



**ED**system.it



## Principi di calcolo e comportamento strutturale del sistema ED SYSTEM

- aggiornamento marzo 2020 -

Scritto e redatto in collaborazione con:

Ing. Giacomo Cadelli - [gia.cadelli@hdem.it](mailto:gia.cadelli@hdem.it)

Il presente Manuale di calcolo è stato redatto come guida per i progettisti e come tale dev'essere considerato. Le informazioni del presente manuale non potranno mai essere considerate sostitutive del lavoro redatto dallo strutturista. La ECOdomus Sistemi s.r.l. non si assume nessuna responsabilità per un uso improprio dello stesso.



**ED**system.it

## INTRODUZIONE

**Il sistema costruttivo ED System è basato su tecnologia ICF (Insulated concrete form)**, è un sistema costruttivo per realizzare pareti in cemento armato mediante casseri isolanti (anche denominati appunto "pannelli ICF"), solitamente in polistirolo (EPS), che rimangono inglobati nel getto con funzione di isolamento termico permanente. Il sistema, nel suo complesso, oltre a consentire di ottenere eccellenti proprietà di isolamento termico, ottimizza l'intero processo costruttivo e conferisce proprietà fonoisolanti e antisismiche agli edifici.

I casseri ICF sono modulari e vengono agganciati l'uno all'altro mediante opportuni sistemi di incastro stampati nel polistirene, che li allineano e li trattengono autonomamente, senza necessità di rinforzi ulteriori. Man mano che vengono montati uno sopra l'altro, avendo cura di sfalsare i giunti fila dopo fila, si può procedere all'inserimento delle armature d'acciaio orizzontali inserendole negli appositi elementi distanziali (anche detti "distanziatori plastici multifunzione", di spessore variabile da un minimo di 15cm a un massimo di 30cm) che ne definiscono l'esatta posizione nel rispetto dei progetti. Una volta realizzata l'intera elevazione della parete mediante i pannelli ICF (fino alla quota del solaio o della copertura) si inseriscono le armature verticali dall'alto e si procede con il getto di calcestruzzo all'interno della cassaforma così realizzata, fino al completo riempimento della parete.

Terminato il processo di indurimento del calcestruzzo i pannelli restano inglobati alla parete in cemento armato così realizzata fungendo da isolamento termico. Se gli stessi sono in polistirolo o comunque in materiale espanso, è possibile realizzare le tracce impiantistiche al loro interno, al fine di alloggiare l'impianto idraulico o elettrico.

Il sistema costruttivo ICF ha guadagnato negli ultimi anni una grossa fetta di mercato sia per costruzioni residenziali ad alta efficienza energetica sia per edifici commerciali o pubblici anche a elevato numero di piani, poiché consente di rispettare tutte le più stringenti norme in materia di risparmio energetico, acustica e antisismica, riducendo al tempo stesso i costi di costruzione.

Il sistema crea una struttura scatolare a pareti portanti in cemento armato, che risulta enormemente più resistente di una tradizionale. La continuità strutturale del calcestruzzo armato determina una rigidità notevole, che rende le strutture indeformabili anche sotto l'effetto di sismi violenti. I componenti dei sistemi ICF, ovvero il getto di cls e il polistirene risultano stabili nel tempo e pertanto aumenta la durabilità delle costruzioni.

Questo manuale nasce con l'idea di creare una sorta di linea guida per il calcolo del nostro sistema costruttivo, tenendo in considerazione tutte gli ultimi aggiornamenti normativi previsti dalla NTC 2018.

Le considerazioni racchiuse in questo manuale devono essere considerate solo spunti di partenza, e comunque le scelte progettuali finali e di approccio al calcolo restano a totale discrezione del progettista strutturale responsabile dell'opera.

Per approfondimenti o richieste specifiche contattare il nostro ufficio tecnico al seguente indirizzo: [tecnico@edsystem.it](mailto:tecnico@edsystem.it)

## 2.1 – Il sistema costruttivo Carbon ED System

Il Sistema costruttivo **Thermo Muro** è costituito da due pannelli in EPS autoestinguente, disponibili in vari spessori da 50 a 225 mm "combinabili fra loro in funzione dell'isolamento desiderato" e in tre densità 25/30 kg/m<sup>3</sup>. I pannelli sono collegati tra di loro a mezzo di distanziali in polipropilene (PP) ad alta densità disponibili in quattro larghezze, per generare setti di CLS di 15/20/25/30 cm. I pannelli permettono il contenimento del getto del calcestruzzo, abbinando alla funzione di cassero a perdere, le elevate caratteristiche isolanti del polistirene.

Il sistema di incastro (M/F) degli elementi consente il rapido impilaggio dei vari corsi (ogni pannello può essere ruotato e/o ribaltato ottenendo in ogni caso il perfetto accoppiamento e evitando la fuoriuscita di boiaccia durante i getti del CLS strutturale. I distanziatori plastici in polipropilene, sono gli unici al mondo ad aver integrato le sedi per la posa del ferro orizzontale, e di quello verticale, garantendo il rispetto delle prescrizioni dettate dal progettista strutturale. Il passo di default delle armature sarà 20x30 (verticale e orizzontale), ma in zone particolari (tipo angoli, architravi, spalle finestre etc...) si potrà infittire a 10x30cm.



### Thermo MURO

**Thermo Solaio**, è un pannello-cassero autoportante fino a 1,5 metri, a geometria variabile. In funzione delle esigenze strutturali cambia infatti l'altezza del travetto, e di conseguenza del pannello.

**Thermo Solaio** è un pannello a coibentazione termica integrata, per la realizzazione di solai da armare e gettare in opera. Ai vantaggi di un solaio gettato in opera si aggiungono i benefici della riduzione di consumi energetici, della miglior reazione agli eventi sismici e di una maggiore velocità di esecuzione. La possibilità di ordinare il prodotto in kit semplifica la fase di gestione degli ordini.



### Thermo SOLAIO

### Thermo SOLAIO DUAL

## 2.2 – I vantaggi del sistema in zona sismica

Il sistema costruttivo Carbon ED System consente di realizzare in maniera agevole strutture a pareti in calcestruzzo armato a caratteristiche scatolari grazie alla possibilità di realizzare pareti in continuità all'interno dei blocchi cassero. Analogamente, è possibile con lo stesso sistema realizzare anche i solai a soletta nervata bidirezionale. Le strutture che si ottengono così sono strutture molto iperstatiche, particolarmente rigide e con una distribuzione dei carichi gravitazionali sulle strutture portanti verticali molto uniforme, rispetto ad una tradizionale struttura a solaio mono-direzionale. Inoltre, la soletta bi-nervata assolve in maniera molto più efficace alla condizione di diaframma rigido del solaio.

Per questi motivi la struttura così concepita è particolarmente efficiente sotto l'azione sismica, poiché è poco deformabile e quindi soggetta ad un livello di danneggiamento inferiore per effetto delle sollecitazioni indotte dallo scuotimento.

La tecnologia costruttiva Carbon ED System, inoltre, può essere facilmente adattata allo scopo per intervenire come rinforzo di strutture esistenti sia in calcestruzzo che in muratura. È possibile realizzare, accoppiando rinforzo sismico all'efficientamento energetico, una struttura a pareti lungo il perimetro esterno ma anche internamente ai fabbricati che consente di introdurre nuove pareti sismo resistenti in maniera semplice veloce ed efficace. In tal modo si realizza una scatola controventante collegata alla struttura esistente in corrispondenza dei solai e in fondazione in grado di assolvere alle richieste di resistenza sismica sia nel caso di miglioramento che nel caso di adeguamento.

### CONSIDERAZIONI PROGETTUALI PRELIMINARI

#### COMPORTEMENTO SCATOLARE

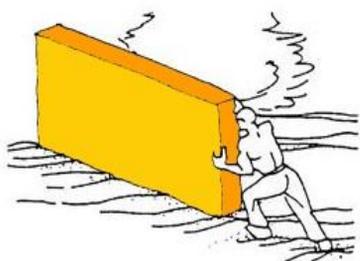
- L'edificio deve essere concepito come un elemento tridimensionale composto da pareti e solai il quale presenta un comportamento scatolare tale da garantire un'opportuna stabilità e robustezza alla struttura.

#### PARETI PORTANTI CON FUNZIONE DI CONTROVENTAMENTO

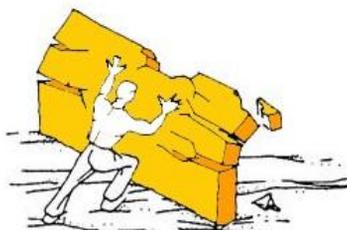
- Le pareti portanti, oltre a trasmettere alla fondazione le forze gravitazionali dei vari impalcati che compongono la struttura, assolvono alla funzione di controventamento per le azioni sismiche nel piano di maggior rigidità (in modo tanto più efficace quanto più lunghi sono in pianta).

#### NUMERO ADEGUATO DI PARETI NELLE DUE DIREZIONI ORTOGONALI

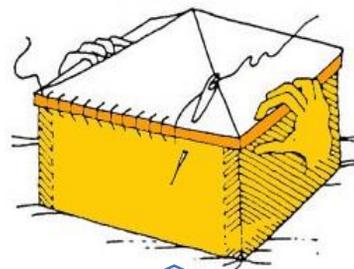
- La stabilità alle azioni orizzontali (sisma) richiede un numero adeguato di pareti disposte nelle due direzioni ortogonali. Le pareti di controventamento devono elevarsi a partire dal piano di fondazione per il maggior numero di piani.



RESISTENZA MASSIMA PER  
AZIONI NEL PIANO



RESISTENZA TRASCURATA PER  
AZIONI FUORI DAL PIANO



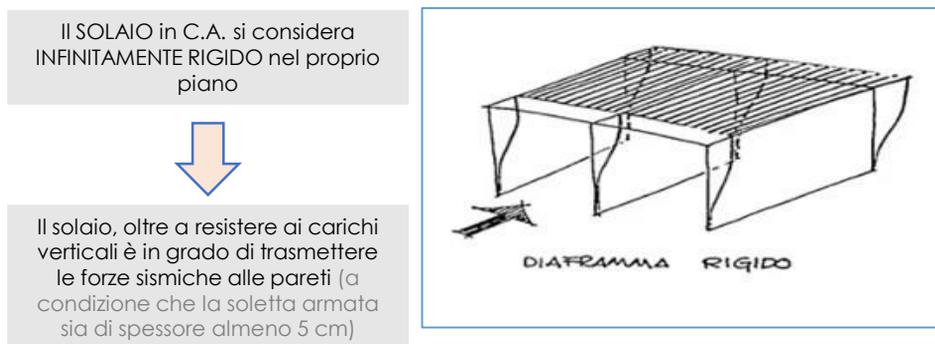
STRUTTURA SCATOLARE CON  
AMMORSAMENTO PARETI-SOLAI

La resistenza dei muri, nel caso di forze agenti nel piano (forze sismiche) è molto maggiore rispetto a quella di forze agenti ortogonalmente al piano e quindi è maggiore la loro efficacia come elementi di controventamento.

## 2.2 – I vantaggi del sistema in zona sismica

Il sistema parete-solaio ED System permette di realizzare costruzioni antisismiche.

- I solai realizzati con gli elementi pannello-cassero **Thermo Solaio** sono solai in calcestruzzo armato i quali pertanto, nel proprio piano, possiedono una rigidità elevata. Ciò consente di affidare all'impalcato non solo il compito di sorreggere i carichi gravitazionali, ma di ripartire l'azione orizzontale derivante dal sisma alle strutture verticali portanti e controventi (quali appunto possono essere le pareti **Thermo Muro**);



- Le pareti realizzate con il sistema **Thermo Muro** sono pareti portanti in calcestruzzo armato opportunamente dimensionate per sorreggere i carichi verticali provenienti dai vari impalcati di piano e scaricarli in fondazione. Allo stesso tempo devono essere considerate pareti di controventamento per le azioni sismiche agenti nella direzione di massima rigidità, ovvero per azioni agenti nella lunghezza della parete.

### PARETI MENO DUTILI (DEFORMABILI) DEI TELAI

- Il sistema di controventamento a pareti per contrastare la spinta orizzontale derivante dal sisma risulta essere più efficiente. La spiegazione ingegneristica di questo miglior comportamento strutturale sta nella convinzione che gli irrigidimenti verticali a pareti (quali le pareti Thermo Muro) sono meno duttili (deformabili) dei telai e quindi più resistenti.

### MINORI SPOSTAMENTI RELATIVI DEI PIANI

- Quindi le pareti vengono viste come elementi fondamentali dal punto di vista della sicurezza antisismica. Inoltre, la presenza di irrigidimenti si fatti, da luogo a minori spostamenti relativi dei piani, ciò (nei casi più comuni) si traduce in minori micro-danneggiamenti negli elementi non strutturali (quali tamponamenti esterni e partizioni interne).

Si osservi ora che questi effetti vengono aumentati man mano che cresce l'estensione delle pareti rispetto quella dei telai, fino a quando si raggiungono strutture di tipo «scatolare». Si riconosce che lo schema strutturale a «scatola», in cui tutti i muri hanno funzione portante e di controventamento, è quello più efficiente dal punto di vista statico-sismico.

## 3.1 – Specifiche tecniche e geometriche

**I valori riepilogativi del sistema:**

## Spessori strutturali setto CLS Thermo MURO

15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
-------	-------	-------	-------

## Passo delle armature standard THERMO MURO

Verticale	Orizzontale
Nr° 2 barre passo 20cm	Nr° 2 barre passo 30cm

## Passo delle armature zone confinate THERMO MURO

Verticale	Orizzontale
Nr° 2 barre passo 10cm	Nr° 2 barre passo 30cm

[Scarica tutte le combinazioni murarie disponibili in formato dwg](#)

[Scarica i particolari costruttivi delle murature in formato dwg](#)

## Spessori strutturali Thermo SOLAIO Monodirezionale

16+5 cm	18+5 cm	20+5 cm	22+5 cm	24+5 cm
---------	---------	---------	---------	---------

[Scarica tutte le combinazioni strutturali di solaio in formato dwg](#)

## Spessori strutturali Thermo SOLAIO Bidirezionale

16+5 cm	18+5 cm	20+5 cm
---------	---------	---------

[Scarica tutte le combinazioni strutturali di solaio in formato dwg](#)

## Spessori strutturali setto CLS Thermo CAPPOTTO SISMICO\*

10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	30 cm
-------	-------	-------	-------	-------

\* Passi delle armature equivalenti a quelli del sistema Thermo MURO, ad esclusione del setto da 10 cm che utilizza un'armatura a maglia singola: Passo verticale 1 barra passo 20/10cm e passo orizzontale 1 barra passo 30cm

[Scarica tutte le combinazioni di cappotto sismoco disponibili in formato dwg](#)

[Scarica i particolari costruttivi generici relativi al Cappotto Sismico in formato dwg](#)

#### 4.1 – Il sistema costruttivo alla luce delle norme tecniche

## Thermo MURO – Pareti portanti sismo-resistenti



## 4.1 – Il sistema costruttivo alla luce delle norme tecniche

### 4.1.1 RIFERIMENTI NORMATIVI

La norma tecnica attualmente in vigore è il DM 17.01.2018 integrata dalla circolare esplicativa. Non si può prescindere, inoltre, dal confronto con quanto previsto negli Eurocodici, in particolare Eurocodice 2 ed Eurocodice 8. Si fa quindi riferimento ai seguenti documenti:

**DM 17.01.2018** "Aggiornamento delle << Norme tecniche per le costruzioni >>" - di seguito anche NTC18.

**Circolare C.S.LL.PP. n.7 del 21.01.2019** "Circolare applicativa delle nuove norme tecniche per le costruzioni approvate con DM 17 gennaio 2018" - di seguito Circolare.

**UNI-EN1998:** Eurocodice 8 "Progettazione delle strutture per la resistenza sismica" - di seguito anche EC8.

**UNI-EN1992:** Eurocodice 2 "Progettazione delle strutture in calcestruzzo" - di seguito anche EC2.

Un ulteriore riferimento considerato, anche se non costituisce norma tecnica, è "**ICFMA DESIGN GUIDE FOR MULTI-STOREY BUILDINGS**" del 2017 - istruzioni tecniche dell'associazione dei produttori di sistemi di casseri isolanti per calcestruzzo (Insulating Concrete Forms Manufacturers Association) del Nord America.

### 4.1.2 LE STRUTTURE A PARETI IN CALCESTRUZZO ARMATO

La norma definisce come parete un elemento strutturale di supporto per altri elementi strutturali caratterizzato da una sezione trasversale con un rapporto tra la dimensione minima e massima di 1 a 4.

Le strutture a pareti in c.a. possono essere strutture a pareti isolate, accoppiata o strutture scatolari in cui le pareti si estendono per tutto il perimetro del fabbricato.

Le norme tecniche per le costruzioni attualmente in vigore stabiliscono che ad una struttura è attribuibile la tipologia strutturale a pareti quando la resistenza ad azioni verticali ed orizzontali è affidata principalmente a pareti con resistenza al taglio alla base maggiore del 65% della resistenza al taglio totale.

Le strutture realizzate con il sistema Carbon System ben si adattano ad un comportamento scatolare. In questo caso gli approcci di calcolo sono generalmente tre:

- a) struttura a pareti dissipative;
- b) struttura a pareti non dissipative;
- c) struttura a pareti estese debolmente armate.

Il caso a) è raramente applicabile perchè è conveniente nel caso di pareti snelle e comporta un notevole aggravio in termini di dettagli costruttivi e difficoltà di posa delle armature.

Il caso b) e c) sono sostanzialmente equivalenti sotto il profilo della semplicità di applicazione, poichè non richiedono i complessi dettagli di armatura richiesti dalle strutture a pareti dissipative, tuttavia l'impiego della struttura a pareti estese debolmente armate consente comunque di utilizzare i benefici di una struttura dissipativa. Le strutture non dissipative, infatti, oltre a comportare una sollecitazione sismica maggiore, devono anche essere verificate nell'ipotesi di **comportamento sostanzialmente elastico** delle sezioni, il che limita notevolmente i limiti di deformazione soprattutto dell'acciaio di armatura, allo stato limite ultimo.

Si è scelto, pertanto, ai fini del presente manuale, di approfondire la prescrizioni relative alle pareti estese debolmente armate, tanto più che le NTC18 non sono esaustive in tale ambito e risulta necessario attingere a quanto riportato negli EC8 ed EC2.

## 4.1 – Il sistema costruttivo alla luce delle norme tecniche

### 4.1.3 IL DIAFRAMMA INFINITAMENTE RIGIDO

L'ipotesi di comportamento degli orizzontamenti a diaframma è una delle ipotesi che consentono una notevole semplificazione nell'analisi sismica degli edifici. La conseguenza di tale ipotesi, infatti, è quella di poter considerare la massa di piano concentrata nel baricentro delle masse e che l'azione sismica si ripartisca sugli elementi verticali in maniera proporzionale alla loro rigidezza.

Si può dire che un solaio costituisce un diaframma quando ha una adeguata rigidezza, essenzialmente, in relazione alla rigidezza degli elementi verticali, e quando ha una adeguata resistenza per poter trasferire le azioni membranali alle strutture verticali.

Le NTC18 semplificando notevolmente la valutazione del comportamento a diaframma del solaio, introducono alcuni limiti entro i quali l'orizzontamento può essere considerato diaframma senza ulteriori controlli.

[NTC18 - §7.2.6] - [...]

*A meno di specifiche valutazioni e purché le aperture presenti non ne riducano sensibilmente la rigidezza, gli orizzontamenti piani possono essere considerati infinitamente rigidi nel loro piano medio a condizione che siano realizzati in calcestruzzo armato [...].*

Se ne deduce che il solaio realizzato con il Sistema Carbon System essendo in calcestruzzo armato, possa essere implicitamente considerato diaframma infinitamente rigido.

Si osserva, inoltre, che il passo sopra riportato riguarda in particolare la rigidezza dei solai ma non la resistenza che pertanto va dimostrata. Infatti:

[NTC18 - §7.4.4.4.1] - *Gli orizzontamenti devono essere in grado di trasmettere le forze ottenute dall'analisi, aumentate del 30%.*

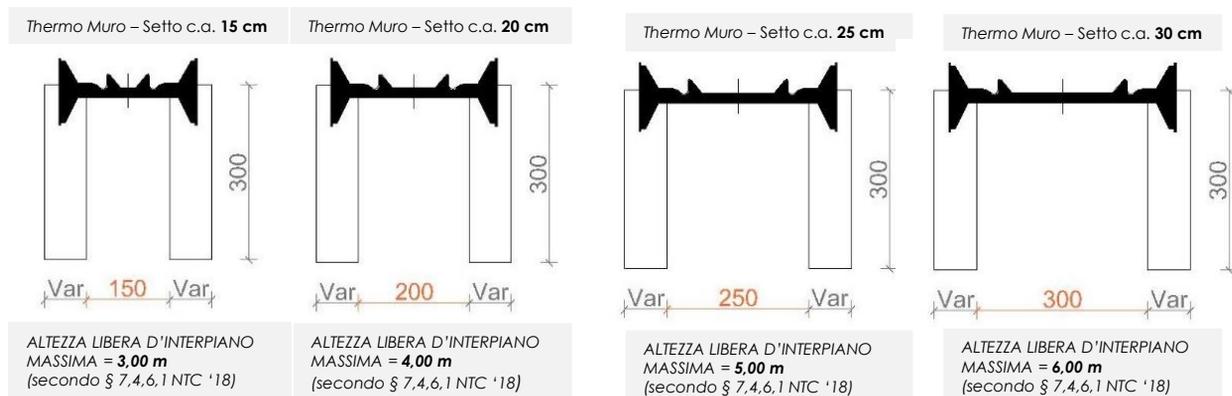
E' opportuno, quindi, dimostrare che il solaio è in grado di trasmettere i taglianti di piano alle pareti verticali.

### 4.1.4 PRESCRIZIONI NORMATIVE DI DETTAGLIO

Le prescrizioni di dettaglio riportate nelle NTC18 - §7.4.6.1.4 sono valide per tutte le strutture a pareti in zona sismica e sono volte ad impedire fenomeni di instabilità locale degli elementi strutturali sottoposti alla sollecitazione sismica:

[NTC18 - §7.4.6.1.4] - [...]*Lo spessore delle pareti anche se estese debolmente armate, dev'essere non inferiore al massimo tra 15 cm e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.*

Per quanto riguarda le indicazioni circa i minimi di armatura e i dettagli costruttivi si rimanda al capitolo successivo.



## 4.2 – Le pareti estese debolmente armate

## 4.2.1 DEFINIZIONI E LIMITI

[NTC18 - §7.4.3.1] - **strutture a pareti**, nelle quali la resistenza alle azioni sia verticali che orizzontali è affidata principalmente a pareti, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale; le pareti a seconda della forma in pianta, si definiscono semplici o composte [...].

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

[EC8 - §5.1.2] **Grande parete debolmente armata**: Parete con grandi dimensioni trasversali, cioè, una dimensione orizzontale  $l_w$  almeno uguale a 4 m o due terzi dell'altezza  $h_w$  la minore tra le due che ci si aspetta che sviluppi una fessurazione ed un comportamento inelastico limitati sotto la situazione sismica di progetto.

NOTA: Ci si aspetta che una tale parete trasformi l'energia sismica in energia potenziale (mediante un temporaneo innalzamento delle masse strutturali) e in energia dissipata nel terreno mediante oscillazione del corpo rigido, ecc. A causa delle sue dimensioni, o della mancanza di incastro alla base, o del collegamento con grandi pareti trasversali che impediscono la rotazione delle cerniere plastiche alla base, essa non può essere progettata in maniera efficace per dissipare energia mediante cerniere plastiche alla base.

L'Eurocodice 8 spiega quali siano i meccanismi di dissipazione dell'energia sismica attuati dalle grandi pareti debolmente armate e questo chiarisce il perchè, a fronte di un quantitativo molto più modesto di armatura, e dettagli costruttivi meno gravosi, sia possibile utilizzare lo stesso fattore di comportamento per le pareti duttili che invece dissipano per plasticizzazione delle sezioni di base.

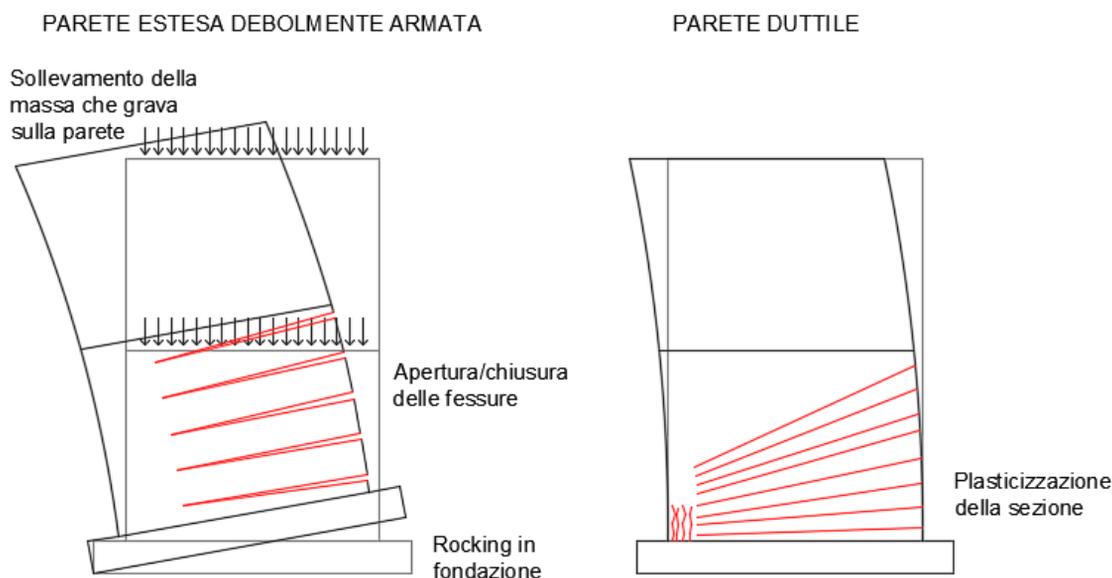


figura 1 - differenti meccanismi di dissipazione dell'energia sismica

## 4.2 – Le pareti estese debolmente armate

[EC8 - §5.2.2.1] (3)P Un sistema a pareti deve essere classificato come un sistema a grandi pareti debolmente armate, se, nella direzione orizzontale di interesse, esso comprende almeno due pareti con una dimensione orizzontale non minore di 4.0 m o  $2h_w/3$ , la minore tra le due, che insieme sostengono almeno il 20% del carico gravitazionale totale posto al di sopra nella situazione sismica di progetto, e ha un periodo fondamentale  $T_{1v}$ , assumendo un vincolo di incastro alla base che impedisce la rotazione, minore o uguale a 0.5s. È sufficiente avere solo una parete che rispetta le condizioni sopra in una delle due direzioni, purché: (a) il valore base del coefficiente di comportamento,  $q_0$ , in quella direzione sia diviso per un coefficiente 1.5 rispetto al valore dato nel prospetto 5.1 e (b) ci siano almeno due pareti che rispettino le condizioni sopra nella direzione ortogonale.

I limiti posti dalle NTC18 e dall'EC8 sono leggermente differenti nella definizione: le NTC18 prescrivono che le pareti debbano estendersi a buona parte del perimetro e garantire un comportamento scatolare. Mentre l'EC8 pone dei limiti sulla quantità di pareti e sul carico che su di esse deve gravare.

La definizione dell'EC8 appare più coerente con il meccanismo di dissipazione previsto per le pareti debolmente armate, soprattutto in merito alla quota parte di carico che deve insistere su tali elementi, perché tale condizione garantisce la dissipazione per trasformazione dell'energia cinetica in energia potenziale della massa portata, mentre, al contrario, prevedere che le pareti siano disposte prevalentemente sul perimetro significa creare una distribuzione di pareti debolmente armate poco caricate perché soggette ad un'area di influenza di solaio minore rispetto, ad esempio, alle pareti interne.

Se si assume la definizione dell'EC8, risulta particolarmente evidente che questo sistema strutturale male si sposa con solai monodirezionali, poiché il rispetto del requisito del carico insistente sulle pareti è difficilmente raggiungibile per quei sistemi di pareti che siano orditi parallelamente al senso di orditura dei solai. Al contrario, è consigliabile utilizzare solai bidirezionali in modo da ripartire più o meno equamente il carico di piano sui sistemi di pareti ortogonali.

*Osservazione:* A proposito delle Pareti estese debolmente armate, le NTC08 al cap. 7.4.3.1 riporta esattamente la stessa definizione che si trova nell'EC8.

### 4.2.2 FATTORI DI COMPORTAMENTO

[NTC18 - §7.4.3.2] Le strutture a pareti possono essere progettate sia in CD"A" sia in CD"B", mentre le strutture a pareti estese debolmente armate solo in CD"B"

[EC8 - §5.2.2.2] I sistemi a grandi pareti debolmente armate non possono contare sulla dissipazione di energia nelle cerniere plastiche e per questo si raccomanda siano progettati come strutture di classe DCM (media duttilità corrispondente alla CD"B" delle NTC18)

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

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD"A"	CD"B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0 $\alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

## 4.2 – Le pareti estese debolmente armate

## b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti

- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale  $\alpha_d/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate  $\alpha_d/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti  $\alpha_d/\alpha_1 = 1,2$

Si vede che per le pareti estese debolmente armate non è ammesso il calcolo in alte duttilità, tuttavia i fattori di comportamento che possono essere adottati sono gli stessi delle pareti duttili. Si ricorda che, come per le pareti duttili, il valore del fattore di comportamento  $q$  dipende dal valore dei coefficienti  $k_r$  e  $k_w$ , in cui  $k_r$  assume valore unitario nel caso di edifici regolari in altezza secondo le definizioni del cap.7.2.1 delle NTC18, e 0.8 per edifici non regolari in altezza, e  $k_w$  dipende dal rapporto prevalente tra altezza e lunghezza delle pareti secondo la  $0.5 \leq (1+\alpha_0)/3 \leq 1$ , in cui  $\alpha_0$  è il rapporto prevalente tra l'altezza e la lunghezza delle pareti, per cui:

$$q = k_r k_w q_0 = 3 * k_r k_w$$

## 4.2.3 CRITERI DI VERIFICA

[NTC18 - §7.4.4.5.1] *Per le pareti estese debolmente armate occorre limitare le tensioni nel calcestruzzo per prevenire l'instabilità fuori dal piano, secondo quanto indicato nel §4.1.2.3.9.2 per pilastri singoli. Se il fattore di comportamento  $q$  è superiore a 2, si deve tener conto della domanda in forza assiale dinamica aggiuntiva che si genera nelle pareti per effetto di apertura e chiusura delle fessure orizzontali e del sollevamento dal suolo. In assenza di più accurate analisi essa può essere assunta pari al  $\pm 50\%$  della domanda in forza assiale dovuta ai carichi gravitazionali relativi alla combinazione sismica di progetto.*

[...]

*Nelle pareti estese debolmente armate, per garantire che lo snervamento a flessione preceda il raggiungimento dello stato limite ultimo per taglio, il taglio derivante dall'analisi dev'essere amplificato, ad ogni piano, del fattore  $(q+1)/2$ .*

[EC8 - §5.4.2.5.1]

DISPOSIZIONI SPECIFICHE PER GRANDI PARETI DEBOLMENTE ARMATE

(1)P *Per garantire che lo snervamento a flessione preceda il raggiungimento dello stato limite ultimo (ULS) per taglio, la forza di taglio  $V'_{Ed}$  ottenuta dall'analisi dev'essere aumentata.*

(2) *Il requisito (1)P del presente sottopunto si ritiene soddisfatto se ad ogni piano della parete la forza di taglio  $V_{Ed}$  è ottenuta dalla forza di taglio calcolata dall'analisi,  $V'_{Ed}$ , in accordo con la seguente espressione:*

$$V_{Ed} = V'_{Ed} * (q+1)/2$$

(3)P *Le azioni assiali dinamiche aggiuntive sviluppate in pareti grandi dovute all'innalzamento dal terreno, o dovute all'apertura e chiusura delle fessure orizzontali, devono essere tenute in conto nelle verifiche agli stati limite ultimi (ULS) della parete per flessione con azione assiale*

(4) *A meno che non siano disponibili i risultati di un calcolo più preciso, la componente dinamica della forza assiale in (3)P del presente sottopunto può essere considerata il 50% della forza assiale nella parete dovuta ai carichi gravitazionali presenti nella situazione sismica di progetto. Si raccomanda che questa forza sia presa con segni più o meno, il più sfavorevole tra i due.*

## 4.2 – Le pareti estese debolmente armate

*(5) Se il valore del coefficiente di comportamento  $q$  non è maggiore di 2, l'effetto della forza assiale dinamica in (3) e (4) del presente sottopunto può essere trascurato.*

L'EC8 e le NTC18 sono concordi sui metodi di verifica delle pareti debolmente armate. Vi è l'esigenza di garantire una sovra-resistenza nei confronti dei meccanismi fragili (taglio) che viene ottenuta con una Gerarchia delle Resistenze forfetaria amplificando la sollecitazione ottenuta dall'analisi di un fattore  $(q+1)/2$  che può arrivare ad assumere un valore di 2.

Nel caso di fattore di struttura  $q > 2$ , inoltre si applica un incremento/decremento dell'azione assiale gravitazionale del 50%. Questo perché i meccanismi di dissipazione di tali pareti già illustrati creano apprezzabili effetti dinamici che comportano delle azioni impulsive che si traducono in un aumento e diminuzione apparenti del carico verticale. Ciò, in presenza di pareti snelle e ingenti carichi verticali, potrebbe portare a fenomeni di instabilità non previsti che renderebbero inefficace la parete come elemento sismo-resistente.

[EC8 - §5.4.3.5.2]

RESISTENZA FLESSIONALE

*(1)P Si devono verificare gli stati limite ultimi (ULS) per flessione e azione assiale assumendo fessure orizzontali, in accordo con le relative disposizioni della EN1992-1-1:2004, compresa l'ipotesi delle sezioni piane.*

*(2)P Si devono limitare gli sforzi normali nel calcestruzzo per evitare fenomeni di instabilità fuori piano della parete.*

*(3) Il requisito (2)P del presente sottopunto può essere soddisfatto sulla base delle regole della EN1992-1-1:2004 per gli effetti del secondo ordine, integrate con altre regole per gli sforzi normali nel calcestruzzo se necessario.*

*(4) Quando la forza assiale dinamica del punto 5.4.2.5(3)P e (4) è tenuta in conto nella verifica agli stati limite ultimi (ULS) per flessione ed azione assiale, la deformazione limite  $\epsilon_{cu2}$  per calcestruzzo non confinato può essere aumentata a 0.005. Un valore più alto può essere tenuto in conto per calcestruzzo confinato, in accordo con la EN1992-1-1:2004, punto 3.1.9, purché il distacco (spalling) del copriferro del calcestruzzo non confinato sia considerato nelle verifiche.*

Le regole di dettaglio per la verifica delle pareti estese debolmente armate vengono fornite solo dall'EC8.

Per quanto attiene ai criteri di verifica di resistenza delle sezioni l'EC8 richiama l'EC2, specificando che nel caso che si tenga conto dell'incremento dell'azione verticale per gli effetti dinamici si può portare la deformazione limite convenzionale del calcestruzzo al lembo compresso a  $\epsilon_{cu2} = 0.5\%$ , ed eventualmente aumentarne ulteriormente il valore per la parte confinata della sezione compressa escludendo dalla verifica la porzione di sezione non confinata e che costituisce il copriferro.

[EC8 - §5.4.3.5.2]

RESISTENZA A TAGLIO

*(1) A causa del margine di sicurezza fornito dall'amplificazione delle forze di taglio di progetto nei punti 5.4.2.5(1)P e (2) e poiché la riposta (includendo possibili fessure inclinate) è in controllo di deformazione, nel caso in cui il valore  $V_{Ed}$  ottenuto dal punto 5.4.2.5(2) sia minore del valore di progetto della resistenza al taglio  $V_{Rd,c}$  nella EN1992-1-1:2004, punto 6.2.2 il rapporto minimo di armatura a taglio  $\rho_{w,min}$  nell'anima non è richiesto.*

*(2) Nel caso in cui la condizione  $V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$  non sia soddisfatta, si raccomanda che l'armatura a taglio d'anima sia calcolata in accordo con la EN1992-1-1:2004, sulla base*

## 4.2 – Le pareti estese debolmente armate

di un modello a traliccio ad inclinazione variabile, o su un modello puntone-tirante, quello che è più appropriato per la particolare geometria della parete.

(3) Se si utilizza un modello puntone-tirante, si raccomanda che la larghezza del puntone tenga conto della presenza di aperture e non sia maggiore di  $0.25l_w$  o  $4b_w$ , il più piccolo tra i due.

(4) Si raccomanda che gli stati limite ultimi (ULS) contro lo scorrimento a taglio nei giunti di costruzione siano verificati in accordo con le EN1992-1-1:2004, punto 6.2.5, con la lunghezza di ancoraggio delle barre di bloccaggio che attraversano l'interfaccia aumentata del 50% rispetto a quella richiesta dalla EN1992-1-1:2004.

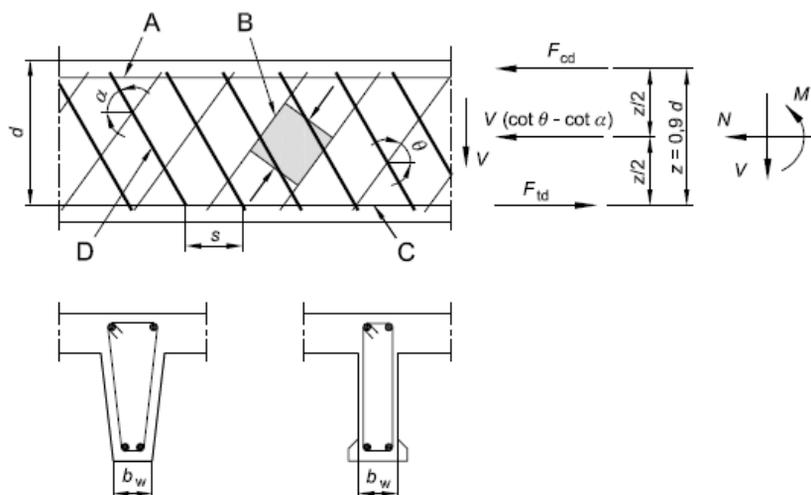
Per quanto attiene alla resistenza a taglio si fa continuo rimando alla EN1992-1-1, ossia parte 1 dell'Eurocodice 2. Degno di nota è il fatto che sia consentito verificare a taglio le sezioni per i solo contributo del calcestruzzo, pertanto senza l'obbligo di inserire comunque armature a taglio nelle sezioni che non ne richiedono l'impiego. Ulteriore aspetto interessante è che è possibile considerare come unica una parete all'interno della quale siano presenti aperture.

L'Eurocodice 8 suggerisce di scegliere il modello a traliccio con inclinazione variabile dei puntoni, o, in alternativa, in modello a tiranti -puntoni in funzione della geometria della parete. Ciò suggerisce che in presenza di pareti continue senza aperture sia possibile impiegare il modello a traliccio con inclinazione variabile con  $\theta$  compreso tra i 22° e i 45° :

figura 6.5 **Modello a traliccio e notazione per elementi armati a taglio**

Legenda

- A Corrente compresso
- B Puntoni
- C Corrente teso
- D Armatura a taglio



Resistenza della sezione armata a taglio

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{wd} \cot \theta$$

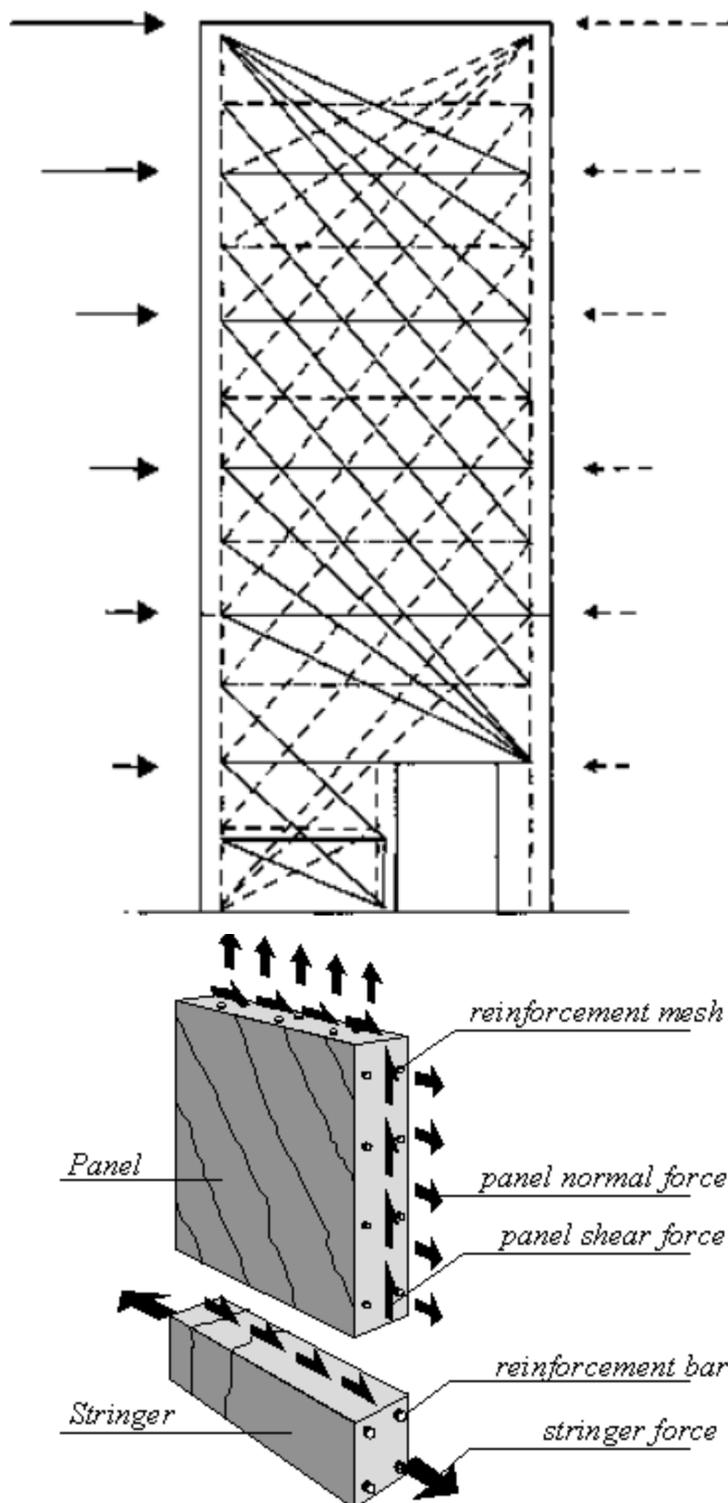
con la limitazione che

$$V_{Rd,max} = a_{cw} b_w z \frac{f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}$$

In cui per il significato delle variabili si rimanda alla notazione dell'EC2.

## 4.2 – Le pareti estese debolmente armate

Mentre, nel caso di pareti articolate con aperture è opportuno rifarsi alle evidenze sperimentali che dimostrano che i puntoni seguono una disposizione a ventaglio fino ad una distanza  $z$  dalla base della parete. Ciò comporta che l'armatura orizzontale debba essere calcolata per  $\theta = 45^\circ$  iniziando con il valore di taglio calcolato a  $z = 0.8l_w$  dalla base e tenendo conto nell'armatura a taglio anche di cordoli o legature di piano all'intersezione delle pareti con il piano.



I puntoni devono essere disposti in modo tale da non intersecare le aperture e la loro larghezza dev'essere presa come la minore tra  $0.25l_w$  e  $4b_{0w}$ .

## 4.2 – Le pareti estese debolmente armate

## 4.2.4 DETTAGLI COSTRUTTIVI

[EC8 - §5.4.3.5.3]

DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LA DUTTILITA' LOCALE

(1) Si raccomanda che le barre verticali necessarie per la verifica degli stati limite ultimi (ULS) per flessione e taglio, o per il soddisfacimento di qualsiasi disposizione di armatura minima, siano contenute da una staffa o da una legatura con un diametro non minore di 6 mm o di un terzo del diametro della barra verticale,  $d_{br}$ . Si raccomanda che le staffe e legature abbiano un passo in direzione verticale non maggiore di 100 mm o  $8d_{br}$ , la minore tra le due.

(2) Si raccomanda che le barre verticali necessarie per la verifica degli stati limite ultimi (ULS) per flessione e azione assiale e lateralmente vincolate da staffe e legature in accordo con la (1) del presente sottopunto siano concentrate negli elementi di contorno alle estremità della sezione trasversale. Si raccomanda che questi elementi si estendano nella direzione della lunghezza  $l_w$  della parete per una lunghezza non minore di  $b_w$  o  $3b_w\sigma_{cm}/f_{cd}$ , la maggiore tra le due, ove  $\sigma_{cm}$  è il valore medio dello sforzo nel calcestruzzo nella zona compressa negli stati limite ultimi (ULS) di flessione ed azione assiale. Si raccomanda che il diametro delle barre verticali non sia minore di 12 mm nel piano inferiore dell'edificio, o in qualsiasi piano dove la lunghezza  $l_w$  della parete è ridotta rispetto a quella del piano sottostante di più di un terzo dell'altezza di piano  $h_s$ . In tutti gli altri piani si raccomanda che il diametro delle barre verticali non sia minore di 10 mm.

(3) Per evitare un cambio nel tipo di comportamento da uno controllato dalla flessione ad un altro controllato dal taglio, si raccomanda che la quantità di armatura verticale disposta nella sezione della parete non sia necessariamente maggiore della quantità richiesta per la verifica dello stato limite ultimo (ULS) a flessione e carico assiale e per l'integrità del calcestruzzo.

(4) Si raccomanda di disporre legature continue di acciaio, orizzontali o verticali: (a) lungo le intersezioni delle pareti o connessioni con le flange; (b) ai livelli degli impalcati; e (c) attorno alle aperture nella parete. Come minimo, si raccomanda che queste legature soddisfino la EN1992-1-1:2004, punto 9.10.

Come dettagli costruttivi l'EC8 prescrive di collocare barre verticali concentrate negli elementi di contorno per una profondità pari almeno allo spessore della parete di diametro non inferiore a 12 mm per i piani inferiori e 10 mm in generale. Tali barre devono essere collegate da legature di diametro non inferiore a 6 mm e passo non superiore a 100 mm. Non vi è alcuna altra indicazione relativa all'armatura verticale da disporre nel resto della parete.

In virtù delle prescrizioni relative alla resistenza al taglio, ove non sia necessario disporre armatura orizzontale per resistere alle forze di taglio, si può disporre un minimo di armatura pari a quello previsto dall'EC2 e corrispondente al minimo di armatura verticale che viene di seguito illustrato. L'EC2 che richiede una armatura diffusa a passo non inferiore a 40 cm o tre volte lo spessore dell'anima della parete su ciascuna faccia, e come parametro nazionale di verifica si deve rispettare un rapporto meccanico di armatura verticale totale (armatura concentrata e diffusa) pari a 0.002. E' interessante notare che al punto (3) si esorta il progettista a limitare la quantità di armatura verticale a quella necessaria per la resistenza flessionale, per garantire un meccanismo di resistenza dominato dalla flessione e non dal taglio.

Si raccomanda inoltre di seguire le regole relative alle armature minime di incatenamento ai piani, come previsto al cap. 9.10 dell'EC2:

## 4.2 – Le pareti estese debolmente armate

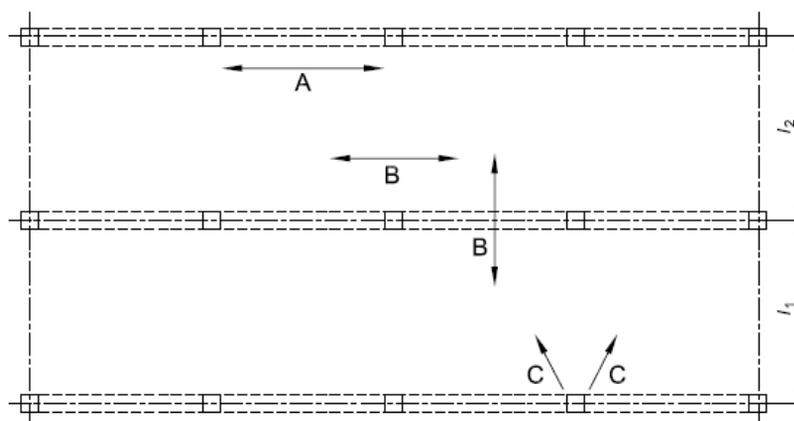
[[EC2 - §9.10] **DETTAGLI COSTRUTTIVI PER LA DUTTILITA' LOCALE**

(1) Si raccomanda che le barre verticali necessarie per la verifica degli stati limite ultimi (ULS) per flessione e taglio, o per il soddisfacimento di qualsiasi disposizione di armatura minima, siano contenute da una staffa o da una legatura con un diametro non minore di 6 mm o di un terzo del diametro della barra verticale,  $d_{bV}$ . Si raccomanda che le staffe e legature abbiano un passo in direzione verticale non maggiore di 100 mm o  $8d_{bV}$ , la minore tra le due.

figura 9.15 Incatenamenti per azioni eccezionali

Legenda

- A Incatenamento perimetrale
- B Incatenamento interno
- C Incatenamento orizzontale di pilastri o muri



## NOTE E CONSIDERAZIONI FINALI

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

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

Considerare il comportamento della struttura non dissipativo, in campo elastico, e quindi adottare un fattore di struttura  $q_{ND}$  significa rispettare le prescrizioni del Cap. 4 delle NTC'18 (quindi verifiche tensionali dei vari elementi strutturali, quali: pareti, travi, eventuali pilastri) e non necessariamente le verifiche di duttilità tipiche del cap. 7.

Questo approccio risulta conveniente, in quanto gli elementi strutturali che non partecipano attivamente a resistere alle sollecitazioni dell'azione sismica possono essere considerati elementi secondari, e questo permette di progettare travi a spessore, pilastri di dimensioni contenute, non aggiungere zone confinate alle pareti di controventamento (sismo-resistenti), ma verificare tensionalmente i singoli elementi nel rispetto del Cap. 4.

## ELEMENTI SECONDARI

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

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

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

# Thermo SOLAIO DUAL - BIDIREZIONALE



## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

## 4.3.1 TEORIA DELLE PIASTRE

Le piastre o solette sono elementi con due dimensioni prevalenti sulla terza (spessore) che hanno un marcato comportamento flessionale (flessione, taglio e torsione) che consente il trasferimento dei carichi secondo una direzione preferenziale nel caso di piastre monodirezionali o secondo due direzioni ortogonali preferenziali nel caso di piastre bidirezionali

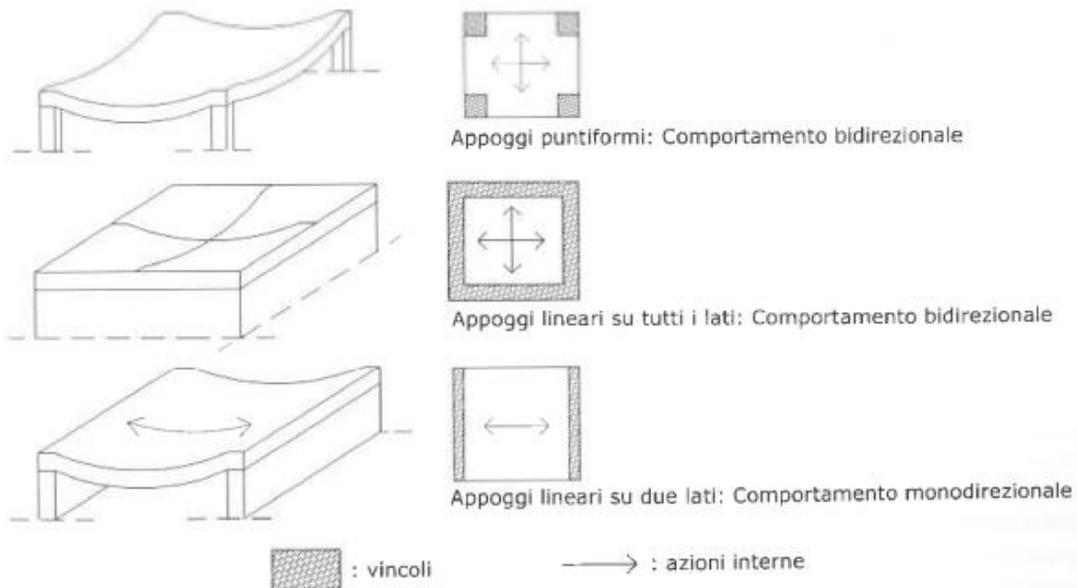


Fig. 1.1 – Comportamento "bidirezionale" (a), e "monodirezionale" (b).

I carichi che gravano sulla piastra possono essere trasmessi a strutture verticali puntiformi o continue, quindi le piastre possono essere realizzate su strutture e pilastri, a pareti o essere vincolate da travi.

Ciò consente di realizzare orizzontamento di spessore relativamente contenuto con elevata rigidezza, capacità di adattamento a forme irregolari in pianta e facilità di esecuzione.



Fig. 1.2 – Classificazione delle piastre in base al sistema di vincolo.

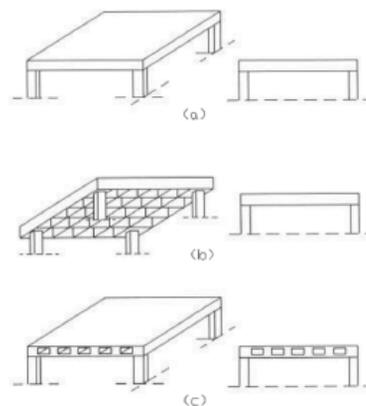


Fig. 1.3 – Solai a tutto spessore (a); a cassettoni (b); e alleggeriti (c).

### 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

Per quanto riguarda gli aspetti di calcolo, generalmente i codici affrontano il calcolo di tali elementi strutturali con l'analisi elastica, in assenza di fessurazione. Tuttavia è necessario prendere in considerazione nelle verifiche la non linearità dovuta a fenomeni viscosi, alla fessurazione del calcestruzzo ed alla eventuale plasticizzazione dell'acciaio.

Metodo	Sotto metodo	Utile per:	Chi
Elastico	Soluzioni analitiche	Progetto	metodo esatto: Leonhardt approccio «sandwich» metodi pratici: Wood-Armer
	Soluzioni numeriche (alle differenze finite, <b>agli elementi finiti</b> )		
	Soluzioni approssimate (tabellari)		
Elastico con redistribuzione		progetto	
Plastico o a Rottura	Staticamente ammissibile	progetto	Metodo delle Striscie di Hillerborg (1975)
	Cinematicamente ammissibile	Verifica / progetto	Metodo delle linee di rottura di Johansen (1962)

La teoria di base, comunque, è sempre quella dell'elasticità nell'ipotesi di piccoli spostamenti e di conservazione delle sezioni piane, che consente di mantenere valida l'ipotesi di azione interna come risultante locale delle tensioni agenti su una sezione unitaria.

#### 4.3.2 LE PIASTRE ALLEGGERITE - APPOCCIO NORMATIVO

Le piastre alleggerite, in particolare le piastre bi-nervate come quelle ottenibili con la pignatta del Carbon ED System Dual costituiscono una particolare categoria di piastre bidirezionali a comportamento asimmetrico essendo composte da una soletta in c.a. superiore e un graticcio di nervature in c.a. ortogonali tra loro.



Facendo riferimento all'Eurocodice 2, si riportano i limiti e le prescrizioni normative:

[EC2 - §5.3.1] *MODELLI PER L'ANALISI GLOBALE*

[...]

(4) Una soletta è un elemento la cui larghezza e lunghezza minima è non superiore a 5 volte lo spessore complessivo.

(5) Una soletta soggetta prevalentemente a carichi uniformemente distribuiti può essere considerata portante in una direzione se:

- possiede due bordi liberi (non appoggiati) e sensibilmente paralleli o

- è la parte centrale di una piastra rettangolare allungata, vincolata sui 4 lati, e con rapporto tra luce maggiore e minore non inferiore a 2.

#### 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

(6) *Nell'analisi strutturale può non essere necessario scomporre in elementi discreti le solette nervate o alleggerite, purchè l'ala e la parte superiore strutturale e le nervature trasversali siano dotate di adeguata rigidità torsionale. Tale assunzione è valida se:*

- *Il passo delle nervature non eccede 1500 mm;*
- *L'altezza della nervatura al disotto dell'ala non è superiore a 4 volte la sua larghezza;*
- *Lo spessore dell'ala è uguale o superiore al maggior valore tra 1/10 della luce netta tra le nervature e 50 mm;*
- *Sono presenti nervature trasversali distanti tra loro non più di 10 volte lo spessore totale della soletta.*
- *Lo spessore minimo di 50 mm dell'ala può essere ridotto a 40 mm nel caso di blocchi inclusi permanentemente tra le nervature.*

[...]

Il sistema Carbon System Duo prevede la realizzazione di nervature nelle due direzioni di spessore minimo 10 cm a passo 60 cm, pertanto i limiti sopra citati corrispondono a :

- altezza nervatura non superiore a 40 cm;
- luce netta massima tra le nervature 100 cm;
- spessore totale minimo della soletta 6 cm.

Si evince che sono sempre verificate le condizioni per le quali la soletta binervata può essere schematizzata nel calcolo come una soletta piena.

#### 4.3.3 PREDIMENSIONAMENTO

##### DETERMINAZIONE DELLO SPESSORE

Il solaio a piastra binervato esprime il suo massimo potenziale se è possibile sfruttarne la capacità di ripartizione nelle due direzioni ortogonali del carico, ossia se:

$$1 < L_x/L_y < 1.7$$

Poichè al di fuori di tale intervallo il comportamento diventa prettamente monodimensionale.

Una prima indicazione sullo spessore può essere desunta dai limiti di rapporto luce/spessore riportati nell'EC2- §7.4.2 per i quali non è necessario effettuare le verifiche esplicite della deformazione.

prospetto 7.4N

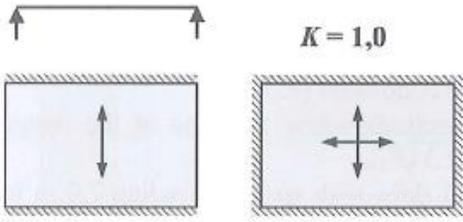
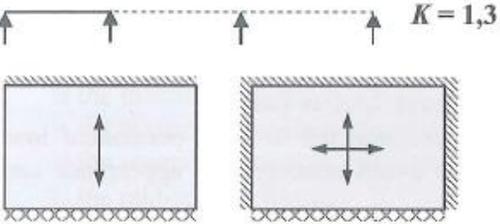
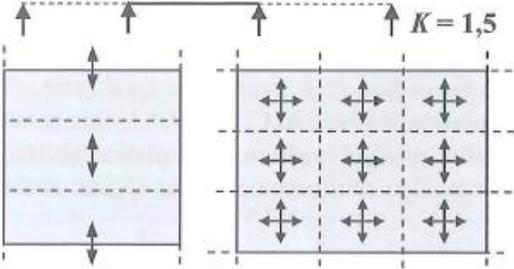
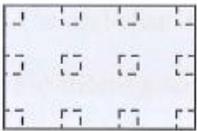
#### Valori base dei rapporti luce/altezza utili per elementi di calcestruzzo armato senza compressione assiale

Sistema strutturale	K	Calcestruzzo molto sollecitato $\rho = 1,5\%$	Calcestruzzo poco sollecitato $\rho = 0,5\%$
Travi semplicemente appoggiate, piastre semplicemente appoggiate mono o bidirezionali	1,0	14	20
Campata terminale di travi continue o piastre continue monodirezionali o piastre bidirezionali continue su un lato lungo	1,3	18	26
Campata intermedia di travi o di piastre mono o bidirezionali	1,5	20	30
Piastre sorrette da pilastri senza travi (piastre non nervate) (in base alla luce maggiore)	1,2	17	24
Mensole	0,4	6	8

- Nota 1 I valori dati sono stati scelti in genere in via prudenziale e il calcolo può dimostrare frequentemente che si possono realizzare elementi più sottili.  
 Nota 2 Per piastre bidirezionali si raccomanda che la verifica sia effettuata con riferimento alla luce minore; per piastre non nervate si raccomanda di considerare la luce maggiore.  
 Nota 3 I limiti dati per piastre prive di nervature corrispondono a una limitazione meno severa di quella che impone una freccia in mezzera minore di  $1/250$  della luce, relativamente agli appoggi sui pilastri. L'esperienza ha dimostrato che ciò è comunque soddisfacente.

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

La seguente tabella specifica per le solette, disponibile in letteratura, riporta a seconda del sistema strutturale verticale, i limiti di rapporto tra luce effettiva e altezza utile della sezione in funzione del livello di sfruttamento del calcestruzzo compresso espresso mediante il coefficiente  $\rho$  che esprime il rapporto meccanico di armatura tesa in mezzera.

		Basic $l_{eff}/d$ ratios	
		Highly stressed ( $\rho = 1,5\%$ )	Lightly stressed ( $\rho = 0,5\%$ )
		<b>Simply-supported beams and slabs</b>	
		14	20
		<b>End spans and slabs continuous over one long side</b>	
		18	26
		<b>Interior spans of beams and slabs</b>	
		20	30
		<b>Flat slabs supported on columns</b>	
		17	24

Esempio altezze minime di travetto con cappa 6cm e sovraccarico 400kg/m<sup>2</sup>

4 mt	5 mt	6 mt	7 mt	8 mt	9 mt
5 mt	16	16	16	--	--
6 mt	16	16	18	20	--
7 mt	16	18	20	22	24
8 mt	--	20	22	24	26
9 mt	--	--	24	26	28

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

La seguente tabella specifica per le geometrie dei nostri solai standard mostra i sovraccarichi massimi ammissibili espressi in kn/m<sup>2</sup> e disponibili in due configurazioni, con soletta (caldana) da 5 cm ed in **rosso** con soletta (caldana) da 6 cm. Questo è solo una linea guida, in quanto ogni caso ha innumerevoli variabili, e fa fede a se stesso. Per maggiori approfondimenti contattare il nostro ufficio tecnico: [tecnico@edsystem.it](mailto:tecnico@edsystem.it)

## Spessore travetto 16cm

LUCE	5 mt	5,5 mt	6 mt	6,5 mt	7 mt
5 mt	5,5	4,5	3,5	3	2,5
5,5 mt	16	4	3	2,5	<b>3</b>
6 mt	3,5	3	2,5	<b>3</b>	<b>2,5</b>
6,5 mt	3	2,5	<b>3</b>	<b>2,5</b>	<b>2</b>
7 mt	2,5	<b>3</b>	<b>2,5</b>	<b>2</b>	<b>1,5</b>

## Spessore travetto 18cm

LUCE	5 mt	5,5 mt	6 mt	6,5 mt	7 mt
5 mt	7,5	6	5	4,5	4
5,5 mt	6	5	4,5	4	3
6 mt	5	4,5	4	3	<b>3,5</b>
6,5 mt	4,5	4	3	<b>3,5</b>	<b>3</b>
7 mt	4	3	<b>3,5</b>	<b>3</b>	<b>2,5</b>

## Spessore travetto 20cm

LUCE	5 mt	5,5 mt	6 mt	6,5 mt	7 mt	7,5mt	8mt
5 mt	10	8,5	7	6,5	5,5	--	--
5,5 mt	8,5	7	6,5	5,5	4,5	4	--
6 mt	7	6,5	5,5	4,5	4	3	2,5
6,5 mt	6,5	5,5	4,5	4	3	2,5	<b>3</b>
7 mt	5,5	4,5	4	3	2,5	<b>3</b>	<b>2,5</b>
7,5 mt	--	4	3	2,5	<b>3</b>	<b>2,5</b>	<b>2</b>
8 mt	--	--	2,5	<b>3</b>	<b>2,5</b>	<b>2</b>	<b>1,5</b>

### 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

E' opportuno ricordare che nella determinazione dell'altezza utile  $d$  si deve tenere conto delle esigenze costruttive e durabilità (rapporto nervatura/diametro delle barre, copriferri ed interferri), ed eventuali esigenze di resistenza al fuoco delle strutture.

#### DETERMINAZIONE DELLA DIMENSIONE DEI CAPITELLI SUI PILASTRI

In corrispondenza delle strutture verticali, siano esse pilastri o pareti, è opportuno prevedere delle zone piene in modo da migliorare la trasmissione dei carichi tra solaio e struttura verticale. In particolare per quanto riguarda i pilastri, la reazione puntuale sulla piastra da essi trasmessa può indurre meccanismi di rottura per punzonamento, pertanto, è opportuno prevedere un capitello pieno in corrispondenza dei pilastri da dimensionare in funzione della dimensione del perimetro critico  $u_{out}$ , così come definito dall'EC2 - §6.4.5.

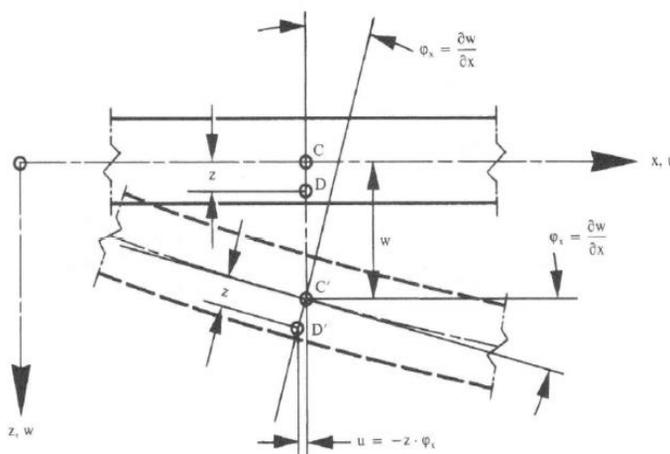
$$u_{out} = (\beta V_{Ed}) / (v_{Rd,c} d)$$

Essendo  $\beta$  un coefficiente che dipende dalla sollecitazione flessionale in testa al pilastro,  $V_{Ed}$ , il carico verticale sul pilastro, e  $v_{Rd,c}$ , la resistenza unitaria a punzonamento del conglomerato. Da cui la dimensione minima del capitello corrisponde al diametro del perimetro critico  $D = u_{out} / \pi$ , considerando di non scendere sotto il valore  $D_{min} = 5.5 * d + b_i$ , essendo  $b_i$  la dimensione della sezione del pilastro nella direzione considerata.

#### 4.3.4 CALCOLO DELLE SOLLECITAZIONI

Il calcolo delle sollecitazioni sulle piastre può essere condotto con differenti metodologie: tramite metodi tabellari, scomponendo la soletta nei differenti campi di solaio, metodi approssimati o con l'approccio agli elementi finiti e software di calcolo. Tutti metodi basati sulla teoria elastica delle piastre sottili assumendo le ipotesi formulate da Kirchhoff-Love:

- Piastra di piccolo spessore ( $t < 1/5$  della luce minima);
- Piccoli spostamenti ( $\delta < 1/5 t$ );
- Comportamento omogeneo e isotropo;
- Regime deformativo prevalente di tipo flessionale;
- Il piano medio della piastra rimane indeformato subendo solamente spostamenti verticali;
- la tensione normale verticale all'interno della piastra  $\sigma_z$  è trascurabile rispetto alle tensioni normali nelle altre due direzioni  $\sigma_x$  e  $\sigma_y$ .



I parametri della sollecitazione si ricavano dalle condizioni di equilibrio rappresentate dalle seguenti equazioni differenziali:

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

$$m_x = -D \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

$$m_y = -D \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right]$$

$$m_{xy} = D(1-\nu) \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -m_{yx}$$

Con :

$$D = \frac{E}{(1-\nu^2)} \frac{t^3}{12} \quad G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

Riassunte nell'equazione della linea elastica o Equazione biarmonica di Lagrange:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D}$$

Le sollecitazioni taglianti si ottengono attraverso la scrittura delle condizioni di equilibrio alla rotazione lungo gli assi principali X e Y:

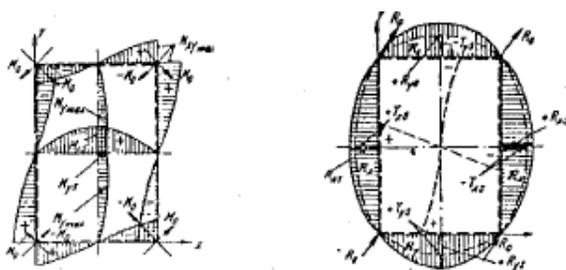
$$q_x = -D \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right]$$

$$q_y = -D \frac{\partial}{\partial y} \left[ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right]$$

## METODI TABELLARI

Sono disponibili in letteratura differenti testi in cui per casi notevoli e per differenti condizioni di vincolo sono forniti in maniera tabellare i coefficienti che consentono di ricavare il parametro della sollecitazione e le frecce in funzione dei carichi applicati sulla piastra. Si segnala l'opera forse più completa in merito, ossia "Calcolo di Lastre e Piastre" di Richard Bares.

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali



$M_{x,max}$	$T_{ax}$	$T_{ya}$	$R_{xx}$	$R_{yy}$	$R_{\theta}/2$	$R_x = \Sigma R_x$	$R_y = \Sigma R_y$
$\pm 0,0165$	$\pm 0,465$	$\pm 0,185$	0,521	0,275	-0,0659	0,731	0,067
$\pm 0,0197$	$\pm 0,454$	$\pm 0,202$	0,520	0,300	-0,0647	0,641	0,081
$\pm 0,0229$	$\pm 0,441$	$\pm 0,219$	0,519	0,323	-0,0633	0,566	0,096
$\pm 0,0261$	$\pm 0,428$	$\pm 0,236$	0,516	0,345	-0,0617	0,502	0,112
$\pm 0,0294$	$\pm 0,415$	$\pm 0,252$	0,510	0,366	-0,0599	0,450	0,130
$\pm 0,0326$	$\pm 0,401$	$\pm 0,268$	0,503	0,385	-0,0579	0,404	0,148
$\pm 0,0357$	$\pm 0,387$	$\pm 0,283$	0,495	0,401	-0,0557	0,364	0,167
$\pm 0,0386$	$\pm 0,374$	$\pm 0,298$	0,486	0,419	-0,0535	0,330	0,187
$\pm 0,0414$	$\pm 0,362$	$\pm 0,312$	0,476	0,433	-0,0512	0,300	0,207
$\pm 0,0440$	$\pm 0,350$	$\pm 0,325$	0,466	0,445	-0,0489	0,274	0,228
$\pm 0,0463$	$\pm 0,338$	$\pm 0,338$	0,457	0,457	-0,0464	0,250	0,250
$\pm 0,0508$	$\pm 0,314$	$\pm 0,360$	0,434	0,474	-0,0420	0,211	0,296
$\pm 0,0543$	$\pm 0,293$	$\pm 0,379$	0,413	0,489	-0,0377	0,180	0,340
$\pm 0,0571$	$\pm 0,274$	$\pm 0,396$	0,392	0,500	-0,0338	0,155	0,387
$\pm 0,0594$	$\pm 0,257$	$\pm 0,411$	0,372	0,508	-0,0306	0,135	0,435
$\pm 0,0613$	$\pm 0,242$	$\pm 0,424$	0,353	0,514	-0,0272	0,118	0,484
$\pm 0,0628$	$\pm 0,228$	$\pm 0,435$	0,335	0,518	-0,0245	0,104	0,533
$\pm 0,0640$	$\pm 0,215$	$\pm 0,444$	0,318	0,520	-0,0221	0,092	0,584
$\pm 0,0649$	$\pm 0,204$	$\pm 0,452$	0,302	0,520	-0,0200	0,082	0,632
$\pm 0,0655$	$\pm 0,194$	$\pm 0,459$	0,288	0,521	-0,0181	0,074	0,682
$\pm 0,0659$	$\pm 0,185$	$\pm 0,465$	0,275	0,521	-0,0165	0,067	0,731
$qb^2$	$qa$	$qb$	$qa$	$qb$	$qa^2$	$qb^2$	$qb^2$

## METODI APPROSSIMATI

Il campo dei momento presente in una piastra deve obbedire all'equazione della linea elastica. Potenzialmente esistono infiniti campi di momento che soddisfano l'equazione, ma solo uno corrisponde alla soluzione esatta che rappresenta la formazione del cinematismo.

I metodi approssimati ammettono delle ipotesi semplificative all'equazione di equilibrio della linea elastica, pur a favore di sicurezza. Ad esempio, il metodo delle strisce di Hillerborg.

Il metodo di Hillerborg prescinde dalla formazione del cinematismo ed assume l'ipotesi semplificativa di trascurare la torsione, pertanto l'equazione biarmonica di Lagrange diventa con una notevole semplificazione:

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -p(x, y)$$

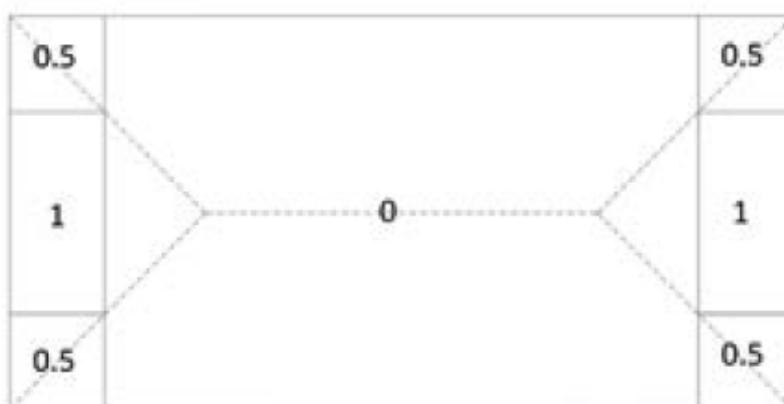
Il che corrisponde a schematizzare la piastra come un insieme di strisce disposte nelle due direzioni ortogonali x e y e soggette a flessione e taglio. In tal modo le strisce disposte lungo x sono soggette ad una quotaparte del carico ( $\alpha p$ ) e le strisce disposte nella direzione ortogonale della rimanente parte di carico  $(1-\alpha)p$ :

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} = -\alpha \cdot p_u$$

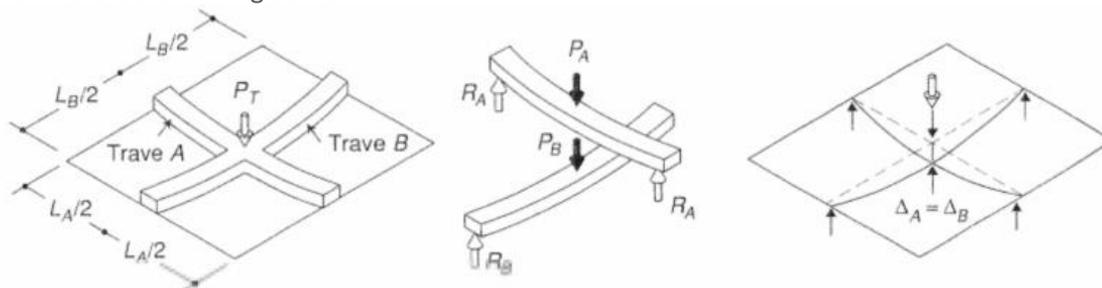
$$\frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -(1 - \alpha) \cdot p_u$$

Al coefficiente  $\alpha$  per praticità sono assegnati valori variabili a zone. La scelta del valore da assegnare ad  $\alpha$  va fatta considerando che in ciascuna areola della piastra  $dx \cdot dy$  si intersecano due strisce disposte lungo le due direzioni ortogonali e la trasmissione del carico all'appoggio viene demandata alla striscia flessionalmente più rigida per effetto della luce minore e delle condizioni di vincolo.



Nel caso sopra riportato si considera che nella parte centrale della piastra il carico sia ripartito in maniera monodirezionale unicamente in direzione  $y$ , agli spigoli si può ammettere che localmente la rigidità delle strisce nelle due direzioni sia uguale, mentre lungo i lati corti si può ammettere che il carico sia interamente sopportato dalle strisce adiacenti in direzione  $x$ .

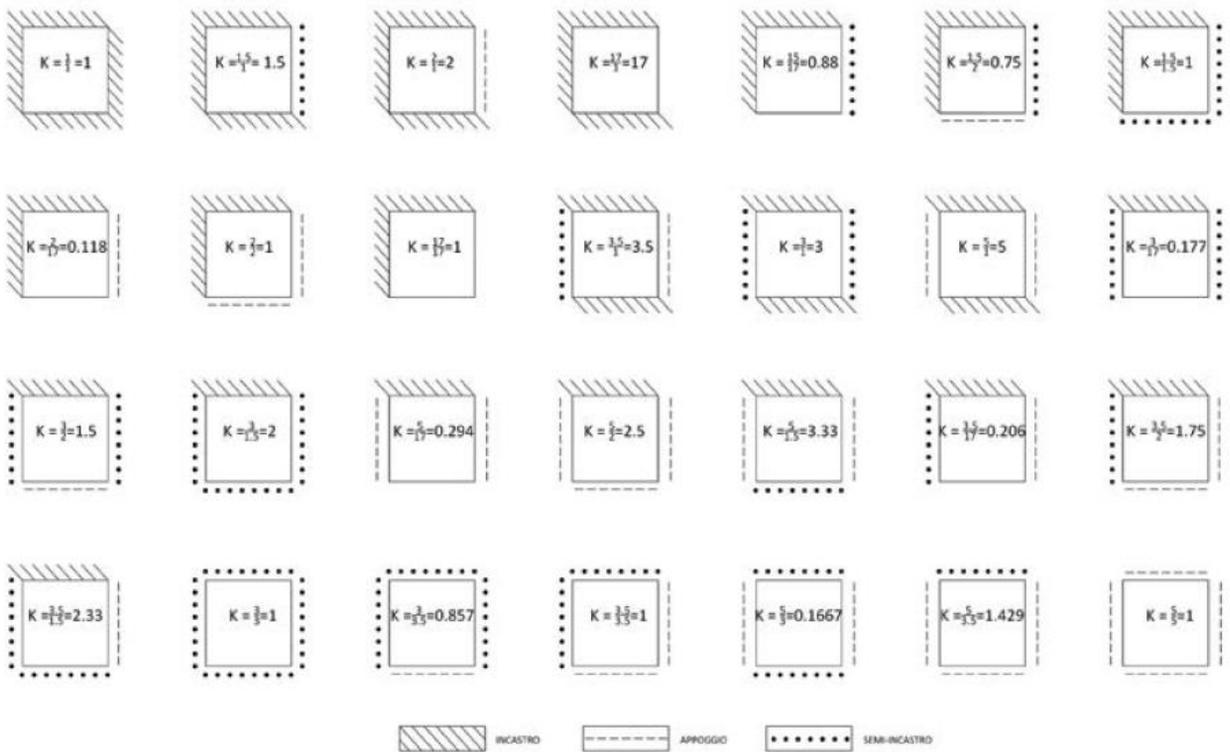
Un metodo che introduce una ulteriore semplificazione è il metodo di Grashof che prevede di dividere la piastra in strisce infinitesimali ortogonali con comportamento a trave e ripartire il carico in funzione della loro rigidità:



$$q_a = q \cdot \frac{b^4}{K \cdot a^4 + b^4}; \quad q_b = q_{TOT} - q_a$$

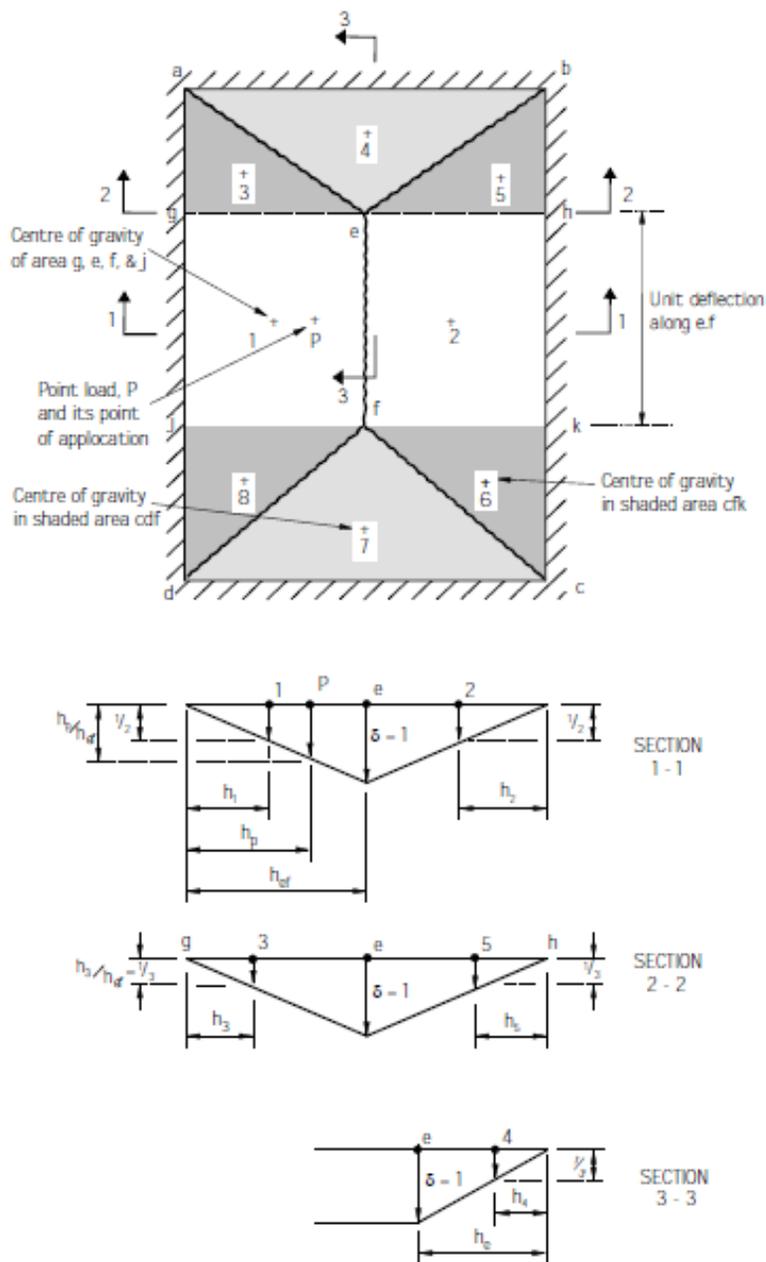
Utilizzando coefficienti  $K$  tabellati.

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali



Esistono altri metodi come quello delle linee di frattura o plasticizzazione che prevede di individuare delle sezioni preferenziali in cui si concentra la plasticizzazione e attraverso l'applicazione del teorema dei lavori virtuali individuare il carico limite per la formazione del cinematismo.

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

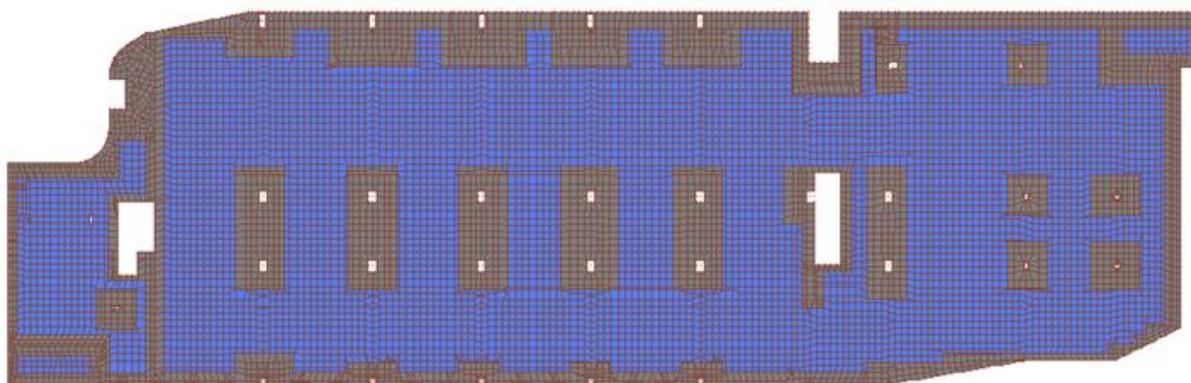


Tale metodo concettualmente semplice trova applicazione in casi molto semplici per cui è possibile individuare con una certa precisione l'andamento delle linee di plasticizzazione, altrimenti diventa un metodo piuttosto complesso poiché il risultato del calcolo dipende dall'individuazione delle linee di frattura che è arbitrario.

## APPROCCIO FEM - CALCOLO AUTOMATICO

Il metodo di calcolo delle sollecitazioni largamente più utilizzato grazie alla disponibilità di software di calcolo è quello ad Elementi Finiti. Tale metodo consente di ricavare agevolmente le sollecitazioni in forma numerica per qualsiasi geometria, condizione di vincolo e condizione di carico degli elementi piastra. La modellazione della piastra va fatta per elementi finiti di dimensioni discrete tipo shell/guscio.

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali



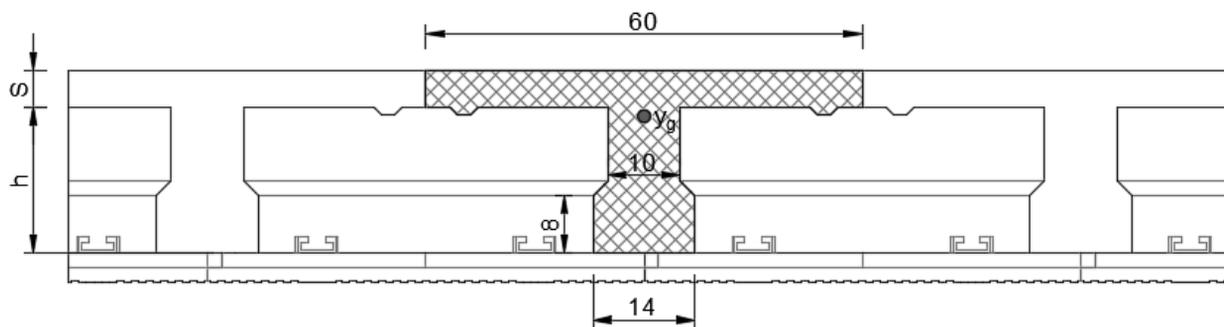
schematizzazione FEM della soletta di forma irregolare con zone piene e zone alleggerite e differenti tipologie di vincolo

Il metodo di calcolo delle sollecitazioni largamente più utilizzato grazie alla disponibilità di software di calcolo è quello ad Elementi Finiti. Tale metodo consente di ricavare agevolmente le sollecitazioni in forma numerica per qualsiasi geometria, condizione di vincolo e condizione di carico degli elementi piastra. La modellazione della piastra va fatta per elementi finiti di dimensioni discrete tipo shell/guscio.

Come si è visto il particolare tipo di solaio a piastra reticolare può essere modellato come una piastra piena continua omogenea isotropa ai fini della determinazione delle sollecitazioni. E' importante, tuttavia, tenere presente che i metodi di calcolo agli elementi finiti utilizzano per la soluzione statica delle strutture delle funzioni di forma applicate al singolo elemento sulla base del metodo degli spostamenti. Gioca quindi un ruolo fondamentale la determinazione della corretta rigidezza flessionale e tagliante delle sezioni, soprattutto se c'è la compresenza di solette piene ed alleggerite.

Si suggerisce di modellare le solette tenendo conto delle rigidzze delle sezioni in condizione non fessurata e a tempo 0, utilizzando uno dei seguenti criteri:

a) utilizzando lo spessore effettivo del solaio - applicando gli opportuni moltiplicatori delle rigidzze e delle masse della sezione piena equivalente. Il moltiplicatore della rigidzza flessionale si ottiene dal rapporto tra i momenti di inerzia  $\rho_f = J_{alleggerita}/J_{piena}$ , mentre il moltiplicatore della rigidzza tagliante si ottiene con il rapporto tra le aree  $\rho_t = A_{alleggerita}/A_{piena}$ .



h (cm)	s (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	y <sub>G</sub> (cm)	J <sub>eff</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ <sub>f</sub>	ρ <sub>t</sub>	p (kN/m <sup>2</sup> )
16	4	436	6.8	16557	0.41	0.36	2.47
16	5	496	6.9	19361	0.42	0.39	2.72
16	6	556	7.1	22299	0.42	0.42	2.97
18	4	456	7.6	21726	0.41	0.35	2.62
18	5	516	7.6	25181	0.41	0.37	2.87

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

h (cm)	s (cm)	Area (cm <sup>2</sup> )	y <sub>G</sub> (cm)	J <sub>eff</sub> (cm <sup>4</sup> )	ρ <sub>f</sub>	ρ <sub>t</sub>	p (kN/m <sup>2</sup> )
16	4	436	6.8	16557	0.41	0.36	2.47
16	5	496	6.9	19361	0.42	0.39	2.72
16	6	556	7.1	22299	0.42	0.42	2.97
18	4	456	7.6	21726	0.41	0.35	2.62
18	5	516	7.6	25181	0.41	0.37	2.87
18	6	576	7.8	28736	0.42	0.40	3.12
20	4	476	8.4	27767	0.40	0.33	2.77
20	5	536	8.4	31960	0.41	0.36	3.02
20	6	596	8.5	36213	0.41	0.38	3.27

b) utilizzando uno spessore equivalente del solaio - utilizzando uno spessore fittizio della soletta piena in modo da ottenere, pesi e rigidezze coerenti con quelli della soletta alleggerita.

b) utilizzando lo spessore effettivo del solaio ed un materiale fittizio - utilizzando un materiale con rigidezza e peso di volume calcolato in modo tale da ottenere valori finali coerenti con quelli effettivi della soletta alleggerita.

Si suggerisce di utilizzare il metodo a) perchè risulta largamente il più agevole da utilizzare, in quanto non prevede di intervenire introducendo caratteristiche fittizie del materiale calcestruzzo, si suggerisce, inoltre, di applicare anche i pesi propri come carichi esterni, in modo da poterli gestire, nel caso di solai con più campate, applicando i coefficienti amplificativi a scacchiera.

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

## 4.3.5 DIMENSIONAMENTO ARMATURA A FLESSIONE

Il dimensionamento dell'armatura può essere effettuato con il metodo locale, ossia basandosi sulle sollecitazioni che si sviluppano in ciascuna sezione della piastra, oppure con il metodo globale, come si fa per esempio con il criterio delle linee di frattura in cui tramite l'applicazione del teorema dei lavori virtuali è possibile ricavare direttamente il carico limite data la geometria e l'armatura della piastra.

Di seguito si sviluppa il metodo locale che è quello largamente più utilizzato.

Il dimensionamento delle armature longitudinali viene effettuato allo stato limite ultimo, ossia ipotizzando che la sezione fessurata sviluppi il proprio momento resistente ultimo e che l'armatura sia snervata.

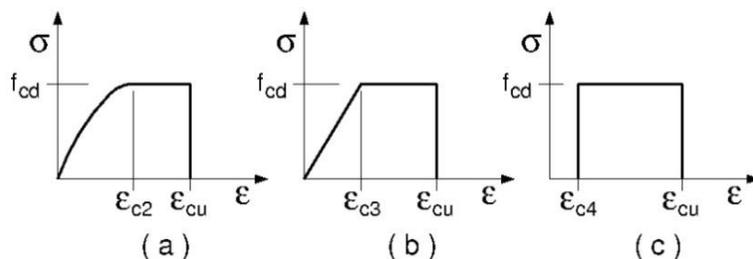


Figura 4.1.1 – Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per il calcestruzzo

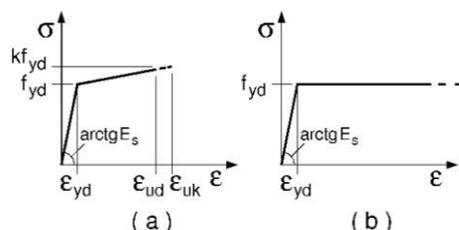


Figura 4.1.2– Modelli  $\sigma$ - $\epsilon$  per l'acciaio

Si considerano come curve-modello  $\sigma$ - $\epsilon$  del comportamento del calcestruzzo e dell'acciaio per le verifiche quelli corrispondenti rispettivamente alla curva (a) e alla curva (b), in cui i valori numerici corrispondenti ai punti notevoli delle curve sono definiti come caratteristiche dei materiali impiegati, e la valutazione delle sollecitazioni resistenti viene fatta in base ai criteri illustrati nella figura seguente:

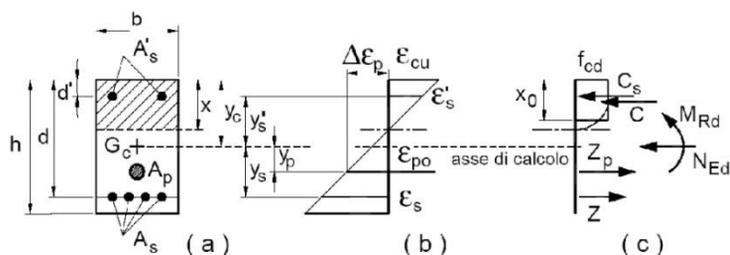


Figura 4.1.3– Sezione pressoinflessa

È possibile, però definire un limite superiore di resistenza della sezione in base alla sua capacità limite di rotazione (e quindi di deformazione del calcestruzzo dell'acciaio). Quindi per le due direzioni principali ortogonali x e y:

$$m_{xu} = z_x \cdot f_{yd} \cdot A_x \approx 0.9 \cdot d_x \cdot f_{yd} \cdot A_x$$

$$m_{yu} = z_y \cdot f_{yd} \cdot A_y \approx 0.9 \cdot d_y \cdot f_{yd} \cdot A_y$$

In via generale assumendo una giacitura con asse normale n e tangente t i momenti resistenti sviluppati dall'armatura sono:

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

$$m_{nu} = m_{xu} \cos^2 \theta + m_{yu} \sin^2 \theta$$

$$m_{tu} = m_{xu} \sin^2 \theta + m_{yu} \cos^2 \theta$$

$$m_{ntu} = (m_{xu} - m_{yu}) \cdot \sin \theta \cos \theta$$

Al secondo membro non compare alcun momento torcente in quanto essendo la sezione considerata fessurata ed essendo le armature schematizzate con fili privi di rigidità torsionale, l'unico momento resistente che l'armatura è in grado di sviluppare è quello flettente.

Esistono comunque dei meccanismi in grado di resistere a torsione, quali:

- Effetto spinotto delle armature;
- Ingranamento degli inerti;
- Continuità del materiale in zona compressa.

Deve essere verificato comunque per ciascuna giacitura che  $M_n \leq m_{nu}$  e  $M_{nt} \leq m_{ntu}$ . Individuando la giacitura  $\theta$  più critica:

$$\frac{d}{d\theta}(m_{nu} - M_n) = 0; \frac{d^2}{d\theta^2}(m_{nu} - M_n) = 0$$

Tenendo conto che il momento resistente ultimo per la giacitura considerata è funzione dell'area di armatura disposta nelle due direzioni ortogonali e che a questa sono direttamente proporzionali i momenti resistenti lungo le rispettive direzioni, si perviene a:  
sezioni di momento positivo:

$$\begin{aligned} m_{x,Rd} &\geq m_{x,Ed} + |m_{xy,Ed}| \\ m_{y,Rd} &\geq m_{y,Ed} + |m_{xy,Ed}| \end{aligned}$$

sezioni di momento negativo:

$$\begin{aligned} m_{x,Rd} &\geq m_{x,Ed} - |m_{xy,Ed}| \\ m_{y,Rd} &\geq m_{y,Ed} - |m_{xy,Ed}| \end{aligned}$$

Che devono essere rispettate per ciascuna sezione localmente.

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

## 4.3.6 VERIFICHE A TAGLIO

Secondo l'EC2 è possibile omettere nel caso di piastre l'armatura minima a taglio:

[EC2 - §6.2.1] 4) Se, sulla base dei calcoli di progetto a taglio, non è richiesta armatura a taglio, si raccomanda comunque di disporre una armatura minima secondo il punto 9.2.2. Questa armatura minima può essere omessa in elementi quali piastra (piene, nervate, cave) dove la ripartizione trasversale dei carichi può avvenire. [...]

Si adottano per la valutazione delle sollecitazioni di taglio resistenti ( $V_{rd}$ ).

Elementi non armati a taglio:

$$V_{rd} = \left\{ 0,18 * k * \frac{(100 * \rho_l * f_{ck})^{1/3}}{\gamma_c} + \right\} * b_w * d \geq v_{min} * b_w * d$$

Elementi armati a taglio  $V_{rd} = \min [VR_{sd}; VR_{cd}]$  secondo la formulazione a traliccio di Morsh dove:

a taglio-trazione lato acciaio 
$$V_{Rsd} = 0,9 * d * \frac{A_{sw}}{s} * f_{yd} * (ctg\alpha + ctg\theta) * \sin \alpha$$

a taglio-compressione lato calcestruzzo 
$$V_{Rcd} = 0,9 * d * b_w * \alpha_c * f'_{cd} * \frac{(ctg\alpha + ctg\theta)}{(1 + ctg^2\theta)}$$

in cui:

d : altezza utile della sezione;

$b_w$ : larghezza minima della sezione;

$k = 1 + (200/d)^{1/2}$ ;

$\rho_l = A_s / (b_w * d)$ : rapporto geometrico di armatura  $\leq 0,02$ ;

$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$ ;

$A_{sw}$ : area dell'armatura trasversale;

s : interasse armature trasversali;

$\alpha$ : inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$\theta$ : inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave  $1 \leq ctg\theta \leq 2,5$

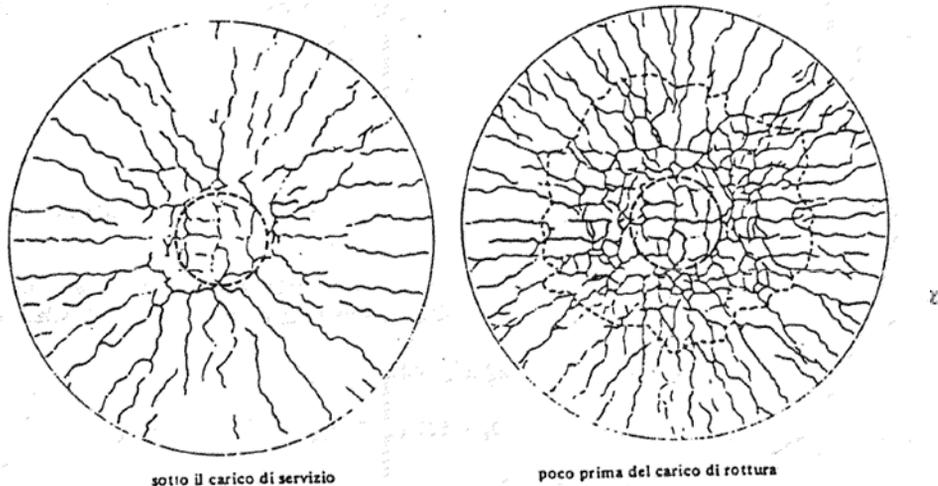
$f'_{cd} = 0,5 * f_{cd}$ ;

$$\alpha_c : \text{coefficiente maggiorativo} = \begin{cases} 1 \rightarrow \sigma_{cp} = 0 \\ 1 + \sigma_{cp} / f_{cd} \rightarrow 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 f_{cd} \\ 1,25 \rightarrow 0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd} \\ 2,5(1 - \sigma_{cp} / f_{cd}) \rightarrow 0,5 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq f_{cd} \end{cases}$$

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

## 4.3.7 VERIFICHE A PUNZONAMENTO

Le azioni taglianti soprattutto se derivanti da forze concentrate considerevoli possono risultare dimensionanti per il calcolo delle piastre. La crisi locale a taglio su una soletta attorno ad un carico concentrato, che può essere anche dato dalla reazioni di un pilastro, è detta punzonamento. Tale meccanismo di rottura si sviluppa lungo una superficie che ha la forma di un tronco di cono. Di fatto il fenomeno che si manifesta è esattamente quello della rottura a taglio lungo una sezione critica per una trave, ma poichè si tratta di riportare tale fenomeno da un piano monodimensionale ad un piano bidimensionale, la superficie critica diventa 'perimetro critico'. Risulta fondamentale, quindi, la corretta definizione del perimetro critico da considerare per calcolare la superficie di rottura.

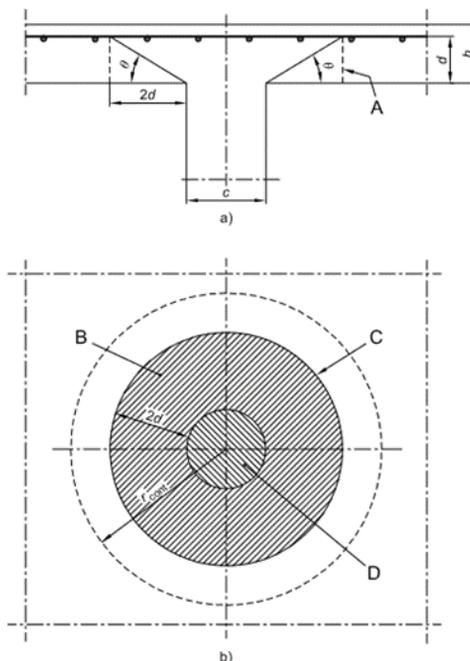


Le verifiche a punzonamento sono condotte con riferimento al cap. 6.4 dell'EC2:

figura 6.12 Modello di verifica a punzonamento allo stato limite ultimo

Legenda

- a) Sezione
- b) Pianta
- A Sezione di base per la verifica
- B Area di verifica di base  $A_{cont}$
- C Perimetro di verifica di base,  $u_1$
- D Area caricata  $A_{load}$
- $r_{cont}$  Ulteriore perimetro di verifica
- $\theta = \arctan(1/2)$
- $= 26,6^\circ$



## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

Si assume come perimetro critico il perimetro ottenuto per offset del perimetro del pilastro, detto o dell'impronta di carico, di  $2*d$ , in cui  $d$  è la posizione media dell'armatura tesa:  $d = (dx + dy)/2$

figura 6.13 Perimetri di verifica di base tipici intorno ad aree caricate

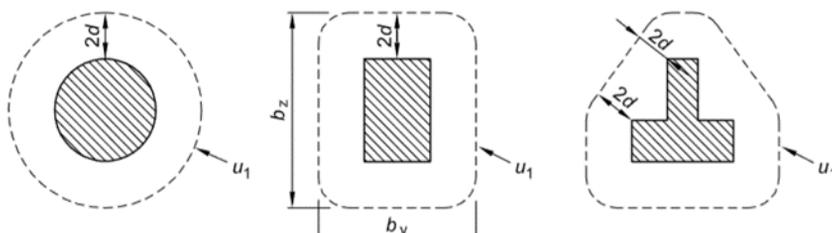
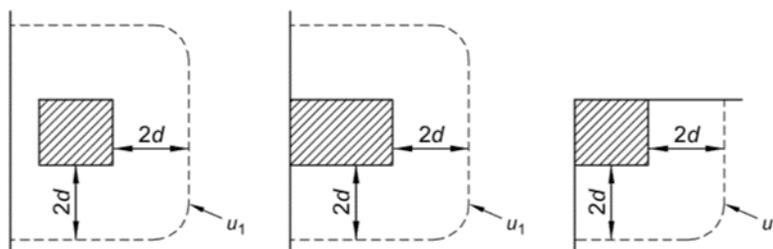


figura 6.15 Perimetro di verifica di base per aree caricate in prossimità di bordi o di angoli



Valore di progetto del massimo taglio-punzonamento:  $v_{rd,cmax} = 0.5 * v * f_{cd}$

con  $v = 0.6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right]$

Resistenza a punzonamento di piastre prive di armatura a taglio:

$$v_{rd,c} = C_{Rdc} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \geq v_{min} + k_1 \sigma_{cp}$$

$d$ : altezza utile della sezione

$$C_{Rdc} = 0.18 / \gamma_c$$

$$k = 1 + (200/d)^{1/2}$$

$\rho_l = \sqrt{\rho_x \rho_y}$ : rapporto geometrico di armatura  $\leq 0,02$

$\sigma_{cp} = (\sigma_{cp,x} + \sigma_{cp,y})/2$ : tensione media di compressione sulla sezione  $\leq 0,02 f_{cd}$

$$v_{min} = 0,035 * k^{3/2} * f_{ck}^{1/2}$$

Resistenza a punzonamento di piastre prive di armatura a taglio:

$$v_{rd,cs} = 0.75 * v_{rd,c} + \frac{1.5 \frac{d}{s_r} A_{sw} f_{ywd,ef}}{u_1 d} \sin \alpha$$

$A_{sw}$ : armatura a taglio

$f_{ywd,ef} = 250 + 0.25d < f_{ywd}$ : resistenza efficace dell'armatura

$\alpha$ : angolo compreso tra l'armatura e il piano della piastra

Verifica sul primo perimetro bordo pilastro  $u_0$ :  $v_{Ed} = \frac{V_{Ed} * \beta}{u_0 d} \leq v_{rd,cmax}$

Verifica sul perimetro critico  $u_1$ :  $v_{Ed} = \frac{V_{Ed} * \beta}{u_1 d} \leq v_{rd,c}$ ;  $v_{Ed} = \frac{V_{Ed} * \beta}{u_1 d} \leq v_{rd,cs}$

in cui in generale per una sollecitazione flettente biassiale:  $\beta = 1 + 1.8 * \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$ , con  $e_i =$

$M_{ed,i} / V_{ed}$ , in cui  $e_y$  è l'eccentricità intorno all'asse y ossia dovuta al momento  $M_{ed,z}$ .

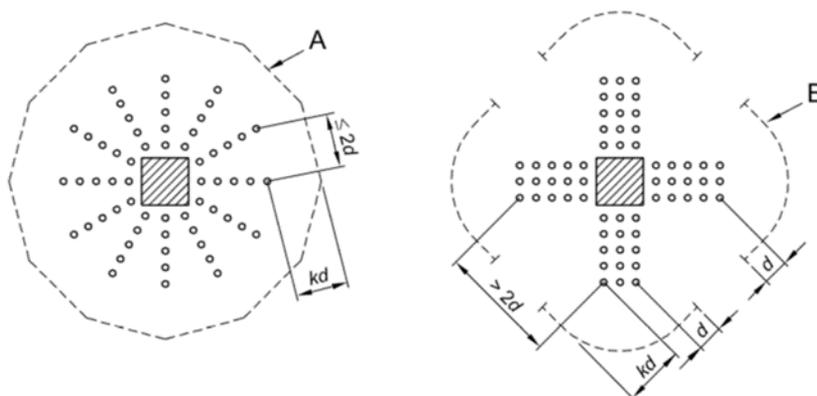
In via semplificata il coefficiente  $\beta$  può assumere i valori 1.15, 1.4, 1.5 rispettivamente per i pilastri interni, pilastri di bordo e pilastri d'angolo.

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

Per gli elementi che necessitano di armatura a taglio viene condotta una ulteriore verifica sul perimetro oltre il quale non è necessaria armatura:

figura 6.22 Perimetri di verifica per pilastri interni

Legenda

A Perimetro  $u_{out}$ B Perimetro  $u_{out,ef}$ 

## 4.3.8 VERIFICHE AGLI STATI LIMITE DI ESERCIZIO

Le verifiche in esercizio sono condotte tenendo conto, nella definizione delle proprietà meccaniche della sezione, della viscosità a tempo infinito. Per considerare gli effetti della viscosità a tempo infinito si introduce un coefficiente correttivo del modulo di elasticità secante  $\phi(\infty, t_0, RH, d_n)$ , funzione dell'età del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico ( $t_0$ ), dell'umidità relativa (RH), e della dimensione nominale della sezione ( $d_n = 2A_c/u$ ). Si assume per semplicità che l'applicazione del carico finale avvenga dopo una maturazione di 365 giorni, pertanto i coefficienti  $\phi$  di cui si tiene conto sono:

d <sub>n</sub> (mm)					
50	15	60	50	10	60
	0	0		0	0
RH = 50 %			RH = 80%		
2,0	1,6	1,2	1,2	1	1

Il modulo di elasticità secante a tempo infinito di calcolo si ottiene con:  $E_{ca}(\phi) = \frac{E_{cm}}{1 + \phi}$

in cui il coefficiente di viscosità  $\Phi$  viene calcolato come da appendice B dell'EC2, di cui si riporta un estratto, e per condizioni usuali vale circa 2.2, il che corrisponde ad un coefficiente di omogeneizzazione a lungo termine di circa  $n=18$ .

## B.1

## Equazioni di base per determinare il coefficiente di viscosità

(1) Il coefficiente di viscosità  $\phi(t, t_0)$  può essere calcolato con la relazione:

$$\phi(t, t_0) = \phi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \quad (B.1)$$

dove:

$\phi_0$  è il coefficiente nominale di viscosità e può essere valutato mediante:

$$\phi_0 = \phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad (B.2)$$

$\phi_{RH}$  è un coefficiente che tiene conto dell'effetto dell'umidità relativa sul coefficiente nominale di viscosità:

$$\phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{t_0}} \quad \text{per } f_{cm} \leq 35 \text{ MPa} \quad (B.3a)$$

$$\phi_{RH} = 1 + \left[ \frac{1 - RH/100}{0,1 \cdot \sqrt[3]{t_0}} \cdot \alpha_1 \right] \cdot \alpha_2 \quad \text{per } f_{cm} > 35 \text{ MPa} \quad (B.3b)$$

### 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

Le verifiche da effettuare sono:  
Verifiche delle tensioni in esercizio;  
Verifiche di fessurazione.

#### LIMITAZIONE DELLE TENSIONI IN ESERCIZIO

Si considerano le seguenti limitazioni delle tensioni relative alle sollecitazioni corrispondenti alla combinazione caratteristica (rara):

calcestruzzo compresso:  $\sigma_c \leq 0,6 * f_{ck}$

acciaio teso:  $\sigma_s \leq 0,8 * f_{ck}$

#### VERIFICHE DI FESSURAZIONE

Per la verifica, ove necessaria, si adotteranno le seguenti classificazioni e limitazioni (D.M.17.01.18 tabb.4.1.III e 4.1.IV). In funzione dell'aggressività dell'ambiente e della sensibilità dell'armatura è necessario limitare l'ampiezza delle fessure per garantire la durabilità.

**Tabella 4.1.III – Descrizione delle condizioni ambientali**

CONDIZIONI AMBIENTALI	CLASSE DI ESPOSIZIONE
Ordinarie	X0, XC'1, XC'2, XC'3, XF1
Aggressive	XC'4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XI'4

**Tabella 4.1.IV – Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_d$	Stato limite	$w_d$
<b>a</b>	Ordinarie	frequente	ap. fessure	$\leq w_2$	ap. fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
<b>b</b>	Aggressive	frequente	ap. fessure	$\leq w_1$	ap. fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$
<b>c</b>	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	$\leq w_1$

Secondo EC2 - §7.3.3 è possibile effettuare verifiche di fessurazione senza calcolo diretto essenzialmente limitando la tensione e la spaziatura delle armature:

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

prospetto 7.2N

**Diametri massimi delle barre  $\phi_s^*$  per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Diametro massimo delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

1) I valori nel prospetto sono basati sulle seguenti assunzioni:  
 $c = 25$  mm;  $f_{ct,eff} = 2,9$  MPa;  $h_{cr} = 0,5$ ;  $(h - d) = 0,1 h$ ;  $k_1 = 0,8$ ;  $k_2 = 0,5$ ;  $k_c = 0,4$ ;  $k = 1,0$ ;  $k_t = 0,4$  e  $k' = 1,0$ .

2) Sotto la combinazione di carico pertinente.

prospetto 7.3N

**Spaziatura massima delle barre per il controllo della fessurazione<sup>1)</sup>**

Tensione nell'acciaio <sup>2)</sup> [MPa]	Spaziatura massima delle barre [mm]		
	$w_k = 0,4$ mm	$w_k = 0,3$ mm	$w_k = 0,2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Per le note vedere prospetto 7.2N.

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

## 4.3.9 VERIFICHE DI DEFORMAZIONE

Le verifiche di deformazione spesso risultano dimensionanti per le piastre, pertanto è opportuno tenerle in debito conto. In casi specifici non è necessario eseguire delle verifiche esplicite. In particolare se sono rispettati alcuni limiti geometrici tabellati e riportati al cap. 5.5.3. In alternativa è possibile effettuare una verifica implicita sulla base di quanto previsto dall'EC2 - §7.4.2.

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left( \frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] \quad \text{se } \rho \leq \rho_0 \quad (7.16.a)$$

$$\frac{l}{d} = K \left[ 11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \sqrt{f_{ck}} \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right] \quad \text{se } \rho > \rho_0 \quad (7.16.b)$$

dove:

$l/d$  è il limite luce/altezza utile;

$K$  è il fattore che tiene conto dei diversi sistemi strutturali;

$\rho_0$  è il rapporto di armatura di riferimento =  $10^{-3} \sqrt{f_{ck}}$  ;

$\rho$  è il rapporto di armatura tesa richiesta in mezzeria per resistere al momento indotto dai carichi di progetto (all'incastro per mensole);

$\rho'$  è il rapporto di armatura compressa richiesta in mezzeria per resistere al momento indotto dai carichi di progetto (all'incastro per mensole);

$f_{ck}$  è in Megapascal.

Le espressioni (7.16.a) e (7.16.b) sono state ricavate assumendo la tensione nell'acciaio pari a 310 MPa (corrispondente approssimativamente a  $f_{yk} = 500$  MPa), sotto la condizione di carico appropriata allo SLE in sezione fessurata nella mezzeria di una trave o di una piastra o all'incastro di una mensola. Se sono utilizzati altri livelli di tensione, si raccomanda che i valori ottenuti applicando le espressioni (7.16) siano moltiplicati per  $310/\sigma_s$ . È generalmente a favore di sicurezza assumere che:

$$310 / \sigma_s = 500 / (f_{yk} A_{s,req} / A_{s,prov}) \quad (7.17)$$

*Nel caso sia necessario un calcolo esplicito del valore di deformazione nella verifica deve tenere conto delle frecce elastiche istantanee e a lungo termine. In generale il metodo rigoroso prevede il calcolo della curvatura in più sezioni dell'elemento e successivamente la freccia per integrazione numerica. E' possibile in genere ricavare la freccia a partire da quella della sezione non fessurata e da quella elastica della sezione fessurata della sezione fessurata sotto la combinazione quasi permanente dei carichi combinandole tenendo in considerazione gli effetti a lungo termine e la diffusione della fessurazione come di seguito descritto.*

*Le frecce così calcolate vengono combinate in funzione dello stato di sollecitazione delle sezioni seguendo la consueta procedura suggerita dall'EC2:*

$$f = k f^{II} + (1 - k) f^I$$

In cui:

$f^I$  = è la freccia calcolata per l'elemento non parzializzato in nessuna sezione

$f^{II}$  = è la freccia calcolata per l'elemento interamente parzializzato

$k$  = coefficiente di distribuzione:

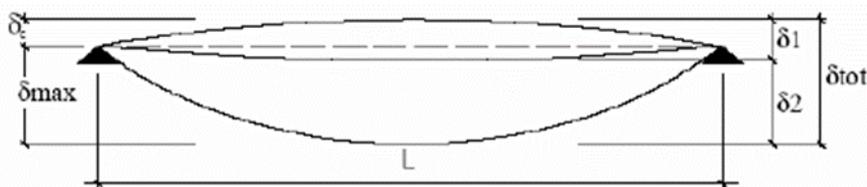
$$k = 1 - 0,5 \left( \frac{M_{cr}}{M_f} \right)^2$$

funzione del momento sollecitante e del momento di prima fessurazione rispettivamente  $M_{cr}$  e  $M_f$ .

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

Evidentemente tale formulazione è relativa a travi semplicemente appoggiate. Una approssimazione a favore di sicurezza nel caso di elementi con vincolo all'estremità che impediscono la rotazione, può essere quella di considerare come momento sollecitante il momento medio tra i momenti negativi alle estremità e il momento positivo in campata. Oppure, in alternativa, un metodo più laborioso è quello di dividere la striscia considerata in tre conci, due mensole di estremità ed una trave centrale compresa tra i punti di nullo di momento flettente, calcolare separatamente la feccia per ciascuno degli elementi così individuati e poi comporle per congruenza e ricavare la freccia totale massima.

Per quanto riguarda i limiti di deformabilità si fa riferimento a quanto previsto dalle NTC18:



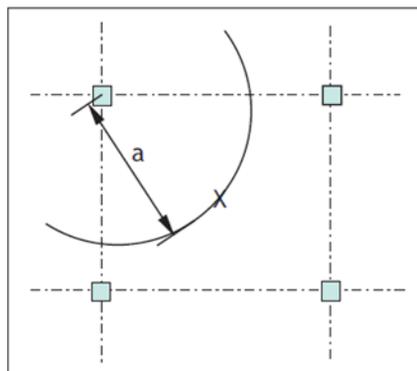
Tab. 4.2.XII - Limiti di deformabilità per gli elementi di impalcato delle costruzioni ordinarie

Elementi strutturali	Limiti superiori per gli spostamenti verticali	
	$\frac{\delta_{max}}{L}$	$\frac{\delta_2}{L}$
Coperture in generale	$\frac{1}{200}$	$\frac{1}{250}$
Coperture praticabili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai in generale	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{300}$
Solai o coperture che reggono intonaco o altro materiale di finitura fragile o tramezzi non flessibili	$\frac{1}{250}$	$\frac{1}{350}$
Solai che supportano colonne	$\frac{1}{400}$	$\frac{1}{500}$
Nei casi in cui lo spostamento può compromettere l'aspetto dell'edificio	$\frac{1}{250}$	

*In caso di specifiche esigenze tecniche e/o funzionali tali limiti devono essere opportunamente ridotti.*

Tali limiti vanno confrontati con le frecce calcolate secondo il seguente criterio:

### Recommended acceptance criteria for flat slabs



#### Notes

If maximum permitted  $\delta = L/n$  and X is the position of maximum  $\delta$  where

$L$  = Span

$n$  = Limiting span-to-depth ratio,  
e.g. 250

then the deflection at X should not be greater than  $2a/n$ .

(Maximum deflection on gridlines may be more critical.)

Ossia assumendo come luce di riferimento il doppio della distanza massima del punto dove si manifesta la massima deformazione dall'appoggio più vicino.

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

## 4.3.10 PRESCRIZIONI DI DETTAGLIO E MINIMI DI ARMATURA

L'area minima di armatura è richiesta quando è prevista la fessurazione delle sezioni allo scopo di garantire che la tensione di trazione nel calcestruzzo appena prima della fessurazione sia equilibrata dall'armatura a fessurazione avvenuta. Si fa riferimento a EC2 - §7.3.2.

In generale l'area di armatura minima può essere calcolata con: 
$$A_{s,min} = k_c k * \frac{f_{ctm} A_{ct}}{f_{yk}}$$

In cui  $A_{ct}$  è l'area della zona tesa di calcestruzzo e  $f_{ctm}$  è il valore medio della resistenza a trazione del calcestruzzo;

$k$  tiene conto degli effetti di tensioni autoequilibrate non uniformi che determinano una riduzione delle forze di contrasto ed è compreso tra un minimo di 0.65 ed un massimo di 1 rispettivamente per anime con  $h \geq 800$  mm o piattabande con  $b \geq 800$  mm e per anime con  $h \geq 300$  mm o piattabande con  $b \geq 300$  mm;

$k_c$  tiene conto del tipo di distribuzione delle tensioni all'interno della sezione prima della fessurazione e della variazione del braccio di leva. La formulazione proposta da EC2 è generale e tiene conto anche dello stato di sollecitazione per sforzo normale della sezione, tuttavia considerando che nel caso in esame le sezioni sono generalmente inflesse senza azione normale:

- per le anime  $k_c = 0.4$ ;
- per le piattabande  $k_c = 0.9 * F_{cr} / (A_{ct} * f_{ctm})$

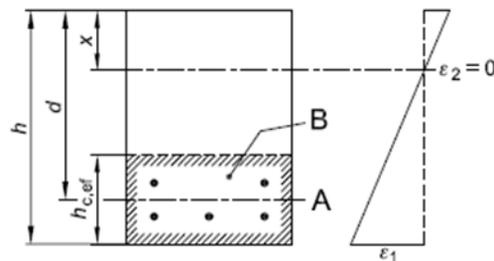
in cui  $F_{cr}$  è la forza di trazione nella piattabanda prima della fessurazione.

Calcolo dell'area tesa  $A_{ct}$ :

figura 7.1 Area tesa efficace (casi tipici)

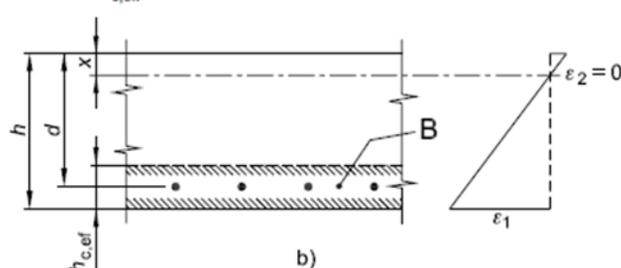
Legenda

- a) Trave  
A Livello del baricentro dell'acciaio  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



a)

- b) Piastra  
B Area tesa efficace,  $A_{c,eff}$



b)

Ponendo in generale per le anime con  $A_{ct} = b_w * 2cd$  e per le piattabande  $A_{ct} = b * s$

## 4.3 – I solai reticolari bidirezionali

anime:  $A_{s,\min} = 0.4 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_w * 2c_d$  essendo sempre  $h \leq 300$  mm

Piattabande:  $A_{s,\min} = 0.7 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b * s$  essendo sempre  $b = 600$  mm

In ogni caso si fa riferimento al EC2 - §9.3 per le prescrizioni di dettaglio e si pone come limite minimo di armatura il valore previsto per le travi:

$$A_{s,\min} = \max \left\{ 0.26 * \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} * b_t * d; 0.0013 * b_t * d \right\}$$

## PRESCRIZIONI DI DETTAGLIO PER LE ARMATURE A FLESSIONE

L'EC2 prescrive per le solette a portanza unidirezionale di disporre armature trasversali almeno pari al 20% di quella principale, rispettando le seguenti spazature:

- armatura principale min( 3\*h ; 400 mm)
- armatura secondaria min( 3.5\*h; 450 mm)

Con una riduzione in corrispondenza dei carichi concentrato o delle zone di momento massimo:

- armatura principale min( 2\*h ; 250 mm)
- armatura secondaria min( 3 \*h; 400 mm)

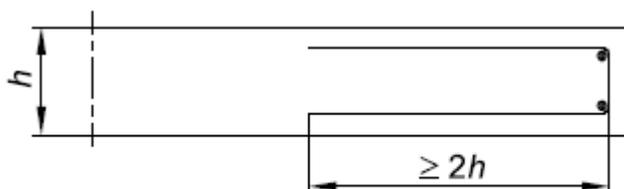
in cui con h si intende lo spessore totale della soletta.

## PROSSIMITA' DEGLI APPOGGI

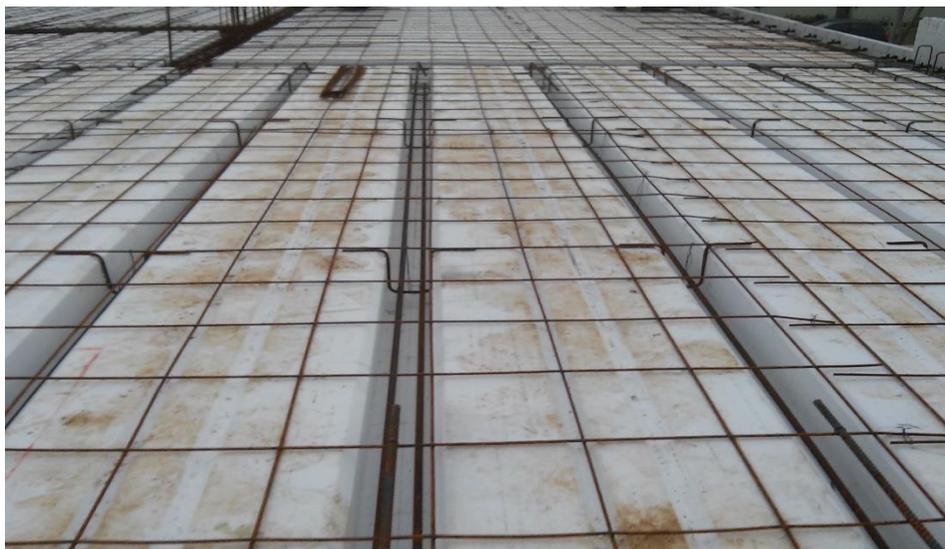
Si raccomanda per piastre in semplice appoggio che almeno metà dell'armatura massima in campata sia prolungata fino all'appoggio.

## BORDI LIBERI

Lungo i bordi liberi devono essere collocate forchettoni di ripresa dell'armatura superiore e inferiore della piastra:

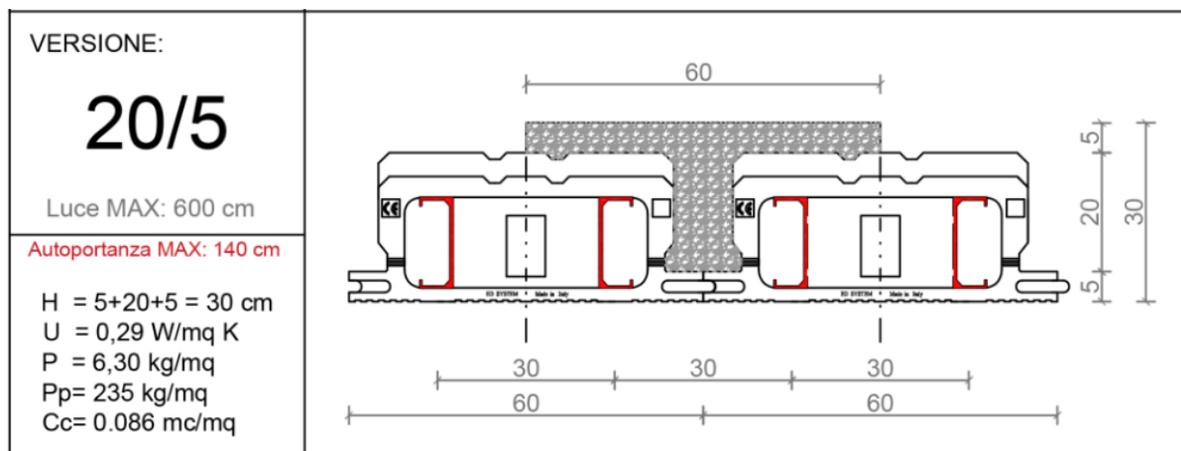


## 4.4 – I solai monodirezionali



In questo manuale non verranno trattati i principi di calcolo riguardanti i nostri solai monodirezionali, in quanto già di largo e comune utilizzo nella tradizione edilizia italiana. Il nostro sistema Thermo SOLAIO infatti non è altro che cassero alleggerito atto a creare dei solai monodirezionali gettati in opera ad armatura lenta come da tradizione, che verranno completati con barre d'armatura di tipo semplice o con tralicci tipo pittini (Bausta).

Ci limitiamo a riportare qui di seguito una nota di chiarimento inerente la corretta lettura delle relative schede tecniche per non rischiare di incorrere in errori di valutazione degli spessori al grezzo dei nostri solai monodirezionali.



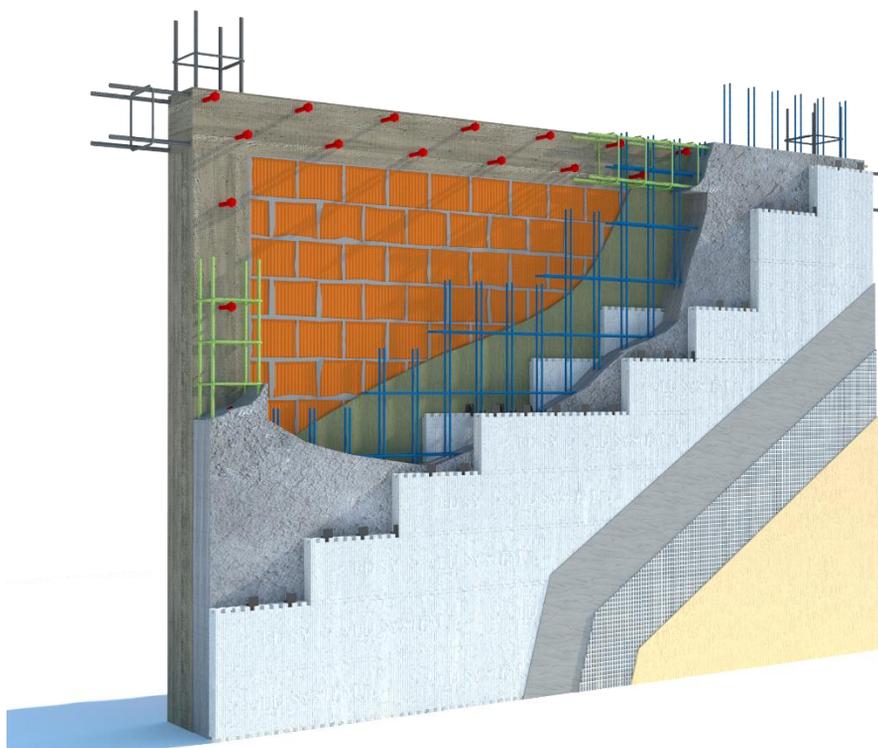
**! ATTENZIONE:** non confondere l'altezza strutturale con l'altezza totale al grezzo del solaio!

Un solaio tradizionale, comunemente indicato come 20+5 (20cm di solaio + 5 cm di cappa per un totale di 25cm di spessore al rustico), ha il nostro corrispondente nel 20/5+5 (quindi 30cm di spessore totale al rustico. In quanto allo spessore strutturale (25cm) andrà sommata l'altezza dell'aletta sotto-travetto coibentata da 5 cm.

- Solaio Tradizionale 20+5  
Ht = 20 cm  
Htot = 25 cm
- Thermo SOLAIO 20/5+5  
Hs = 5 cm  
Ht = 20 cm  
Htot = 30cm

#### 4.4 – I vantaggi del sistema nella riqualificazione sismica

## Thermo CAPPOTTO SISMICO



## 4.4 – I vantaggi del sistema nella riqualificazione sismica

## 4.4 IL SISTEMA CARBON ED SYSTEM PER GLI EDIFICI ESISTENTI

Il sistema Carbon ED System può essere utilizzato in maniera estremamente efficace anche per gli interventi sugli edifici esistenti per il conseguimento del miglioramento o dell'adeguamento sismico. La tecnologia costruttiva, infatti, consente di realizzare un "placcaggio" dell'edificio con una struttura a pareti in calcestruzzo armato e nel contempo conseguire, tramite l'impiego del cassero in EPS, anche un miglioramento energetico.

Gli interventi così descritti sono particolarmente efficaci e funzionali, in quanto consentono di agire esclusivamente sul perimetro esterno del fabbricato costruendo una scatola di calcestruzzo controventante e isolante. La struttura esistente, così, mantiene la sua funzione statica per i carichi gravitazionali, mentre le azioni sismiche vengono affidate alle nuove pareti in c.a., a condizione che gli orizzontamenti siano schematizzabili come diaframmi rigidi e che sia possibile realizzare dei collegamenti efficaci tra le nuove pareti e le strutture esistenti al livello dei solai. Altra condizione importante è che sia possibile intervenire su tutto il perimetro del fabbricato o sulla maggior parte della sua estensione, e che le pareti nuove possano estendersi dalla fondazione in sommità.

Ciò consente di realizzare pareti anche di spessore modesto con considerevole risparmio di armatura e un efficace comportamento antisismico.

## 4.4.1 APPROCCIO TEORICO ALLE PARETI SOTTILI IN C.A.

Quando ci si approccia ad elementi a piastra sottili caricati nel proprio piano l'aspetto fondamentale da valutare è la possibilità che si instaurino fenomeni di instabilità locale o globale che portino al collasso prematuro le strutture.

A tal proposito si osserva che le pareti controventanti precedentemente descritte, non avendo una funzione statica nei confronti dei carichi gravitazionali ed intervenendo unicamente in occasione di insorgenza di forze orizzontali quali quelle sismiche, sono soggette prevalentemente a flessione e taglio, perciò non subiscono un carico verticale uniforme e costante su tutta la sezione. Il tema è affrontato sia dal punto di vista teorico che normativo. Tralasciando la trattazione generale della stabilità delle lastre nel proprio piano, si riportano i criteri che consentono di valutare effettivamente l'insorgenza di possibili problemi di stabilità.

a) *Lastra rettangolare soggetta a flessione nel suo piano.* La lastra, appoggiata lungo i quattro lati, è soggetta a flessione agente sui lati  $x = 0$  e  $x = a$  (fig. 1850). La tensione  $\sigma'_{x\text{er}}$  ai lembi è data da

$$(1645) \quad \sigma'_{x\text{er}} = k\pi^2 \frac{B}{b^2s} = \frac{k\pi^2}{12(1-\nu^2)} E \left(\frac{s}{b}\right)^2,$$

dove

$a/b =$	0,4	0,5	0,6	0,67	0,75	0,8	0,9	1,0	1,5
$k =$	29,1	25,6	24,1	23,9	24,1	24,4	25,6	25,6	24,1

Il minimo valore di  $k$  ( $= 23,9$ ) si ha per  $a/b = 2/3$ . Esso vale anche nel caso di  $a/b$  molto grande, e le semionde sono lunghe  $2b/3$ .

Il momento flettente critico è dato da  $M_{er} = \sigma'_{x\text{er}}W = (k/6)\pi^2B$ .

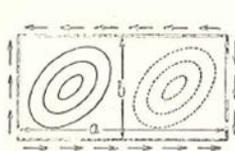


Fig. 1851.

b) *Lastra rettangolare soggetta a tensione tangenziale.* La lastra, appoggiata lungo i quattro lati, è soggetta a tensioni uniformi  $\tau_{xy} = \tau_{yx}$  (fig. 1851). Il valore critico di queste è dato da

$$(1646) \quad \tau_{er} = k\pi^2 \frac{B}{b^2s},$$

dove

$a/b =$	1,0	1,2	1,4	1,5	1,6	1,8	2,0	2,5	3,0
$k =$	9,4	8,0	7,3	7,1	7,0	6,8	6,6	6,3	6,1

Per  $a/b$  molto grande si ha  $k = 5,35$ .

L'instabilità si manifesta con la formazione di bozze alternativamente rilevate e depresse, di forma allungata secondo una direzione inclinata di circa  $45^\circ$  rispetto alle direzioni delle  $\tau$  (nella figura sono segnate le curve di livello).

"Scienza delle costruzioni" - O. Belluzzi - vol. 4 - cap. XXXII E) La stabilità delle lastre piane

#### 4.4 – I vantaggi del sistema nella riqualificazione sismica

Si vece che sia nel caso di flessione pura che nel caso di taglio puro è possibile individuare la tensione critica nella forma:  $\chi_{cr} = k\pi^2 B/b^2s$  in cui:

$B$  rappresenta la rigidezza della lastra fuori dal proprio piano  $B = \frac{Es^3}{12(1-\nu^2)}$

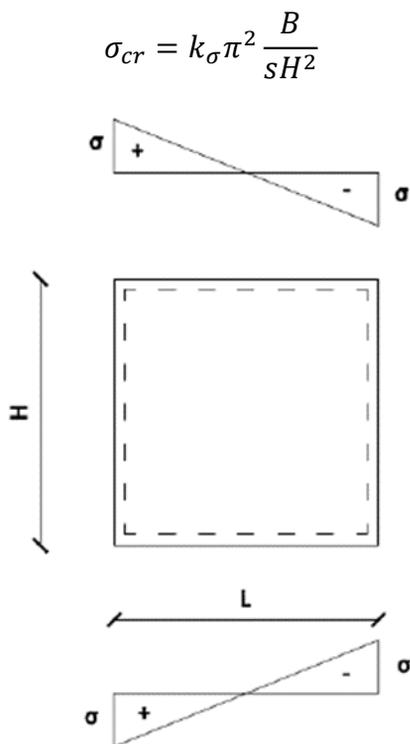
$b$  è la dimensione della lastra in senso verticale

$s$  lo spessore

$k$  un coefficiente che dipende dal rapporto tra i lati della piastra

##### 4.4.2 FLESSIONE PURA

Nel caso della flessione pura, ossia in cui il carico è rappresentato da un'azione nel piano della lastra normale alla sezione trasversale variabile con un andamento lineare da un valore massimo di trazione ad un valore minimo di compressione uguali in modulo, la tensione critica diventa:



in cui il coefficiente  $k_{\sigma} = f(\alpha)$  con  $\alpha = H/L$  assume seguenti valori:

$$k_{\sigma} = 23.9 \text{ per } \alpha \geq 2/3$$

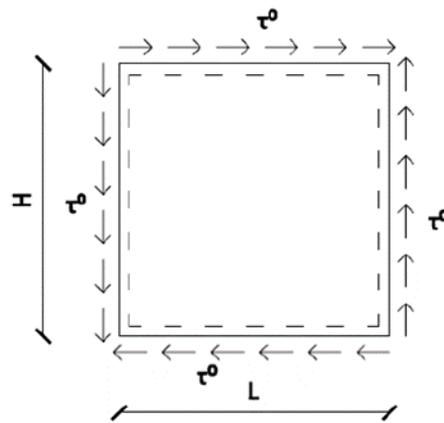
$$k_{\sigma} = 15.87 + 1.87/\alpha^2 + 8.6\alpha^2 \text{ per } \alpha < 2/3$$

##### 4.4.3 TAGLIO PURO

Nel caso del taglio puro, ossia in cui il carico è rappresentato da un'azione nel piano della lastra tangenziale alla sezione trasversale uniformemente distribuita lungo i lati, la tensione critica diventa:

$$\tau_{cr} = k_{\tau}\pi^2 \frac{B}{sH^2}$$

## 4.4 – I vantaggi del sistema nella riqualificazione sismica



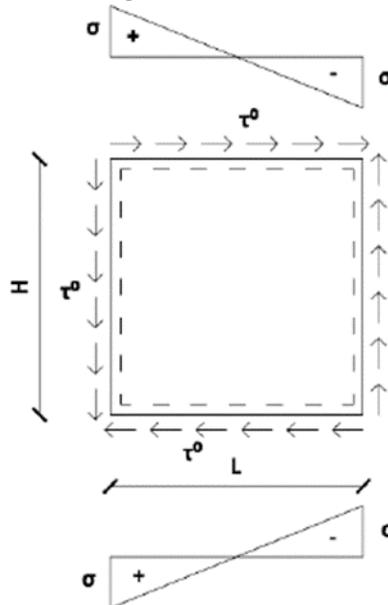
in cui il coefficiente  $k\sigma = f(\alpha)$  con  $\alpha = H/L$  assume seguenti valori:

$$k\tau = 5.34 + 4/\alpha^2 \text{ per } \alpha \geq 1$$

$$k\tau = 5.34/\alpha^2 + 4 \text{ per } \alpha < 1$$

## 4.4.4 FLESSIONE E TAGLIO

Nel caso in esame le lastre sottili sono utilizzate come pareti di controventamento efficaci ai fini del contrasto all'azione sismica. Si può quindi adottare ragionevolmente l'ipotesi semplificativa che l'azione di compressione assiale sia nulla, di conseguenza si verifica nella singola lastra la contemporanea presenza di flessione e taglio.



Considerando il diagramma di interazione tra tensione normale e tangenziale esprimibile con:

$$\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 = 1 - \frac{1+\psi}{2}\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right) - \frac{1-\psi}{2}\left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2$$

dato che siamo in presenza di flessione pura il rapporto tra le tensioni massima e minima risulta essere  $\psi = -1$ , dunque la condizione di sicurezza è rappresentata da:

$$\left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma}{\sigma_{cr}}\right)^2 \leq 1$$

## 4.4 – I vantaggi del sistema nella riqualificazione sismica

## 4.4.5 ASPETTI NORMATIVI E CRITERI DI VERIFICA

Per quanto attiene lo spessore delle pareti controventanti in zona sismica le NTC18 prevedono per le pareti a comportamento dissipativo quanto segue:

[NTC18 - §7.4.6.1.4] Pareti

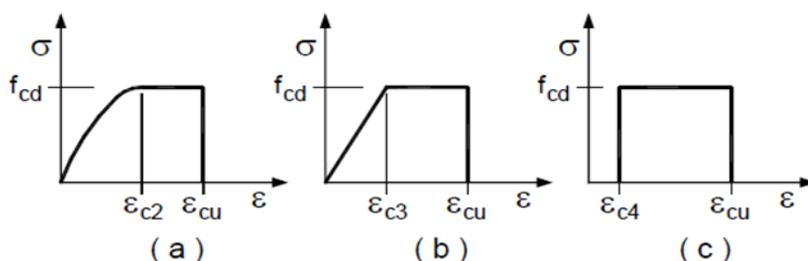
[...]

Lo spessore delle pareti, anche se estese debolmente armate, dev'essere non inferiore al massimo tra 15 cm e 1/20 dell'altezza libera di interpiano.

Possono derogare a tale limite, su motivata indicazione del progettista, le strutture a funzionamento scatolare ad un solo piano non destinate ad uso abitativo.

Per poter impiegare pareti controventanti di spessore inferiore ai 15 cm è quindi necessario che la struttura sia progettata per un comportamento non dissipativo. Ciò si ottiene adottando gli appropriati fattori di comportamento  $e$ , soprattutto, considerando che le sezioni devono rimanere in campo sostanzialmente elastico come prescritto dalle NTC18 - §7.2.2, ciò consente per effetto del §7.4. di poter verificare, inoltre, le membrature solo sulla base delle regole di cui al §4.1 senza la necessità di applicare requisiti volti a garantire la duttilità delle membrature, sia intermini di procedura di verifica, che in termini di dettagli costruttivi.

Le NTC18 - §4.1.2.3.4.2 definiscono come momento resistente sostanzialmente elastico  $M'Rd$  quello calcolato in corrispondenza dello snervamento dell'armatura tesa e assumendo come deformazione limite del calcestruzzo  $\epsilon_{c2} = 0.2\%$  o  $\epsilon_{c3} = 0.175\%$  a seconda che si utilizzi il modello parabola-rettangolo o il modello triangolo-rettangolo come legge costitutiva del calcestruzzo.



Per quanto attiene alle problematiche relative alla stabilità fuori piano delle pareti sottili, si possono applicare differenti approcci, da quelli più semplificativi e quindi cautelativi a quelli più rigorosi.

Ipotesi 1 - calcolo snellezza limite secondo 4.1.2.3.9.2 NTC18 come fosse un pilastro di base pari allo spessore della soletta e altezza unitaria.

In questo caso con un approccio estremamente semplificato si verifica che la snellezza della parete sia inferiore alla snellezza limite oltre la quale è necessario tenere in considerazione gli effetti del II ordine.

Snellezza limite:  $\lambda_{lim} = 25/\sqrt{1/2}$

Snellezza massima:  $\lambda = h/i$

Ipotesi 2 - verifica secondo EC2 - §5.8.7

In questo caso applicando l'ipotesi semplificativa di avere un carico di compressione uniforme sulla parete, si calcola il coefficiente di amplificazione dell'azione flettente per tenere in considerazione in maniera forfettaria degli effetti del II ordine.

carico limite euleriano:  $NB = \pi^2 EJ/h^2$

carico sollecitante (per unità di lunghezza della parete) =  $\sigma \cdot A$

coefficiente di amplificazione del momento flettente:  $1/(1-(NEd/NB))$

## 4.4 – I vantaggi del sistema nella riqualificazione sismica

Si può stimare che la porzione di parete in compressione sia circa quella corrispondente a metà della lunghezza, poichè inoltre la porzione di parete tesa esercita un effetto stabilizzante sulla porzione di parete compressa e poichè le pareti all'estremità sono sempre controventate da elementi trasversali, si può assumere siano presenti vincoli su tutti i bordi:

prospetto 12.1 Valori di  $\beta$  per diverse condizioni ai bordi (Continua)

Vincolo laterale	Disegno	Espressione	Coefficiente $\beta$	
			$b/l_w$	$\beta$
Lungo quattro lati		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ se $b \geq l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$ se $b < l_w$	0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
5,0	0,96			
<b>Legenda</b> (A) Piastra di solaio (B) Bordo libero (C) Muro trasversale				

Ipotesi 3 - verifica con metodo semplificato EC2 - §12.6.5.2

Anche in questo caso si ipotizza una distribuzione uniforme della compressione sulla parete e si applica alla resistenza a compressione della sezione un coefficiente  $\Phi$  che tiene conto dell'eccentricità del carico dovuto agli effetti del secondo ordine.

## Metodi semplificati di progetto per muri e pilastri

- (1) In mancanza di un approccio più rigoroso, la resistenza di progetto espressa in termini di forza assiale relativa a un muro snello o un pilastro snello di calcestruzzo non armato può essere calcolata come segue:

$$N_{Rd} = b \times h_w \times f_{cd} \times \Phi \quad (12.10)$$

dove:

$N_{Rd}$  è la forza assiale;

$b$  è la larghezza totale della sezione trasversale;

$h_w$  è lo spessore totale della sezione trasversale;

$\Phi$  è il coefficiente che tiene conto dell'eccentricità, comprendente gli effetti del secondo ordine e quelli della viscosità; vedere nel seguito.

Per elementi controventati, il coefficiente  $\Phi$  può essere assunto pari a:

$$\Phi = [1,14 \cdot (1 - 2e_{tot}/h_w) - 0,02 \cdot l_o/h_w \leq (1 - 2e_{tot}/h_w)] \quad (12.11)$$

dove:

$$e_{tot} = e_o + e_i \quad (12.12)$$

$e_o$  è l'eccentricità del primo ordine comprendente, ove pertinenti, gli effetti degli orizzontamenti (per esempio possibili momenti di incastro trasmessi dalle piastre ai muri) e delle azioni orizzontali;

$e_i$  è l'eccentricità addizionale che tiene conto degli effetti di imperfezioni geometriche, vedere punto 5.2.

In genere si considera che  $e_o = 0$  e si assume come  $e_i = h/200$

#### 4.4 – I vantaggi del sistema nella riqualificazione sismica

posto  $\Phi = 1-2e/b$ , si ricava la tensione massima di compressione ammissibile per evitare fenomeni di instabilità è  $f_{clim} = \Phi \cdot f_{cd} = \sigma$  che deve risultare  $> \sigma$

Ipotesi 4 - verifica sulla base della teoria delle piastre sottili

Si rimanda a quanto riportato nella trattazione teorica.

#### 4.4.6 IL CONTROVENTAMENTO DI EDIFICI IN C.A.

Nel caso in cui il controventamento sia applicato ad edifici in c.a. possono essere percorse due strade, la prima, quella di considerare collaboranti le membrature esistenti e le nuove pareti di controventamento, la seconda, quella di dimostrare che le membrature esistenti possono essere considerate elementi strutturali secondari ai sensi delle NTC18 - §7.2.3.

[NTC18 - §7.2.3] Elementi secondari

[...]

Tali elementi sono progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante.

[...]

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

Pertanto la possibilità che gli elementi strutturali esistenti possano essere considerati secondari dev'essere comprovata dimostrando che tali elementi hanno una rigidezza ed una resistenza nel complesso non superiore al 15% di quelle delle pareti controventanti.

#### 4.4.7 IL CONTROVENTAMENTO DI EDIFICI IN MURATURA

Nel caso che si intervenga su edifici in muratura bisogna tener presente che l'organismo strutturale che si verrà a creare sarà classificabile come struttura mista secondo la definizione delle NTC18:

[NTC18 - §7.8.5] Nell'ambito delle costruzioni in muratura è consentito utilizzare strutture di diversa tecnologia per sopportare i carichi verticali, purché la resistenza all'azione sismica sia affidata ad elementi di identica tecnologia. [...] Nel caso si affidi integralmente la resistenza alle strutture di altra tecnologia (ad esempio pareti in c.a.), devono essere seguite le regole di progettazione riportate nei relativi capitoli della presente norma. Nei casi in cui si rendesse necessario considerare la collaborazione delle pareti in muratura e dei sistemi di diversa tecnologia per la resistenza al sisma, quest'ultima dev'essere verificata con metodi di analisi non lineare.

L'intervento ha come scopo quello di migliorare le prestazioni sismiche dell'edificio affidando la resistenza sismica alla nuova struttura a pareti in c.a. Di fatto disaccoppiando, come per le strutture in calcestruzzo, gli elementi deputati a resistere ai carichi gravitazionali, che rimangono le pareti murarie, e gli elementi che devono sopportare l'azione sismica.

In tale circostanza le verifiche sulle murature esistenti possono essere fatte esclusivamente in termini di spostamento, ricordando che secondo NTC18 - §7.8.2 gli spostamenti limite SLC per i pannelli murari affinché sia garantito il mantenimento della capacità portante corrispondono rispettivamente all'1.0% dell'altezza del pannello murario per pressoflessione e 0.5% dell'altezza del pannello murario per il taglio

## 4.4 – I vantaggi del sistema nella riqualificazione sismica

## 4.4.8 I COLLEGAMENTI

Il collegamento tra la struttura esistente e le nuove pareti in c.a. deve essere garantito al livello dei solai e delle fondazioni, e deve essere idoneo al trasferimento dell'azione sismica dall'impalcato alle pareti di controventamento. Si tratta, quindi, essenzialmente di trasmissione delle forze di taglio. Per la verifica di tali elementi di collegamento, la forza di taglio può essere ricavata mediante integrazione delle sollecitazioni sulle pareti modellate come elementi finiti bidimensionali tipo shell, o ricavando il tagliante assorbito da ciascuna parete dalla reazione dei vincoli alla base. In alternativa, un procedimento più laborioso può essere quello di modellare effettivamente degli elementi link estremamente rigidi che rappresentino il collegamento e ricavare in tal modo l'azione tagliante. Si può ragionevolmente ritenere che tale azione tagliante di possa distribuire uniformemente lungo la superficie di contatto tra l'impalcato e la parete e su di essa distribuire gli elementi puntuali di fissaggio.

Detti elementi possono essere fissaggi meccanici o chimici calcolati come da prescrizioni del produttore con riferimento a documenti di comprovata validità tipo ETAG001 ed EOTAtr029 e 045. In alternativa, se il fissaggio avviene su una trave di bordo esistente in c.a. o un cordolo, è possibile prevedere lo spinottamento con barre da c.a. e valutare la resistenza allo scorrimento come previsto dall'EC2 - §6.2.5 per calcestruzzi gettati in tempi diversi:

**Azione tagliante nell'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi**

- (1) In aggiunta ai requisiti dei punti 6.2.1- 6.2.4 si raccomanda che la tensione tangenziale all'interfaccia tra calcestruzzi gettati in tempi diversi soddisfi la seguente espressione:

$$V_{Edi} \leq V_{Rdi} \quad (6.23)$$

$V_{Edi}$  è il valore di progetto della tensione tangenziale all'interfaccia ed è data da:

$$V_{Edi} = \beta V_{Ed} / (z b_i) \quad (6.24)$$

dove:

$\beta$  è il rapporto tra la forza longitudinale nell'ultimo getto di calcestruzzo e la forza longitudinale totale in zona compressa o tesa, entrambe calcolate nella sezione considerata;

$V_{Ed}$  è la forza di taglio trasversale;

$z$  è il braccio della coppia interna della sezione composta;

$b_i$  è la larghezza dell'interfaccia (vedere figura 6.8);

$V_{Rdi}$  è la resistenza di progetto a taglio all'interfaccia ed è data da:

$$V_{Rdi} = c f_{ctd} + \mu \sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0,5 v f_{cd} \quad (6.25)$$

dove:

$c$  e  $\mu$  sono fattori che dipendono dalla scabrezza dell'interfaccia [vedere punto (2)];

$f_{ctd}$  come definito nel punto 3.1.6 (2)P;

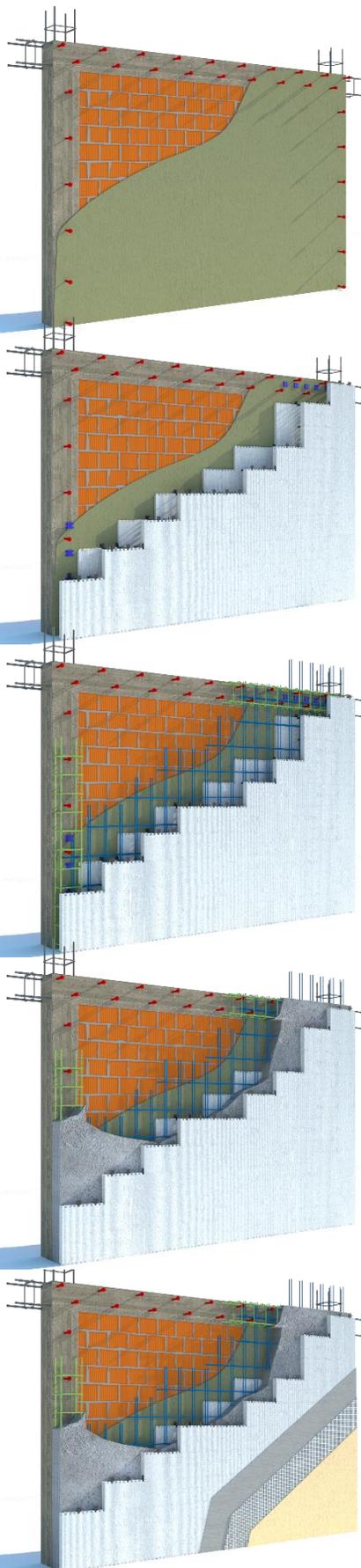
$\sigma_n$  tensione prodotta dalla forza esterna minima agente nell'interfaccia che può agire simultaneamente alla forza di taglio, positiva se di compressione, ma tale che  $\sigma_n < 0,6 f_{cd}$  e negativa se di trazione. Se  $\sigma_n$  è di trazione si raccomanda di assumere  $c f_{ctd}$  pari a 0;

$$\rho = A_s / A_i.$$

Scegliendo in maniera appropriata i coefficienti  $c$  e  $\mu$  in funzione del livello di scabrezza dell'interfaccia.

## 4.4 – I vantaggi del sistema nella riqualificazione sismica

## 4.4.9 Fasi posa sistema CAPPOTTO SISMICO



**POSA DEI CONNETTORI STRUTTURALI IN CORRISPONDENZA DELLE CORDOLATURE E NERVATURE:** Predisposizione dei connettori definiti dal calcolo strutturale, in tipologia, quantità e dimensione.

**POSA DEL SISTEMA COSTRUTTIVO:** Posa dei pannelli e dei distanziatori facenti parte del Thermo Cappotto Sismico in adiacenza alla parete esistente. Ancorare il sistema alla parete mediante qualche tassello a «fungo» come per i normali cappotti termici.

**INSERIMENTO DEI FERRI DI ARMATURA:** Posa delle armature secondo il calcolo strutturale e le relative tavole tecniche presenti in cantiere. Le armature vengono inserite utilizzando le guide dei distanziatori plastici del sistema, il multiplo standard è 30 cm per le barre orizzontali e di 20 cm per le barre verticali (quest'ultimo infittibile a 10cm)

**GETTO DEL CALCESTRUZZO:** Riempimento del cassero con calcestruzzo secondo caratteristiche definite da calcolo strutturale. Il calcestruzzo dovrà avere granulometria fine ed uno slump s4/s5. Il getto dovrà avvenire per corsi successivi di altezza 80/100cm a girare come sulle tradizionali casserature in legno.

**RIFINITURA:** Realizzazione di finitura esterna secondo le modalità stabilite dalla Direzione lavori in accordo con la committenza.

## 5 – Durabilità e specifiche normative

**5 DURABILITA' E COPRIFERRI**

La durabilità è un parametro di progetto di una struttura che si esprime con la Vita Utile, ossia l'intervallo di tempo che deve intercorrere tra una manutenzione straordinaria e la successiva senza che le prestazioni della struttura scendano al di sotto dei parametri di sicurezza stabiliti dalla norma. In generale la durabilità si garantisce attraverso la scelta della opportuna classe di resistenza del calcestruzzo e dell'adeguato copriferro a protezione delle armature in funzione della vita nominale e delle condizioni ambientali.

Il criterio generale è esposto dall' EC2 - §4.1

**5.1 CLASSI DI ESPOSIZIONE SECONDO UNI EN 206-1**

prospetto 4.1 **Classi di esposizione in relazione alle condizioni ambientali, in conformità alla EN 206-1**

Denominazione della classe	Descrizione dell'ambiente	Esempi informativi di situazioni a cui possono applicarsi le classi di esposizione
<b>1 Nessun rischio di corrosione o di attacco</b>		
X0	Calcestruzzo privo di armatura o inserti metallici: tutte le esposizioni eccetto dove c'è gelo/sgelo, abrasione o attacco chimico. Calcestruzzo con armatura o inserti metallici: molto asciutto.	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria molto bassa
<b>2 Corrosione indotta da carbonatazione</b>		
XC1	Asciutto o permanentemente bagnato	Calcestruzzo all'interno di edifici con bassa umidità relativa Calcestruzzo costantemente immerso in acqua
XC2	Bagnato, raramente asciutto	Superfici di calcestruzzo a contatto con acqua per lungo tempo Molte fondazioni
XC3	Umidità moderata	Calcestruzzo all'interno di edifici con umidità dell'aria moderata oppure elevata Calcestruzzo esposto all'esterno protetto dalla pioggia
XC4	Ciclicamente bagnato e asciutto	Superfici di calcestruzzo soggette al contatto con acqua, non nella classe di esposizione XC2
<b>3 Corrosione indotta da cloruri</b>		
XD1	Umidità moderata	Superfici di calcestruzzo esposte ad atmosfera salina
XD2	Bagnato, raramente asciutto	Piscine Calcestruzzo esposto ad acque industriali contenenti cloruri
XD3	Ciclicamente bagnato e asciutto	Parti di ponti esposte a spruzzi contenenti cloruri Pavimentazioni Pavimentazioni di parcheggi
<b>4 Corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare</b>		
XS1	Esposto a nebbia salina ma non in contatto diretto con acqua di mare	Strutture prossime oppure sulla costa
XS2	Permanentemente sommerso	Parti di strutture marine
XS3	Zone esposte alle onde, agli spruzzi oppure alle maree	Parti di strutture marine
<b>5 Attacco di cicli gelo/sgelo</b>		
XF1	Moderata saturazione d'acqua, senza impiego di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF2	Moderata saturazione d'acqua, con uso di agente antigelo	Superfici verticali di calcestruzzo di strutture stradali esposte al gelo e ad agenti antigelo
XF3	Elevata saturazione d'acqua, senza antigelo	Superfici orizzontali di calcestruzzo esposte alla pioggia e al gelo
XF4	Elevata saturazione d'acqua, con antigelo oppure acqua di mare	Strade e impalcati da ponte esposti agli agenti antigelo Superfici di calcestruzzo esposte direttamente ad agenti antigelo e al gelo Zone di strutture marine soggette a spruzzi ed esposte al gelo
<b>6 Attacco chimico</b>		
XA1	Ambiente chimico debolmente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA2	Ambiente chimico moderatamente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno
XA3	Ambiente chimico fortemente aggressivo secondo il prospetto 2 della EN 206-1	Suoli naturali e acqua del terreno

## 5 – Durabilità e specifiche normative

## 5.2 CLASSI DEI CALCESTRUZZI, CONTENUTO IN CEMENTO E RAPPORTO ACQUA/CEMENTO

prospetto F.1 Valori limite raccomandati per la composizione e le proprietà del calcestruzzo

	Classi di esposizione																		
	Nessun rischio di corrosione o attacco	Corrosione da carbonatazione					Corrosione da cloruri						Attacco gelo/disgelo				Ambienti chimici aggressivi		
							Acqua marina			Altri cloruri (diversi dall'acqua di mare)									
		X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XS1	XS2	XS3	XD1	XD2	XD3	XF1	XF2	XF3	XF4	XA1	XA2	XA3
Rapporto massimo a/c	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45	
Classe di resistenza minima	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	
Contenuto minimo di cemento (kg/m <sup>3</sup> )	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360	
Contenuto minimo di aria (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 <sup>a)</sup>	4,0 <sup>a)</sup>	4,0 <sup>a)</sup>	-	-	-	
Altri requisiti												Aggregati conformi al prEN 12620:2000 con sufficiente resistenza al gelo/disgelo				Cemento resistente ai solfati <sup>b)</sup>			
a)	Quando il calcestruzzo non contiene aria aggiunta, le sue prestazioni dovrebbero essere verificate conformemente ad un metodo di prova appropriato rispetto ad un calcestruzzo per il quale è provata la resistenza al gelo/disgelo per la relativa classe di esposizione.																		
b)	Qualora la presenza di SO <sub>2</sub> comporti le classi di esposizione XA2 e XA3, è essenziale utilizzare un cemento resistente ai solfati. Se il cemento è classificato a moderata o ad alta resistenza ai solfati, il cemento dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA2 (e in classe di esposizione XA1 se applicabile) e il cemento ad alta resistenza, ai solfati dovrebbe essere utilizzato in classe di esposizione XA3.																		

## 5.3 CALCOLO DEI COPRIFERRI E DIAMETRO DELL'AGGREGATO

Come copriferro  $C_{nom}$  si intende la distanza dalla superficie esterna barra dalla superficie esterna del calcestruzzo ed è calcolato come somma tra il copriferro minimo  $C_{min}$  per garantire aderenza e durabilità ed un copriferro di sicurezza  $\Delta C_{dev}$  dovuto alla tolleranza di progetto.

$$C_{min} = \max(C_{min,b}; C_{min,dur}; 10 \text{ mm})$$

5.3.1 COPRIFERRO MINIMO PER L'ADERENZA  $c_{min,b}$ 

Requisito relativo all'aderenza	
Disposizione delle armature	Copriferro minimo $c_{min,b}$ <sup>*)</sup>
Isolate	Diametro della barra
Raggruppate	Diametro equivalente ( $\phi_n$ ) (vedere punto 8.9.1)
*) Se la dimensione nominale massima dell'aggregato è maggiore di 32 mm, si raccomanda di aumentare $c_{min,b}$ di 5 mm.	

## 5 – Durabilità e specifiche normative

### 5.3.2 COPRIFERRO MINIMO PER LA DURABILITA' $c_{min,dur}$

prospetto 4.3N **Classificazione strutturale raccomandata**

Classe Strutturale							
Criterio	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Vita utile di progetto di 100 anni	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi	aumentare di 2 classi
Classe di resistenza <sup>1) 2)</sup>	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C30/37$ ridurre di 1 classe	$\geq C35/45$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C40/50$ ridurre di 1 classe	$\geq C45/55$ ridurre di 1 classe
Elemento di forma simile ad una soletta (posizione delle armature non influenzata dal processo costruttivo)	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe
È assicurato un controllo di qualità speciale della produzione del calcestruzzo	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe	ridurre di 1 classe

prospetto 4.4N **Valori del copriferro minimo,  $c_{min,dur}$ , requisiti con riferimento alla durabilità per acciai da armatura ordinaria, in accordo alla EN 10080**

Requisito ambientale per $c_{min,dur}$ (mm)							
Classe strutturale	Classe di esposizione secondo il prospetto 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1 / XS1	XD2 / XS2	XD3 / XS3
S1	10	10	10	15	20	25	30
S2	10	10	15	20	25	30	35
S3	10	10	20	25	30	35	40
S4	10	15	25	30	35	40	45
S5	15	20	30	35	40	45	50
S6	20	25	35	40	45	50	55

### 5.3.3 COPRIFERRO PER TOLLERANZA DI ESECUZIONE $\Delta c_{dev}$

La maggiorazione del copriferro da adottare per tenere in considerazione la tolleranza dipende dalle modalità di esecuzione ed in particolare dai metodi di controllo di tale tolleranza, quindi  $\Delta c_{dev}$  assume in seguenti valori:

- nessun controllo del copriferro: 10 mm
- controllo mediante distanziatori: 5 mm
- strutture prefabbricate: 0 mm

## 6 – Esecuzione

**6 ESECUZIONE**

Si fa in genere riferimento ai seguenti documenti:

UNI EN 13670: "Esecuzione di strutture in calcestruzzo";

Linee guida del Servizio Tecnico Centrale: "linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale".

Un ulteriore riferimento considerato, anche se non costituisce norma tecnica, è "ICFMA DESIGN GUIDE FOR MULTI-STOREY BUILDINGS" del 2017 - istruzioni tecniche dell'associazione dei produttori di sistemi di casseri isolanti per calcestruzzo (Insulating Concrete Forms Manufactures Association) del Nord America.

**6.1 IL MIX DESIGN OTTIMALE**

Il mix design ottimale tiene conto dei requisiti di resistenza meccanica e di resistenza agli agenti atmosferici che vengono richiesti al conglomerato, oltre che ad altri elementi della "ricetta" quali diametro degli inerti, rapporto acqua/cemento, classe di lavorabilità, additivi ecc.

La gran parte delle variabili sopra esposte vengono stabilite per normativa a partire dalla classe di esposizione di progetto. Per quanto riguarda il contenuto e diametro degli inerti si fa riferimento a indicazioni normative e pratica di cantiere, ed è comunque necessario garantire una distribuzione delle percentuali di diametro degli inerti tipo Curva di Fuller. In generale i calcestruzzi preconfezionati tradizionali garantiscono i requisiti richiesti.

Di seguito si fanno alcune considerazioni di dettaglio per l'impiego dei calcestruzzi con i casseri IFC.

**6.1.1 DIAMETRO DEGLI INERTI**

Il diametro scelto per l'aggregato deve consentire la penetrazione del conglomerato e la sua compattazione, l'EC2 prescrive che il diametro massimo rispetti i seguenti limiti:

$$D_{max} = \min(i_{min} + 5 \text{ mm}; c_{min} * 1.3; b_{min} / 4)$$

In cui:

$i_{min}$  : interfero minimo

$c_{min}$ : copriferro minimo

$b_{min}$ : dimensione minima del getto

**Inerte consigliato per il sistema Carbon ED SYSTEM spessore setto > 150mm: 15/18mm**

**Inerte consigliato per il sistema Carbon ED SYSTEM spessore setto < 150mm: 8/10mm**

"ICFMA DESIGN GUIDE FOR MULTI-STOREY BUILDINGS" suggerisce diametri massimi dell'inerte tra i 9.5 e i 12.5 mm per pareti di spessore 15 cm, e tra 12.5 e 19 mm per pareti di spessore superiore.

**6.1.2 CLASSE DI CONSISTENZA**

La classe di consistenza è un'indica di lavorabilità del calcestruzzo. Esistono differenti criteri per la valutazione della lavorabilità, quello largamente più diffuso è l'indice di abbassamento del cono di Abrams o Slump:

## 6 – Esecuzione

	10-40 mm	50-90 mm	100-150 mm	160-210 mm	≥220 mm
300 mm					
Cono di Abrams					
Classe di consistenza	<b>S1</b>	<b>S2</b>	<b>S3</b>	<b>S4</b>	<b>S5</b>
Denominazione corrente	umida	plastica	semifluida	fluida	superfluida

E' consigliabile impiegare per le pareti in c.a. poco armate una classe di consistenza almeno S4, mentre per le murature in c.a. molto armate e per i solai una classe di consistenza S5.

Classe di consistenza consigliata	con pompa, con nastro, gru e benna e canale	D <sub>max</sub> aggregato (mm)
archi rovesci	S3 e S4	30
basamenti	S4	30
calotte	S4 e S5	30
cordoli a canale	S4	20
diaframmi con pompa o tubo getto	S5	20
muri	S4	30
muri di basso spessore, setti	S5	20
muri di grande spessore	S4	30
muri fortemente armati	S5	30
pali, pozzi con pompa o tubo getto	S5	30
pavimenti industriali con esecuzione manuale	S5	30
pavimenti industriali eseguiti con laser screed	s.r. 150*	30
pilastrati	S4	30
pilastrati fortemente armati	S5	20
pile con cassero rampante	S4	30
platea di fondazione	S5	30
plinti	S5	30
pulvini con pompa	S5	30
scale	S3	20
sede stradale con vibrofinitrice	S2	30
setti e solette di basso spessore (loculi e simili)	S5	10
sili, ciminiera, vasche, serbatoi con casseri rampanti	S4	30
solai	S5	20
solette piene	S5	30
solette piene con forte pendenza	S4	30
spritz	S5	10
tetti	S3	20
travi rovesce	S5	30

"ICFMA DESIGN GUIDE FOR MULTI-STORY BUILDINGS" suggerisce di attestarsi come minimo a valori di Slump tra i 5" e i 6" (102-152 mm), o superiori in presenza di alta densità di armatura.

6 – Esecuzione

## 6.2 CRITERI DI POSA, GETTO E MATURAZIONE

Il sistema, sia nella modalità muratura portante ICF che nella modalità «Cappotto sismico» per la riqualificazione di edifici esistenti viene posato con le medesime modalità.

Si parte posando i pannelli in EPS ad ogni corso per poi vincolarli mediante i distanziatori plastici. I primi assolveranno la duplice funzione di contenimento del getto del conglomerato cementizio, ed dell'isolamento termico, i secondi invece, garantiranno l'adeguato rinforzo ai pannelli in EPS per resistere alla spinta del calcestruzzo, e contemporaneamente fungeranno da sede per vincolare la posa delle barre d'armatura metallica. Così facendo il passo delle armature sarà sempre obbligato, garantendo le prescrizioni del progettista strutturale. Per maggiori specifiche sulle modalità di posa del sistema si rimanda ai manuali seguenti manali specifici:

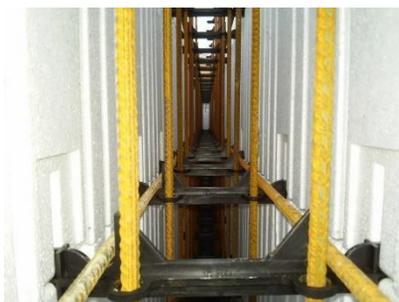
[MANUALE DI POSA THERMO MURO](#)

[MANUALE DI POSA THERMO SOLAIO MONO](#)

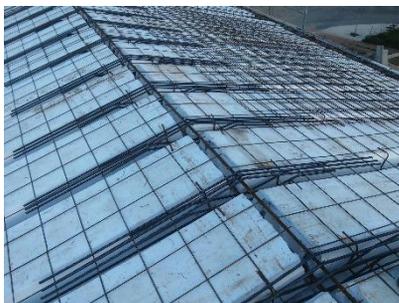
[MANUALE DI POSA THERMO SOLAIO DUAL](#)

### 6.2.1 POSA DELLE ARMATURE

Le armature nelle murature verranno posate senza legature grazie alle sedi predisposte nei distanziatori plastici del sistema. Queste vincoleranno infatti le barre verticali ed orizzontali senza che vi siano possibilità che le stesse si muovano durante il getto del calcestruzzo.



Le armature metalliche dei solai invece andranno tenute «in linea» attraverso delle legature con filo di ferro così da garantirne la posizione durante le fasi di getto, come nei classici solai gettati in opera.



### 6.2.2 ALTEZZE E INTERRUZIONI DI GETTO

Il getto nelle pareti va effettuato per corsi di 80/100cm a girare, senza interruzioni sino al raggiungimento della quota di interpiano come per i tradizionali getti di pareti in calcestruzzo. Altezza massima in unica soluzione 3,5 mt

### 6.2.3 VIBRAZIONE E MATURAZIONE DEL GETTO

Normalmente, utilizzando i calcestruzzi con la giusta fluidità prescritta (S4 ed S5), non è necessaria vibrazione dei getti. Localmente però, in zone con particolari infittimenti, potrebbe essere necessaria qualche piccola vibrazione per garantire il completo riempimento del cassero.

## 7 – Esempi di calcolo

## 7 ESEMPI DI CALCOLO

## 7.1 ESEMPIO DI DIMENSIONAMENTO E VERIFICA SOLAIO BIDIREZIONALE

Si considera un campo di solaio interno ad una abitazione di dimensione 5.4x6 m, vincolato sui tre lati del perimetro da murature continue in c.a. e su uno dei lati lunghi supportato da una trave su pilastri. Lo schema statico che si considera è quello di incastro sui tre bordi che poggiano su murature e cerniera sul rimanente lato.

Lo spessore può essere ipotizzato considerando il limite tabellare posto per le campate interne di piastre bidirezionali:  $L/d = 30$ , pertanto assumendo come L la luce massima:  $d = 20$  cm.

Classe di esposizione e designazione della classe di resistenza del calcestruzzo e copriferro:

Classe di esposizione (secondo UNI-EN206-1 e UNI EN1104/04)				
Classe	XC1			
Descrizione: Corrosione indotta da carbonatazione - Ambiente asciutto o permanentemente bagnato				
Classe di resistenza minima del calcestruzzo	C25/30			
Cemento Tipo (secondo EN107-1)	CEM II - Portland di miscela			
Classe di resistenza del cemento	32.5	classe N		
Dosaggio del cemento	≈ 300	kg/m <sup>3</sup>		
Rapporto acqua/cemento	≈ 0.6			
tipo di armatura	armatura liscia			
Classe di contenuto del cloruri	Cl0.4	0.40%		
Consistenza del calcestruzzo (Slump secondo EN 12350-3)	S4	da 100 a 210 mm		
<b>VALORI CARATTERISTICI</b>				
Classe di resistenza di progetto del calcestruzzo	C25/30			
Resistenza cubica caratteristica a compressione	$R_{ck}$		30.00	N/m <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica caratteristica a compressione	$f_{ck}$	$[0.83 \cdot R_{ck}]$	25.00	N/m <sup>2</sup>
Resistenza cilindrica media a compressione	$f_{cm}$	$[8 + f_{ck}]$	33.00	N/m <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica a trazione	$f_{ctk,0.05}$	$[0.7 \cdot 0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	1.80	N/m <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione	$f_{ctm}$	$[0.3 \cdot f_{ck}^{2/3}]$	2.50	N/m <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione per flessione	$f_{ctm}$	$[1.2 \cdot f_{ctm}]$	3.08	N/m <sup>2</sup>
Modulo di elasticità secante	$E_{cm}$	$2000 \cdot [(f_{ck} + 8) / 10]^0$	31476	N/m <sup>2</sup>
<b>VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO - SLU</b>				
Coefficiente di sicurezza del materiale	$\gamma_c$		1.5	
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$		0.85	
Resistenza a compressione di calcolo	$f_{cd}$	$[\alpha_{cc} \cdot \gamma_c / \gamma_c]$	14.17	N/m <sup>2</sup>
Resistenza a taglio di calcolo	$f_{td}$	$[0.25 \cdot f_{ctk,0.05} / \gamma_c]$	0.30	N/m <sup>2</sup>
Deformazione massima a rottura a compressione per flessione	$\epsilon_{cf}$		0.35	%
Deformazione massima a rottura per compressione	$\epsilon_c$		0.2	%
Deformazione massima a trazione per flessione	$\epsilon_{ct}$		0.015	%
<b>VALORI ASSUNTI PER IL CALCOLO - SLE</b>				
Limite tensione massima di compressione in esercizio	$\sigma_{c,max}$	$[0.6 \cdot f_{ck}]$	15.00	N/m <sup>2</sup>
<b>CALCOLO DEL COPRIFERRO secondo EC2</b>				
Vita nominale della costruzione	≈ 50 anni			
Forma dell'elemento	<input checked="" type="checkbox"/> Elemento di forma semplice ad una sollecitazione			
Classe strutturale secondo EC2	S3			
Diametro massimo dell'aggregato	$D_{max}$	10	mm	
Diametro massimo delle barre (equivalente se raggruppate)	$d_b$	12	mm	
Interferimento minimo	$i_{min}$	50	mm	
dimensione minima dell'elemento strutturale	$b_{min}$	40	mm	
Diametro delle barre più esterne	$d_{be}$	6	mm	
Copriferro minimo per l'adesione delle armature	$c_{min,b}$	12	mm	
Copriferro minimo per la durabilità	$c_{min,dur}$	10	mm	
Copriferro aggiuntivo	$\Delta c_{dur,y}$	0	mm	
Copriferro minimo	$c_{min}$	12	mm	
Tolleranza di esecuzione del copriferro	<input type="text" value="sistema di controllo"/>	$\Delta c_{dev}$	5	mm
Copriferro nominale	$c_{nom}$	17	mm	
Copriferro di calcolo	$c_{nom,d}$	29	mm	

## 7 – Esempi di calcolo

Si assume come distanza del baricentro delle barre dal bordo della sezione  $c = 30$  mm  
 Pertanto l'altezza minima del solaio  $h = d + c = 23$  cm. Si utilizza un solaio  $H = 20 + 4$  cm e travetti di larghezza minima  $b_w = 10$  cm e interasse  $i = 60$  cm.

DIMENSIONAMENTO DELL'ARMATURA

$$\begin{aligned} \text{Armatura minima superiore: } A_{s,\min} &= 0.7 * \frac{f_{cm}}{f_{yk}} * b * s = 0.7 * \frac{2.6}{450} * 600 * 40 \\ &= 97 \text{ mm}^2/\text{travetto} \rightarrow 162 \text{ mm}^2/\text{m}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Armatura minima inferiore: } A_{s,\min} &= 0.4 * \frac{f_{cm}}{f_{yk}} * b_w * 2 * c_d = 0.4 * \frac{2.6}{450} * 140 * 60 \\ &= 19 \text{ mm}^2/\text{travetto} \end{aligned}$$

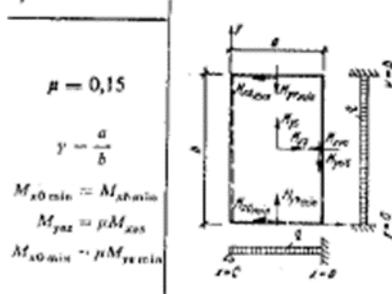
Per il calcolo delle sollecitazioni si utilizza il metodo tabellare, con:

- Coefficiente di poisson  $\mu = 0.15$

- rapporto tra i lati  $a/b = 0.9$

Coefficienti per il calcolo dei momenti

Tab. 1.11



$$\mu = 0,15$$

$$y = \frac{a}{b}$$

$$M_{x0\min} = \mu M_{x0\max}$$

$$M_{yx} = \mu M_{x0\max}$$

$$M_{x0\min} = \mu M_{yx\max}$$

$y$	$w_2$	$M_{xx}$	$M_{x0\max}$	$M_{yx}$	$M_{yx\min}$
0,50	0,0528	0,0550	0,1135	0,0045	0,0203
0,55	0,0489	0,0514	0,1078	0,0062	0,0247
0,60	0,0450	0,0476	0,1021	0,0081	0,0291
0,65	0,0411	0,0436	0,0964	0,0101	0,0336
0,70	0,0373	0,0398	0,0906	0,0122	0,0381
0,75	0,0336	0,0359	0,0845	0,0145	0,0427
0,80	0,0300	0,0323	0,0881	0,0169	0,0471
0,85	0,0266	0,0289	0,0720	0,0191	0,0513
0,90	0,0236	0,0257	0,0661	0,0211	0,0551
0,95	0,0209	0,0228	0,0603	0,0232	0,0586
1,00	0,0184	0,0202	0,0546	0,0252	0,0617
1,10	0,0142	0,0158	0,0467	0,0287	0,0676
1,20	0,0110	0,0123	0,0399	0,0316	0,0722
1,30	0,0086	0,0096	0,0341	0,0340	0,0757
1,40	0,0068	0,0075	0,0293	0,0359	0,0782
1,50	0,0054	0,0060	0,0254	0,0374	0,0800
1,60	0,0043	0,0048	0,0221	0,0386	0,0814
1,70	0,0034	0,0039	0,0193	0,0395	0,0825
1,80	0,0027	0,0031	0,0171	0,0402	0,0834
1,90	0,0022	0,0026	0,0154	0,0408	0,0842
2,00	0,0018	0,0022	0,0141	0,0412	0,0847
f. m.	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	$qa^2$	$qa^2$	$qb^2$	$qb^2$

## 7 – Esempi di calcolo

Coefficienti per il calcolo delle azioni taglianti (indipendenti da  $\mu$ )

Tab. 1.5

$$\mu = 0$$

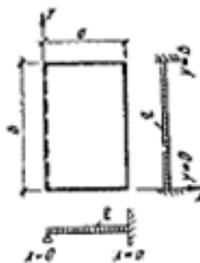
$$y = \frac{a}{b}$$

$$T_{x0} = T_{xb}$$

$$R_{x0} = R_{xb}$$

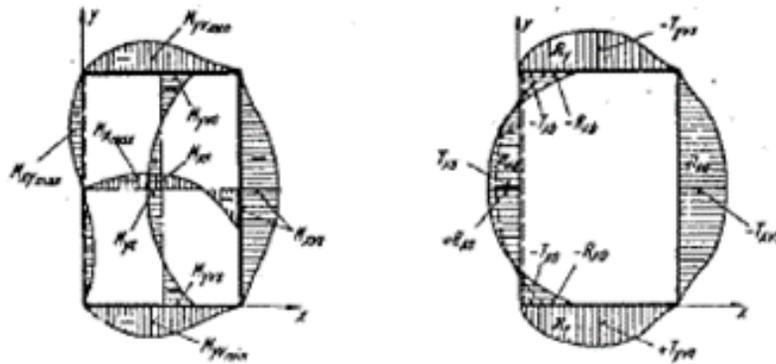
$$R_{x01} = |T_{x01}|$$

$$R_{x02} = |T_{x02}|$$



$\gamma$	$w_2$	$M_{x1}$	$M_{x2}$	$x$	$y$	$M_{x01}$	$x$	$y$	$M_{x02}$	
0,50	0,0540	0,0535	-0,1135	0,50	0,50	$M_{x01} = M_{x02}$	0,43	0 : 1,00	-0,0203	
0,55	0,0500	0,0494	-0,1078	0,50	0,50		0,43	0 : 1,00	-0,0217	
0,60	0,0460	0,0452	-0,1021	0,50	0,50		0,43	0 : 1,00	-0,0291	
0,65	0,0421	0,0410	-0,0964	0,50	0,50		0,43	0 : 1,00	-0,0336	
0,70	0,0382	0,0369	-0,0906	0,50	0,50		0,43	0 : 1,00	-0,0381	
0,75	0,0344	0,0328	-0,0845	0,50	0,50		0,43	0 : 1,00	-0,0427	
0,80	0,0307	0,0290	-0,0881	0,50	0,50		0,43	0 : 1,00	-0,0471	
0,85	0,0272	0,0255	-0,0720	0,50	0,50		0,43	0 : 1,00	-0,0513	
0,90	0,0241	0,0223	-0,0661	0,50	0,50		0,43	0 : 1,00	-0,0551	
0,95	0,0214	0,0194	-0,0603	0,40	0,50		0,43	0 : 1,00	-0,0586	
1,00	0,0188	0,0168	-0,0546	0,30	0,50		0,0179	0,43	0 : 1,00	-0,0617
1,10	0,0145	0,0125	-0,0467	0,25	0,50		0,0137	0,44	0 : 1,00	-0,0676
1,20	0,0113	0,0092	-0,0399	0,20	0,50		0,0106	0,44	0 : 1,00	-0,0722
1,30	0,0088	0,0067	-0,0341	0,17	0,50		0,0086	0,44	0 : 1,00	-0,0757
1,40	0,0070	0,0049	-0,0293	0,15	0,50		0,0071	0,44	0 : 1,00	-0,0782
1,50	0,0055	0,0036	-0,0254	0,14	0,50	0,0059	0,45	0 : 1,00	-0,0800	
1,60	0,0044	0,0026	-0,0221	0,13	0,50	0,0049	0,45	0 : 1,00	-0,0814	
1,70	0,0035	0,0019	-0,0193	0,12	0,50	0,0042	0,45	0 : 1,00	-0,0825	
1,80	0,0028	0,0013	-0,0171	0,11	0,50	0,0036	0,45	0 : 1,00	-0,0834	
1,90	0,0023	0,0009	-0,0154	0,11	0,50	0,0031	0,45	0 : 1,00	-0,0842	
2,00	0,0019	0,0007	-0,0141	0,10	0,50	0,0026	0,45	0 : 1,00	-0,0847	
f. m.	$\frac{qa^4}{24h^3}$	$qa^2$	$qa^2$	$a$	$b$	$qa^2$	$a$	$b$	$qb^2$	

## 7 – Esempi di calcolo

Coefficienti per il calcolo delle azioni taglianti (indipendenti da  $\mu$ )

$M_{xy}$	$M_{yx}$	$T_{xx}$	$T_{xxx}$	$T_{yy}$	$R_{xx}$	$R_{x0}$	$R_{xx}$	$R_y$
-0,0195	0,0025	+0,364	-0,621	$\pm 0,275$	0,405	0,442	0,868	0,086
-0,0234	0,0040	+0,355	-0,611	$\pm 0,300$	0,404	0,375	0,752	0,104
-0,0275	0,0057	+0,345	-0,600	$\pm 0,326$	0,402	0,320	0,662	0,123
-0,0319	0,0075	+0,334	-0,588	$\pm 0,352$	0,399	0,274	0,584	0,144
-0,0364	0,0095	+0,321	-0,574	$\pm 0,377$	0,394	0,235	0,515	0,167
-0,0409	0,0117	+0,308	-0,558	$\pm 0,399$	0,387	0,202	0,456	0,190
-0,0452	0,0141	+0,295	-0,541	$\pm 0,419$	0,378	0,175	0,405	0,214
-0,0493	0,0163	+0,282	-0,522	$\pm 0,436$	0,367	0,154	0,362	0,238
-0,0530	0,0184	+0,268	-0,501	$\pm 0,450$	0,354	0,136	0,325	0,263
-0,0565	0,0206	+0,254	-0,478	$\pm 0,463$	0,342	0,120	0,293	0,289
-0,0596	0,0227	+0,243	-0,452	$\pm 0,474$	0,329	0,105	0,265	0,315
-0,0654	0,0264	+0,222	-0,433	$\pm 0,497$	0,314	0,085	0,218	0,368
-0,0700	0,0296	+0,203	-0,399	$\pm 0,510$	0,296	0,069	0,181	0,420
-0,0737	0,0323	+0,186	-0,364	$\pm 0,518$	0,276	0,059	0,154	0,471
-0,0767	0,0345	+0,172	-0,332	$\pm 0,521$	0,257	0,050	0,133	0,521
-0,0789	0,0362	+0,161	-0,306	$\pm 0,519$	0,240	0,044	0,115	0,572
-0,0805	0,0376	+0,151	-0,286	$\pm 0,517$	0,225	0,039	0,100	0,623
-0,0816	0,0387	+0,142	-0,268	$\pm 0,515$	0,212	0,035	0,088	0,675
-0,0825	0,0396	+0,134	-0,252	$\pm 0,514$	0,200	0,031	0,078	0,726
-0,0831	0,0403	+0,127	-0,238	$\pm 0,513$	0,190	0,027	0,070	0,776
-0,0836	0,0408	+0,120	-0,226	$\pm 0,513$	0,180	0,025	0,063	0,823
$qb^2$	$qb^2$	$qa$	$qa$	$qb$	$qa$	$qa^2$	$qa^2$	$qb^2$

## 7 – Esempi di calcolo

altezza totale	h	240	mm
altezza utile	d	210	mm
interasse	i	600	mm
tensione snervamento acciaio	f <sub>yd</sub>	391	N/mm <sup>2</sup>

**ANALISI DEI CARICHI**

Peso proprio del solio	g <sub>k1</sub>	2.77	kN/m <sup>2</sup>
carico permanente	g <sub>k2</sub>	3	kN/m <sup>2</sup>
carico accidentale	q <sub>k</sub>	2	kN/m <sup>2</sup>
combinazione ultima SLU	f <sub>du</sub>	10.5	kN/m <sup>2</sup>
combinazione caratteristica SLE	f <sub>de</sub>	7.77	kN/m <sup>2</sup>
combinazione quasi permanente	f <sub>dqp</sub>	6.37	kN/m <sup>2</sup>
lato a	a	5.4	m
lato b	b	6	m

coefficienti flessione			sollecitazione	
	tab	1.11		
momento massimo a	M <sub>xs</sub>	0.0257	7.9	kNm/m
momento minimo a	M <sub>xvs</sub>	0.0661	-20.2	kNm/m
momento massimo b	M <sub>ys</sub>	0.0211	8.0	kNm/m
momento minimo b	M <sub>y<sub>max</sub></sub>	0.0551	-20.8	kNm/m

Armatura minima a flessione			As <sub>min</sub>	
momento positivo direzione a		106.5	mm <sup>2</sup> /m	1Φ10/travetto
momento positivo direzione b		107.9	mm <sup>2</sup> /m	1Φ10/travetto
momento negativo direzione a		273.9	mm <sup>2</sup> /m	1Φ6/10
momento negativo direzione b		281.9	mm <sup>2</sup> /m	1Φ6/10

coefficienti taglio			tab	
	tab	1.5		
taglio massimo a	T <sub>xs</sub>	0.268	15.2	kN/m
taglio minimo a	T <sub>xvs</sub>	-0.501	-28.4	kN/m
taglio massimo b	T <sub>ys</sub>	0.45	28.4	kN/m
taglio minimo b	T <sub>yvs</sub>	-0.45	-28.4	kN/m

Coefficiente di deformazione	w	0.236	
modulo di elasticità calcestruzzo	E <sub>c</sub>	31476	N/mm <sup>2</sup>
coefficiente riduttivo rigidezza flassionale	pf	0.4	
momento d'inerzia sezione	J	46080	cm <sup>4</sup>
freccia a tempo 0 non fessurata	f	0.088	cm

Si può stimare che la freccia a lungo termine tenendo conto della fessurazione sia dalle 4 alle 6 volte la freccia sopra calcolata, pertanto  $f_{lt} \approx 0.44$  cm. Considerando in via semplificata che la massima freccia si manifesti in mezz'ora, si ha che  $L_{min}/f = 540/0.44 = 1227 \gg 250$ , pertanto la deformazione è accettabile.

Si vuole, ora determinare sempre per via semplificata ma con la formulazione analitica del EC2- §4.1. lo spessore limite della piastra, considerando come momento di calcolo quello massimo in valore assoluto nella direzione minore

## 7 – Esempi di calcolo

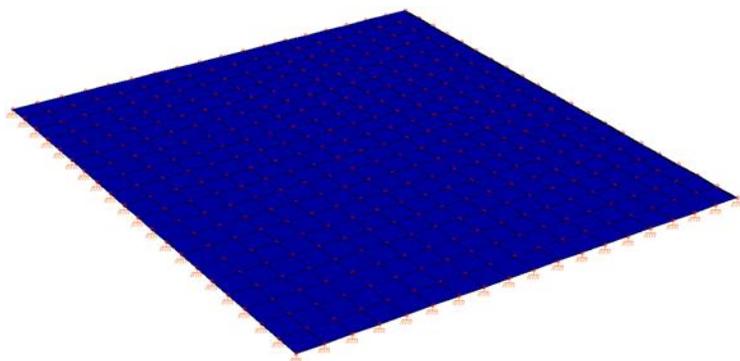
altezza totale	H	240	mm				
base superiore	B	600	mm				
spessore soletta superiore	$s_u$	40	mm	→	Ac	73333	mm <sup>2</sup> /m
spessore soletta inferiore	$s_l$	0	mm				
larghezza anima	$b_w$	100	mm				
copriferro	c	30	mm				
altezza utile	d	210	mm				
resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck}$	25	Mpa	→	$\rho_0$	0.005	
resistenza caratteristica a snervamento acciaio	$f_{yk}$	450	Mpa				
momento flettente di calcolo SLU	$M_{ed,u}$	20.2	kNm/m				
armatura tesa minima richiesta	$A_{s,req}$	273	mm <sup>2</sup> /m	→	$\rho$	0.0037	
armatura tesa di progetto	$A_{s,prov}$	282.6	mm <sup>2</sup> /m	→	z	206	= 0.98*d
armatura compressa di progetto	$A'_{s,prov}$	0	mm <sup>2</sup> /m	→	$\rho'$	0.0000	
Coefficiente per il sovradimensionamento dell'armatura	$F_1 =$	1.15					$[500/(f_{yk} * A_{s,req}/A_{s,prov})]$
coefficiente che tiene conto della presenza di nervature	$F_2 =$	0.8					
Fattore correttivo per luci superiori ai 7 m	$F_3 =$	1					
fattore correttivo per la tipologia di supporto	k =	1.5					
rapporto limite luce/altezza utile	$l/d =$	33.5		→	$l_{max} =$	7.0	m

Si vede che utilizzando il criterio analitico semplificato la soletta risulta sovradimensionata. Si vuole provare in maniera iterativa a ricavare la condizione limite di spessore del solaio per la soletta delle dimensioni stabilite. Abbassando lo spessore diminuisce anche il peso proprio del solaio insieme al momento sollecitante. Come ipotesi di primo tentativo si considera di non variare il momento sollecitante ed eventualmente aumentare l'armatura in modo da compensare la riduzione dell'altezza utile:

altezza totale	H	200	mm				
base superiore	B	600	mm				
spessore soletta superiore	$s_u$	40	mm	→	Ac	66667	mm <sup>2</sup> /m
spessore soletta inferiore	$s_l$	0	mm				
larghezza anima	$b_w$	100	mm				
copriferro	c	30	mm				
altezza utile	d	170	mm				
resistenza cilindrica caratteristica calcestruzzo	$f_{ck}$	25	Mpa	→	$\rho_0$	0.005	
resistenza caratteristica a snervamento acciaio	$f_{yk}$	450	Mpa				
momento flettente di calcolo SLU	$M_{ed,u}$	20.2	kNm/m				
armatura tesa minima richiesta	$A_{s,req}$	337	mm <sup>2</sup> /m	→	$\rho$	0.0051	
armatura tesa di progetto	$A_{s,prov}$	533.8	mm <sup>2</sup> /m	→	z	163	= 0.95*d
armatura compressa di progetto	$A'_{s,prov}$	0	mm <sup>2</sup> /m	→	$\rho'$	0.0000	
Coefficiente per il sovradimensionamento dell'armatura	$F_1 =$	1.50					$[500/(f_{yk} * A_{s,req}/A_{s,prov})]$
coefficiente che tiene conto della presenza di nervature	$F_2 =$	0.8					
Fattore correttivo per luci superiori ai 7 m	$F_3 =$	1					
fattore correttivo per la tipologia di supporto	k =	1.5					
rapporto limite luce/altezza utile	$l/d =$	33.1		→	$l_{max} =$	5.6	m

## 7 – Esempi di calcolo

Modellazione FEM della soletta con spessore  $h = 16+4$  cm



Modifica

Descrizione: Calcestruzzo C25/30 (Rck. 300)

Mod. elastico (E): 3149.01 kN/cm<sup>2</sup> Coeff. Poisson (nu): 0.12

Peso unitario: 0 kN/cm<sup>2</sup> Aliq. inerziale: 1

Fatt. moltiplicativi della rigidezza

Tagliante (V): 0.36 Coeff. termico (alfa): 1e-05

Flettente (M): 0.41 Colore:  

Materiale esteso >>

Post processori...

OK Annulla

La soletta è stata modellata con un materiale fittizio con peso proprio nullo e applicando i coefficienti moltiplicativi della rigidezza tagliante e flessionale per tenere in considerazione il fatto che non si tratta di una soletta piena.

Il peso proprio è stato applicato come carico esterno:

Codici di carico - Gusci e piastre

Codici di carico:

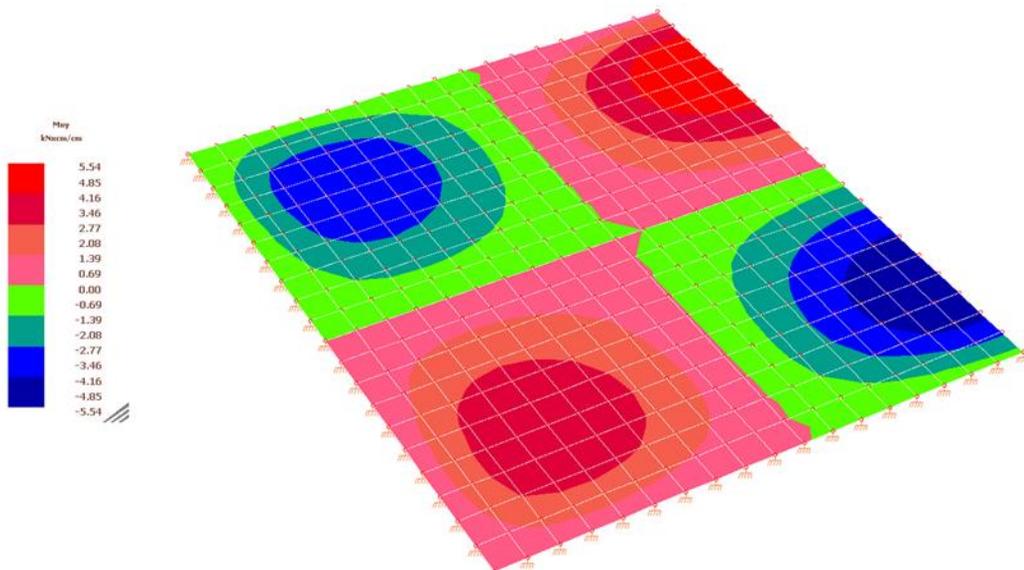
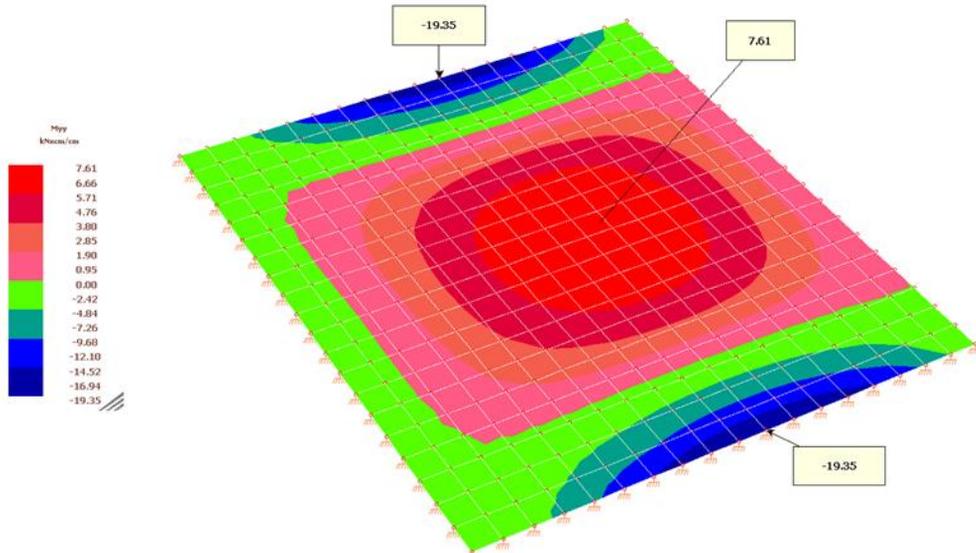
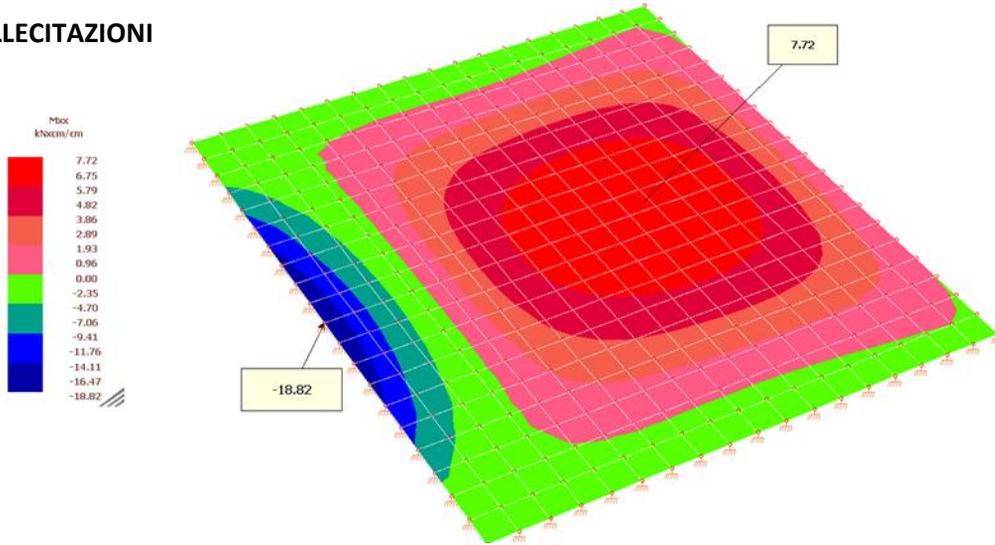
Trascinare una colonna dalla testata a qui per raggruppare per quella colonna

Descrizione	Tipo azione/Categoria	Condizione di carico	Tipo	Parametri
1 Peso proprio soletta [!]	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	pZA	V=-0.000247 AI=1 AISLD=1
2 Permanente [!]	Permanente: Permanente portato	Condizione 1	pZA	V=-0.0003 AI=1 AISLD=1
3 Categoria 1 - Ambienti non affollati [!]	Variable: Domestici e residenziali	Condizione 2	pZA	V=-0.000196133 AI=0.3 AI...

OK  
Annulla  
Nuovo...  
Modifica...  
Clona...  
Elimina...  
Banca...

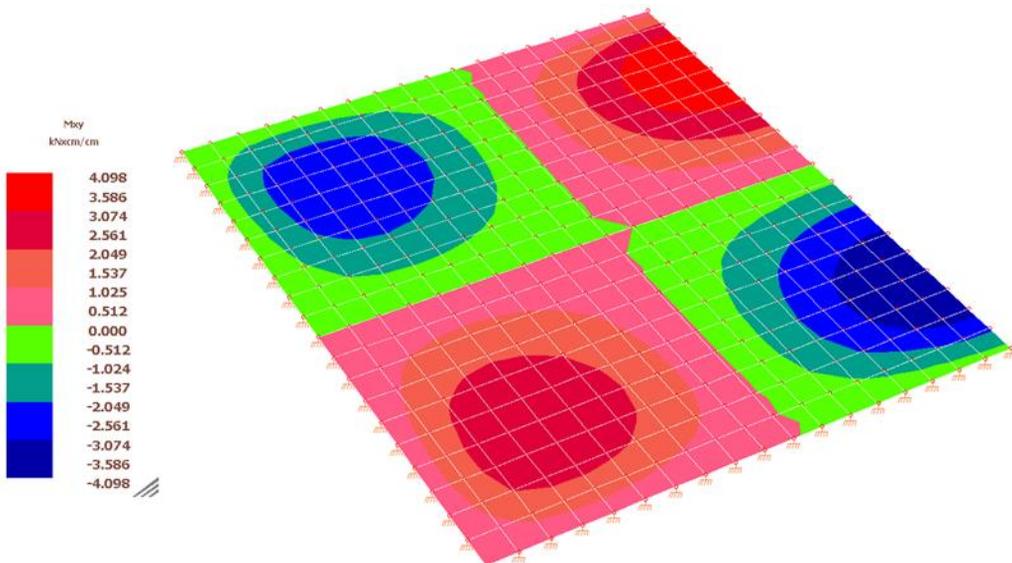
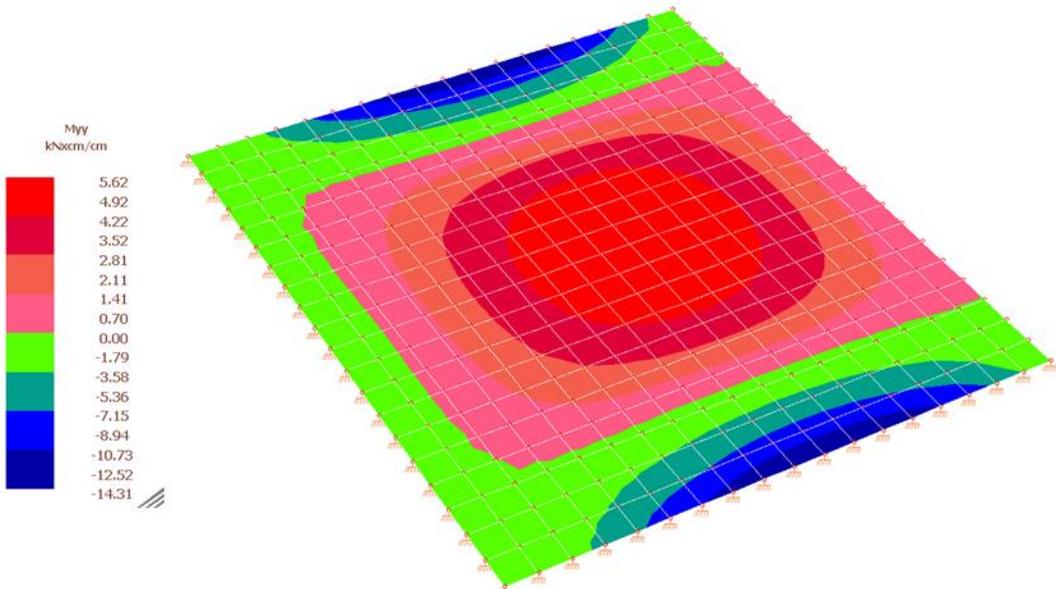
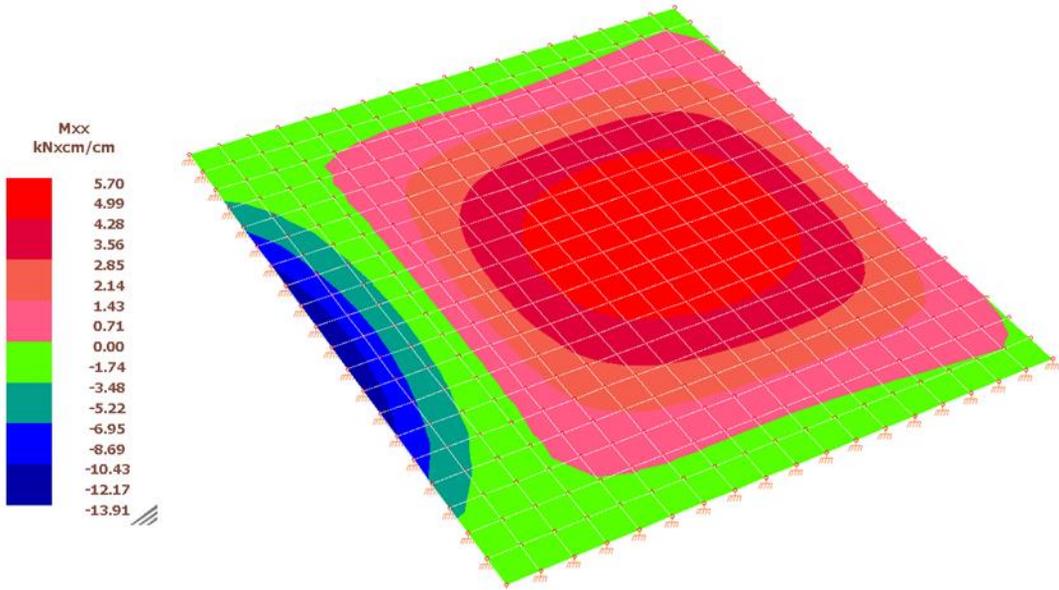
7 – Esempi di calcolo

**SOLLECITAZIONI**



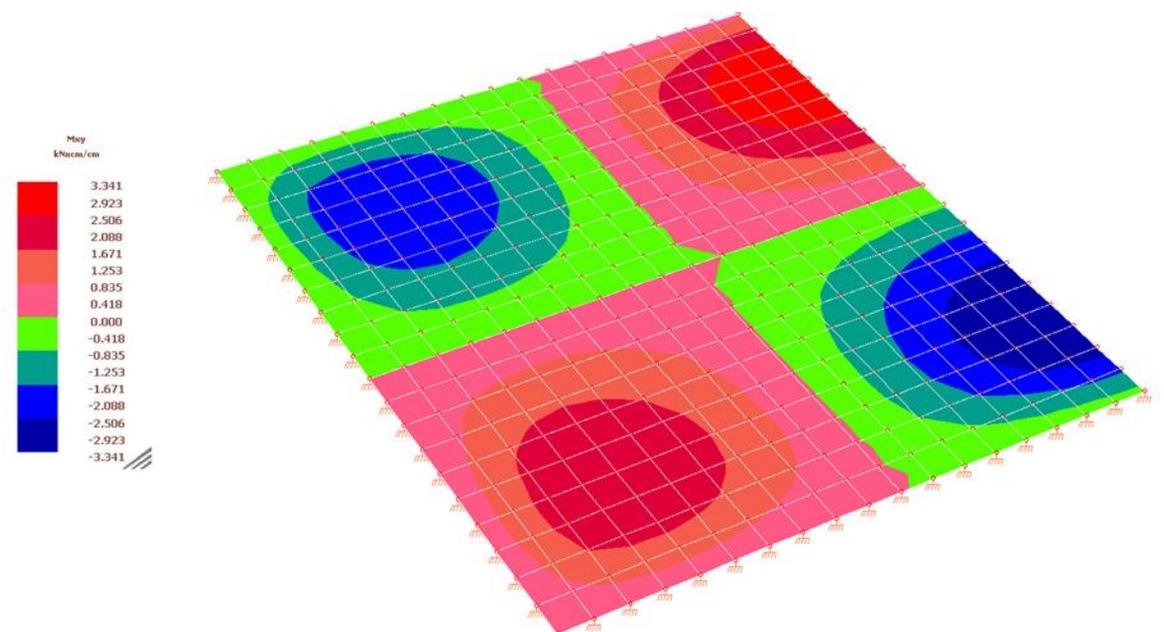
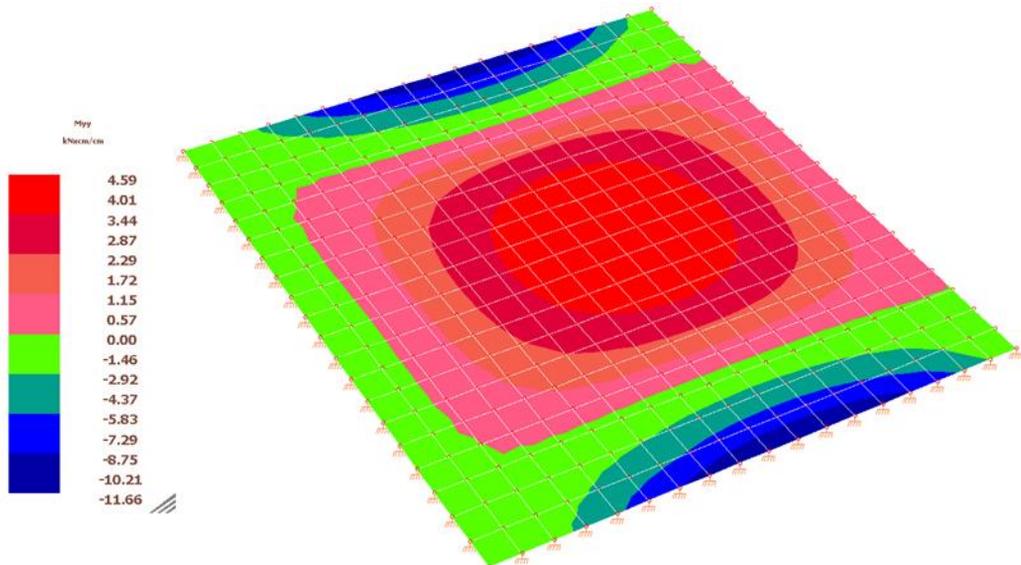
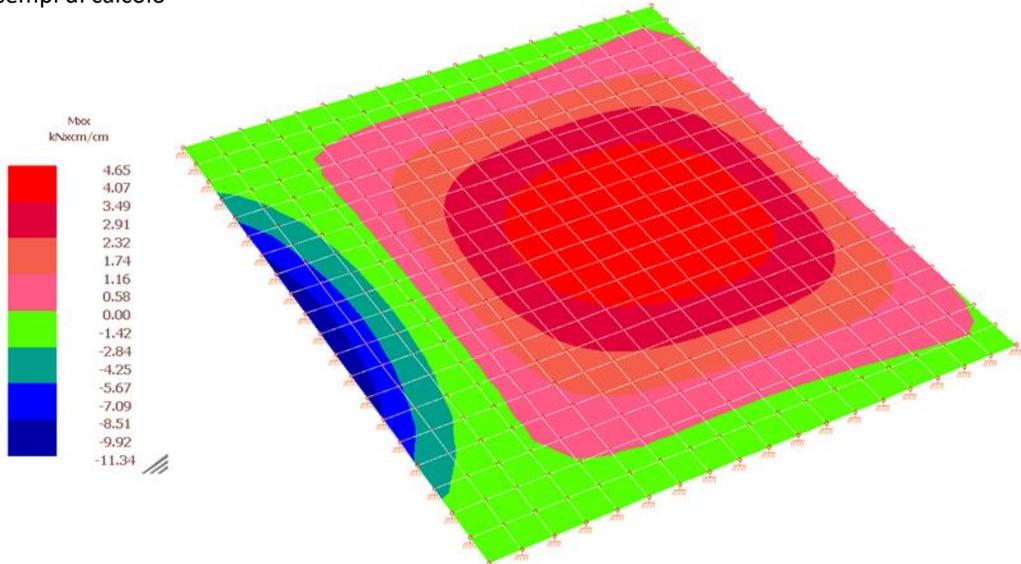
momenti flettenti SLU -  $m_{xx}$   $m_{yy}$   $m_{xy}$

7 – Esempi di calcolo



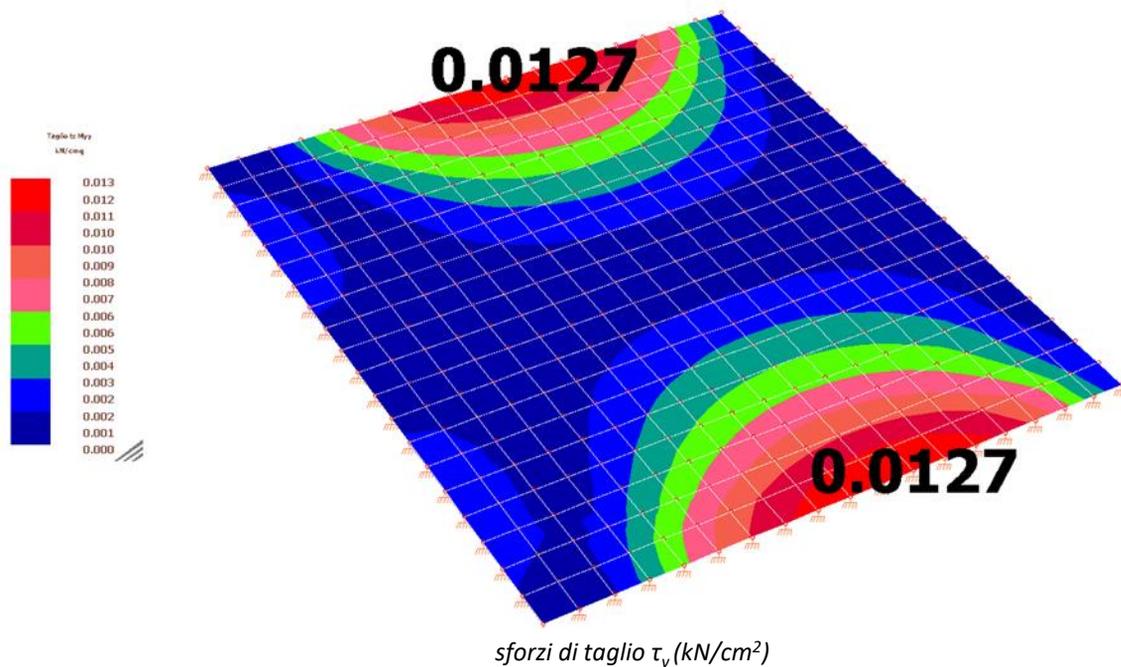
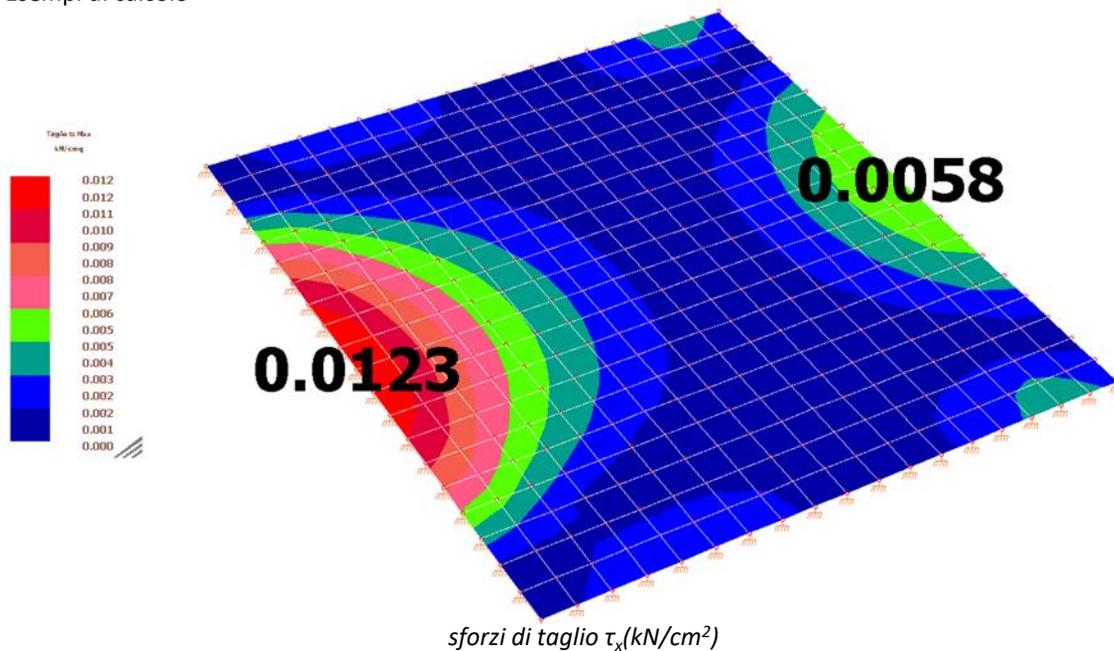
momenti flettenti SLE - rara-  $m_{xx}$ ,  $m_{yy}$ ,  $m_{xy}$

7 – Esempi di calcolo



momenti flettenti SLE - quasi permanente-  $m_{xx}$   $m_{yy}$   $m_x$

## 7 – Esempi di calcolo



Si riportano di seguito le caratteristiche della sezione con le sollecitazioni considerate nella verifica.

Le sollecitazioni flettenti sono calcolate sulla base dei massimi e dei minimi momenti e considerando che i massimi momenti torcenti non sono concomitanti con i massimi momenti flettenti i primi sono stati sommati ai secondi in ragione del 50%. La forza di taglio si ottiene moltiplicando lo sforzo unitario restituito dal software per l'unità di lunghezza e per lo spessore della piastra. Le sollecitazioni così ottenute vengono moltiplicate per l'interasse tra i travetti per ottenere la sollecitazione sul singolo travetto.

VERIFICHE

7 – Esempi di calcolo

G\_4RC v.48

EC2 - DM18 TIPO ELEMENTO trave

soletta\_travetto appoggio

Rinforzo con compositi

ARCHIVIA IMPORTA

GEST. ARCHIVIO G.d.R. G.d.R.

MATERIALI>>  $f_{cd} = 14.2$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{yd} = 391.3$  N/mm<sup>2</sup>  
 $n = 22.3$

SOLECCITAZIONI

	dir x			dir y	
	Nsd	Msd+	Msd-	Msd+	Msd-
SLU	0	0	-14.38	0	0
Rara	0	0	-10.6	0	0
Q.P.	0	0	-8.7	0	0
SLV	0	0	0	0	0
Tsd	0			Vsd,x	15.24
				Vsd,y	0

B = 600 mm GEOMETRIA  
H = 200 mm STATO I  
Bw = 100 mm STATO II  
S = 40 mm STATO III  
Bi = 140 mm  
Si = 80 mm

TAGLIO  
TORSIONE

ARMATURA A TAGLIO  
 $\theta = 45$  Ctg $\theta = 1$

STAFFE  
 $\alpha = 90$   
p 200 mm

FERRI PIEGATI  
 $\alpha = 45$   
p 250 mm

Zona sismica

APPLICA GEOMETRIA

ARMATURA LONGITUDINALE

SUPERIORE INFERIORE

Considera Armatura diffusa ai fini della flessione

diffusa  dir x  dir y

BARICENTRO (dal bordo) LATERALE DX. SX. COPRIFERRO

diffusa

barre e diametri

APPLICA ARMATURA

CALCOLA Mrd

RICALCOLA

CHIUDI [N;Mx] [N;My] [Mx;My] [N;Tx] [N;Ty] [M;c]

chiudi <<

totale SLU SLE Freccia

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

SLU

Verifica a flessione in condizione statica

Ned	0	kN	Med+ =	0.0
x+	14	mm	Med+/Mrd+ =	0.00 OK
Mrd+	6.2	kNm	Med- =	-14.4
x-	46	mm	Med-/Mrd- =	0.98 OK
Mrd-	-14.7	kNm		

Verifica a flessione in condizione dinamica

Ned	0	kN	Med+ =	0.0
x+	14	mm	Med+/Mrd+ =	0.00 OK
Mrd+	6.2	kNm	Med- =	0.0
x-	46	mm	Med-/Mrd- =	0.00 OK
Mrd-	-14.7	kNm		

Verifica a taglio

Vrd,c	14.10	kN	Ved =	15.24
Vrs,d	0.00	kN	Ved/Vrd =	1.08 NO
Vrc,d	54.40	kN		

Vrd 14.10 kN

OK

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

SSL - stresses

Ned	0.00	kN	$\sigma_c$	0.0	N/mm <sup>2</sup>	<0.6f <sub>ck</sub>
Med+	0.00	kNm	$\sigma_s$	0.0	N/mm <sup>2</sup>	<0.8f <sub>yk</sub>
Wc+	1487	cm <sup>3</sup>				
Wcs+	13	cm <sup>3</sup>				
Med-	-10.60	kNm	$\sigma_c$	10.4	N/mm <sup>2</sup>	<0.6f <sub>ck</sub>
Wc-	1023	cm <sup>3</sup>	$\sigma_s$	294.4	N/mm <sup>2</sup>	<0.8f <sub>yk</sub>
Ws-	36	cm <sup>3</sup>				

SSL - cracking

Ned	0.00	kN			
Med+	0.00	kNm			
Mrd+	3.80	kNm	tensione armatura	os	0
Med-	-8.70	kNm	diametro massimo	fmax	-
Mrd-	-7.68	kNm	massima spaziatura barre	smax	-
			diametro medio	phi	10
				deff	57
			spaziatura media barre	s	70
			massimo interasse fessure	srm	130
			massima tensione acciaio	osII	0
				xi	0
			deformazione media armatura	esm	n.f.
			ampiezza delle fessura	wk	-

OK

## 7 – Esempi di calcolo

Si vede che la verifica a taglio per la sezione non armata non è soddisfatta, si può procedere inserendo armatura a taglio o incrementando l'armatura tesa longitudinale che in questo caso è quella superiore. Inserendo uno spezzone  $\Phi 16$ :

**RESISTENZA AL TAGLIO - sezione non armata**

D.M.08  Elemento in trazione  
 direzione x  Sisma  
 Asl solo reggistaffe

Armatura tesa superiore

Rapporto meccanico di armatura  $\rho$  0.02  
 $\kappa$  2

Tens. di compressione media  $\sigma_{cp}$  0 N/mm<sup>2</sup>  
 ds

Resistenza armatura tesa  $T_{max}$  170.6 kN

Taglio resistente  $V_{rd}$  15.9 kN

OK

Verifica:  $V_{Ed}/V_{Rd} = 15.24/15.9 = 0.96 < 1$ .

G\_4RC v.48

EC2 - DM18 TIPO ELEMENTO trave

soletta\_travetto campata NUOVO

Rinforzo con compositi

ARCHIVIA IMPORTA

GEST. ARCHIVIO G.d.R. G.d.R.

MATERIALI>>  $f_{cd} = 14.2$  N/mm<sup>2</sup>  
 $f_{yd} = 391.3$  N/mm<sup>2</sup>  
 $n = 22.3$

sollecitazioni

	dir x			dir y	
	Nsd	Msd+	Msd-	Msd+	Msd-
SLU	0	7.72	0	0	0
Rara	0	5.7	0	0	0
Q.P.	0	4.65	0	0	0
SLV	0	0	0	0	0

Tsd 0 Vsd,x 0  
Vsd,y 0

B = 600 mm GEOMETRIA  
 H = 200 mm STATO I  
 Bw = 100 mm STATO II  
 S = 40 mm STATO III  
 Bi = 140 mm  
 Si = 80 mm

TAGLIO  
 TORSIONE

Zona sismica APPLICA GEOMETRIA

ARMATURA LONGITUDINALE

	SUPERIORE		INFERIORE		Considera Armatura diffusa ai fini della flessione
diametro 1 (standard)	3	6	2	10	
diametro 2	0	10	0	12	
diffusa	0	6	0	16	
BARICENTRO (dal bordo) LATERALE	DX. 30 mm		SX. 30 mm		
diffusa	0	8	0	8	COPRIFERRO 30 mm

ARMATURA A TAGLIO  $\theta$  45 Ctg $\theta$  = 1

STAFFE  $\alpha$  90 ?  
p 200 mm

FERRI PIEGATI  $\alpha$  45  
p 250 mm

barre e diametri APPLICA ARMATURA CALCOLA M<sub>rd</sub> RICALCOLA

CHIUDI [N;M<sub>x</sub>] [N;M<sub>y</sub>] [M<sub>x</sub>;M<sub>y</sub>] [N;T<sub>x</sub>] [N;T<sub>y</sub>] [M;c] chiudi << totale SLU SLE Freccia

## 7 – Esempi di calcolo

Verifiche agli Stati Limite Ultimi

SLU

Verifica a flessione in condizione statica

Ned	0	kN
x+	14	mm
Mrd+	11	kNm
x-	27	mm
Mrd-	-5.6	kNm

Med+ = 7.7 OK  
Med+/Mrd+ = 0.70 OK  
Med- = 0.0 OK  
Med-/Mrd- = 0.00 OK

Verifica a flessione in condizione dinamica

Ned	0	kN
x+	14	mm
Mrd+	11	kNm
x-	27	mm
Mrd-	-5.6	kNm

Med+ = 0.0 OK  
Med+/Mrd+ = 0.00 OK  
Med- = 0.0 OK  
Med-/Mrd- = 0.00 OK

Verifica a taglio

Vrd,c	9.40	kN
Vrs,d	0.00	kN
Vrc,d	54.40	kN

Ved = 0 OK  
Ved/Vrd = 0 OK

Vrd 9.40 kN

OK

Verifiche agli Stati Limite di Esercizio

SSL - stresses

Ned	0.00	kN	$\sigma_c$	3.0	N/mm <sup>2</sup>	<0.6f <sub>ck</sub>
Med+	5.70	kNm	$\sigma_s$	228.0	N/mm <sup>2</sup>	<0.8f <sub>yk</sub>
Wc+	1894	cm <sup>3</sup>				
Wcs+	25	cm <sup>3</sup>				

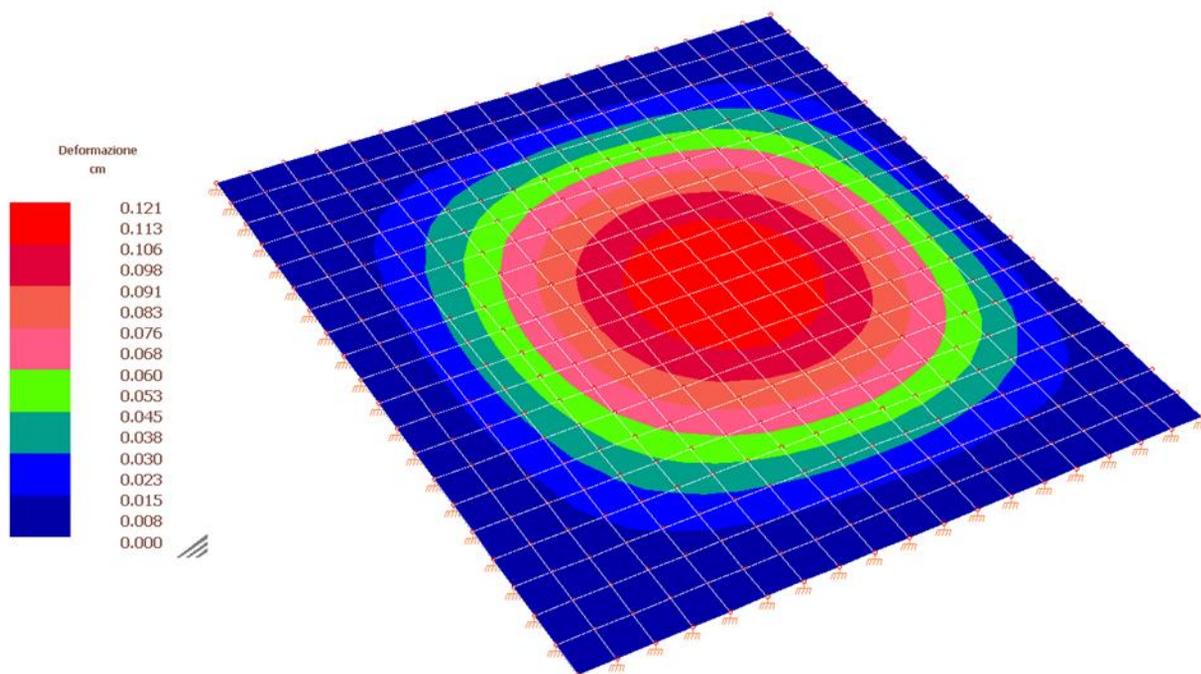
Med-	0.00	kNm	$\sigma_c$	0.0	N/mm <sup>2</sup>	<0.6f <sub>ck</sub>
Wc-	703	cm <sup>3</sup>	$\sigma_s$	0.0	N/mm <sup>2</sup>	<0.8f <sub>yk</sub>
Ws-	13	cm <sup>3</sup>				

SSL - cracking

Ned	0.00	kN
Med+	4.65	kNm
Mrd+	4.10	kNm
Med-	0.00	kNm
Mrd-	-7.21	kNm

tensione armatura	os	186	0	N/mm <sup>2</sup>
diametro massimo	fmax	40	-	mm
massima spaziatura barre	smax	300	-	mm
diametro medio	φ	10	6	mm
	deff	54	50	mm
spaziatura media barre	s	80	270	mm
massimo interasse fessure	srm	103	202	mm
massima tensione acciaio	osII	186	0	N/mm <sup>2</sup>
	ξ	0.604	0	
deformazione media armatura	esm	0.001	n.f.	mm
ampiezza delle fessure	wk	0.095	-	mm

OK



*freccia massima sotto la combinazione quasi permanente*

## CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI VISCOSITA' E DEL MODULO DI ELASTICITA' APPARENTE

Secondo EC2 il coefficiente di viscosità dipende dal rapporto tra area della sezione e perimetro esposto ad essiccamento. Poiché il getto viene fatto su un cassero a perdere in EPS si considera che la superficie esposta ad essiccamento sia esclusivamente quella superiore della soletta, si considera, inoltre, che la maturazione del calcestruzzo al momento dell'applicazione del carico finale sia poco superiore ai 30 g. Assunzione a favore di sicurezza.

## 7 – Esempi di calcolo

CALCOLO DEL COEFFICIENTE DI VISCOSITA' secondo EC2

Umidità ambientale

Rapporto area/perimetro esposto

Tempo di maturazione all'applicazione del carico

Tempo di maturazione corretto in funzione della temperatura

Tempo di maturazione fittizio funzione del tipo di cemento

Tempo a cui calcolare la viscosità

$RH$		<b>50</b>	%
$h_0$	$[2 \cdot A_c / u]$	<b>144</b>	mm
$t_0$		<b>40</b>	gg
$t_T$		30	gg
$t_{0,eff}$		40	gg
$t$		<b>1E+13</b>	gg
$\Psi_{RH}$		1.95	
$\beta(f_{cm})$		2.92	
$\beta(t_0)$		0.46	
$\beta_H$		466	
$\beta_c$		1.00	
$\Psi_0$		2.61	
$\Psi$	$[\Psi_0 \cdot \beta_c]$	2.61	
$E_c$	$[1.05 \cdot E_{cm}]$	33050	N/mm <sup>2</sup>
$E_{c,T}$	$[E_c / (1 + \Psi)]$	9161	N/mm <sup>2</sup>
$n_{c,T}$		22.5	

Fattore di viscosità a tempo infinito

Fattore di viscosità a tempo  $t$ 

Modulo di elasticità tangente

Modulo di elasticità a lungo termine

Coefficiente di omogeneizzazione effettivo

Il calcolo della freccia, essendo semplificato e fatto singolarmente nelle due direzioni, non necessariamente da risultati che rispettano le condizioni di congruenza:

Direzione y

Deformata trave

Luce della trave (m)

diagramma del taglio

diagramma del momento

diagramma della freccia

Sollecitazioni in esercizio

	Estremo A	Campata	Estremo B
Momento (kNm)	-8.7	4.65	-8.7
Taglio (kN)	15.24		-15.24

Freccie istantanee non fessurate

	Estremo A	Campata	Estremo B
freccie al contorno (mm)	0		0
p. nullo 1	1.22	3	4.77
Ascissa punti notevoli (m)			
Freccia istantanea assoluta (mm)	0.54	1.2	0.54

freccie non fessurate (mm)

	p nullo 1	campata	p nullo 2
di calcolo	0.50	1.20	0.50
effettive	0.47	1.10	0.47

Freccie a lungo termine

	Estr A	campata	Estr B
momenti di inerzia (cm <sup>4</sup> )			
non fessurato	19488	20239	19488
fessurato	8080	7197	8080
rapporto J <sub>f</sub> /J <sub>nf</sub>	0.41	0.36	0.41
M prima fessurazione (kNm)	-7.68	4.14	-7.68

	p nullo 1	campata	p nullo 2
freccie (mm)			
non fessurate	1.4	3.3	1.4
fessurate	3.5	8.6	3.5
coefficiente $\xi$	0.610	0.604	0.610
freccie effettive	2.7	7.7	2.7

Freccia massima (mm)

Rapporto luce/freccia

n effettivo

Coefficiente di omogeneizzazione n

Modulo di elasticità efficace (MPa)

sezioni di progetto

Estremo A

Campata

Estremo B

Mensola

## 7 – Esempi di calcolo

Direzione x

Deformata trave

Luce della trave (m)

diagramma del taglio  $V_A$   $V_B$

diagramma del momento  $M_A$   $M_B$   $M_c$

diagramma della freccia  $f_A$   $f_B$   $f_c$

Coefficiente di omogeneizzazione n

Modulo di elasticità efficace (MPa)

sezioni di progetto

Estremo A

Campata

Estremo B

Mensola

Sollecitazioni in esercizio

	Estremo A	Campata	Estremo B
Momento (kNm)	-8.47	4.65	0
Taglio (kN)	14.76		-6.96

Freccie istantanee non fessurate

	Estremo A	Campata	Estremo B
freccie al contorno (mm)	0		0
p. nullo 1	1.35	3.66	5.4
Ascissa punti notevoli (m)			
Freccia ist nf assoluta (mm)	0.7	1.2	0

freccie non fessurate (mm)

	p nullo 1	campata	p nullo 2
di calcolo	0.70	1.20	0.00
effettive	0.66	1.10	0.00

Freccie a lungo termine

	Estr A	campata	Estr B
momenti di inerzia (cm <sup>4</sup> )			
non fessurato	19513	20239	18744
fessurato	8128	7197	3865
rapporto Jf/Jnf	0.42	0.36	0.21
M prima fessurazione (kNm)	-7.69	4.14	-7.06

freccie (mm)	p nullo 1	campata	p nullo 2
non fessurate	2.0	3.3	0.0
fessurate	4.9	8.6	0.0
coefficiente $\xi$	0.588	0.604	0.000
freccie effettive	3.7	7.6	0.0

Freccia massima (mm)

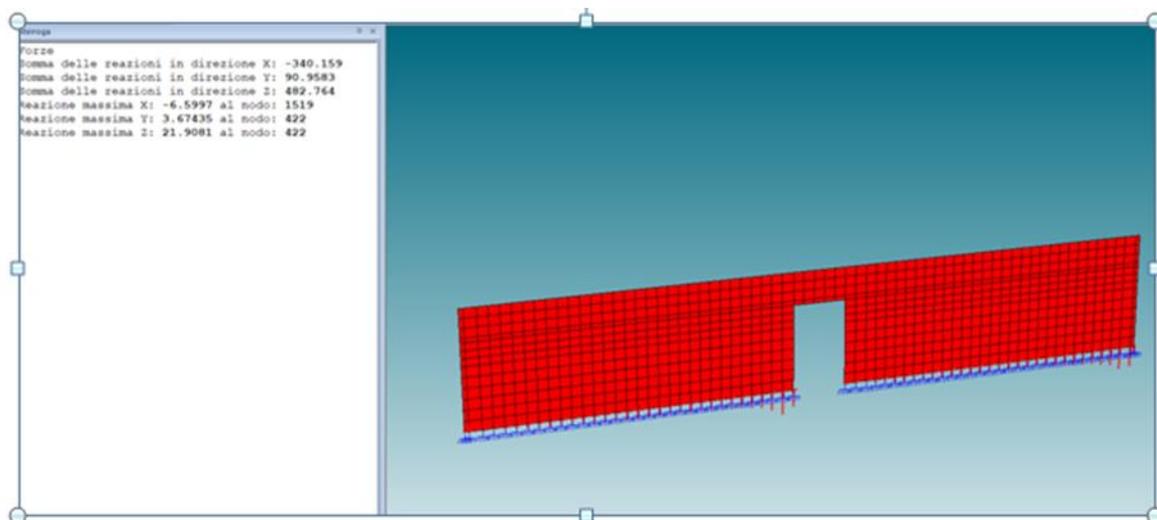
Rapporto luce/freccia

Si vede che le sollecitazioni calcolate con l'analisi FEM e le frecce calcolate esplicitamente sono coerenti con quelle calcolate per via tabellare.

## 7 – Esempi di calcolo

## 7.2 ESEMPIO DI VERIFICA DI STABILITA' DI UNA PARETE SOTTILE ( esempio utile per riqualificazione sismica) CAPPOTTO SISMICO

Si considera il caso pratico di una parete di spessore 12 cm:



parete filo 9 - reazione alla base direzione parallela  $V = 340 \text{ kN} \rightarrow 10.5 \text{ kN/m}$

Ciascuna parete di 14.85 m circa ha un tagliante di  $V = 340/2 = 170 \text{ kN}$  e una altezza libera  $h = 5.4 \text{ m}$ .

Il momento alla base è  $M = V \cdot h = 918 \text{ kNm}$

Sommariamente la tensione di compressione all'estremità della parete è  $\sigma = M/W = 918 \cdot 10^6 \cdot 6 / (b \cdot I)$   
 $= 0.2 \text{ N/mm}^2 \rightarrow v = \sigma / f_{cd} = 0.011$ , per un calcestruzzo C32/40

Ipotesi a favore di sicurezza:

- si trascurano eventuali effetti irrigidenti di pareti e contrafforti trasversali.
- si considera la massima sollecitazione di compressione alla base, trascurando il fatto che lo sbandamento avviene all'incirca a metà altezza.
- si considera la completa articolazione alle estremità.

Ipotesi 1 - calcolo snellezza limite secondo 4.1.2.3.9.2 NTC18 come fosse un pilastro di base pari allo spessore della soletta e altezza unitaria.

In questo caso con un approccio estremamente semplificato si verifica che la snellezza della parete sia inferiore alla snellezza limite oltre la quale è necessario tenere in considerazione gli effetti del II ordine.

Snellezza limite:  $\lambda_{lim} = 25/v^{1/2} = 238$

Snellezza massima:  $\lambda = h/i = 156 < 238$ , essendo  $i =$  il raggio di inerzia minimo, ossia  $i = (J_{min}/A)^{0.5}$

Ipotesi 2 - verifica secondo EC2 - §5.8.7

In questo caso applicando l'ipotesi semplificativa di avere un carico di compressione uniforme sulla parete, si calcola il coefficiente di amplificazione dell'azione flettente per tenere in considerazione in maniera forfettaria degli effetti del II ordine.

carico limite euleriano:  $N_B = \pi^2 EJ/h^2 = 3.14 \cdot 3.335 \cdot 10^7 \cdot 1.14 \cdot 10^{-4} / (5.4)^2 = 409 \text{ kN}$

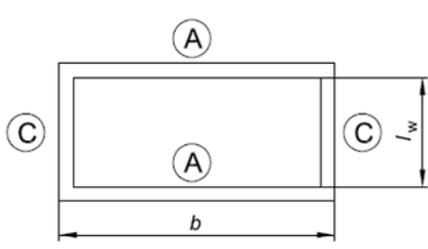
carico sollecitante (per unità di lunghezza della parete) =  $\sigma \cdot A = 24 \text{ kN}$

coefficiente di amplificazione del momento flettente:  $1/(1 - (N_{Ed}/N_B))$

## 7 – Esempi di calcolo

Si può stimare che la porzione di parete in compressione sia circa quella corrispondente a metà della lunghezza, poichè inoltre la porzione di parete tesa esercita un effetto stabilizzante sulla porzione di parete compressa e poichè le pareti all'estremità sono sempre controventate da elementi trasversali, si può assumere siano presenti vincoli su tutti i bordi:

prospetto 12.1 Valori di  $\beta$  per diverse condizioni ai bordi (Continua)

Vincolo laterale	Disegno	Espressione	Coefficiente $\beta$	
Lungo quattro lati		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ se $b \geq l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$ se $b < l_w$	$\frac{b}{l_w}$ 0,2 0,4 0,6 0,8 1,0 1,5 2,0 5,0	$\beta$ 0,10 0,20 0,30 0,40 0,50 0,69 0,80 0,96
<b>Legenda</b> (A) Piastra di solaio (B) Bordo libero (C) Muro trasversale				

Nel caso specifico:  $b/2/h = 1.4 \rightarrow \beta \approx 0.65$

quindi  $N_b = N_B = \pi \cdot EJ / (\beta \cdot h)^2 = 3.14 \cdot 3.335 \cdot 10^7 \cdot 1.14 \cdot 10^{-4} / (3.5)^2 = 974 \text{ kN}$

coefficiente di amplificazione del momento flettente:  $1 + \beta / ((N_{Ed} / N_B) - 1) = 1.016$

### Ipotesi 3 - verifica con metodo semplificato EC2 - §12.6.5.2

Anche in questo caso si ipotizza una distribuzione uniforme della compressione sulla parete e si applica alla resistenza a compressione della sezione un coefficiente  $\Phi$  che tiene conto dell'eccentricità del carico dovuto agli effetti del secondo ordine.

#### Metodi semplificati di progetto per muri e pilastri

- (1) In mancanza di un approccio più rigoroso, la resistenza di progetto espressa in termini di forza assiale relativa a un muro snello o un pilastro snello di calcestruzzo non armato può essere calcolata come segue:

$$N_{Rd} = b \times h_w \times f_{cd} \times \Phi \quad (12.10)$$

dove:

$N_{Rd}$  è la forza assiale;

$b$  è la larghezza totale della sezione trasversale;

$h_w$  è lo spessore totale della sezione trasversale;

$\Phi$  è il coefficiente che tiene conto dell'eccentricità, comprendente gli effetti del secondo ordine e quelli della viscosità; vedere nel seguito.

## 7 – Esempi di calcolo

Per elementi controventati, il coefficiente  $\Phi$  può essere assunto pari a:

$$\Phi = [1,14 \cdot (1 - 2e_{\text{tot}}/h_w) - 0,02 \cdot l_o/h_w \leq (1 - 2e_{\text{tot}}/h_w)] \quad (12.11)$$

dove:

$$e_{\text{tot}} = e_o + e_i \quad (12.12)$$

$e_o$  è l'eccentricità del primo ordine comprendente, ove pertinenti, gli effetti degli orizzontamenti (per esempio possibili momenti di incastro trasmessi dalle piastre ai muri) e delle azioni orizzontali;

$e_i$  è l'eccentricità addizionale che tiene conto degli effetti di imperfezioni geometriche, vedere punto 5.2.

Si considera che  $e_o = 0$  e si assume come  $e_i = h/200 = 27$  mm

posto  $\Phi = 1 - 2e/b = 0.45$ , si ha che la tensione massima di compressione ammissibile per evitare fenomeni di instabilità è  $f_{\text{clim}} = \Phi * f_{\text{cd}} = 0.45 * 18.1 = 8.1$  N/mm<sup>2</sup> >>  $\sigma$

Ipotesi 4 - verifica sulla base della teoria delle piastre sottili

Si rimanda a quanto riportato nella trattazione teorica.

Essendo  $\alpha = h/L = 5.4/14.85 = 0.36$ , si ha che  $k_\sigma = 31.4$  e  $k_\tau = 42.2$ , pertanto:  $\sigma_{\text{cr}} = k_\sigma * \pi^2 B / s * H^2$

con  $B = Es^3 / (1 - \nu^2) = 4.4 * 10^7$  Nmm, quindi  $\sigma_{\text{cr}} = 3.89$  N/mm<sup>2</sup> e  $\tau_{\text{cr}} = 5.6$  N/mm<sup>2</sup>

poichè le sollecitazioni sono:  $\sigma = 0.2$  N/mm<sup>2</sup> e  $\tau = 0.088$  N/mm<sup>2</sup>, appare superfluo procedere alla verifica.

### 7.3 CONFRONTO TRA UNA PARETE ARMATA COME DUTTILE ED UNA PARETE ESTESA DEBOLMENTE ARMATA (PARETI PORTANTI ICF tipo Carbon ED SYSTEM)

Si vuole confrontare la stessa parete armata come duttile e debolmente armata, essenzialmente per confrontare il quantitativo di armatura che scaturisce dal rispetto delle regole di dettaglio. Chiaramente il quantitativo di armatura dipende anche dal livello di sollecitazione che la parete deve sopportare, tuttavia per operare questo confronto si ammette implicitamente che le verifiche di resistenza siano soddisfatte applicando le armature minime e quelle di dettaglio previste nei due casi.

#### PARETE DUTTILE

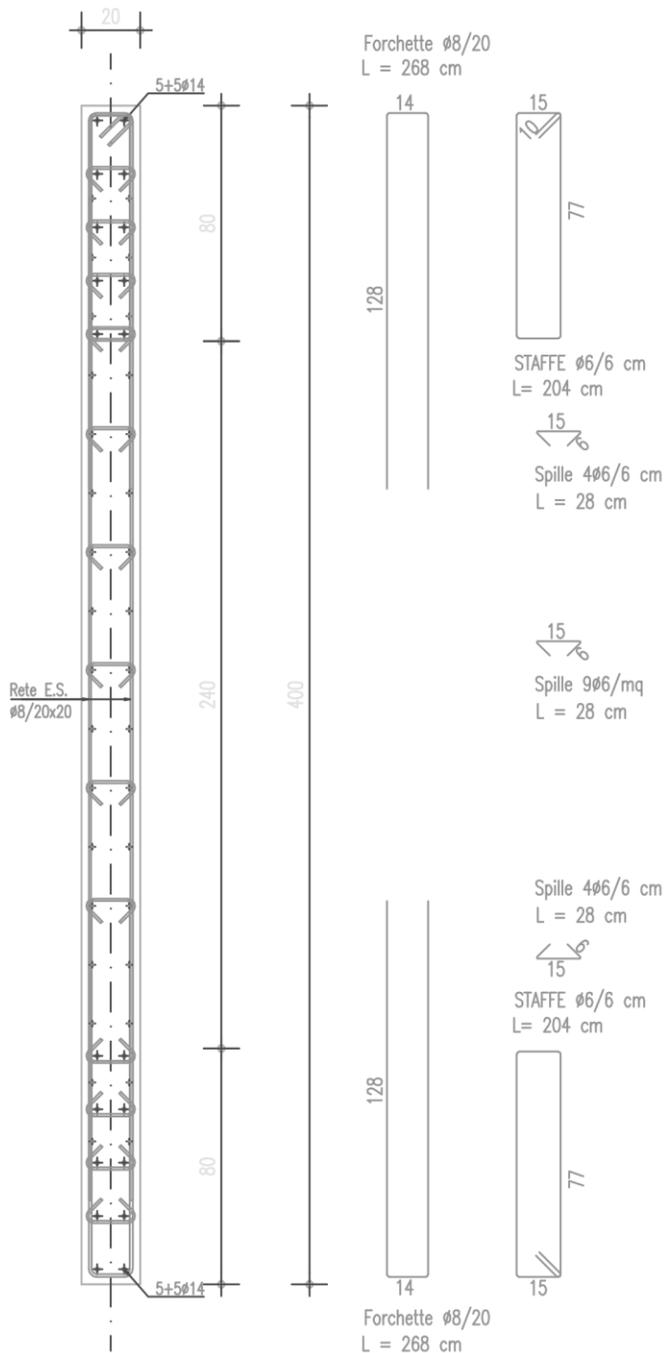
armatura longitudinale zone confinate	20 $\phi$ 14	24.2	kg/ml	30.2 kg/mc
rete es	$\phi$ 8/20x20	19.7	kg/mq	98.6 kg/mc
staffe	$\phi$ 6/6	15.1	kg/ml	18.9 kg/mc
forchette	$\phi$ 8/20	10.6	kg/ml	13.2 kg/mc
spille	4 $\phi$ 6/6	8.3	kg/ml	10.4 kg/mc
spille	9 $\phi$ 6	0.6	kg/mq	2.8 kg/mc
			<b>totale</b>	<b>174.0 kg/mc</b>

#### PARETE DEBOLMENTE ARMATA

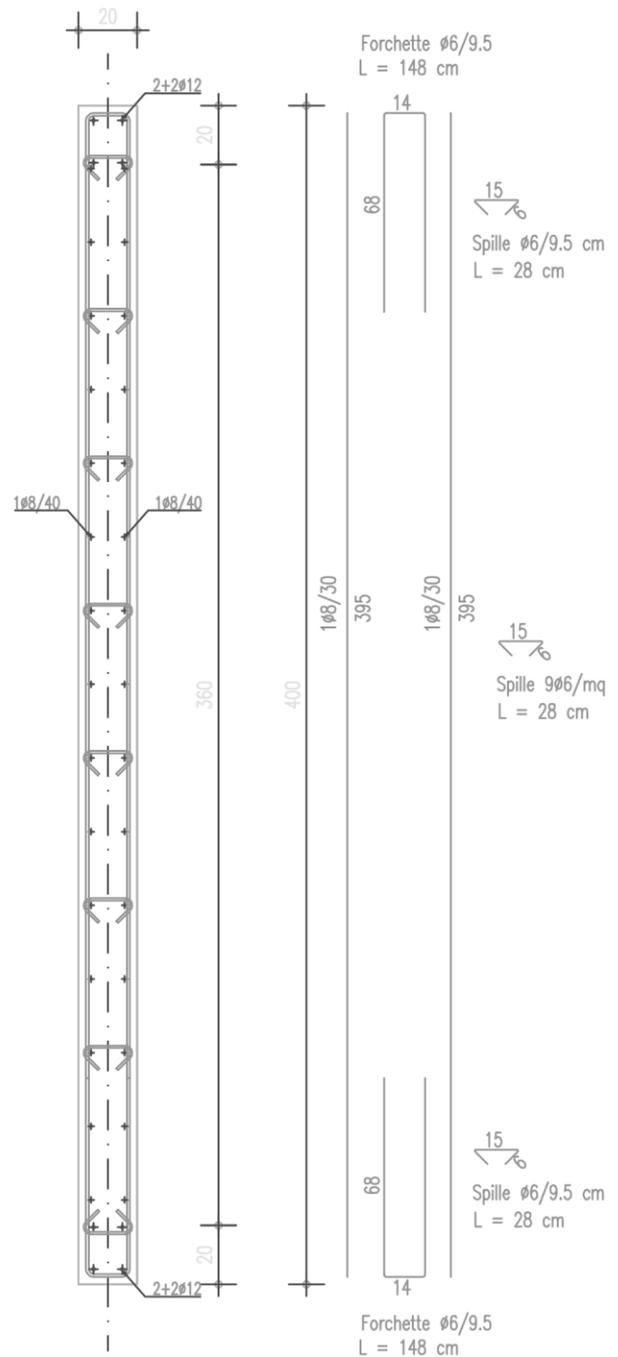
armatura longitudinale estremità	8 $\phi$ 12	7.1	kg/ml	8.9 kg/mc
rete es	$\phi$ 8/30x40	12.3	kg/mq	63.1 kg/mc
forchette	$\phi$ 6/10	6.6	kg/ml	8.2 kg/mc
spille	2 $\phi$ 6/10	1.2	kg/m	1.6 kg/mc
spille	9 $\phi$ 6	0.6	kg/mq	2.8 kg/mc
			<b>totale</b>	<b>84.5 kg/mc</b> ←

## 7 – Esempi di calcolo

## DUTTILE

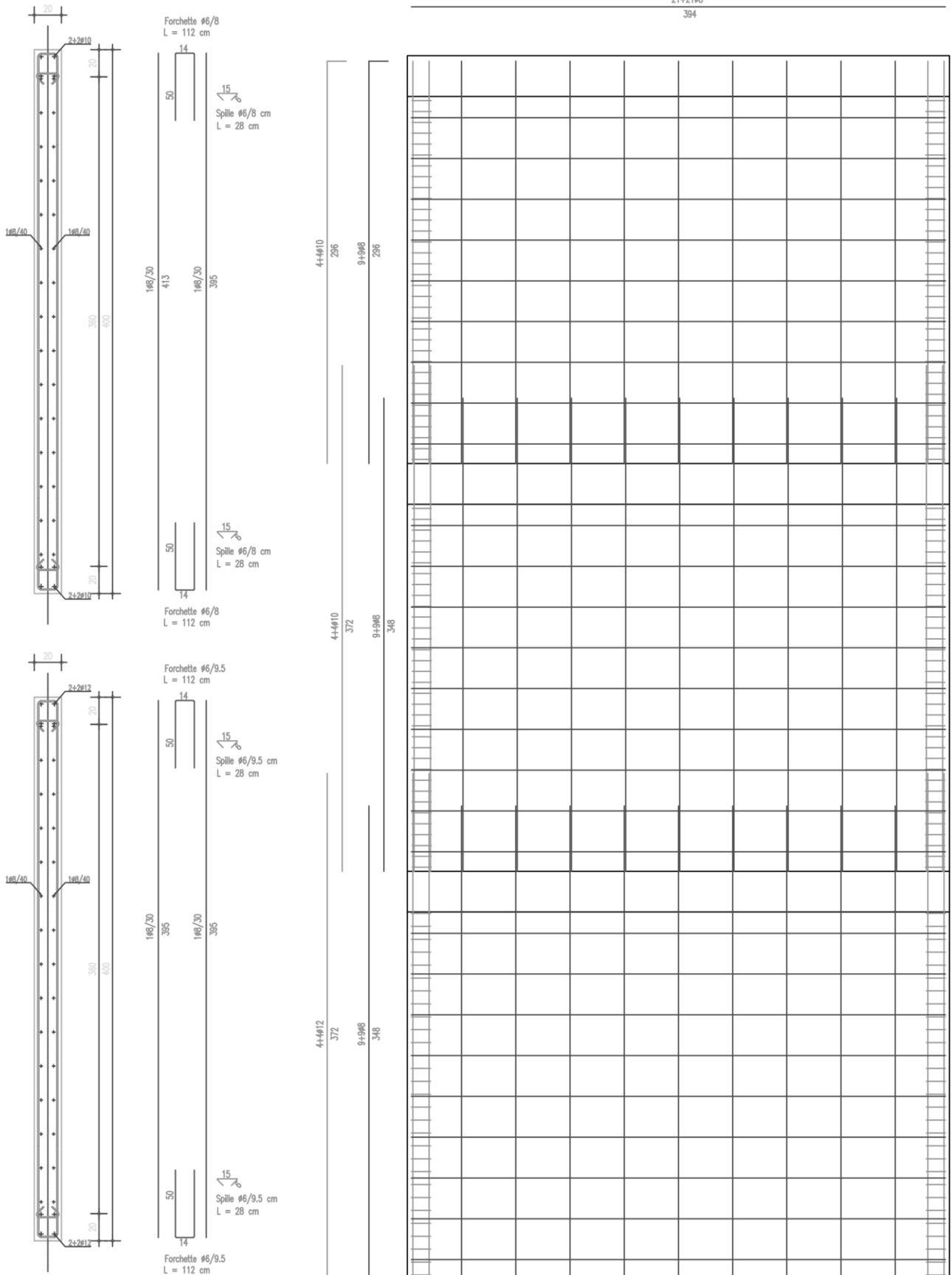


## DEBOLMENTE ARMATA

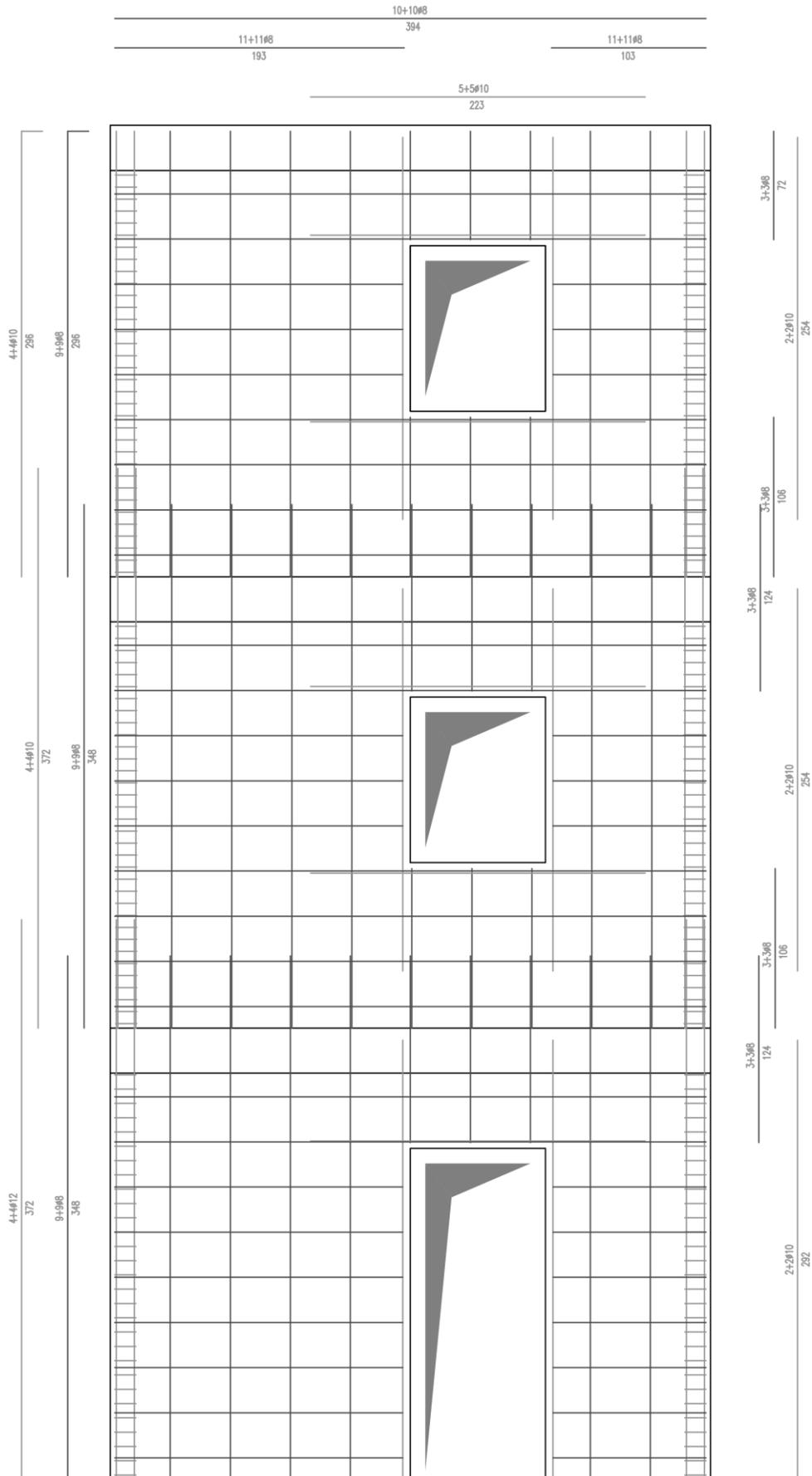


Si vede che **il risparmio di armatura è pari a quasi il 50%** utilizzando pareti debolmente armate, ferme restando le verifiche che le condizioni entro le quali tali elementi possono essere utilizzati siano soddisfatte.

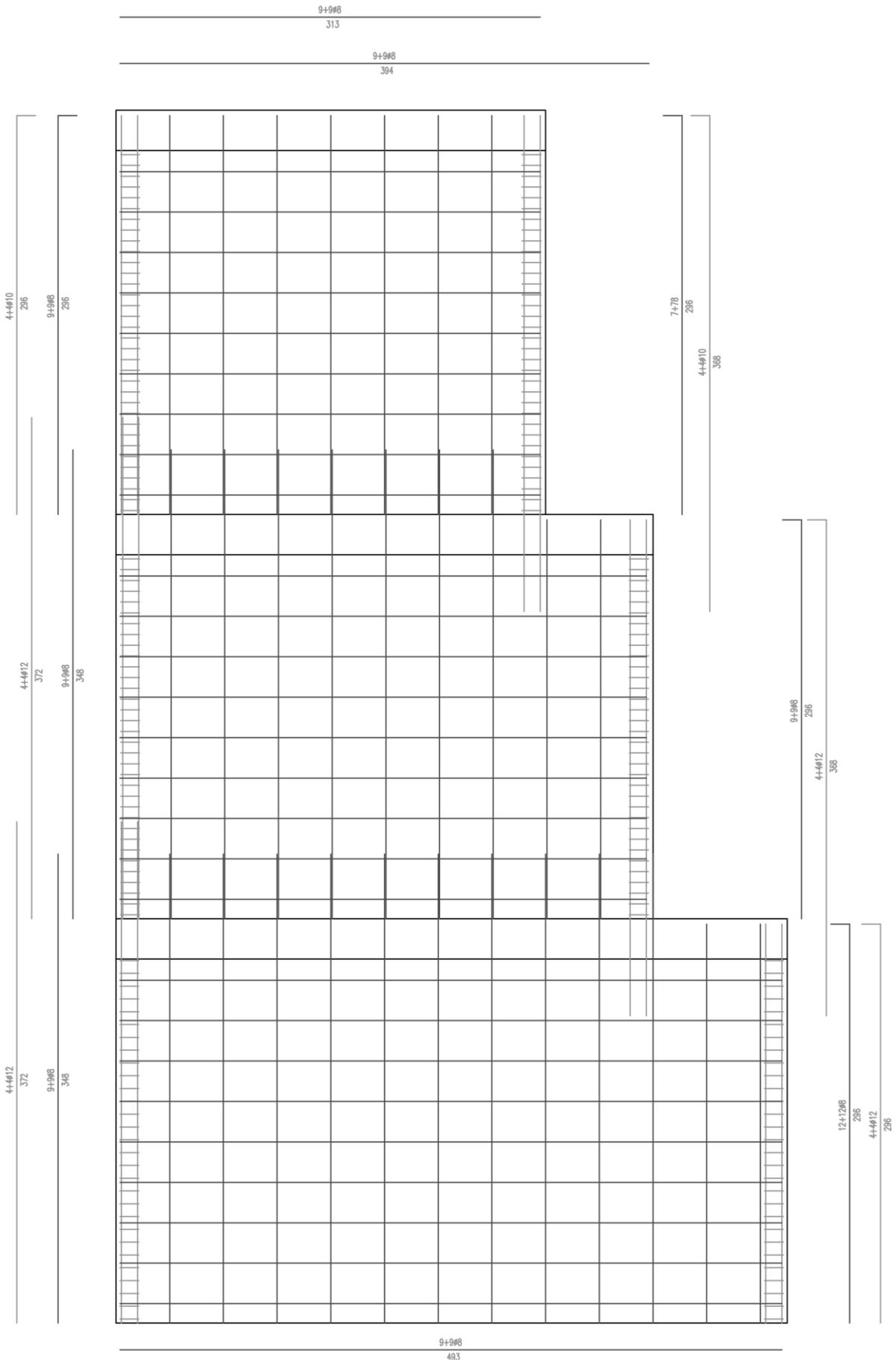
8 – Dettagli costruttivi



8 – Dettagli costruttivi



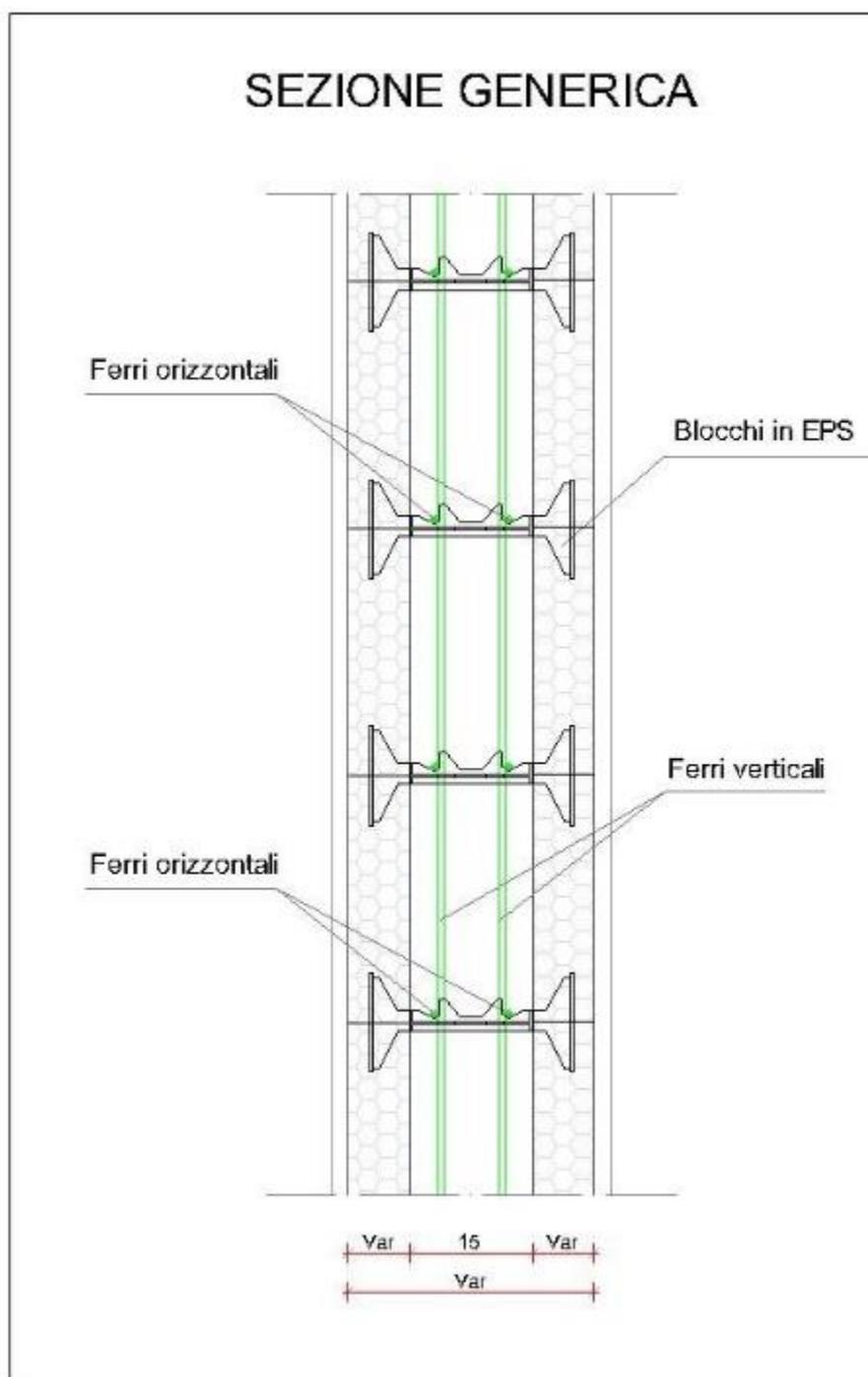
## 8 – Dettagli costruttivi



## 8 – Dettagli costruttivi

**Disposizione armatura TIPO all'interno dei casseri – Thermo Muro**

Disposizione delle armature TIPO verticali ed orizzontali all'interno del cassero

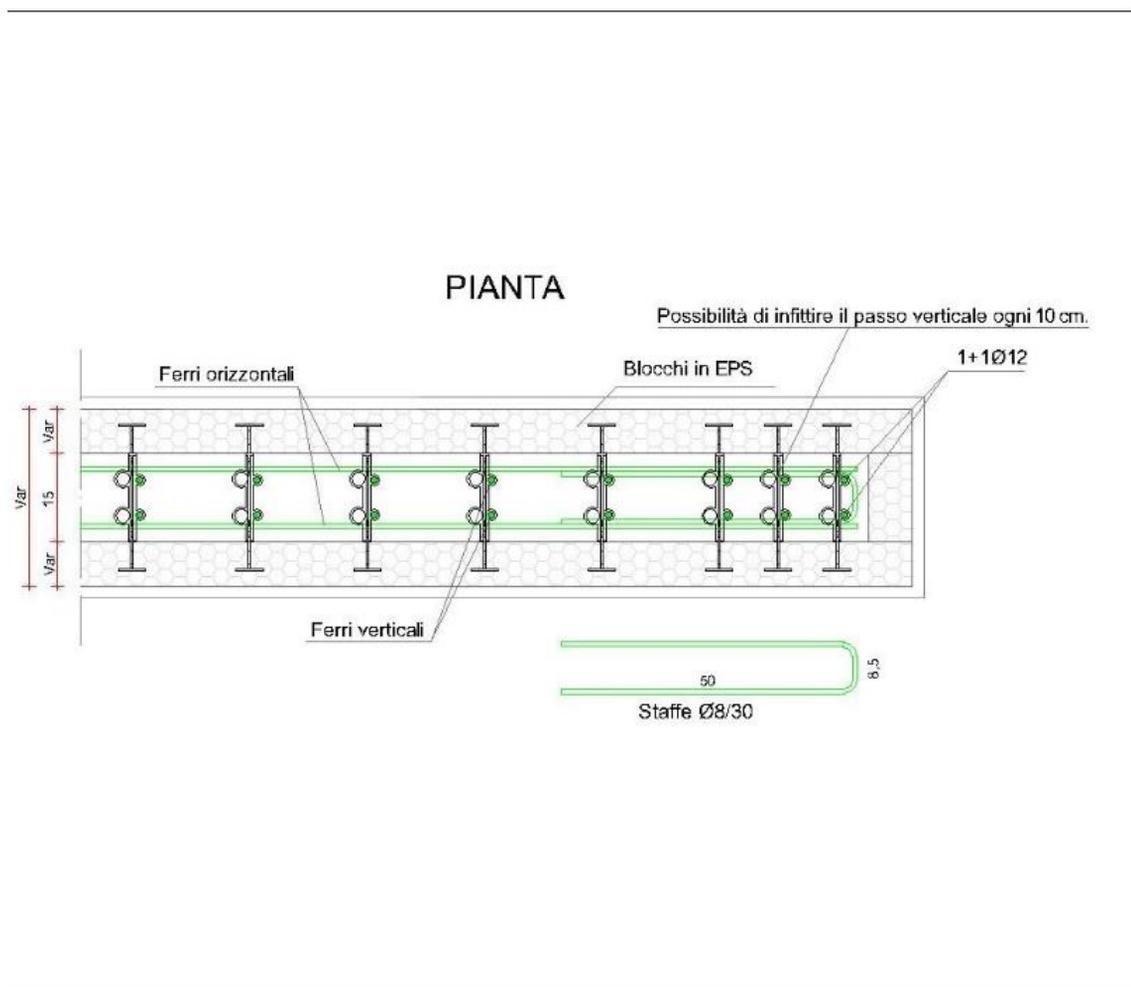


Per scaricare tutti i particolari costruttivi in formato \*dwg potete cliccare direttamente sul seguente link [BLOCCHI CAD DWG PARTICOLARI COSTRUTTIVI](#)

## 8 – Dettagli costruttivi

**Disposizione armatura TIPO all'interno dei casseri – Thermo Muro**

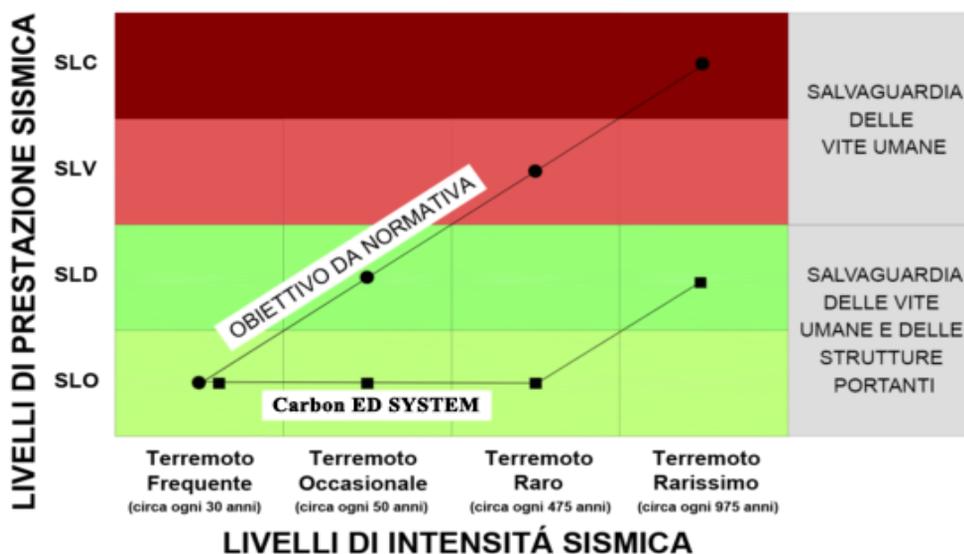
Disposizione delle armature TIPO verticali ed orizzontali all'interno del cassero



Per scaricare tutti i particolari costruttivi in formato \*dwg potete cliccare direttamente sul seguente link [BLOCCHI CAD DWG PARTICOLARI COSTRUTTIVI](#)

**PRINCIPI DI SISMO-RESISTENZA**

Il Sistema ED System, studiato ed elaborato da Ecomus Sistemi S.r.l. è un sistema rigido a setti portanti ad armatura diffusa e distribuita in modo omogeneo su tutto l'involucro. In presenza di terremoti, gli edifici realizzati con questo sistema hanno un comportamento scatolare monolitico e pertanto le eventuali deformazioni che subiscono sono irrilevanti e, soprattutto, non compromettono l'agibilità dei locali.

**Legenda:**

**Fully Operational** (Pienamente operativo, Stato limite di operatività, SLO): dopo il sisma la struttura è immediatamente occupabile in sicurezza. Gli elementi strutturali, non strutturali e le apparecchiature non subiscono danni ed interruzioni d'uso;

**Operational** (Operativo, Stato limite di Danno, SLD): dopo il sisma la struttura è occupabile in sicurezza. I servizi essenziali sono garantiti da subito, quelli non essenziali possono necessitare di un leggero intervento. Il danneggiamento non è significativo e non interessa elementi strutturali;

**Life safety** (Salvaguardia della vita, SLV): dopo il sisma l'edificio deve essere evacuato. La struttura subisce un danneggiamento significativo ma è garantita la salvaguardia delle vite umane. La struttura può essere ripristinata ma non è detto che sia economicamente conveniente;

**Near Collapse** (Stato limite di prevenzione del collasso, SLC): la struttura subisce un danneggiamento diffuso e molto significativo ma è garantita la prevenzione del collasso. La struttura deve essere demolita in quanto non è possibile riparare i danni.

**Gli altri sistemi crollano, i nostri no.**

Le prestazioni di resistenza sismica delle varie tipologie costruttive, come detto, sono misurate su tavola vibrante che simula appunto il comportamento degli edifici in caso di terremoto. Simili prove sono state eseguite in vari Paesi del mondo, presso Istituti di ricerca e sperimentazione, nonché con la supervisione di Università internazionali ed esperti in ingegneria sismica. Costruzioni in murature tradizionali, travi e pilastri, legno ecc, non restituiscono esiti confortanti e altrettanto sicuri. Soprattutto se paragonati ad un sistema ICF a setti portanti come il Carbon ED SYSTEM.

**Le nostre strutture non solo resistono al sisma garantendo la salvaguardia delle vite umane, ma sono sempre agibili e non necessitano spese per ripristinare la loro sicurezza post-terremoto.**



**EDsystem.it**