.....	95
6.2.2 Valutazione approssimativa e pratica per carichi distribuiti e pareti di altezza ridotta .	96
6.3 Pressione sul cordolo .....	99
<b>7 Modellizzazione con elementi finiti .....</b>	<b>101</b>
7.1 Procedura di calcolo.....	101
7.2 Modelli di elementi finiti .....	102
7.2.1 Elementi di guscio per l'effetto piastra e lastra.....	102
7.2.2 Sforzi interni .....	103
7.2.3 Rigidezze .....	105
7.2.4 Resistenza sezionale .....	106
7.2.5 Problemi di introduzione delle forze .....	107
7.2.6 Singolarità.....	107
7.3 XLAM quale elemento finito .....	108
<b>8 Correzioni e complementi al Vol. 1.....</b>	<b>129</b>
8.1 Correzioni .....	129
8.1.1 Valore di calcolo dei carichi (Resistenza) .....	129
8.1.2 Estrazione delle viti.....	129
8.1.3 Accelerazione orizzontale in caso di sisma .....	130
8.1.4 Metodo Gamma generico secondo Schelling .....	130
8.2 Adattamenti alle nuove norme e conoscenze .....	131
8.2.1 Distanze minime delle viti autoforanti.....	131
8.2.2 Verifica delle oscillazioni .....	131
8.2.3 Dimensionamento per il caso d'incendio .....	131
8.2.4 Compressione trasversale .....	131
8.2.5 Distribuzione della forza su una striscia di soletta.....	132
8.2.6 Introduzione locale della forza nelle pareti.....	132
<b>9 Considerazioni di approfondimento .....</b>	<b>133</b>
9.1 Definizione del coefficiente di correzione a taglio .....	133
9.2 Deformazioni in caso di carichi locali.....	138
9.2.1 Schiacciamento per una distribuzione generica delle tensioni .....	138
9.2.2 Schiacciamento da attraversamento della forza di un pilastro.....	140
9.2.3 Schiacciamento da attraversamento della forza di una parete.....	141
9.3 Modellizzazione di un reticolo generico .....	142
9.3.1 Confronto delle equazioni differenziali .....	143
9.3.2 Modello per il calcolo come reticolo di travi .....	144
9.3.3 Piastra appoggiata su tre lati .....	145
<b>10 Fonti .....</b>	<b>147</b>
10.1 Norme.....	147
10.2 Bibliografia .....	148

## Lista degli esempi

Esempio 4.1 Verifica delle oscillazioni per una soletta residenziale.....	18
Esempio 4.2 Soletta con apertura.....	24
Esempio 4.3 Campo di soletta con carichi verticali .....	36
Esempio 4.4 Lastra di una soletta con forze orizzontali e verticali.....	43
Esempio 4.5 Avvitatura per un giunto con listello coprigiunto .....	49
Esempio 4.6 Striscia di soletta con carico puntuale .....	56
Esempio 4.7 Attraversamento di carichi da pilastri.....	66
Esempio 5.1 Piastra nervata .....	78
Esempio 6.1 Parete quale aste cedevole a taglio.....	89
Esempio 6.2 Introduzione di forze locali in una parete .....	97
Esempio 6.3 Pressione di contatto sul cordolo.....	99
Esempio 7.1 Valori di calcolo per il modello di Elementi Finiti.....	108
Esempio 7.2 Soletta di copertura con appoggio lineare e sbalzo sui due lati.....	114
Esempio 7.3 Avantetto con appoggi puntuali .....	123
Esempio 9.1 Calcolo tramite tabella del coefficiente di correzione a taglio.....	134



# 1 Introduzione

In questo secondo volume sono discussi e trattati anche in modo numerico alcuni casi essenziali di applicazione pratica, partendo dalle basi per il dimensionamento secondo il modello delle Norme Europee descritte nel primo volume. In questo senso si è cercato di dare una risposta alle questioni sollevate frequentemente da parte dell'industria dell'XLAM.

Uno degli obiettivi di questo documento è la discussione dell'applicazione del modello di calcolo dell'XLAM basato sulla lastra cedevole a taglio, rispettivamente sul modello della trave di Timoshenko cedevole a taglio. Il modello ingegneristico più semplice, definito come metodo gamma secondo Schelling, descritto e applicato in modo prevalente nel volume 1, è adatto per sistemi unidirezionali, mentre in caso di sistemi tridimensionali o di valori di snellezza differenti da quelli definiti nelle regole di applicazione, è preferibile usare il modello della trave cedevole a taglio, descritto nell'appendice del Volume 1.

La preparazione degli esempi ha richiesto non soltanto la discussione delle basi di pertinenza della scienza delle costruzioni, ma anche l'integrazione nelle basi sul comportamento meccanico dell'XLAM dei copiosi risultati provenienti dalla ricerca svolta presso la *holz.bau forschungs gmbh* a Graz.

Per sfruttare al meglio il notevole potenziale dell'XLAM quale superficie strutturale è in alcuni casi necessario trasformare e elaborare le complesse relazioni matematiche, che ne descrivono il comportamento in modelli ingegneristici di facile e semplice applicazione.

*„Progettare“ significa decidere*<sup>1</sup>. Riferito al progetto della struttura portante, ciò significa che i criteri decisionali per il progettista o per l'ingegnere non devono essere resi inutilmente complessi, ma piuttosto semplificati tramite l'applicazione di principi semplici. Gli autori hanno approfondito e discusso a fondo secondo questo principio, cercando di descrivere il complesso comportamento del materiale in un modo semplice e di facile applicazione per l'ingegnere. Per ottenere ciò è stato necessario cercare una convergenza fra le diverse esigenze della correttezza tecnica dei modelli, dell'impiego di mezzi e strumenti adeguati e della comprensibilità delle verifiche strutturali necessarie.

---

<sup>1</sup> Conferenza all'ETH Zürich in Polónyi, 1987



## 2 Simboli

### 2.1 Caratteri maiuscoli

$A_{90}$	Superficie di contatto
$D$	Coefficiente di smorzamento di Lehres
$D_{xy} = GI_T = K_{xy}$	Rigidezza torsionale (Drill)
$E_{0,mean}$	Valore medio del modulo elastico nella direzione degli strati esterni
$E_{0,05}$	Valore frattile del modulo elastico nella direzione degli strati esterni per le analisi di stabilità
$E_{90,mean}$	Valore medio del modulo elastico nella direzione degli strati esterni
$G_{0,mean}$	Valore medio del modulo di taglio per la sollecitazione a taglio nella direzione radiale e longitudinale rispetto agli anelli di crescita
$G_{0,05}$	Valore frattile del modulo di taglio
$G_{r,mean}$	Valore medio del modulo di taglio trasversale per la sollecitazione a taglio nella direzione tangenziale rispetto agli anelli di crescita
$K_y = EI_{90}$	Resistenza a flessione per il caso di flessione sull'asse parallelo agli strati esterni
$K_x = EI_0$	Resistenza a flessione per il caso di flessione sull'asse perpendicolare agli strati esterni
$K_{xy}$	Rigidezza torsionale (Drill)
$M^*$	Massa Modale (attiva)
$M_d$	Valore di calcolo del momento flettente
$S_{xy}^* = GA_{S,xy}$	Rigidezza a taglio della lastra

### 2.2 Caratteri minuscoli








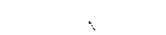
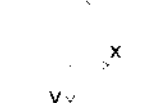



$a$	Larghezza media della tavola
$a_{90,d}$	Valore di calcolo di un carico lineare
$a_{rms}$	Valore dell'accelerazione per la verifica delle oscillazioni
$b_{90,ef}$	Larghezza efficace per la compressione trasversale
$b_{ef}, b_{M,ef}, b_{V,ef}$	Larghezza efficace
$e_x$	Distanza fra i mezzi di collegamento lungo il giunto
$f_1$	Prima frequenza propria

$f_{m,k}$	Valore caratteristico della resistenza a flessione
$f_{t,0,k}$	Valore caratteristico della resistenza a trazione parallelamente alla fibratura
$f_{c,0,k}$	Valore caratteristico della resistenza a compressione parallelamente alla fibratura
$f_{c,90,k}$	Valore caratteristico della resistenza a compressione perpendicolarmente alla fibratura
$f_{v,k}$	Valore caratteristico della resistenza a taglio
$f_{v,T,k}$	Valore caratteristico della resistenza a taglio torsionale
$f_{v,S,k}$	Valore caratteristico della resistenza a taglio della lastra – Meccanismo 1: Taglio della singola tavola
$f_{v,T,k}$	Valore caratteristico della resistenza a taglio della lastra – Meccanismo 2: Resistenza torsionale della superficie incollata
$f_{v,k}$	Valore caratteristico della resistenza a taglio della lastra – Meccanismo 3: Resistenza a taglio della sezione lorda
$k_S$	Coefficiente per la resistenza a taglio
$\ell_x$	Luce strutturale nella direzione principale
$n_{xy,d}$	Forza di taglio nel giunto, Forza di taglio nella lastra (valore di calcolo)
$n_{y,d}$	Valore di calcolo della forza normale nel giunto
$v_{y,d}$	Valore di calcolo della forza di taglio nel giunto
$n_d$	Valore di calcolo dei carichi agenti
$k_c$	Coefficiente di libera inflessione o di sbandamento
$k_{c,90}$	Coefficiente di compressione trasversale per il tipo di carico, per il rischio di fessurazione e per il grado di schiacciamento
$k_{cs}$	Coefficiente per la cedevolezza a taglio per il caso di sbandamento
$k_{def}$	Coefficiente di viscosità
$k_{mod}$	Coefficiente di correzione per la durata dei carichi e per il contenuto di acqua
$k_{ortho}$	Coefficiente di ortotropia
$k_{sys}$	Coefficiente di sistema per la considerazione della distribuzione parallela del carico sulle tavole con larghezza ammessa di 150 mm
$n_{xy,d}$	Valore di calcolo della forza di taglio nel giunto
$n_{y,d}$	Valore di calcolo della forza normale nel giunto
$v_{y,d}$	Valore di calcolo della forza di taglio nel giunto
$w_{stat}$	Deformazione statica per la verifica del criterio di rigidità in caso di oscillazioni delle solette in XLAM
$x_D$	Lunghezza della zona compressa

## 2.3 Caratteri greci

$\alpha$	Angolo di distribuzione della forza, coefficiente dell'effetto della frequenza di camminamento
$\beta_c$	Coefficiente di imperfezione per la verifica allo sbandamento
$\gamma_k$	Valore caratteristico della forza peso per unità di volume (perso specifico)
$\gamma_M$	Coefficiente parziale di sicurezza per il materiale
$\kappa$ oppure $\kappa$	Fattore di correzione a taglio
$\lambda$	Snellezza
$\rho_k$	Valore caratteristico della densità
$\rho_{mean}$	Valore medio della densità

## 2.4 Legenda per la rappresentazione delle solette in pianta

	Bordo di un elemento di soletta
	Bordo con appoggio verticale
	Bordo con appoggio orizzontale
	Bordo con appoggio verticale e orizzontale
	Bordo incastrato
	Giunto (incernierato)
	Direzione portante principale (x, 0°)
	Direzione portante secondaria (y, 90°)
	Sistema di coordinate locali Asse x parallelo all'orientazione degli strati esterni (direzione portante principale)
	Apertura
	Appoggio puntuale
	Carico concentrato

# 3 Basi di dimensionamento

## 3.1 Caratteristiche del materiale

Il sistema di definizione delle caratteristiche del materiale del Volume 1 è stato adattato alle prescrizioni della Norma ÖNORM B 1995-1-1:2015. In questo documento si trovano quindi le caratteristiche del materiale derivanti da queste indicazioni. I valori si riferiscono per principio a tavole della classe di resistenza T24 (rispettivamente C24).

Tutti i modelli di calcolo di questo documento sono validi indipendentemente dal tipo di materiale. È quindi in ogni momento possibile adattare le caratteristiche del materiale a nuovi valori definiti tramite omologazioni specifiche di un produttore o da eventuali modifiche normative future.

A livello Europeo il gruppo di lavoro „CEN TC250 SC5 WG1“ si occupa dell'implementazione dell'XLAM nel documento base dell'Eurocodice 5 (EN 1995-1-1). L'evoluzione attuale indica una possibile definizione con valori più elevati delle caratteristiche di taglio trasversale, sia in relazione alla resistenza, sia in relazione alla rigidità. Ad oggi non sono prevedibili ulteriori adeguamenti normativi in modo dettagliato. Si constata una tendenza a migliorare leggermente i valori della resistenza del materiale.

### 3.1.1 Valori della forza peso

Tabella 3-1 Caratteristiche generali del materiale

<b>Peso (quale carico secondo EN 1991-1-1)</b>	$\gamma_k$	5,50	kN/m <sup>3</sup>
<b>Valore caratteristico della densità</b>	$\rho_k$	385	kg/m <sup>3</sup>
<b>Valore medio della densità</b>	$\rho_{mean}$	420	kg/m <sup>3</sup>

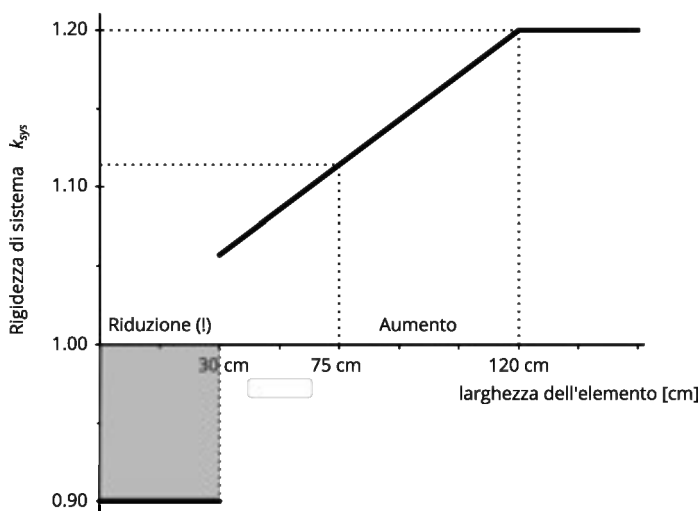
### 3.1.2 Valori della resistenza del sistema

I valori della resistenza dell'XLAM possono essere aumentati con il coefficiente di sistema  $k_{sys}$ , se la sollecitazione è identica su più tavole. Ciò avviene per tutti i casi di sollecitazione a flessione, a compressione e a taglio nella direzione delle tavole del pannello XLAM. Questo aumento è giustificato dagli effetti statistici, che ammettono la compensazione su più tavole dei difetti del materiale. Qualora il pannello XLAM sia sollecitato a flessione in modo verticale, come per esempio nel caso di un architrave sopra una finestra, il numero di tavole sollecitate in modo identico è molto ridotto e il coefficiente di sistema  $k_{sys}$  non può essere applicato.

Di regola - come pure spesso indicato nei certificati di omologazione - si ammette un valore costante corrispondente a  $k_{sys} = 1,1$ .

Nella Norma ÖNORM B 1995-1-1:2015 si riprende per l'XLAM la definizione generica del coefficiente di sistema contenuta nella EC. La larghezza standard delle tavole è definita con  $b = 15$  cm e il coefficiente di sistema è limitato verso l'alto con  $k_{sys} \leq 1,2$ . In caso di elementi XLAM di larghezza minore di 30 cm, secondo questa prescrizione, il

coefficiente di sistema vale  $k_{sys} = 0,9$ , in quanto i valori della resistenza sono stati definiti sulla base di provini più larghi.



**Figura 3.1 Proposta di resistenza del sistema secondo ÖNORM**

La Figura 3.1 mostra le prescrizioni della ÖNORM B 1995-1-1:2015 in modo grafico. Si noti come per elementi con larghezza superiore a 75 cm il valore  $k_{sys} = 1,1$  è a favore di sicurezza.

$$k_{sys} = 1,1 \quad (3.1)$$

lementi con funzione di pilastro non dovrebbero avere una larghezza inferiore a 30 cm, e ciò per ragioni costruttive.

In caso di elementi di larghezza inferiore a 60 cm - come per esempio elementi singoli usati come pilastro - è consigliabile applicare  $k_{sys} = 1,0$  e comunque non scendere al di sotto dei 30 cm di larghezza.

In caso di verifiche basate su calcoli eseguiti su modelli a elementi finiti che non prendono in considerazione la distribuzione delle sollecitazioni sulle singoli strati, deve essere ammesso un valore  $k_{sys} = 1,0$ .

### 3.1.3 Caratteristiche di resistenza e di rigidezza

**Tabella 3-2 Caratteristiche di rigidezza dell'XLAM**

<b>Modulo elastico (Tensioni normali)</b>	$E_{0,mean}$	11 550	N/mm <sup>2</sup>
	$E_{0,05}$	9 625	N/mm <sup>2</sup>
<b>Modulo elastico (nella direzione degli strati esterni)</b>	$E_{90,mean}$	450	N/mm <sup>2</sup>
<b>Modulo di taglio</b>	$G_{0,mean}$	690	N/mm <sup>2</sup>
	$G_{0,05}$	570	N/mm <sup>2</sup>
<b>Modulo di taglio trasversale</b>	$G_{r,mean}$	65	N/mm <sup>2</sup>

Tabella 3-3 Caratteristiche di resistenza dell'XLAM

<b>Resistenza flessionale (piastra)</b>	$f_{m,k}$	24,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza a trazione</b>	$f_{t,0,k}$	14,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza a compressione parallelamente alla fibratura</b>	$f_{c,0,k}$	21,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza a compressione trasversale</b>	$f_{c,90,k}$	3,00	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza a taglio</b>	$f_{v,k}$	2,50	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza a taglio trasversale</b>	$f_{v,R,k}$	1,10	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza a taglio torsionale</b>	$f_{v,T,k}$	2,50	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza a taglio della singola tavola (Lastra - Meccanismo 1)</b>	$f_{v,S,k}$	5,00 <sup>1</sup>	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza torsionale della superficie incollata ( Lastra - Meccanismo 2)</b>	$f_{v,T,k}$	2,50	N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza a taglio della superficie lorda ( Lastra - Meccanismo 3)</b>	$f_{v,k}$	2,50	N/mm <sup>2</sup>

### 3.1.4 Coefficienti di sbandamento

In deroga alla proposta dell'appendice K.6.3. della Norma ÖNORM B 1995-1-1:2015, vale quanto segue: per il coefficiente di imperfezione del materiale per l'XLAM - sulla base delle condizioni di produzione simili a quelle del lamellare incollato - si ammette  $\beta_c = 0,1$ . La verifica dello sbandamento deve però essere eseguita considerando la cedevolezza al taglio. Ciò porta ad una verifica con un margine di sicurezza simile. Questa definizione del coefficiente di imperfezione è stata confermata sperimentalmente, come descritto Augustin et al., 4/2017.

<sup>1</sup> Lo spessore del singolo strato o della somma degli spessori di due strati consecutivi e nella medesima direzione non può superare 40 mm. In caso contrario vale  $f_{v,S,k} = 3,5$  N/mm<sup>2</sup>.

**Tabella 3-4 Coefficiente di sbandamento  $k_c$  per l'XLAM**

Snellezza $\lambda$		Unità									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Decine e centinaia	10	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
	20	1,000	0,999	0,997	0,995	0,994	0,992	0,990	0,988	0,986	0,984
	30	0,982	0,980	0,978	0,976	0,973	0,971	0,968	0,966	0,963	0,960
	40	0,957	0,954	0,951	0,947	0,944	0,940	0,936	0,932	0,927	0,922
	50	0,917	0,912	0,906	0,900	0,894	0,887	0,880	0,872	0,864	0,855
	60	0,846	0,837	0,827	0,816	0,806	0,794	0,783	0,771	0,759	0,747
	70	0,734	0,721	0,709	0,696	0,683	0,670	0,658	0,645	0,633	0,621
	80	0,609	0,597	0,585	0,574	0,563	0,552	0,541	0,530	0,520	0,510
	90	0,500	0,491	0,481	0,472	0,463	0,455	0,446	0,438	0,430	0,422
	100	0,414	0,407	0,399	0,392	0,385	0,379	0,372	0,366	0,359	0,353
	110	0,347	0,341	0,336	0,330	0,325	0,319	0,314	0,309	0,304	0,299
	120	0,295	0,290	0,285	0,281	0,277	0,272	0,268	0,264	0,260	0,257
	130	0,253	0,249	0,245	0,242	0,238	0,235	0,232	0,228	0,225	0,222
	140	0,219	0,216	0,213	0,210	0,208	0,205	0,202	0,199	0,197	0,194
	150	0,192	0,189	0,187	0,185	0,182	0,180	0,178	0,175	0,173	0,171
	160	0,169	0,167	0,165	0,163	0,161	0,159	0,157	0,156	0,154	0,152
	170	0,150	0,149	0,147	0,145	0,144	0,142	0,140	0,139	0,137	0,136
	180	0,134	0,133	0,132	0,130	0,129	0,127	0,126	0,125	0,123	0,122

Sulla base delle seguenti caratteristiche del materiale:

$$E_{0,mean} = 11\,550 \text{ N/mm}^2; E_{0,05} = 9\,620 \text{ N/mm}^2; f_{c,0,k} = 21 \text{ N/mm}^2; \beta_c = 0,1$$

### 3.1.5 Coefficiente parziale di sicurezza del materiale

$$\gamma_M = 1,25 \text{ secondo } \ddot{O}NORM \text{ B } 1995-1-1:2015$$

### 3.1.6 Coefficiente di deformazione o di viscosità

Il coefficiente di deformazione  $k_{def}$  per il calcolo delle deformazioni viscosi dell'XLAM vale - come già indicato nel volume 1:

Classe di servizio	1	2
Coefficiente di deformazione	$k_{def} = 0,8$	$k_{def} = 1,0$

La deformazione viscosa si ottiene quindi sulla base della componente quasi permanente ( $qp$ ) della deformazione iniziale ( $inst$ ) con

$$w_{creep} = k_{def} \cdot w_{inst,qp} \quad (3.2)$$

## 4 Solette

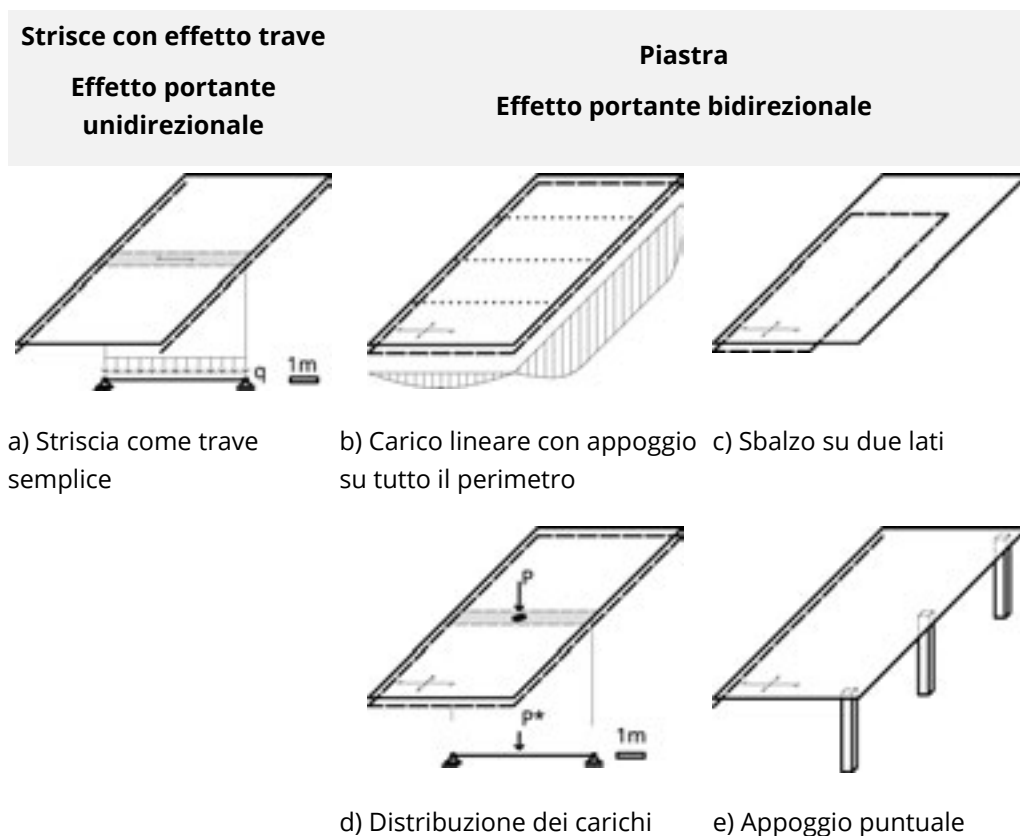
Il pannello XLAM quale elemento di superficie strutturale in grandi dimensioni è un materiale a base di legno particolarmente adatto per la realizzazione di solette portanti. La stratigrafia a strati incrociati permette di sfruttare l'effetto piastra tanto nella direzione portante principale, come pure in quella trasversale. All'effetto strutturale nella direzione principale fra gli appoggi di estremità può essere sovrapposto quello trasversale, in modo locale e su luci più ridotte, senza dover aggiungere altri elementi strutturali. Inoltre possono essere realizzate aperture locali nella soletta, come pure può essere assicurata la distribuzione di forze locali su una larghezza maggiore di soletta.

La composizione a strati incrociati degli elementi di soletta porta a un comportamento di ritiro e rigonfiamento estremamente favorevole, praticamente privo di deformazioni nel piano della soletta.

Il carattere perlopiù marcatamente unidirezionale dell'effetto strutturale della piastra fa dell'analisi sulla base del modello della trave di una striscia di larghezza unitaria il modello preferenziale per l'analisi strutturale della soletta, come è stato definito nel Volume 1, e come è descritto nella figura 4.1 a). L'effetto strutturale nella direzione debole è in questo caso completamente trascurato.

Il calcolo delle deformazioni delle solette XLAM dovrebbe considerare oltre alle deformazioni flessionali anche quelle dovute alle forze di taglio. A questo scopo possono essere indicati come adeguati tanto il metodo cosiddetto "gamma", come è stato rappresentato nel volume 1, o il modello della trave cedevole a taglio di Timoshenko. Mentre il metodo gamma considera gli effetti dovuti al taglio tramite un incremento calibrato delle deformazioni flessionali, il modello della trave secondo Timoshenko considera la rigidità effettiva a taglio della sezione della trave e le deformazioni sezionali che ne derivano.





**Figura 4.1 Effetto strutturale della soletta**

In questo capitolo sono descritti i casi che non possono essere ricondotti alla considerazione di una striscia di larghezza unitaria, e che quindi richiedono la considerazione della distribuzione bidirezionale dei carichi.

Innanzitutto si descrive in forma riassuntiva lo stato attuale della verifica delle oscillazioni delle solette, dove si prende in considerazione l'effetto di distribuzione del carico nella direzione perpendicolare alla direzione strutturale principale. Di seguito sono discusse le forze verticali e lineari agenti trasversalmente alla direzione strutturale principale. Queste sono per esempio forze provenienti da pareti disposte nella direzione portante, o forze agenti nei giunti (figura 4.1 b). L'effetto lastra della soletta provoca ulteriori sollecitazioni nei giunti. Queste sollecitazioni sono discusse nel capitolo successivo, in cui le forze nei tipi di giunti più frequenti sono esplicate anche sulla base di esempi.

Per terminare si procede alla discussione del comportamento meccanico in caso di forze concentrate, come rappresentato in figura 4.1 d).

I casi di applicazione che vanno oltre quanto indicato in questo capitolo possono essere trattati e analizzati sulla base di modelli di calcolo a elementi finiti, come indicato nel capitolo 7 (Figura 4.1 c ed e).

## 4.1 Oscillazioni di solette XLAM

L'analisi dello stato limite di servizio prevede per le solette ad uso residenziale e simile secondo la EN 1995-1-1:2015 oltre alla verifica delle deformazioni anche una verifica delle oscillazioni. La base per questa verifica sono descritte nel capitolo 6.3 del Volume 1. La procedura di verifica prevedeva in origine il superamento di un valore minimo della frequenza propria di 8 Hz. Con ciò si sarebbe dovuto garantire che le frequenze di eccitazione provocate dall'utenza di ca. 4 Hz non provocassero oscillazioni percettibile delle solette. Ulteriori criteri per la definizione della sensibilità alle oscillazioni sono l'ampiezza delle deformazioni - come criterio si considera la rigidezza della soletta - e l'accelerazione provocata dall'oscillazione flessionale. Sulla base delle pubblicazioni di Hamm e Richter sono stati redatti i criteri di verifica e i valori limite contenuti nella ÖNORM B 1995-1-1:2015. Questi nuovi criteri sono riassunti e discussi di seguito per le diverse classi di soletta (DKL).

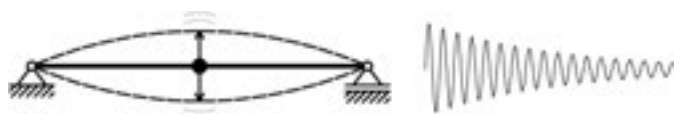


Figura 4.2 Oscillazioni di una soletta

$$f_1 \geq \begin{cases} 8 \text{ Hz} & \text{per DKL1} \\ 6 \text{ Hz} & \text{per DKL2} \\ - & \text{per DKL3} \end{cases} \quad (4.1)$$

La rigidezza del pavimento può essere presa in considerazione nelle due direzioni portanti per la verifica delle oscillazioni in modo aggiuntivo alla rigidezza della soletta XLAM, se è accertato che le prescrizioni delle norme di pertinenza sono rispettate.

L'effetto delle travi di rompi-tratta o di altri elementi sensibili alle oscillazioni è trattato nel capitolo 6.3.2 del Volume 1.

Il limite del criterio di rigidezza, cioè la deformazione massima sotto l'azione di una forza concentrata di 1 kN agente nella posizione più sfavorevole è stata definita con la formula 4.2 in modo ancora più restrittivo di quanto indicato nel Volume 1.

$$w_{stat} \leq \begin{cases} 0,25 \text{ mm} & \text{per DKL1} \\ 0,50 \text{ mm} & \text{per DKL2} \\ - & \text{per DKL3} \end{cases} \quad (4.2)$$

Il criterio dell'accelerazione è stato adattato alla forza agente effettiva.

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot D \cdot M^*} \leq a_{grenz} \quad (4.3)$$

Il termine  $0,4 \cdot \alpha \cdot F_0$  al numeratore rappresenta la forza attiva per l'oscillazione. Il coefficiente 0.4 si giustifica con la constatazione che la forza agente in caso di camminamento varia in funzione del tempo e della sua posizione.

Il fattore  $\alpha$  considera la variazione della forza dovuta al camminare di una persona in funzione della frequenza dei passi. In letteratura questa funzione è spesso ammessa come una costante, mentre la ÖNORM B 1995-1-1:2015 prevede una formula specifica.  $F_0$  rappresenta il peso di una persona:  $F_0 = 700$  N.

$$\alpha = e^{-0,4 \cdot f_1} \quad (4.4)$$

Lo smorzamento modale, definito anche come smorzamento di Lehr, è rappresentato nella ÖNORM B 1995-1-1:2015 con  $\zeta$  e non come di seguito con  $D$ .

Lo smorzamento modale delle solette XLAM vale 0,04.

Il valore massimo dello smorzamento per le solette XLAM è stato modificato e aumentato a 0,04, rispetto a quanto descritto nel Volume 1, secondo la tabella 4-1.

**Tabella 4-1 Valori di riferimento dello smorzamento modale secondo ÖNORM B 1995-1-1:2015, NA.7.2-E5**

Tipo di costruzione di soletta	Smorzamento modale $D$
Costruzioni senza, rispettivamente con un pavimento leggero	0,01
Costruzioni con pavimento flottante	0,02
Solette XLAM senza, rispettivamente con un pavimento leggero	0,025
Solai con travatura in legno e solette con pacchetti di tavole collegate meccanicamente fra loro con pavimento flottante	0,03
Solette XLAM con pavimento flottante e pavimento pesante	0,04

L'accelerazione limite per le solette in cui i valori limite delle frequenze proprie non sono raggiunti non sono state modificate e valgono, qualora la frequenza minima di  $f_{1,min} = 4,5$  Hz è rispettata:

$$a_{rms} \leq \begin{cases} 0,05 \text{ m/s}^2 & \text{per DKL1} \\ 0,10 \text{ m/s}^2 & \text{per DKL2} \\ - & \text{per DKL3} \end{cases} \quad (4.5)$$

## Esempio 4.1 Verifica delle oscillazioni per una soletta residenziale

### Soletta residenziale a una campata con pavimento pesante.

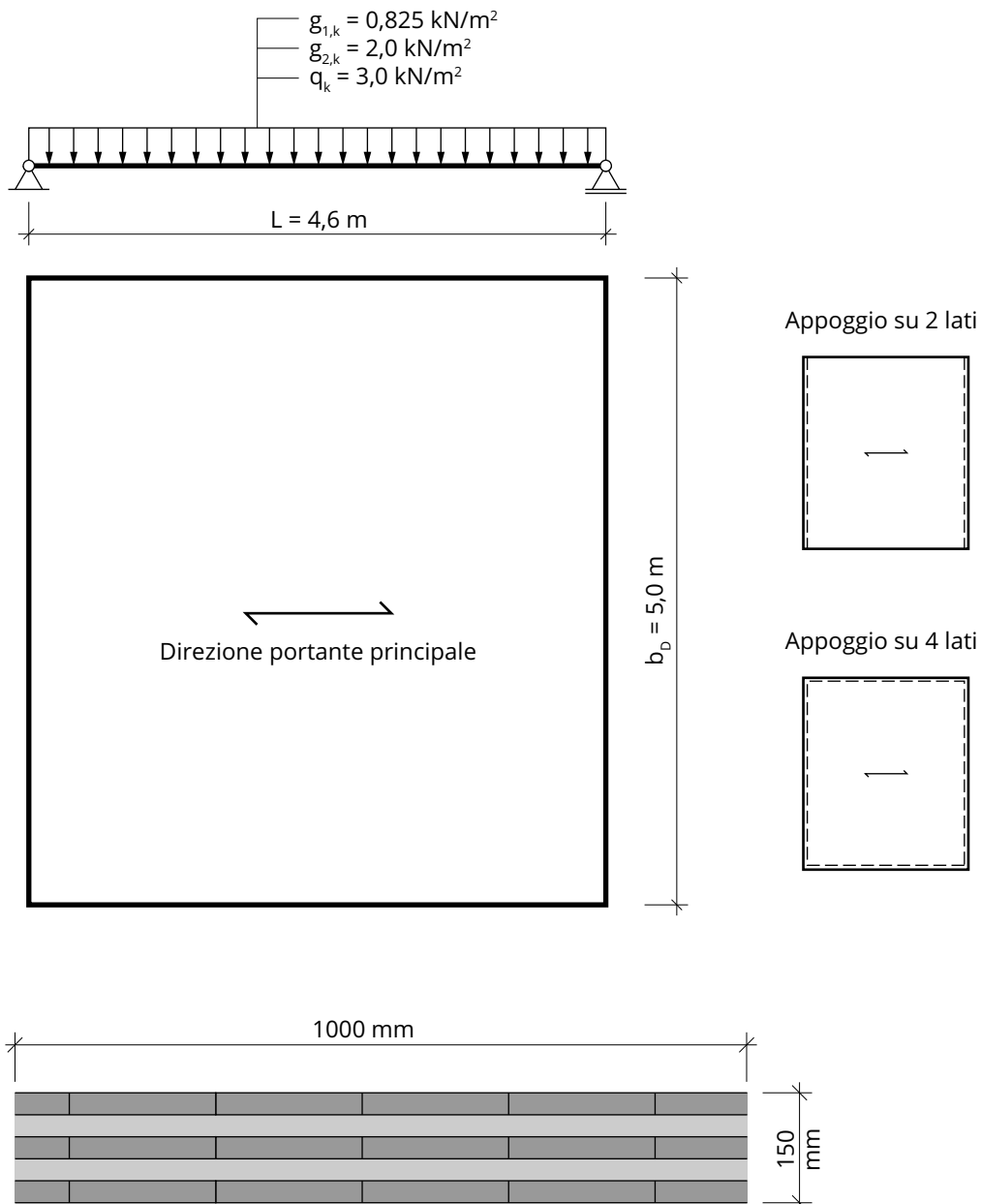
La luce strutturale della soletta è  $L = 4,6$  m. La soletta è formata da un pennello XLAM 150-L5s (30l-30w-30l-30w-30l). Le caratteristiche del materiale corrispondono a quanto indicato al capitolo 3. La larghezza del campo considerato vale  $b_D = 5,0$  m.

La verifica delle oscillazioni per la soletta residenziale deve essere eseguita secondo la ÖNORM B 1995-1-1:2015. Si considerano le due varianti degli appoggi su tutto il perimetro o solo su due lati.

### Carichi

- Peso proprio dell'XLAM:  $g_{1,k} = 0,15 \cdot 5,5 = 0,825$  kN/m<sup>2</sup>
- Cariche permanenti - pavimento:  $g_{2,k} = 2,0$  kN/m<sup>2</sup>

- Carico accidentale categoria B:  $q_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$



### Ipotesi per il calcolo delle oscillazioni

- Esigenza per le oscillazioni: Soletta di classe I
- Fattore di smorzamento:  $D = \zeta = 4,0 \%$  secondo Tabella 4-1
- Massetto ( $E = 25.000 \text{ N/mm}^2$ ); spessore:  $50 \text{ mm}$

**Rigidezza della soletta in XLAM nella direzione principale**

$$EI_{BSP,0} = 11.550 \cdot 10^6 \cdot \left( 3 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,03^3}{12} + 0,03 \cdot 1,0 \cdot 0,06^2 + 0,03 \cdot 1,0 \cdot (-0,06)^2 \right)$$

$$EI_{BSP,0} = 2,57 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2/\text{m}$$

**Rigidezza della soletta in XLAM perpendicolarmente alla direzione principale**

$$EI_{BSP,90} = 11.550 \cdot 10^6 \cdot \left( 2 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,03^3}{12} + 0,03 \cdot 1,0 \cdot 0,03^2 + 0,03 \cdot 1,0 \cdot (-0,03)^2 \right)$$

$$EI_{BSP,90} = 6,76 \cdot 10^5 \text{ Nm}^2/\text{m}$$

**Estratto dalla ÖNORM B 1995-1-1:2015:**

*La rigidezza flessionale del pavimento può essere considerata in generale senza indicazioni di una collaborazione strutturale, se le indicazioni contenute nelle norme di pertinenza in vigore per le esigenze e le caratteristiche dei pavimenti sono rispettate (secondo le Norme ÖNORM EN 13813 e ÖNORM B 2232).*

**Rigidezza flessionale totale nella direzione principale**

$$(EI)_\ell = EI_{BSP,0} + EI_{Estrich} = 2,57 \cdot 10^6 + 25.000 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,05^3}{12} = 2,57 \cdot 10^6 + 2,60 \cdot 10^5$$

$$(EI)_\ell = 2,83 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2/\text{m}$$

**Rigidezza flessionale totale perpendicolarmente alla direzione principale**

$$(EI)_b = EI_{BSP,90} + EI_{Estrich} = 6,76 \cdot 10^5 + 25.000 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,0 \cdot 0,05^3}{12} = 6,76 \cdot 10^5 + 2,60 \cdot 10^5$$

$$(EI)_b = 9,36 \cdot 10^5 \text{ Nm}^2/\text{m}$$

## Verifica

### Criterio della frequenza

#### Frequenza propria in caso di appoggio su due lati (senza effetto della distribuzione trasversale)

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} = \frac{\pi}{2 \cdot 4,6^2} \cdot \sqrt{\frac{2,83 \cdot 10^6}{825 + 2000}} = 7,36 \text{ Hz}$$

$$f_1 = 7,36 \text{ Hz} < f_{gr,l} = 8,00 \text{ Hz}$$

La frequenza limite per la classe DKL1 non è rispettata. Ciò significa che oltre alla verifica della deformazione di un carico unitario in posizione sfavorevole deve essere eseguita la verifica dell'accelerazione. Presupposto per il criterio dell'accelerazione è una frequenza di almeno  $f_{1,min} \geq 4,5 \text{ Hz}$ .

#### Frequenza propria in caso di appoggio sui quattro lati (con l'effetto della distribuzione trasversale)

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot l^2} \cdot \sqrt{\frac{(EI)_l}{m}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{l}{b}\right)^4 \cdot \frac{(EI)_b}{(EI)_l}}$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 4,6^2} \cdot \sqrt{\frac{2,83 \cdot 10^6}{825 + 2000}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{4,6}{5,0}\right)^4 \cdot \frac{9,36 \cdot 10^5}{2,83 \cdot 10^6}} = 7,36 \cdot 1,11$$

$$f_1 = 8,19 \text{ Hz} \geq f_{gr,l} = 8,00 \text{ Hz}$$

La frequenza limite per la classe DKL1 è rispettata. Ciò significa che deve essere verificato soltanto il criterio della rigidità (deformazione a seguito di un carico concentrato).

### Criterio di rigidità

#### Larghezza efficace $b_F$

Vista la possibile distribuzione del carico nella direzione trasversale delle solette XLAM, l'effetto dei carichi concentrati può essere considerato sulla base della distribuzione del carico su una larghezza efficace più grande. L'origine di questa distribuzione del carico è descritta nel capitolo 4.5.2 ed è applicata in modo conseguente per il calcolo della deformazione dovuta a un carico concentrato.

La larghezza di distribuzione del carico  $b_F$  vale per la zona interna di campi di soletta appoggiati sui due lati e può essere considerata come a carattere conservativo per le solette appoggiate sui 4 lati. Per le solette con lati liberi e non rinforzati si dovrebbe procedere con la riduzione della larghezza efficace come indicato per i bordi liberi nel capitolo 4.5.2.

In questo esempio si considerano le oscillazioni nel campo interno della soletta e il bordo libero è trascurato. La larghezza efficace vale quindi per entrambi i casi considerati:

$$b_F = \frac{l}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{(EI)_b}{(EI)_l}} = \frac{4,6}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{9,36 \cdot 10^5}{2,83 \cdot 10^6}} = 3,17 \text{ m}$$

### Deformazione dovuta ad una forza concentrata verticale unitaria $F = 1 \text{ kN}$

$$w(1\text{kN}) = \frac{F \cdot \ell^3}{48 \cdot (EI)_l \cdot b_F} = \frac{1,0 \cdot 10^3 \cdot 4,6^3}{48 \cdot 2,83 \cdot 10^6 \cdot 3,17} = 2,26 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,23 \text{ mm} < w_{gr,I} = 0,25 \text{ mm}$$

Il criterio di rigidezza per la classe DKL1 è rispettato.

### Criterio dell'accelerazione

Se il criterio della frequenza non è rispettato, ci si trova di fronte ad una soletta la cui frequenza propria è vicina alla frequenza di eccitazione. In questi casi per la verifica delle oscillazioni è necessario rispettare anche un criterio dell'accelerazione, sempre che la condizione di frequenza minima sia rispettata.

### Frequenza minima

$$f_1 = 7,36 \text{ Hz} \geq f_{min} = 4,5 \text{ Hz}$$

La frequenza minima è rispettata.

### Massa Modale

$$M^* = m \cdot \frac{l}{2} \cdot b_F = \frac{(825 + 2000)}{9,81} \cdot \frac{4,6}{2} \cdot 3,17 = 2100 \text{ kg}$$

### Accelerazione delle oscillazioni per il caso dell'appoggio sui due lati

Coefficiente di Fourier

$$\alpha = e^{-0,4 \cdot f_1} = e^{-0,4 \cdot 7,36} = 0,053$$

Valore effettivo dell'accelerazione

$$a_{rms} = \frac{0,4 \cdot \alpha \cdot F_0}{2 \cdot D \cdot M^*} = \frac{0,4 \cdot 0,053 \cdot 700}{2 \cdot 0,04 \cdot 2100} = 0,09 \text{ m/s}^2 > a_{gr,I} = 0,05 \text{ m/s}^2$$

Il criterio dell'accelerazione per la soletta appoggiata su due lati non è rispettato.

### Riassunto dei risultati

#### Appoggio su due lati

<b>Criterio della frequenza</b>	$f_1 = 7,36 \text{ Hz} < f_{gr,I} = 8,00 \text{ Hz}$	X
<b>Criterio della rigidezza</b>	$w(1\text{kN}) = 0,23 \text{ mm} < w_{gr,I} = 0,25 \text{ mm}$	✓
<b>Criterio dell'accelerazione</b>	$f_1 = 7,36 \text{ Hz} > f_{min} = 4,5 \text{ Hz}$	✓
	$a_{rms} = 0,09 \text{ m/s}^2 > a_{gr,I} = 0,05 \text{ m/s}^2$	X
<b>Verifica non riuscita</b>		

Per la soletta appoggiata su due lati il criterio della frequenza è di poco non rispettato. Siccome l'accelerazione limite del criterio dell'accelerazione non è rispettata, la verifica delle oscillazioni nel suo insieme non è riuscita.

**Appoggio sui 4 lati**

<b>Criterio della frequenza</b>	$f_1 = 8,19 \text{ Hz} > f_{gr,I} = 8,00 \text{ Hz}$	✓
<b>Criterio della rigidezza</b>	$w(1\text{kN}) = 0,23 \text{ mm} < w_{gr,I} = 0,25 \text{ mm}$	✓
<b>Criterio dell'accelerazione</b>	Non necessario, visto che il criterio della frequenza è rispettato.	
<b>Verifica riuscita ✓</b>		

Grazie all'appoggio sui 4 lati sono rispettati sia il criterio della frequenza che il criterio della rigidezza. La verifica delle oscillazioni è quindi riuscita.



## 4.2 Aperture nelle solette

Aperture con la dimensione maggiore che non supera il 10 % della luce strutturale sono considerate come piccole aperture e possono di regola essere realizzate senza verifica.

I sistemi che presentano aperture con dimensioni più grandi dovrebbero essere analizzati con un modello di reticolo di travi adeguato, oppure con un modello a elementi finiti. L'analisi di alcuni casi pratici di solette con apertura nei campi centrali - cioè senza bordi liberi - ha mostrato come un modello semplice di un reticolo di travi con travi singole lungo i bordi dell'apertura possa dare buoni risultati.

Il reticolo composto da travi longitudinali e trasversali può essere formato da strisce con sezioni di larghezza corrispondente a  $b_x = b_y = \ell_x/10$ . Le sezioni restanti ai lati delle aperture della soletta dovrebbero corrispondere a questa ipotesi e essere di almeno un decimo della luce strutturale.

### Esempio 4.2 Soletta con apertura

#### Dati:

Soletta con apertura per un lucernario secondo la figura 4-3. Stratigrafia della soletta: XLAM 150 L5s (30l-30w-30l-30w-30l).

Il carico dovuto alla combinazione di carichi permanenti e neve è dato quale valore di calcolo del carico. Il calcolo avviene sulla base dell'ipotesi a favore di sicurezza che i carichi provenienti dal lucernario sono riportati unicamente nella direzione x.

Valor di calcolo dei carichi:

$$q_d = 4 \text{ kN/m}^2$$

Il corrispondente valore  $k_{mod}$  vale

$$k_{mod} = 0,9$$

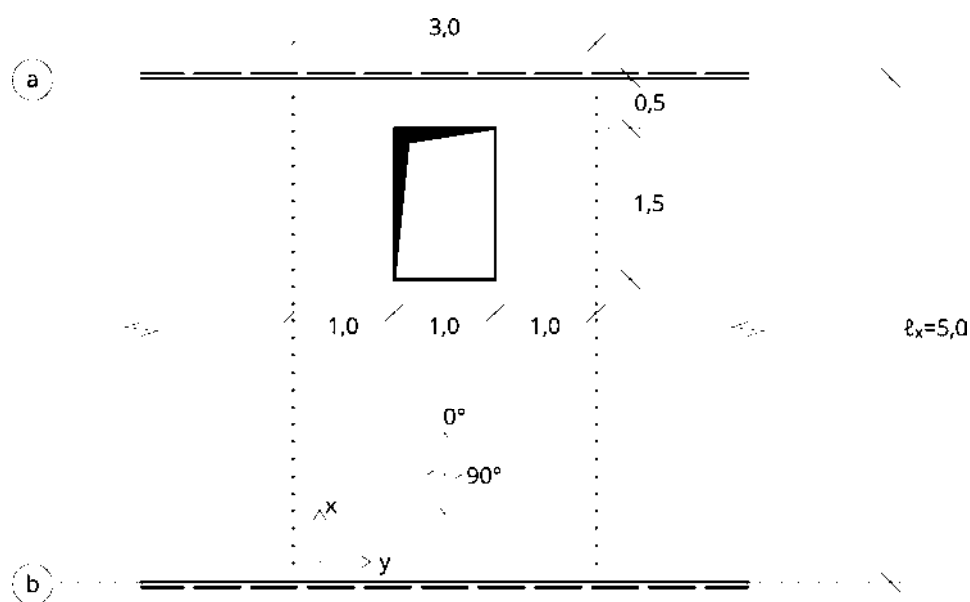


Figura 4.3 Soletta con apertura

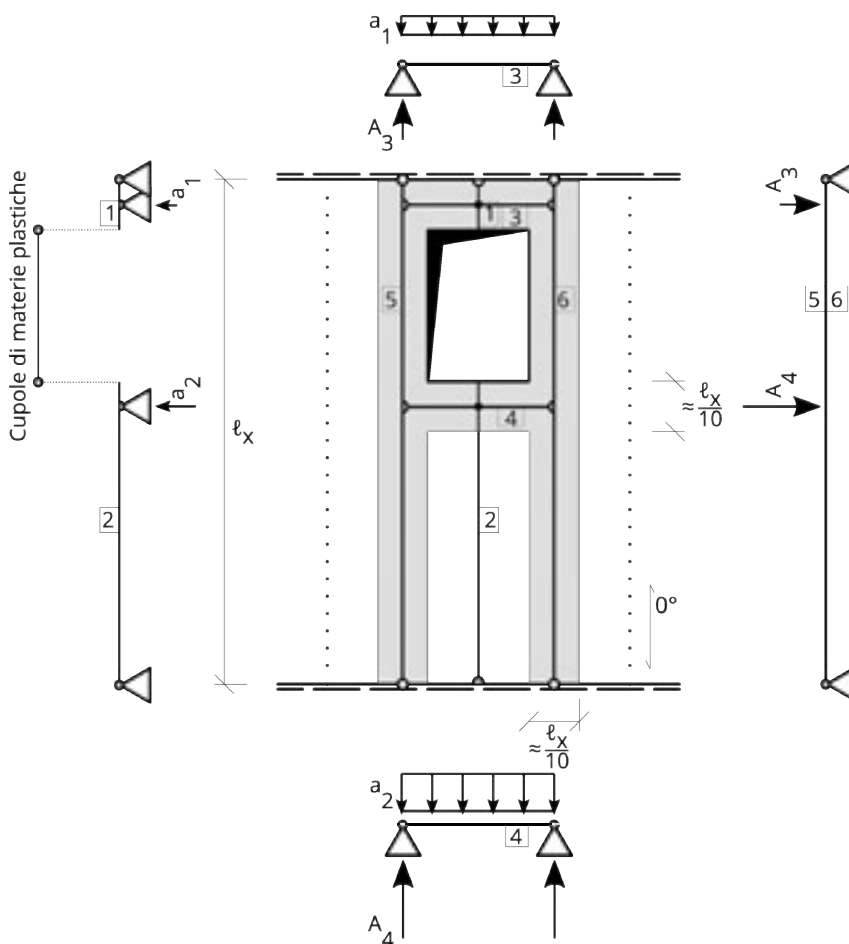
#### Cercato:

Valori degli sforzi interni e le necessarie verifiche della sicurezza strutturale (stato limite ultimo).

### Valutazione tramite un modello di reticolo di travi

Calcoli comparativi hanno mostrato che un modello sostitutivo di reticolo di travi come indicato in figura 4.4 è adatto per un calcolo manuale. Con ciò si presuppone che ai bordi della soletta rimangono delle strisce con una larghezza di almeno un decimo della luce strutturale. Qualora la larghezza restante fosse maggiore, allora dovrebbe essere aggiunta al massimo una trave di larghezza  $\ell/10$  a fianco dell'apertura.

I calcoli generici sui modelli di soletta (per esempio con modelli a elementi finiti), come sono descritti nel capitolo 7, permettono di ottenere risultati simili.



**Figura 4.4** Reticolo semplice di travi quale sistema sostitutivo

Larghezza delle travi usata:

$$\frac{\ell}{10} = \frac{500 \text{ cm}}{10} = 50 \text{ cm}$$

**Trave sostitutiva 1**Sbalzo  $c_1 = 0,25$  mCampo  $\ell_1 = 0,25$  mLarghezza della trave  $b_1 = 1$  m

Carico:

Al bordo esterno dello sbalzo, dal carico di superficie su metà dell'apertura

$$F_{1,d} = q_d \cdot \frac{1,5 \text{ m}}{2} \cdot 1 \text{ m} = 4 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,75 \text{ m}^2 = 3,0 \text{ kN}$$

Dal carico superficiale

$$q_{1,d} = 4 \text{ kN/m}$$

Reazione di appoggio per la trasmissione del carico alla trave 3

$$a_{1,d} = \frac{q_{1,d}}{2} \cdot \left( \ell_1 + \frac{c_1^2}{\ell_1} + 2 \cdot c_1 \right) + F_{1,d} \cdot \frac{\ell_1 + c_1}{\ell_1}$$

$$a_{1,d} = \frac{4}{2} \cdot \left( 0,25 + \frac{0,25^2}{0,25} + 2 \cdot 0,25 \right) + 3,0 \cdot \frac{0,25 + 0,25}{0,25} = 8 \text{ kN}$$

**Trave sostitutiva 2**Sbalzo  $c_2 = 0,25$  mCampo  $\ell_2 = 2,75$  mLarghezza della trave  $b_2 = 1$  m

Carico: Al bordo esterno dello sbalzo, dal carico su metà dell'apertura

$$F_{2,d} = 0,75 \cdot 4 = 3,0 \text{ kN}$$

Dal carico superficiale

$$q_{2,d} = 4 \text{ kN/m}$$

Reazione di appoggio per la trasmissione del carico alla trave 4

$$a_{2,d} = \frac{q_{2,d}}{2} \cdot \left( \ell_2 + \frac{c_2^2}{\ell_2} + 2 \cdot c_2 \right) + F_{2,d} \cdot \frac{\ell_2 + c_2}{\ell_2} \text{ N}$$

$$a_{2,d} = \frac{4}{2} \cdot \left( 2,75 + \frac{0,25^2}{2,75} + 2 \cdot 0,25 \right) + 3,0 \cdot \frac{2,75 + 0,25}{2,75} = 9,82 \text{ kN}$$

**Trave sostitutiva 3**

Campo  $\ell_3 = 1,50$  m

Larghezza della trave  $b_3 = \frac{\ell}{10} = 0,5$  m

Carico dalla trave 1:

$$a_{1,d} = 8 \text{ kN/m}$$

Momento flettente della trave

$$M_{3,d} = \frac{a_{1,d} \cdot \ell^2}{8} = \frac{8,0 \cdot 1,5^2}{8} = 2,25 \text{ kNm}$$

Valore di ciacolo del momento della striscia di soletta 3

$$m_{3,y,d} = \frac{M_{3,d}}{b_3} = \frac{2,25}{0,5} = 4,50 \text{ kNm/m}$$

Reazione di appoggio per la trasmissione del carico alle travi 5 e 6

$$A_{3,d} = \frac{a_{1,d} \cdot \ell}{2} = \frac{8 \cdot 1,5}{2} = 6,00 \text{ kN}$$

$x_{A,3} = 0,25$  m dal bordo della trave 5 risp. 6

Valore di calcolo della forza di taglio della striscia di soletta 3

$$v_{3,y,d} = \frac{A_{3,d}}{b_4} = \frac{6,00}{0,5} = 12,00 \text{ kN/m}$$

**Trave sostitutiva 4**

Campo  $\ell_3 = 1,50$  m

Larghezza della trave  $b_3 = \frac{\ell}{10} = 0,5$  m

Carico dalla trave 2:

$$a_{2,d} = 9,82 \text{ kN/m}$$

Momento flettente della trave

$$M_{4,d} = \frac{a_{2,d} \cdot \ell^2}{8} = 2,76 \text{ kNm}$$

Valore di calcolo del momento della striscia di soletta 4 per la

**Verifica della resistenza a flessione nella direzione portante secondaria:**

$$m_{4,y,d} = \frac{M_{4,d}}{b_4} = \frac{2,76}{0,5} = 5,52 \text{ kNm/m}$$

Reazione di appoggio per la trasmissione del carico alle travi 5 e 6

$$A_{4,d} = \frac{a_{1,d} \cdot \ell}{2} = \frac{9,82 \cdot 1,5}{2} = 7,37 \text{ kN}$$

$x_{A,4} = 2,25$  m dal bordo della trave 5 risp. 6

Valore di calcolo della forza di taglio della striscia di soletta 4 per la

**Verifica della resistenza a taglio nelle sezioni perpendicolari alla direzione portante secondaria:**

$$v_{4,y,d} = \frac{A_{4,d}}{b_4} = \frac{7,36}{0,5} = 14,73 \text{ kN/m}$$

**Calcolo delle travi sostitutive 5 risp. 6**

Campo  $\ell_5 = 5,00 \text{ m}$

Larghezza della trave  $b_5 = \frac{\ell}{10} = 0,5 \text{ m}$

Carico dalle travi 3 e 4:

$$A_{3,d} = \frac{a_{1,d} \cdot \ell}{2} = \frac{8 \cdot 1,5}{2} = 6,00 \text{ kN}$$

$x_{A,3} = 0,25 \text{ m}$  dal bordo della trave 5 risp. 6 (bordo superiore)

$$A_{4,d} = \frac{a_{1,d} \cdot \ell}{2} = \frac{9,82 \cdot 1,5}{2} = 7,4 \text{ kN}$$

$x_{A,4} = 2,25 \text{ m}$  dal bordo della trave 5 risp. 6 (bordo superiore)

Reazione d'appoggio al lato dell'apertura

$$A_{5,d} = q_d \cdot b_5 \cdot \frac{\ell_5}{2} + A_{3,d} \cdot \frac{(\ell_5 - x_{A,3})}{\ell_5} + A_{4,d} \cdot \frac{(\ell_5 - x_{A,4})}{\ell_5}$$

$$A_{5,d} = 4 \cdot 0,5 \cdot \frac{5,00}{2} + 6,00 \cdot \frac{(5,00 - 0,25)}{5,00} + 7,4 \cdot \frac{(5,00 - 2,25)}{5,00} = 14,75 \text{ kN}$$

Momento flettente della trave in posizione  $x_{A,4}$

$$M_{5,max,d} = A_{5,d} \cdot x_{A,4} - \frac{q_d \cdot b_5 \cdot x_{A,4}^2}{2} - A_{3,d} \cdot (x_{A,4} - x_{A,3}) = 16,13 \text{ kN}$$

Valore di calcolo del momento della striscia di soletta 5 per la

**Verifica della resistenza flessionale nella direzione portante principale:**

$$m_{5,x,d} = \frac{M_{5,max,d}}{b_5} = \frac{16,13}{0,5} = 32,25 \text{ kNm/m}$$

Valore di calcolo della forza di taglio per la striscia di soletta 5 per la

**Verifica della resistenza a taglio nelle sezioni perpendicolari alla direzione portante:**

$$v_{5,x,d} = \frac{A_{5,d}}{b_5} = \frac{14,75}{0,5} = 29,5 \text{ kN/m}$$

Il dimensionamento allo stato limite ultimo richiede il confronto del valore di calcolo degli sforzi interni dovuti ai carichi con il valore di calcolo della resistenza. Per l'elemento in XLAM dato 150 L5s si hanno i seguenti valori caratteristici della resistenza (R), secondo il capitolo 7.3, pp. 112 e seguenti:

$$m_{R,x,k} = 78,4 \text{ kNm/m}$$

$$v_{R,x,k} = 136,1 \text{ kN/m}$$

$$m_{R,y,k} = 34,3 \text{ kNm/m}$$

$$v_{R,y,k} = 71,5 \text{ kN/m}$$

Per la verifica della resistenza si ha quindi:

Resistenza flessionale nella direzione principale x

$$m_{5,x,d} = 32,26 \text{ kNm/m} \leq m_{R,x,d} = k_{mod} \cdot \frac{m_{R,x,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{78,4}{1,25} = 56,5 \text{ kNm/m}$$

Verifica riuscita (57%) ✓

Verifica a taglio nella direzione principale x

$$v_{5,x,d} = 29,5 \text{ kN/m} \leq v_{R,x,d} = k_{mod} \cdot \frac{v_{R,x,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{136,1}{1,25} = 98 \text{ kN/m}$$

Verifica riuscita ( $\eta = 30\%$ ) ✓

Resistenza flessionale perpendicolarmente alla direzione principale y

$$m_{4,y,d} = 5,52 \text{ kNm/m} \leq m_{R,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{m_{R,y,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{34,3}{1,25} = 24,7 \text{ kNm/m}$$

Verifica riuscita (22%) ✓

Resistenza a taglio perpendicolarmente alla direzione principale y

$$v_{4,y,d} = \frac{A_{4,d}}{b_4} = \frac{7,36}{0,5} = 14,73 \text{ kN/m} \leq v_{R,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{v_{R,y,k}}{\gamma_m} = 0,9 \cdot \frac{71,5}{1,25} = 51,5 \text{ kN/m}$$

Verifica riuscita ( $\eta = 29\%$ ) ✓

## Deformazioni

La deformazione totale può essere ottenuta e verificata tramite la somma delle deformazioni delle travi 4 e 5 con i valori caratteristici dei carichi. Le deformazioni possono essere calcolate con le formule per il comportamento della trave e con le rigidezze flessionali  $EI_x$  e  $EI_y$ . L'effetto della rigidezza a taglio può essere definito in modo approssimativo aumentando i valori delle deformazioni così ottenuti di ca. il 20%.

### 4.3 Forze verticali perpendicolari alla direzione principale

In caso di solette di forma rettangolare con appoggi lineari a cerniera su tutti i lati, i carichi sono ripresi prevalentemente sulla luce strutturale più corta e le sollecitazioni perpendicolari alla direzione principale sono piuttosto ridotte. Questo aspetto è ancora più accentuato dall'anisotropia dell'XLAM - cioè dalla differenza di rigidità fra la direzione principale e quella secondaria. Il calcolo strutturale può quindi avvenire a favore di sicurezza considerando una striscia di soletta nella direzione principale. Le forze verticali nelle sezioni parallele alla direzione principale rappresentate nella figura 4.5 sono interessanti per la ripresa dei carichi delle rispettive pareti e per il posizionamento dei giunti.

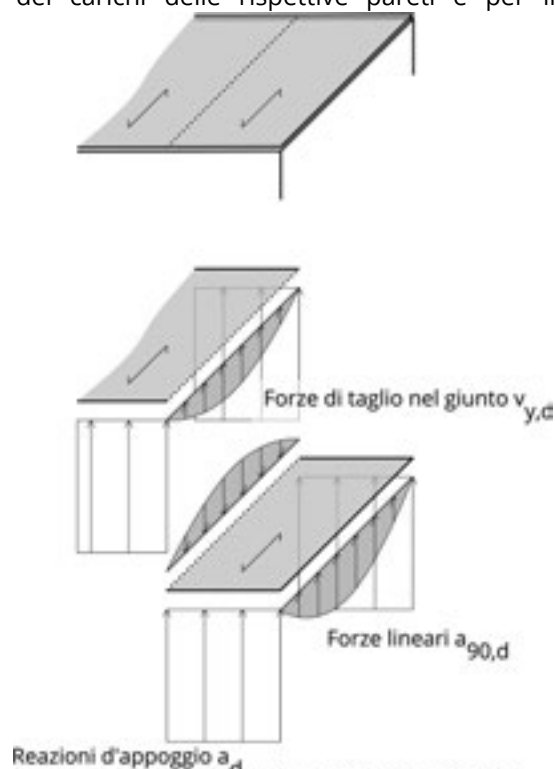
Carichi lineari e reazioni di appoggio di pareti parallele alla direzione principale.

Per il dimensionamento delle pareti laterali sono interessanti anche le reazioni di appoggio  $a_{90,d}$  dovute all'effetto piastra nella direzione perpendicolare a quella principale. Anche quest'ultime possono essere definite come forze distribuite su una linea e possono essere determinate sulla base della forza agente sulla superficie e di una larghezza  $b_y$ .

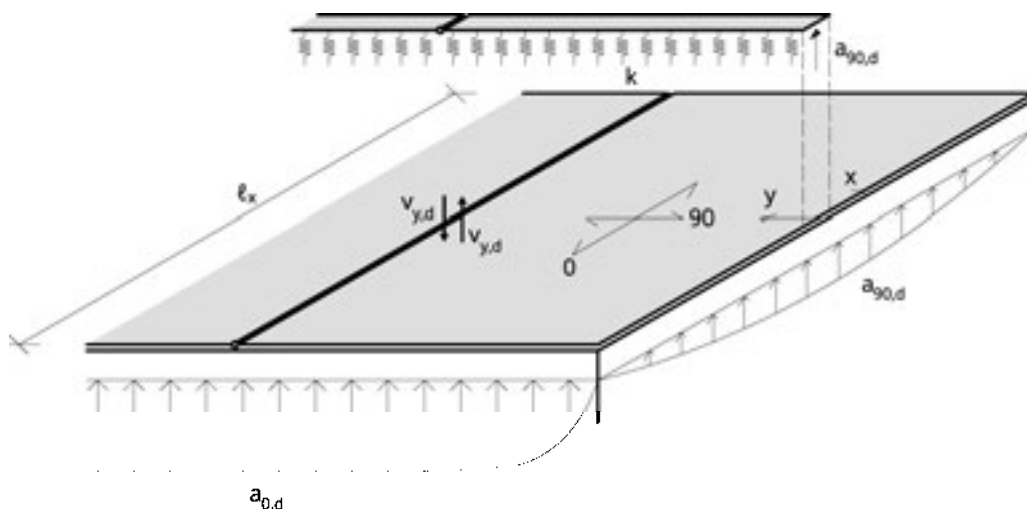
La formazione dei giunti paralleli alla direzione portante principale avviene di regola con giunti costruttivi realizzati con viti standard a filetto parziale o totale, incrociate, di diametro  $\varnothing 8$  mm e ad una distanza di 50 cm per i casi standard dell'edilizia.

In caso di un'analisi più approfondita e di carichi elevati, è utile e consigliabile avere informazioni più precise sull'ampiezza della forza di taglio e sulla disposizione dei collegamenti. Anche le forze nei giunti possono essere definite sulla base dei carichi accidentali e delle larghezze efficaci.

Quale semplice modello di calcolo per le forze lineari e nei giunti può essere suggerita l'analogia della piastra anisotropa con la trave con appoggio continuo ed elastico, come rappresentato in figura 4.6. Vista la capacità portante prevalentemente unidirezionale, il tipo di conformazione del giunto non ha un effetto importante sui carichi lineari.



**Figura 4.5 Forze di taglio nei giunti e carichi lineari**



**Figura 4.6 Carichi lineari e nei giunti dei campi della soletta**

### 4.3.1 Carichi lineari

Le reazioni di appoggio  $a_{90,d}$  per un metro lineare di parete parallelamente alla direzione principale valgono, per carichi di superficie  $q_d$ :

$$a_{90,d} = b_y \cdot q_d \quad (4.6)$$

dove  $q_d$  è il valore di calcolo del carico totale della soletta.

Per il caso di una striscia di soletta appoggiata su tre lati si ottiene la larghezza efficace  $b_y$  considerando in forma semplificata i rapporti di rigidezza nel modo seguente<sup>1</sup>:

$$b_y = k_{ortho} \cdot 0,2855 \cdot \ell \quad (4.7)$$

$$k_{ortho} = \sqrt[4]{\frac{EI_y}{EI_x}} \quad (4.8)$$

dove  $\ell$  è la luce nella direzione principale.

La relazione fra il rapporto fra la larghezza efficace  $b_y$  e la luce strutturale  $\ell$  con il rapporto fra le rigidezze longitudinale e trasversale è rappresentato in figura 4.7.

<sup>1</sup> Per l'analisi secondo il modello della trave appoggiata elasticamente si veda Winter, 2008 pp. 48 e seguenti



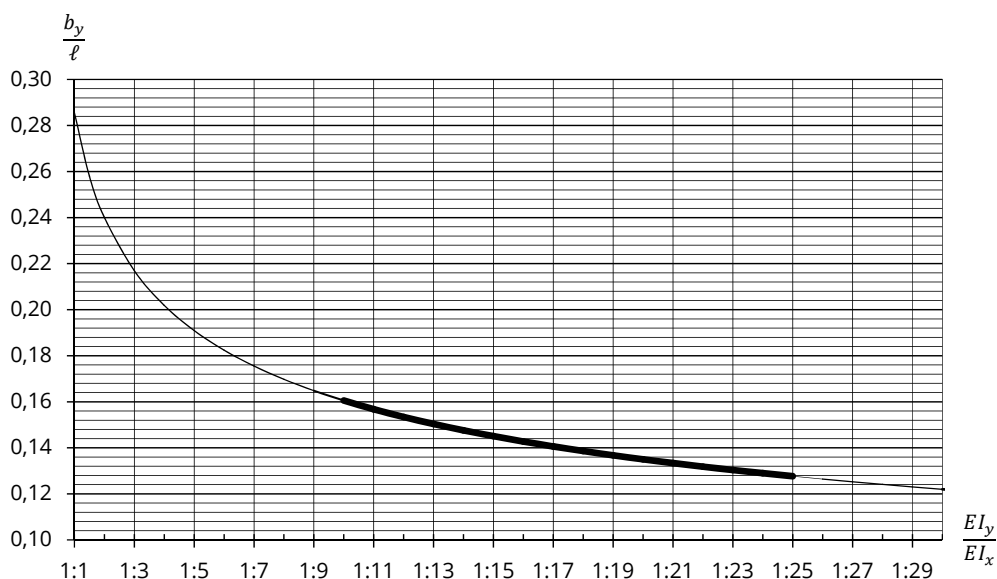


Figura 4.7 Determinazione della larghezza efficace per carichi lineari

Le piastre di XLAM presentano di regola un rapporto fra le rigidezze compreso fra 1:10 e 1:25. Per luci della soletta fino a ca  $\ell = 6$  m si ottiene un valore massimo della larghezza efficace di  $b_y = 1$  m.

I carichi lineari possono essere ammessi in fase di predimensionamento su una larghezza efficace di 1 m.

L'ipotesi di una larghezza efficace di 1 metro per i carichi lineari secondo figura 4.8 rappresenta è quindi ragionevole per una prima valutazione dei carichi. La distribuzione effettiva di questi carichi corrisponde alla curva della deformazione per il caso di un bordo libero e corrisponde in forma approssimata ad una parabola.

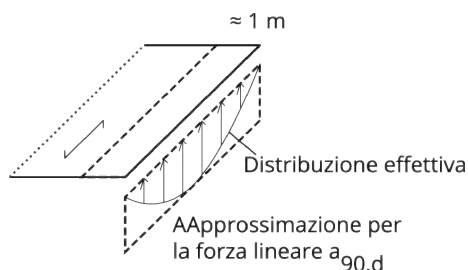


Figura 4.8 Valutazione approssimativa dei carichi lineari

### 4.3.2 Forze nei giunti

I giunti longitudinali devono essere concepiti in modo che i bordi degli elementi di soletta contigui si deformino in modo identico. Le forze di taglio nei giunti appaiono quindi quale compensazione di eventuali deformazioni differenziali dei due bordi in caso di carichi o vincoli di appoggio differenti per i due elementi giuntati. La loro distribuzione corrisponde alla forma della curva di deformazione ed è approssimativamente una parabola.

La situazione di carico più sfavorevole è data dalla disposizione alternata dei carichi accidentali  $n_d$ . I carichi dovuti alla neve sulle coperture sono di regola ammessi come localmente non variabili e non devono quindi essere distribuiti in modo sfavorevole.

Applicando il documento di base EN 1990<sup>1</sup> i carichi della neve possono essere applicati in alternanza al valore totale e all'85%. Per i tetti piani inclinati è consigliabile applicare, in modo indipendente dal carico neve, un carico accidentale dovuto ai lavori di manutenzione sulle coperture (categoria H) con il valore  $q_k = 1 \text{ kN/m}^2$ .

Le forze nei giunti provocata da vincoli di appoggio diversi di due elementi di soletta consecutivi, come per esempio un elemento appoggiato su tre lati conseguente ad un elemento appoggiato su due lati, possono essere definite sulla base della differenza di deformazione  $\Delta w$  al centro del giunto. Le forze di taglio nel giunto possono essere determinate a partire da questa considerazione.

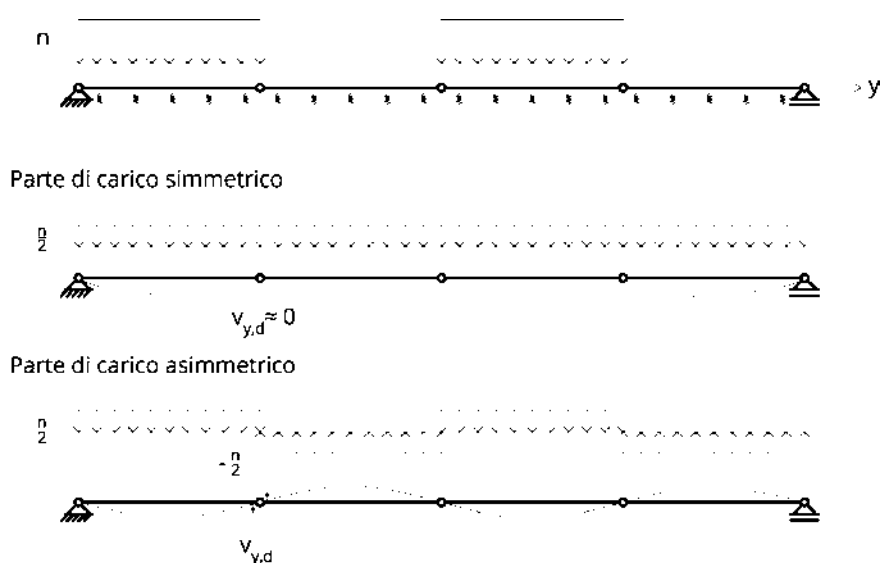
---

<sup>1</sup> I carichi neve son definiti in EN 1991-1-3:2003, paragrafo 2.1 come *carichi variabili legati al luogo*. Carichi legati al luogo sono secondo EN 1990:2013, paragrafo 1.5.3.8 *carichi con una distribuzione sulla struttura o sull'elemento strutturale definita in modo che l'ampiezza e la direzione del carico sono definiti in modo univoco tramite la determinazione della loro direzione e ampiezza in un punto*. In EN 1990:2003, paragrafo 3.5.7 si definisce inoltre che, *i carichi per le relative verifiche dovrebbero integrare la disposizione determinante dei carichi [...], che devono essere applicati contemporaneamente ai carichi permanenti e ai carichi variabili legati al luogo*.

Secondo gli Eurocodici la disposizione dei carichi dovuti alla neve è considerata uguale ai carichi permanenti. I carichi dovuti alla neve non devono quindi essere considerati come carichi variabili e non devono in generale essere disposti a scacchiera. Secondo EN 1991-1-3 i carichi neve devono però essere considerati tanto per il caso di neve non soffiata, quanto per quello di neve soffiata. Il caso della neve soffiata si riferisce però a forme particolari della copertura (per esempio sheds) o ad ostacoli (come le installazioni tecniche sulle coperture), e non è descritto per le superfici piane della copertura.

Per la determinazione degli sforzi interni dovuti alla neve disposta in modo sfavorevole si consiglia la seguente considerazione. Secondo EN 1990:2013, Tabella A.1.2(A) i carichi permanenti agenti in modo sfavorevole, per le considerazioni di equilibrio delle forze, devono essere moltiplicati con il fattore  $\gamma_{G,sub} = 1,35$ , mentre per i carichi permanenti con effetto favorevole vale  $\gamma_{G,inf} = 1,15$ . Se i carichi dovuti alla neve legati al luogo sono trattati come i carichi permanenti in caso di verifica contro la perdita dell'equilibrio delle forze, allora ne risulta una disposizione a scacchiere del 100%, rispettivamente 85 % del carico neve.

Zone d'ombra o di neve soffiata possono provocare un carico neve diverso su campi di soletta vicini, e devono essere considerate di conseguenza.



**Figura 4.9** Disposizione dei carichi sfavorevole per il caso di simmetria e di asimmetria

Le forze nei giunti possono essere determinate in modo analogo ai carichi lineari. Il caso di carico sfavorevole è scomposto in una parte simmetrica e una parte asimmetrica. Come indicato nelle deformate in figura 4.9, soltanto la parte asimmetrica  $q_{as,d}$  provoca delle forze nei giunti. I carichi accidentali  $n_d$  sono da inserire ridotti alla metà, i carichi dovuti alla neve  $s_d$  son da inserire soltanto per la metà della loro differenza. Per l'ipotesi di applicazione delle forze dovute alla neve indicata si ottiene quindi una componente del  $(100\% - 85\%)/2 = 7,5\%$ . La larghezza efficace  $b_y$  per questo caso di carico asimmetrico può essere ammessa come per i carichi lineari. La seconda componente della forza nei giunti risulta secondo la formula (4.9) da una eventuale deformazione differenziale al centro della soletta  $\Delta w$ . Questa componente vale per il caso di un elemento appoggiato su tre lati al bordo della soletta, in funzione del rapporto fra le rigidezze principale e secondaria, fra il 20 % e il 50 % del carico risultate dal primo termine. La formula semplificata (4.10) può quindi essere applicata per una determinazione approssimativa e praticamente compatibile della forza nel giunto di due elementi di soletta.

$$v_{y,d} = b_y \cdot q_{as,d} + \Delta w \cdot k_{ortho} \cdot \frac{\pi^3 \cdot EI_x}{2^{1,5} \cdot \ell^3} \quad (4.9)$$

$$v_{y,d} \approx b_y \cdot q_{as,d} \cdot 1,50 \quad (4.10)$$

$$q_{as,d} = \frac{n_d}{2} \quad \text{per i carichi accidentali } n_d \quad (4.11)$$

$$q_{as,d} = \frac{s_{max,d} - s_{min,d}}{2} = 0,075 s_d \quad \text{per i carichi neve } s_d$$

Il modello indicato considera i rapporti fra le rigidezze flessionali, mentre gli effetti dovuti alla rigidezza a taglio e torsione dell'XLAM è trascurata. Per le applicazioni

pratiche dell'edilizia di dimensioni e proporzioni usuali le formule indicate possono essere considerate come sufficientemente precise.

Una valutazione approssimativa delle forze nei giunti per i casi pratici dell'edilizia può essere ottenuta considerando l'effetto del carico su 0,75 m per il carico accidentale complessivo e di solo 0,12 m per il carico complessivo dovuto alla neve.

Valutazione approssimativa della forza nei giunti dovuta ai carichi accidentali

$$v_{y,d} \approx 0,75 \cdot n_d \quad (4.12)$$

Valutazione approssimativa della forza nei giunti dovuta ai carichi neve

$$v_{y,d} \approx 0,12 \cdot s_d \quad (4.13)$$

### Esempio 4.3 Campo di soletta con carichi verticali

#### Determinazione dei carichi lineari e delle forze nei giunti

##### Dati:

Un campo di soletta rettangolare con una luce  $\ell = 5$  m e una larghezza  $b = 9,6$  m.

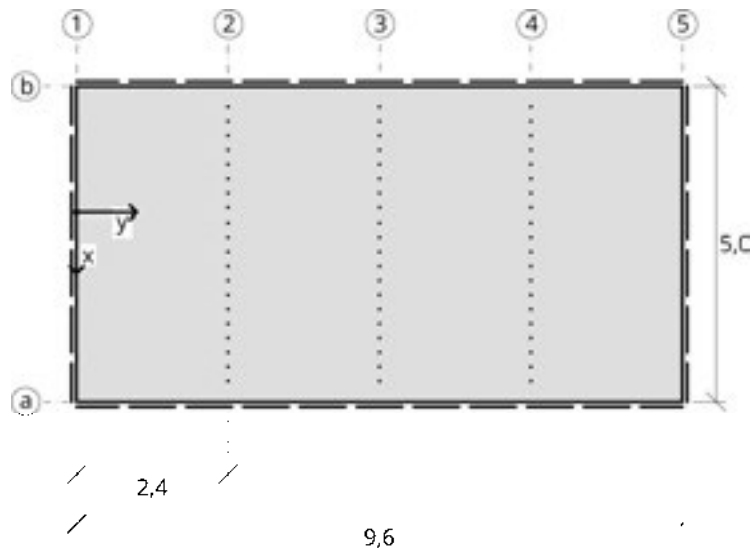


Figura 4.10 Soletta

I pannelli XLAM hanno una stratigrafia

BSP 220 – L7s2 (30l – 30l – 30w – 40l – 30w – 30l – 30l)

I valori caratteristici dei carichi sono:

Carichi permanenti complessivi:  $g_k = 3,5$  kN/m<sup>2</sup>,

Carico accidentale (categoria A):  $n_k = 2,5$  kN/m<sup>2</sup>

##### Cercato:

I carichi lineari nei giunti devono essere determinati.

##### Rapporti di rigidezza

$$I_x = 2 \cdot \left( 100 \cdot \frac{6^3}{12} + 100 \cdot 6 \cdot 8^2 \right) + 100 \cdot \frac{4^3}{12} = 80\,933 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \cdot \left( 100 \cdot \frac{3^3}{12} + 100 \cdot 3 \cdot 3,5^2 \right) = 7\,800 \text{ cm}^4$$

$$\frac{EI_x}{EI_y} = \frac{80\,933}{7\,800} = 10,38$$

**Forza lineare sulla parete parallela agli strati esterni (assi 1 e 5)**

$$q_d = \gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot n_k = 1,35 \cdot 3,5 + 1,50 \cdot 2,5 = 8,48 \approx 8,5 \text{ kN/m}^2$$

$$k_{ortho} = \sqrt[4]{\frac{EI_y}{EI_x}} = \sqrt[4]{\frac{7800}{80933}} = 0,557$$

$$b_y = 0,557 \cdot 0,2855 \cdot \ell = 0,159 \cdot 5 = 0,795 \approx 0,8 \text{ m}$$

La forza lineare sulla parete parallela alla direzione principale vale:

$$a_{90,d} = b_y \cdot q_d = 0,8 \cdot 8,5 = 6,8 \text{ kN/m}$$

Formule (4.6) e (4.7)

**Forza di taglio nei giunti (assi 2 e 4)**

$$n_d = \gamma_Q \cdot n_k = 1,5 \cdot 2,5 = 3,75 \approx 3,8 \text{ kN/m}^2$$

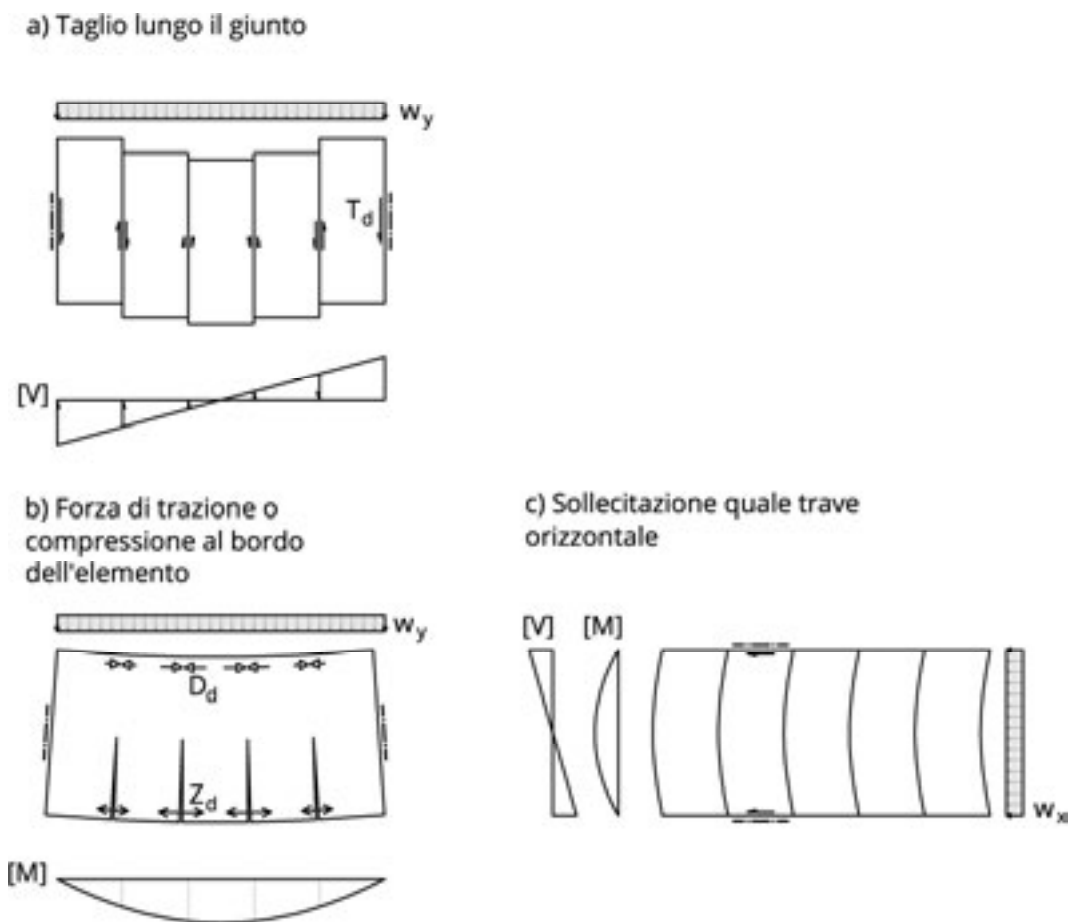
Formula (4.10)

La forza massima nei giunti vale:

$$v_{y,d} \approx b_y \cdot \frac{n_d}{2} \cdot 1,50 = 0,8 \cdot \frac{3,8}{2} \cdot 1,50 = 2,28 \approx 2,3 \text{ kN/m}$$

La forza del giunto nell'asse 3 è più piccola di circa un fattore 1,5.

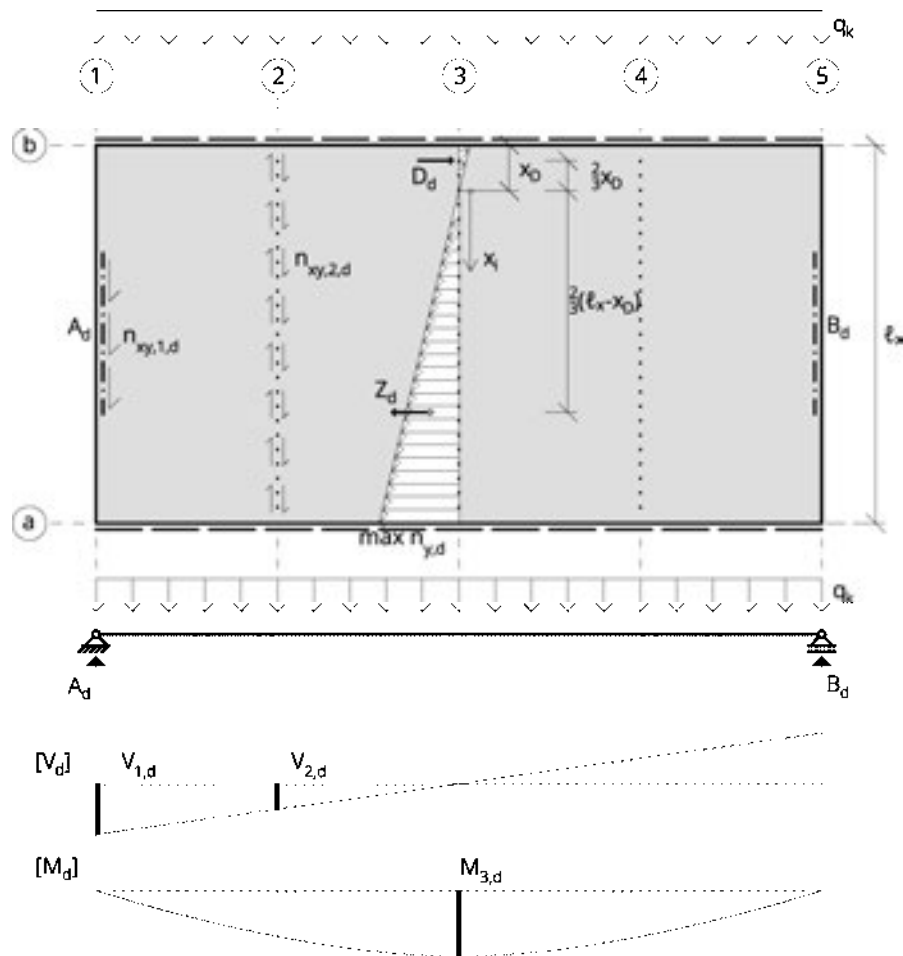




**Figura 4.13 Effetto lastra e tipo di sollecitazioni sulla lastra della soletta**

La lastra della soletta può essere modellata con una trave sostitutiva nel piano orizzontale fra le pareti controventanti, come indicato in figura 4.14. Per ottenere una migliore trasmissione delle forze, può essere utile prestare attenzione ad una disposizione sfasata dei pannelli XLAM. La forza di taglio  $V_d$  in una sezione della trave sostitutiva è uguale alla risultante delle forze di taglio nel giunto  $n_{xy,d}$  e il momento flettente  $M_d$  della trave sostitutiva corrisponde alla risultante delle forze normali  $n_{y,d}$  nella medesima sezione.





**Figura 4.14** Lastra della soletta con gli sforzi di taglio nei giunti e nella trave sostitutiva

Per il dimensionamento dei collegamenti nei giunti si ammette che il flusso di taglio lungo il giunto è costante e che le forze normali sono distribuite in modo lineare. Gli eventuali collegamenti lungo i bordi longitudinali a e b sono considerati come non efficaci e si ammette che i giunti sono privi di attrito.

#### 4.4.1 Forze di taglio nei giunti

In caso di giunti continui fra gli elementi realizzati con viti, la forza di taglio può essere ammessa come distribuita in modo costante lungo tutto il giunto.

La forza di taglio, costante su tutto il giunto, vale per metro di lunghezza del giunto

$$n_{xy,d} = \frac{V_d}{\ell_x} \quad (4.14)$$

La forza agente su ogni mezzo di collegamento vale quindi

$$F_{xy,i,d} = n_{xy,d} \cdot e_x = \frac{V_d}{\ell_x} \cdot e_x \quad (4.15)$$

dove

- $V_d$  Forza di taglio della trave sostitutiva nella posizione del giunto considerato
- $e_x$  Distanza dei mezzi di collegamento lungo il giunto
- $\ell_x$  Luce strutturale nella direzione principale

#### 4.4.2 Forze normali nel giunto

Le forze normali nel giunto possono essere determinate sulla base del momento flettente  $M_d$  quale sforzo interno nella sezione corrispondente della trave sostitutiva.

Per un calcolo più semplice si ammette la linearità della distribuzione delle forze normali nel giunto per unità di lunghezza, senza considerare la posizione effettiva di ogni vite, in quanto di regola le viti sono disposte lungo il giunto a distanza costante. La resistenza di un mezzo di collegamento permette di definire, partendo dalla sollecitazione del giunto, la distanza minima necessaria dei mezzi di collegamento fra loro.

In caso di sollecitazioni relativamente basse la zona compressa e quella tesa corrispondono a circa la metà della lunghezza del giunto. In caso di sollecitazioni più importanti è possibile che la rigidità maggiore della zona compressa, dovuta allo schiacciamento diretto della superficie di legno a contatto, porti ad una riduzione della stessa, mentre la zona tesa si può ingrandire fino ad occupare quasi tutta la lunghezza del giunto a causa della minor rigidità delle viti, come rappresentato in figura 4.14. Al raggiungimento della resistenza ultima – in caso di una avvitatura sufficiente – si potrà raggiungere la resistenza a compressione del legno.

Sulla base di questa ipotesi la forza di compressione possibile  $x_D$ , con la lunghezza della zona compressa non ancora definita, vale:

$$D_d = \frac{f_{c,0,d} \cdot \sum d_{90} \cdot x_D}{2} \quad (4.16)$$

Descrivendo l'equilibrio della forza di trazione e di compressione, e del momento flettente con lo sforzo interno di momento flettente della trave sostitutiva  $M_d$  si ottiene

$$Z_d = D_d \quad (4.17)$$

$$M_d = D_d \cdot \left( \frac{2x_D}{3} + \frac{2(\ell_x - x_D)}{3} \right) = D_d \cdot \frac{2}{3} \ell_x \quad (4.18)$$

Da cui si ottiene la lunghezza della zona compressa  $x_D$ .

$$x_D = \frac{3M_d}{f_{c,0,d} \cdot \sum d_{90} \cdot \ell_x} \quad (4.19)$$

La lunghezza  $x_D$  è ridotta rispetto alla lunghezza  $\ell_x$  e può essere approssimata con  $x_D = 0$ . La zona neutra degli allungamenti nel giunto si sposta quindi completamente al margine esterno del bordo compresso e la zona compressa diventa una forza di compressione.

Con la rappresentazione semplificata di un triangolo teso e di una forza di compressione, per la forza normale su bordo teso si ottiene:

$$\max n_{y,d} = \frac{3 M_d}{\ell_x^2} \quad (4.20)$$

con

$M_d$  Valore di calcolo del momento della trave sostitutiva nella sezione considerata

La distribuzione triangolare delle forze nel giunto deve essere garantita dai mezzi di collegamento, come descritto supra. Ciò può essere raggiunto con una avvitatura continua, oppure con collegamenti puntuali e appositamente concepiti per questo compito, come per esempio delle lamiere chiodate in prossimità dei bordi della soletta.

Ipotizzando una distanza uniforme e costante dei mezzi di collegamenti  $e_x$  si ottiene la forza nei mezzi di collegamento  $F_{y,i,d}$  nella posizione  $x_i$

$$F_{y,i,d} = \max n_{y,d} \frac{x_i}{\ell_x} e_x = \frac{3 M_d e_x x_i}{\ell_x^3} \quad (4.21)$$

E per il mezzo di collegamento più sollecitato al bordo

$$\max F_{y,i,d} = \max n_{y,d} \cdot e_x = \frac{3 M_d e_x}{\ell_x^2} \quad (4.22)$$

La resistenza di un mezzo di collegamento  $F_{R,d}$  permette di determinare la distanza strutturale e statica necessaria fra i mezzi di collegamento:

$$\text{req } e_x = \frac{F_{y,R,d} \ell_x^2}{3 M_d} \quad (4.23)$$

con

$F_{y,R,d}$  Valore di calcolo della resistenza di un mezzo di collegamento

$M_d$  Momento della trave sostitutiva nella sezione considerata

$\ell_x$  Luce strutturale nella direzione principale

Qualora si utilizzasse solo un collegamento puntuale, come per esempio una lamiera forata, il collegamento deve riprendere l'intera forza di trazione  $Z_d$ .

$$Z_d = \frac{M_d}{z} = \frac{3 M_d}{2 \ell_x} \quad (4.24)$$

dove

$z$  braccio di leva interno fra la risultante della forza di trazione e di compressione.

In modo conservativo si può ammettere

$z = \frac{2}{3} \cdot \ell_x$  con una distribuzione triangolare.

## Esempio 4.4 Lastra di una soletta con forze orizzontali e verticali

### Determinazione delle forze nei giunti di una lastra di soletta

#### Dati:

Soletta con pianta rettangolare con  $6 \times 14,4$  m composta da 6 elementi BSP 150 – L5s (30l – 30w – 30l – 30w – 30l) con una larghezza ognuno corrispondente a  $b = 2,4$  m.

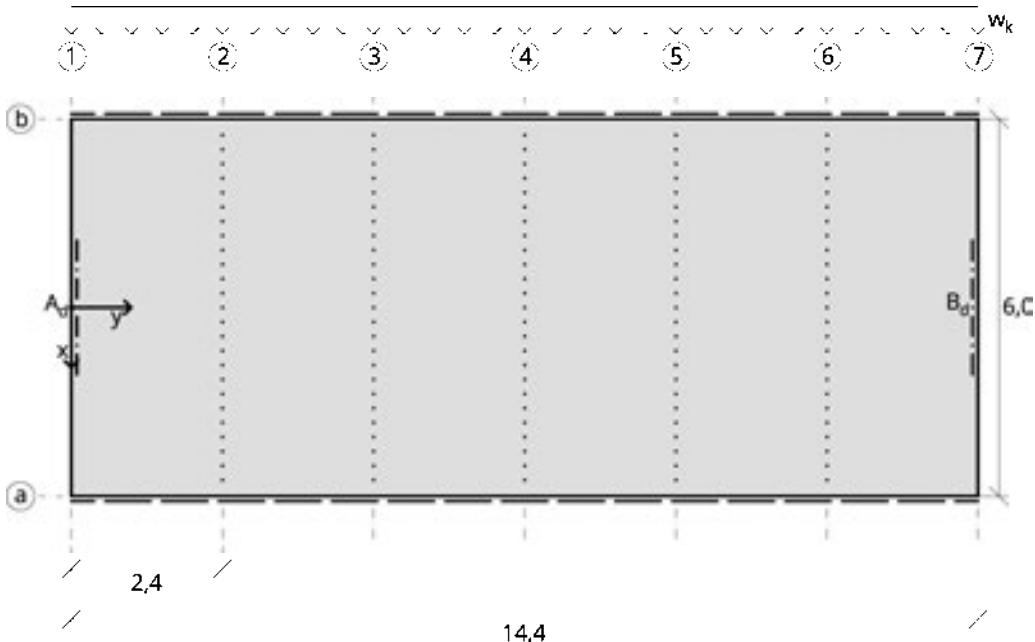


Figura 4.15 Pianta della lastra di soletta

I carichi agenti sono

una forza orizzontale dovuta al vento:  $w_k = \pm 3$  kN/m (Durata del carico corta /molto breve) e un carico accidentale sulla soletta:  $n_d = 2,0$  kN/m<sup>2</sup> (durata del carico media).

Il giunto è realizzato con coppie di viti a tutto filetto incrociate e disposte su piani verticali.

#### Cercato:

Dimensionamento e verifica del collegamento nel giunto (viti incrociate).

La resistenza di una vite VGS  $8 \times 200$  mm,  $\ell_{ef} = 100$  mm vale:

$$F_{ax,k} = 6,7 \text{ kN per sollecitazioni assiali (trazione e compressione)}$$

$$F_{v,k} = 4,3 \text{ kN per sollecitazioni a taglio}$$

### Determinazione delle forze di taglio nel giunto dovute ai carichi accidentali per l'effetto strutturale della piastra

$$I_x = 22\,275 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 5\,850 \text{ cm}^4$$

Distribuzione del carico in larghezza

Formeln (4.7) und (4.10)

$$k_{\text{ortho}} = \sqrt[4]{\frac{EI_y}{EI_x}} = \sqrt[4]{\frac{5\,850}{22\,275}} = 0,716$$

$$b_y = k_{\text{ortho}} \cdot 0,2855 \cdot \ell = 0,716 \cdot 0,2855 \cdot 6 = 1,227 \text{ m} \approx 1,2 \text{ m}$$

Valore di calcolo del carico di dimensionamento

$$n_d = \gamma_Q \cdot n_k = 1,5 \cdot 2,0 = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Forza nel giunto 2 ( $y = 2,4 \text{ m}$ ) e approssimativamente in uguale grandezza negli altri giunti

$$v_{y,d} = b_{90} \cdot \frac{n_d}{2} \cdot 1,50 = 1,2 \cdot \frac{3,0}{2} \cdot 1,50 = 2,7 \text{ kN/m}$$

### Determinazione delle forze nel giunto dovute all'effetto lastra

#### Forze di taglio della trave sostitutiva

Valore di calcolo della forza vento

$$w_d = \gamma_Q w_k = 1,5 \cdot 3 = 4,5 \text{ kN/m}$$

Reazione all'appoggio della trave sostitutiva

$$A_d = \frac{w_d \ell_y}{2} = \frac{4,5 \cdot 14,4}{2} = 32,4 \text{ kN}$$

Sforzi interni nel giunto 2 ( $y = 2,4 \text{ m}$ )

$$V_{2,d} = A_d - w_d y = 32,4 - 4,5 \cdot 2,4 = 21,6 \text{ kN}$$

$$M_{2,d} = A_d y - \frac{w_d y^2}{2} = 32,4 \cdot 2,4 - \frac{4,5 \cdot 2,4^2}{2} = 64,8 \approx 65 \text{ kNm}$$

Sforzi interni nel giunto 4 al centro della lastra ( $y = 7,2 \text{ m}$ )

$$V_{4,d} = 0$$

$$M_{4,d} = \frac{w_d \ell_y^2}{8} = \frac{4,5 \cdot 14,4^2}{8} = 117 \text{ kNm}$$

### Valori di calcolo delle resistenze



**Figura 4.16 Resistenze delle coppie di viti incrociate per forze verticali**

Resistenza di una vite per il carico assiale (trazione e compressione, durata del carico breve / molto breve)

$$F_{ax,R,d} = k_{mod} \frac{F_{t,R,k}}{\gamma_M} = 1,0 \cdot \frac{6,70}{1,3} = 5,15 \text{ kN}$$

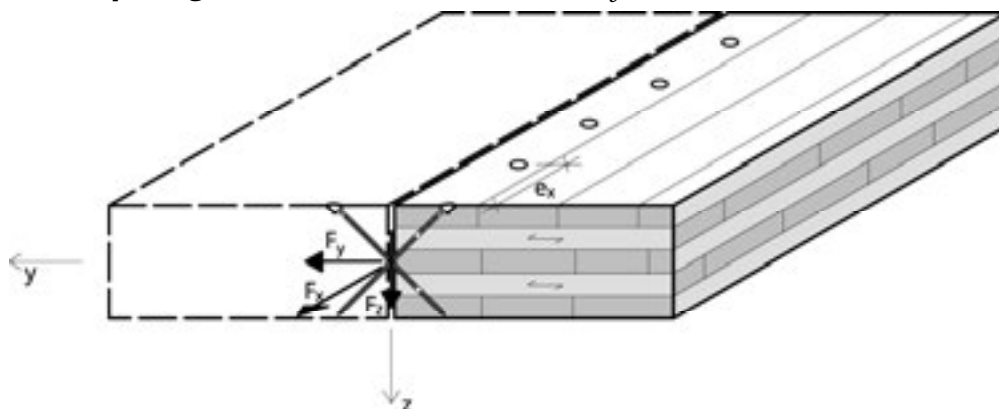
Resistenza di una coppia di viti incrociate per carichi verticali rispettivamente orizzontali (durata media) secondo figura 4.16:

$$F_{z,R,d} = F_{y,R,d} = \sqrt{2} F_{ax,R,d} = k_{mod} \sqrt{2} \frac{F_{t,R,k}}{\gamma_M} = 0,8 \cdot \sqrt{2} \cdot 5,15 = 5,83 \text{ kN}$$

Resistenza di una coppia di viti incrociate a taglio fuori dal piano delle viti (durata breve):

$$F_{v,R,d} = k_{mod} \frac{2 F_{v,R,k}}{\gamma_M} = 1,0 \cdot \frac{2 \cdot 4,3}{1,3} = 6,62 \text{ kN}$$

### Verifica per il giunto 4 al centro della lastra ( $y = 7,2 \text{ m}$ )



**Figura 4.17 Forze agenti sulla coppia di viti incrociate**

Predimensionamento della distanza delle viti per la forza nel giunto ( $k_{mod} = 1,0$ )

$$\text{req } e_x = \frac{F_{y,R,d} \cdot l_x^2}{3 M_{4,d}} = \frac{\sqrt{2} \cdot 5,15 \cdot 6^2}{3 \cdot 117} = \frac{7,29 \cdot 6^2}{3 \cdot 117} = 0,74 \text{ m}$$

scelto:  $e_x = 50 \text{ cm}$

Forza di trazione nel giunto per la coppia di viti più

$$\max F_{y,i,d} = \frac{3 M_{4,d} e_x}{l_x^2} = \frac{3 \cdot 117 \cdot 0,5}{6^2} = 4,88 \text{ kN}$$

Forza di taglio nel giunto per croce di viti:

A favore di sicurezza si applica la forza massima nel giunto  $F_{z,d}$  fra il primo e il secondo elemento della soletta anche al giunto centrale. La resistenza di un eventualmente presente pavimento in cemento non viene considerata.

$$F_{z,d} = v_{2,y,d} \cdot e_x = 2,7 \cdot 0,5 = 1,35 \text{ kN}$$

Verifica della sollecitazione combinata di taglio e di trazione nel giunto:

$$\frac{F_{y,d} + F_{z,d}}{\sqrt{2} F_{ax,R,d}} = \frac{4,86 + 1,35}{7,29} = \frac{6,21}{7,29} = 0,85 \leq 1$$

Verifica riuscita

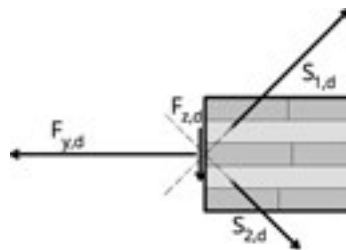
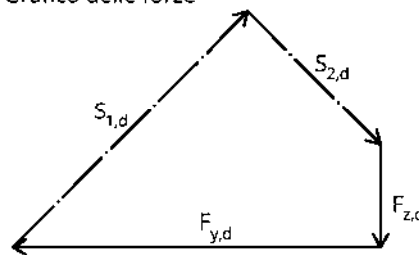


Grafico delle forze



**Figura 4.18 Effetto sulle viti  $S_1$  e  $S_2$  delle forze nel giunto**

**Verifica per il giunto 2 ( $y = 2,4 \text{ m}$ )**

Il giunto 2 è sollecitato dalle forze di trazione, di taglio e di taglio longitudinale

Forza di taglio longitudinale nel giunto per una croce di viti

$$F_{xy,d} = \frac{V_{2,d}}{\ell_x} \cdot e_x = \frac{21,6}{6} \cdot 0,5 = 1,80 \text{ kN}$$

Forza di trazione nel giunto per la croce di viti all'estremità

$$\max F_{y,d} = \frac{3 M_{2,d} e_x}{\ell_x^2} = \frac{3 \cdot 65 \cdot 0,5}{6^2} = 2,71 \text{ kN}$$

Forza di taglio nel giunto per una croce di viti

$$F_{z,d} = 1,35 \text{ kN}$$

**Verifica (durata del carico breve)**

$$\left( \frac{F_{xy,d}}{F_{v,R,d}} \right)^2 + \left( \frac{F_{y,d} + F_{z,d}}{\sqrt{2} F_{ax,R,d}} \right)^2 = \left( \frac{1,80}{6,62} \right)^2 + \left( \frac{2,71 + 1,35}{7,29} \right)^2 = 0,074 + 0,31 = 0,39 \leq 1$$

Verifica riuscita.

**Verifica a taglio per il solo carico accidentale (durata di carico breve)**

$$\frac{F_{z,d}}{F_{z,R,d}} = \frac{2,71}{5,83} = 0,46 \leq 1$$

Verifica riuscita.

**Verifica nel giunto all'appoggio ( $y = 0 \text{ m}$ )**

La forza lineare verticale è trasmessa alla parete per pressione di contatto. Le forze di taglio orizzontali devono essere trasmesse alla parete controventante con una lunghezza  $\ell_W = 3 \text{ m}$ .

Forza di taglio orizzontale di collegamento soletta-parete

$$n_{xy,1,d} = \frac{A_d}{\ell_W} = \frac{32,4}{3} = 10,8 \text{ kN/m}$$

Forza di taglio per coppia di viti

$$F_{xy,d} = n_{xy,1,d} \cdot e_x = 10,8 \cdot 0,5 = 5,4 \text{ kN}$$

Verifica

$$\frac{F_{xy,d}}{F_{v,R,d}} = \frac{5,4}{6,62} = 0,82 \leq 1$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 82\%$ ).

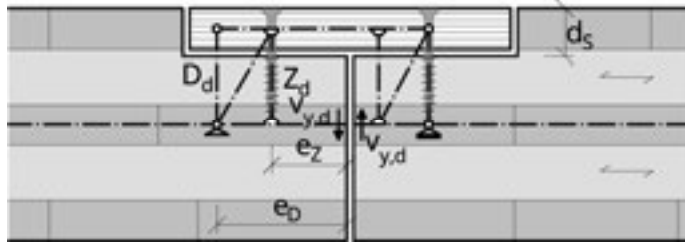
#### 4.4.3 Giunto con listello di giunzione

Oltre alla soluzione indicata nell'esempio 4.4 del giunto con le viti a tutto filetto incrociate, è possibile realizzare il giunto longitudinale con la soluzione a mezzo legno o con un listello di giunzione – cioè con un coprigiunto inserito in una fresatura degli elementi della soletta. I possibili modelli statici per la determinazione delle forze agenti nel giunto con il listello di giunzione sono discussi di seguito, anche per mostrarne i limiti della resistenza.

Le forze di taglio nel giunto  $v_{y,d}$  sollecitano le viti del listello di giunzione all'estrazione, mentre le forze normali  $n_{y,d}$  e di taglio orizzontale  $n_{xy,d}$  nel giunto creano nelle viti



prevalentemente una sollecitazione a taglio. Per la trasmissione di forze più grandi a taglio, è più interessante il giunto a mezzo legno; per la trasmissione di forze normali elevate sono più efficaci le viti incrociate o l'impiego di lamiere forate.



**Figura 4.19** Modello strutturale per la trasmissione delle forze di taglio nel giunto



**Figura 4.20** Modello strutturale per la trasmissione delle forze normali nel giunto

Le forze nelle viti si ottengono sulla base dei modelli strutturali rappresentati nelle figure 4.19 e 4.20 con:

Forza di trazione per vite dovuta alla forza di taglio nel giunto

$$Z_d = v_{y,d} \cdot e_x \cdot \frac{e_D}{e_D - e_z} \quad (4.25)$$

Forza di taglio per vite dovuta alla forza di trazione e di taglio orizzontale nel giunto

$$F_{v,d} = \sqrt{n_{y,d}^2 + n_{xy,d}^2} \cdot e_x \quad (4.26)$$

dove

$e_x$  distanza fra le viti nella direzione del giunto

$e_z$  distanza delle viti dal bordo del giunto

$e_D$  Distanza della risultante forza di compressione dal bordo del giunto

La distanza necessarie delle viti nella direzione del giunto per una forza di taglio nel giunto e per una resistenza a trazione delle viti  $F_{ax,d}$  conosciute può essere determinata nel modo seguente:

$$erf e_x = F_{ax,d} \frac{e_D - e_z}{v_{y,d} \cdot e_D} = k_{mod} \frac{F_{ax,k}}{\gamma_m} \frac{e_D - e_z}{v_{y,d} \cdot e_D} \quad (4.27)$$

## Esempio 4.5 Avvitatura per un giunto con listello coprigiunto

### Determinazione della distanza necessaria fra le viti

#### Dati:

Il giunto è realizzato con una fresatura per parte di sezione  $27 \times 80$  mm. Il coprigiunto è un pannello a tre strati con spessore  $t = 27$  mm e larghezza  $b = 160$  mm.

L'avvitatura avviene con viti a filetto parziale con testa conica. Il diametro esterno della filettatura è  $d = 8$  mm, la lunghezza della vite  $l_g = 120$  mm. La resistenza all'attraversamento della testa della vite e quindi la resistenza a trazione della vite è  $F_{ax,k} = 2,25$  kN.

La distanza della vite, rispettivamente della risultante della forza di compressione è  $e_z = 40$  mm rispettivamente  $e_D = 40 + \frac{2}{3} \cdot 40 = 67$  mm dal giunto.

La forza di taglio agente nel giunto vale  $v_{y,d} = 2,0$  kN/m.

#### Cercato

Determinazione della distanza necessaria fra le viti  $e_x$

Valore di dimensionamento dell'attraversamento della testa della vite

$$F_{ax,d} = k_{mod} \frac{F_{ax,k}}{\gamma_m} = 0,8 \frac{2,25}{1,3} = 1,38 \text{ kN}$$

Distanza necessaria

$$erf e_x = F_{ax,d} \frac{e_D - e_z}{v_{y,d} \cdot e_D} = 1,38 \cdot \frac{1}{2,0} \cdot \frac{67 - 40}{67} = 1,38 \cdot 0,5 \cdot 0,403 = 0,278 \text{ m}$$

Distanza scelta

$$gew. e_x = 0,25 \text{ m} = 25 \text{ cm}$$

Avvitamento del giunto: Viti  $8 \times 120$  mm ogni 25 cm ad entrambi i bordi XLAM

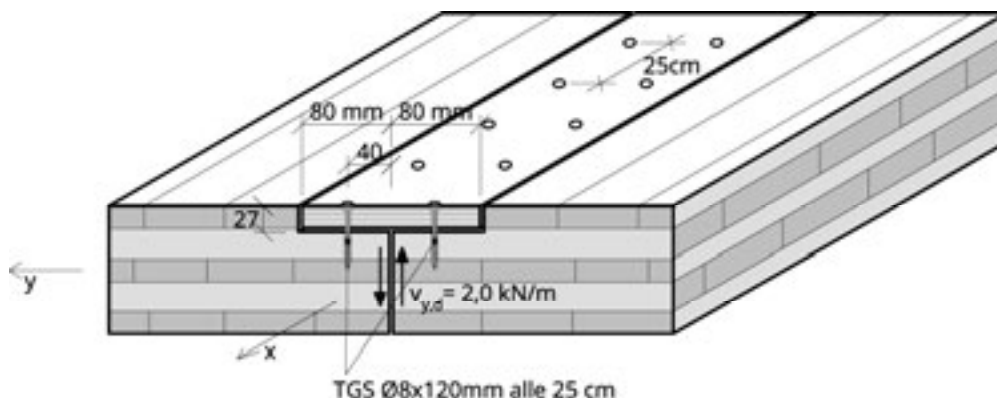


Figura 4.21 Disposizione delle viti scelta

## 4.5 Carichi puntuali

I carichi puntuali come pure i pilastri singoli creano delle concentrazioni di sollecitazioni negli elementi XLAM. Oltre alla sollecitazione di compressione trasversale, trattata nel capitolo 4.5.3, è utile analizzare le sollecitazioni di flessione e di taglio create da queste situazioni negli elementi XLAM.

I carichi puntuali possono derivare da carichi accidentali o da pilastri, o ancora da altri elementi strutturali lineari. Per il calcolo questi carichi devono essere riferiti al piano del baricentro del pannello XLAM, come descritto nel capitolo 4.5.1.

Grazie alla capacità portante in due direzioni dell'XLAM, le sollecitazioni provocate da carichi locali possono essere distribuite su una larghezza efficace più grande anche in caso di solette appoggiate alle estremità su due soli lati. Ciò porta ad una riduzione notevole delle sollecitazioni, rispetto a quanto non si otterrebbe con la sola considerazione di una striscia di soletta.

### 4.5.1 Distribuzione dei carichi

Le forze locali possono essere distribuite su una larghezza efficace di calcolo  $c_y$  definita nel piano del baricentro del pannello XLAM. La distribuzione della forza è data in parte dall'effetto del pavimento, ma anche dallo stesso pannello XLAM.

Sotto forma di carichi concentrati si presentano nell'edilizia residenziale di regola forze di grandezza da  $Q_k = 2$  fino a 4 kN. La superficie di contatto è ipotizzata come quadrata e di 5 cm di lato. Pilastri e altri elementi lineari sono di regola direttamente a contatto con l'XLAM.

$Q_k$  Secondo ÖNORM EN 1991-1-1, Tabella 6.2

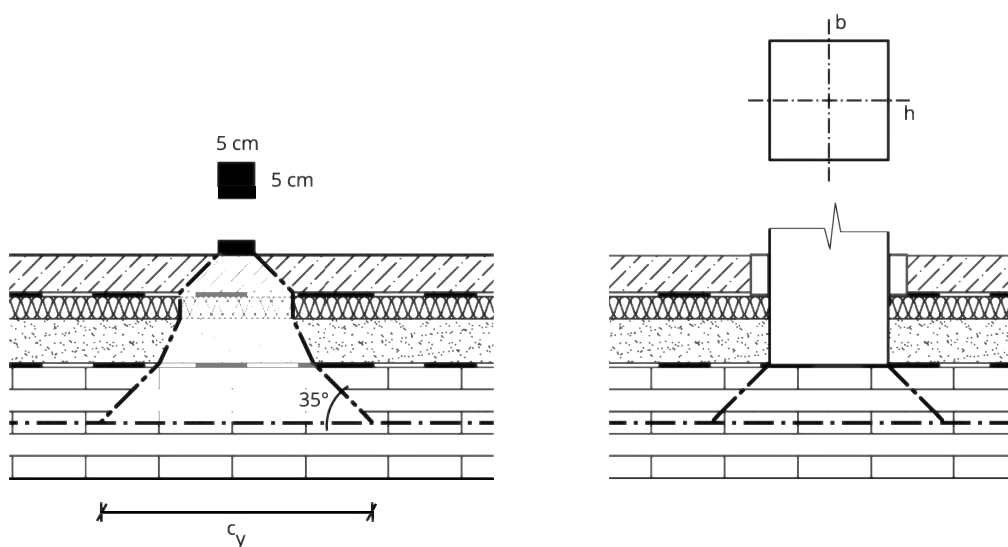


Figura 4.22 Distribuzione dei carichi accidentali e provenienti da pilastri

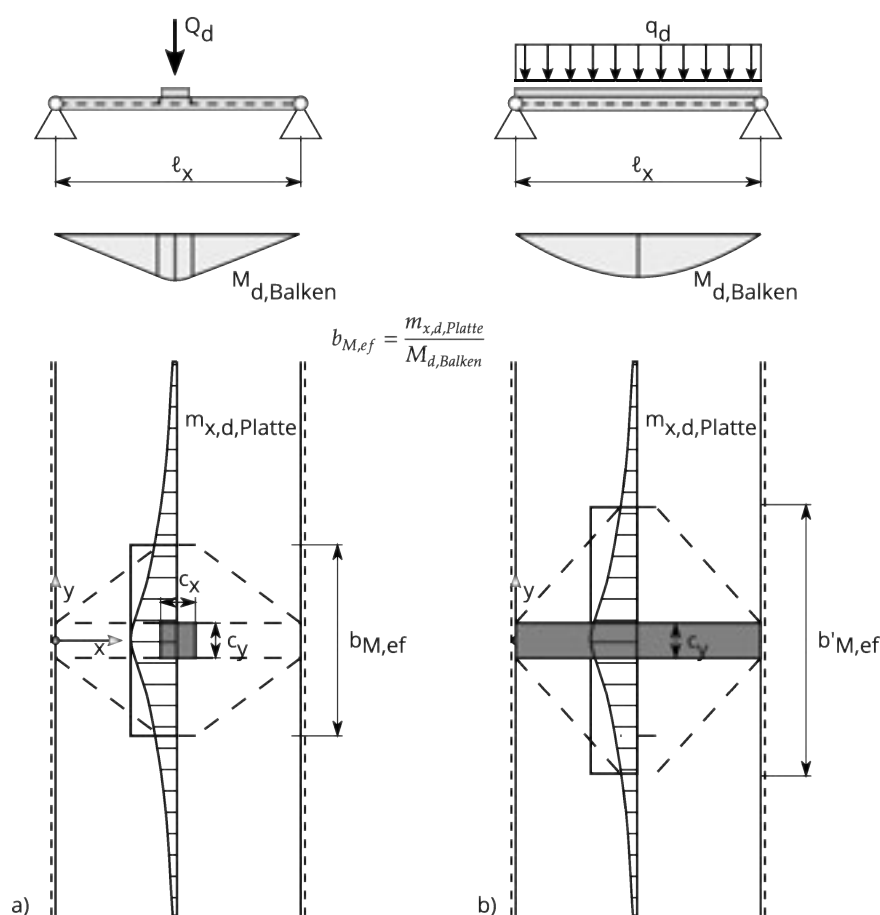
La distribuzione della forza fino al piano del baricentro dell'XLAM può essere definita tramite il principio dell'angolo di distribuzione per ogni strato del pavimento e del pannello XLAM. La larghezza della forza al livello del piano centrale vale  $c_y$ . In accordo

con quanto indicato in figura 4.22 sono tipici gli angoli di distribuzione per il massetto di 45°, per l'XLAM in modo semplificato di 35° (45° per gli strati longitudinali e 15° per gli strati trasversali), per gli strati con materiale sciolto ca. 15°, e per gli strati isolanti 0°. Nella direzione principale i carichi puntuali possono essere distribuiti allo stesso modo fino al livello del piano centrale. La lunghezza di azione della forza è definita come  $c_x$  e rappresentata in figura 4.23.

#### 4.5.2 Effetto portante della piastra

La distribuzione delle forze dovuta all'effetto portante della soletta non è stata presa in considerazione nel capitolo 11.2.3 del Volume 1, quale ipotesi di tipo conservativo.

A causa dell'effetto portante nelle due direzioni del piano della piastra delle solette in XLAM, il momento flettente nella piastra  $m_{y,d}$  provocato da una forza concentrata  $Q_d$  oppure da un carico lineare agente parallelamente alla direzione portante principale  $q_d$  risulta più piccolo del momento sezionele  $M_d$  di una striscia di piastra con effetto portante in una sola direzione. Considerando una larghezza efficace numerica  $b_{M,ef}$  è possibile determinare il momento flettente della piastra partendo dal momento sezionele della striscia unidirezionale.

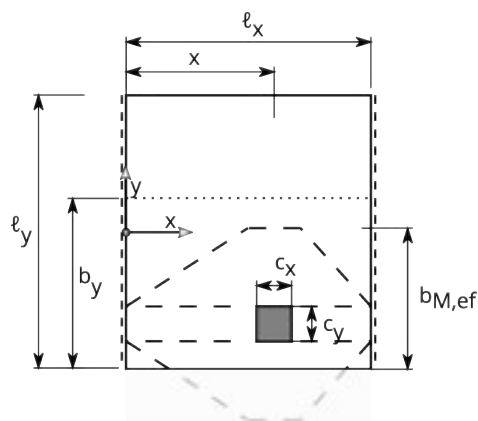


**Figura 4.23 Distribuzione dei momenti flettenti: a) Forza concentrata b) Carico lineare**

Il calcolo della larghezza efficace avviene in analogia al quaderno “Heft 240” (DAfStb, 1988) sulla base del modello della piastra isotropa, considerando inoltre l’effetto dell’anisotropia secondo Girkmann, 1968 e una soluzione analitica per la striscia di lunghezza infinita della piastra anisotropa. I coefficienti nelle formule sviluppate teoricamente sono stati adattati per poter coprire tutti i casi usuali nella pratica dell’edilizia.

Se il campo di una soletta portante in una sola direzione è limitato da bordi liberi a distanza  $\ell_y$  fra loro, allora i calcoli numerici di riferimento indicano che la larghezza efficace di distribuzione del carico deve essere limitata a  $0,65 \cdot \ell_y$ . Per i carichi vicini al bordo libero, la larghezza efficace di calcolo deve essere limitata alla larghezza geometrica effettivamente disponibile, come indicato in figura 4.24.

L’effetto dei giunti, cioè delle linee di cerniere parallele alla direzione portante principale non è stato analizzato in modo dettagliato. In modo conservativo, non si dovrebbe quindi prendere in considerazione nel calcolo una larghezza efficace  $b_y$ , maggiore della larghezza di un elemento XLAM – anche in caso di solette di larghezza complessiva maggiore.



**Figura 4.24** Larghezza efficace ridotta in caso di forze vicine ai bordi liberi

Per il momento massimo dovuto ad un carico centrale ( $x = l_x/2$ )

$$b_{M,ef} = (c_y + 0,5 \cdot \ell_x) \cdot k_{ortho} \leq b_{M,max} \quad (4.28)$$

Per una posizione  $x$  della superficie di carico

$$b_{M,ef} = \left[ c_y + 2,0 \cdot x \cdot \left( 1 - \frac{x}{\ell_x} \right) \right] \cdot k_{ortho} \leq b_{M,max} \quad (4.29)$$

Dove la larghezza efficace di calcolo massima vale

$$b_{M,max} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,65 \cdot \ell_y \\ b_y \end{array} \right. \quad (4.30)$$

Il fattore di anisotropia vale

$$k_{ortho} = \sqrt[4]{\frac{EI_{y,net}}{EI_{x,net}}} \quad (4.31)$$

Dove  $c_y$  è la larghezza di contatto della forza,

$\ell_x$  è a luce fra gli assi degli appoggi,

$\ell_y$  è la larghezza del campo della soletta (perpendicolare alla luce strutturale)

e  $b_y$  è la larghezza di un pannello XLAM.

Con il fattore di anisotropia  $k_{ortho}$  si considera l'effetto del rapporto fra le rigidezze. Lo si trova in una forma analoga nelle ipotesi per la distribuzione trasversale della forza concentrata nella verifica delle oscillazioni secondo ÖNORM B 1995-1-1:2015.

### **Larghezza efficace per la sollecitazione flessionale**

Per i carichi lineari, come per esempio quelli derivanti dalle pareti parallele alla direzione portante principale, il valore di calcolo della larghezza efficace per la flessione vale:

$$b'_{M,ef} = \ell_x \cdot k_{ortho} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \cdot \ell_y \\ b_y \end{array} \right. \quad (4.32)$$

dove

$\ell_y$  larghezza del campo di soletta perpendicolarmente alla direzione principale

$b_y$  Larghezza di un elemento XLAM

Il momento massimo per una forza agente al centro della trave sostitutiva vale quindi:

$$M_{m,d} = Q_d \cdot \frac{2 \cdot \ell_x - c_x}{8} \approx \frac{Q_d \cdot \ell_x}{4} \quad (4.33)$$

Il momento flettente per una forza agente in direzione x vale

$$M_{m,d} \approx Q_d \frac{(\ell_x - x)}{\ell_x} x \quad (4.34)$$

Il momento flettente della piastra si ottiene con

$$m_{x,d} = \frac{M_{m,d}}{b_{M,ef}} \quad (4.35)$$

La tensione flessionale si ottiene con

$$\sigma_{m,d} = \frac{m_{x,d}}{W_{x,net}} = \frac{M_{m,d}}{b_{M,ef} \cdot W_{x,net}} \quad (4.36)$$

### Larghezza efficace per la sollecitazione a taglio

Le forze di taglio  $V_d$  sono di regola determinanti soltanto quando i carichi sono vicini agli appoggi. Le tensioni di taglio dovute ad un carico accidentale  $Q_d$  in prossimità della linea di appoggio può quindi essere determinata nel modo seguente.

Con la larghezza efficace per la forza di taglio

$$b_{V,ef} \approx c_y \cdot 1,25 \quad (4.37)$$

si ottiene la tensione di taglio trasversale seguente:

$$\tau_{R,d} = Q_d \cdot \frac{S_{R,x}}{I_{x,net} \cdot b_{V,ef}} \quad (4.38)$$

Per i carichi lineari, come per esempio provenienti da pareti disposte parallelamente alla direzione portante principale della soletta, la larghezza di calcolo efficace vale

$$b'_{V,ef} = 0,25 \cdot \ell \quad (4.39)$$

Per una verifica dettagliata della resistenza a taglio nella zona dell'introduzione della forza si può procedere alla determinazione degli sforzi interni tramite un calcolo numerico (elementi finiti), oppure è possibile attribuire la forza ai lati disponibili di una sezione attorno al pilastro. Se le forze di taglio sono determinate tramite un calcolo dettagliato degli sforzi interni, queste forze possono essere usate direttamente per la verifica delle tensioni di taglio e di taglio trasversale.

Se la forza concentrata è distribuita sui lati della sezione attorno al pilastro, questa sezione è definita ammettendo un angolo distribuzione di 35° a partire dalla superficie di contatto della forza fino alla superficie del baricentro della piastra in XLAM

La forza concentrata agente  $F_d$  viene suddivisa in due parti, una per ogni direzione portante della lastra<sup>1</sup>: un parte nelle sezioni perpendicolari alla direzione portante

<sup>1</sup> secondo Mestek, 2011, pagina 63 il numero degli strati è considerato con la formula  $0,67 \cdot n^{-0,1}$ . Ciò porta ad una distribuzione, in funzione del numero di strati, nella direzione portante principale (asse x): 0,6 per 3 strati, 0,57 per 5 strati, 0,55 per 7 strati e 0,54 per 9 strati.

principale (asse x)  $F_{x,d} = 0,6 \cdot F_d$  e una parte nelle sezioni perpendicolari alla direzione portante secondaria (asse y)  $F_{y,d} = 0,4 \cdot F_d$ . Quindi queste due parti sono ulteriormente suddivise nel numero di sezioni disponibili. Questo numero dipende dalla posizione della forza concentrata sulla piastra. All'interno della piastra sono disponibili due sezioni per ogni direzione della piastra e le forze di taglio determinanti valgono  $V_{x,d} = \frac{F_{x,d}}{2}$  e  $V_{y,d} = \frac{F_{y,d}}{2}$ . Al bordo della piastra è disponibile per una delle due direzioni soltanto una sezione e la forza di taglio determinante vale, per esempio  $V_{x,d} = F_{x,d}$ . In modo analogo si deve procedere per le forze agenti in un angolo della piastra.

Con queste forze di taglio e con le larghezze delle sezioni determinate in precedenza possono essere eseguite le verifiche a taglio.

### **Deformazioni**

La larghezza di distribuzione delle forze descritta sopra per la sollecitazione flessionale può essere usata per il calcolo conservativo delle deformazioni.

### **Giunti della soletta**

Come descritto sopra la larghezza efficace di calcolo è limitata dalla larghezza di un elemento  $b_y$  – cioè dalla distanza dei giunti. Con questa ipotesi si assicura l'equilibrio tramite il solo trasferimento dei carichi nella direzione portante principale. Le forze nei giunti non sono quindi necessarie per ottenere l'equilibrio. Le forze effettive nei giunti dipendono dalla concezione dei giunti stessi e dalla rigidità che ne risulta, e possono essere determinate soltanto con l'impiego di modelli adeguati (modelli FEM o reticoli di travi).

---

Con un maggiore numero di strati si ottiene una distribuzione più equilibrata delle forze di taglio nelle due direzioni portanti. Per sua natura la distribuzione effettiva delle forze nelle due direzioni dipende in modo importante dal sistema statico.



### Esempio 4.6 Striscia di soletta con carico puntuale

#### Determinazione del valore di calcolo del momento per una forza concentrata

Dati:

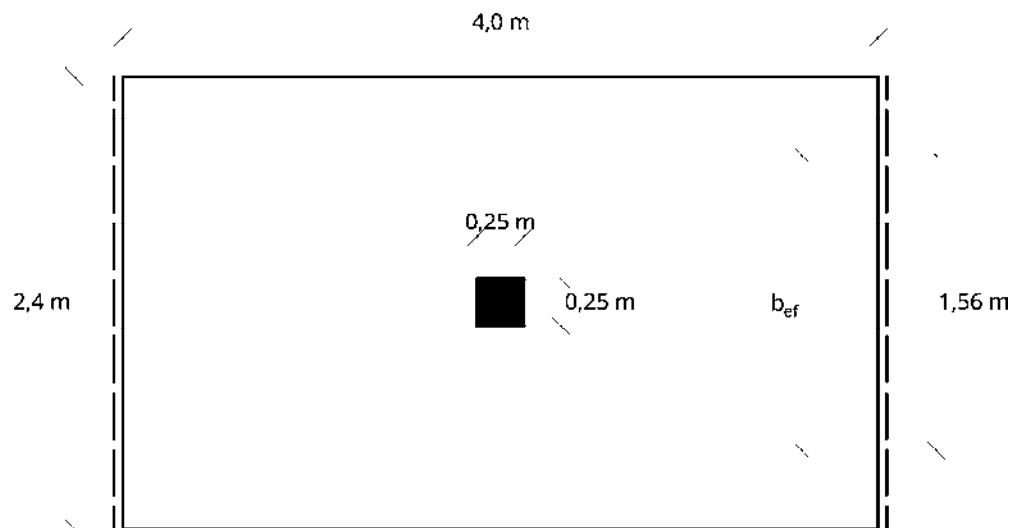
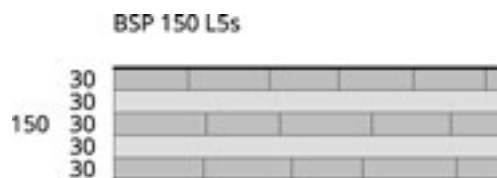


Figura 4.25 Soletta con carico concentrato

Soletta XLAM 150-L5s (30l – 30w – 30l – 30w – 30l)



Appoggio su due lati con luce  $\ell_x = 4,0$  m. La larghezza del campo della soletta vale  $\ell_y = 2,4$  m. Carico come forza concentrata  $Q_k = 4$  kN al centro. La superficie di contatto della forza corrisponde a  $c_x = c_y = 0,25$  m.

**Cercato:**

Momento flettente, tensione flessionale nella direzione principale, deformazione

**Valori sezionali**

$$I_{x,net} = I_{0,net} = I_{eigen} + I_{steiner} = 3 \cdot \frac{b \cdot d_1^3}{12} + 2 \cdot b \cdot d_1 \cdot z_1^2 = 3 \cdot \frac{100 \cdot 3^3}{12} + 2 \cdot 100 \cdot 3 \cdot 6^2 = 22.275 \text{ cm}^4$$

$$I_{y,net} = I_{90,net} = I_{eigen} + I_{steiner} = 2 \cdot \frac{b \cdot d_1^3}{12} + 2 \cdot b \cdot d_1 \cdot z_1^2 = 2 \cdot \frac{100 \cdot 3^3}{12} + 2 \cdot 100 \cdot 3 \cdot 3^2 = 5.850 \text{ cm}^4$$

$$k_{ortho} = \sqrt[4]{\frac{EI_{y,net}}{EI_{x,net}}} = \sqrt[4]{\frac{E \cdot 5.850}{E \cdot 22.275}} = 0,716$$

$$W_{x,net} = \frac{I_{x,net}}{z_{max}} = \frac{22.275}{7,5} = 2.970 \text{ cm}^3$$

**Larghezza efficace**

$$b_{M,ef} = (c_y + 0,5 \cdot \ell_x) \cdot k_{ortho} = (0,25 + 0,5 \cdot 4) \cdot 0,7159 = 1,61 \text{ m}$$

Valore massimo:

$$b_{M,ef} = 1,61 \text{ m} \leq 0,65 \cdot \ell_y = 0,65 \cdot 2,4 = 1,56 \text{ m}$$

$$b_{M,ef} = 1,56 \text{ m}$$

**Momento sulla trave a una campata**

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k = 1,50 \cdot 4 = 6 \text{ kN}$$

$$M_{m,d} = Q_d \cdot \frac{2 \cdot \ell_x - c_x}{8} = 6 \cdot \frac{2 \cdot 4,0 - 0,25}{8} = 5,82 \text{ kNm}$$

**Valore di calcolo del momento quale sforzo interno della lastra**

$$m_{x,d} = \frac{M_{m,d}}{b_{M,ef}} = \frac{5,82}{1,56} = 3,73 \text{ kNm/m}$$

**Tensione flessionale (qui senza verifica della resistenza)**

$$\sigma_{m,d} = \frac{m_{x,d}}{W_{x,net}} = \frac{3,73 \cdot 100}{2.970} \cdot 10 = 1,26 \text{ N/mm}^2$$

**Deformazione**

$$w_{Q,inst} = \frac{1}{b_{M,ef}} \cdot \frac{Q_k \cdot \ell_x^3}{48 \cdot E \cdot I_{x,net}} = \frac{1}{1,56} \cdot \frac{4 \cdot 4^3}{48 \cdot \frac{11.550}{10} \cdot \frac{22.275}{100^2}} \cdot 1.000 = 0,641 \cdot 2,073 \text{ mm}$$

$$w_{Q,inst} = 1,33 \text{ mm}$$

Un confronto con il calcolo agli elementi finiti su una lastra anisotropa, come descritto nel capitolo 7, dà i risultati seguenti

$$m_{x,d} = \gamma_Q \cdot m_{x,k} = 1,5 \cdot 2,2 = 3,3 \text{ kNm/m}$$

cioè il calcolo agli elementi finiti porta per questo esempio ad un valore più piccolo e con una differenza dell'11% rispetto al calcolo a mano.

Per le deformazioni il calcolo FEM indica

$$w_{Q,inst} = 1,2 \text{ mm}$$

cioè il calcolo agli elementi finiti porta per questo esempio ad un valore più piccolo e con una differenza del 9% rispetto al calcolo a mano.

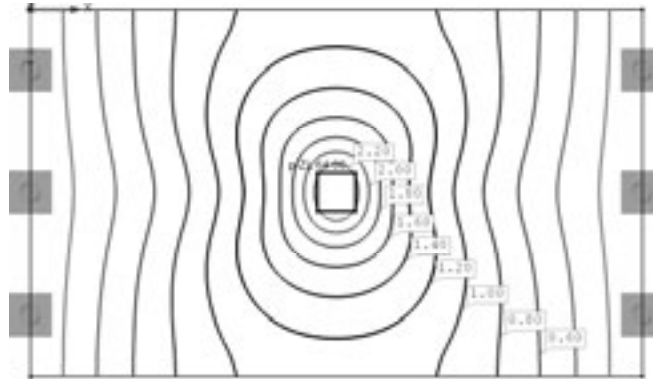


Figura 4.26 Isolinie dei momenti  $m_{x,k}$  (livello caratteristico)

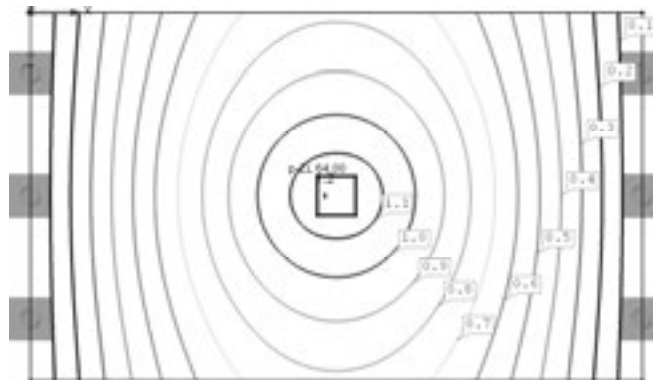


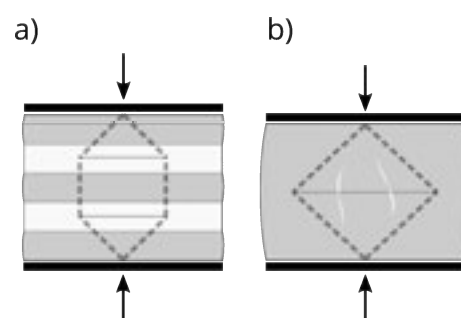
Figura 4.27 Isolinie della deformazione  $u_{inst}$

### 4.5.3 Pressione trasversale

Le forze concentrate o lineari perpendicolari al piano della soletta creano tensioni di compressione trasversale. Il legno così sollecitato ha un comportamento meccanico elasto-plastico, poichè oltre il limite elastico le celle della struttura lignea possono essere deformate plasticamente. La resistenza alla compressione trasversale corrisponde alla tensione, che sottoponendo a compressione un cubo<sup>1</sup> presenta, dopo il rilascio della forza, una deformazione permanente dell'1 % dell'altezza dell'elemento di prova, e che si manifesta con uno schiacciamento complessivo di circa il 3 % fino al 4 % sotto carico. In caso di superamento del valore della resistenza non si constata il collasso, ma il progressivo aumento dello schiacciamento e la riduzione della rigidezza. Fino a quando lo schiacciamento non porta ad una redistribuzione dei carichi dei sistemi iperstatici rilevante ai fini del dimensionamento, o l'equilibrio del sistema non sia messo in discussione, la verifica delle tensioni trasversali è da ascrivere allo stato di servizio<sup>2</sup>. Per gli elementi lineari sono definiti a questo proposito coefficienti di ampliamento  $k_{c,90}$  e i valori della effettiva lunghezza della superficie di contatto possono essere aumentati di 3 cm da ogni lato<sup>3</sup>.

Per il dimensionamento delle superfici di contatto degli elementi che trasmettono le forze sulle solette in XLAM si dovrebbe procedere in modo analogo. Il valore ultimo della resistenza a compressione trasversale senza fattori correttivi deve essere analizzato nel caso in cui lo schiacciamento locale ha un effetto sulla capacità portante della struttura. In tutti gli altri e prevalenti casi la compressione trasversale dovrebbe essere considerata come uno stato di servizio. La verifica può quindi essere eseguita al livello del valore caratteristico dei carichi, per assicurare che lo schiacciamento rientra nei limiti normativi. Qualora il dimensionamento degli elementi della costruzione ammetta valori di schiacciamento più elevati, allora la costruzione deve essere adattata a questo valori più elevati (per esempio in caso di strutture multipiano).

Nel caso della compressione trasversale dell'XLAM l'effetto di compensato degli strati incrociati si manifesta in modo favorevole. L'accorciamento del legno è impedito dagli strati trasversali. Ciò riduce tanto le deformazioni, quanto le tensioni trasversali di trazione, come indicato in modo schematico in figura 4.28.



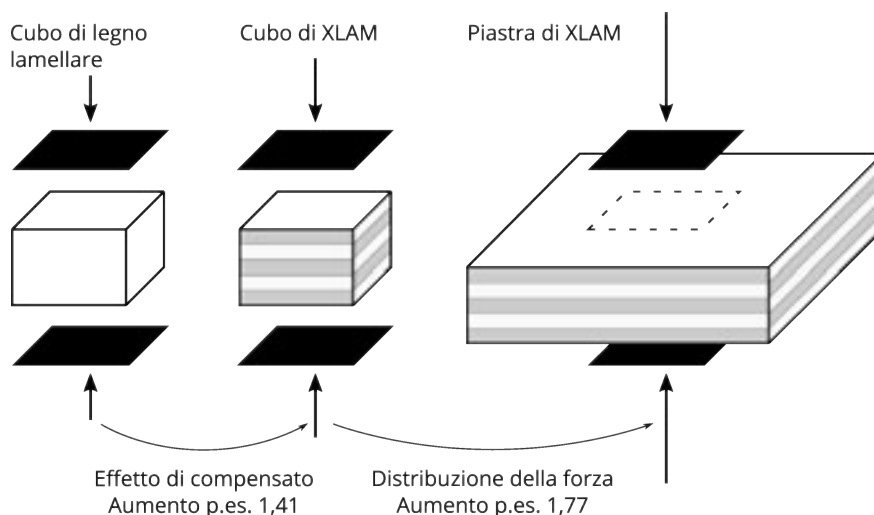
**Figura 4.28 Effetto di compensato a) strati incrociati (XLAM, compensato)  
b) struttura unidirezionale (legno massiccio o lamellare)**

<sup>1</sup> Descrizione delle prove di carico in EN 408. Vedi anche Leijten et al., 2012

<sup>2</sup> Vedi Blaß, 2004

<sup>3</sup> EN 1995-1-1:2015, paragrafo 6.1.5

In caso di compressione localmente limitata le forze si distribuiscono su una superficie maggiore. Anche ciò ha un effetto positivo sulla resistenza a compressione trasversale dell'XLAM. Le analisi sperimentali di Halili, 2008 mostrano di principio prima di tutto l'effetto positivo della struttura a compensato su un cubo, ma anche la migliore distribuzione della forza in una piastra di XLAM sollecitata solo al centro, come rappresentato in figura 4.29. L'aumento dei valori è da considerare come esemplificativo di una prova di laboratorio e non può essere generalizzato.



**Figura 4.29 Resistenza a compressione trasversale dell'XLAM con esempi di dell'aumento della resistenza rispetto al legno lamellare**

L'effetto della stratigrafia del pannello compensato permette di aumentare la resistenza trasversale  $f_{c,90,k} = 2,5 \text{ N/mm}^2$  valida per il legno lamellare con un coefficiente di 1,2, ottenendo per l'XLAM<sup>1</sup>  $f_{c,90,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$ .

Con il fattore  $k_{c,90}$  si considerano le condizioni effettive della struttura portante. La verifica delle tensioni assume la forma seguente:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{F_d}{A_{90}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,0,d} \quad (4.40)$$

con

$F_d$  Valore di calcolo della forza di compressione

$A_{90}$  Superficie di contatto per pilastri e altri elementi simili corrispondente alla superficie effettiva, per le pareti includendo gli strati esterni verticali, come al capitolo 6.3.

$k_{c,90}$  Coefficiente di pressione trasversale riguardo al tipo di carico, al rischio di fessurazione e al livello dello schiacciamento

$f_{c,0,d}$  Valore di calcolo della resistenza trasversale

<sup>1</sup> ÖNORM B 1995-1-1:2015, Tabella NA.K.3

Nell'analisi scientifica del tema della compressione trasversale si trovano i modelli per la definizione del fattore  $k_{c,90}$  basati sulla considerazione della meccanica della rottura fragile. E ciò tanto per gli elementi lineari, quanto per le superfici. Visto che in chiusura di redazione la discussione su quale modello applicare è ancora in corso, in attesa di chiarimenti ulteriori si riprendono le indicazioni contenute nel capitolo K6.1.5 della ÖNORM B 1995-1-1:2015.

A titolo informativo le formule per il calcolo delle deformazioni elastiche sono descritte nel capitolo 9.2 e qui riassunte, in modo da permettere di valutarne l'effetto sulla deformazione globale della struttura. In relazione alla deformabilità l'XLAM presenta un valore del modulo elastico perpendicolare alla fibratura  $E_{90,mean} = 450 \text{ N/mm}^2$  – cioè un valore maggiorato di un fattore 1.5 rispetto al valore del legno lamellare, con  $E_{90,mean} = 300 \text{ N/mm}^2$ .

**Tabella 4-2 Coefficienti di schiacciamento trasversale  $k_{c,90}$  per l'introduzione delle forze nelle piastre XLAM**

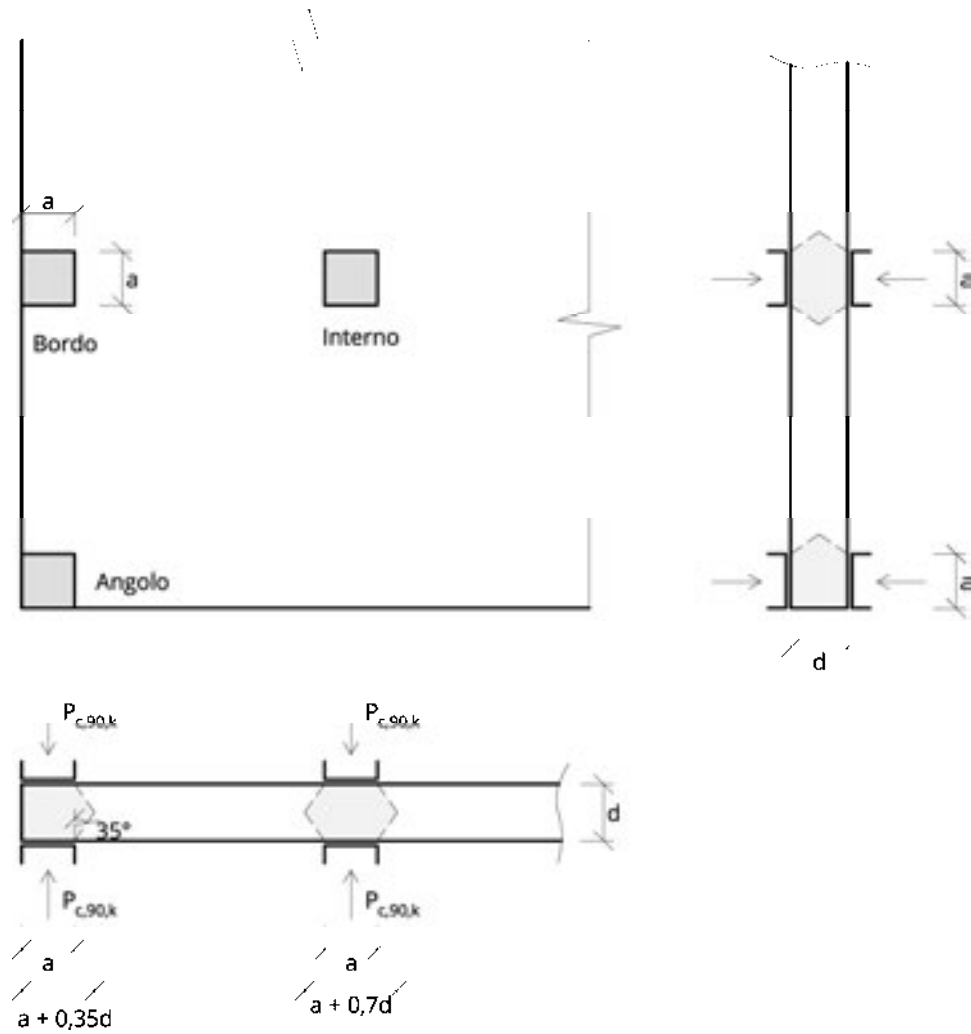
Pareti		Pilastrì		
Interno (centrale)	Bordo	Interno (centrale)	Bordo	Angolo
1,80	1,50	1,80	1,50	1,30

### Deformazioni locali iniziali

Le deformazioni trasversali delle solette sottoposte a carichi lineari o puntuali possono essere definite con le formule 9.3 e 9.7 del capitolo 9.2, con le dimensioni contenute in figura 4.30 e 4.31, adattandole al caso trattato. I valori delle deformazioni sono da interpretare come valori indicativi e possono fornire un elemento di valutazione per la decisione di applicare misure costruttive ulteriori. Quale esempio di misure costruttive ulteriori si può citare l'aggiunta di nastri forati per la trasmissione di forze di trazione dalla parete superiore a quella inferiore.

Pischl, 2007 propone di considerare gli spostamenti dovuti alle imprecisioni di produzione tramite un gioco  $w_{schlupf} = 1,0 \text{ mm}$ . I risultati sperimentali mostrano che i valori finali delle deformazioni dovute a schiacciamento sono influenzati maggiormente dalle variazioni di umidità, che da altri fattori. Si deve quindi contare con valori di  $k_{def}$  più grandi rispetto ad altre sollecitazioni. Quale prima approssimazione, e in attesa di una analisi più approfondita del tema, è possibile lavorare con in valori attuali, ma della classe superiore (p.es.  $k_{def} = 1,0$  per la classe 1 e  $k_{def} = 2,0$  per la classe 2).

**Deformazioni iniziali locali per forze di attraversamento dei pilastri**



**Figura 4.30 Distribuzione della pressione di contatto per i pilastri**

Deformazione a seguito di forze concentrate di attraversamento di pilastri nella zona interna (cioè ad una distanza dal bordo di almeno uno spessore).

Ipotesi di distribuzione omogena nelle due direzioni.

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{P_{c,90,k} \cdot d}{E_{90,mean}} \cdot \frac{1}{a \cdot (a + 0,70 \cdot d)} \quad (4.41)$$

Deformazione a seguito di forze concentrate di attraversamento di pilastri sul bordo.

Ipotesi di distribuzione non omogena nelle due direzioni.

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{P_{c,90,k} \cdot d}{E_{90,mean}} \cdot \frac{\ln\left(\frac{a + 0,70 \cdot d}{a + 0,35 \cdot d}\right)}{0,35 \cdot a \cdot d} \quad (4.42)$$

Deformazione a seguito di forze concentrate di attraversamento di pilastri su un angolo.

Ipotesi di distribuzione omogena nelle due direzioni.

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{P_{c,90,k} \cdot d}{E_{90,mean}} \cdot \frac{1}{a \cdot (a + 0,35 \cdot d)} \quad (4.43)$$

con

$d$  Spessore della soletta

$a$  Dimensioni sezionali del pilastro quadrato

$P_{c,90,k}$  Valore caratteristico della forza di attraversamento

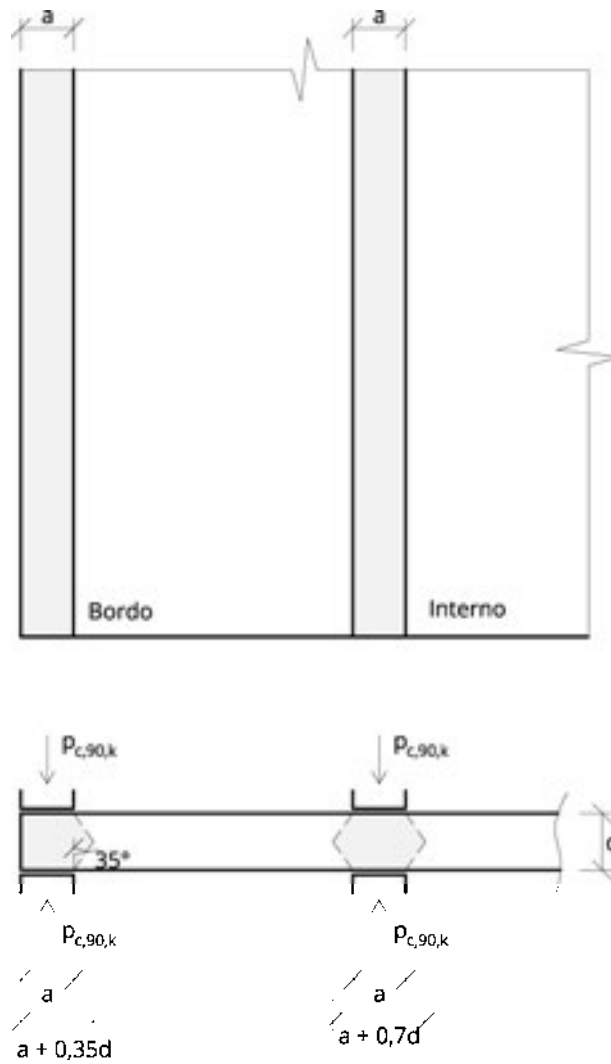
$E_{90,mean}$  Valore medio del modulo elastico trasversale

La deformazione finale si calcola con

$$w_{fin} = w_{inst} \cdot (1 + k_{def}) \quad (4.44)$$



**Deformazioni iniziali locali per forze di attraversamento delle pareti**



**Figura 4.31 Distribuzione della pressione di contatto per i pilastri**

Deformazioni dovute all'attraversamento dei carichi di parete all'interno

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{p_{c,90,k} \cdot t}{E_{90,mean}} \cdot \frac{\ln\left(\frac{a + 0,70 \cdot d}{a}\right)}{0,70 \cdot d} \quad (4.45)$$

Deformazioni dovute all'attraversamento dei carichi di parete al bordo

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{p_{c,90,k} \cdot t}{E_{90,mean}} \cdot \frac{\ln\left(\frac{a + 0,35 \cdot d}{a}\right)}{0,35 \cdot d} \quad (4.46)$$

con

$d$  Spessore della soletta

$a$  Spessore della parete

$q_{c,90,k}$  Valore caratteristico forza per unita di lunghezza di parete

$E_{90,mean}$  Valore medio del modulo elastico trasversale

La deformazione finale si calcola con

$$w_{fin} = w_{inst} \cdot (1 + k_{def}) \quad (4.47)$$

## Esempio 4.7 Attraversamento di carichi da pilastri

### Dati:

Soletta XLAM 150 L5s (30l-30w-30l-30w-30l)

### Cercato:

Verifica delle tensioni di compressione trasversale per la forza di attraversamento dal pilastro con sezione 14/14 cm e un valore caratteristico della forza assiale sul lato inferiore  $N_k = 35$  kN, rispettivamente con un valore di calcolo  $N_d = 49$  kN con  $k_{mod} = 0,9$ .

Valutazione approssimativa delle deformazioni.

Si ammette in modo semplificato che sulla soletta agisce su entrambi i lati la medesima forza  $N$ . In effetti la forza sul lato superiore è più piccola, a causa dei carichi che provengono dalla soletta. In buona approssimazione si può ammettere che le due forze sono identiche. Ciò permette di evitare di considerare in modo separato la forza trasmessa da pilastro a pilastro e quella trasmessa da soletta a pilastro.

### Trasmissione della forza da pilastro a pilastro

Per la superficie di contatto del pilastro vale

$$a = 14 \text{ cm}$$

$$A = a^2 = 14^2 = 196 \text{ cm}^2$$

La resistenza a compressione vale

$$f_{c,0,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{3}{1,25} = 2,16 \text{ N/mm}^2$$

Verifica

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_d}{A_{90}} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,0,d}$$

Per i pilastri all'interno vale  $k_{c,90} = 1,80$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{49}{196} \cdot 10 \leq 1,80 \cdot 2,16$$

$$2,5 \text{ N/mm}^2 \leq 3,89 \text{ N/mm}^2$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 64$  %)

Per i **pilastrini di bordo** vale  $k_{c,90} = 1,50$

$$\sigma_{c,90,d} = 2,5 \text{ N/mm}^2 \leq 1,50 \cdot 2,16$$

$$2,5 \text{ N/mm}^2 \leq 3,24 \text{ N/mm}^2$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 77 \%$ )

Per i **pilastrini d'angolo** vale  $k_{c,90} = 1,30$

$$\sigma_{c,90,d} = 2,5 \text{ N/mm}^2 \leq 1,30 \cdot 2,16$$

$$2,5 \text{ N/mm}^2 \leq 2,81 \text{ N/mm}^2$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 89 \%$ )

### Deformazioni iniziali previste

$$E_{90,mean} = 450 \text{ N/mm}^2$$

#### Pilastrini all'interno

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{P_{c,90,k} \cdot d}{E_{90,mean}} \cdot \frac{1}{a \cdot (a + 0,70 \cdot d)}$$

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{35 \cdot 1000 \cdot 150}{450} \cdot \frac{1}{140 \cdot (140 + 0,70 \cdot 150)}$$

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + 0,34 \text{ mm} = 1,34 \text{ mm}$$

Ciò corrisponde ad un schiacciamento elastico di

$$\varepsilon_{el} = \frac{1,34}{150} = 0,89 \%$$

#### Pilastrini di bordo

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{P_{c,90,k} \cdot d}{E_{90,mean}} \cdot \frac{\ln\left(\frac{a + 0,70 \cdot d}{a + 0,35 \cdot d}\right)}{0,35 \cdot a \cdot d}$$

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{35 \cdot 1000 \cdot 150}{450} \cdot \frac{\ln\left(\frac{140 + 0,70 \cdot 150}{140 + 0,35 \cdot 150}\right)}{0,35 \cdot 140 \cdot 150}$$

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{35 \cdot 1000 \cdot 150}{450} \cdot \frac{0,241}{0,35 \cdot 140 \cdot 150}$$

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + 0,38 \text{ mm} = 1,38 \text{ mm}$$

Ciò corrisponde ad un schiacciamento di

$$\varepsilon_{el} = \frac{1,38}{150} = 0,92 \%$$

### Pilastri d'angolo

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{P_{c,90,k} \cdot d}{E_{90,mean}} \cdot \frac{1}{a \cdot (a + 0,35 \cdot d)}$$

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + \frac{35 \cdot 1000 \cdot 150}{450} \cdot \frac{1}{140 \cdot (140 + 0,35 \cdot 150)}$$

$$w_{inst} = w_{schlupf} + w_{el} = 1 \text{ mm} + 0,43 \text{ mm} = 1,43 \text{ mm}$$

Ciò corrisponde ad un schiacciamento di

$$\varepsilon_{el} = \frac{1,43}{150} = 0,95 \%$$

## 5 Solette nervate

Le solette nervate permettono di aumentare la rigidità di solette e coperture, riducendo la quantità di materiale necessario e quindi, di conseguenza, un aumento delle luci strutturali. Gli elementi XLAM sono disposti con gli strati esterni nella direzione portante. La nervatura è realizzata di regola con travi di legno lamellare, che sono incollate in modo rigido all'XLAM in officina, in condizioni controllate, con l'ausilio di presse idrauliche o tramite pressione con viti. In questo modo la nervatura forma con la parte efficace corrispondente di XLAM una sezione a T. Essendo di solito la nervatura sulla parte inferiore della soletta, nell'XLAM si avranno di prevalenza sollecitazioni di compressione e nella nervatura prevalentemente di trazione, ragione per cui l'impiego di lamellare a sezione combinata ben si presta allo scopo.

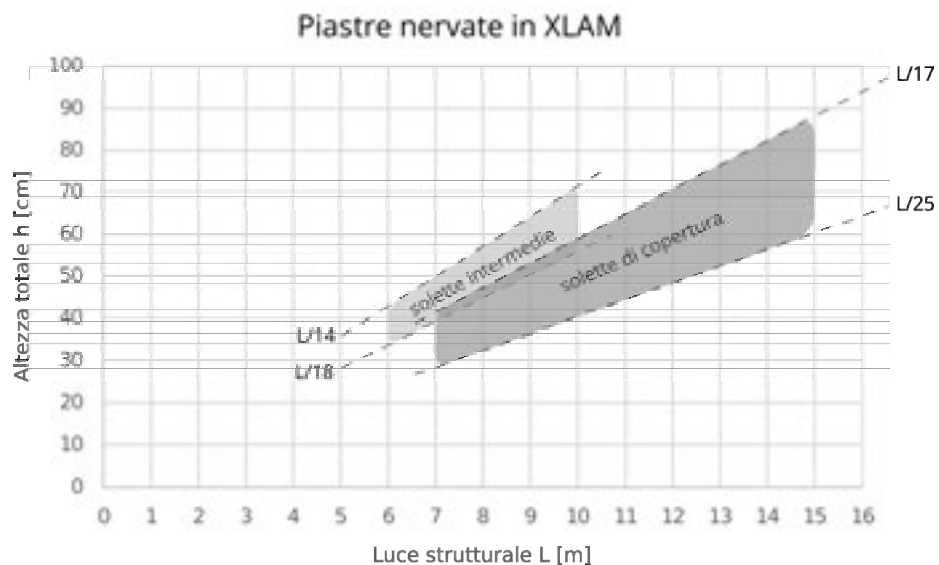
Fra le nervature è possibile posizionare una parte delle installazioni tecniche oppure la protezione acustica. Gli appoggi delle solette alle pareti possono prevedere la posa delle nervature su una trave trasversale, oppure su una parte appositamente intagliata, oppure su una trave di bordo, oppure ancora appoggiando direttamente la piastra in XLAM e provvedendo all'intaglio locale della nervatura, con il relativo e appropriato dimensionamento. In quest'ultimo caso si provvede ad evitare la fessurazione e il conseguente distacco della nervatura tramite l'aggiunta di viti verticali nella zona dell'estremità della nervatura. Le viti devono essere dimensionate approssimativamente sulla base della reazione di appoggio all'estremità.

Il collasso per rottura della parte compressa in XLAM è di regola non determinante, in quanto si tratta di elementi tozzi.

Le ipotesi appena descritte valgono di principio anche per elementi a cassone con XLAM sui lati superiore e inferiore. Al loro interno devono essere adottate le misure antincendio adeguate e deve essere prevista la possibilità di fuoriuscita di acqua che dovesse accidentalmente penetrarvi. Gli svantaggi di eventuali cassoni non agibili, o solo difficilmente agibili, dovrebbero essere ponderati, e eliminati per esempio prevedendo con delle nicchie di ispezione.

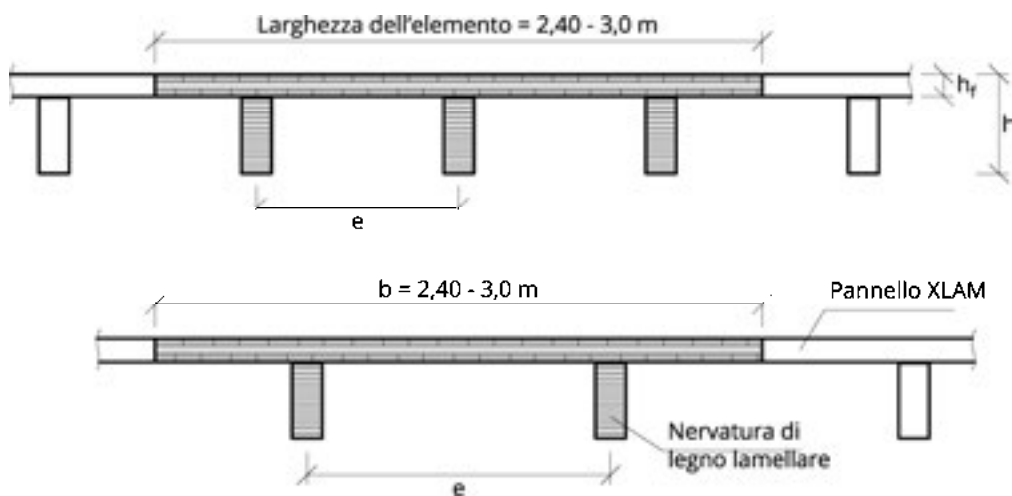
### 5.1 Predimensionamento

In relazione alla luce strutturale più interessante si deve distinguere fra coperture e solette intermedie, in quanto di regola quest'ultime sono sottoposte a carichi più importanti e devono essere verificate non solo alle deformazioni ma anche alle oscillazioni.



### 5.1.1 Raccomandazioni per le coperture

Il giunto fra elementi di copertura nervati è spesso posto fra le nervature, come indicato in figura 5.1.



**Figura 5.1 Elementi nervati con distanza più o meno grande per le coperture con il giunto fra gli elementi XLAM**

Campi di applicazione economicamente e costruttivamente interessanti per elementi nervati di copertura sono:

Luci interessanti:  $L = 7,0$  fino  $15,0$  m

Altezza totale:  $h = \frac{L}{25}$  fino  $\frac{L}{17}$

Interasse delle nervature:  $e = 60$  fino  $120$  cm

Spessore XLAM: 
$$h_f = \max \begin{cases} \frac{e}{10} \text{ fino } \frac{e}{5} \\ \frac{h}{4} \text{ fino } \frac{h}{3} \\ \geq 9 \text{ cm} \end{cases}$$

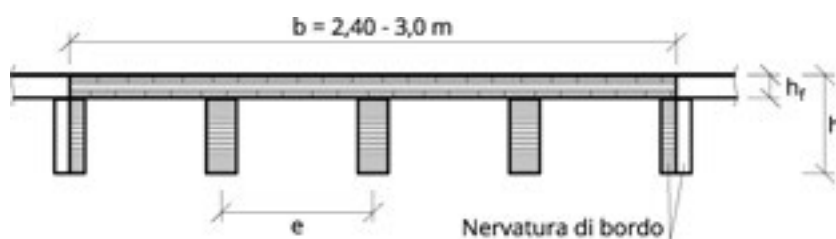
La costruzione del giunto dipende dalle riflessioni economiche in relazione al montaggio e dalle esigenze ostruttive. Gli elementi nervati per le coperture possono essere giuntati come le solette semplici e realizzati in funzione delle esigenze statiche e costruttive secondo una delle varianti in figura 5.2.



**Figura 5.2** Proposte di costruzione del giunto per gli elementi XLAM

### 5.1.2 Raccomandazioni per le solette

Gli elementi delle solette nervate sono spesso realizzati con la nervatura esterna raddoppiata, come rappresentato in figura 5.3.



**Figura 5.3** Elementi nervati per solette con giunto della nervatura di bordo



Applicazione economicamente e costruttivamente interessanti per elementi nervati di soletta sono:

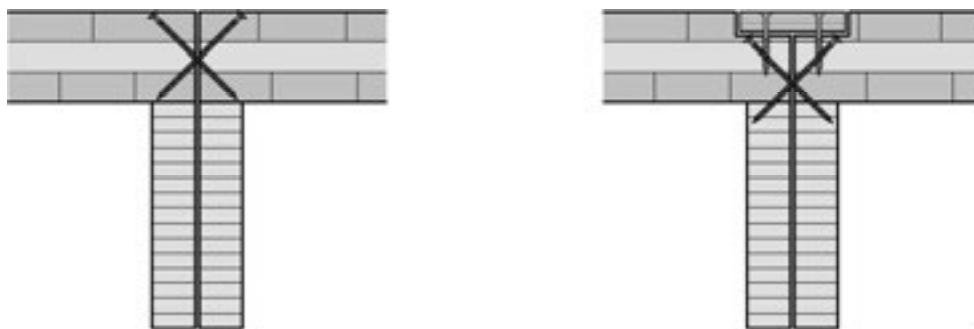
Luce interessante:  $L = 6,0$  fino  $9,0$  m

Altezza totale:  $h = \frac{L}{18}$  fino  $\frac{L}{14}$

Interasse delle nervature:  $e = 60$  bis  $80$  cm

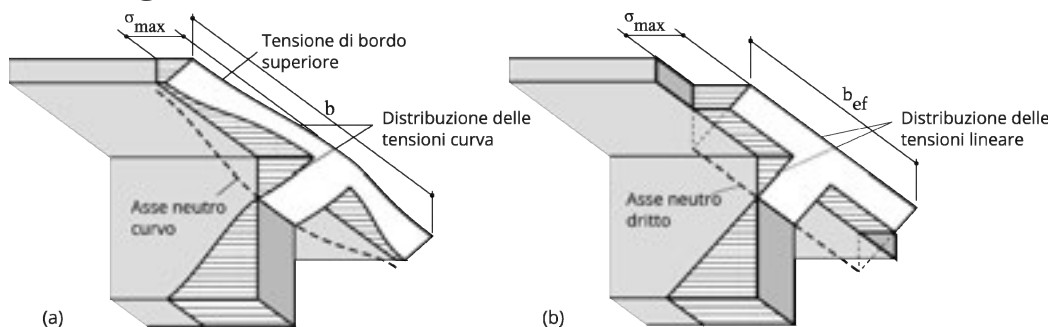
Spessore XLAM:  $h_f = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{10} \text{ fino } \frac{e}{5} \\ \frac{h}{4} \text{ fino } \frac{h}{3} \\ \geq 9 \text{ cm} \end{array} \right.$

Figura 5.4 mostra le possibilità per le solette nervate. Per il giunto fra le nervature doppie deve essere scelta una soluzione che permetta le incurvature durante la costruzione senza creare sollecitazioni.



**Figura 5.4 Proposte di costruzione per il giunto**  
**a) per la trasmissione di forze di taglio nel giunto**  
**b) per la trasmissione di forze di taglio e trazione nel giunto**

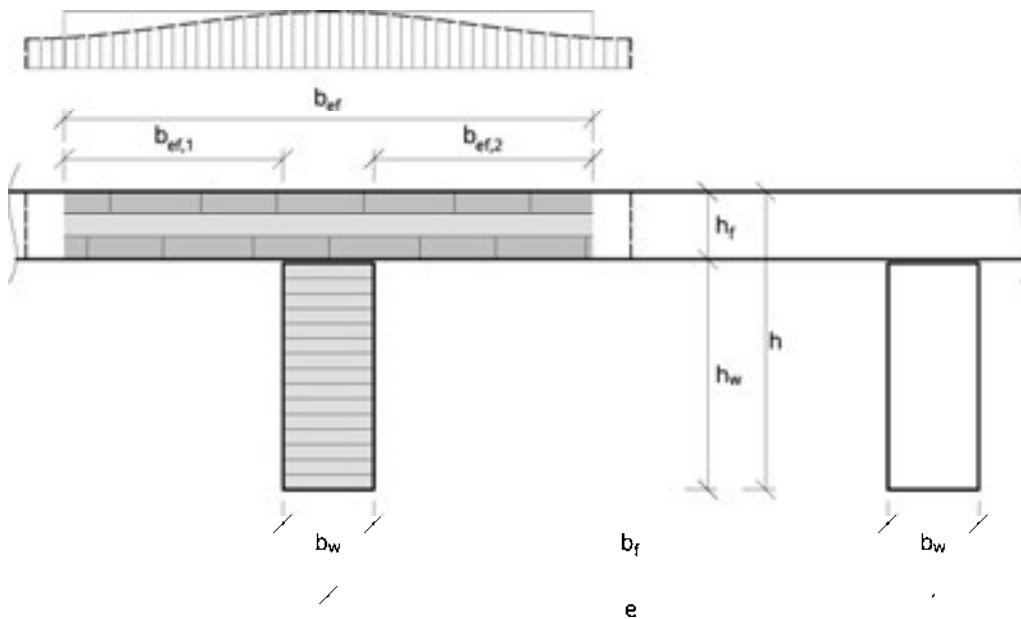
## 5.2 Larghezze efficaci



**Figura 5.5 Larghezza efficace con (a) la distribuzione effettiva delle tensioni (b) la distribuzione lineare delle tensioni e la larghezza efficace**

Figura 5.5 mostra la distribuzione non lineare delle tensioni flessionali in una soletta nervata in analogia a Leonhardt, 1973. Per riportare la questione alla teoria della trave

con tensioni distribuite linearmente, si definisce una larghezza efficace  $b_{ef}$  della soletta, in modo che la tensione massima al bordo della soletta  $\sigma_{max}$  sia uguale a quelle determinata nel caso non lineare.



**Figura 5.6 Distribuzione delle tensioni nella lastra compressa e larghezza efficace**

La larghezza efficace è di regola calcolata come la somma della larghezza della nervatura e delle parti di XLAM a destra e a sinistra della stessa.

$$b_{ef} = \sum b_{ef,i} + b_w \quad (5.1)$$

## 5.2.1 Flessione

### Carichi distribuiti:

Le larghezze efficaci a destra e a sinistra della nervatura considerata possono essere determinate con la formula 5.2 per la verifica delle tensioni flessionali in campata e per la verifica dello stato di servizio delle travi semplici e su più appoggi con un carico uniformemente distribuito. La formula considera in modo simile al calcestruzzo armato l'effetto della luce e della distanza fra le nervature. L'anisotropia è presa in considerazione inoltre dal rapporto fra la rigidezza all'allungamento e la rigidezza a taglio. Gli esponenti derivano dall'adattamento alle varianti rilevanti per l'impiego costruttivo usuale. Le basi scientifiche sono trattate in Augustin et al., 3/2017.

$$b_{ef,i} = b_f \cdot \left\{ 0,5 - 0,35 \cdot \left( \frac{b_f}{\ell} \right)^{0,90} \cdot \left( \frac{EA_0}{S_{xy}^*} \right)^{0,45} \right\} \quad (5.2)$$

A dipendenza dei rapporti geometrici e della rigidezza si ottiene per la larghezza efficace in caso di carichi omogenei una possibile variazione di

$$b_{ef,i} = b_f \cdot \{0,11 \text{ fino a } 0,45\} \quad (5.3)$$

**Carichi concentrati:**

Le larghezze efficaci a destra e a sinistra della nervatura considerate per la verifica delle tensioni flessionali in campata e per la verifica dello stato di servizio delle travi semplici e su più appoggi con un carico concentrato possono essere determinate con:

$$b_{ef,i} = \begin{cases} h_f \geq \frac{h_w}{2}: & b_f \cdot \left\{ 0,5 - 0,40 \cdot \left(\frac{b_f}{\ell}\right)^{0,15} \cdot \left(\frac{EA_0}{S_{xy}^*}\right)^{0,10} \right\} \\ h_f < \frac{h_w}{2}: & b_f \cdot \left\{ 0,5 - 0,275 \cdot \left(\frac{b_f}{\ell}\right)^{0,30} \cdot \left(\frac{EA_0}{S_{xy}^*}\right)^{0,30} \right\} \end{cases} \quad (5.4)$$

con

$EA_0$  Rigidezza dell'elemento XLAM nella direzione longitudinale

$S_{xy}^*$  Rigidezza a taglio della lastra XLAM secondo ÖNORM B 1995-1-1:2015, Formula (NA.K.1) rispettivamente in formula (7.3)

$\ell$  Luce strutturale della trave semplice, risp. lunghezza di riferimento fra i punti di momento nullo.

Per le verifiche in campata di travi continue  $\ell = 0,8 \cdot \ell_{feld}$ ,

Per le verifiche sugli appoggi intermedi  $\ell = 0,4 \cdot \ell_{feld}$ ,

Per gli elementi a sbalzo  $\ell = 2 \cdot \ell_{krag}$ .

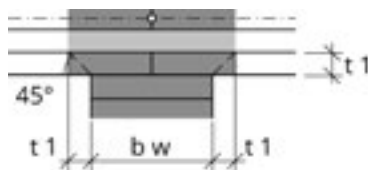
$b_f$  Distanza fra le nervature

$h_w$  Altezza della nervatura

$h_f$  Altezza dell'elemento XLAM

**5.2.2 Taglio**

Nella zona degli appoggi dell'XLAM si manifestano tensioni di taglio più elevate di quanto risulta dal calcolo della trave inflessa, a causa dell'effetto locale dell'introduzione delle forze. Per determinare il valore massimo della tensione di taglio trasversale si applica quindi una larghezza efficace minore.



**Figura 5.7 Larghezza efficace per la verifica a taglio sugli appoggi**

Per la larghezza efficace si applica, come indicato in figura 5.7, lo spessore della nervatura, cui si aggiunge lo spessore dello strato esterno dell'XLAM, con un angolo di distribuzione dei carichi di approssimativamente 45°. Questa ipotesi è stata verificata tramite simulazioni con gli elementi finiti e permette di ottenere, rispetto a modelli più precisi, variazioni accettabili a favore di sicurezza.

$$b_{ef} = 2 t_1 + b_w \quad (5.5)$$

## 5.3 Modellizzazione

Il calcolo della trave nervata avviene di regola sulla base di una trave con sezione a T, composta da una nervatura e dalla larghezza efficace dell'XLAM. Entrambi i modelli di calcolo rappresentati di seguito portano a risultati soddisfacenti. Altri modelli, quali il calcolo con un modello a elementi finiti o il principio dell'analogia a taglio, sono pure applicabili.

### 5.3.1 Sezione nervata come elemento cedevole a taglio

Il modello della trave cedevole a taglio è adatto per le travi nervate con giunto rigido, cioè incollato. Allo stato limite ultimo (SLU) si applicano i valori sezionali per il giunto rigido. Le verifiche tensionali sono eseguite sulle sezioni nette. Allo stato limite di servizio (SLS) la componente della deformazione a taglio deve essere considerata tramite la rigidezza a taglio e il coefficiente di correzione corrispondente.

Il coefficiente di correzione a taglio per le travi nervate può essere determinato in generale con il modello di calcolo dell'appendice A.2 del volume 1. Quale buona approssimazione può essere usata la formula seguente, ricavata da un'ampia serie di calcolo comparativi:

$$\alpha = \frac{1}{1,2} - 0,25 \cdot \frac{\left(\frac{b_{ef}}{b_w}\right)^{0,70}}{k_{rib}^{0,5}} \quad (5.6)$$

con

$b_{ef}$  Larghezza efficace

$b_w$  Larghezza della nervatura

$k_{rib}$  Fattore di relazione

$$k_{rib} = \frac{h_w}{h_f}$$

### 5.3.2 Sezione nervata quale asta con giunto cedevole

Il modello delle parti di sezione collegate in modo cedevole è adatto per i giunti rigidi, cioè incollati, e per i giunti cedevoli realizzati con collegamenti metallici.

Il calcolo avviene di regola secondo il metodo gamma di Schelling, come definito nell'appendice A.1 del volume 1.

Tanto la verifica allo stato limite ultimo (SLU), quanto quella allo stato limite di servizio (SLS) avvengono sulla base dei valori sezionali effettivi. In caso di esecuzione con collegamenti meccanici, la loro disposizione deve corrispondere a quanto indicato in EN 1995-1-1:2015, Appendice B, per le travi inflesse con giunti cedevoli.

## 5.4 Incollatura con pressione tramite avvitatura

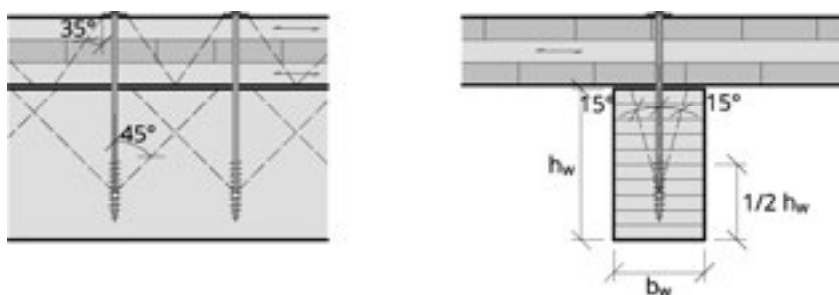
In caso incollatura con pressione tramite avvitatura la rigidezza bidimensionale dell'XLAM si manifesta in modo favorevole sulla distribuzione delle forze dalla testa delle viti verso la superficie incollata. Queste avvitature possono essere eseguite in analogia a quanto indicato nell'Appendice H della ÖNORM B 1995-1-1:2015. In deroga a queste prescrizioni normative possono essere impiegate lastre XLAM di spessore maggiore,

dato che la distribuzione delle pressioni migliora con l'aumento dello spessore, e quindi della rigidità, a condizione che si possano ammettere superfici di contatto parallele fra loro.

In caso di spessori di incollatura minori di 0,3 mm è possibile l'impiego di un adesivo secondo ÖNORM EN 15425, ÖNORM EN 301 oppure ÖNORM EN 302, del tipo I.

Le superfici da incollare devono essere levigate o piallate, e prive di polvere o altre forme di sporcizia. La differenza di umidità fra i due elementi da incollare non deve superare il valore di 5 % e il valore dell'umidità del legno deve essere adattato all'adesivo impiegato. L'incollatura con pressione tramite avvitatura deve essere eseguita da personale qualificato e necessita, come ogni incollatura, di particolare attenzione e di una documentazione.

L'avvitatura dovrebbe essere eseguita con viti a filetto parziale di diametro minimo di  $d = 6 \text{ mm}$  e con profondità di penetrazione di almeno  $7 d$ , rispettivamente di almeno lo spessore della parte incollata superiore. Le viti devono essere a testa larga o provviste di rondella. Il diametro della testa della vite dovrebbe rispettare la condizione seguente, in relazione al diametro della filettatura:  $d_{head} \geq 2,4 \cdot d$ .



**Figura 5.8 Incollatura con pressione tramite avvitatura**

La lunghezza delle viti deve essere definita sulla base dell'angolo di distribuzione della forza a partire dalla testa della vite, rispettivamente dalla metà della filettatura. Quale angolo di distribuzione della forza di trazione della vite dalla testa della stessa, rispettivamente dal baricentro della filettatura verso il giunto incollato, si può ammettere per l'XLAM un valore di 35°. Per il legno lamellare si ammette un valore di 45° nella direzione della fibratura e di 15° in quella trasversale, come indicato in figura 5.8.

Le ricerche in corso attualmente mostrano che la distribuzione delle forze nel relativamente rigido XLAM è migliore. Fino a quando non ci saranno risultati consolidati disponibili, è necessario secondo le normative inserire una vite ogni 150 cm<sup>2</sup> di superficie incollata, con una distanza massima fra le viti di 15 cm. La distanza dal bordo delle viti deve essere limitata secondo la norma con  $a \leq 10 \cdot d$ .

Le tolleranze di costruzione possono portare a non avere le due superfici da incollare nel medesimo piano, come indicato in figura 5.9. Calcoli comparativi hanno mostrato che le tolleranze normalmente ammesse dalle normative, quali le curvature dei singoli elementi (si veda per esempio EN 14081), combinate con viti a filetto parziale di diametro usuale (p.es. 8 mm), sono compensate dalla procedura appena descritta.

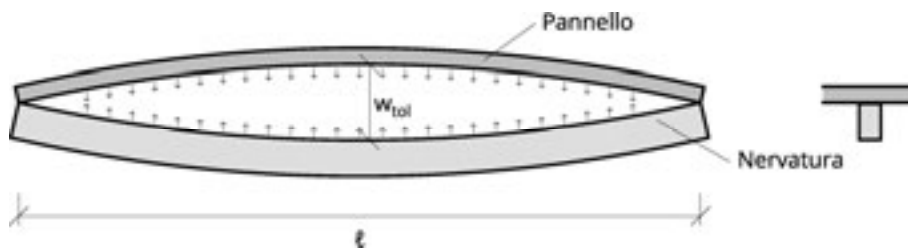


Figura 5.9 Compensazione delle tolleranze tramite viti

## 5.5 Carichi locali

Trasversalmente alla direzione portante della trave nervata, l'XLAM ha anche il compito di distribuire i carichi concentrati sulle nervature. Il sistema statico è in questo caso una striscia di XLAM con caratteristiche anisotrope. Rispettando le distanze fra le nervature indicate nel capitolo 5.1, di regola la rigidezza e la resistenza dell'XLAM è sufficiente per assolvere anche a questo compito.

Calcoli più precisi e approfonditi con carichi concentrati possono essere eseguiti secondo quanto indicato al capitolo 4.5.

## Esempio 5.1 Piastra nervata

La trave con sezione a T di questo esempio di calcolo è composta da una trave di legno lamellare incollato di 160 x 320 mm e da un pannello XLAM con 5 strati di medesimo spessore di 30 mm ( $t_{CLT} = 150$  mm; 30-30-30-30-30 mm). L'interasse fra gli assi delle nervature vale  $s = 0,660$  m. Il sistema statico è una trave in semplice appoggio con una luce  $L = 8,10$  m. Le caratteristiche del materiale sono quelle del lamellare GL32c secondo EN 14080:2013 e per l'XLAM i valori di riferimento secondo il capitolo 3.1. La trave con sezione a T è caricata dal peso proprio  $g_{1,k}$ , dai carichi permanenti  $g_{2,k} = 4,58$  kN/m<sup>2</sup> e da un carico accidentale della categoria C con  $q_k = 5,00$  kN/m<sup>2</sup>.

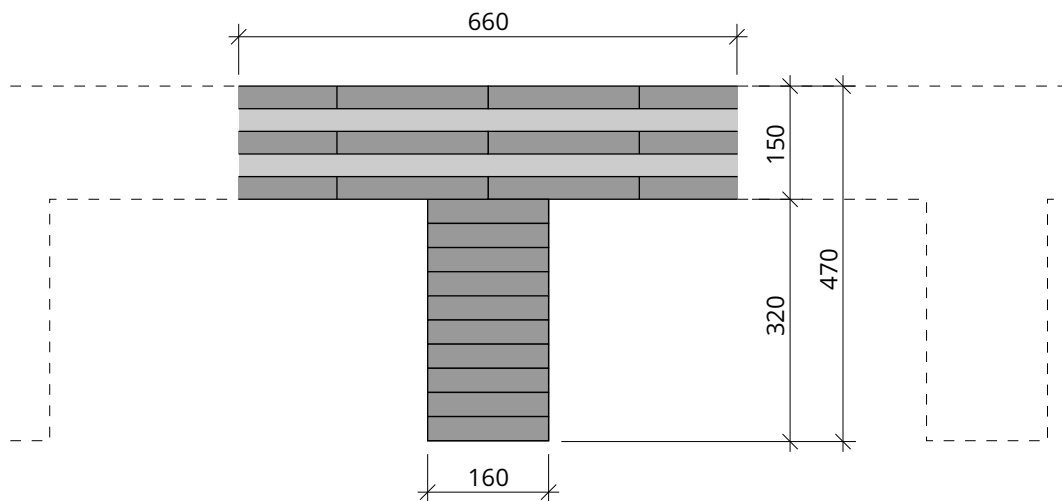


Figura 5.10 Sezione della trave a T (misure in mm)

### Valori dell'XLAM

Caratteristiche del materiale XLAM:

$$E_{0,lay,mean} = 11.550 \text{ N/mm}^2$$

$$E_{90,lay,mean} = 0$$

$$G_{0,lay,mean} = 690 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{r,lay,mean} = 65 \text{ N/mm}^2$$

Rigidezza longitudinale:

$$D_x = 3 \cdot 0,03 \cdot 11.550 \cdot 10^3 = 1,04 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$$

Rigidezza trasversale:

$$D_y = 2 \cdot 0,03 \cdot 11.550 \cdot 10^3 = 6,93 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$$

Rigidezza a taglio della lastra secondo ON B 1995-1-1:2015-06:

$$S_{xy}^* = \frac{690 \cdot 10^3 \cdot 0,15}{1 + 6 \cdot 0,43 \cdot \left(\frac{0,03}{0,15}\right)^{1,21}} = 7,57 \cdot 10^4 \text{ kN/m}$$

**Larghezza efficace**

Rapporto fra la luce e la distanza delle nervature:

$$\frac{L}{s} = \frac{8,10}{0,660} = 12,3$$

Rapporto fra la luce strutturale e l'altezza totale:

$$\frac{L}{h} = \frac{8,10}{0,470} = 17,2$$

Spazio fra le nervature:

$$b_f = 0,660 - 0,160 = 0,500 \text{ m}$$

Rapporto fra l'altezza della nervatura e lo spessore dell'XLAM:

$$\frac{h_w}{h_f} = \frac{0,32}{0,15} = 2,13$$

Per il carico distribuito, risp. per la campata:

$$b_{ef,F} = 0,160 + 2 \cdot 0,25 \cdot \left\{ 1,0 - 0,70 \cdot \left( \frac{0,500}{8,10} \right)^{0,90} \cdot \left( \frac{1,04 \cdot 10^6}{7,57 \cdot 10^4} \right)^{0,45} \right\} = 0,567 \text{ m}$$

Per il carico concentrato, risp. per la zona dell'appoggio:

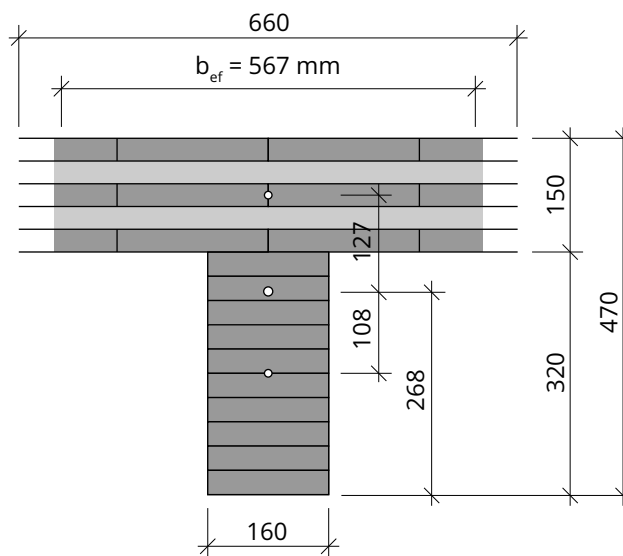
$$b_{ef,S,2} = 0,160 + 2 \cdot 0,25 \cdot \left\{ 1,0 - 0,80 \cdot \left( \frac{0,500}{8,10} \right)^{0,15} \cdot \left( \frac{1,04 \cdot 10^6}{7,57 \cdot 10^4} \right)^{0,10} \right\} = 0,318 \text{ m}$$

$$b_{ef,S,3-5} = 0,160 + 2 \cdot 0,25 \cdot \left\{ 1,0 - 0,55 \cdot \left( \frac{0,500}{8,10} \right)^{0,30} \cdot \left( \frac{1,04 \cdot 10^6}{7,57 \cdot 10^4} \right)^{0,30} \right\} = 0,398 \text{ m}$$

Interpolazione lineare per  $\frac{h_w}{h_f}$  fra 2 e 3:

$$b_{ef,S} = 0,318 + \frac{0,398 - 0,318}{3,00 - 2,00} \cdot (2,13 - 2,00) = 0,328 \text{ m}$$



**Valori sezionali in campata****Figura 5.11 Sezione di una nervatura in campata (misure in mm)**

Calcolo della posizione del baricentro:

$$z_s = \frac{160 \cdot 320 \cdot 160 \cdot 13.500 + 567 \cdot 3 \cdot 30 \cdot (320 + 75) \cdot 11.550}{160 \cdot 320 \cdot 13.500 + 567 \cdot 3 \cdot 30 \cdot 11.550} = 268 \text{ mm}$$

$$e = \frac{320}{2} + \frac{150}{2} = 235 \text{ mm}$$

$$e_w = 268 - \frac{320}{2} = 108 \text{ mm}$$

$$e_f = 320 + \frac{150}{2} - 268 = 127 \text{ mm}$$

Rigidezza flessionale:

$$\begin{aligned} (EI)_{ef} &= 13.500 \cdot \left[ \frac{160 \cdot 320^3}{12} + 160 \cdot 320 \cdot 108^2 \right] + \\ &+ 11.550 \cdot \left[ \frac{3 \cdot 567 \cdot 30^3}{12} + 567 \cdot 30 \cdot \left( 150 - \frac{30}{2} + 320 - 268 \right)^2 \right] + \\ &+ 567 \cdot 30 \cdot \left( 150 - \frac{30}{2} - 60 + 320 - 268 \right)^2 + 567 \cdot 30 \cdot \left( \frac{30}{2} + 320 - 268 \right)^2 \Big] = \\ &= 13.500 \cdot 1,03 \cdot 10^9 + 11.550 \cdot 9,49 \cdot 10^8 = 2,49 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Fattore di correzione a taglio (formula approssimativa):

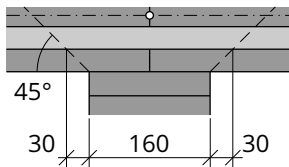
$$\alpha = \frac{1}{1,2} - 0,25 \cdot \frac{\left( \frac{567}{160} \right)^{0,7}}{2,13^{0,5}} = 0,418$$

Rigidità a taglio:

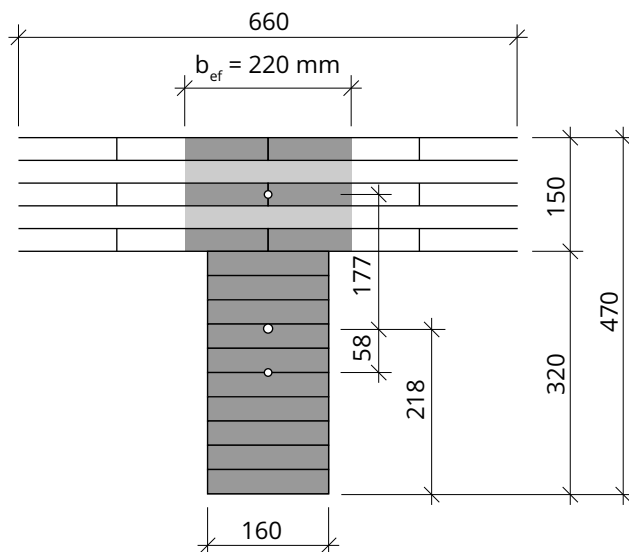
$$(GA)_{ef} = 0,418 \cdot (3 \cdot 690 \cdot 567 \cdot 30 + 2 \cdot 65 \cdot 567 \cdot 30 + 650 \cdot 160 \cdot 320) = 2,96 \cdot 10^7 \text{ N} \\ = 2,958 \cdot 10^4 \text{ kN}$$

### Valori sezionali agli appoggi

Il passaggio dalla nervatura di lamellare alla lastra XLAM rappresenta un problema di introduzione locale della forza. Nell'XLAM si manifestano tensioni di taglio maggiori di quanto non si ottenga applicando le regole della scienza delle costruzioni. Si consiglia quindi, per il calcolo della tensione massima di taglio trasversale, di applicare una larghezza efficace corrispondente alla larghezza della nervatura di lamellare, aumentata della larghezza di distribuzione delle forze per l'ultimo strato inferiore e orientato parallelamente alla nervatura dell'XLAM. L'angolo di distribuzione in questo caso è ammesso come uguale a 45°. Questo procedimento è stato verificato sulla base di calcoli comparativi con gli elementi finiti, portando a divergenze accettabili.



**Figura 5.12** Larghezza efficace per il calcolo della tensione massima di taglio risp. di taglio trasversale (misure in mm)



**Figura 5.13** Sezione di nervatura nella zona dell'appoggio

Calcolo del baricentro:

$$z_s = \frac{160 \cdot 320 \cdot 160 \cdot 13.500 + 220 \cdot 3 \cdot 30 \cdot (320 + 75) \cdot 11.550}{160 \cdot 320 \cdot 13.500 + 220 \cdot 3 \cdot 30 \cdot 11.550} = 218 \text{ mm}$$

$$e = \frac{320}{2} + \frac{150}{2} = 235 \text{ mm}$$

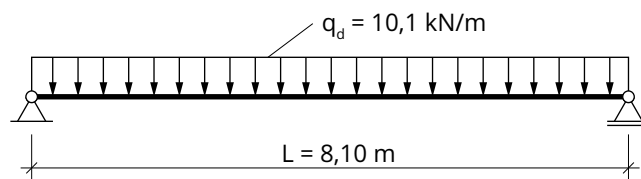
$$e_w = 218 - \frac{320}{2} = 58 \text{ mm}$$

$$e_f = 320 + \frac{150}{2} - 218 = 177 \text{ mm}$$

Rigidezza flessionale:

$$\begin{aligned} (EI)_{ef} &= 13.500 \cdot \left[ \frac{160 \cdot 320^3}{12} + 160 \cdot 320 \cdot 58^2 \right] + \\ &+ 11.550 \cdot \left[ \frac{3 \cdot 220 \cdot 30^3}{12} + 220 \cdot 30 \cdot \left( 150 - \frac{30}{2} + 320 - 218 \right)^2 \right] + \\ &+ 220 \cdot 30 \cdot \left( 150 - \frac{30}{2} - 60 + 320 - 218 \right)^2 + 220 \cdot 30 \cdot \left( \frac{30}{2} + 320 - 218 \right)^2 \Big] = \\ &= 13.500 \cdot 6,09 \cdot 10^8 + 11.550 \cdot 6,69 \cdot 10^8 = 1,59 \cdot 10^{13} \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

## Carichi



**Figura 5.14 Sistema e carichi**

Il carico proprio della trave vale  $g_{1,k} = (0,660 \cdot 0,150 + 0,160 \cdot 0,320) \cdot 5,50 = 0,826 \text{ kN/m}$ . Il valore caratteristico dei carichi permanenti vale  $g_{2,k} = 4,58 \text{ kN/m}^2$  (pacchetto di costruzione). Questi carichi e il carico accidentale  $q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$  agiscono su tutta la larghezza  $s$ . Si ottiene quindi un carico della trave pare a  $g_{2,k} \cdot s = 3,02 \text{ kN/m}$  e  $q_k \cdot s = 3,30 \text{ kN/m}$ .

Il carico della trave vale quindi  $q_d = 1,35 \cdot (0,826 + 3,02) + 1,50 \cdot 3,30 = 10,1 \text{ kN/m}$ .

## Verifiche allo stato limite ultimo (SLU)

### Verifica a flessione

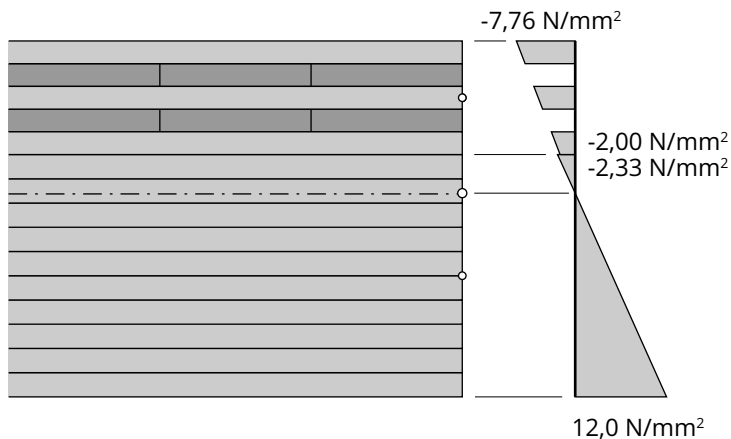
Momento massimo in campata:

$$M_{y,\max} = \frac{10,1 \cdot 8,10^2}{8} = 82,8 \text{ kNm}$$

Tensioni flessionali ai bordi:

$$\sigma_{o,max} = \frac{82,8 \cdot 10^6}{2,49 \cdot 10^{13}} \cdot (268 - 470) \cdot 11.550 = -7,76 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{u,max} = \frac{82,8 \cdot 10^6}{2,49 \cdot 10^{13}} \cdot 268 \cdot 13.500 = 12,0 \text{ N/mm}^2$$



**Figura 5.15 Grafico delle tensioni normali**

Verifica delle tensioni flessionali nella trave di lamellare:

$$12,0 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0,9 \cdot 32,0}{1,25} = 23,0 \text{ N/mm}^2 \quad (\eta = 52,2 \%)$$

Verifica delle tensioni flessionali nell'XLAM:

$$7,76 \text{ N/mm}^2 \leq 1,09 \cdot \frac{0,9 \cdot 24,0}{1,25} = 18,8 \text{ N/mm}^2 \quad (\eta = 41,3 \%)$$

### Verifica delle tensioni di taglio

Forza di taglio massima all'appoggio:

$$V_{z,max} = \frac{10,1 \cdot 8,10}{2} = 40,9 \text{ kN}$$

Tensioni di taglio  $\tau_{xz}$ :

Momento statico all'altezza del baricentro:

$$S_y(z_S) = 160 \cdot 218 \cdot \frac{218}{2} = 3,80 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Momento statico all'altezza del giunto incollato lamellare/XLAM:

$$S_y(z = -102) = 160 \cdot 320 \cdot 58 = 2,97 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Momento statico all'altezza dello strato trasversale determinante per l'XLAM:

$$S_y(z = -132) = 220 \cdot 60 \cdot (470 - 218 - 30 - 15) = 2,73 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

Tensione di taglio massima ( $z = 0$ ):

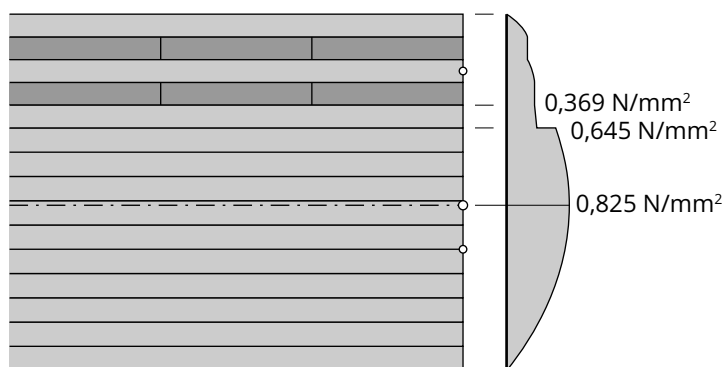
$$\tau_{\max} = \frac{40,9 \cdot 10^3 \cdot 3,80 \cdot 10^6 \cdot 13.500}{1,59 \cdot 10^{13} \cdot 160} = 0,825 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di taglio nel giunto lamellare/XLAM:

$$\tau(z = -102) = \frac{40,9 \cdot 10^3 \cdot 2,97 \cdot 10^6 \cdot 13.500}{1,59 \cdot 10^{13} \cdot 160} = 0,645 \text{ N/mm}^2$$

Tensione di taglio trasversale massima ( $z = -132 \text{ mm}$ ):

$$\tau_{r,\max} = \frac{40,9 \cdot 10^3 \cdot 2,73 \cdot 10^6 \cdot 11.550}{1,59 \cdot 10^{13} \cdot (160 + 2 \cdot 30)} = 0,369 \text{ N/mm}^2$$



**Figura 5.16 Grafico delle tensioni di taglio**

Verifica della tensione di taglio nel lamellare:

$$0,825 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0,9 \cdot 3,5}{1,25} = 2,52 \text{ N/mm}^2 \quad (\eta = 32,7 \%)$$

Verifica della tensione di taglio nell'XLAM (ipotesi di  $b/t > 4$ ):

$$0,369 \text{ N/mm}^2 \leq \frac{0,9 \cdot 1,10}{1,25} = 0,792 \text{ N/mm}^2 \quad (\eta = 46,6 \%)$$

### Verifiche allo stato limite di servizio

Per le verifiche dello stato limite di servizio si procede in modo approssimativo con la lunghezza efficace per il carico distribuito.

### Verifica delle deformazioni

#### Deformazioni sotto l'azione di un „carico unitario“

$$w_{„1,0 \text{ kN/m}^2} = \frac{5 \cdot 1,0 \cdot 8100^4}{384 \cdot 2,49 \cdot 10^{13}} + \frac{1,0 \cdot 8100^2}{8 \cdot 2,96 \cdot 10^7} = 2,25 + 0,277 = 2,53 \text{ mm/(kN/m)}$$

Osservazione:

La componente della deformazione dovuta alla rigidezza a taglio dell'XLAM è ca. l'11%, e quindi dovrebbe essere considerata.

**Deformazione a seguito della combinazione caratteristica dei carichi**

$$w_{1,0 \text{ kN/m}''} \cdot (g_{2,k} \cdot s + q_k \cdot s) = 2,53 \cdot (3,02 + 3,30) = 16,0 \text{ mm} \leq \frac{L}{300}$$

$$\frac{L}{300} = \frac{8,100}{300} = 27,0 \text{ mm}$$

$$16,0 \text{ mm} < 27,0 \text{ mm} (\eta = 59,3 \%)$$

**Deformazione a seguito della combinazione quasi permanente dei carichi**

$$w_{1,0 \text{ kN/m}''} \cdot (g_{1,k} + g_{2,k} \cdot s + \psi_2 \cdot q_k \cdot s) \cdot (1 + k_{\text{def}}) - w_c =$$

$$2,53 \cdot (0,826 + 3,02 + 0,6 \cdot 3,30) \cdot (1 + 0,69) - 0 = 24,9 \text{ mm} \leq \frac{L}{250}$$

$$\frac{L}{250} = \frac{8,100}{250} = 32,4 \text{ mm}$$

$$24,9 \text{ mm} \leq 32,4 \text{ mm} (\eta = 76,9 \%)$$

Osservazione:

Il coefficiente di deformazione  $k_{\text{def}} = 0,69$  è ottenuto secondo la EN 1995-1-1:2009 Capitolo 2.3.2.2 dalla media geometrica dei valori per l'XLAM con  $k_{\text{def,BSP}} = 0,80$  e per il lamellare con  $k_{\text{def,BSH}} = 0,60$ .

**Verifica delle oscillazioni**

Ipotesi:

- Soletta di classe II secondo ÖNORM B 1995-1-1:2015-06
- Larghezza del campo della soletta:  $b_D = 12,0 \text{ m}$
- Massetto in cemento ( $E = 25.000 \text{ N/mm}^2$ ); Spessore:  $d = 65 \text{ mm}$

**Frequenza propria**

Rigidezza flessionale effettiva (inclusa la rigidità del pavimento) nella direzione longitudinale rispetto a una nervatura della trave:

$$(EI)_{\text{1,ef}} = 2,49 \cdot 10^7 + 2,50 \cdot 10^{10} \cdot \frac{0,660 \cdot 0,065^3}{12} = 2,49 \cdot 10^7 + 3,78 \cdot 10^5 = 2,53 \cdot 10^7 \text{ Nm}^2$$

Rigidità distribuita su una larghezza di 1 m:

$$(EI)_{\text{1,ef,1m}} = \frac{2,53 \cdot 10^7}{0,660} = 3,83 \cdot 10^7 \text{ Nm}^2/\text{m}$$

Rigidezza flessionale effettiva (inclusa la rigidezza del pavimento) nella direzione trasversale su 1 m:

$$(EI)_{b,ef,1m} = 1,155 \cdot 10^{10} \cdot \left( 2 \cdot \frac{1,00 \cdot 0,03^3}{12} + 2 \cdot 1,00 \cdot 0,03 \cdot 0,03^2 \right) \\ + 2,50 \cdot 10^{10} \cdot \frac{1,00 \cdot 0,065^3}{12} = 6,76 \cdot 10^5 + 5,72 \cdot 10^5 \\ = 1,25 \cdot 10^6 \text{ Nm}^2/\text{m}$$

$$f_1 = \frac{\pi}{2 \cdot 8,10^2} \cdot \sqrt{\frac{2,53 \cdot 10^7}{(83 + 302)}} \cdot \sqrt{1 + \left(\frac{8,10}{12,0}\right)^4 \cdot \frac{1,25 \cdot 10^6}{3,83 \cdot 10^7}} = 6,14 \cdot 1,003 = 6,16 \text{ Hz}$$

$$f_1 = 6,16 \text{ Hz} > f_{II, \text{grenz}} = 6,00 \text{ Hz}$$

### **Criterio di rigidezza**

$$b_F = \frac{8,10}{1,1} \cdot \sqrt[4]{\frac{1,25 \cdot 10^6}{3,83 \cdot 10^7}} = 3,13 \text{ m}$$

$$w(1\text{kN}) = \frac{1,0 \cdot 10^3 \cdot 8,10^3}{48 \cdot 3,83 \cdot 10^7 \cdot 3,13} + \frac{1,0 \cdot 10^3 \cdot 8,10}{4 \cdot 2,96 \cdot 10^7 \cdot 3,13} = \\ = 9,20 \cdot 10^{-5} + 2,20 \cdot 10^{-5} = 1,141 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,11 \text{ mm} \leq w_{II, \text{grenz}} = 0,50 \text{ mm}$$

# 6 Pareti

Le pareti di XLAM servono a creare degli spazi chiusi nel rispetto delle esigenze della protezione fonica, dell'isolamento energetico, della protezione in caso d'incendio, e delle esigenze strutturali quali parte di una struttura portante. Le pareti portanti servono alla discesa dei carichi verticali (dovuti al peso proprio, ai carichi accidentali delle solette e al peso della neve sulla copertura), dei carichi orizzontali perpendicolari al piano della parete stessa (dovuti al vento o alla messa in sicurezza contro il crollo), come pure dei carichi orizzontali nel piano della parete (per irrigidire l'edificio). I setti portanti (travi parete) possono essere usati in modo efficace, grazie alla loro relativamente grande altezza statica utile, per sospendervi i carichi delle solette o per realizzare volumi dell'edificio a sbalzo.

La resistenza delle pareti è perlopiù determinata dal rischio di sbandamento, dal comportamento antincendio o dall'introduzione delle forze alla base. L'introduzione locale delle forze può di regola avvenire per pressione di contatto sulla testa della parete. La distribuzione dei carichi concentrati nella parete è tanto più favorevole, quanto maggiore è la proporzione di strati orizzontali dell'XLAM.

## 6.1 Sbandamento delle pareti

Lo sbandamento delle pareti in XLAM dipende fra l'altro dalla distribuzione delle forze di compressione nella parete in oggetto. Per la verifica della resistenza si parte di regola dal principio che l'intera parete si deforma verso l'instabilità in modo cilindrico. Questa forma si sviluppa quando le pareti sono vincolate all'estremità superiore e inferiore, e sono sottoposte a un carico uniforme verticale e/o orizzontale. La verifica può in questo caso essere eseguita secondo le regole dell'asta pressoinflessa.

Qualora i bordi verticali siano vincolati, o siano presenti zone maggiormente sollecitate a compressione vicino a zone con sollecitazione a compressione più ridotta, ciò avrebbe un effetto positivo sul comportamento strutturale. L'aumento della resistenza in queste situazioni presuppone una dettagliata analisi dei fenomeni di imbozzamento tridimensionale, ragione per cui si procede in questo modo solo in casi eccezionali; inoltre devono essere verificati anche la sicurezza antincendio e la pressione sui cordoli.

### 6.1.1 XLAM quale asta compressa cedevole al taglio

Il comportamento allo sbandamento delle aste è determinato, oltre che dalla lunghezza di libera inflessione, dal rapporto fra la superficie sezionale e la rigidità che si oppone all'inflessione dell'asta. La rigidità all'inflessione è data in parte dalla rigidità flessionale, e in parte da una componente di rigidità a taglio, che per l'XLAM non è sempre trascurabile. La considerazione della rigidità a taglio porta ad una riduzione della forza di punta (carico critico di sbandamento) dell'asta<sup>1</sup>.

La verifica dello sbandamento può essere eseguita considerando l'effetto della rigidità a taglio con un coefficiente  $k_{cs}$ , con cui si modifica la snellezza dell'asta sottoposta a sbandamento. Ciò permette di comparare direttamente i due modelli – il metodo

---

<sup>1</sup> Per il calcolo della forza di punta (carico critico di sbandamento) delle aste cedevoli a taglio si veda Petersen, 1992, capitolo 1.2.12.1



gamma ampliato, come presentato nel volume 1, e il modello della trave cedevole a taglio di Timoschenko trattato in questa sede.

**Metodo Gamma**

$$k_{cs} = \sqrt{\frac{I_{0,net}}{I_{0,ef}}} \quad (6.1)$$

**Trave cedevole a taglio**

$$k_{cs} = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_{0,net}}{GA_s \cdot \ell_k^2}} \quad (6.2)$$

con

- $k_{cs}$  Coefficiente di cedevolezza a taglio per lo sbandamento
- $EI_{0,net}$  Rigidezza flessionale (sezione netta)
- $GA_s$  Rigidezza a taglio effettiva  $GA_s \neq GA$
- $\ell_k$  Lunghezza di libera inflessione

La snellezza dell'asta cedevole a taglio si ottiene con

$$\lambda = \frac{\ell_k}{i_{0,net}} \cdot k_{cs} \quad (6.3)$$

Il coefficiente di imperfezione del materiale per l'asta di XLAM cedevole a taglio è definito con:<sup>1</sup>

$$\beta_c = 0,1 \quad (6.4)$$

Gli ulteriori calcoli e la verifica allo sbandamento dell'asta a pressoflessione possono essere eseguiti secondo EN 1995-1-1:2015.

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \quad (6.5)$$

$$k = 0,5 [1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2] \quad (6.6)$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} \quad (6.7)$$

**Verifica delle tensioni per il caso dello sbandamento**

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} \leq 1 \quad (6.8)$$

---

<sup>1</sup>In deroga alla proposta secondo ÖNORM B 1995-1-1:2015, Appendice K, K.6.3 si definisce quanto segue: Il coefficiente di imperfezione del materiale è definito con  $\beta_c = 0,1$  - sulla base delle condizioni di produzione simili a quelle del legno lamellare incollato. La verifica dello sbandamento è però eseguita considerando la cedevolezza a taglio. Ciò porta a verifiche con approssimativamente il medesimo livello di sicurezza.

### Esempio 6.1 Parete quale aste cedevole a taglio

Per una parete in XLAM 90-3s (30l-30w-30l) deve essere eseguita la verifica allo sbandamento.

La lunghezza di libera inflessione vale  $\ell_k = 2,95$  m

I valori di calcolo dei carichi sulla parete sono stati determinati a partire dai carichi agenti sulla stessa:

$$N_d = 57 \text{ kN}$$

$$M_d = 1,31 \text{ kNm}$$

#### Caratteristiche del materiale

$$E_{0,mean} = 11\,550 \text{ N/mm}^2; \quad E_{0,05} = \frac{5}{6} E_{0,mean} = 9\,625 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{0,mean} = 690 \text{ N/mm}^2; \quad G_{0,05} = \frac{5}{6} G_{0,mean} = 575 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{R,mean} = 65 \text{ N/mm}^2; \quad G_{R,05} = \frac{5}{6} G_{R,mean} = 54 \text{ N/mm}^2$$

#### Valori della resistenza

Valori caratteristici

$$f_{c,0,k} = 21,00 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,k} = 24,00 \text{ N/mm}^2$$

$k_{mod} = 1,0$  (breve / molto breve visto che il vento è un carico trasversale)

$$\gamma_M = 1,25$$

Valori di calcolo

$$f_{c,0,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 1,0 \cdot \frac{21,00}{1,25} = 16,80 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{m,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 1,0 \cdot \frac{24,00}{1,25} = 19,20 \text{ N/mm}^2$$

#### Valori sezionali

Rigidezza a taglio

$$GA = \sum G_{mean} \cdot b_i \cdot d_i = 2 \left( \frac{690}{10} \cdot 100 \cdot 3 \right) + \frac{65}{10} \cdot 100 \cdot 3 = 43\,350 \text{ kN}$$

$$GA_{05} = \frac{5}{6} \cdot GA = \frac{5}{6} \cdot 43\,350 = 36\,125 \text{ kN}$$

Con il coefficiente di correzione a taglio

$$\varkappa = 0,196$$

$$GA_{0,05,s} = \varkappa \cdot GA_{05} = 0,196 \cdot 36\,125 = 7\,081 \text{ kN}$$

Valori della resistenza secondo capitolo 3.1

Approssimativamente si applica il coefficiente secondo tabella 9-1

Rigidezza normale e flessionale

$$A_{0,net} = 2 \cdot 100 \cdot 3 = 600 \text{ cm}^2$$

$$EI_{net} = \sum E_{i,mean} \left( \frac{b_i \cdot d_i^3}{12} + b_i \cdot d_i \cdot a_i^2 \right) = 11\,550 \cdot 2 \left( \frac{100 \cdot 3^3}{12} + 100 \cdot 3 \cdot 3^2 \right) \cdot 10^{-5} = 676 \text{ kNm}^2$$

$$EI_{0,05,net} = \frac{5}{6} \cdot EI_{net} = \frac{5}{6} \cdot 676 = 563 \text{ kNm}^2$$

Momento resistente

$$I_{0,net} = 5\,850 \text{ cm}^4$$

$$W_{0,net} = \frac{I_{0,net}}{z_{max}} = \frac{5\,850}{4,5} = 1\,300 \text{ cm}^3$$

### Verifica dello sbandamento

Snellezza

$$k_{cs} = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 EI_{0,05,net}}{GA_{0,05,s} \cdot \ell_k^2}} = \sqrt{1 + \frac{\pi^2 \cdot 563}{7\,081 \cdot 2,95^2}} = 1,044$$

$$i_{y,net} = \sqrt{\frac{I_{0,net}}{A_{0,net}}} = \sqrt{\frac{5\,850}{600}} = 3,122 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{\ell_k}{i_{0,net}} \cdot k_{cs} = \frac{2,95 \cdot 100}{3,122} \cdot 1,044 = 94,5 \cdot 1,044 = 98,65$$

Coefficiente di sbandamento

$$\lambda_{rel} = \frac{\lambda}{\pi} \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} = \frac{98,66}{\pi} \sqrt{\frac{21}{9\,625}} = 1,467$$

$$k = 0,5 \left[ 1 + \beta_c (\lambda_{rel} - 0,3) + \lambda_{rel}^2 \right] = 0,5 \left[ 1 + 0,1 (1,467 - 0,3) + 1,467^2 \right] = 1,634$$

$$k_c = \frac{1}{k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel}^2}} = \frac{1}{1,634 + \sqrt{1,634^2 - 1,467^2}} = 0,425$$

Verifica tensionale allo sbandamento

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} + \frac{\sigma_{m,d}}{f_{m,d}} &= \frac{N_d}{A_{0,net}} + \frac{M_d}{W_{0,net}} \leq 1 \\ &= \frac{57}{0,425 \cdot 16,8} + \frac{1,31 \cdot 100}{19,2} = 0,133 + 0,053 = 0,186 \leq 1 \end{aligned}$$

✓ verifica riuscita (19%)

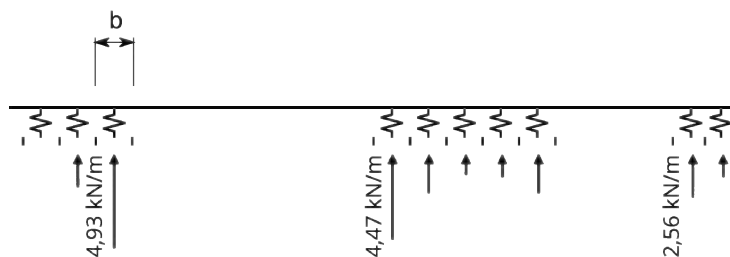
Osservazione: L'effetto della cedevolezza a taglio sul coefficiente di sbandamento è più elevato sulle aste tozze che non su quelle più snelle. Nei casi pratici e rilevanti dell'edilizia di snellezze comprese fra 60 e 150 la resistenza ultima dell'asta cedevole risulta ridotta di un valore fra il 3 e il 10 % rispetto all'asta rigida a taglio.

### 6.1.2 Effetto delle aperture

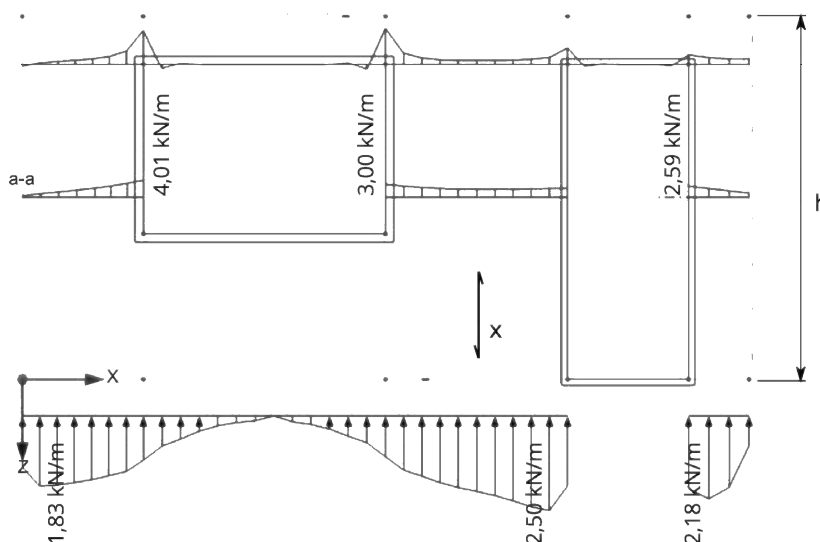
L'esempio precedente si riferisce all'esempio 11.5.1 del volume 1. In quel caso la distribuzione delle forze normali nella lastra della parete è stata ipotizzata in modo grossolano come costante sulla sezione netta della parte di pilastro restante della parete.

Ciò è ammissibile alla luce del grado di sfruttamento strutturale della parete al di sotto del 20%. Risultati più precisi possono essere ottenuti procedendo al calcolo con modelli a elementi finiti o con una modellizzazione a telaio. Una buona approssimazione può essere ottenuta considerando la parte di parete sopra le aperture come una trave con sezione costante. Le architravi ricavate ritagliando le aperture possono essere considerate come travi continue, quelle inserite sulle parti di parete come interrotte e provviste di cerniere alle estremità. I vincoli della trave sono rappresentati da appoggi elastici, che si trovano al centro degli elementi di parete ottenuti suddividendo la parti di parete fungenti da pilastro portante. Per la larghezza di queste parti di parete si consiglia una dimensione  $b = 30$  cm. Pilastri con meno di 60 cm devono essere suddivisi in due elementi.

a) Trave sostitutiva



b) Modello elementi finiti



**Figura 6.1 Esempio comparativo di distribuzione delle forze normali dovute ad un carico unitario sul bordo superiore della parete**  
**a) Modello di trave sostitutiva con appoggi elastici**  
**b) Modello elementi finiti**

L'altezza sezionale dell'asta sostitutiva  $h_T$  può essere ricavata dall'altezza della parete nella zona dell'architrave. La larghezza  $b_T$  è data dalla somma degli spessori degli strati in direzione  $y$ .

$$b_T = b \cdot \sum d_y \quad (6.9)$$

La rigidezza dei vincoli elastici delle parti di pilastro può essere definita come:

$$c = \frac{EA}{h} = \frac{E \cdot b \cdot \sum d_x}{h} \quad (6.10)$$

Per una parete XLAM 120 3s (40l-40w-40l) di 3 m di altezza, si ottiene per una striscia di larghezza  $b = 30$  cm un valore della rigidezza  $c$  del vincolo elastico:

$$c = \frac{E \cdot b \cdot \sum d_x}{h} = \frac{1 \, 155 \, \text{kN/cm}^2 \cdot 30 \, \text{cm} \cdot 8 \, \text{cm}}{300 \, \text{cm}} = 924 \, \text{kN/cm} = 92 \, 400 \, \text{kN/cm} \quad (6.11)$$

In alternativa al vincolo elastico si può calcolare la trave su appoggi rigidi. In tal caso si provvederà dopo il primo calcolo a eliminare i vincoli che risultassero sollecitati a trazione.

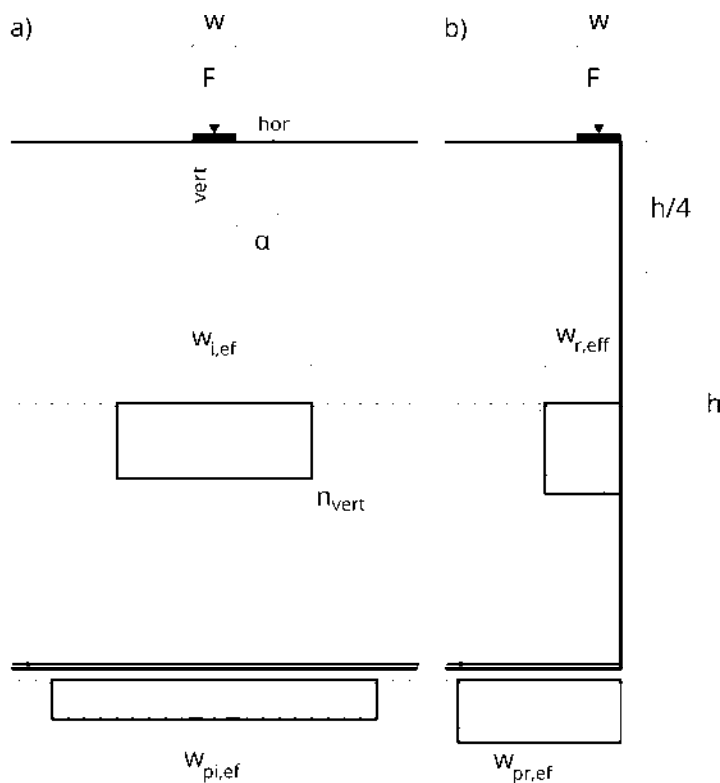
## 6.2 Introduzione locale delle forze

Nel volume 1 è stato proposto di introdurre le forze concentrate con un angolo di distribuzione di  $30^\circ$  rispetto alla verticale fino al massimo ad un quarto dell'altezza del pilastro di parete, ottenendo una larghezza effettiva del pilastro  $w_{i,ef}$  e di procedere alla verifica allo sbandamento di questo pilastro.

La distribuzione delle forze nelle lastre anisotrope è stata derivata e analizzata in Bogensperger et al., 2014. L'ipotesi approssimativa del volume 1 ha potuto essere a grandi linee confermata. La analisi mostrano però come tanto la stratigrafia della parete XLAM, quanto la larghezza di distribuzione della forza non possano essere trascurate.

Per il caso di una parete formata da un pannello XLAM a tre strati di spessore identico, di cui uno orizzontale, si ottiene un angolo di distribuzione della forza di ca.  $\alpha_i = 25^\circ$ . Aumentando la proporzione degli strati verticali l'angolo tende al valore di  $\alpha_i = 15^\circ$  e per una proporzione sempre maggiore di strati orizzontali l'angolo tende verso  $\alpha_i = 45^\circ$ .

In caso di lunghezza dell'introduzione dei carichi più grandi, come per esempio in caso di carichi lineari, l'angolo tende sempre più verso  $\alpha_i = 0^\circ$  con l'aumentare della lunghezza della distribuzione del carico. Ciò significa che in caso di carichi uniformemente distribuiti sulla lunghezza della parete non avviene nessuna distribuzione della forza.



**Figura 6.2** Larghezza effettiva del pilastro per a) introduzione della forza interna, b) introduzione della forza al bordo.

Per altezze di parete ridotte, l'angolo numerico di distribuzione della forza  $\alpha_i$  si riduce, perché di fatto la distribuzione non è lineare e l'angolo è più ridotto nella fase iniziale.

L'appoggio elastico della parete tramite un cordolo o una soletta XLAM porta ad un aumento dell'angolo di distribuzione della forza. Questo effetto è trascurato nella maggior parte dei casi.

L'effetto dei carichi locale deve di regola essere sovrapposto a quello dei carichi uniformemente distribuiti.

La verifica della parete con le larghezze dei pilastri così definite è da considerarsi come conservativa. Gli effetti favorevoli, come i vincoli tramite le pareti trasversali, o le zone vicine con sollecitazioni di compressione più ridotte non sono infatti considerati in queste ipotesi. Risultati più precisi possono essere ottenuti con modelli numerici, applicando la teoria del secondo ordine e procedendo alla verifica dell'imbozzamento della piastra.

### 6.2.1 Valutazione approssimativa e pratica per carichi concentrati

Per le stratigrafie più usuali e sotto l'azione di forze concentrate si può ammettere come buona approssimazione dell'angolo di distribuzione della forza  $\alpha_i$  un valore misto di  $45^\circ$  per la parte di strati orizzontali di spessore  $d_{hor}$  e di  $15^\circ$  per la parte di strati verticali con  $d_{vert}$ . Il carico viene così distribuito a partire da una lunghezza di introduzione della forza  $w$  ad una larghezza efficace del pilastro di  $w_{i,ef}$  fino ad un quarto dell'altezza della parete. La verifica allo sbandamento deve essere eseguita con la larghezza del pilastro  $w_{i,ef}$ .

#### Premesse

Le ipotesi sono valide per stratigrafie di pareti che rispettano le condizioni seguenti:

$$\frac{1}{5} \leq \frac{d_{hor}}{d_{vert}} \leq \frac{3}{1}$$

La lunghezza di calcolo dell'introduzione della forza è limitata con  $w \leq 20$  cm (per esempio forza proveniente da un architrave con  $b = 20$  cm) e l'altezza della parete dovrebbe essere di almeno  $h \geq 2,75$  m.

#### Introduzione della forza all'interno della parete

Per l'angolo di introduzione della forza all'interno della parete vale:

$$\alpha_i = \frac{d_{hor} \cdot 45^\circ + d_{vert} \cdot 15^\circ}{d_{hor} + d_{vert}} \quad (6.12)$$

Per la larghezza efficace del pilastro di parete si ottiene quindi secondo figura 6.2

$$w_{i,ef} = w + 2 \cdot \frac{h}{4} \cdot \tan(\alpha_i) \quad (6.13)$$

La compressione alla base della parete può essere valutata approssimativamente con la lunghezza  $w_{pi,ef}$ :

$$w_{pi,ef} = 1,2 \cdot w_{i,ef} \quad (6.14)$$

#### Introduzione della forza al bordo

Per carichi puntuali, che agiscono al bordo della parete, la larghezza del pilastro deve essere ridotta rispetto a quella della parete non interrotta:

$$w_{r,ef} = 0,45 \cdot w_{i,ef} \quad (6.15)$$

La compressione alla base della parete può essere valutata approssimativamente con la lunghezza  $w_{pr,ef}$ :

$$w_{pr,ef} = 1,2 \cdot w_{r,ef} \quad (6.16)$$

con

- $d_{vert}$  Somma degli spessori degli strati verticali
- $d_{hor}$  Somma degli spessori degli strati orizzontali
- $w$  Lunghezza dell'introduzione della forza
- $h$  Altezza della parete



## 6.2.2 Valutazione approssimativa e pratica per carichi distribuiti e pareti di altezza ridotta

Per una forza agente su una superficie più lunga, con  $w > 20$  cm (p.es. trave di acciaio con  $b = 30$  cm), oppure con altezza di parete ridotta a  $h < 2,75$  m, gli angoli di distribuzione sono diversi da quelli indicati in 6.2.1. La stratigrafia della parete e il rapporto fra lunghezza di introduzione della forza  $w$  e altezza della parete  $h$  sono considerati in questo caso più in generale che nel capitolo 6.2.1 tramite i coefficienti  $k_{ortho}$  e  $k_w$ . Questi coefficienti sono stati definiti semplificando l'analisi teorica.

### Introduzione della forza all'interno della parete

L'angolo di introduzione della forza per i carichi all'interno di una parete - cioè ad una distanza di almeno  $2 \cdot w_{i,ef}$  dalla fine della parete - vale:

$$\alpha_i = k_{ortho} \cdot k_w \cdot 30^\circ \quad (6.17)$$

con il coefficiente per considerare la stratigrafia della parete

$$k_{ortho} = 1,1 \cdot \sqrt[4]{\frac{EA_{hor}}{EA_{vert}}} = 1,1 \cdot \sqrt[4]{\frac{d_{hor}}{d_{vert}}} \quad (6.18)$$

e il coefficiente per considerare la lunghezza di introduzione della forza  $w$

$$k_w = 1 - 1,5 \cdot \frac{w}{h} \geq 0 \quad (6.19)$$

Per la larghezza efficace della parete si ottiene quindi secondo figura 6.2

$$w_{i,ef} = w + 2 \cdot \frac{h}{4} \cdot \tan(\alpha_i) \quad (6.20)$$

La compressione alla base della parete può essere valutata approssimativamente con la lunghezza di pressione di contatto  $w_{pi,ef}$ :

$$w_{pi,ef} = \left( 1,3 - 0,9 \frac{w}{h} + 0,5 \left( \frac{w}{h} \right)^2 \right) \cdot w_{i,ef} \geq w_{i,ef} \quad (6.21)$$

### Introduzione della forza al bordo

Nel caso di introduzione della forza alla fine della parete (caso b in figura 6.2) la larghezza efficace della parete assume il valore seguente:

$$w_{r,ef} = 0,9 \cdot \sqrt[4]{\frac{w}{h}} \cdot w_{i,ef} \quad (6.22)$$

Per la compressione di contatto alla base di una parete sollecitata al bordo si ottiene:

$$w_{pr,ef} = \left( 0,5 + 0,85 \frac{w}{h} - 0,45 \left( \frac{w}{h} \right)^2 \right) \cdot w_{i,ef} \geq w_{r,ef} \quad (6.23)$$

con

$d_{vert}$  Somma degli spessori degli strati verticali

$d_{hor}$  Somma degli spessori degli strati orizzontali

$w$  Lunghezza dell'introduzione della forza

$h$  Altezza della parete

## Esempio 6.2 Introduzione di forze locali in una parete

### Dati: XLAM 90 Q3s (30I-30w-30I)

Richiesto: Verifica della parete con introduzione della forza una volta all'interno e una volta al bordo della parete.

Altezza parete  $h = 3$  m, Lunghezza di introduzione della forza  $w = 20$  cm. Carichi:  $F_d = 100$  kN,  $k_{mod} = 0,8$

### Angolo di distribuzione

Le proporzioni degli spessori, l'altezza della parete e le lunghezze di introduzione delle forze corrispondono alle premesse per i carichi concentrati del capitolo 6.2.1.

L'angolo di distribuzione della forza si ottiene quindi con

$$\alpha_i = \frac{d_{hor} \cdot 45^\circ + d_{vert} \cdot 15^\circ}{d_{hor} + d_{vert}} = \frac{30 \cdot 45^\circ + 60 \cdot 15^\circ}{90} = 25^\circ$$

### Introduzione della forza all'interno della parete

Larghezza effettiva del pilastro

$$w_{i,ef} = w + 2 \cdot \frac{h}{4} \cdot \tan \alpha = 20 + 2 \cdot \frac{300}{4} \cdot \tan 25^\circ = 89,86 \text{ cm} = 0,899 \text{ m}$$

Forza normale per una striscia di 1 m di parete per la verifica allo sbandamento su 1 m

$$n_d = \frac{F_d}{b_{ef}} = \frac{100}{0,899} = 112 \text{ kN/m}$$

### Introduzione della forza alla fine della parete (bordo)

$$w_{r,ef} = 0,45 \cdot w_{i,ef} = 0,45 \cdot 89,86 = 40,47 \text{ cm} = 0,405 \text{ m}$$

Forza normale per una striscia di 1 m di parete per la verifica allo sbandamento su 1 m

$$n_d = \frac{F_d}{b_{ef}} = \frac{100}{0,405} = 247 \text{ kN/m}$$

La verifica allo sbandamento deve essere eseguita al bordo.

### Verifica a sbandamento

I valori della resistenza e del coefficiente di sbandamento sono ripresi dall'esempio 6.1 e adattati al coefficiente di correzione  $k_{mod} = 0,8$ .

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_c f_{c,0,d}} = \frac{N_d}{A_{0,net} k_c f_{c,0,d}} \leq 1$$

$$k_c = 0,425$$

$$f_{c,0,d} = 0,8 \cdot \frac{21}{1,25} = 13,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\frac{N_d}{A_{0,net} k_c f_{c,0,d}} = \frac{247}{600 \cdot 0,425 \cdot 13,44} = 0,72 \leq 1$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 72$  %)

Per la verifica della compressione di contatto sul cordolo per l'introduzione della forza al bordo della parete si può ammettere una lunghezza della superficie di contatto di

$$w_{pr,ef} = 1,2 \cdot w_{r,ef} = 1,2 \cdot 40,47 = 48,56 \text{ cm}$$

$$w_{pr,ef} = 0,486 \text{ m.}$$

### 6.3 Pressione sul cordolo

Sulla base di prove sperimentali sulla compressione sul cordolo l'allungamento impedito nella direzione trasversale del cordolo si ottimizza una larghezza efficace della pressione di contatto. Questa procedura non è ancora stata radicata nelle normative e non si trova in tutte le omologazioni di prodotto

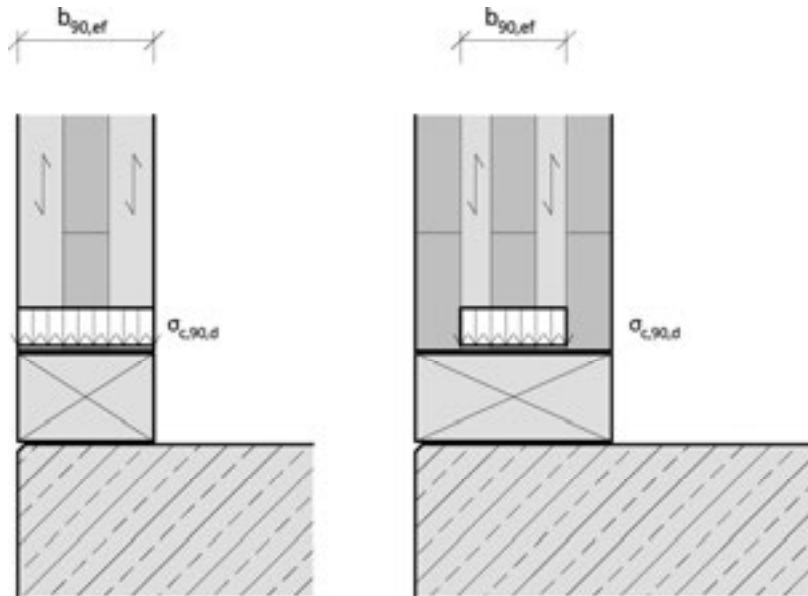


Figura 6.3 Larghezze efficaci per la pressione di contatto sul cordolo

Secondo figura 6.3 si ammette per la larghezza efficace per il calcolo della pressione di contatto del cordolo alla base di una parete XLAM la larghezza di tutto l'elemento XLAM, compresi gli strati esterni verticali  $b_{90,ef}$ . Per determinare la pressione di contatto si ammette quindi nel calcolo la superficie di contatto lorda, con la sola eccezione degli strati esterni orizzontali, che non sono presi in conto.

L'applicazione di questa larghezza efficace deve avvenire sotto la responsabilità dell'autore del calcolo e delle verifiche strutturali, e se del caso essere chiarita con le istituzioni di sorveglianza.

#### Esempio 6.3 Pressione di contatto sul cordolo

La parete è appoggiata ad un cordolo di classe C24. La forza normale dell'esempio 6.1 deve essere introdotta in questo cordolo. Il valore corrispondente della durata del carico è ammesso con  $k_{mod} = 0,8$ .

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{N_d}{A_{90,ef}} \leq f_{c,90,d} = k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{57}{900} \cdot 10 \leq f_{c,90,d} = 0,8 \cdot \frac{2,5}{1,3} = 1,53 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{c,90,d} = 0,63 \leq 1,53 \text{ N/mm}^2$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 41 \%$ )



# 7 Modellizzazione con elementi finiti

Per il calcolo strutturale le superfici di XLAM sono spesso ridotte a una serie di “strisce” e considerate come travi con capacità portante e sollecitazioni unidirezionali. Questa ipotesi permette di ridurre e semplificare in modo prudente le solette in travi e le pareti in pilastri.

In alcuni casi per poter sfruttare al meglio il potenziale degli elementi strutturali di superficie è utile considerare l'effetto strutturale della superficie e la trasmissione dei carichi nelle piastre e nelle lastre. I modelli di riferimento sono quelli della griglia di travi, cioè di superfici composte da travi nelle due direzioni degli strati dell'XLAM, oppure anche i modelli di elementi finiti, cioè composti da superfici formate da elementi ridotti e finiti.

In questo capitolo si discutono le basi per la modellizzazione con il metodo degli elementi finiti e la sua applicazione. Il calcolo del grigliato di travi è descritto nel volume 1.

## 7.1 Procedura di calcolo

Il calcolo e la verifica degli elementi XLAM tramite la modellizzazione con elementi finiti seguono lo schema in figura 7.1. Per il calcolo è necessario usare elementi appropriati, come descritto nel capitolo seguente. Alcuni pacchetti di software prevedono programmi ausiliari che permettono di determinare automaticamente il comportamento del modello a partire dalla stratigrafia dell'XLAM e dalle caratteristiche dei singoli strati. Per i calcoli statici l'impiego di questi programmi ausiliari non è necessario. I singoli valori di rigidezza da inserire nel modello statico possono essere definiti anche “a mano” e introdotti direttamente nella matrice di rigidezza del sistema numerico. La matrice di rigidezza è identica per i due casi. Il calcolo manuale è di regola necessario per la determinazione corretta della rigidezza torsionale (Drill).

La geometria del sistema statico è definita dalla superficie media degli elementi XLAM. Di seguito si definiscono i vincoli del sistema, come appoggi puntuali o lineari, e la giunzione fra i singoli elementi XLAM, di regola come cerniera lineare. Dopo aver definito i carichi e le relative combinazioni è possibile determinare come risultato del calcolo statico le deformazioni e gli sforzi interni che ne derivano.

La verifica degli elementi costruttivi può infine essere automatizzata tramite l'impiego di un apposito software successivo, che analizza le tensioni nei singoli strati o che confronta gli sforzi interni direttamente con la resistenza delle diverse sezioni determinata tramite calcolo manuale, come descritto nei capitoli 4.3.3 e 4.4.3 del volume 1.

Negli esempi seguenti il calcolo delle rigidezze è eseguito a mano, in modo da poter procedere ad un calcolo con elementi finiti senza pacchetti di software ausiliari.

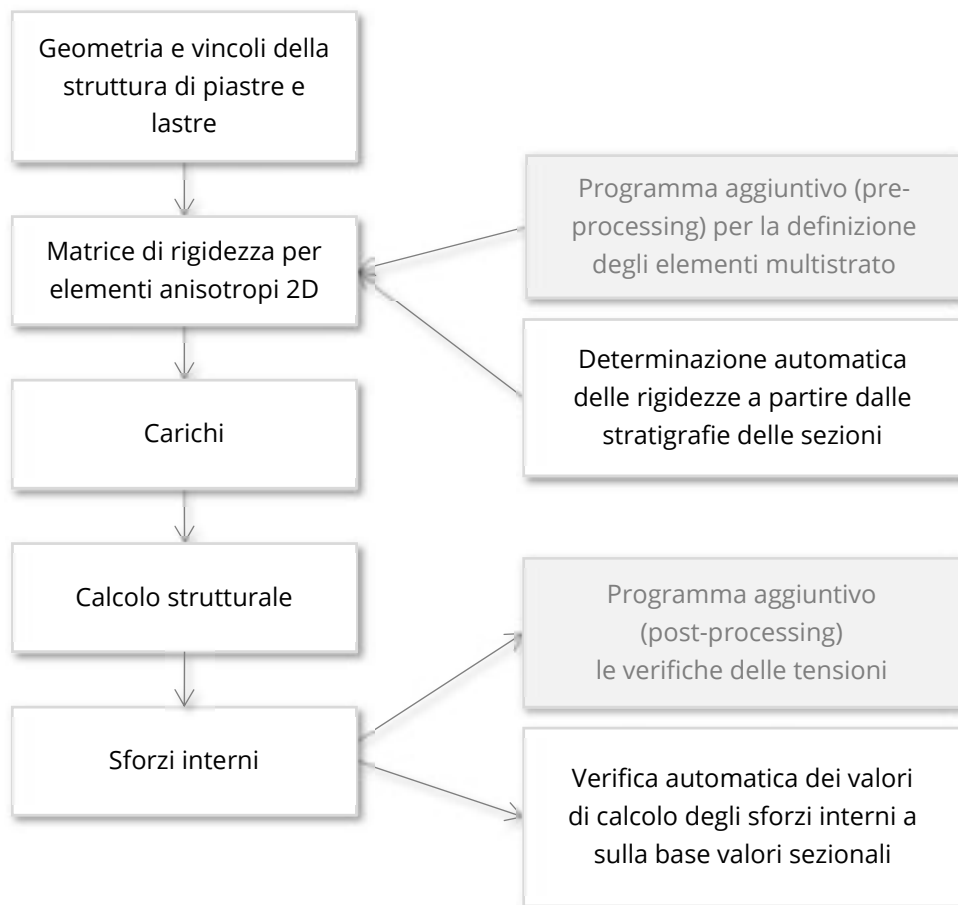


Figura 7.1: Schema della procedura di calcolo statico di elementi XLAM

## 7.2 Modelli di elementi finiti

### 7.2.1 Elementi di guscio per l'effetto piastra e lastra

Il comportamento meccanico dell'XLAM è anisotropo a causa della stratigrafia composta da più strati ortogonali fra loro. Ciò significa che il comportamento forza-deformazione è diverso nelle due direzioni del piano. Una influenza reciproca delle due direzioni principali dell'XLAM non deve essere messa in conto. Deve però essere considerato l'effetto delle deformazioni a taglio della piastra.

Quali elementi finiti per l'XLAM sono perciò particolarmente adatti gli elementi a guscio anisotropi di Mindlin-Reissner. Gli elementi Mindlin-Reissner possono essere visti come la corrispondenza bidimensionale della trave di Timoshenko, mentre gli elementi finiti secondo la teoria di Kirchhoff sono da vedere come corrispondenti alla classica trave di Bernoulli e non simulano la deformazione a taglio della piastra. Gli elementi Mindlin-Reissner sono definiti anche come *piastre spesse* e quelli di Kirchhoff come *piastre sottili*.

Le deformazioni degli elementi di Kirchhoff senza componenti di taglio sono, a seconda della snellezza e della composizione degli elementi, circa il 20 fino al 30% maggiori di

quelle degli elementi di Reissner-Mindlin. Anche le tensioni che ne risultano possono presentare differenze di questo ordine di grandezza.

In generale si modellano con elementi finiti a guscio tanto i sistemi di piastra quanto quelli di lastra.

Tramite i valori di rigidità del guscio si definisce la relazione fra le deformazioni dell'elemento e gli sforzi interni. Questi valori sono indicati in figura 7.2 per la modellazione dell'XLAM secondo gli elementi di Mindlin-Reissner sotto forma di matrice. Analizzando questa matrice di rigidità si nota che non ci sono effetti incrociati fra le tensioni normali in una direzione e le deformazioni assiali nell'altra direzione, e che quindi gli allungamenti trasversali nell'XLAM possono essere generalmente trascurati. Ciò può essere motivato con i valori relativamente ridotti degli allungamenti trasversali del legno, dalla composizione dell'XLAM di più tavole e dalla presenza di giunti perpendicolari alla direzione portante principale. Il comportamento a torsione dell'XLAM è complesso. La rigidità torsionale è ridotta e comporta sforzi interni che di regola non sono rilevanti ai fini del dimensionamento. L'ipotesi della rigidità torsionale nulla (Drill) porta a sopravvalutare leggermente le deformazioni e i momenti flettenti della piastra ed è a favore di sicurezza. Il comportamento meccanico della piastra senza rigidità torsionale corrisponde pienamente al grigliato di travi cedevoli a taglio di Timoshenko. A causa dell'assenza dell'impedimento dell'allungamento trasversale e della forte anisotropia dell'XLAM l'impiego delle tabelle di calcolo più note nel calcolo delle solette di calcestruzzo (per esempio le tavole di Czerny) non è possibile.

Elementi Mindlin-Reissner anisotropo, cioè piastre "spesse" cedevoli a taglio. Nessun effetto degli allungamenti trasversali.

$$\begin{Bmatrix} m_x \\ m_y \\ m_{xy} \\ v_{x,z} \\ v_{y,z} \\ n_x \\ n_y \\ n_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} EI_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & EI_y & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & k_D GI_T & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \kappa_x GA_x & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \kappa_y GA_y & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & EA_x & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & EA_y & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & k_S GA_{brut} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \kappa_y \\ \kappa_x \\ \kappa_{xy} \\ \gamma_{xz} \\ \gamma_{yz} \\ \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix}$$

**Figura 7.2 Matrice di rigidità di un elemento XLAM quale elementi di piastra e lastra anisotropa**

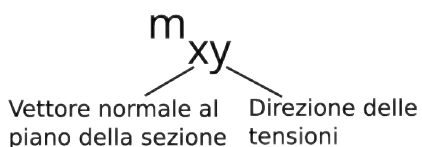
### 7.2.2 Sforzi interni

Per le piastre e le lastre si usa di regola la convenzione degli sforzi interni proveniente dal calcestruzzo, come mostrata in figura 7.3. Gli sforzi interni sono riferiti ad una striscia di larghezza unitaria di un metro e rappresentati con i caratteri minuscoli  $m$  per i momenti,  $v$  per le forze di taglio e  $n$  per le forze normali, rispettivamente dell'effetto lastra. Gli sforzi interni sono rappresentati con il primo indice, che indica l'asse normale al piano di taglio. Il secondo indice definisce la direzione di azione delle tensioni provocate dallo sforzo interno. Se il primo e il secondo indice sono identici, il secondo è tralasciato. Per l'XLAM ciò significa per esempio che con  $m_x$  sono sollecitati gli strati



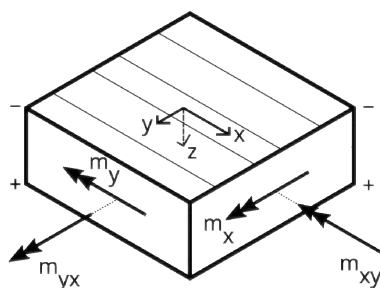
orientati nella direzione x. Si consiglia caldamente di definire sempre come direzione x la direzione degli strati esterni dell'XLAM.

a) Convenzione per gli sforzi interni degli elementi di gusci



Gli sforzi interni sono positivi se provocano tensioni di trazione sulla superficie inferiore (coordinata z positiva)

b) Momenti sezionali (sezione bordo positivo)

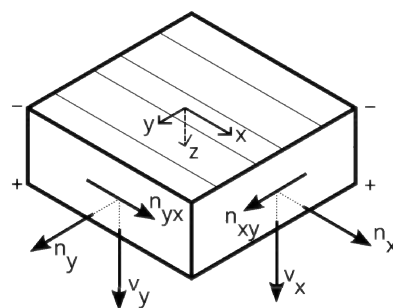


$$m_{yx} = m_{xy}$$

$$m_{xx} = m_x$$

$$m_{yy} = m_y$$

c) Sforzi interni (sezione bordo positivo)



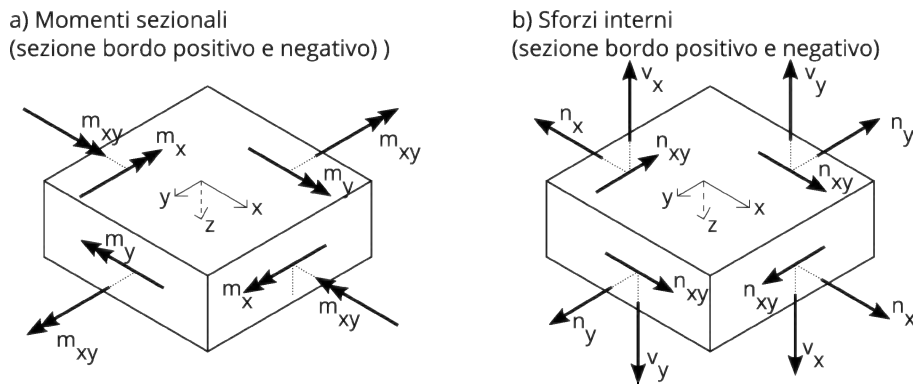
$$n_{xy} = n_{yx}$$

$$n_{xx} = n_x$$

$$n_{yy} = n_y$$

**Figura 7.3 Sforzi interni per elementi di superficie secondo la convenzione dei programmi FEM usuali**

In relazione ai segni si stabilisce che i momenti flettenti sono positivi quando provocano tensioni di trazione sulla superficie positiva, cioè sulla superficie con il valore della coordinata sull'asse z maggiore. Tutti gli altri sforzi interni sono positivi quando sul lato positivo (destro) della sezione di riferimento le tensioni che ne derivano sono orientate verso la direzione positiva dell'asse. Le direzioni positive sul lato negativo (sinistro) della sezione risultano inverse per ragioni di equilibrio.


**Figura 7.4 Sforzi interni dei lati opposti della sezione**

### 7.2.3 Rigidezze

Le diverse componenti della rigidezza possono essere calcolate a partire dai valori sezionali netti per le due direzioni principali dell'XLAM.

Le rigidezze flessionali  $EI_x$  e  $EI_y$  come pure per gli allungamenti  $EA_x$  e  $EA_y$  devono essere calcolati sulla sezione rigida. Le rigidezze torsionali  $k_D GI_T$  e a taglio nel piano della lastra  $k_S GA_{brut}$  possono essere calcolate sulla base della sezione lorda con il corrispondente fattore di riduzione. Per la determinazione delle rigidezze a taglio  $\kappa_x GA_x$  e  $\kappa_y GA_{s,y}$  devono essere calcolati i fattori di riduzione a taglio secondo Timoshenko  $\kappa_x$  e  $\kappa_y$  per le due direzioni principali.

I fattori di riduzione per la determinazione della rigidezza torsionale e della rigidezza a taglio nel piano della lastra sono stati proposti nel volume 1 quali fattori semplici e indipendenti dalla stratigrafia. Nella ÖNORM B 1995-1-1:2015 si trova una proposta più approfondita, che considera l'effetto dei giunti longitudinali o di fessure longitudinali. Entrambi sono bastati sul lavoro di Silly, 2010.

Per la rigidezza torsionale vale

$$K_{xy} = k_D GI_T = k_D \cdot G_{0,mean} \cdot \frac{b \cdot d^3}{12} \quad (7.1)$$

$$k_D = \frac{1}{1 + 6 p_D \left( \frac{d_{max}}{a} \right)^{q_D}} \quad (7.2)$$

con

- $b$  Larghezza unitaria dell'elemento XLAM ( $b = 1$  m)
- $d$  Spessore totale dell'XLAM
- $d_{max}$  Spessore dello strato singolo più spesso
- $a$  Larghezza media delle tavole; è consigliato un valore  $a = 150$  mm.
- $p_D, q_D$  Parametri per la rigidezza torsionale secondo tabella NA.K.4 in ÖNORM B 1995-1-1:2015

**Parametri della rigidezza torsionale**

Parametri della rigidezza torsionale	Numero di strati		
	3s	5s	7s e più
$p_D$	0,89	0,67	0,55
$q_D$	1,33	1,26	1,23

Per la rigidezza a taglio nel piano della lastra vale

$$S_{xy}^* = k_S GA = k_D \cdot G_{0,mean} \cdot b \cdot d \tag{7.3}$$

$$k_S = \frac{1}{1 + 6 p_S \left(\frac{d_{max}}{a}\right)^{q_S}} \tag{7.4}$$

con

$b$  Larghezza unitaria dell'elemento XLAM ( $b = 1 \text{ m}$ )

$d$  Spessore totale dell'XLAM

$d_{max}$  Spessore dello strato singolo più spesso

$a$  Larghezza media delle tavole; è consigliato un valore  $a = 150 \text{ mm}$ .

$p_S, q_S$  Parametri per la rigidezza torsionale secondo tabella NA.K.4 in ÖNORM B 1995-1-1:2015

**Parametri della rigidezza a taglio**

Parametri per la rigidezza a taglio	Numero degli strati	
	3s	5s, 7s e più
$p_S$	0,53	0,43
$q_S$	1,21	

**7.2.4 Resistenza sezionale**

Le resistenze sezionali a flessione, a taglio e alla forza assiale possono essere determinate trasformando le corrispondenti verifiche delle tensioni al livello degli sforzi interni. Per la verifica delle tensioni a taglio dovute alla torsione sono necessarie ulteriori riflessioni.



**Figura 7.5 Distribuzione ammessa delle tensioni di taglio dovute alla torsione**

La distribuzione delle tensioni di taglio dovute alla torsione in una piastra è praticamente lineare, al contrario di quanto accade in una sezione rettangolare di una

trave, come indicato in figura 7.5. Da qui è possibile ricavare la resistenza a torsione  $m_{R,T,d}$  partendo dal momento resistente flessionale della sezione lorda  $W$ .

$$W_T = \frac{b \cdot d^2}{6}$$

$$m_{R,T,d} = W_T \cdot f_{v,d}$$

con

$b$  100 cm (1 m - striscia di piastra)

$d$  Spessore totale dell'XLAM

$f_{v,d}$  Valore di calcolo della resistenza a taglio

## 7.2.5 Problemi di introduzione delle forze

Per l'analisi dei problemi di introduzione delle forze sono in alcuni casi necessari modelli che considerano l'XLAM anche nel suo spessore.

In caso di sollecitazioni prevalentemente in una direzione con stati tensionali in un piano, come per esempio nel caso di intagli agli appoggi, può essere utile fare ricorso ad un modello di lastra omogenea. Per fare ciò i singoli strati sono definiti come lastre di spessore costante  $d$ , con valori caratteristici del materiale corrispondenti a  $E_{0,mean}$  e  $G_{0,mean}$  per gli strati longitudinali e  $E_{90,mean}$  e  $G_{R,mean}$  per gli strati trasversali.

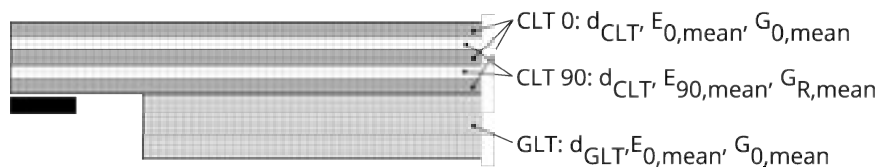


Figura 7.6 Modello di lastra per un intaglio agli appoggi

La modellizzazione spaziale tramite elementi di volume è, di regola, troppo impegnativa per le applicazioni pratiche.

## 7.2.6 Singolarità

Tanto nelle piastre, quanto nelle lastre possono manifestarsi nei modelli di calcolo delle singolarità delle deformazioni o delle tensioni, dovute alle ipotesi ammesse nel modello numerico (Rombach, 2015).

Esempi di ciò possono essere

- Aperture o angoli interni di lastre e piastre
- Carichi o vincoli di appoggio puntuali di lastre e piastre
- Angoli piatti di piastre

Con singolarità si intendono qui valori dei risultati che in un punto tendono all'infinito. I modelli di calcolo numerico, come gli elementi finiti, forniscono anche in questi casi un valore finito come risultato, e le punte tensionali si accentuano affinando il retino degli elementi.

Trattandosi di un problema della modellizzazione, di regola non è necessario procedere ad un calcolo “esatto” dei valori massimi. Una struttura reale non possiede singolarità. Le punte di tensione sono ridotte distribuendole su una zona più ampia.

Retino consigliato da 15 cm fino a 30 cm

Di regola per l'analisi di elementi costruttivi, cioè di piastre o lastre di XLAM, è consigliabile un retino di dimensione media corrispondente a alla larghezza media di una tavola di 15 cm fino a circa il doppio, cioè 30 cm. I bordi di ogni elemento XLAM dovrebbero essere suddivisi in almeno 6 elementi. Più grossolano è il retino di elementi finiti, meno marcato è il rischio di apparizione di singolarità.

Visto che per l'XLAM si ammette un comportamento lineare, senza la possibilità di redistribuzione delle tensioni, gli effetti delle singolarità con origini prettamente numerica non possono essere sempre separati chiaramente da quelli dovuti a intagli effettivi, come per esempio si presentano in caso di aperture circolari nelle lastre. La definizione di vincoli elastici e l'ampliamento del retino fino a ca. 30 cm si sono però rilevati come praticamente accettabili.

Il modo migliore di trattare le singolarità consiste nell'integrazione dei risultati su una zona in prossimità della singolarità. La somma di valori teoricamente vicini all'infinito su lunghezze relativamente ridotte riporta i risultati in equilibrio e conferisce loro grandezze sensate per il dimensionamento.

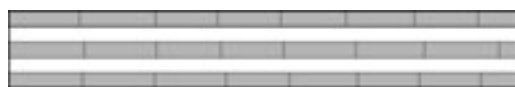
### 7.3 XLAM quale elemento finito

I singoli valori della matrice di rigidezza dell'elemento di guscio anisotropo per la piastra secondo Mindlin-Reissner sono calcolati nel capitolo 4.3.2 del volume 1. I valori relativi alla lastra sono definiti nel capitolo 4.4.2 del volume 1.

#### Esempio 7.1 Valori di calcolo per il modello di Elementi Finiti

##### Dati

Per un elemento XLAM devono essere definiti i valori di rigidezza per il calcolo statico e per la seguente verifica della resistenza a livello degli sforzi interni. Si ammette il comportamento meccanico del guscio, cioè con la possibile combinazione delle sollecitazioni della lastra e della piastra.



XLAM 150 L5s

**Caratteristiche del materiale e dimensioni**

$$E_{0,mean} = 11.550 \text{ N/mm}^2 \text{ [7.1]}$$

$$G_{0,mean} = 690 \text{ N/mm}^2$$

$$G_{R,mean} = 65 \text{ N/mm}^2 \text{ [7.1]}$$

Lo spessore dei singoli starti è costante

$$d_1 = d_i = 3 \text{ cm}$$

Lo spessore totale della piastra vale

$$d = 15 \text{ cm}$$

[7.1] secondo

ÖNORM B 1995-1-1:2015

Tabella NA.K.3

**Determinazione delle rigidità della piastra****Rigidità flessionale  $EI_x$** 

$$K_x = EI_0 = E_{0,mean} \cdot I_{0,net}$$

$$I_{0,net} = I_{eigen} + I_{steiner} = 3 \cdot \frac{b \cdot d_1^3}{12} + 2 \cdot b \cdot d_1 \cdot z_1^2 = 3 \cdot \frac{100 \cdot 3^3}{12} + 2 \cdot 100 \cdot 3 \cdot 6^2 = 22.275 \text{ cm}^4$$

$$K_x = EI_0 = \frac{11.550}{10} \cdot \frac{22.275}{100^2} = 2.573 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

**Rigidità flessionale  $EI_y$** 

$$K_y = EI_{90} = E_{0,mean} \cdot I_{90,net}$$

$$I_{90,net} = I_{eigen} + I_{steiner} = 2 \cdot \frac{b \cdot d_1^3}{12} + 2 \cdot b \cdot d_1 \cdot z_1^2 = 2 \cdot \frac{100 \cdot 3^3}{12} + 2 \cdot 100 \cdot 3 \cdot 3^2 = 5.850 \text{ cm}^4$$

$$K_y = EI_{90} = \frac{11.550}{10} \cdot \frac{5.850}{100^2} = 676 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

**Rigidità torsionale [7.2]**

$$K_{xy} = k_D GI_T = \frac{1}{1 + 6 \cdot p_D \left(\frac{d_{max}}{a}\right)^{q_D}} \cdot G_{0,mean} \cdot b \cdot \frac{d^3}{12}$$

$$p_D = 0,67$$

$$q_D = 1,26$$

$$K_{xy} = k_D GI_T = \frac{1}{1 + 6 \cdot 0,67 \left(\frac{3}{15}\right)^{1,26}} \cdot G_{0,mean} \cdot b \cdot \frac{d^3}{12}$$

$$K_{xy} = 0,654 \cdot \frac{690}{10} \cdot 100 \cdot \frac{15^3}{12} \cdot 100^{-2} = 127 \text{ kNm}^2/\text{m}$$

Rigidità torsionale [7.2]

secondo

ÖNORM B 1995-1-1:2015

(NA.K.2)

Riduzione manuale della rigidità torsionale dell'XLAM nel programma FEM

La stratigrafia comporta una riduzione della rigidità torsionale (Drill) dell'XLAM di un fattore  $r_{k_T} = 0,654$ . Nella maggior parte dei pacchetti di calcolo per sezioni composte questo fattore non è considerato automaticamente, ma deve essere inserito manualmente.

### Rigidità a taglio per la sollecitazione $v_{x,z}$

Coefficiente di correzione a taglio secondo Timoshenko

<sup>[7.3]</sup> Coefficiente di correzione per  $G_{90}/G_0=65/690$

$$\kappa_0 = 0,231 \text{ }^{[7.3]}$$

Rigidità a taglio

$$\begin{aligned} S_x &= GA_s = \kappa_0 \cdot \sum G_i \cdot A_i \\ &= \kappa_0 \cdot (3 \cdot G_{0,mean} \cdot b \cdot d + 2 \cdot G_{R,mean} \cdot b \cdot d) \\ S_x &= GA_s = 0,231 \cdot \left( 3 \cdot \frac{690}{10} \cdot 100 \cdot 3 + 2 \cdot \frac{65}{10} \cdot 100 \cdot 3 \right) = 15.246 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### Rigidità a taglio per la sollecitazione $v_{y,z}$

Coefficiente di correzione a taglio

<sup>[7.4]</sup> Coefficiente di correzione per  $G_{90}/G_0=65/690$

$$\kappa_{90} = 0,179 \text{ }^{[7.4]}$$

Rigidità a taglio

$$\begin{aligned} S_y &= GA_s = \kappa_{90} \cdot \sum G_i \cdot A_i = (3 \cdot G_{R,mean} \cdot b \cdot d + 2 \cdot G_{0,mean} \cdot b \cdot d) \\ S_y &= GA_s = 0,179 \cdot \left( 3 \cdot \frac{65}{10} \cdot 100 \cdot 3 + 2 \cdot \frac{690}{10} \cdot 100 \cdot 3 \right) = 8.458 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

### Matrice di rigidità per la piastra

$$C_{Platte} = \begin{bmatrix} K_x & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & K_y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & K_{xy} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & S_x & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & S_y \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 2.573 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 676 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 8.951 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 15.246 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 8.458 \end{bmatrix}$$

$K_x, K_y, K_{xy}$  in  $\text{kNm}^2/\text{m}$ ;  $S_x, S_y$  in  $\text{kN/m}$

### Determinazione delle rigidità della lastra

#### Rigidità nella direzione x (direzione portante principale)

$$D_x = EA_0 = E_{0,mean} \cdot A_{0,net}$$

$$A_{0,net} = 3 \cdot b \cdot d = 3 \cdot 100 \cdot 3 = 900 \text{ cm}^2$$

$$D_x = EA_0 = \frac{11.550}{10} \cdot 900 = 1.039.500 \text{ kN/m}$$

**Rigidità nella direzione y (perpendicolarmente alla direzione principale)**

$$D_y = EA_{90} = E_{0,mean} \cdot A_{90,net}$$

$$A_{90,net} = 2 \cdot b \cdot d = 2 \cdot 100 \cdot 3 = 600 \text{ cm}^2$$

$$D_y = EA_{90} = \frac{11.550}{10} \cdot 600 = 693.000 \text{ kN/m}$$

**Rigidità a taglio della lastra**

$$D_{xy} = \frac{1}{1 + 6 \cdot p_s \left(\frac{d_{max}}{a}\right)^{q_s}} \cdot G_{0,mean} \cdot b \cdot d$$

Per elementi a 5 strati vale:

$$p_s = 0,43$$

$$q_s = 1,21$$

$$D_{x,y} = \frac{1}{1 + 6 \cdot 0,43 \left(\frac{3}{15}\right)^{1,21}} \cdot G_{0,mean} \cdot b \cdot d = 0,731 \cdot \frac{690}{10} \cdot 100 \cdot 15 = 75.659 \text{ kN/m}$$

**Matrice di rigidità della lastra**

$$C_{Scheibe} = \begin{bmatrix} D_x & 0 & 0 \\ 0 & D_y & 0 \\ 0 & 0 & D_{xy} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1.039.500 & 0 & 0 \\ 0 & 693.000 & 0 \\ 0 & 0 & 75.659 \end{bmatrix}$$

$D_x, D_y, D_{xy}$  in kN/m

**Determinazione delle resistenze****Valore caratteristico della resistenza a flessione nella direzione x**

$$m_{R,x,k} = W_{0,net} \cdot k_{sys} \cdot f_{m,k}$$

$$W_{0,net} = \frac{I_{0,net}}{z_{1,o}} = \frac{22.275}{7,5} = 2.970 \text{ cm}^3$$

$$m_{R,x,k} = \frac{2.970 \cdot 1,1 \cdot \frac{24}{10}}{100} = 78,4 \text{ kNm/m}$$

**Valore caratteristico della resistenza a flessione nella direzione y**

$$m_{R,y,k} = W_{90,net} \cdot k_{sys} \cdot f_{m,k}$$

$$W_{90,net} = \frac{I_{90,net}}{z_{2,o}} = \frac{5.850}{4,5} = 1.300 \text{ cm}^3$$

$$m_{R,y,k} = \frac{1.300 \cdot 1,1 \cdot \frac{24}{10}}{100} = 34,3 \text{ kNm/m}$$



**Valore caratteristico del momento torcente**

Per gli elementi a forma di piastra in XLAM si ammette che il momento torcente induce tensioni di taglio distribuite linearmente sullo spessore della piastra. Al contrario di quanto di regola ammesso per le sezioni di travi rettangolari, dove la torsione crea tensioni di taglio torsionale circolari sulla sezione, in questo caso della piastra risultano tensioni di taglio parallele al piano della piastra distribuite in modo praticamente lineare sullo spessore della stessa.

La resistenza torsionale corrisponde quindi al momento resistente della sezione lorda e vale

$$W_T = \frac{b \cdot d^2}{6} = \frac{100 \cdot 15^2}{6} = 3.750 \text{ cm}^3$$

$$m_{R,T,k} = W_T \cdot f_T = \frac{3.750}{100} \cdot \frac{2,5}{10} = 9,38 \text{ kNm/m}$$

**Valore caratteristico della resistenza a taglio per lo sforzo interno  $v_{x,z}$** 

Momento statico per il valore massimo del taglio trasversale

$$S_{R,0} = \sum b \cdot d_i \cdot z_i = b \cdot d_1 \cdot 2d_1 = 100 \cdot 3 \cdot 6 = 1.800 \text{ cm}^3$$

$$v_{R,x,k} = \frac{f_{V,R,k} \cdot I_0 \cdot b}{S_{R,0}} = \frac{\frac{1,1}{10} \cdot 22.275 \cdot 100}{1.800} = 136,1 \text{ kN/m}$$

**Valore caratteristico della resistenza a taglio per lo sforzo interno  $v_{y,z}$** 

Momento statico per il valore massimo del taglio trasversale

$$S_{R,90} = \sum b \cdot d_i \cdot z_i = b \cdot d_1 \cdot d_1 = 100 \cdot 3 \cdot 3 = 900 \text{ cm}^3$$

$$v_{R,y,k} = \frac{I_0 \cdot b}{S_{R,0}} \cdot f_{V,R,k} = \frac{5.850 \cdot 100}{900} \cdot \frac{1,1}{10} = 71,5 \text{ kN/m}$$

**Valore caratteristico della resistenza alla forza normale in direzione x****Trazione**

$$n_{R,x,t,k} = A_{0,net} \cdot f_{t,0,k} = 900 \cdot \frac{14}{10} = 1.260 \text{ kN/m}$$

**Compressione**

$$n_{R,x,c,k} = A_{0,net} \cdot f_{c,0,k} = 900 \cdot \frac{21}{10} = 1.890 \text{ kN/m}$$

**Valore caratteristico della resistenza alla forza normale in direzione y****Trazione**

$$n_{R,y,c,k} = A_{90,net} \cdot f_{t,0,k} = 600 \cdot \frac{14}{10} = 840 \text{ kN/m}$$

**Compressione**

$$n_{R,y,c,k} = A_{90,net} \cdot f_{c,0,k} = 600 \cdot \frac{21}{10} = 1.260 \text{ kN/m}$$

**Valore caratteristico della resistenza a taglio nel piano della lastra**

$$n_{R,xy,k} = \min \begin{cases} f_{V,S,k} \cdot \min(A_{0,net}, A_{90,net}) & (a) \\ f_{V,T,k} \cdot \frac{\min(A_{0,net}, A_{90,net}) \cdot a}{3 \cdot d_{i,max}} & (b) \\ f_{V,k} \cdot A_{Brutto} & (c) \end{cases}$$

(a) Taglio nelle singole tavole

(b) Torsione nelle superfici incollate

(c) Taglio della sezione globale

con

a ... larghezza media delle tavole (consigliato  $a = 150 \text{ mm}$ )

$$n_{R,xy,k} = \min \begin{cases} \frac{5,0}{10} \cdot \min(100 \cdot 9; 100 \cdot 6) = 300 \text{ kN/m} & (a) \\ \frac{2,5}{10} \cdot \frac{\min(100 \cdot 9; 100 \cdot 6) \cdot 15}{3 \cdot 3} = 250 \text{ kN/m} & (b) \\ \frac{2,5}{10} \cdot 100 \cdot 15 = 375 \text{ kN/m} & (c) \end{cases}$$

$$n_{R,xy,k} = 250 \text{ kN/m}$$

**Verifiche****Tensione normale nella direzione principale (x)**

$$\frac{m_{x,d}}{m_{R,x,d}} + \frac{n_{x,d}}{n_{R,x,d}} \leq 1$$

**Tensione normale nella direzione secondaria (y)**

$$\frac{m_{y,d}}{m_{R,y,d}} + \frac{n_{y,d}}{n_{R,y,d}} \leq 1$$

**Tensioni di taglio**

La sovrapposizione degli sforzi di taglio che cerano tensioni di taglio segue le generali considerazioni meccaniche, e corrisponde conformemente al contesto alla sovrapposizione secondo ÖNORM B 1995-1-1:2015, Equazione NA.6.15-E1.

$$\sqrt{\left(\frac{v_{x,d}}{v_{R,x,d}}\right)^2 + \left(\frac{v_{y,d}}{v_{R,y,d}}\right)^2} + \frac{m_{xy,d}}{m_{R,xy,d}} + \frac{n_{xy,d}}{n_{R,xy,d}} \leq 1$$

## Esempio 7.2 Soletta di copertura con appoggio lineare e sbalzo sui due lati

### Dati

Dimensioni della soletta di copertura secondo figura 7.7. Gli strati esterni dell'XLAM 150 L5s (30l-30w-30l-30w-30l) sono orientati come la direzione principale indicata in figura. Lo sbalzo della copertura è di 1,25 m nella direzione principale e di 1,0 m in quella perpendicolare. L'appoggio lineare è dato da una parete di altezza di 3 m, formata da XLAM 90 Q3s (30l-30w-30l).

Classe di servizio: NKL 1

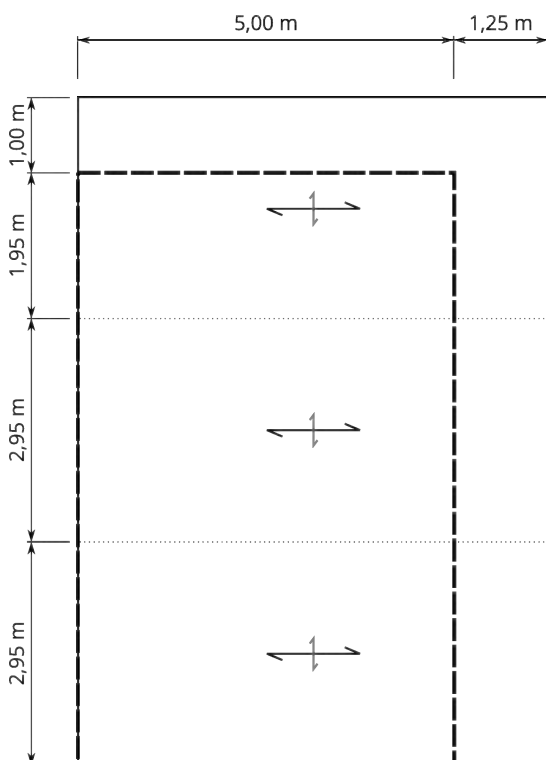


Figura 7.7: Dimensioni della soletta di copertura

### Carichi

$$g_k = 1,60 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{carichi permanenti})$$

$$s_k = 1,35 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{carico neve sulla copertura dalle tabelle per Graz}).$$

$$s_{Boden,k} = 1,65 \text{ kN/m}^2. \quad s_k = \mu_1 \cdot s_{Boden,k} = 0,8 \cdot 1,65 \approx 1,35 \text{ kN/m}^2$$

Categoria: Neve al di sotto di altitudine 1000 m sul livello del mare)

$$n_k = 1,0 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{carichi accidentali sulla copertura, categoria H})$$

### Calcolo statico

#### Coefficienti dei carichi

Il coefficiente di deformazione per l'XLAM nella classe di servizio (NKL) 1 vale  $k_{def} = 0,8$ .

I coefficienti per le due componenti del carico valgono:

per i carichi permanenti  $g_k$ :  $k_{mod} = 0,6$  e per il carico neve  $s_k$  al di sotto dei 1000 m: durata del carico breve:  $k_{mod} = 0,9$ ,  $\psi_2 = 0,0$

[AT]  
ÖNORM B 1995-1-1:2015,  
Tabella NA.K.2

[AT]  
ÖNORM B 1995-1-1:2015,  
Tabella NA.K.1

### Definizione del modello statico

Per il calcolo della piastra si scelgono i gradi di libertà della deformazione verticale  $u_z$ , della rotazione sull'asse  $x$   $\varphi_x$  e della rotazione sull'asse  $y$   $\varphi_y$ . I rimanenti tre gradi di libertà non sono rilevanti per il calcolo della piastra.

La soletta di copertura è definita come sistema globale, cioè includendo anche le parti a sbalzo e gli elementi adiacenti. In questo modo l'effetto dei giunti è integrato nel modello. Gli strati esterni dell'XLAM corrispondono alla direzione dell'asse  $x$  locale. I giunti sono definiti come linee incernierate. L'appoggio sulle pareti è modellato come un vincolo verticale, elastico, lineare, e posizionato nell'asse della parete. Nel contesto del modello a elementi finiti la rigidezza della parete è determinata con  $c = \frac{EA}{h}$ . Tramite il vincolo elastico si attenua l'effetto della singolarità e quindi anche il locale incremento della pressione di contatto nell'angolo delle due pareti esterne. Per la parete in XLAM 90-Q3s (30l-30w-30l) con altezza  $h = 3$  m si ottiene per la rigidezza della parete:

$$c = \frac{E \cdot b \cdot \sum d_x}{h} = \frac{11.550/10 \cdot 100 \cdot 6}{3} = 231\,000 \text{ kN/m}^2$$

Il modello a elementi finiti è realizzato con elementi anisotropi di tipo Mindlin-Reissner. Il comportamento della piastra è definito dalle componenti della matrice di rigidezza del capitolo 7.2.3. Il retino del modello è stato definito con una lunghezza di lato di 15 cm per ogni elemento finito del modello.

I carichi  $g_k$  e  $s_k$  sono definiti come casi di carico separati e inseriti come carico complessivo su tutta la superficie. I carichi accidentali sulla copertura della categoria H  $n_k$  non devono essere considerati contemporaneamente alla neve. Un confronto delle curve di inviluppo per la distribuzione più sfavorevole a scacchiera dei carichi accidentali permette di constatare che il carico neve su tutta la superficie è in questo caso determinante.

### Risultati del calcolo statico

Per lo stato limite di servizio (SLS) si limita la deformazione iniziale con

$$u_{inst} = u_{g,k} + u_{s,k} \leq \frac{l}{300}$$

dove è incluso anche il peso proprio  $g_1$  quale parte dei carichi permanenti. La verifica della deformazione finale avviene con:

$$u_{net,fin} = (u_{g,k} + \psi_2 \cdot u_{s,k}) (1 + k_{def}) \leq \frac{l}{250}$$

I risultati sono combinati nel modo seguente per ottenere lo stato limite ultimo (SLU)

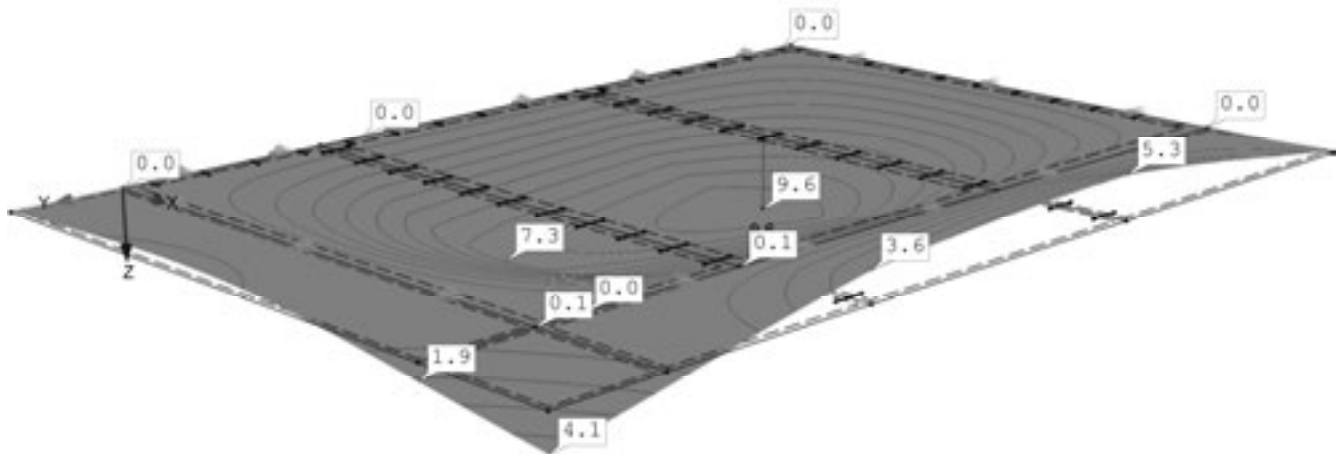
$$E_d = \gamma_G \cdot E_{g,k} + \gamma_Q \cdot E_{s,k}$$

I risultati del calcolo numerico sono rappresentati di seguito in modo grafico tramite isolinee e sezioni.

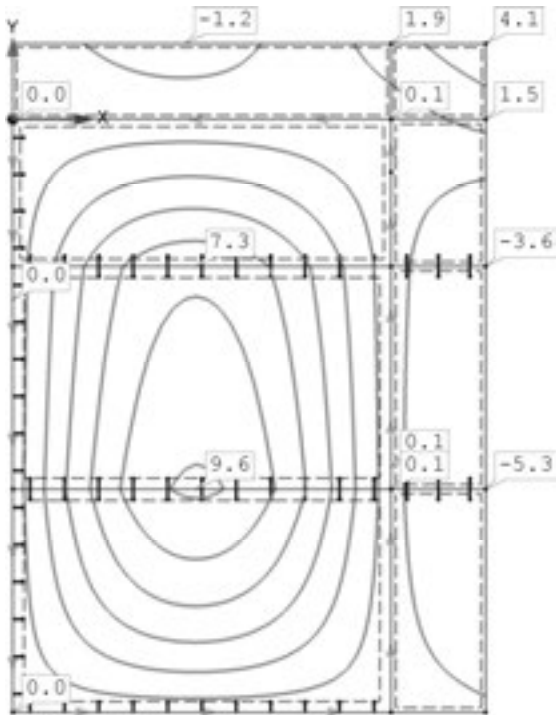
[AT]  
ÖNORM B 1995-1-1:2015,,  
Tabella NA.7.2

[AT]  
ÖNORM B 1995-1-1:2015,  
Tabelle NA.7.2

a) Deformata – Prospettiva  $u_{inst}$  [mm]

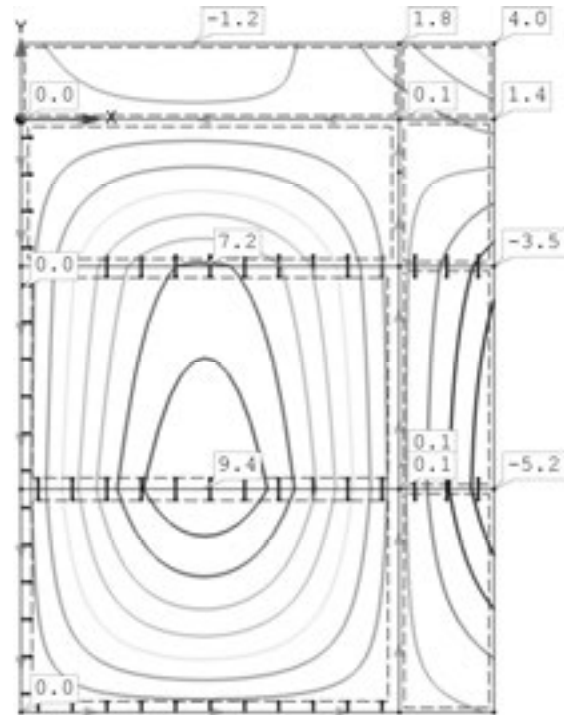


b) Deformazioni iniziali  $u_{inst}$  [mm]



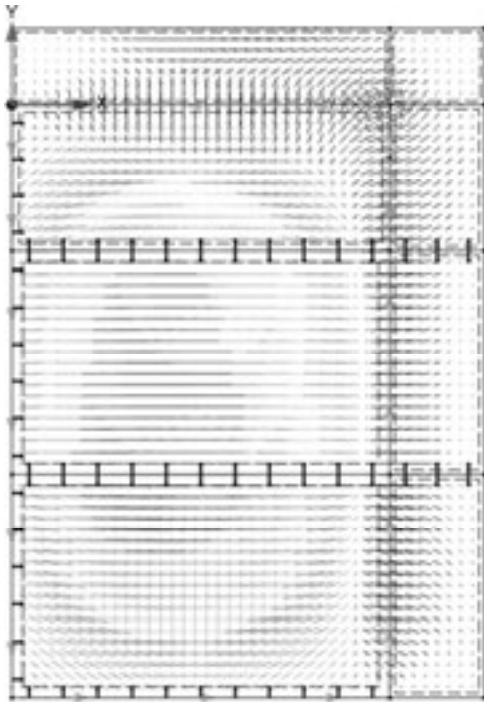
$max u_{inst} = 4,1 \text{ mm}$

c) Deformazioni finali  $u_{net,fin}$  [mm]

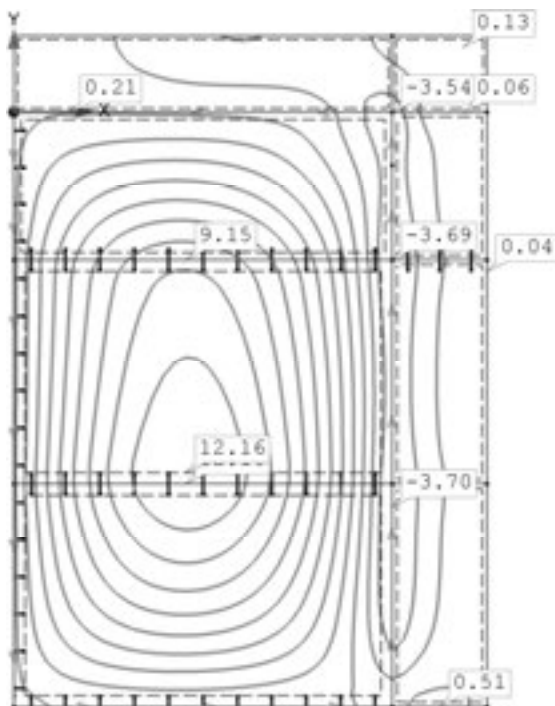


$max u_{net,fin} = 4,0 \text{ mm}$

d) Traiettorie dei momenti principali



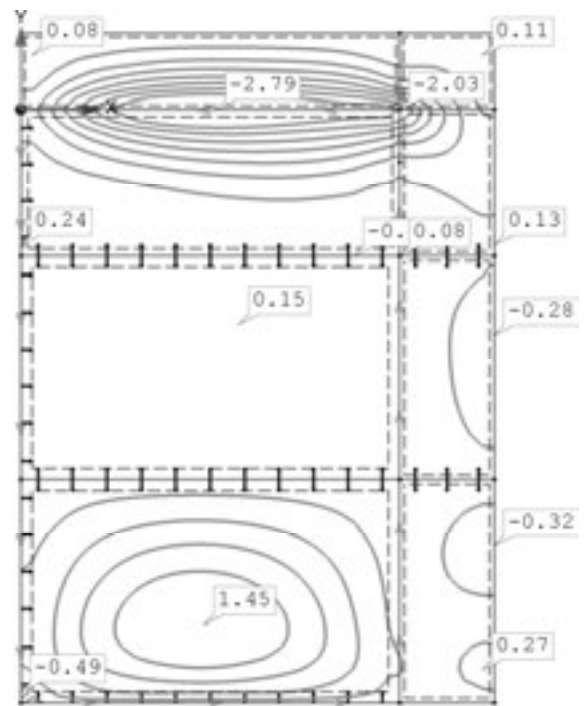
e) Momenti  $m_x$  [kNm/m]



$$\min m_{x,d} = -3,70 \text{ kNm}$$

$$\max m_{x,d} = 12,16 \text{ kNm}$$

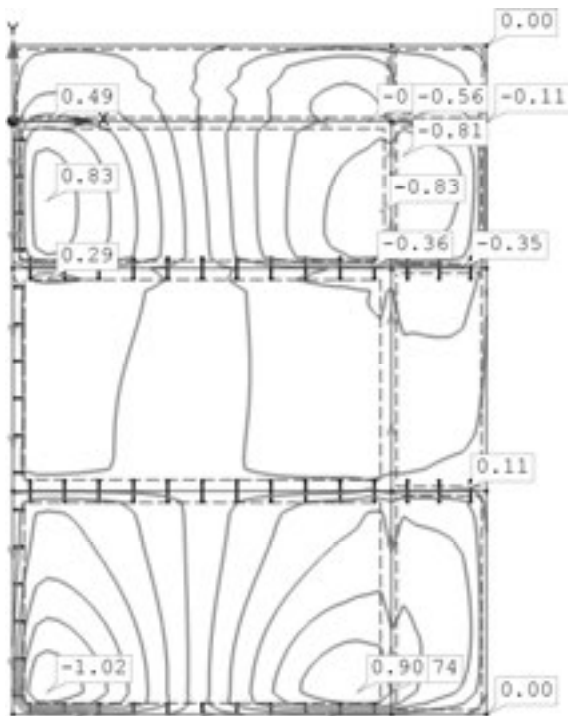
f) Momenti  $m_y$  [kNm/m]



$$\min m_{y,d} = -2,79 \text{ kNm}$$

$$\max m_{y,d} = 1,45 \text{ kNm}$$

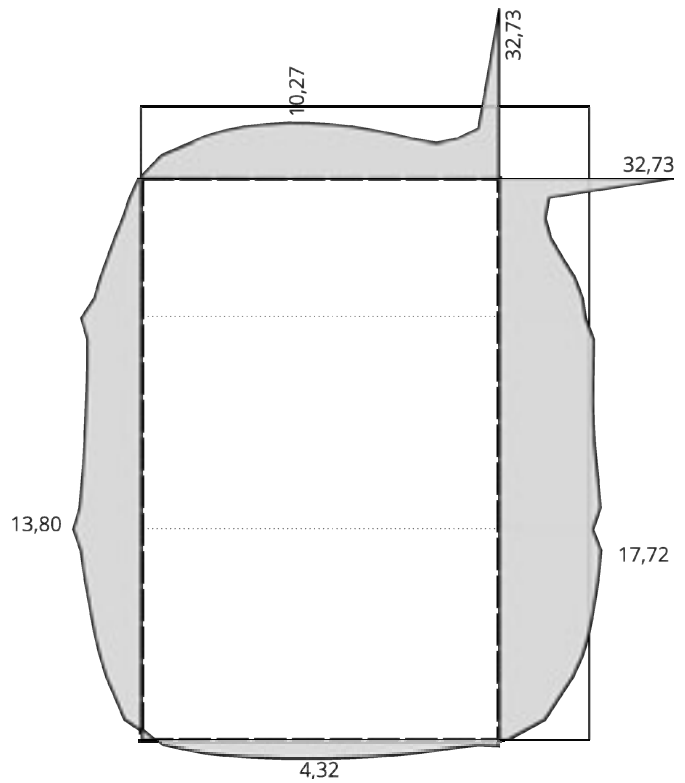
g) Momenti torcenti (Drill)  $m_{xy}$  [kNm/m]



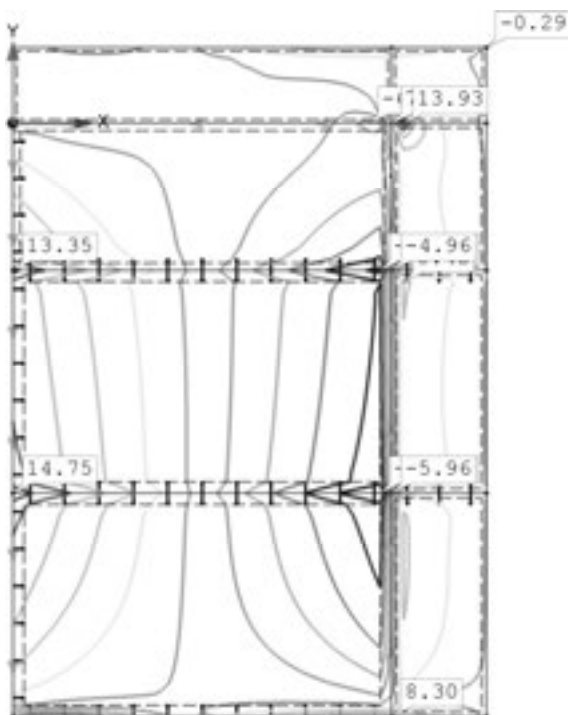
$\min m_{xy,d} = -1,02 \text{ kNm}$

$\max m_{xy,d} = 0,90 \text{ kNm}$

h) Reazioni d'appoggio [kN/m]



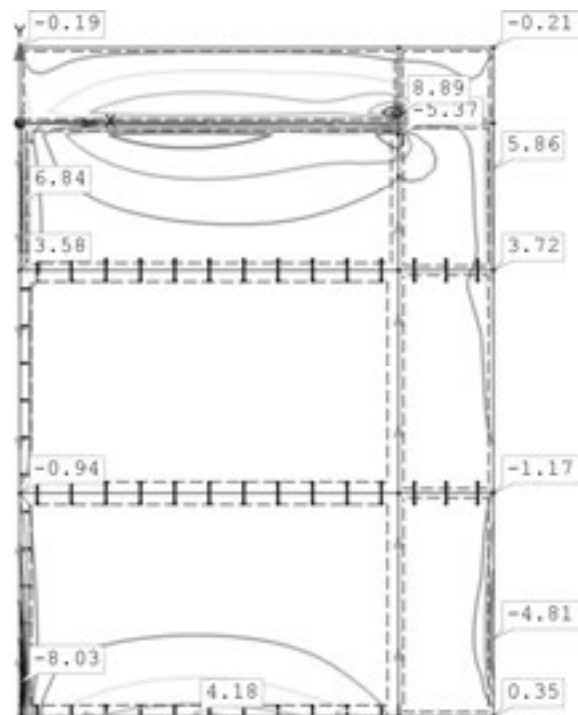
i) Forza di taglio  $v_x$  [kN/m]



$\min v_{x,d} = -14,75 \text{ kN/m}$

$\max v_{x,d} = 14,75 \text{ kN/m}$

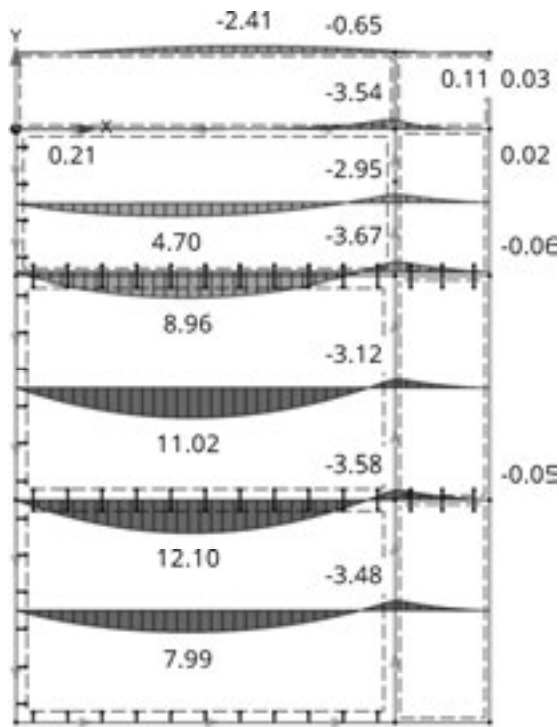
j) Forza di taglio  $v_y$  [kN/m]



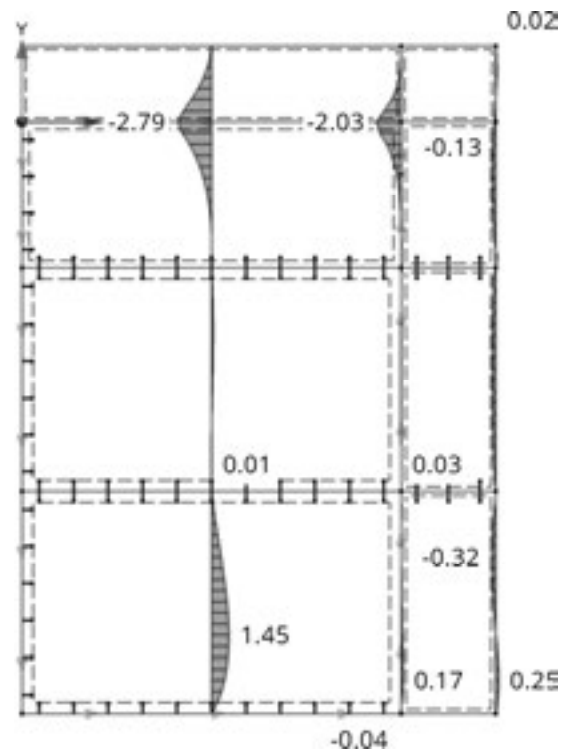
$\min v_{y,d} = -8,03 \text{ kN/m}$

$\max v_{y,d} = 8,89 \text{ kN/m}$

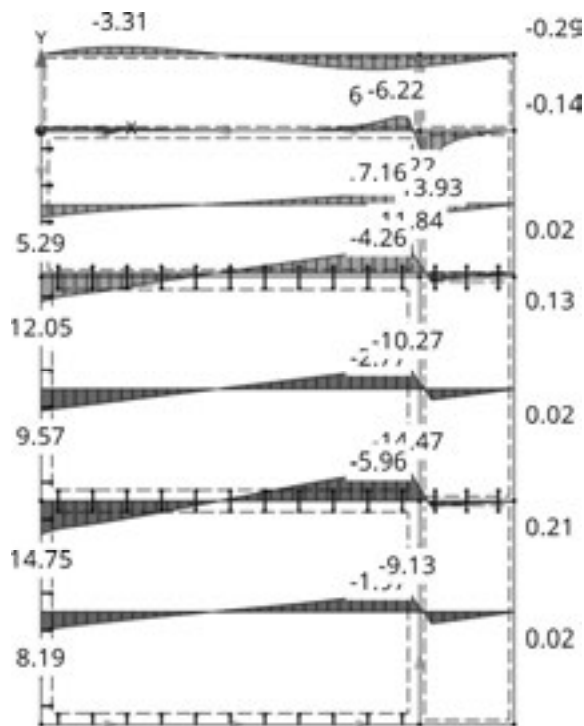
k) Momento  $m_x$  nelle sezioni



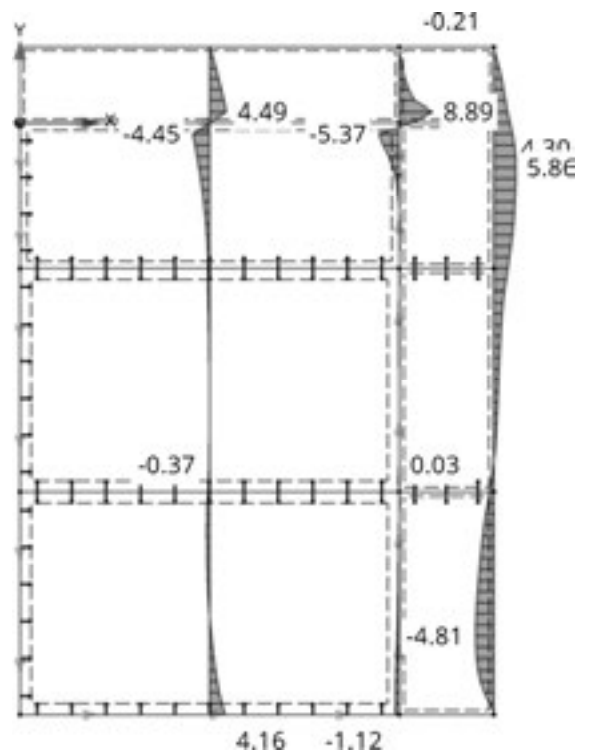
l) Momento  $m_y$  nelle sezioni



m) Forza di taglio  $v_x$  nelle sezioni



n) Forza di taglio  $v_y$  nelle sezioni





## Verifiche

### Stato limite di servizio (SLS)

#### Deformazione nello spigolo a sbalzo

Quale lunghezza di riferimento per il limite della deformazione si ammette la lunghezza della diagonale

- **Verifica della deformazione iniziale**

$$\max u_{inst} \leq w_{inst,zul}$$

$$w_{inst,zul} = \frac{l}{300} = \frac{\sqrt{c_x^2 + c_y^2}}{300} = \frac{\sqrt{1.250^2 + 1.000^2}}{300} = \frac{1600}{300} = 5,3 \text{ mm}$$

$$4,1 \text{ mm} \leq 5,3 \text{ mm}$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 78 \%$ )

- **Verifica della deformazione finale**

$$w_{net,fin,zul} = \frac{l}{250} = \frac{1600}{250} = 6,4 \text{ mm}$$

$$\max u_{net,fin} \leq w_{net,fin,zul}$$

$$4,0 \leq 6,4 \text{ mm}$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 63 \%$ )

### Stato limite ultimo (SLU)

La combinazione determinante per tutti i valori di calcolo degli sforzi interni è

$g + s$  con  $k_{mod} = 0,9$ .

I valori caratteristici delle resistenze sezionali sono stati determinati nel capitolo 7.3.

Il coefficiente parziale di sicurezza per l'XLAM vale  $\gamma_M = 1,25$ .

- **Verifica dei momenti  $m_x$**

Lo sbalzo non è rilevante ai fini del calcolo per questa sollecitazione flessionale sull'asse forte. Il momento determinante in campata vale  $\max m_{x,d} = 12,16 \text{ kNm/m}$ .

$$m_{x,d} \leq m_{R,x,d} = k_{mod} \cdot \frac{m_{R,x,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{78,4}{1,25} = 56,45 \text{ kNm/m}$$

$$12,16 \leq 56,45 \text{ kNm/m}$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 22 \%$ )

[AT]  
ÖNORM B 1995-1-1:2015,  
Paragrafo K.2.3

- **Verifica dei momenti  $m_y$**

$$\min m_{y,d} = -2,79 \text{ kNm/m}$$

$$m_{y,d} \leq m_{R,y,d} = k_{mod} \cdot \frac{m_{R,y,k}}{\gamma_M} = 0,9 \cdot \frac{34,3}{1,25} = 24,7 \text{ kNm/m}$$

$$2,79 \leq 24,70 \text{ kNm/m}$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 12 \%$ )

- **Verifica delle tensioni di taglio**

- Momento torcente  $m_{xy}$

Il momento torcente massimo vale  $\min m_{xy,d} = -1,02 \text{ kNm}$  nella zona della piastra appoggiate su tre lati nel bordo senza sbalzo.

- Forze di taglio  $v_x$

$$v_{x,d} = 13,93 \text{ kN/m nella zona dello sbalzo}$$

$$v_{x,d} = 14,75 \text{ kN/m nella zona dell'appoggio in campata}$$

- Forze di taglio  $v_y$

$$v_{y,d} = 8,89 \text{ kN/m nella zona dello sbalzo}$$

$$v_{y,d} = 8,03 \text{ kN/m nella zona dell'appoggio in campata}$$

- Interazione degli sforzi interni

Per l'interazione si considerano qui i valori massimi degli sforzi interni, indipendentemente dalla loro posizione.

$$v_{R,x,k} = 136,1 \text{ kN/m}$$

$$v_{R,y,k} = 71,5 \text{ kN/m}$$

$$\sqrt{\left(\frac{v_{x,d}}{v_{R,x,d}}\right)^2 + \left(\frac{v_{y,d}}{v_{R,y,d}}\right)^2} + \left(\frac{m_{xy,d}}{m_{R,xy,d}}\right) \leq 1$$

$$\sqrt{\left(\frac{v_{x,d}}{k_{mod} \cdot \frac{v_{R,x,k}}{\gamma_M}}\right)^2 + \left(\frac{v_{y,d}}{k_{mod} \cdot \frac{v_{R,y,k}}{\gamma_M}}\right)^2} + \left(\frac{m_{xy,d}}{k_{mod} \cdot \frac{m_{R,xy,k}}{\gamma_M}}\right) \leq 1$$

$$\sqrt{\left(\frac{14,75}{0,9 \cdot \frac{136,1}{1,25}}\right)^2 + \left(\frac{8,89}{0,9 \cdot \frac{71,5}{1,25}}\right)^2} + \left(\frac{1,02}{0,9 \cdot \frac{9,38}{1,25}}\right) \leq 1$$

$$\sqrt{0,0227 + 0,0298} + 0,15 \leq 1$$

$$0,229 + 0,15 \leq 1$$

$$0,38 \leq 1$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 38 \%$ )

- **Verifica della pressione di contatto sull'appoggio**

Nello spigolo esterno si presenta una singolarità. La reazione di appoggio tende numericamente all'infinito. La scelta di un retino di 15 porta a risultati orientati alla prassi. Visto che la resistenza a compressione è sufficientemente grande, si rinuncia a compensare le reazioni di appoggio tramite la loro redistribuzione su una zona di ca. 30 cm di lunghezza nelle due direzioni.

Inserendo nel modello un appoggio lineare rigido al posto di quello elastico, il valore di punta della reazione di appoggio aumenta di ca. il 38%. Compensando su una lunghezza di 30 cm, il valore medio in caso di appoggio lineare rigido risulterebbe maggiore soltanto di ca. il 6%.

$$\max a_d = 32,73 \text{ kN/m}$$

$$b_{ef} = 9 \text{ cm}$$

$$f_{c,90,k} = 3,0 \text{ N/mm}^2$$

Il valore di calcolo della resistenza alla pressione di contatto vale

$$a_{R,d} = b_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot f_{c,90,d} = b_{ef} \cdot k_{c,90} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M}$$

**Coefficiente di pressione trasversale  $k_{c,90}$**

La parete portante si trova all'interno della soletta.

La larghezza della superficie di contatto vale secondo il capitolo 6.3:

$$b_{90,ef} = 9 \text{ cm}$$

Coefficiente di pressione trasversale secondo Tabella 4-2:

$$k_{c,90} = 1,8$$

Il valore di calcolo della resistenza a compressione trasversale vale:

$$a_{R,d} = A_{90,ef} \cdot k_{c,90} \cdot k_{mod} \cdot \frac{f_{c,90,k}}{\gamma_M} = 100 \cdot 9 \cdot 0,9 \cdot \frac{3,0}{10 \cdot 1,25} = 202 \text{ kN/m}$$

La verifica a livello di reazione di appoggio per metro lineare assume la forma:

$$a_d \leq a_{R,d}$$

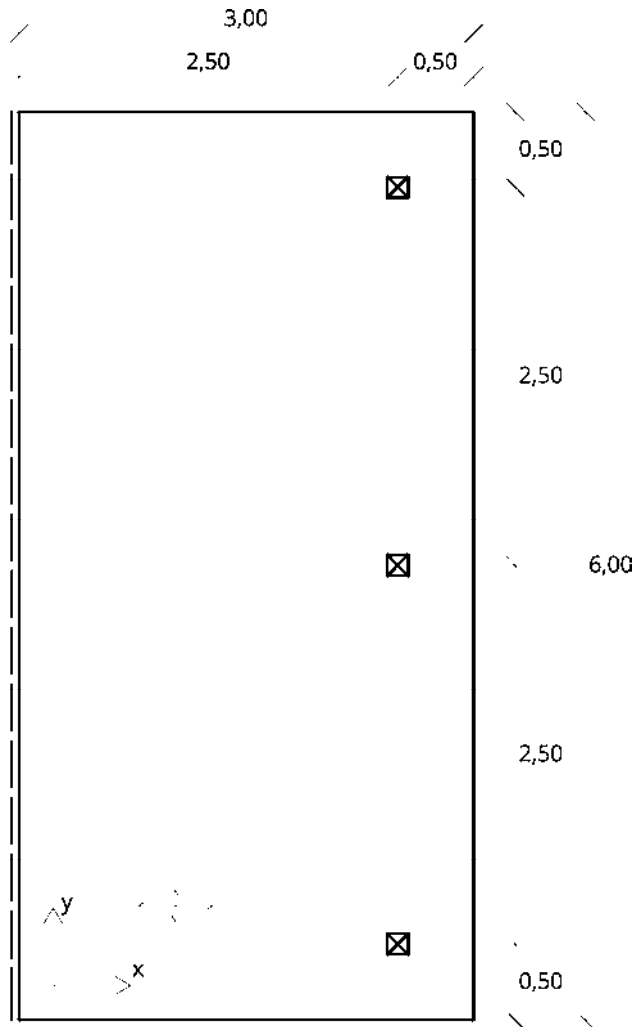
$$32,73 \text{ kN/m} \leq 202 \text{ kN/m}$$

✓ Verifica risuscita ( $\eta = 16 \%$ )

### Esempio 7.3 Avantetto con appoggi puntuali

#### Dati:

Soletta di copertura con appoggio lineare su un lato e appoggi puntuali sul lato opposto, come in figura 7.8.



**Figura 7.8 Soletta di copertura con appoggi puntuali**

Elemento: XLAM 150 L5s (30l-30w-30l-30w-30l);  $k_{mod} = 0,9$

Materiale secondo capitolo 1.

#### Cercato:

Determinazione degli sforzi interni con modello a elementi finiti

Sforzi interni per la verifica dell'appoggio centrale

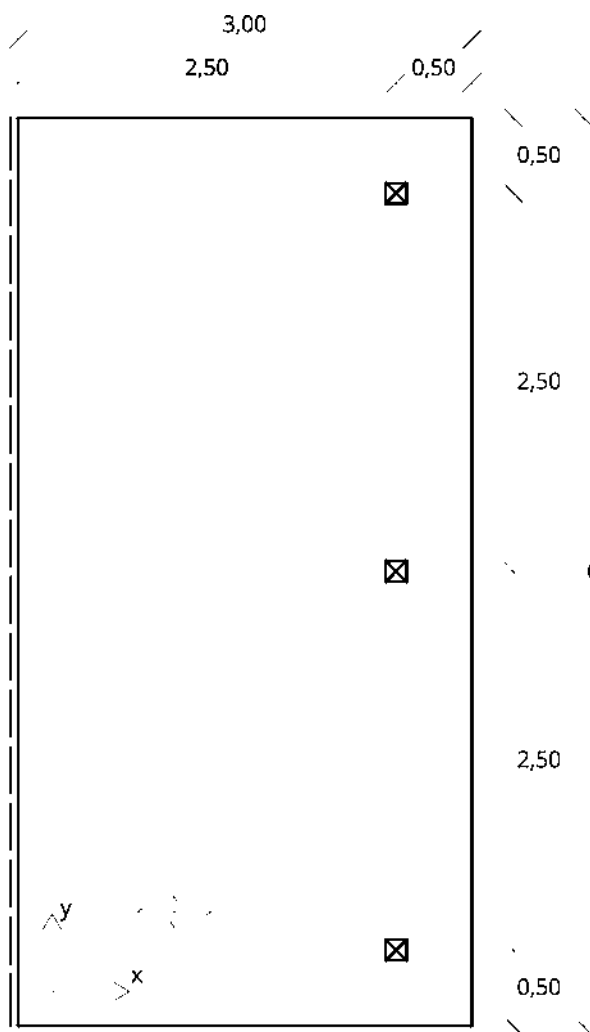


Figura 7.9 Sistema

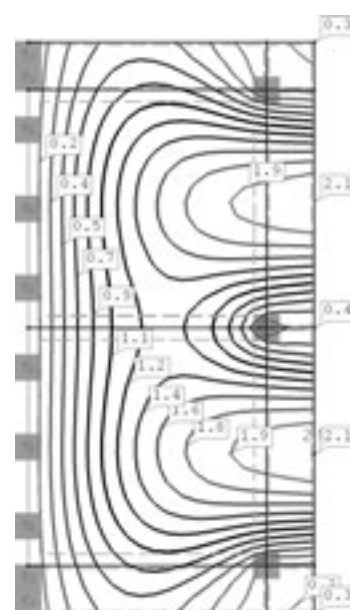


Figura 7.10 Deformazioni

$u_{inst}$

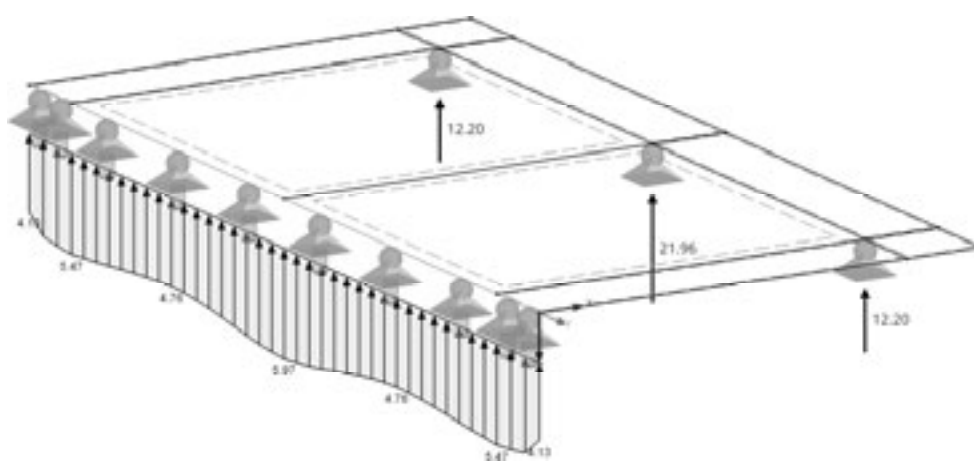


Figura 7.11 Reazioni agli appoggi

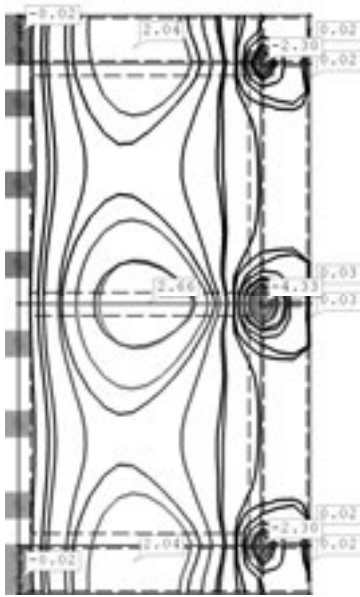


Figura 7.12  $\min m_x$  e  $\max m_x$

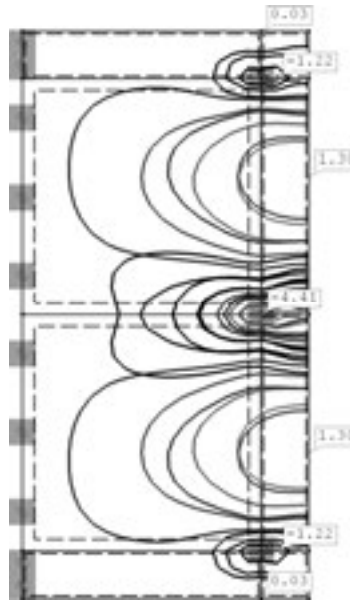


Figura 7.13  $\min m_y$  e  $\max m_y$

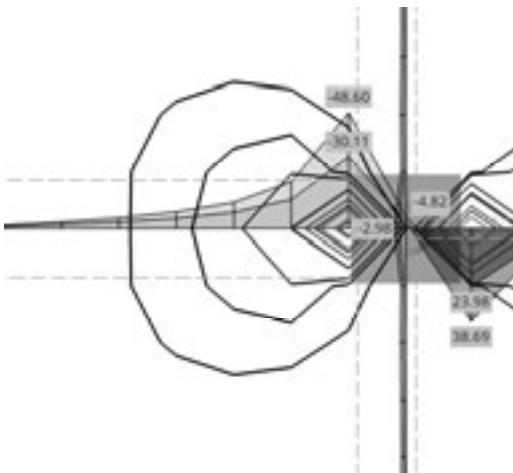


Figura 7.14  $\min v_x$  e  $\max v_x$  nella zona dell'appoggio centrale (Iso-linee e sezioni)

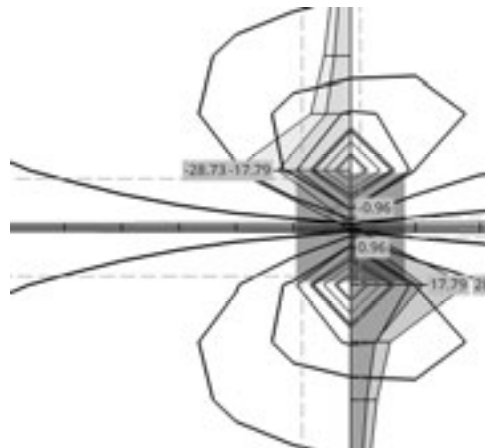
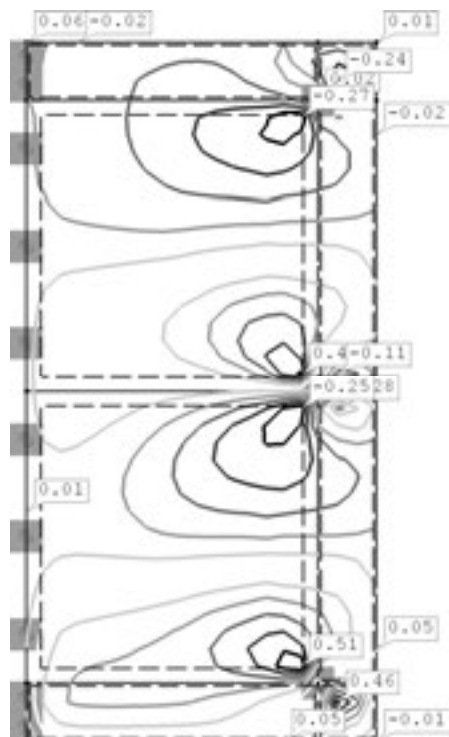
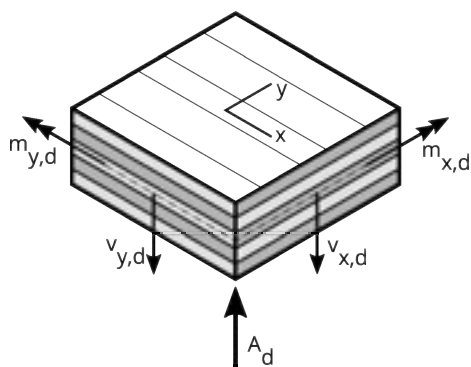


Figura 7.15  $\min v_y$  e  $\max v_y$  nella zona dell'appoggio centrale (Iso-linee e sezioni)



**Figura 7.16**  $max m_{xy}$



**Figura 7.17** Sforzi interni dell'elemento di soletta sull'appoggio centrale

I valori di calcolo degli sforzi interni sull'appoggio centrale per lo stato limite ultimo sono rappresentati in figura 7.17 e riassunti di seguito.

$$A_d = 21,96 \text{ kN}$$

$$m_{x,d} = -4,33 \text{ kNm/m}$$

$$m_{y,d} = -4,41 \text{ kNm/m}$$

$$m_{xy,d} = 0,06 \text{ kNm/m}$$

$$v_{x,d} = \begin{bmatrix} -48,60 \text{ kN/m} \\ 38,69 \text{ kN/m} \end{bmatrix}$$

$$v_{y,d} = \begin{bmatrix} 28,73 \text{ kN/m} \\ -28,73 \text{ kN/m} \end{bmatrix}$$

$$k_{mod} = 0,9$$

## Verifiche

### Verifica della pressione sull'appoggio (compressione trasversale)

$$k_{c,90} = 1,80$$

$$A_{R,d} = 1,80 \cdot 14 \cdot 14 \cdot 0,9 \cdot \frac{3,0}{10 \cdot 1,25} = 76,2 \text{ kN}$$

$$A_d \leq A_{R,d}$$

$$21,96 \text{ kN} \leq 76,2 \text{ kN}$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 28 \%$ )

### Verifica delle tensioni di taglio $v_x$

$$\tau_{r,x,d} = \frac{v_{x,d} \cdot S_y(z = 45 \text{ mm})}{I_{0,net}} = \frac{-48,60 \cdot 1.000 \cdot 30 \cdot 60}{22.275 \cdot 10^4} = -0,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{r,x,d} \leq f_{V,R,d} = 0,9 \cdot \frac{1,1}{1,25} = 0,79 \text{ N/mm}^2$$

$$0,39 \text{ N/mm}^2 \leq 0,79 \text{ N/mm}^2$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 49 \%$ )

### Verifica delle tensioni di taglio $v_y$

$$\tau_{r,y,d} = \frac{v_{y,d} \cdot S_y(z = 15 \text{ mm})}{I_{90,net}} = \frac{-28,73 \cdot 1.000 \cdot 30 \cdot 30}{5.850 \cdot 10^4} = -0,44 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_{r,y,d} \leq f_{V,R,d} = 0,9 \cdot \frac{1,1}{1,25} = 0,79 \text{ N/mm}^2$$

$$0,44 \text{ N/mm}^2 \leq 0,79 \text{ N/mm}^2$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 56 \%$ )



**Verifica dei momenti  $m_x$**

$$\sigma_{x,d} = \frac{m_{x,d} \cdot t_{CLT} / 2}{I_{0,net}} = \frac{-4,33 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot 75}{22.275 \cdot 10^4} = -1,46 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,d} \leq f_{m,d} = 0,9 \cdot \frac{24,0}{1,25} = 17,28 \text{ N/mm}^2$$

$$1,46 \text{ N/mm}^2 \leq 17,28 \text{ N/mm}^2$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 8 \%$ )

**Verifica dei momenti  $m_y$**

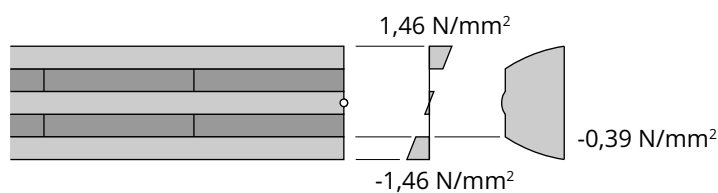
$$\sigma_{y,d} = \frac{m_{y,d} \cdot \left( \frac{t_{CLT}}{2} - t_1 \right)}{I_{90,net}} = \frac{-4,41 \cdot 1.000 \cdot 1.000 \cdot (75 - 30)}{5.850 \cdot 10^4} = -3,39 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{y,d} \leq f_{m,d} = 0,9 \cdot \frac{24,0}{1,25} = 17,28 \text{ N/mm}^2$$

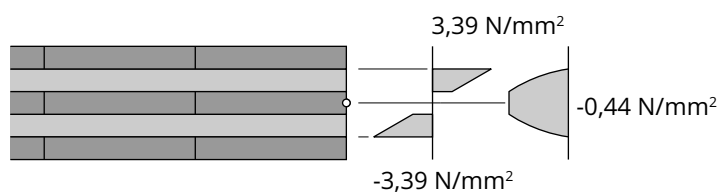
$$3,39 \text{ N/mm}^2 \leq 17,28 \text{ N/mm}^2$$

✓ Verifica riuscita ( $\eta = 20 \%$ )

Tensioni di flessione e taglio nella direzione x



Tensioni di flessione e taglio nella direzione y



# 8 Correzioni e complementi al Vol. 1

## 8.1 Correzioni

### 8.1.1 Valore di calcolo dei carichi (Resistenza)

La formula (3.1)\* nella forma corretta vale

$$E_d = \sum \gamma_G \cdot E_{G,i,k} + \gamma_Q \cdot E_{Q,1,k} + \sum \psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot E_{Q,i,k} \quad (3.1)^*$$

### 8.1.2 Estrazione delle viti

Le coppie di viti nelle figure 9-13\* e 9-14\* dovrebbero avere una distanza fra loro uguale a  $2,5 \cdot d$ .

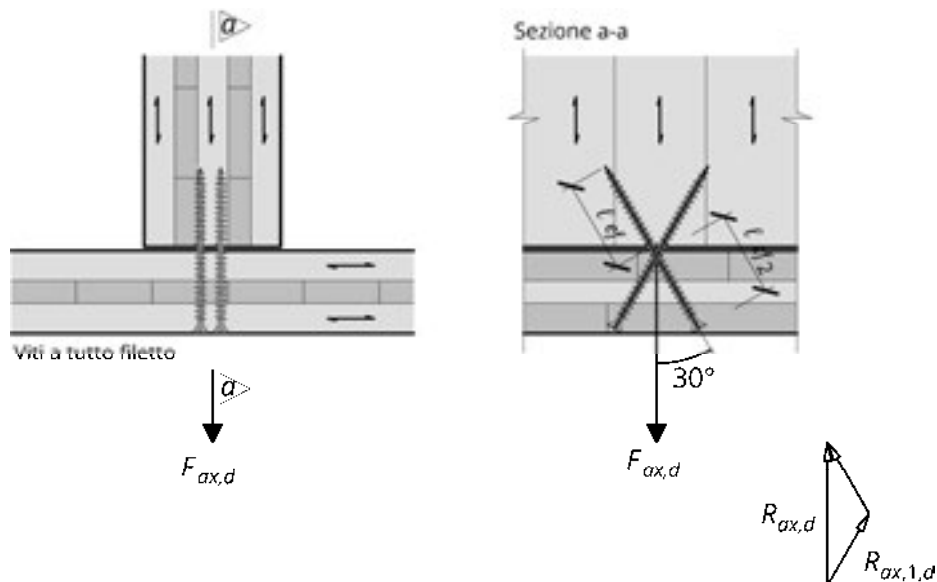
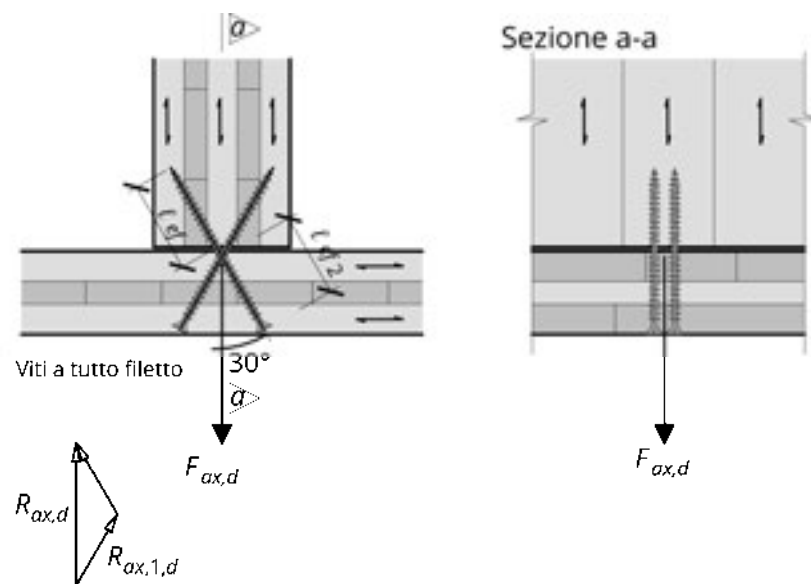


Figura 9-13\* Sospensione tramite viti a tutto filetto parallele al piano della parete



**Figura 9-14\* Sospensione tramite viti a tutto filetto inclinate rispetto al piano della parete**

### 8.1.3 Accelerazione orizzontale in caso di sisma

Le formule (10.4)\* e (10.5)\* nella forma corretta valgono

$$a_{hor} = \frac{S_e(T)}{q} \tag{10.4)*}$$

$$a_{hor} = 2,5 \cdot a_g \cdot \frac{S}{q} \tag{10.5)*}$$

### 8.1.4 Metodo Gamma generico secondo Schelling

La matrice dei coefficienti di pagina 153 nella forma corretta vale

**Matrice dei coefficienti**

	[V]			
	1	2	3	4
1	$\left[ C_{1,2} + \frac{\pi^2 EA_1}{\ell^2} \right] \cdot a_1$	$- C_{1,2} \cdot a_2$	0	0
2	$- C_{1,2} \cdot a_1$	$\left[ C_{1,2} + C_{2,3} + \frac{\pi^2 EA_2}{\ell^2} \right] \cdot a_2$	$- C_{2,3} \cdot a_3$	0
3	0	$- C_{2,3} \cdot a_2$	$\left[ C_{2,3} + C_{3,4} + \frac{\pi^2 EA_3}{\ell^2} \right] \cdot a_3$	$- C_{3,4} \cdot a_4$
4	0	0	$- C_{3,4} \cdot a_3$	$\left[ C_{3,4} + \frac{\pi^2 EA_4}{\ell^2} \right] \cdot a_4$

## 8.2 Adattamenti alle nuove norme e conoscenze

### 8.2.1 Distanze minime delle viti autoforanti

Tabella 9-8 deve essere adattata alle indicazioni in ÖNORM B 1995-1-1:2015.

Tabella 9-8\*

		Sollecitazione in direzione della fibratura dello stato esterno	Angolo $\alpha$ rispetto alla	Sollecitazione perpendicolare a
Distanza	direzione della fibratura dello strato esterno	$a_1$		$4 d$
	perpendicolarmente allo strato esterno	$a_2$		$2,5 d$
Distanza dal bordo	bordo sollecitato dello strato esterno	$a_{3,t}$		$6 d$
	bordo non sollecitato dello strato esterno	$a_{3,c}$		$6 d$
	bordo sollecitato dello strato trasversale	$a_{4,t}$		$6 d$
	bordo non sollecitato dello strato trasversale	$a_{4,c}$		$2,5 d$

Le prove sperimentali mostrano che nell'XLAM la riduzione del numero di mezzi di collegamento allineati nella direzione della fibratura a un numero efficace  $n_{ef}$  non è necessaria a causa dell'effetto compensato della stratigrafia.

### 8.2.2 Verifica delle oscillazioni

La verifica delle oscillazioni è stata modificata leggermente nell'ultima versione della ÖNORM B 1995-1-1:2015. Le modifiche sono documentate in questo volume (vedi capitolo 4.1).

### 8.2.3 Dimensionamento per il caso d'incendio

Le velocità di carbonizzazione definite nel capitolo 7.2 del volume 1 con valori più grandi per gli strati interni incollati con resine poliuretatiche sono state confermate, secondo Klippel, 2016.

### 8.2.4 Compressione trasversale

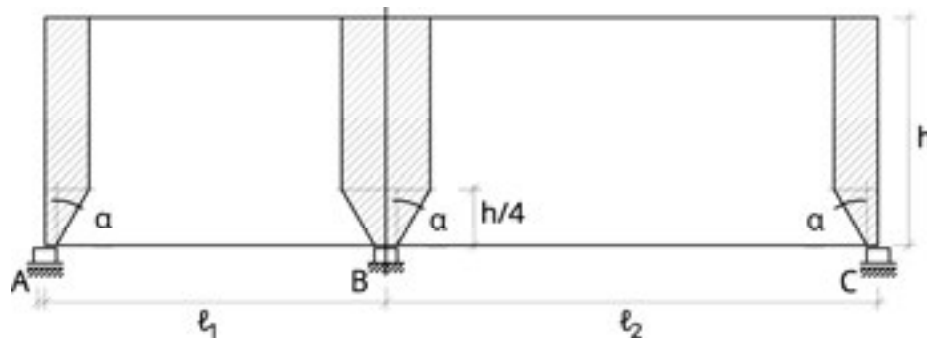
La compressione perpendicolarmente al piano degli elementi è regolamentata nella ÖNORM B 1991-1-1 con valori  $k_{c,90}$  diversi, e come superficie di contatto si usa la superficie effettiva.

Oltre alla discussione scientifica sul tema della compressione trasversale, nel capitolo 4.5.3 di questo volume è descritta la verifica a compressione trasversale secondo lo stato normativo attuale. Inoltre, nel capitolo 9.2, è trattato il calcolo delle deformazioni dell'XLAM in caso di compressione trasversale.

### 8.2.5 Distribuzione della forza su una striscia di soletta

Le ipotesi per la distribuzione di una forza del capitolo 11.2.3 del Volume 1 non consideravano ancora l'effetto piastra. Per la determinazione degli sforzi interni possono essere considerate le larghezze efficaci, come descritto nel capitolo 4.5.2 del presente volume.

### 8.2.6 Introduzione locale della forza nelle pareti



**Figura 8.1 Introduzione locale della forza nelle pareti secondo il Volume 1**

Il modello di distribuzione della forza nelle pareti è stato adattato sulla base dei risultati delle analisi teoriche. Lo stesso modello è stato confermato nei limiti di quanto descritto nel capitolo 6.2 di questo volume.

## 9 Considerazioni di approfondimento

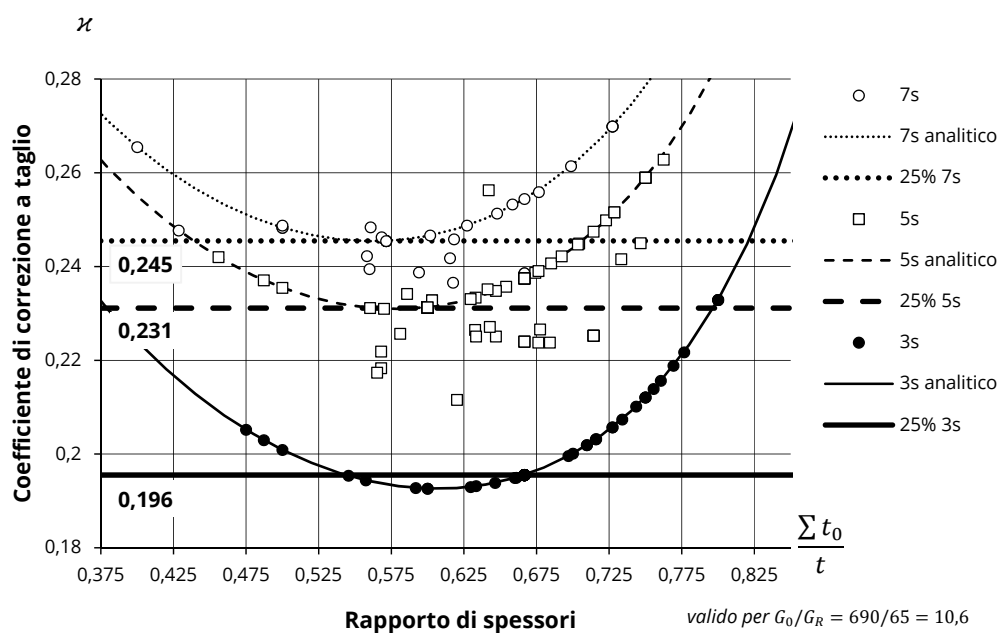
### 9.1 Definizione del coefficiente di correzione a taglio

Come indicato nel Volume 1, le due procedure di calcolo – il metodo gamma ampliato secondo Schelling e il calcolo della trave di Timoshenko cedevole a taglio – portano al medesimo risultato, se le condizioni di snellezza sono quelle usuali dell’edilizia e i carichi sono distribuiti in modo relativamente omogeneo.

Nel caso di solette formate da campate alternativamente lunghe e corte, oppure con sbalzi corti, o con carichi concentrati, la trave cedevole a taglio permette di ottenere risultati più realistici, visto che i risultati del metodo gamma sono troppo a favore di sicurezza.

Per modellare l’elemento strutturale di superficie occorre ricorrere al modello secondo Reissner-Mindlin o usare un reticolo di travi cedevoli a taglio e a torsione. Per questo è necessario conoscere il coefficiente di correzione a taglio, che permette di considerare in modo corretto le deformazioni dovute al taglio.

L’applicazione della trave cedevole a taglio è stata riassunta per elementi XLAM con strati di spessore costante da Jöbstl e descritta in modo generico in Schickhofer et al., 2010. Nell’appendice del Volume 1 è indicato il metodo analitico per il calcolo sulla base di una tabella.



**Figura 9.1** Coefficiente di correzione a taglio per elementi XLAM usuali con il quantile del 25%

In figura 9.1 sono rappresentati i valori del coefficiente di correzione a taglio per le stratigrafie usuali di XLAM con le caratteristiche indicate nel capitolo 3.1, in funzione del rapporto della somma degli strati longitudinali ( $\sum t_0$ ) con lo spessore totale ( $t$ ). Per tre,

cinque e sette strati è stato determinato il valore quantile del 25%, al di sotto del quale si trova soltanto un quarto degli elementi. I coefficienti di correzione a taglio così determinati sono leggermente inferiori a quelli di Jöbstl e portano quindi a ottenere deformazioni a taglio leggermente più grandi e a favore di sicurezza.

Per una calcolo di predimensionamento approssimativo o per una calcolo di verifica si consiglia l'impiego dei valori della tabella 9-1. Di regola i valori di questi coefficienti si trovano nella documentazione tecnica dei singoli produttori.

**Tabelle 9-1 Valori di riferimento del coefficiente di correzione a taglio per l'XLAM**

	1 strato	3 strati	5 strati	7 strati	9 strati
<b>coefficiente di correzione a taglio (quantile 25%)</b>	0,833	0,196	0,231	0,245	0,250

### Esempio 9.1 Calcolo tramite tabella del coefficiente di correzione a taglio

Per una soletta in XLAM 150 5s (30l – 30w – 30 l – 30w – 30l) deve essere calcolato il coefficiente di correzione a taglio. Valgono le caratteristiche del materiale secondo il capitolo 3.1.

Inoltre per il caso di una soletta unidirezionale su una luce  $\ell = 4 \text{ m}$  con un carico uniformemente distribuito  $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$  deve essere determinata la deformazione  $w_{inst}$ .

#### Tabella di calcolo

Calcolo della rigidità assiale  $EA$  e della posizione del baricentro  $z_s$

Lage	$d$	Orientierung	$E$	$G$	$z_0$	$EA$	$EA \cdot z_0$
	[mm]	[°]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[mm]	[N]	[Nmm]
1	30	0	11.550	690	15	$3,465 \cdot 10^8$	$5,198 \cdot 10^9$
2	30	90	0	65	45	0	0
3	30	0	11.550	690	75	$3,465 \cdot 10^8$	$2,599 \cdot 10^{10}$
4	30	90	0	65	105	0	0
5	30	0	11.550	690	135	$3,465 \cdot 10^8$	$4,678 \cdot 10^{10}$
$\Sigma$	150					$1,040 \cdot 10^9$	$7,796 \cdot 10^{10}$

La posizione del baricentro è data con

$$z_s = \frac{EA \cdot z_0}{EA} = \frac{7,796 \cdot 10^{10}}{1,040 \cdot 10^9} = 75 \text{ mm}$$

Calcolo della rigidezza flessionale EI e della rigidezza a taglio GA

<i>Lage</i>	<i>d</i> [mm]	<i>ori</i> [°]	<i>z</i> [mm]	$EI_{eigen}$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$EA e^2$ [Nmm <sup>2</sup> ]	$G \cdot A$ [N]
1	30	0	-60	$2,599 \cdot 10^{10}$	$1,247 \cdot 10^{12}$	$2,070 \cdot 10^7$
2	30	90	-30	0	0	$1,950 \cdot 10^6$
3	30	0	0	$2,599 \cdot 10^{10}$	0	$2,070 \cdot 10^7$
4	30	90	30	$0,000 \cdot 10^{00}$	0	$1,950 \cdot 10^6$
5	30	0	60	$2,599 \cdot 10^{10}$	$1,247 \cdot 10^{12}$	$2,070 \cdot 10^7$
	150			$7,796 \cdot 10^{10}$	$2,495 \cdot 10^{12}$	$6,600 \cdot 10^7$
				$2,573 \cdot 10^{12}$		

La rigidezza flessionale e la rigidezza a taglio senza l'effetto del coefficiente di correzione a taglio valgono:

$$EI_y = 2,573 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2 = 2\,573 \text{ kNm}^2 = 2,573 \text{ MNm}^2$$

$$GA = 6,6 \cdot 10^7 \text{ N} = 66000 \text{ kN} = 66 \text{ MN}$$



Calcolo del coefficiente di correzione a taglio

Lage <i>i</i>	<i>d</i>		<i>E</i> [N/mm <sup>2</sup> ]	<i>z</i> [mm]	$[E \cdot S]_{z_{k,o}}^{z_{k,u}}$	$\sum_{k=1}^{i-1} [E \cdot S]_{z_{k,o}}^{z_{k,u}}$	$\int_{z_{i,o}}^{z_{i,u}} [E \cdot S]^2$	$\frac{\int [E \cdot S]^2}{G \cdot b}$
	[mm]	[°]						
	<i>a</i>	<i>b</i>						
1	30	0	11.550	-75	$-2,079 \cdot 10^{10}$	$-2,079 \cdot 10^{10}$	$4,8895 \cdot 10^{21}$	$7,0863 \cdot 10^{15}$
				-45				
2	30	90	0	-15	0	$-2,079 \cdot 10^{10}$	$1,2967 \cdot 10^{22}$	$1,9949 \cdot 10^{17}$
3 oben	30	0	11.550	0	$-1,299 \cdot 10^9$	$-2,2089 \cdot 10^{10}$	$7,0371 \cdot 10^{21}$	$1,0199 \cdot 10^{16}$
3' sotto				0	$-1,299 \cdot 10^9$	$-2,2089 \cdot 10^{10}$	$-7,0371 \cdot 10^{21}$	$-1,0199 \cdot 10^{16}$
4	30	90	0	15	0	$-2,079 \cdot 10^{10}$	$-1,2967 \cdot 10^{22}$	$-1,9949 \cdot 10^{17}$
				45				
5	30	0	11.550	75	$-2,079 \cdot 10^{10}$	$-2,079 \cdot 10^{10}$	$-4,8895 \cdot 10^{21}$	$-7,0863 \cdot 10^{15}$
Σ	150						Σ ogni metà	$4,335 \cdot 10^{17}$

Dove i valori della colonna *e* si calcolano con:

$$[E \cdot S]_{z_{k,o}}^{z_{k,u}} = E_k \cdot b \cdot \left( \frac{z_{k,u}^2}{2} - \frac{z_{k,o}^2}{2} \right)$$

Per esempio i valori per la cella *e* / 1

$$[E \cdot S]_{z_{k,o}}^{z_{k,u}} = E_k \cdot b \cdot \left( \frac{z_{k,u}^2}{2} - \frac{z_{k,o}^2}{2} \right) = 11550 \cdot 1000 \cdot \left( \frac{-45^2}{2} - \frac{-75^2}{2} \right) = -2,0790 \cdot 10^{10}$$

I valori della colonna  $f$  sono ottenuti sommando le righe della colonna  $e$  a partire dal bordo superiore, rispettivamente inferiore, della sezione, fino al baricentro.

I valori della colonna  $g$  sono ottenuti tramite l'elaborazione del polinomio

$$\int_{z_{i,0}}^{z_{i,u}} [E \cdot S]^2 = \frac{b^2 \cdot E_i^2}{60} (3 z_{i,u}^5 - 10 z_{i,0}^2 z_{i,u}^3 + 15 z_{i,0}^4 z_{i,u} - 8 z_{i,0}^5) + \sum_{k=1}^{i-1} [E \cdot S]_{z_{k,0}}^{z_{k,u}} \cdot \frac{b \cdot E_i}{60} (20 z_{i,u}^3 - 60 z_{i,0}^2 z_{i,u} + 40 z_{i,0}^3) + \left\{ \sum_{k=1}^{i-1} [E \cdot S]_{z_{k,0}}^{z_{k,u}} \right\}^2 (z_{i,u} - z_{i,0})$$

Per esempio con i valori per la cella  $g / 3$  in alto si ottiene il risultato intermedio:

$$\int_{z_{i,0}}^{z_{i,u}} [E \cdot S]^2 = \frac{1000^2 \cdot 11550^2}{60} (3 \cdot 0^5 - 10 \cdot (-15)^2 \cdot 0^3 + 15 \cdot (-15)^4 \cdot 0 - 8 \cdot (-15)^5) - 2,0790 \cdot 10^{10} \cdot \frac{1000 \cdot 11550}{60} (20 \cdot 0^3 - 60 \cdot (-15)^2 \cdot 0 + 40 \cdot (-15)^3) + \{-2,0790 \cdot 10^{10}\}^2 (0 - (-15)) = 1,3507 \cdot 10^{19} + 5,4028 \cdot 10^{20} + 6,4834 \cdot 10^{21} = 7,0371 \cdot 10^{21}$$

$$\int_{z_{i,0}}^{z_{i,u}} [E \cdot S]^2 = 7,0371 \cdot 10^{21}$$

Finalmente si ottengono i valori della colonna  $h$  dividendo i valori della colonna  $g$  per  $G_i \cdot b_i$ . L'integrale  $\frac{\int [E \cdot S]^2}{G \cdot b}$  è ottenuto con la somma della colonna  $h$  dalle due parti della sezione fino al baricentro. Con i valori della rigidezza flessionale e a taglio già calcolati sopra si può calcolare il coefficiente di correzione a taglio:

$$\kappa_z = \frac{GA}{EI_{y,net}^2} \cdot \frac{\int [E \cdot S]^2}{G \cdot b} = \frac{6,6 \cdot 10^7}{(2,573 \cdot 10^{12})^2} \cdot 4,335 \cdot 10^{17} = 4,322$$

$$\kappa = \frac{1}{\kappa_z} = \frac{1}{4,322} = 0,231$$

Conformemente alla Tabella 9-1 si ottiene come approssimazione del coefficiente di correzione a taglio per un elemento con 5 strati il valore identico  $\kappa = 0,231$ .

La rigidezza sezionale effettiva a taglio  $GA_s$  vale quindi:

$$GA_s = \kappa \cdot GA = 0,231 \cdot \frac{6,6 \cdot 10^7}{1000} = 152\,658 \text{ kN}$$

La deformazione della trave semplice con carico uniforme vale

$$w = \frac{5 q \ell^4}{384 EI} + \frac{q \ell^2}{GA_s} = \frac{5 \cdot 5 \cdot 4^4}{384 \cdot 2573} \cdot 1000 + \frac{5 \cdot 4^2}{152658} \cdot 1000 = 6,48 + 0,524 = 7,0 \text{ mm}$$

La componente delle deformazioni a taglio sulla deformazione totale corrisponde in questo caso a circa il 7,5 %.

## 9.2 Deformazioni in caso di carichi locali

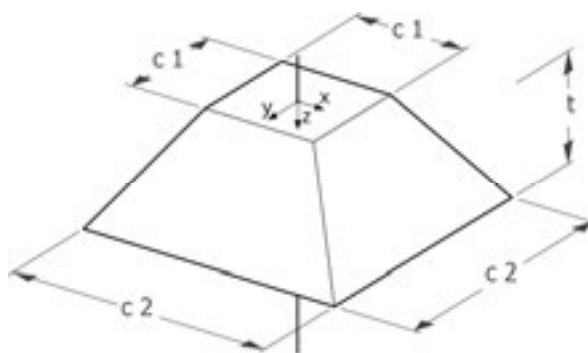
Nel capitolo 6.2 sono trattate le introduzioni locali di forze. Per completezza in questo capitolo è derivato il calcolo delle deformazioni sulla base della distribuzione lineare della forza.

### 9.2.1 Schiacciamento per una distribuzione generica delle tensioni

La distribuzione delle tensioni in casi di carichi concentrati si basa sull'ipotesi che la superficie di contatto è quadrata e che le tensioni si distribuiscono linearmente in entrambe le direzioni della lastra XLAM con un angolo di  $35^\circ$ . Il valore di  $35^\circ$  (pendenza della distribuzione della forza di 1:0,7) si ottiene per le tensioni di compressione trasversale a livello elastico ammettendo  $2/3$  degli strati longitudinali con un angolo di  $45^\circ$  (pendenza 1: 1) e  $1/3$  degli strati trasversali con un angolo di  $15^\circ$  (1: 0,268).

Un approccio per il calcolo dello schiacciamento delle travi orizzontali – quindi di elementi lineari – è stato derivato da Pischl, 2007. La distribuzione effettiva delle tensioni secondo Van der Put, 2008 è più complessa e non permette un'integrazione semplice. L'ipotesi di un aumento lineare delle tensioni permette comunque una buona approssimazione. La forma della distribuzione delle tensioni è un tronco di piramide a base quadrata di altezza  $t$ , con la lunghezza del lato  $c_1$  all'introduzione della forza e con la lunghezza del lato  $c_2$  alla base, come rappresentato in figura 9.2. Il carico concentrato  $F_{c,90,k}$  agisce in ogni sezione orizzontale in modo omogeneamente distribuito sulla superficie sezionale.

La forma del volume delle tensioni dipende dalla situazione di carico. In caso di attraversamento della forza si possono definire due tronchi di piramide di altezza  $t = d/2$  con le rispettive basi nel paino centrale della piastra di spessore  $d$ . In caso di introduzione della forza senza pilastro sottostante si deve ammettere una profondità del volume di tensioni di dimensione pari a  $0,4 \cdot t$ .



**Figura 9.2 Volume di tensioni per una introduzione di forza su una superficie quadrata con distribuzione identica nelle due direzioni**

Per il tronco di piramide a base quadrata delle tensioni si ottiene:

**Tronco di tensioni a base quadrata**

Equazione della lunghezza dello spigolo in funzione della coordinata z.

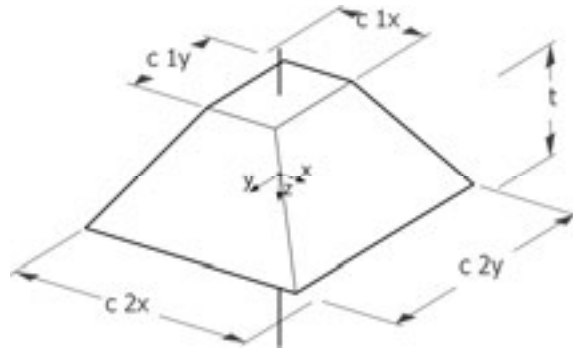
$$c(z) = c_1 - \frac{(c_1 - c_2) \cdot z}{t} \tag{9.1}$$

Si ottiene la deformazione con l'integrazione sul tronco della piramide

$$w_{el} = \int_{z=0}^t \frac{F_{c,90,k}}{E_{90,mean} \cdot A(z)} dz = \int_{z=0}^t \frac{F_{c,90,k}}{E_{90,mean} \cdot c(z)^2} dz \tag{9.2}$$

$$w_{el} = \frac{F_{c,90,k} \cdot t}{E_{90,mean}} \cdot \frac{1}{c_1 \cdot c_2} \tag{9.3}$$

Per il caso di un volume di tronco di piramide con base rettangolare si ottiene:



**Figura 9.3 Volume di tensioni per una introduzione di forza su una superficie rettangolare con distribuzione identica nelle due direzioni**

**Tronco di piramide rettangolare**

Equazione della lunghezza dello spigolo nelle direzioni x e y in funzione della coordinata z.

$$c_x(z) = c_{1x} - \frac{(c_{1x} - c_{2x}) \cdot z}{t} \tag{9.4}$$

$$c_y(z) = c_{1y} - \frac{(c_{1y} - c_{2y}) \cdot z}{t} \tag{9.5}$$

Si ottiene la deformazione con l'integrazione sul tronco della piramide

$$w_{el} = \int_{z=0}^t \frac{F_{c,90,k}}{E_{90,mean} \cdot A(z)} dz = \int_{z=0}^t \frac{F_{c,90,k}}{E_{90,mean} \cdot c_x(z) \cdot c_y(z)} dz \tag{9.6}$$

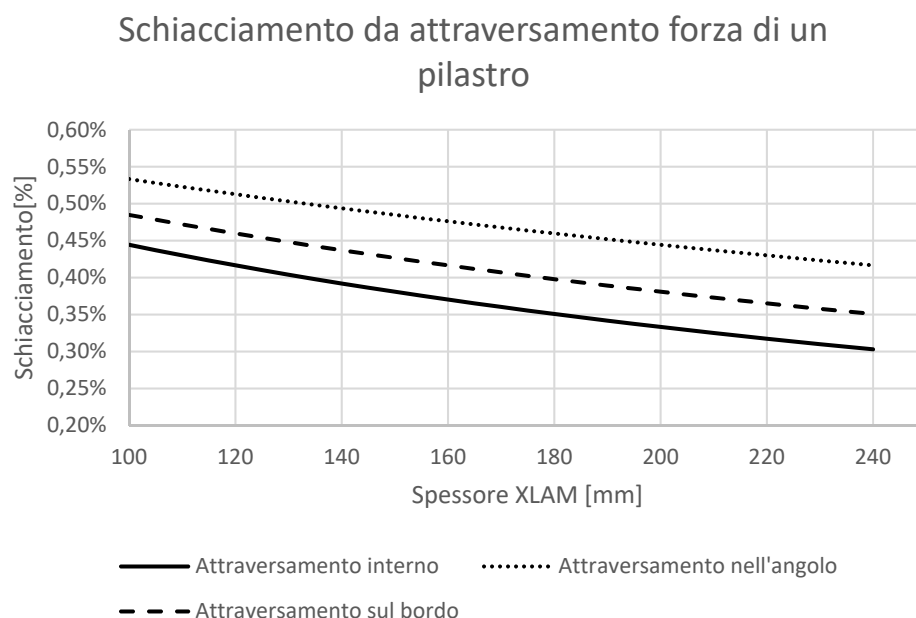
$$w_{el} = \frac{F_{c,90,k} \cdot t}{E_{90,mean}} \cdot \frac{\ln\left(\frac{c_{1x} \cdot c_{2y}}{c_{2x} \cdot c_{1y}}\right)}{(c_{1x} \cdot c_{2y} - c_{2x} \cdot c_{1y})} \tag{9.7}$$

### 9.2.2 Schiacciamento da attraversamento della forza di un pilastro

Applicando la formula 9.3 per i pilastri interni e d'angolo, rispettivamente la formula 9.7 per i pilastri di bordo, è possibile valutare approssimativamente lo schiacciamento della piastra.

In figura 9.4 è rappresentato il rapporto fra lo spessore dell'XLAM e lo schiacciamento per l'attraversamento di una forza da un pilastro sopra la piastra XLAM a un pilastro sottostante con sezione quadrata  $14 \times 14$  cm. Le tensioni di compressione su entrambi i lati della piastra sono uguali e valgono  $\sigma_{c,90,k} = 3$  N/mm<sup>2</sup>. Ciò corrisponde ad un valore caratteristico del carico  $F_k = 58,8$  kN. Il modulo elastico perpendicolare alla fibratura è considerato con  $E_{90,mean} = 450$  N/mm<sup>2</sup>.

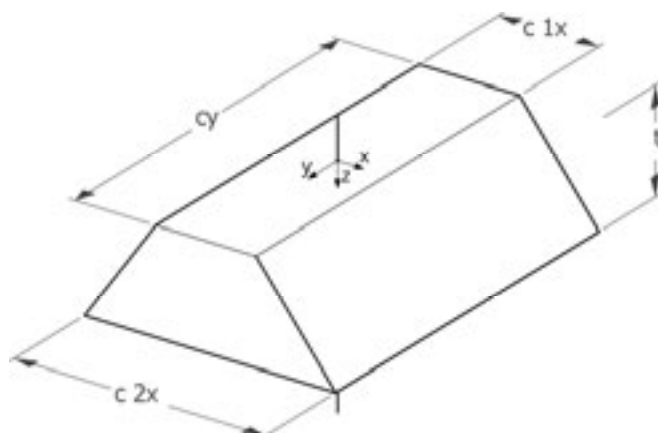
Grazie alla migliore distribuzione delle tensioni le solette più spesse presentano uno schiacciamento più ridotto. Anche in caso di solette sottili, il valore dello schiacciamento in caso di raggiungimento del valore caratteristico della resistenza a compressione vale ca. 0,5 %.



**Figura 9.4** Schiacciamento dell'XLAM in caso di attraversamento della forza di un pilastro.

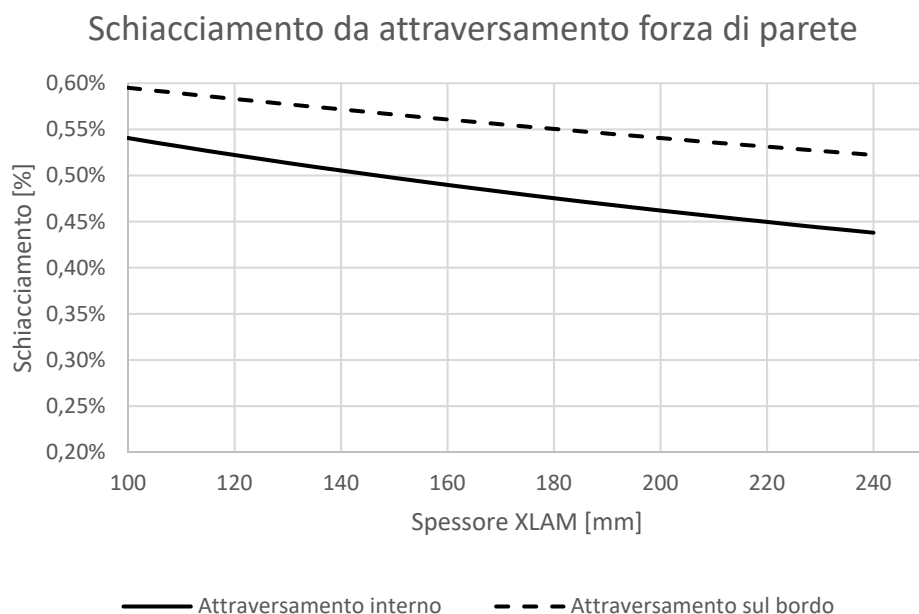
### 9.2.3 Schiacciamento da attraversamento della forza di una parete

In caso di carichi lineari occorre partire dal principio che la distribuzione della forza è possibile soltanto in una direzione. Il volume per la distribuzione della forza corrisponde quindi ad un prisma, come rappresentato in figura 9.5.



**Figura 9.5 Distribuzione delle sollecitazioni per un carico lineare**

In figura 9.6 è rappresentato il rapporto fra lo spessore dell'XLAM e lo schiacciamento per l'attraversamento di una forza da una parete sopra alla piastra XLAM a una parete sottostante con spessore di 14 cm. Le tensioni di compressione su entrambi i lati della piastra sono uguali e valgono  $\sigma_{c,90,k} = 3 \text{ N/mm}^2$ . Ciò corrisponde ad un valore caratteristico del carico  $F_k = 420 \text{ kN/m}$ . Il modulo elastico perpendicolare alla fibratura è considerato con  $E_{90,mean} = 450 \text{ N/mm}^2$ .



**Figura 9.6 Schiacciamento dell'XLAM in caso di attraversamento della forza di una parete.**

### 9.3 Modellizzazione di un reticolo generico

Visto che il comportamento delle piastre dipende in modo importante dalla loro rigidezza torsionale, la loro rigidezza torsionale (Drill) deve essere inserita correttamente anche nella modellazione. Il classico reticolo di travi senza rigidezza torsionale deve essere completato in modo da permettere la presa a carico della rigidezza a taglio e torsionale delle travi. Per integrare la rigidezza torsionale dell'XLAM nella rigidezza delle singole sezioni ci si è basati sulle considerazioni e sulle equazioni differenziali di Girkmann, 1968 e Bareš et al., 1968.

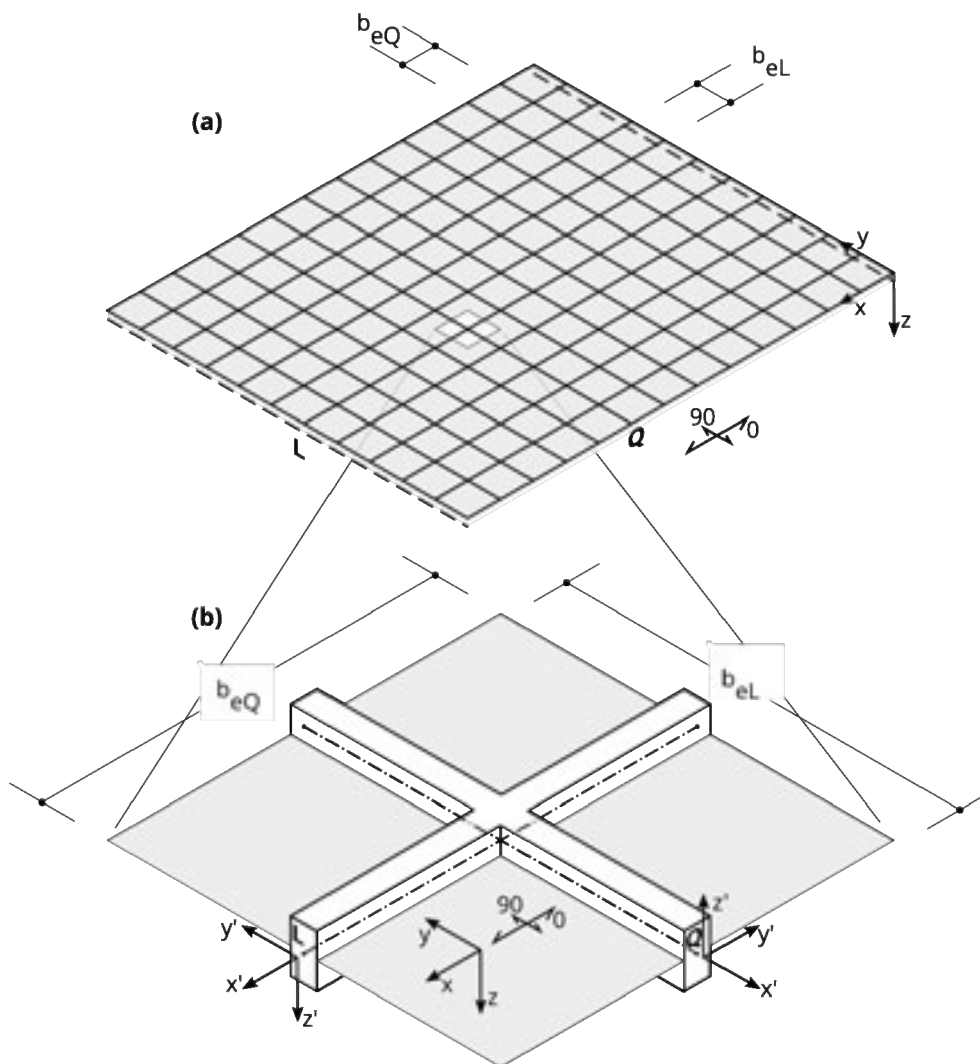


Figura 9.7 Superficie XLAM (a) quale modello di reticolo di travi (b) con travi longitudinali (L) e travi trasversali (Q)

### 9.3.1 Confronto delle equazioni differenziali

Il comportamento strutturale delle piastre anisotrope può essere descritto tramite le equazioni differenziali della superficie inflessa. Riferendo le rigidezze flessionali delle singole travi del reticolo all'unità di lunghezza, il reticolo equivale alla piastra anisotropa.

Bareš und Massonnet descrivono in Bareš et al., 1968, che l'equazione differenziale ha in entrambi i casi la forma seguente:

$$K_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + K_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = p(x, y) \quad (9.8)$$

La differenza fra la piastra anisotropa e il reticolo di travi si trova nella determinazione delle rigidezze, che sono rappresentate nella tabella 9-2. I riferimenti corrispondenti si trovano in figura 9.7.

**Tabella 9-2 Rigidezze della piastra e del reticolo**

		<b>Piastre anisotrope</b>	<b>Reticoli</b>
$K_x$	Rigidezza flessionale in direzione x	$K_x = E I_{0,net}$	$K_x = E \frac{I_{yL}}{b_{eL}}$
$K_y$	Rigidezza flessionale in direzione y	$K_y = E I_{90,net}$	$K_y = E \frac{I_{yQ}}{b_{eQ}}$
$2H$	Termine per le componenti di torsione	$2H = (K_x \mu_y + K_y \mu_x) + 4C$	$2H = G \frac{I_{TL}}{b_{eL}} + G \frac{I_{TQ}}{b_{eQ}}$
	Rigidezza torsionale (Drill)	$2C = 2K_{xy}$	

Per le piastre in XLAM gli allungamenti trasversali  $\mu$  sono di regola posti uguali a zero e a partire dalle componenti per la torsione  $2H$  possono essere calcolati i momenti d'inerzia torsionale delle travi provenienti dalle rigidezze della piastra  $K_{xy}$  secondo la formula (7.1).

$$I_{TL} = 2 b_{eL} \frac{K_{xy}}{G} \cdot \frac{2 b_{eQ}^2}{b_{eQ}^2 + b_{eL}^2} \quad (9.9)$$

$$I_{TQ} = 2 b_{eQ} \frac{K_{xy}}{G} \cdot \frac{2 b_{eL}^2}{b_{eQ}^2 + b_{eL}^2} \quad (9.10)$$

Per reticoli di travi a griglia quadrata (cioè  $b_e = b_{eL} = b_{eQ}$ ) i momenti d'inerzia torsionale si semplificano a:

$$I_{TL} = 2 b_e \frac{K_{xy}}{G} = 2 b_e \cdot I_{xy} = 2 \cdot k_D \cdot \frac{b_e \cdot d^3}{12} \quad (9.11)$$

$$I_{TQ} = 2 b_e \frac{K_{xy}}{G} = 2 b_e \cdot I_{xy} = 2 \cdot k_D \cdot \frac{b_e \cdot d^3}{12} \quad (9.12)$$

con  $k_D$  secondo formula (7.2)

Tutte le altre rigidezze delle travi possono essere derivate direttamente dalle rigidezze dell'XLAM, moltiplicandole per le distanze corrispondenti. Di regola si scelgono dei valori di riferimento per i moduli elastico e di taglio, per poi definire i valori sezionali relativi delle travi.



Per le superfici sezionali si ottiene quindi:

$$A_{xL} = b_{eL} A_{0,net} \quad (9.13)$$

$$A_{xQ} = b_{eQ} A_{90,net} \quad (9.14)$$

Anche le superfici di taglio per le travi L e Q, che non sono indicate nelle equazioni differenziali precedenti, possono essere determinate sulla base delle rigidità della piastra note e riportate su un modello di trave cedevole a taglio:

$$A_{zL} = b_{eL} A_{z0,net} \quad (9.15)$$

$$A_{zQ} = b_{eQ} A_{z90,net} \quad (9.16)$$

Per rappresentare la rigidità a taglio della lastra le superfici di taglio sono trasformate nelle relative direzioni locali delle travi L e Q:

$$A_{yL} = b_{eL} \frac{5}{6} A_{0,net} \quad (9.17)$$

$$A_{yQ} = b_{eQ} \frac{5}{6} A_{90,net} \quad (9.18)$$

I momenti di inerzia delle travi L e Q per la flessione sull'asse y si ottengono con:

$$I_{yL} = b_{eL} I_{0,net} \quad (9.19)$$

$$I_{yQ} = b_{eQ} I_{90,net} \quad (9.20)$$

I momenti d'inerzia per la flessione sugli assi locali z, cioè per la flessione nel piano della lastra, valgono:

$$I_{zL} = \frac{b_{eL}^3 d_{0,net}}{12} = \frac{b_{eL}^3 A_{0,net}}{12} \quad (9.21)$$

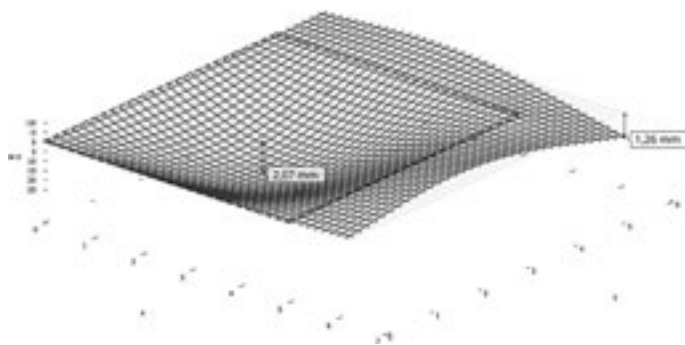
$$I_{zQ} = \frac{b_{eQ}^3 d_{90,net}}{12} = \frac{b_{eQ}^3 A_{90,net}}{12} \quad (9.22)$$

In questo modo sono stati determinati tutti i sei valori sezionali per il modello del reticolo di travi spaziale generico.

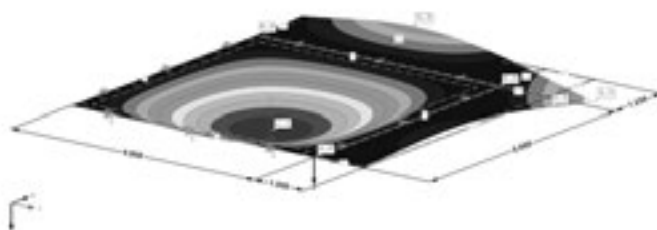
### 9.3.2 Modello per il calcolo come reticolo di travi

Con i valori della rigidità descritti sopra possono essere modellati come reticolo di travi tanto l'effetto bidirezionale della piastra, quanto l'effetto lastra degli elementi strutturali di superficie. Per il calcolo può essere usato un programma qualsiasi per il calcolo spaziale di sistemi di travi. La considerazione della cedevolezza a taglio è auspicabile. La corretta determinazione della rigidità torsionale è però più importante.

Per l'interasse del reticolo – come per le raccomandazioni per gli elementi finiti – si può lavorare con una dimensione minima di dimensione  $a = 15$  cm oppure con un suo multiplo. Un confronto fra un calcolo con un modello a elementi finiti e un reticolo generico ha mostrato una corrispondenza molto buona, perché la rigidità torsionale è stata ripresa correttamente nel reticolo, come rappresentato nelle figure 9.8 e 9.9.



**Figura 9.8 Deformata del modello di reticolo**



**Figura 9.9 Risultato del calcolo con elementi finiti**

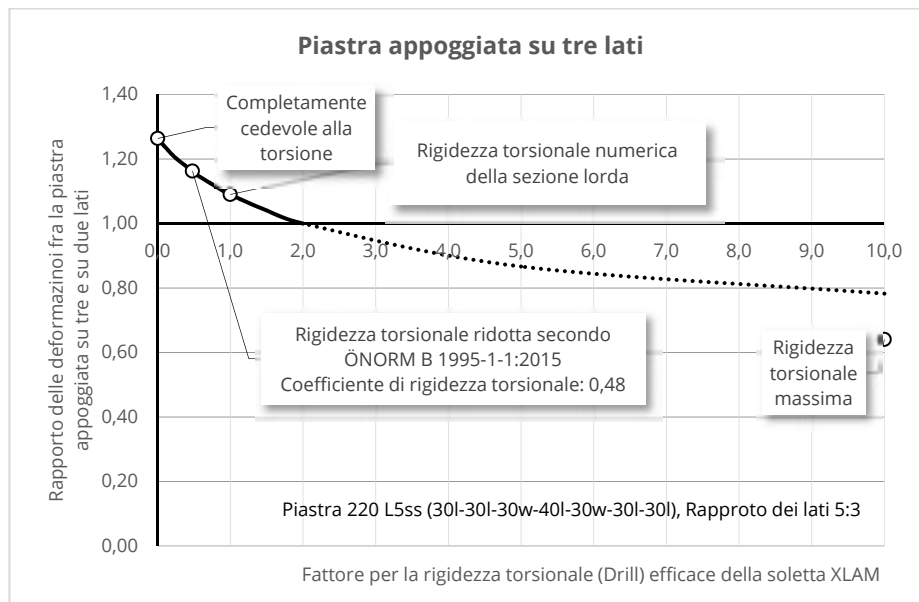
### **9.3.3 Piastra appoggiata su tre lati**

Il comportamento meccanico delle piastre appoggiate su tre lati – come per esempio nel caso di balconi – dipende in misura importante dalla loro rigidità torsionale.

Se si considera dapprima una piastra appoggiata alle due estremità – cioè come elemento inflesso unidirezionale – la deformazione massima lungo una linea si manifesta al centro fra i due appoggi. I due bordi liberi si deformano in modo all'incirca parabolico. Aggiungendo un terzo appoggio lineare su un lato, si elimina la deformazione della piastra, ora appoggiata su tre lati, su questo lato.

In caso di rigidità torsionale elevata, ciò comporta una riduzione di tutte le deformazioni, visto che la torsione contribuisce alla ripresa dei carichi. In caso di piastre con rigidità torsionale relativamente piccola, la rigidità flessionale è però determinante. L'introduzione del terzo appoggio lineare provoca il sollevamento della curva di deformazione iniziale e la rotazione del sistema. Il lato opposto quindi si abbassa, e la deformazione della piastra cedevole alla torsione appoggiata su tre lati diventa maggiore di quella della piastra con soli due appoggi lineari.

Una variazione della rigidezza torsionale, come rappresentato in figura 9.10, mostra che l'XLAM di regola è da considerarsi poco rigido alla torsione. Perciò per le piastre rettangolari con dimensioni in pianta uguali le deformazioni in caso di appoggio su due lati sono minori che in caso di appoggio su tre lati.



**Figura 9.10 Effetto della rigidezza torsionale sulla deformazione**

# 10 Fonti

## 10.1 Norme

- |                       |   |
|-----------------------|---|
| EN 1990:2013          | Eurocode 0: Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)<br>Ausgabedatum: 2013-03-15   |
| ÖNORM B 1995-1-1:2015 | Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1:<br>Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau - Nationale<br>Festlegungen zur Umsetzung der ÖNORM EN 1995-1-1, nationale<br>Erläuterungen und nationale Ergänzungen. Ausgabedatum: 2015-06-15 |
| EN 1995-1-1:2015      | Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten - Teil 1-1:<br>Allgemeines - Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte<br>Fassung). Ausgabedatum: 2015-06-15  |

## 10.2 Bibliografia

- Augustin et al., 4/2017 Augustin, Flatscher, Tripolt, Schickhofer: Messung der Vorkrümmungsamplituden von planmäßig mittig gedrückten BSP-Elementen zur Festlegung des Imperfektionsbeiwertes für den Knicknachweis, Bericht 03\_2017 der holz.bau forschungs GmbH, Graz. Manuskript der Verfasser.
- Augustin et al., 3/2017 Augustin, Thiel: Proposal for the determination oft he effective width and the verification of ribbed plates. Research report 02\_2017 holz.bau forschungs GmbH, Graz. Manuskript der Verfasser.
- Bareš et al., 1968 Richard Bareš, C.E. Massonnet: Analysis of Beam Grids and Orthotropic Plates by the Guyon-Massonnet-Bareš Method. London: Lockwood, 1968.
- Blaß, 2004 Hans Joachim Blaß, Rainer Görlacher: Compression perpendicular to the grain  
Proceedings of the 8th World Conference on Timber Engineering, Lahti, Finland. WCTE 2004. Vol. 2
- Bogensperger et al., 2014T. Bogensperger, M. Augustin: Lasteinleitung in Wandscheiben aus Brettsperrholz, Forschungsbericht der holz bau forschungs gmbh, Technische Universität Graz. Eigenverlag: Graz, 2014
- Ciampitti, 2013 Alessandro Ciampitti: Untersuchung ausgewählter Einflussparameter auf die Querdruckkenngößen von Brettsperrholz Materarbeit, Institut für Holzbau Institut für Holzbau und Holztechnologie, Graz, Technische Universität, 2013
- DAfStb, 1988 Deutsche Ausschuss für Stahlbeton DAfStb [Hrsg.]: Heft 240, Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formveränderungen von Stahlbetontragwerken nach DIN 1045, Ausgabe Juli 1988
- Girkmann, 1968 Karl Girkmann: Flächentragwerke: Einführung in die Elastostatik der Scheiben, Platten, Schalen und Faltwerke. 6. Auflage. Wien: Springer, 1968.
- Halili, 2008 Ylli Halili: Versuchstechnische Ermittlung von Querdruckkenngößen für Brettsperrholz, Diplomarbeit, Institut für Holzbau Institut für Holzbau und Holztechnologie, Graz, Technische Universität, 2008
- Jöbstl, 2007 Robert Jöbstl: Praxisgerechte Bemessung von Brettsperrholz. - in: Ingenieurholzbau Karlsruher Tage, Forschung für die Praxis. Karlsruhe am: 04.10.2007
- Klippel, 2016 Michael Klippel, Andrea Frangi: Brandverhalten von Brettsperrholz. In Bautechnik, Ausg. 93 von August 2016, Seiten 567-573. Berlin: Ernst und Sohn.
- Leonhardt, 1973 F. Leonhardt, E. Mönning: Vorlesungen über Massivbau, Band 1. Springer: Berlin, Heidelberg, New York, 1973
- Leijten et al., 2012 Leijten, A. J. M., & Jorissen, A. J. M. (2012). The local bearing capacity perpendicular to grain of structural timber elements. Construction and Building Materials, 27(1), 54-59. DO

- Mestek, 2011 Peter Mestek: Punktgestützte Flächentragwerke aus Brettsperrholz (BSP) – Schubbemessung unter Berücksichtigung von Schubverstärkungen, Dissertation TU, München, 2011
- Petersen, 1992 Christian Petersen: *Statik Und Stabilität Der Baukonstruktionen: Elasto- Und Plasto- Statische Berechnungsverfahren Druckbeanspruchter Tragwerke ; Nachweisformen Gegen Knicken, Kippen, Beulen*. Braunschweig [u.a.]: Vieweg, 1992.
- Pischl, 2007 Richard Pischl: Bemessung Im Holzbau: Zum Einfluss Nachgiebiger Anschluss Und Stoßausbildungen Auf Statik Und Stabilität Von Holztragwerken. Graz: proHolz Austria, 2007
- Polónyi, 1987 Polónyi, Stefan: ..... mit zaghafter Konsequenz – Aufsätze und Vorträge Zum Tragwerksentwurf, 1961-1987. Braunschweig: Fr. Vieweg, 1987.
- Pürgstaller, 2008 Andreas Pürgstaller: Tornadoshelters: an application for timber massive construction / of Andreas Pürgstaller. Graz, Technische Universität, Institut für Holzbau und Holztechnologie., Diplomarbeit , 2008
- Rombach, 2015 Rombach, Günter: Anwendung Der Finite-Elemente-Methode im Betonbau - Fehlerquellen und ihre Vermeidung. Berlin: Ernst, Wilhelm & Sohn, 2015
- Schickhofer et al., 2010 Gerhard Schickhofer, Thomas Bogensberger, Thomas Moosbrugger: BSPHandbuch, Holz Massivbauweise in Brettsperrholz: Nachweise auf Basis des neuen europäischen Normenkonzepts. Graz: Verlag d. Technischen Universität Graz, 2010.
- Silly, 2010 Gregor Silly: Numerische Studien zur Drill- und Schubsteifigkeit von Brettsperrholz (BSP). Graz, Technische Universität, Institut für Holzbau und Holztechnologie. Diplom-Arbeit, 2010. -
- Van der Put, 2008 T. A. C. M. van der Put : Derivation of the bearing strength perpendicular to the grain of locally loaded timber blocks. In Holz als Roh-und Werkstoff: European Journal of Wood and Wood Products, 66 (6). Springer, 2008
- Wallner-Novak et al., 2013 Markus Wallner-Novak, Josef Koppelhuber, Kurt Pock: Brettsperrholz Bemessung, Grundlagen für Statik und Konstruktion nach Eurocode. Wien: ProHolz Austria, 2013
- Winter, 2008 Stefan Winter: Holzbau Der Zukunft: Teilprojekt 15. Stuttgart: Fraunhofer-IRB-Verl, 2008.









