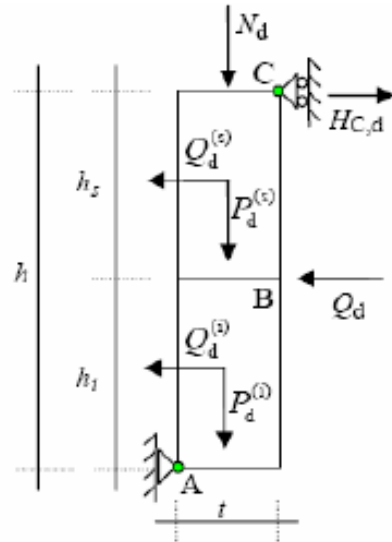


Flessione orizzontale

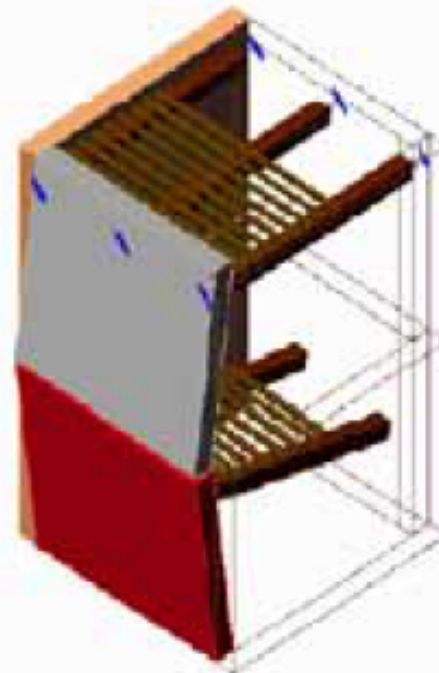
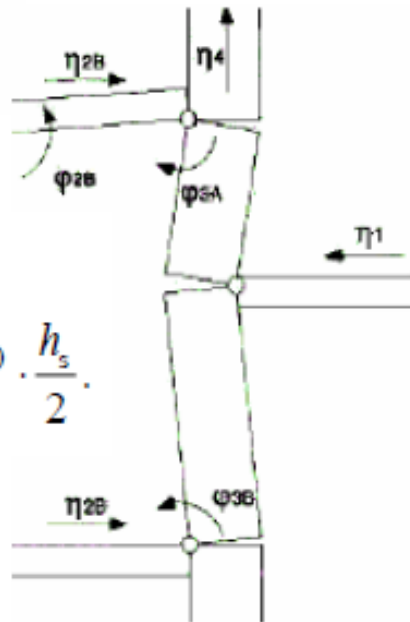


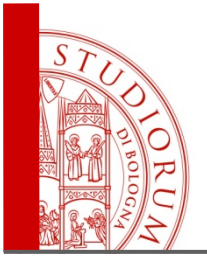
Se il pannello è ben vincolato sia al piede che in sommità la crisi si verifica per formazione di tre cerniere

Tale tipologia di collasso è ricorrente, sotto azioni sismiche, in pannelli su cui gravano solai ubicati a quote differenti (interpiani di differente altezza)

$$N_{Sd} = N_d + P_d^{(s)},$$

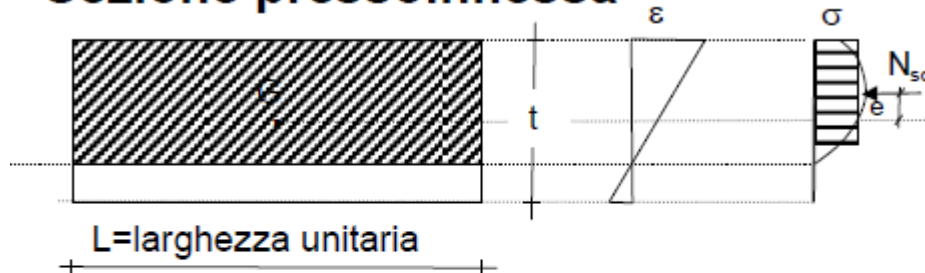
$$M_{Sd} = H_{C,d} \cdot h_s - \alpha_s \cdot P_d^{(s)} \cdot \frac{h_s}{2}.$$



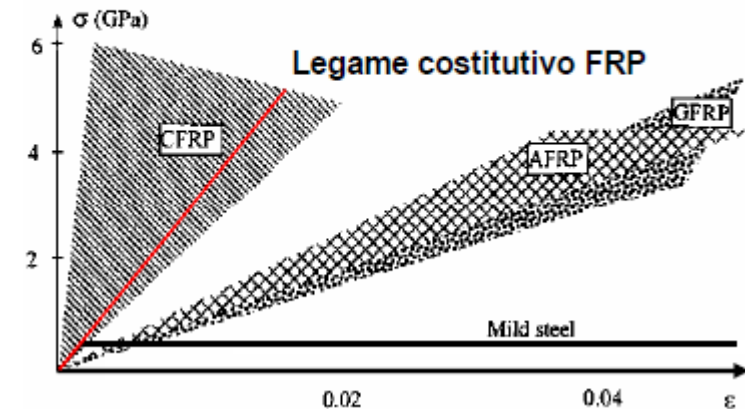
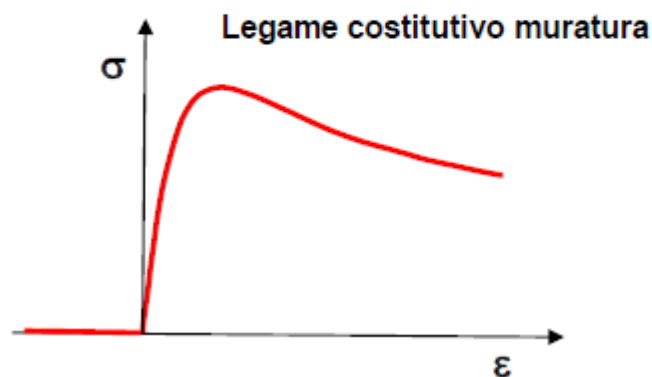
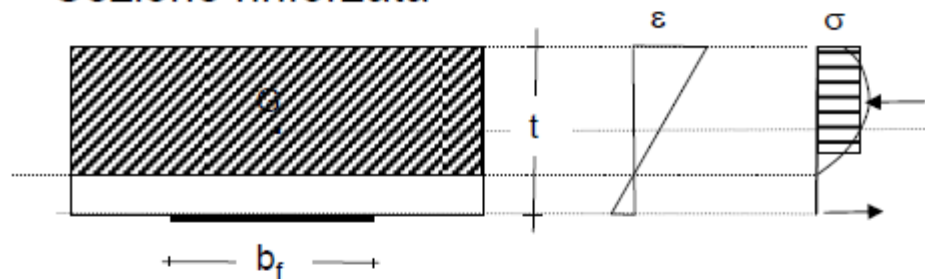


Presso-flessione fuori piano

Sezione pressoinflessa



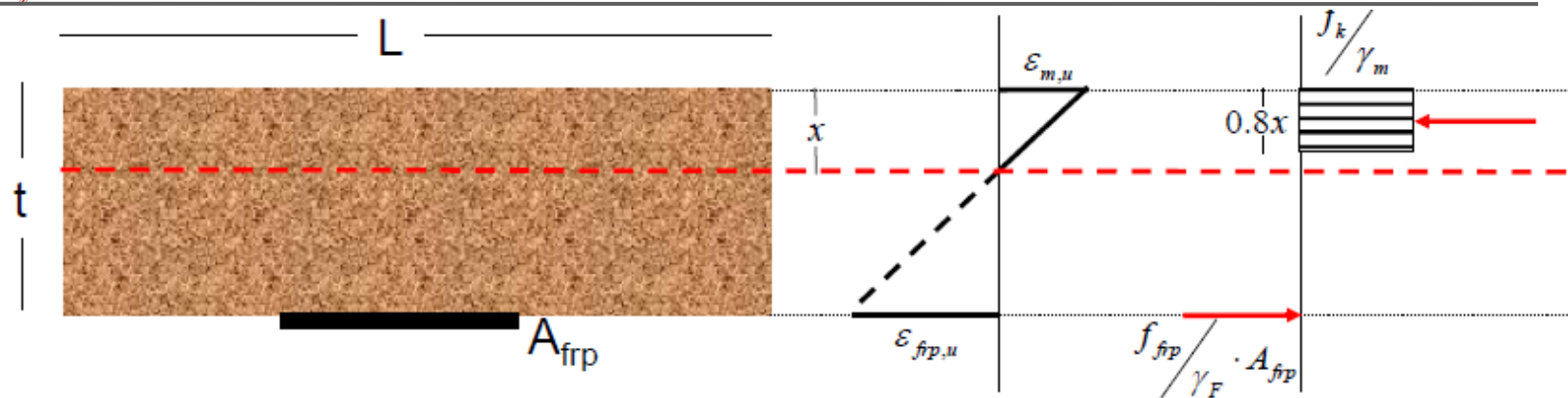
Sezione rinforzata



Per il calcolo del momento ultimo è necessario scrivere le **due equazioni di equilibrio**, tenendo conto dei legami costitutivi dei materiali

In maniera semplificata si può fare riferimento ad un **diagramma rettangolare** per la muratura in compressione

Presso-flessione fuori piano



Nella condizione di **rottura bilanciata** si determina la posizione dell'asse neutro:

$$\frac{\varepsilon_{m,u}}{x} = \frac{\varepsilon_{frp,u}}{t-x} \longrightarrow x = t \frac{\varepsilon_{m,u}}{\varepsilon_{m,u} + \varepsilon_{frp,u}}$$

Equazione di equilibrio alla traslazione:

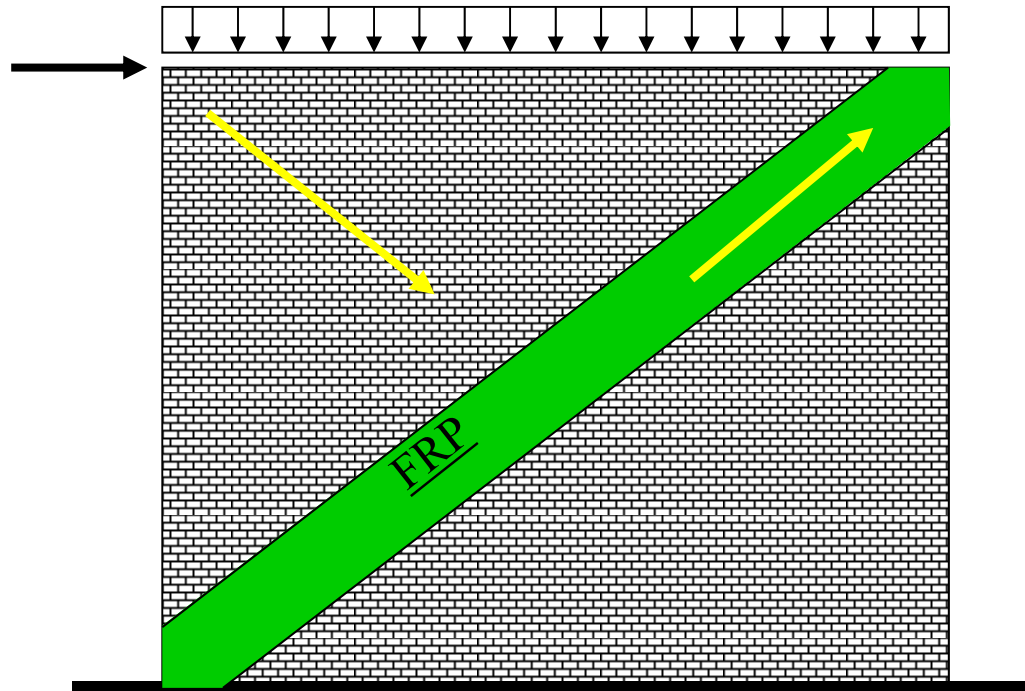
$$N_d = \frac{f_k}{\gamma_m} 0.8xL - \frac{f_{frp}}{\gamma_{frp}} A_{frp} \longrightarrow \rho_{lim} = \gamma_{frp} \frac{f_k}{f_{frp}} \left(\frac{N_d}{f_k tL} - \frac{0.8\varepsilon_{m,u}}{\gamma_m (\varepsilon_{m,u} + \varepsilon_{frp,u})} \right)$$

$$\rho = \frac{A_{frp}}{t \cdot L} = \text{percentuale geometrica di rinforzo in FRP}$$

PROGETTO
 $\rho \geq \rho_{lim}$

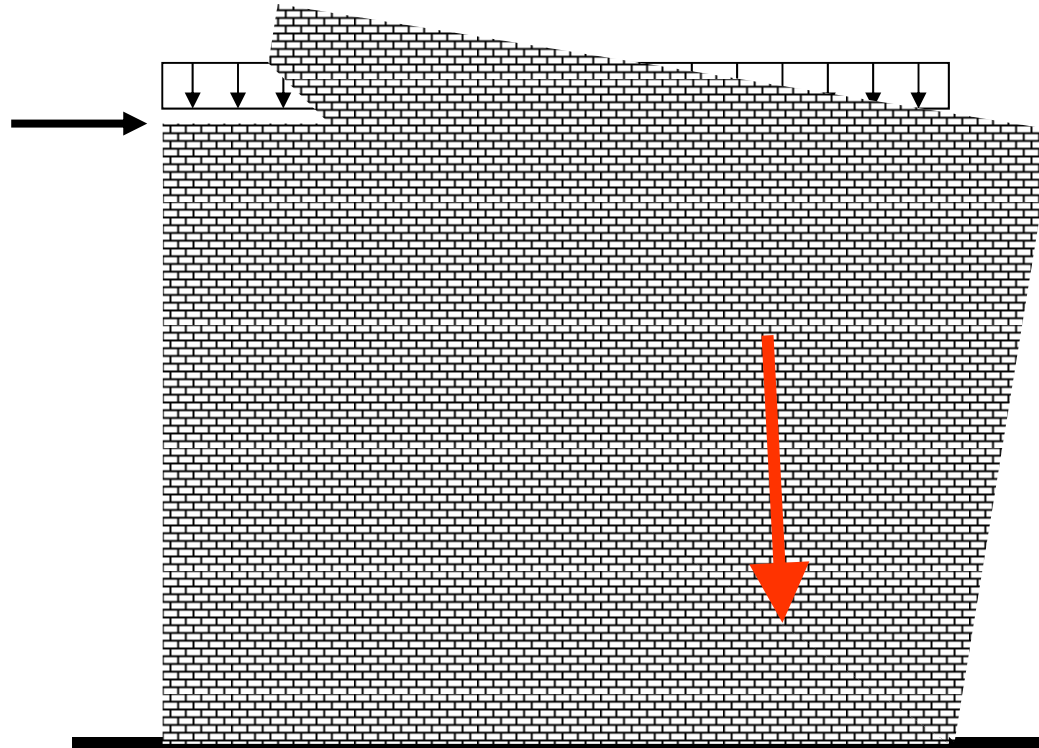


Funzione dei rinforzi FRP nel piano



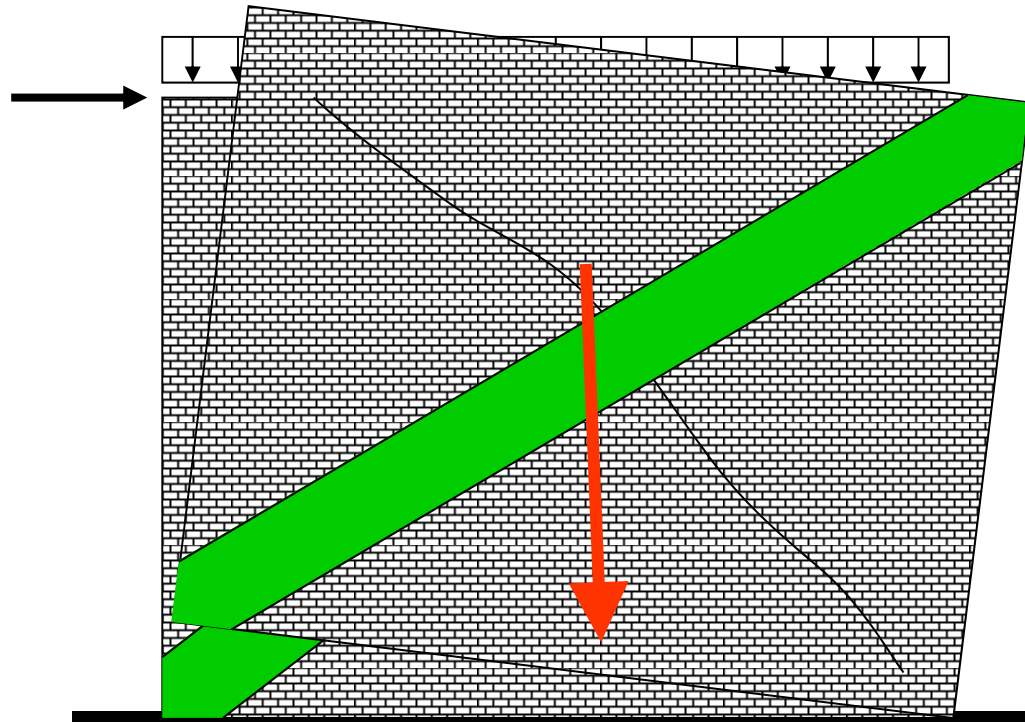
trasmissione di sforzi di trazione all'interno di singoli elementi strutturali o tra elementi contigui;

Funzione dei rinforzi FRP

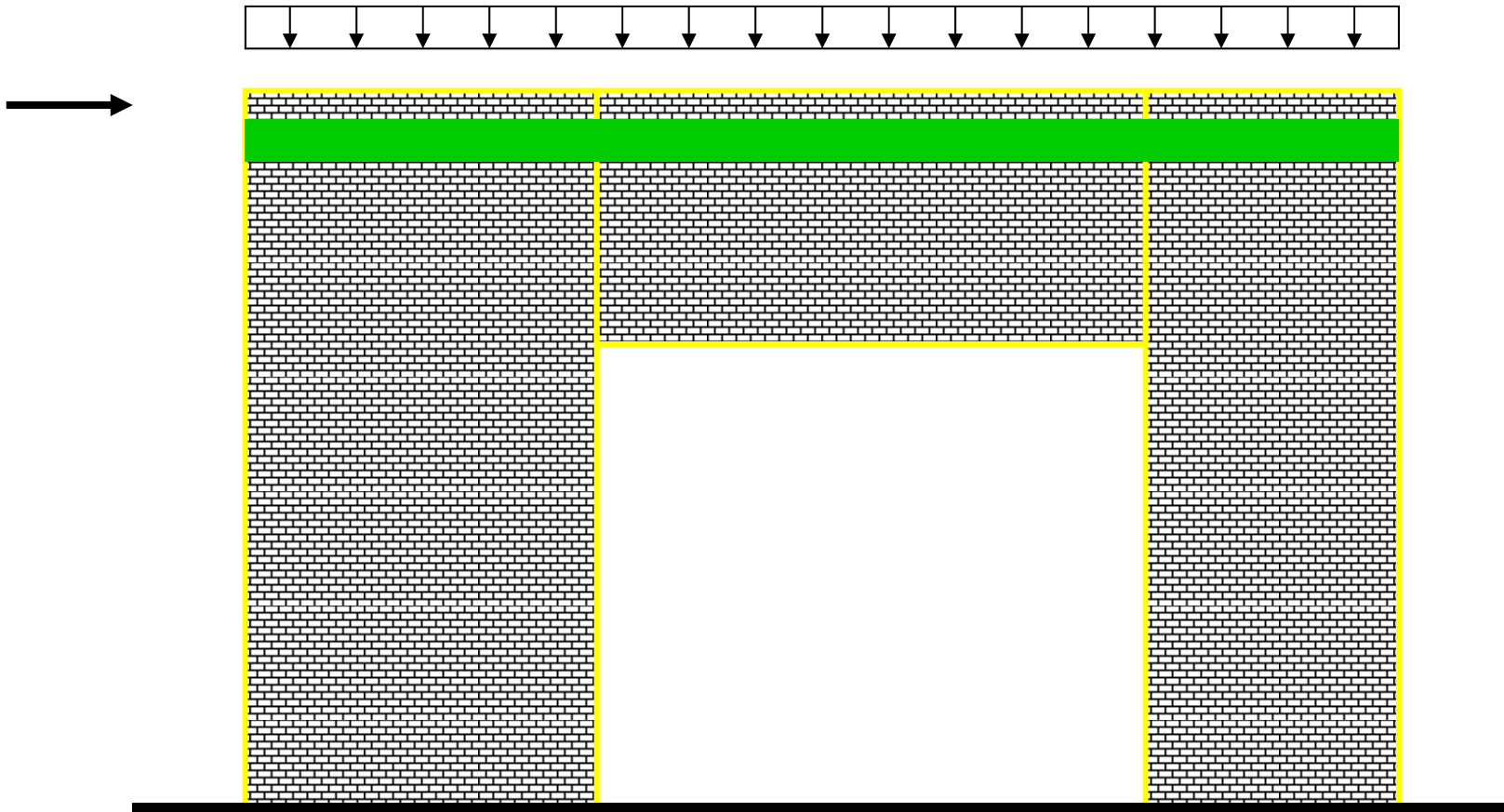


trasmissione di sforzi di trazione all'interno di singoli elementi strutturali o tra elementi contigui;

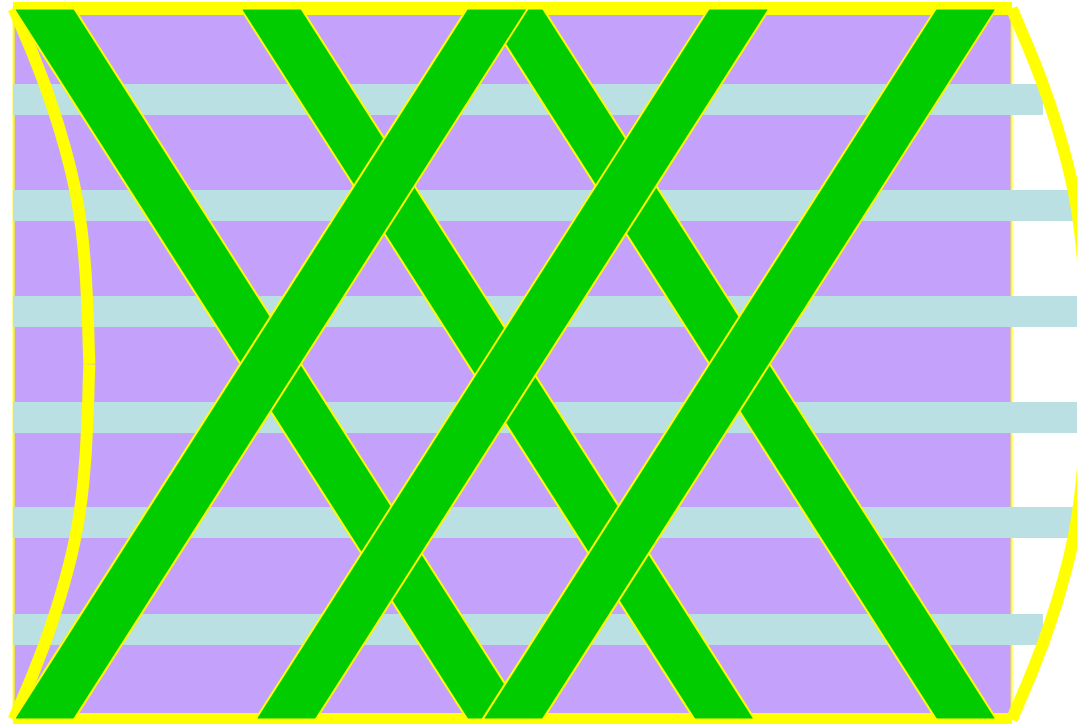
Funzione dei rinforzi FRP



trasmissione di sforzi di trazione all'interno di singoli elementi strutturali o tra elementi contigui;

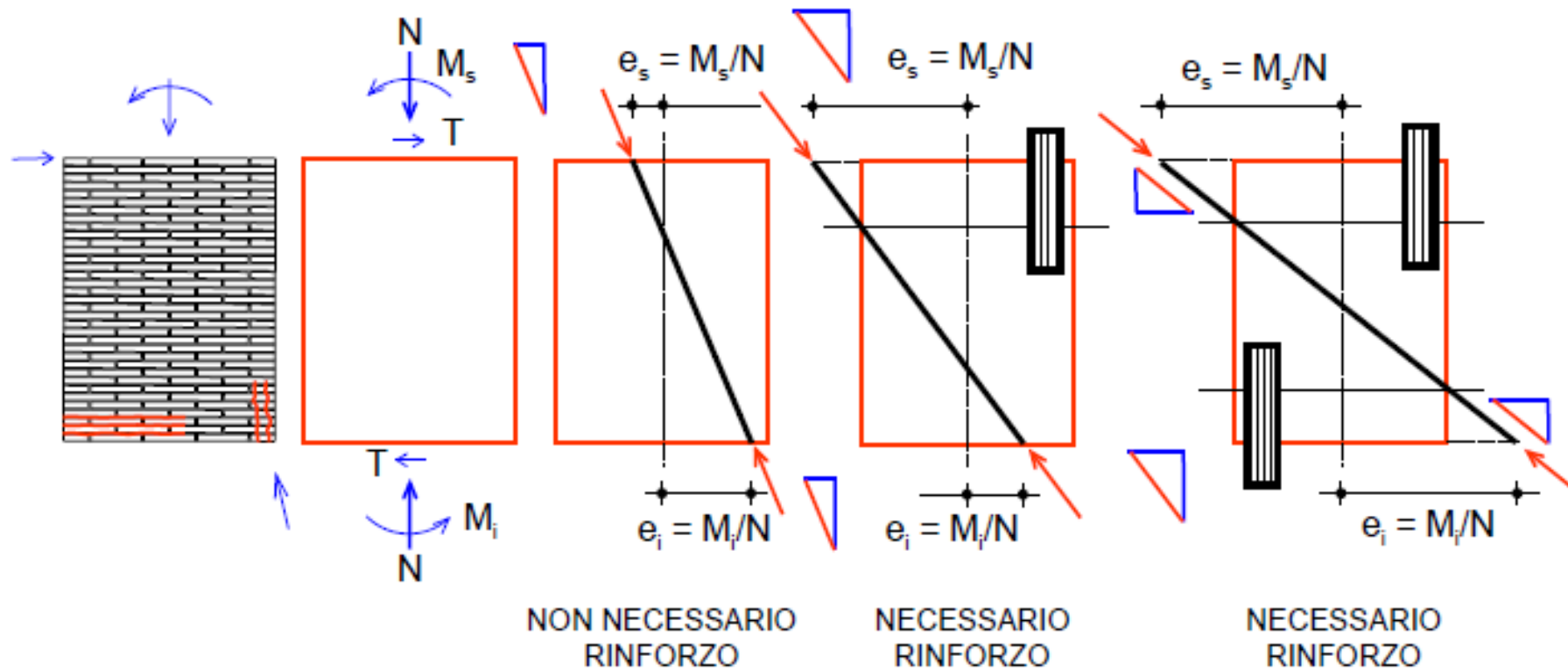


collegamento tra elementi che collaborano a resistere all'azione esterna;



irrigidimento di solai nel proprio piano per conseguire un funzionamento a diaframma rigido;

Comportamento del maschio nel piano



Verifiche presso-flessione

Rottura lato muratura

E_f : modulo elastico del rinforzo

A_f : sezione di rinforzo

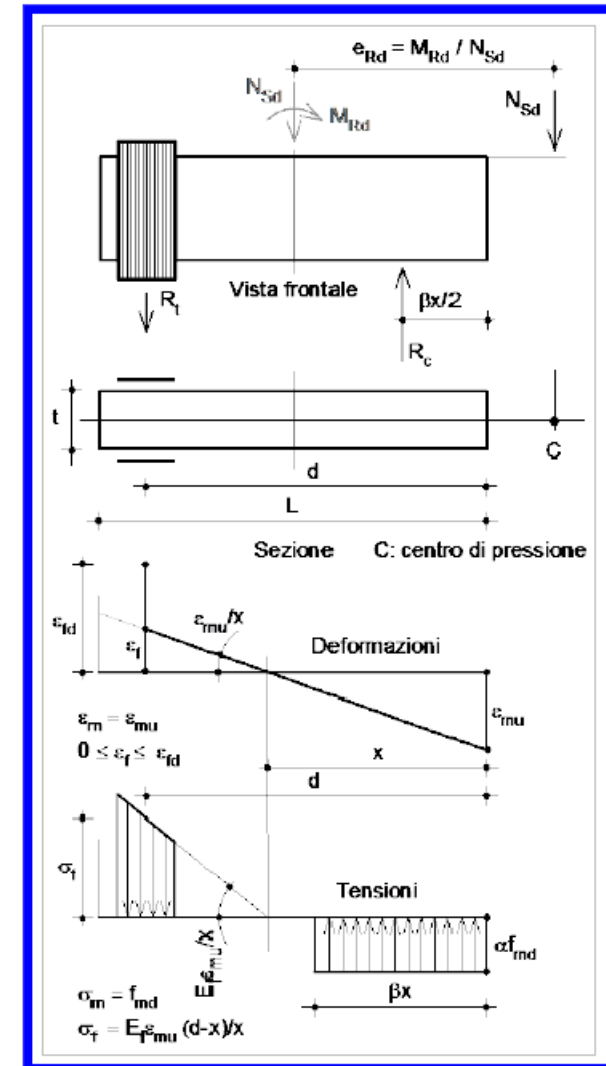
$$R_c(x) = \alpha\beta f_{md} t x$$

$$R_t(x) = \varepsilon_{mu} \frac{x}{d-x} \cdot E_f A_f$$

$$R_t(x) + N_{Sd} = R_c(x) \rightarrow x$$

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = \frac{\alpha\beta f_{md} t x}{2} \cdot (L - \beta x) + \frac{\varepsilon_{mu}}{x} \cdot (d - x) \cdot E_f A_f \cdot \left(d - \frac{L}{2}\right)$$

con $\alpha=0.85$, $\beta=0.80$, $\varepsilon_{mu} = 0.35\%$, $\varepsilon_{fd} = \text{def. ult. aderenza!}$



Verifiche presso-flessione

Rottura lato FRP

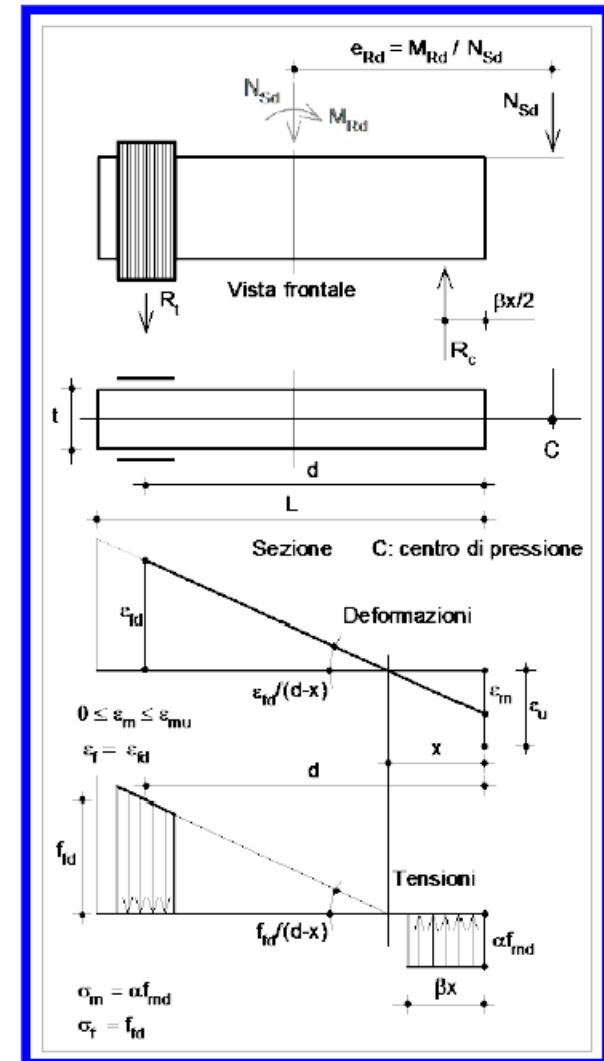
E_f : modulo elastico del rinforzo

A_f : sezione di rinforzo

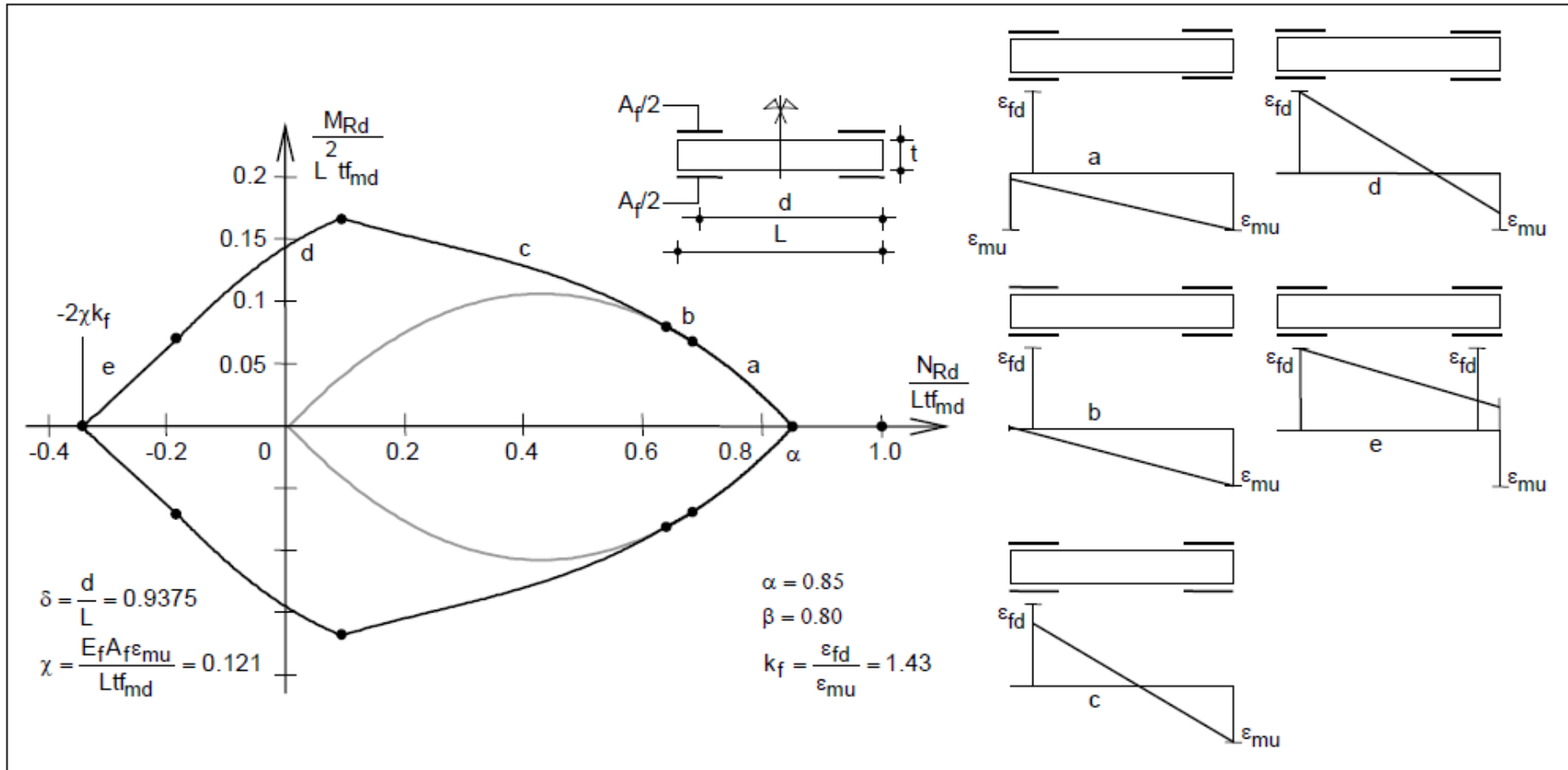
$$\left. \begin{aligned} R_c(x) &= \alpha\beta f_{md} t x \\ R_t(x) &= \varepsilon_{fd} \cdot E_f A_f \end{aligned} \right\} R_t(x) + N_{Sd} = R_c(x) \rightarrow x$$

$$M_{Rd}(N_{Sd}) = \frac{\alpha\beta f_{md} t x}{2} \cdot (L - \beta x) + \varepsilon_{fd} E_f A_f \cdot \left(d - \frac{L}{2} \right)$$

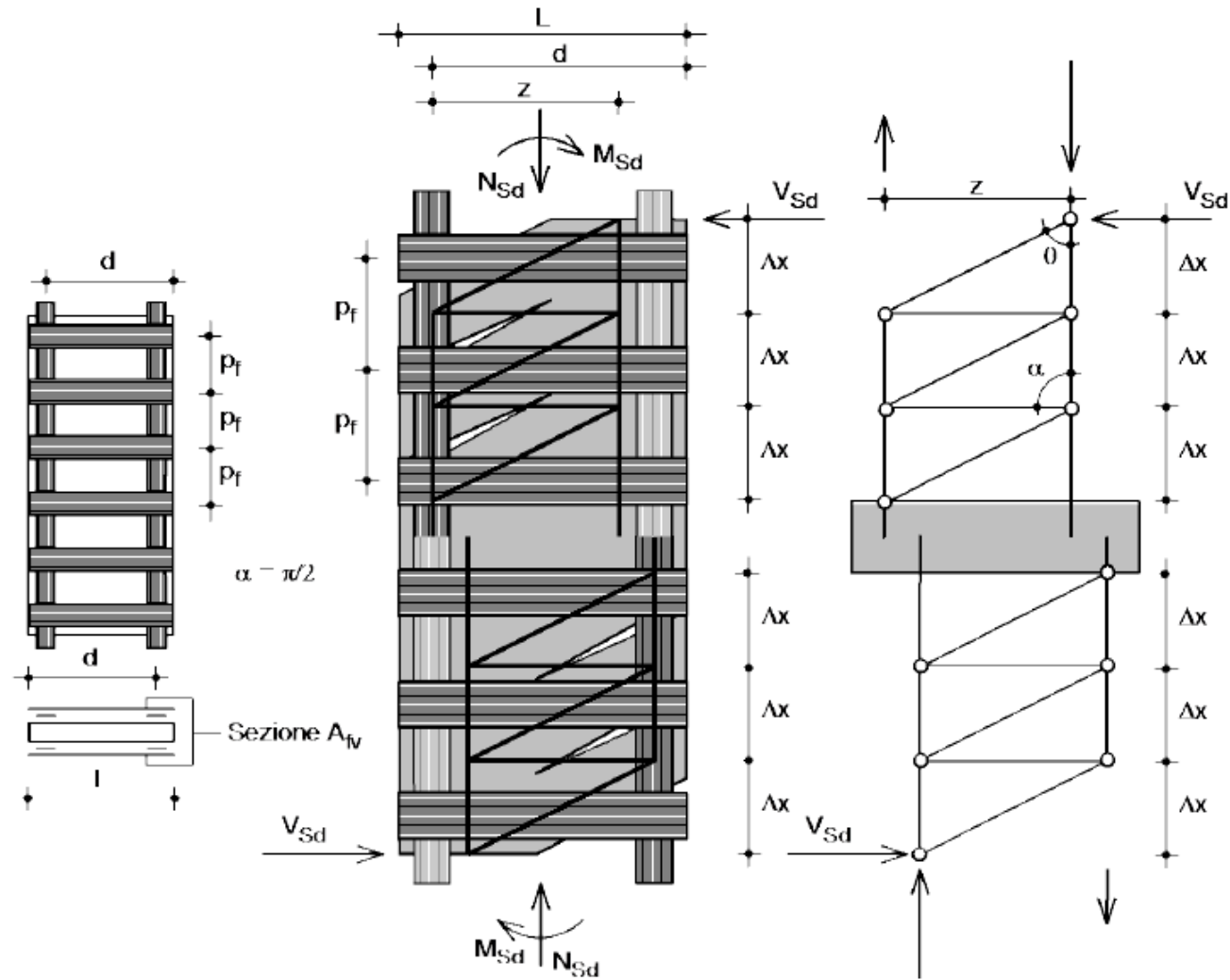
con $\alpha=0.85$, $\beta=0.80$, $\varepsilon_{mu} = 0.35\%$, $\varepsilon_{fd} = \text{def. ult. aderenza!}$



Verifiche presso-flessione: Dominio



Rinforzo a taglio – schema di calcolo



Rinforzo a taglio – schema di calcolo

$$V_{Rd} = \min \left\{ V_{Rd,m} + V_{Rd,f}; V_{Rd,max} \right\}$$

$$V_{Rd,max} = 0.3 \cdot f_{md}^h \cdot t \cdot d$$

$$V_{Rd} = V_{Rdf} + V_{Rdm}$$

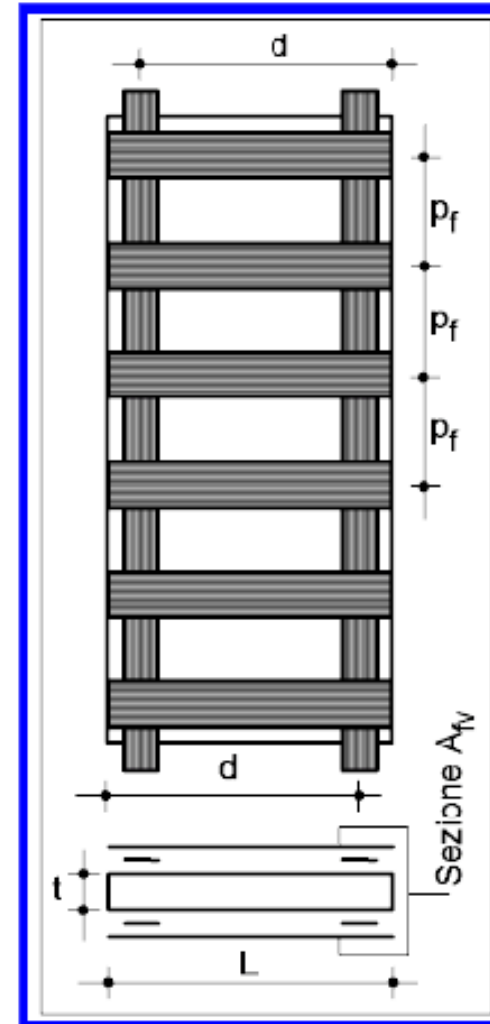
Contributo del rinforzo

Contributo della muratura

$$V_{Rdf} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} \cdot 0.6 \cdot \frac{A_{fv} E_f \varepsilon_{fdv}}{p_f} \cdot d \quad V_{Rdm} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} d t f_{vd}$$

$$\sigma_n = \frac{N_{Sd}}{t d} \quad f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_m} - \frac{1}{\gamma_m} \cdot (f_{vkU} + 0.4 \sigma_n)$$

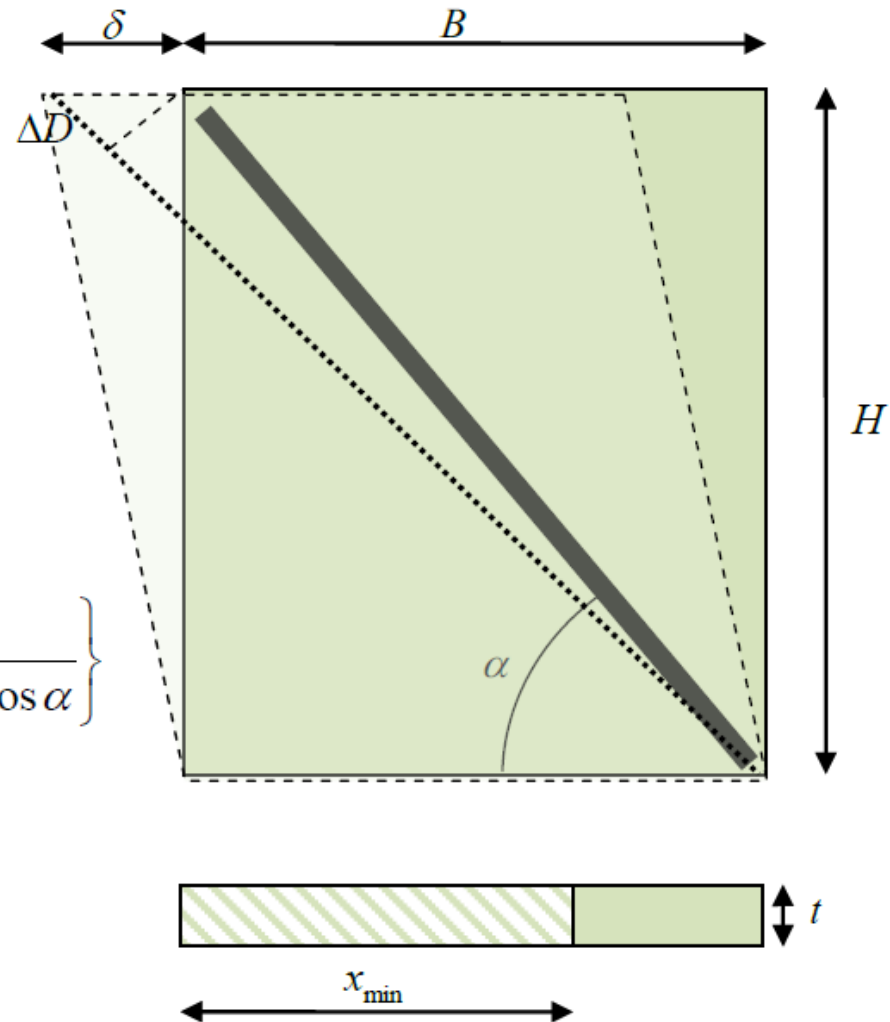
- Non si considera il contributo del rinforzo in termini di aumento di compressione



Dimensionamento FRP inclinato

$$V_{Rd} = \frac{\delta_{Rd}}{H} \left(\frac{V_{Rd,m}}{0.005} + \sin \alpha \cos^2 \alpha \cdot E_f \cdot A_f \right)$$

$$\frac{\delta_{Rd}}{H} = \frac{1}{H} \min \{ \delta_{Rd,1}, \delta_{Rd,2} \} = \min \left\{ 0.005, \frac{f_{fdd}}{E_f \cdot \sin \alpha \cos \alpha} \right\}$$



Es. applicazione di rinforzo nel piano



Dimensionamento architrave

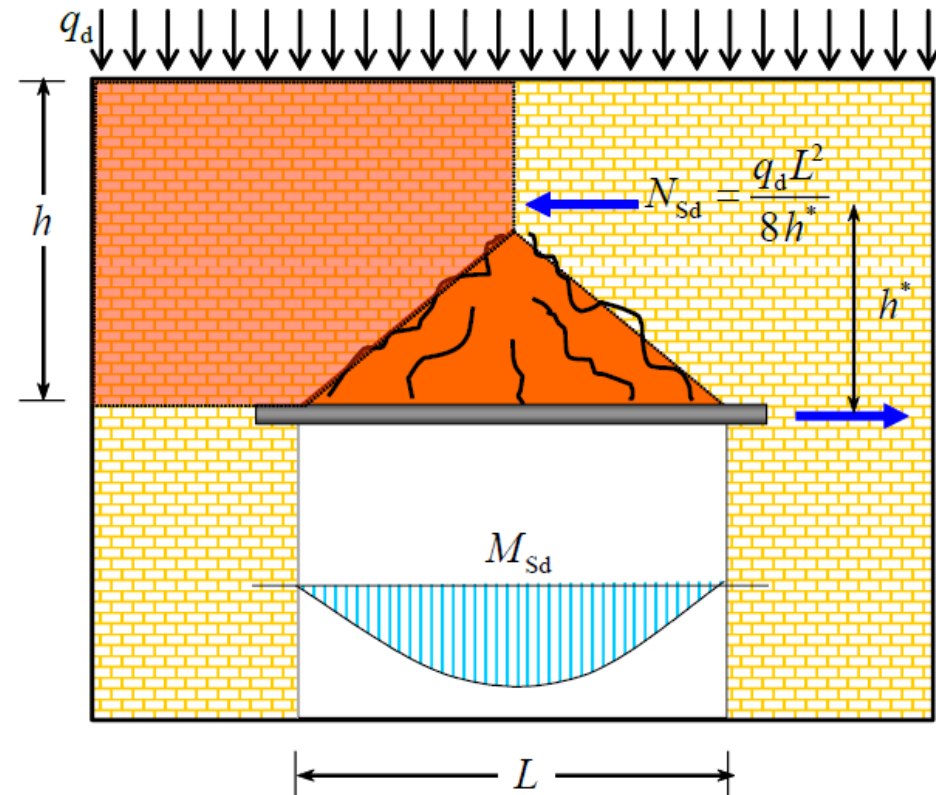
- Architrave: trave armata con FRP e resistenza f^h_{md}
- Nelle verifiche M_{Rd} maggiore di

$$M_{sd} = \gamma_G \cdot \frac{1}{24} \cdot g \cdot t \cdot L^3$$

- Rinforzo deve assorbire forza

$$N_{sd} = \frac{q_d \cdot L^2}{8 \cdot h^*}$$

- Dove h^* è braccio coppia interna pari a $\text{MIN} \{L, \text{alt. fascia piano}\}$
- Funzionamento a fascia di piano da valutare usando f^h_{md} come resistenza con sforzi a telaio



Verifica fascia di piano

→ Pressoflessione nel piano - Momento positivo.

Equilibrio alla traslazione nelle condizioni limite:

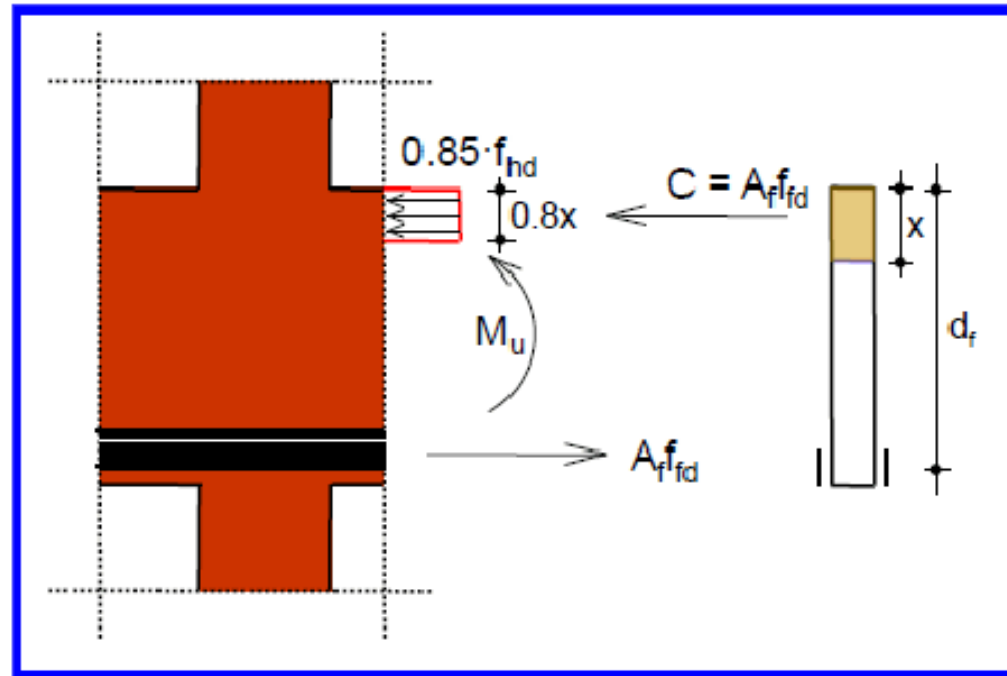
$$0.85 \cdot f_{hd} \cdot t \cdot 0.8 \cdot x = f_{fd} \cdot A_f$$

Posizione dell'asse neutro nelle condizioni limite.

$$x = \frac{f_{fd} \cdot A_f}{0.8 \cdot 0.85 \cdot t \cdot f_{hd}}$$

Momento ultimo:

$$M_u = f_{fd} \cdot A_f \cdot (d_f - 0.4x)$$



Per il **momento negativo** (fibre disposte all'estradosso della fascia) non cambia nulla se il braccio è lo stesso.

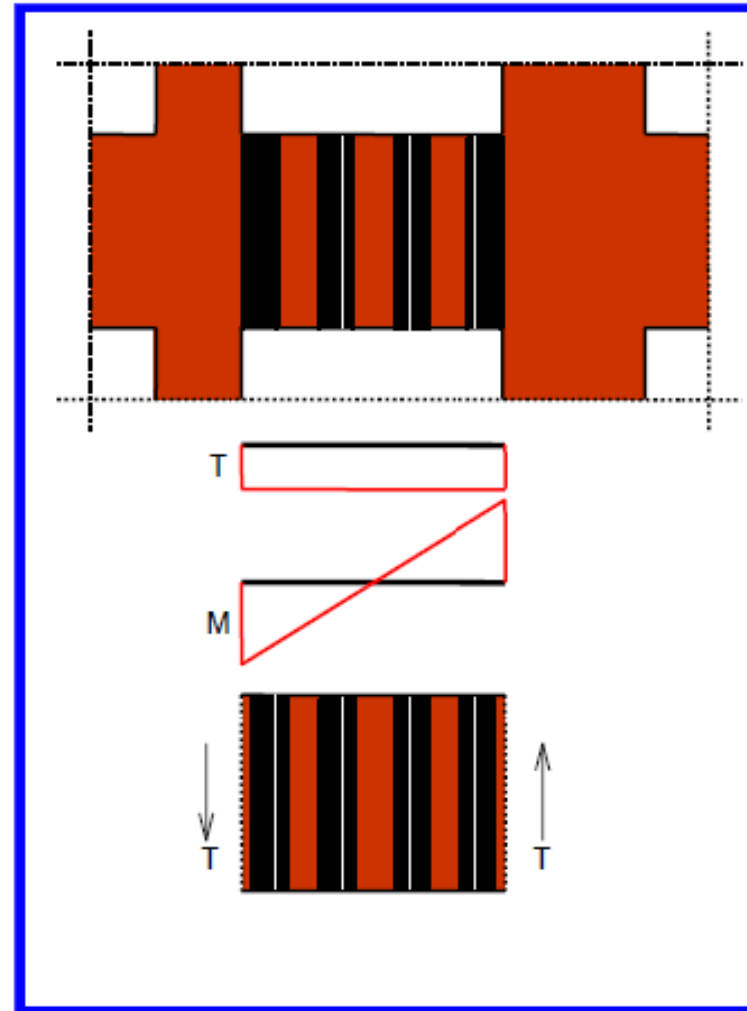
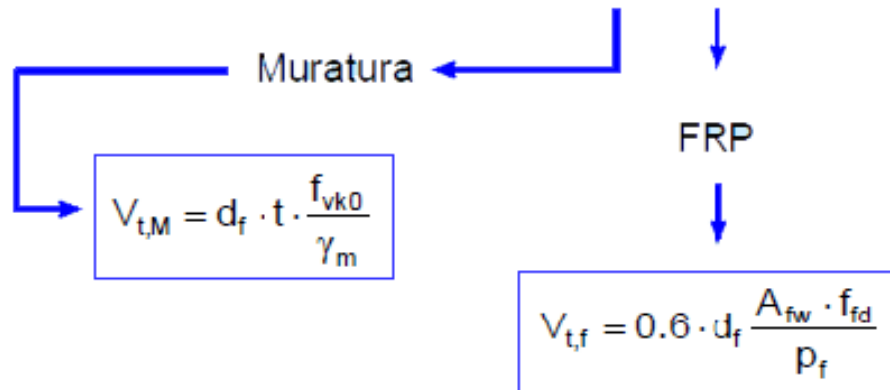
Verifica fascia di piano

- FASCE DI PIANO (“TRAVI DI MURATURA”)

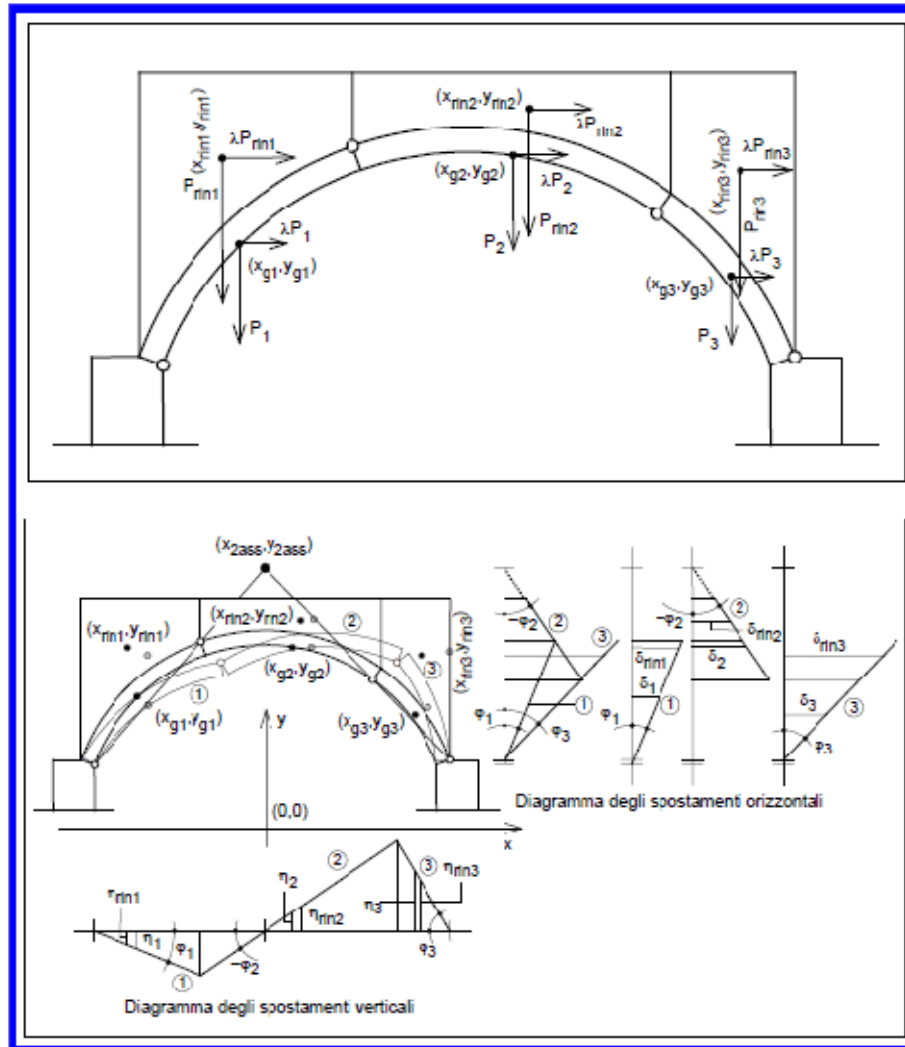
→ Taglio nel piano

➔ CNR DT 200 (per FRP)
e OPCM (per muratura armata).

Resistenza a taglio: $V_t = V_{t,M} + V_{t,f}$



Comportamento archi in muratura



AZIONE SISMICA

- Massa partecipante

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_i \right)^2}{g \sum_{i=1}^n P_i \cdot \delta_i^2}$$

- Fraz. di massa partecipante

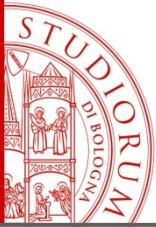
$$e^* = \frac{g \cdot M^*}{P_{\text{tot}}}$$

- Accelerazione spettrale di attivazione del meccanismo

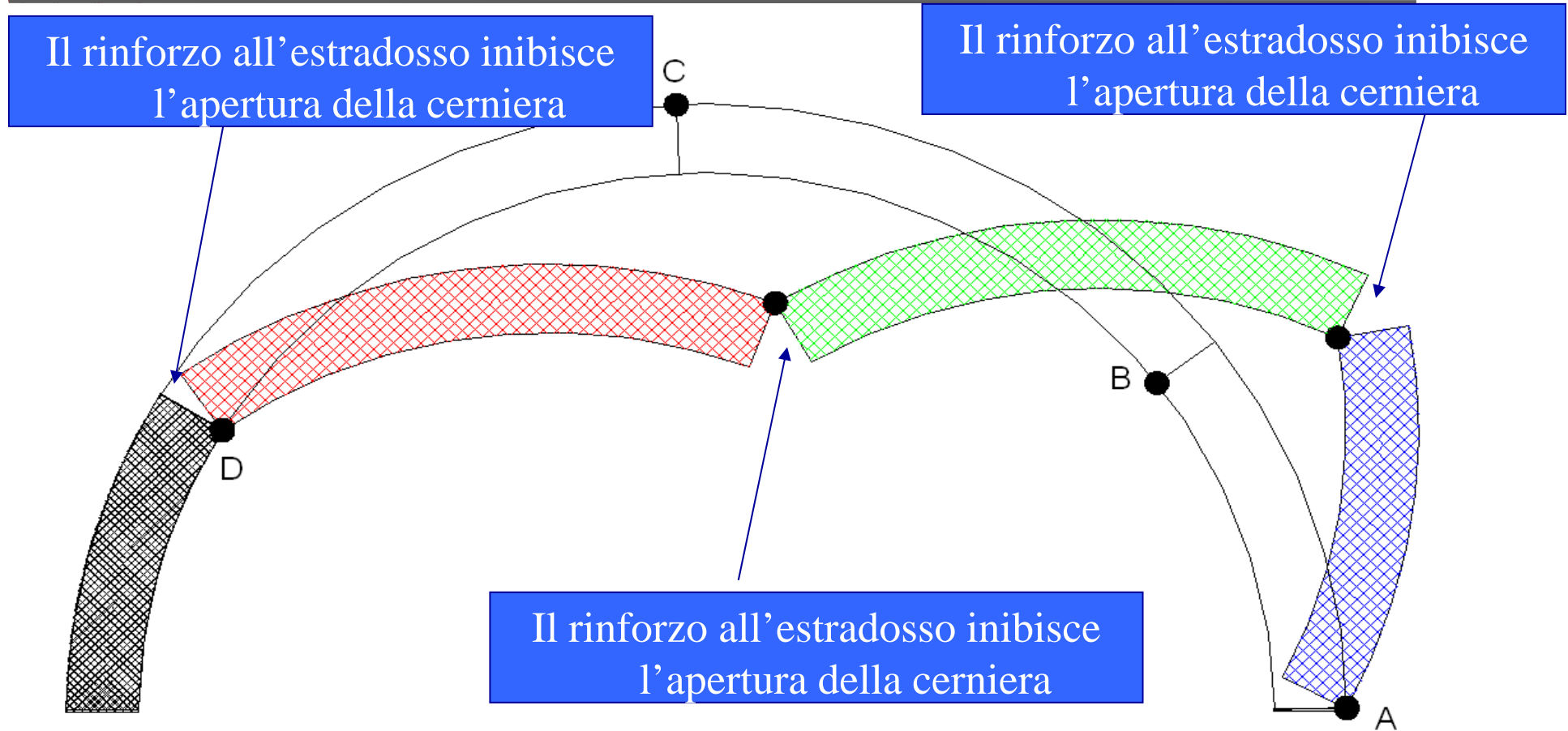
$$a_0^* = \frac{\lambda_c g}{e^*}$$

- Da confrontare con:

$$a_S = \gamma_{\text{imp}} \cdot \frac{a_g S}{q} \cdot \left(1 + 1.5 \frac{Z}{H} \right)$$



Comportamento archi in muratura



Formazione
cerniere

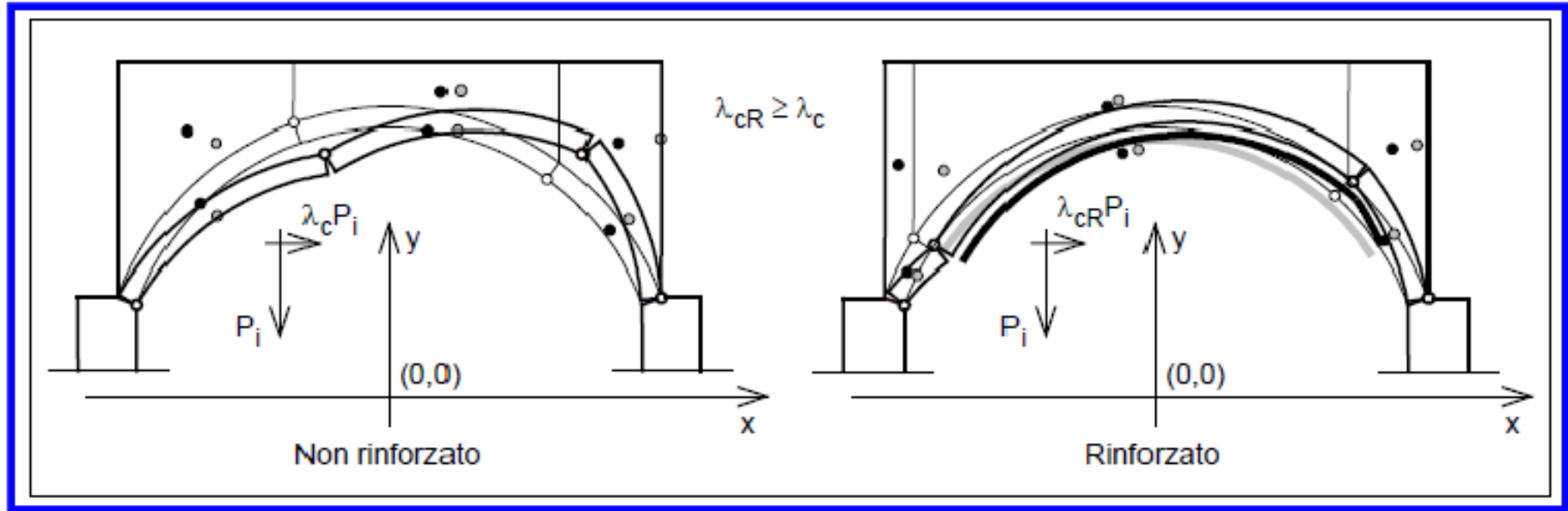


Suddivisione in
blocchi rigidi



Meccanismo di
collasso

Comportamento arco in muratura

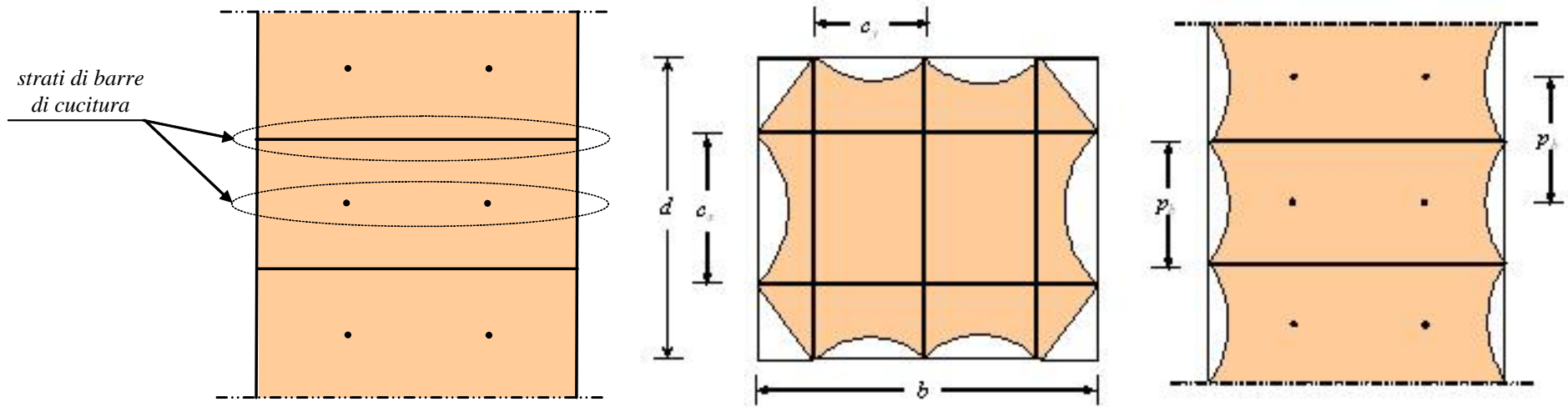


$$\lambda_c \longrightarrow \lambda_{cR} > \lambda_c$$

$$a_0^* = \frac{\lambda g}{e^*}$$

$$\lambda_{cR} \longrightarrow a_{0cR}^* > a_0^*$$

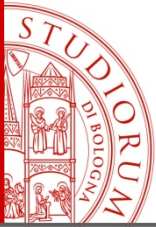
Confinamento



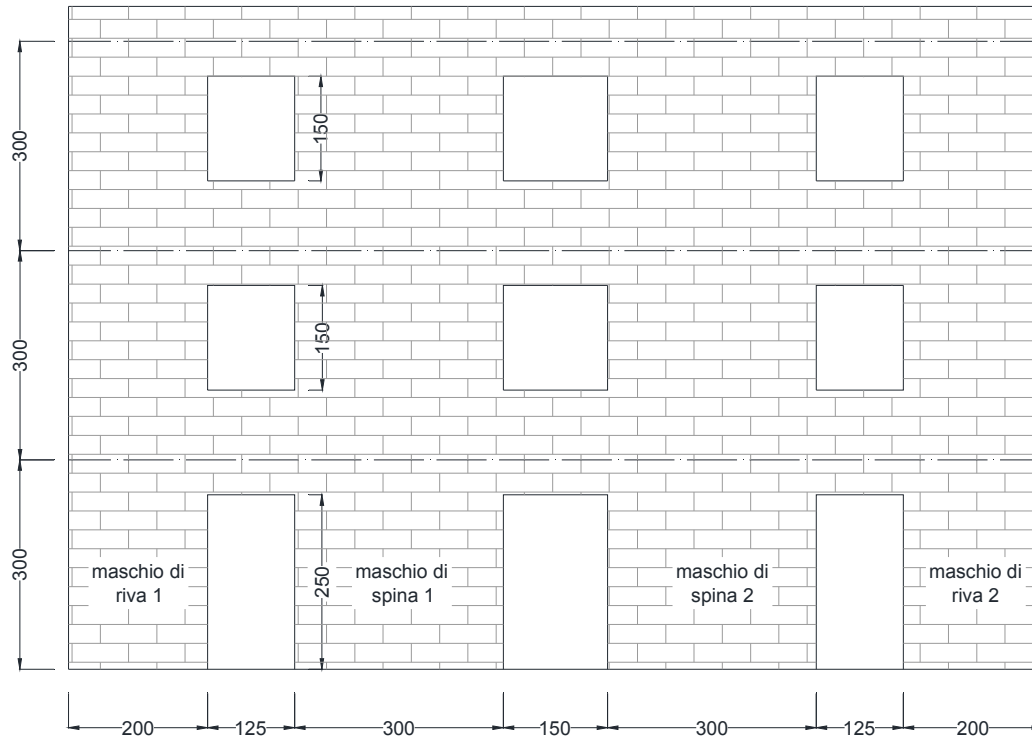
- Confinamento aumenta la resistenza
- *Aumenta la duttilità*
- *Efficacia legata alla forma della sezione*
- *Efficacia legata al tipo di cerchiatura*
- *Possibilità di uso di barre trasversali*
- *Possibilità di uso di tessuti esterni*

$$N_{Rmcd} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} A_m f_{mcd} \geq A_m f_{md}$$

$$f_{mcd} = f_{md} + k' \cdot f_{l,eff}$$



Esempio di progetto di rinforzo



- Parete estratta da edificio simmetrico
- Maschi a 2, 3, 4 teste
- Interasse piano 3,00 m

Proprietà muratura

Modulo elastico	E [N/mm ²]	4000
Modulo di elasticità tangenziale	G [N/mm ²]	1000
Peso specifico	γ [kg/m ³]	1800
valore di progetto	f_{md} [N/mm ²]	4.0

resistenza a compressione normale ai giunti di malta

valore medio	f_{mu} [N/mm ²]	4.0
valore caratteristico	f_{mk} [N/mm ²]	8.0
fattore di sicurezza	γ_M	2
valore di progetto	f_{md} [N/mm ²]	4.0

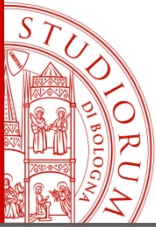
resistenza a taglio

Resistenza caratteristica in assenza di sforzo normale	f_{vk0} [N/mm ²]	0.8
fattore di sicurezza	γ_M	2

resistenza blocchi

Resistenza media a compressione	f_{bm} [N/mm ²]	38
Resistenza media a trazione	f_{btm} [N/mm ²]	3.8

- **Capacità muratura non lineare**
- **Adozione dello stress-block (EC6)**
- **$\Psi=0,80$ (analogo CALCESTRUZZO)**



Caratteristiche del rinforzo

lunghezza ottimale di ancoraggio di progetto:

$$l_{ed} = \max \left\{ s_u \sqrt{\frac{\pi \cdot E_f \cdot t_f}{8 \cdot \Gamma_{fd}}}, 150 \text{ mm} \right\}$$

dove:

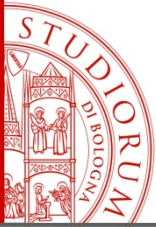
$$K_b = \sqrt{\frac{3 - b_f / b}{1 + b_f / b}}$$

$$\Gamma_{fd} = \frac{K_b \cdot K_G}{FC} \sqrt{f_{bm} \cdot f_{btm}}$$

$$K_G = 0.031 \cdot 0.60 = 0.0186 \text{ mm} \quad (\text{ridotto del 40\% poiché si utilizzano pultrusi})$$

tensione di progetto per distacco di estremità: $f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{\frac{2 \cdot E_f \cdot \Gamma_{fd}}{t_f}} \quad (l_b \geq l_{ed})$

deformazione ultima di progetto per distacco di estremità: $\varepsilon_{fdd} = \frac{f_{fdd}}{E_f}$



Caratteristiche del rinforzo

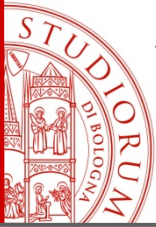
Deformazione ultima di progetto per distacco intermedio:

$$\varepsilon_{fdd}^{int} = 2 \cdot \frac{f_{fdd}}{E_f}$$

Ancoraggi meccanici alla base dei maschi murari (NO debonding)

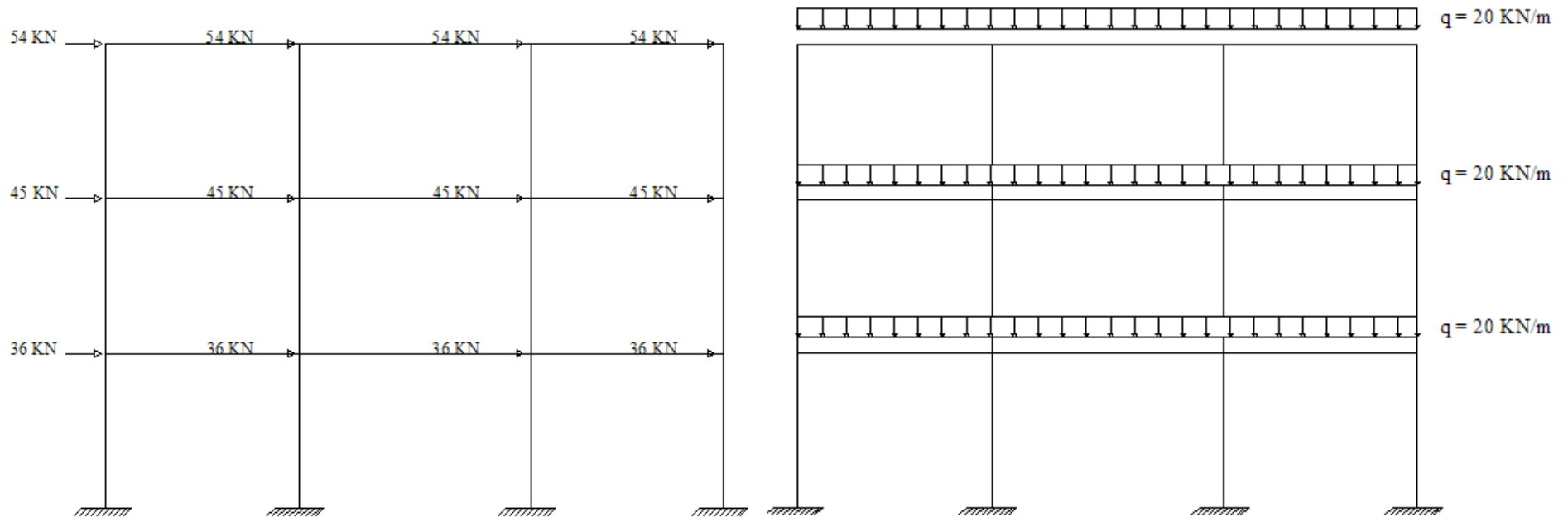
Tipologia di rinforzo	CFRP pultrusi	
Spessore striscia di rinforzo	t_f [m]	0.0012
Larghezza rinforzo a flessione	b_f [m]	0.1
Modulo elastico	E_f [GPa]	166
Deformazione ultima caratteristica	ε_{fk}	0.01
Fattore di sicurezza per distacco	$\gamma_f - \text{tab.3.1}$	1.2
Fattore di sicurezza - SLU	γ_f	1.1
Fattore di conversione ambientale	$h_a - \text{tab.3.3}$	0.85
Deformazione ultima a rottura di progetto	ε_{fd}	0.0077
Larghezza zona di diffusione	b [m]	0.25
Coefficiente k_b	k_b	1.363
Scorrimento ultimo	s_u [m]	0.0003
Fattore di sicurezza per il taglio	γ_{rd}	1.2
Larghezza rinforzo a taglio	b_f [m]	0.1
Passo rinforzo a taglio	p_f [m]	0.5

Fattore K_G ridotto del 40%	K_G [m]	0.0000186
Fattore di confidenza FC	FC	1
Energia specifica di frattura	G_{Fd} [kJ/m]	0.3046
Lunghezza ottimale di ancoraggio	l_{ed} [m]	0.150
Tensione di distacco di estremità	f_{fdd} [kN/m ²]	241912
Tensione di distacco intermedia	f_{fdd} [kN/m ²]	483823
Deformazione ultima di distacco di estremità	ε_{fdd}	0.0015
Deformazione ultima di distacco intermedio	ε_{fdd}	0.0029

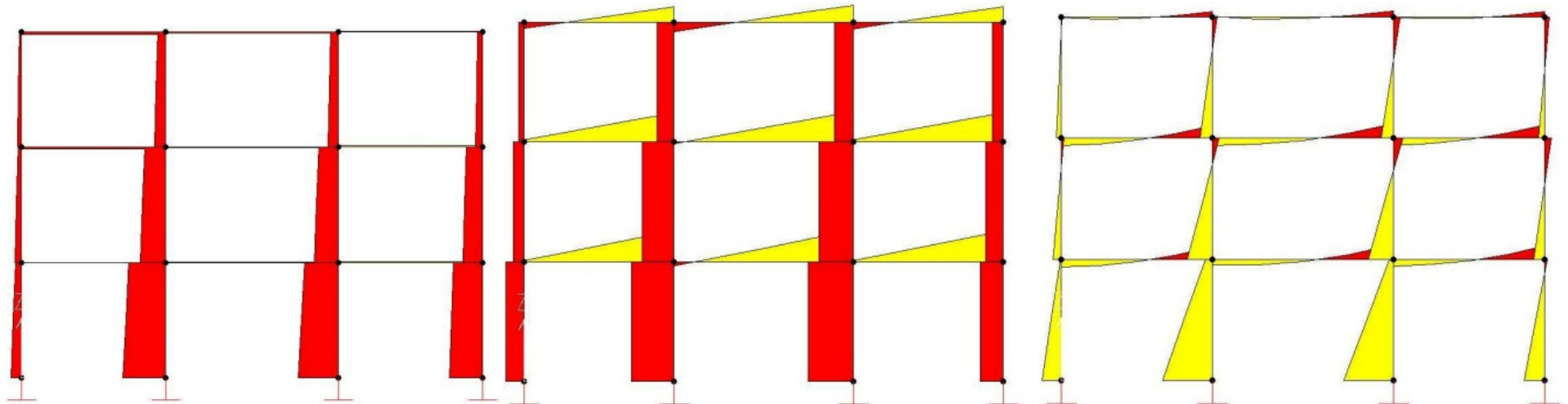


Valutazione delle sollecitazioni

- Calcolo a telaio equivalente
- Analisi elastica lineare
- Combinazione sismica di forze verticali ed orizzontali



Risultati analisi



Sforzo Normale

Taglio

Momento flettente

quota sezione [m]	Lunghezza pannello L [m]	spessore pannello t [m]	sforzo normale di progetto Nsd [kN]	momento flettente di progetto Msd [kNm]	taglio di progetto Vsd [kN]
0	2	0.5	133.38	240.98	76.58
1	2	0.5	115.73	164.4	76.58
2	2	0.5	98.07	87.82	76.58
3	2	0.5	80.41	11.23	76.58
3	2	0.375	84.04	103.39	46.48
4	2	0.375	70.8	56.92	46.48
5	2	0.375	57.56	10.44	46.48
6	2	0.375	44.31	36.04	46.48
6	2	0.25	52.72	55.5	21.85
7	2	0.25	43.89	33.65	21.85
8	2	0.25	35.06	11.81	21.85
9	2	0.25	26.23	10.04	21.85

**Esempio di risultati:
M. Riva 1**

Verifiche maschi

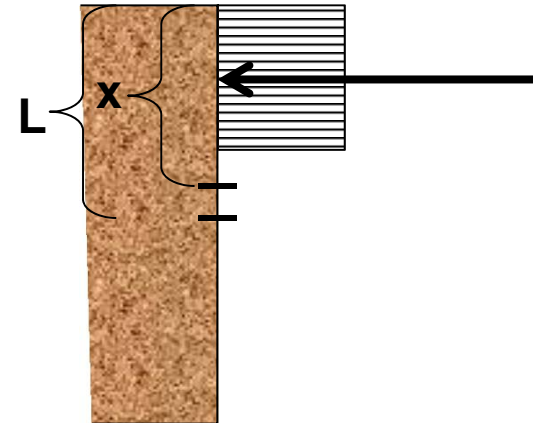
Assenza di rinforzo

- *Eq. Congruenza*
- *Eq. Equilibrio traslazione*
- *Eq. Equilibrio rotazione*
- *Valutazione separata di M e N fissando l'altro (tipo di crisi)*

$$M_{rd}(N_{sd}) = (f_{md} \cdot \Psi \cdot x \cdot t) \cdot \left(\frac{L}{2} - \lambda \cdot x \right)$$

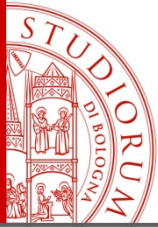
$$N_{rd}(M_{sd}) = f_{md} \cdot \Psi \cdot x \cdot t$$

$$\Psi = 0.80 \text{ e } \lambda = 0.40$$



Flessione

Schiacciamento



Pre-dimensionamento 4

Maschio di riva 1

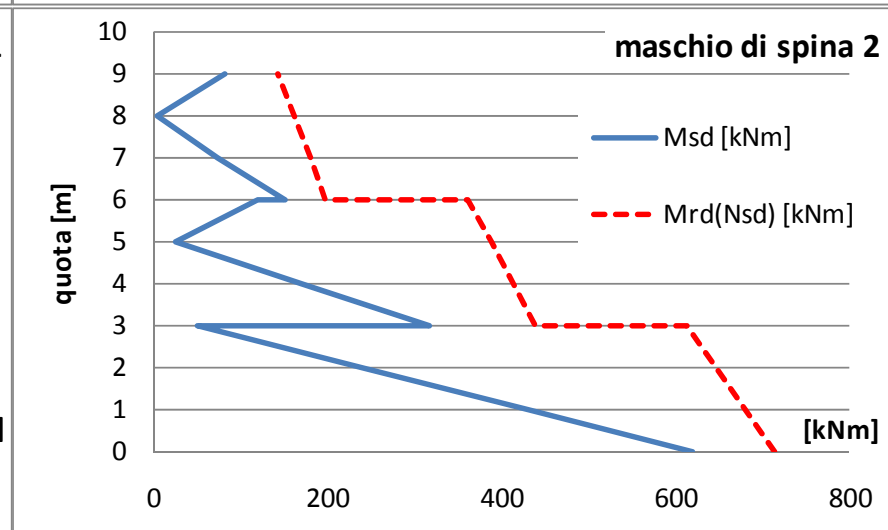
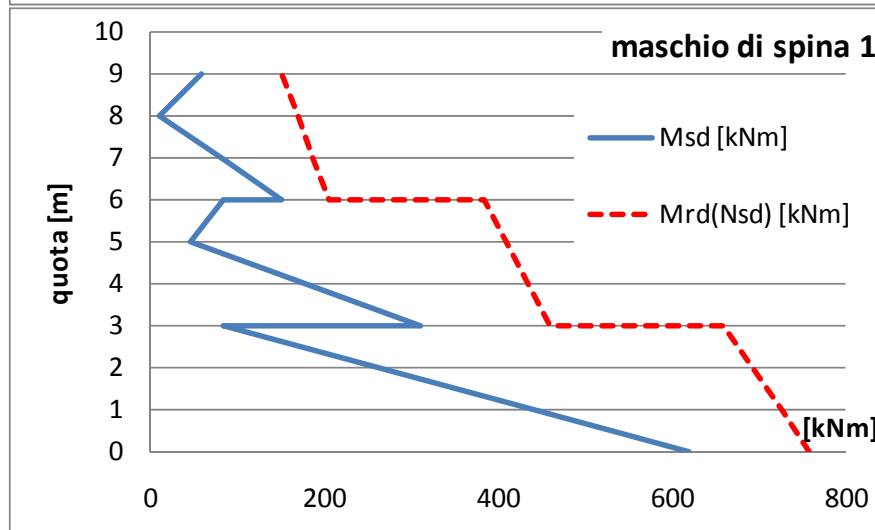
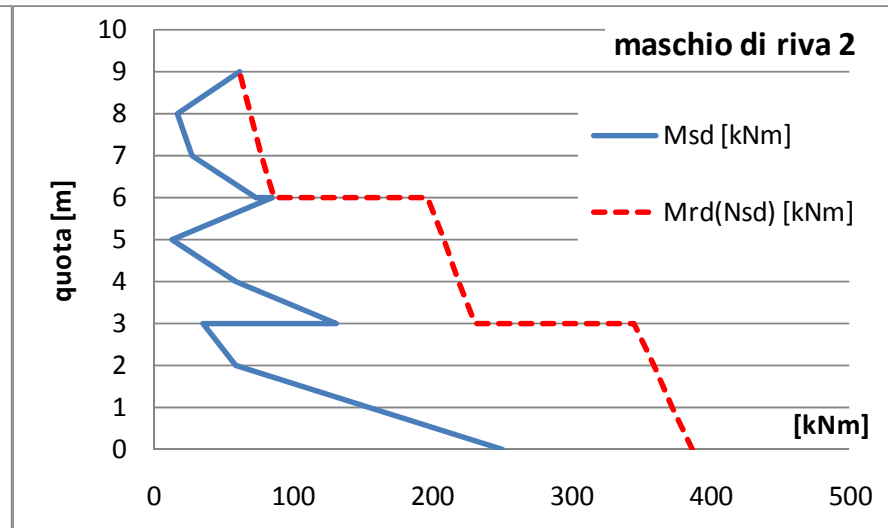
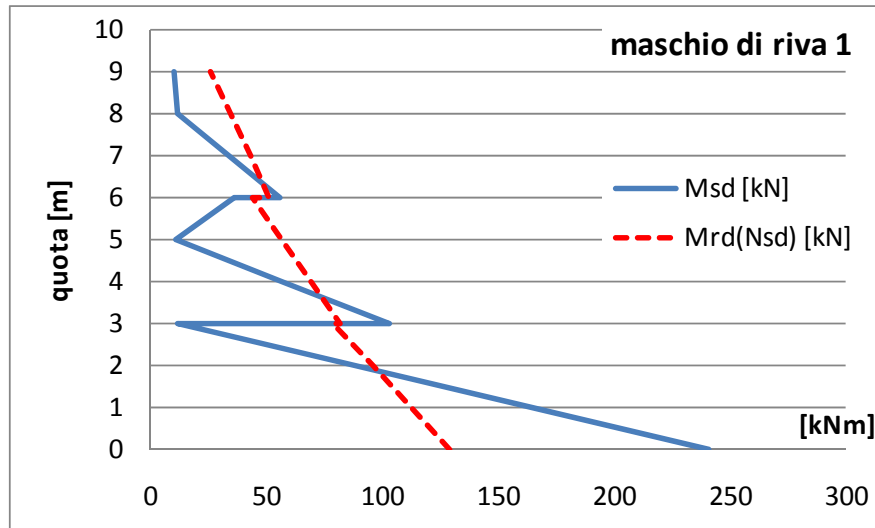
quota sezione	momento resistente	Esito verifica	sforzo normale resistente	Esito verifica
[m]	$M_{rd}(N_{sd})$ [kNm]	$M_{rd}(N_{sd}) \geq M_{sd}$	$N_{rd}(M_{sd})$ [kN]	$N_{rd}(M_{sd}) \geq N_{sd}$
0	128.93	non soddisfatta	3742.44	soddisfatta
1	112.38	non soddisfatta	3828.22	soddisfatta
2	95.67	soddisfatta	3910.16	soddisfatta
3	78.79	soddisfatta	3988.74	soddisfatta
3	81.69	non soddisfatta	2892.78	soddisfatta
4	69.13	soddisfatta	2941.96	soddisfatta
5	56.46	soddisfatta	2989.52	soddisfatta
6	43.66	soddisfatta	2963.52	soddisfatta
6	51.33	non soddisfatta	1942.87	soddisfatta
7	42.93	soddisfatta	1912.87	soddisfatta
8	34.45	soddisfatta	1912.87	soddisfatta
9	25.89	soddisfatta	1912.87	soddisfatta

Maschio di spina 1

quota sezione	momento resistente	Esito verifica	sforzo normale resistente	Esito verifica
[m]	$M_{rd}(N_{sd})$ [kNm]	$M_{rd}(N_{sd}) \geq M_{sd}$	$N_{rd}(M_{sd})$ [kN]	$N_{rd}(M_{sd}) \geq N_{sd}$
0	758.57	soddisfatta	5554.16	soddisfatta
1	726.05	soddisfatta	5690.32	soddisfatta
2	693.18	soddisfatta	5819.90	soddisfatta
3	659.95	soddisfatta	5943.79	soddisfatta
3	460.52	soddisfatta	4282.07	soddisfatta
4	434.97	soddisfatta	4377.22	soddisfatta
5	409.17	soddisfatta	4468.30	soddisfatta
6	383.10	soddisfatta	4442.81	soddisfatta
6	205.24	soddisfatta	2894.79	soddisfatta
7	187.19	soddisfatta	2944.49	soddisfatta
8	168.96	soddisfatta	2992.54	soddisfatta
9	150.56	soddisfatta	2959.86	soddisfatta



Diagrammi momenti





Verifiche maschi rinforzati

Verifica a flessione

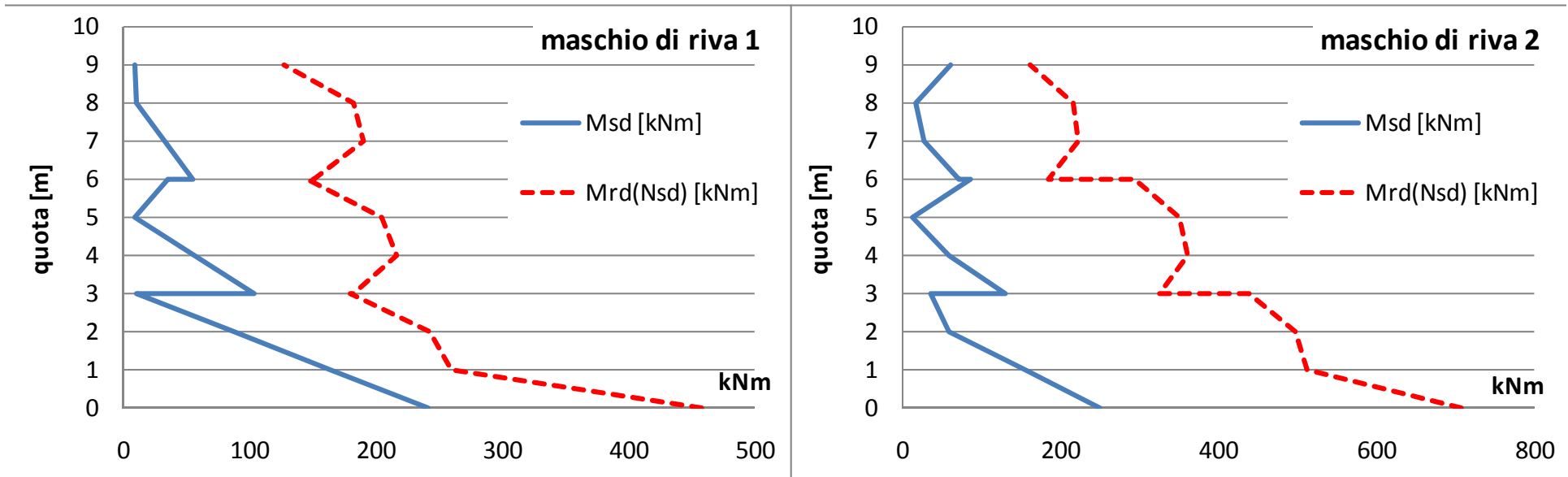
- distanza c delle strisce dal bordo dei maschi = 100 mm
- momento resistente con fissato sforzo normale di progetto
- FRP elastico lineare
- Crisi per deformazione ultima FRP ε_{fd} o muratura ε_{m2}
- Calcolo ε_{fd} con rottura, debonding intermedio o estremità

$$M_{rd}(N_{sd}) = (f_{md} \cdot \Psi \cdot x \cdot t) \cdot \left(\frac{L}{2} - \lambda \cdot x \right) + \varepsilon_f \cdot E_f \cdot A_f \cdot \left(\frac{L}{2} - c \right)$$

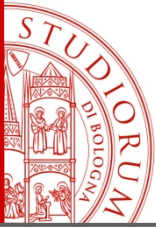


Verifiche maschi rinforzati

Verifica a flessione



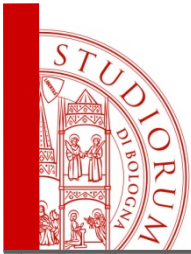
Verifiche soddisfatte



Verifiche maschi non rinforzati a flessione

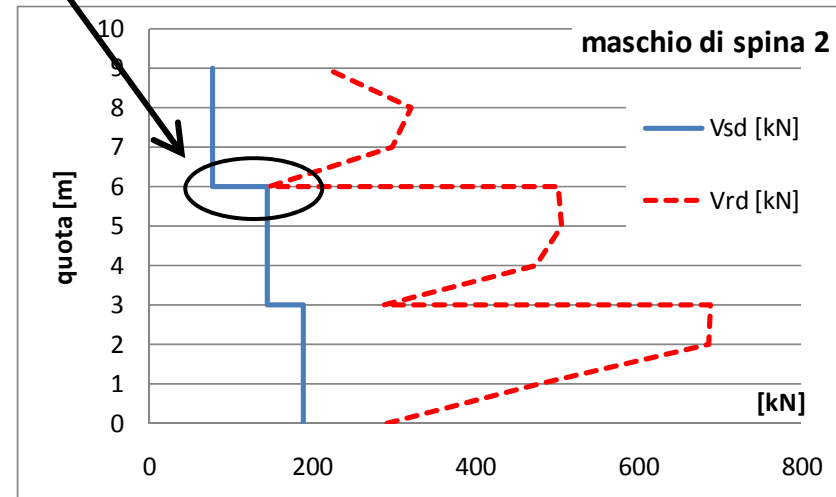
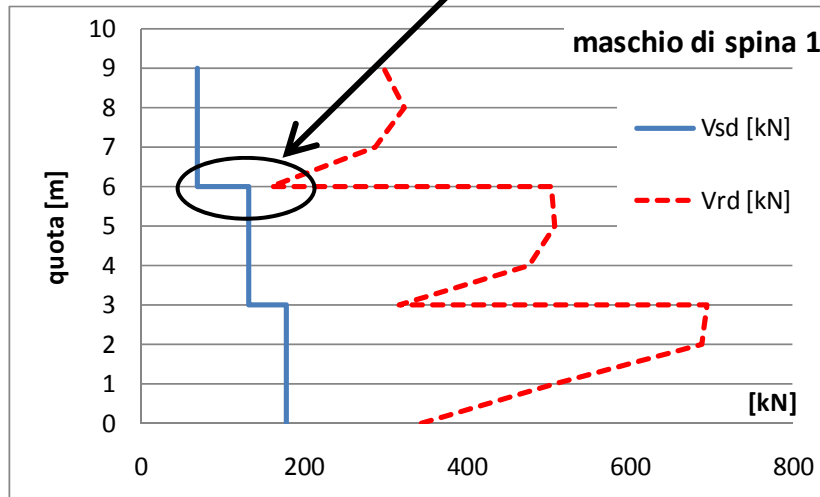
Verifica a taglio

- Capacità resistente $V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$
- Tensione normale $\sigma_n = \frac{N_{sd}}{l_c \cdot t}$
- Tensione resistente a taglio $f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_n$
- Parte compressa della sezione $l_c = \min \left\{ L; 3 \left(\frac{L}{2} - \frac{M_{sd}}{N_{sd}} \right) \right\}$
(distribuzione lineare delle tensioni)



Verifiche maschi non rinforzati a flessione

Effetto del modesto valore di N

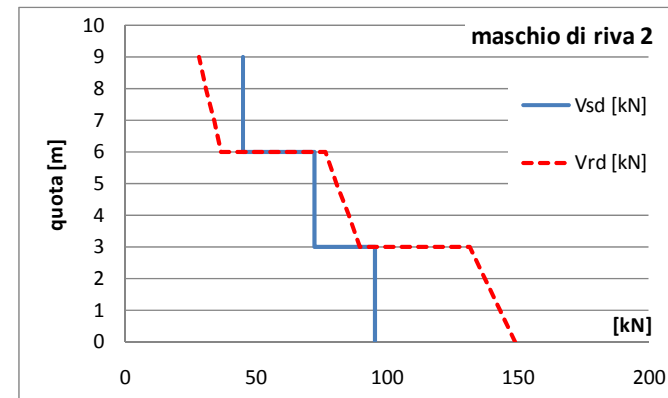
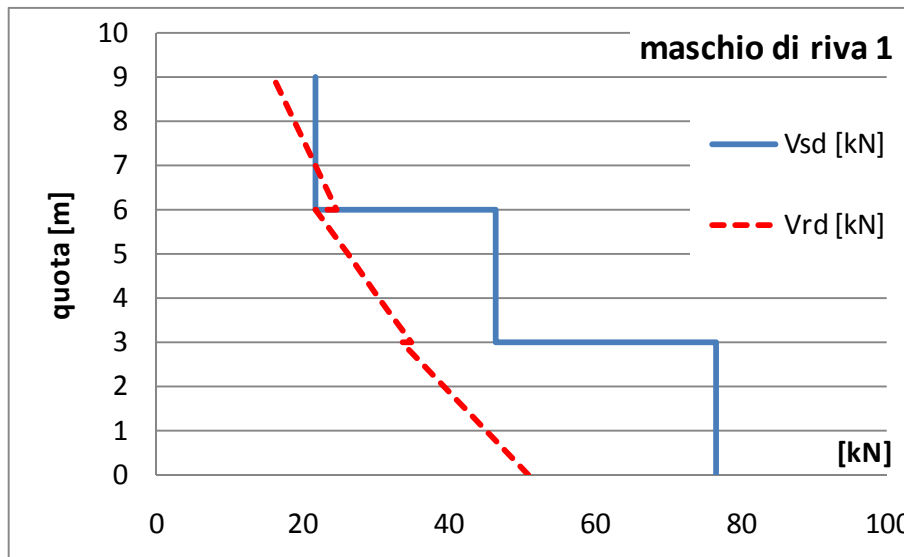


Verifiche soddisfatte



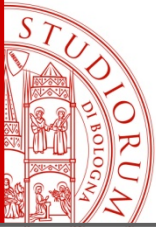
Verifiche maschi rinforzati a flessione

Parte compressa della sezione I_c pari ad asse neutro x allo SLU



Verifiche non soddisfatte

quota sezione [m]	Taglio di progetto V_{sd} [kN]	Asse neutro x [m]	Tensione caratteristica f_{vk} [kN/m ²]	Taglio resistente V_{rd} [kN]	Esito verifica $V_{rd} \geq V_{sd}$
0	76.58	0.12	1680.90	50.61	non soddisfatta
1	76.58	0.11	1640.91	44.87	non soddisfatta
2	76.58	0.10	1591.99	39.13	non soddisfatta
3	76.58	0.09	1530.79	33.39	non soddisfatta
3	46.48	0.12	1544.59	34.57	non soddisfatta
4	46.48	0.11	1490.58	30.27	non soddisfatta
5	46.48	0.10	1424.44	25.96	non soddisfatta
6	46.48	0.09	1341.50	21.66	non soddisfatta
6	21.85	0.14	1396.39	24.39	soddisfatta
7	21.85	0.13	1338.53	21.52	non soddisfatta
8	21.85	0.12	1269.97	18.65	non soddisfatta
9	21.85	0.11	1187.43	15.78	non soddisfatta



Dimensionamento rinforzo a taglio

- Uso di un sistema di rinforzo a taglio realizzato tramite strisce orizzontali dello stesso tipo e larghezza di quelle utilizzate per il rinforzo a flessione
- Passo p_f delle strisce assunto pari a 50 cm
- Valutazione del taglio resistente:

$$V_{rd} = \min \{ V_{rd,m} + V_{rd,f}; V_{rd,max} \}$$

- Contributo muratura

$$V_{rd,m} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} d \cdot t \cdot f_{vd}$$

d = distanza asse rinforzo dal lembo magg. compresso (L-c)
 f_{md}^h resistenza a compressione della muratura parallelamente ai giunti di malta

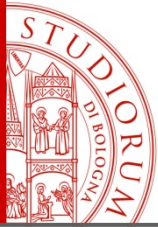
- Contributo rinforzo

$$V_{rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0.6 \cdot f_{fd} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \frac{b_f}{p_f}$$

$$\gamma_{Rd} = 1.20$$

f_{fd} tensione limite del rinforzo valutata con riferimento allo stato limite selezionato →
Sormonto lamine long. su trasv.
quindi debonding intermedio

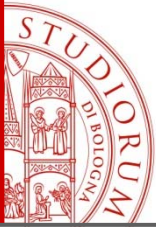
- Resistenza bielle compresse $V_{rd,max} = 0.30 \cdot f_{md}^h \cdot t \cdot d$



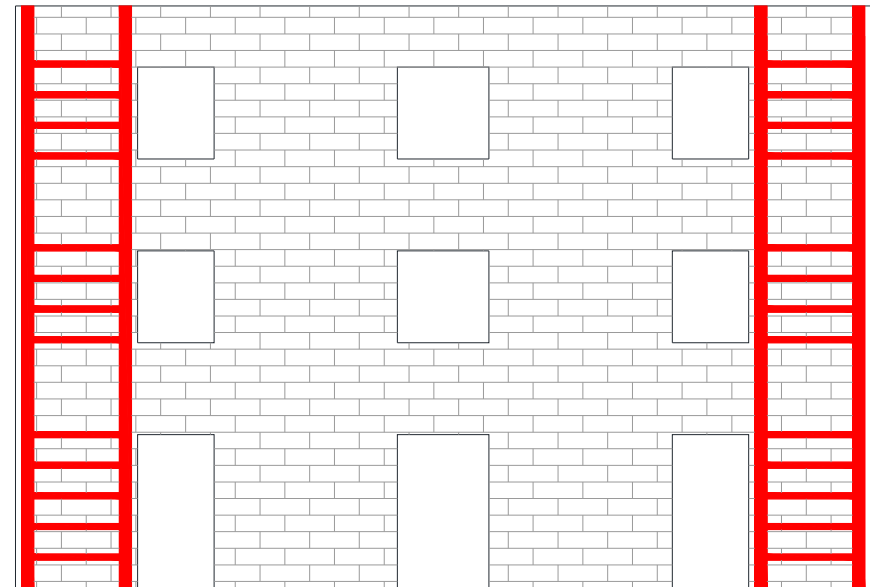
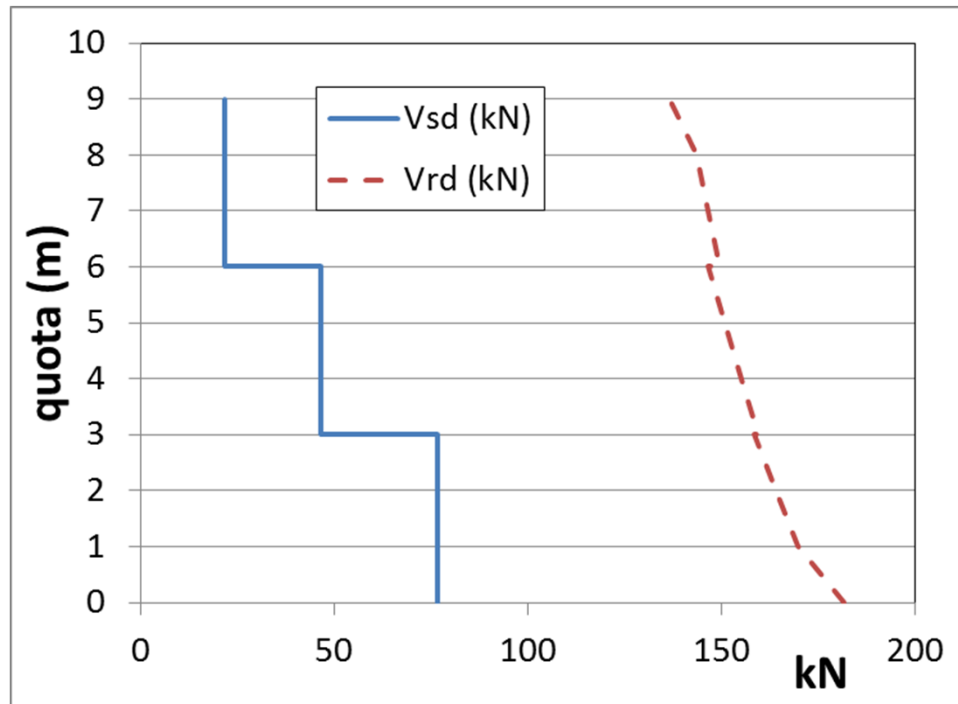
Verifiche a taglio

Quota sezione [m]	Taglio di progetto V_{Sd} [kN]	Contributo muratura $V_{Rd,m}$ [kN]	Contributo FRP $V_{Rd,f}$ [kN]	Resistenza bielle $V_{Rd,max}$ [kN]	Taglio resistente V_{Rd} [kN]	Esito verifica $V_{Rd} \geq V_{Sd}$	Stato limite
0	76.58	57.7	124.02	1140	181.7	soddisfatta	crisi FRP
1	76.58	45.8	124.02	1140	169.8	soddisfatta	crisi FRP
2	76.58	40.0	124.02	1140	164.1	soddisfatta	crisi FRP
3	76.58	34.3	124.02	1140	158.3	soddisfatta	crisi FRP
3	46.48	35.5	124.02	855	159.5	soddisfatta	crisi FRP
4	46.48	31.2	124.02	855	155.2	soddisfatta	crisi FRP
5	46.48	26.9	124.02	855	150.9	soddisfatta	crisi FRP
6	46.48	22.6	124.02	855	146.6	soddisfatta	crisi FRP
6	21.85	25.3	124.02	570	149.3	soddisfatta	crisi FRP
7	21.85	22.4	124.02	570	146.4	soddisfatta	crisi FRP
8	21.85	19.6	124.02	570	143.6	soddisfatta	crisi FRP
9	21.85	12.6	124.02	570	136.6	soddisfatta	crisi FRP

- Contributi FRP e bielle costanti lungo altezza
- Contributo muratura dipende da tensione normale
- Tensione normale legata ad N e alla posizione asse neutro



Disposizione finale





claudio.mazzotti@unibo.it

Grazie