

Progettazione strutturale 2M A

Progetto di una struttura in c.a. :
progetto delle travi a flessione e taglio
in zona sismica

Progetto struttura: progetto travi a flessione

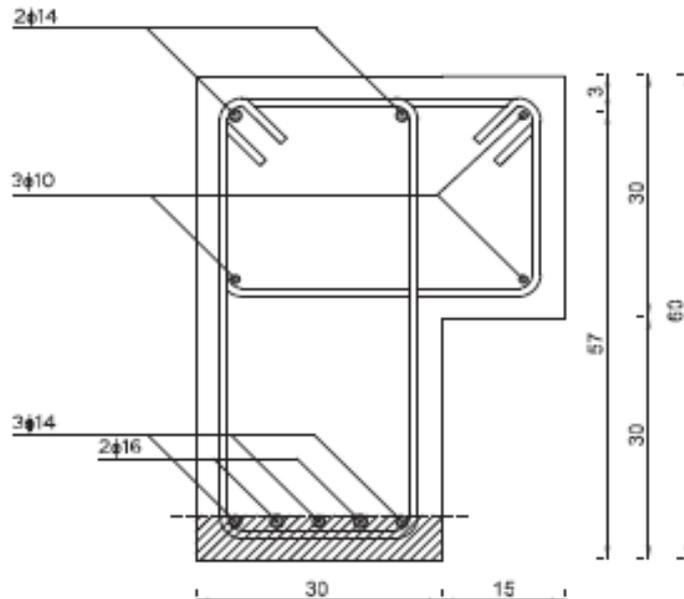
- ❑ Azioni di progetto da **involuppo momenti totale** (combinazioni simiche e non sismiche)
- ❑ Omogeneizzazione e divisione per categorie di travi (principali e secondarie a T, L, rettangolari,...)
- ❑ Rispetto dei **Minimi di norma** per le geometrie e le armature
- ❑ Definizione delle armature per costruzione gabbie (reggi-staffe: $\Phi 8$ o $\Phi 10$)
- ❑ Calcolo dei **ricoprimenti** e degli **interferri** (protezione e passaggio inerti getto calcestruzzo)
- ❑ Progetto armature delle **sezioni più sollecitate** a flessione
- ❑ Calcolo delle **lunghezze di ancoraggio** e di **sovrapposizione**

Progetto struttura: progetto travi a flessione

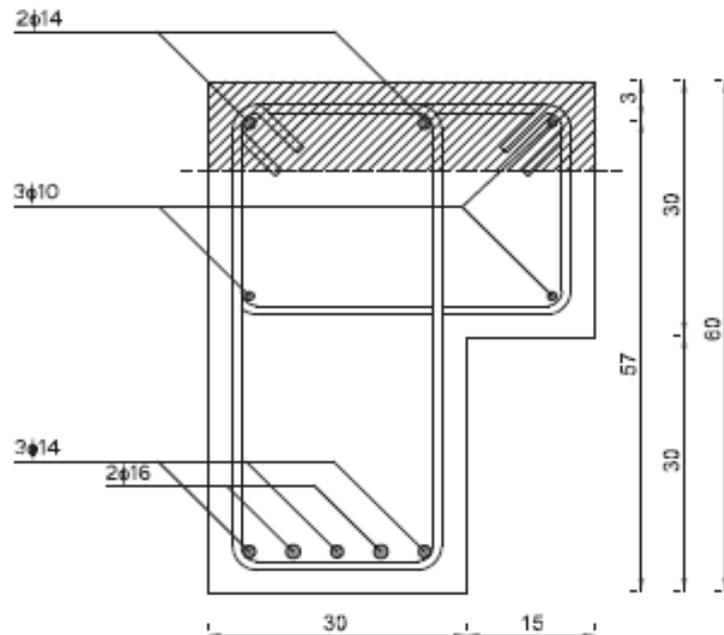
- Traslazione del diagramma** di involuppo dei momenti per includere effetti del taglio su armature a flessione
 - Diagramma a gradoni** per il progetto delle armature in tutte le sezioni
 - Valutare sovrapposizioni e ancoraggi
 - Verifica delle armature a flessione disposte
 - Cura dei particolari (flessione zone critiche, sezioni con sovrapposizioni, sezioni dove cambia altezza ferri, es. punto incontro ferri principali e secondari, altro)
-

Progetto struttura: sezioni travi

- ❑ Esempi sezioni travi con momenti applicati sopra (M^-) e sotto (M^+): nell'involucro possono avere per la stessa sezione sollecitazioni di momento positivo o negativo da combinazioni diverse
- ❑ Progetto le travi con **armature** che resistono in **entrambi i casi di sollecitazione** esaminati e verificati uno alla volta

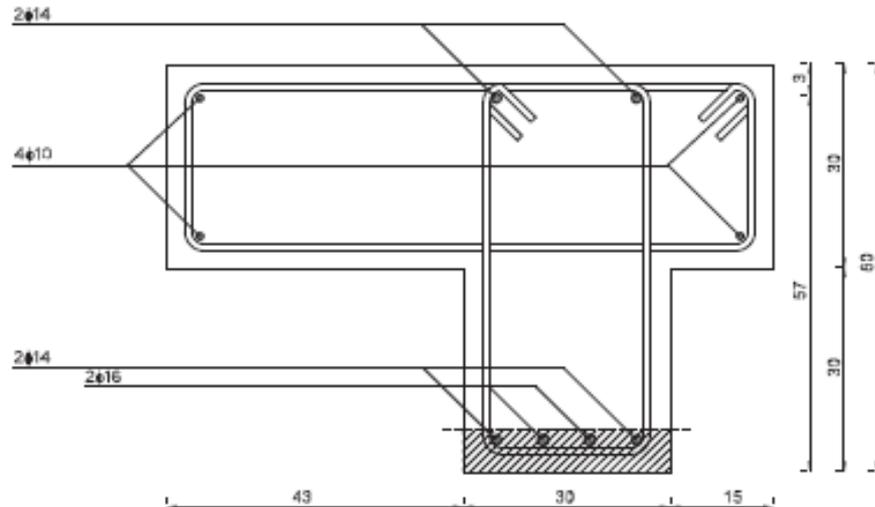
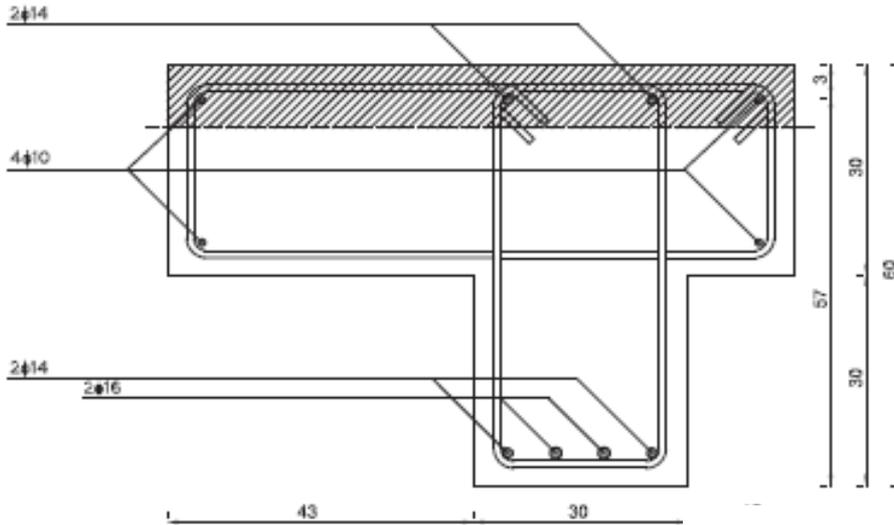


- SEZIONE TIPOLOGIA "A1"



Progetto struttura: sezioni travi

- Sezioni travi e momenti applicati sopra (M-) e sotto (M+)



Progetto struttura: sollecitazioni

Le travi si progettano a flessione in base alle azioni dell'involuppo degli involuppi dello SLU non sismico e di quello sismico SLV

7.4.4.1 Travi

7.4.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 3.2.4.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD "A", ad 1,00 per strutture in CD "B" (v. Fig. 7.4.1).

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$, da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave.

Nei casi in cui le cerniere plastiche non si formino nella trave ma negli elementi che la sostengono, le sollecitazioni di taglio sono calcolate sulla base della resistenza di questi ultimi.

245

Si considerano i minimi in zona non sismica cap. 4 e quelli in zona sismica cap 7 delle NTC20008

Progetto struttura: travi sollecitazioni di progetto

- ❑ Si inizia il progetto degli elementi del telaio dal **progetto delle travi a flessione**
- ❑ In seguito si prosegue con il progetto a taglio delle travi secondo il «**capacity design**»
- ❑ Si effettua la **traslazione del diagramma di involucro** dei momenti per considerare gli effetti del taglio sulle armature longitudinali a flessione
- ❑ Traslazione diagramma del momento pari a:
(§ 4.1.2.1.3.2):

$$a_1 = 0,9d(\cot\theta - \cot\alpha)/2$$

***NB nn conosciamo ancora angolo teta delle lesioni per taglio
e in sicurezza assumiamo cot(teta) massimo pari a 2.5. Le staffe sono per hp a 90°***

Progetto struttura: tipologie di travi

- ✓ Sono stati **progettati i solai** e definito le eventuali **fasce piene** (se ci sono le ho omogenizzate dove possibile)
- ✓ Sono state **pre-dimensionate le travi** (base e altezza funzione dei vincoli, regole buona costruzione, minimi di norma, gerarchia delle resistenze « travi e pilastri», luci delle travi)
- ✓ Correzione geometrie delle travi dopo aver valutato la regolarità e/o **corretto l'eventuale comportamento torsionale della struttura** (NB anche l'altezza delle travi è importante nel comportamento strutturale complessivo; la struttura deve essere opportunamente resistente al sisma nelle due direzioni x e y. Attenzione a travi a spessore)

Devo individuare le tipologie di travi principali (princ.) e secondarie (sec.) con forme a L, T, rettangolari o generica (NB omogeneizzo le travi rispettando vincoli progetto e criteri economici)

Progetto struttura: armature minime a flessione

- ❑ Per ogni tipologia di trave inserisco in sezione le armature necessarie per costruzione gabbie (reggi-staffa almeno due ferri sopra e sotto nell'anima e i necessari reggi-staffe nelle ali della sezione a L o a T)
 - ❑ Per i reggi-staffa nelle ali uso barre da 8mm in su, senza eccedere per la successiva gerarchia di resistenza per calcolo sollecitazione di taglio nella trave o tra travi e pilastri
 - ❑ Verifico i minimi di norma per le armature sia sismici che nn sismici (§4.1.6.1.1 e §7.4.6.2.1 nelle NTC2008)
-

Progetto struttura: ferri minimi flessione

Minimi di normativa non sismici

4.1.6.1.1 Armatura delle travi

L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a

→
$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \text{ e comunque non minore di } 0,0013 \cdot b_t \cdot d , \quad (4.1.43)$$

dove:

b_t rappresenta la larghezza media della zona tesa; per una trave a T con piattabanda compressa, nel calcolare il valore di b_t si considera solo la larghezza dell'anima;

d è l'altezza utile della sezione;

f_{ctm} è il valore medio della resistenza a trazione assiale definita nel § 11.2.10.2;

f_{yk} è il valore caratteristico della resistenza a trazione dell'armatura ordinaria.

→ Negli appoggi di estremità all'intradosso deve essere disposta un'armatura efficacemente ancorata, calcolata per uno sforzo di trazione pari al taglio. $A_s = Td/f_{yd}$

→ Al di fuori delle zone di sovrapposizione, l'area di armatura tesa o compressa non deve superare individualmente $A_{s,max} = 0,04 A_c$, essendo A_c l'area della sezione trasversale di calcestruzzo.

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Flessione

Taglio

Progetto struttura: ferri minimi flessione

Minimi di normativa sismici

7.4.6.1 Limitazioni geometriche

7.4.6.1.1 Travi

La larghezza b della trave deve essere ≥ 20 cm e, per le travi basse comunemente denominate “a spessore”, deve essere non maggiore della larghezza del pilastro, aumentata da ogni lato di metà dell’altezza della sezione trasversale della trave stessa, risultando comunque non maggiore di due volte b_c , essendo b_c la larghezza del pilastro ortogonale all’asse della trave.

➔ Il rapporto b/h tra larghezza e altezza della trave deve essere ≥ 0.25 .

Non deve esserci eccentricità tra l’asse delle travi che sostengono pilastri in falso e l’asse dei pilastri che le sostengono. Esse devono avere almeno due supporti, costituiti da pilastri o pareti. Le pareti non possono appoggiarsi in falso su travi o solette.

➔ Le zone critiche si estendono, per CD”B” e CD”A”, per una lunghezza pari rispettivamente a 1 e 1,5 volte l’altezza della sezione della trave, misurata a partire dalla faccia del nodo trave-pilastro o da entrambi i lati a partire dalla sezione di prima plasticizzazione. Per travi che sostengono un pilastro in falso, si assume una lunghezza pari a 2 volte l’altezza della sezione misurata da entrambe le facce del pilastro.

Progetto struttura: ferri minimi flessione

7.4.6.2.1 Travi

Minimi di normativa sismici

Armature longitudinali

Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave. 

In ogni sezione della trave, salvo giustificazioni che dimostrino che le modalità di collasso della sezione sono coerenti con la classe di duttilità adottata, il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti: 

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}} \quad (7.4.25)$$

dove:

ρ è il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa pari ad $A_s/(b \cdot h)$ oppure ad $A_i/(b \cdot h)$;

ρ_{comp} è il rapporto geometrico relativo all'armatura compressa;

f_{yk} è la tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (in MPa).

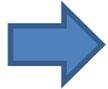
Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$ e comunque $\geq 0,25 \rho$. 

L'armatura superiore, disposta per il momento negativo alle estremità delle travi, deve essere contenuta, per almeno il 75%, entro la larghezza dell'anima e comunque, per le sezioni a T o ad L,

Progetto struttura: travi a flessione

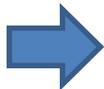
Minimi di normativa sismici

entro una fascia di soletta pari rispettivamente alla larghezza del pilastro, od alla larghezza del pilastro aumentata di 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro, a seconda che nel nodo manchi o sia presente una trave ortogonale. Almeno $\frac{1}{4}$ della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave.



Le armature longitudinali delle travi, sia superiori che inferiori, devono attraversare, di regola, i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile, sono da rispettare le seguenti prescrizioni:

- le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione con il nodo, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia, a contenimento del nodo;
- la lunghezza di ancoraggio delle armature tese va calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$, e misurata a partire da una distanza pari a 6 diametri dalla faccia del pilastro verso l'interno.



La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora oltre il nodo non può terminare all'interno di una zona critica, ma deve ancorarsi oltre di essa.

La parte dell'armatura longitudinale della trave che si ancora nel nodo, deve essere collocata all'interno delle staffe del pilastro. Per prevenire lo sfilamento di queste armature il diametro delle barre non inclinate deve essere $\leq \alpha_{bL}$ volte l'altezza della sezione del pilastro, essendo

$$\alpha_{bL} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{ctm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases} \quad (7.4.26)$$

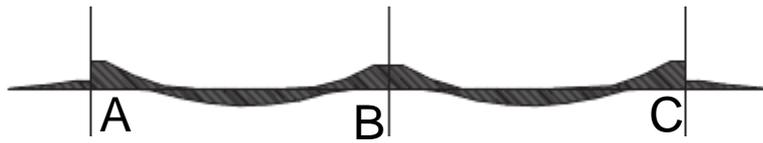
dove: v_d è la forza assiale di progetto normalizzata;

k_D vale 1 o $\frac{2}{3}$, rispettivamente per CD"A" e per CD"B";

γ_{Rd} vale 1,2 o 1, rispettivamente per CD"A" e per CD"B".

Se per nodi esterni non è possibile soddisfare tale limitazione, si può prolungare la trave oltre il pilastro, si possono usare piastre saldate alla fine delle barre, si possono piegare le barre per una lunghezza minima pari a 10 volte il loro diametro disponendo un'apposita armatura trasversale dietro la piegatura.

Progetto travi: flessione sezioni più sollecitate



$$0,26 \frac{f_{cm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$$

$$0,04 A_c$$

	Md	Md/(0.9 d fyd) NB PER PRIMA APPROSSIMAZIONE!!!	Td	Td /fyd	As min §4.1.6.1.1 (exp. 4.1.43)	As max §4.1.6.1.1.
AB inf	x	x			x	x
BC inf	x	x			x	x
AB sup ZONA SISMICA	x*	x*			x*	x*
BC sup ZONA SISMICA	x*	x*			x*	x*
A sup	x	x			x	x
B sup	x	x			x	x
C sup	x	x			x	x
A inf	x*	x*	x	x	x*	x*
B inf	x*	x*	x	x	x*	x*
C inf	x*	x*	x	x	x*	x*
NOTE						

***NB DA INVILUPPO SISMICO POSSO AVERE MOMENTI SIA SOPRA CHE SOTTO IN SEZIONE MA VENGONO DA COMBO DIVERSE !!! DEVO CMQ VERIFICARE ENTRAMBE**

Progetto travi: flessione sezioni più sollecitate

Nelle zone critiche della trave, inoltre, deve essere $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$ e comunque $\geq 0,25 \rho$.

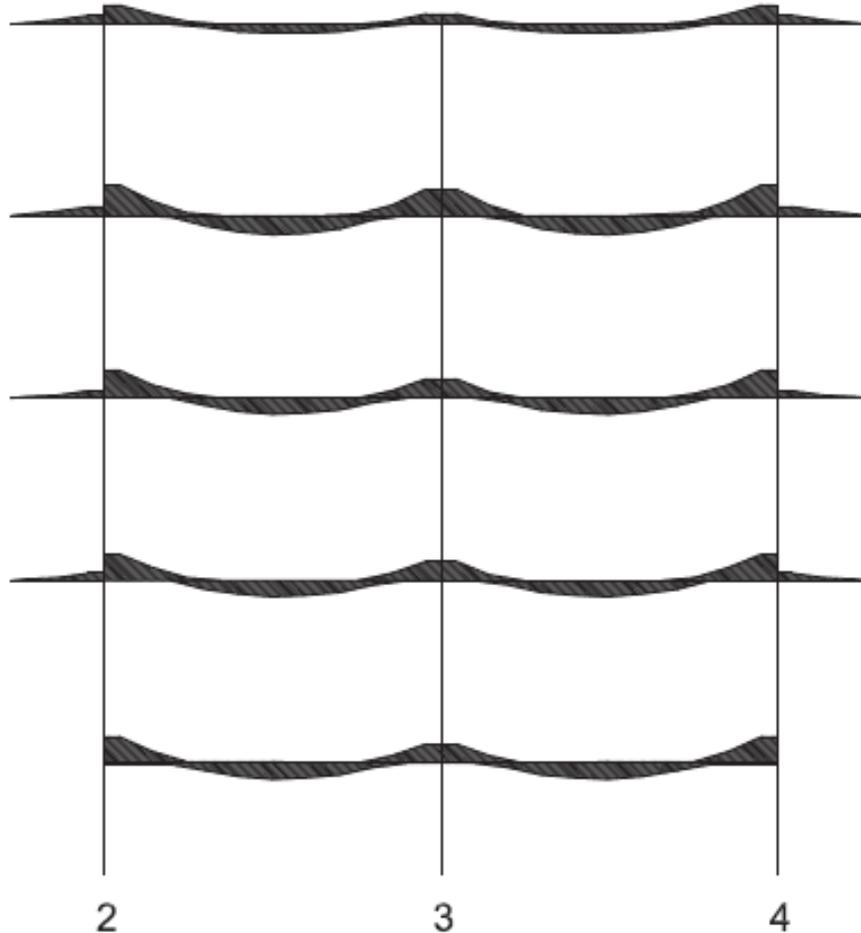
Continua da Slide precedente	2 barre 14mm sopra e sotto più eventuali reggi-staffe (§7.4.6.2.1)	Percentuale Geometrica Armatura tesa > 1.4/fyk (§7.4.6.2.1)	Percentuale Geometrica Armatura tesa < percentuale geometrica compressa +3.5/fyk (§7.4.6.2.1)		As necessaria	As in barre
AB inf	x	x	x	x	x	x
BC inf	x	x	x	x	x	x
AB sup	x	x	x	x	x	x
BC sup	x	x	x	x	x	x
A sup	x	x	x	x	x	x
B sup	x	x	x	x	x	x
C sup	x	x	x	x	x	x
A inf	x	x	x	x	x	x
B inf	x	x	x	x	x	x
C inf	x	x	x	x	x	x
note						

Progetto struttura: flessione

- ❑ Per ogni tipologia di trave si individua la travata più sollecitata e la meno sollecitata: tutte le altre travate per la stessa tipologia avranno **gli stessi reggi-staffe** e man mano i ferri in più che servono dalla meno sollecitata alla più sollecitata, omogenizzo il progetto
 - ❑ **Travata più sollecitata:** se ho sollecitazioni alte potrebbe convenire usare nell'anima reggi-staffe più grandi per avere poi meno ferri da aggiungere dove serve (anche se sopra e sotto posso usare ferri su due livelli devo garantire interferri e ricoprimenti nella base scelta per la trave)
 - ❑ **Travata meno sollecitata:** nel rispetto dei minimi di norma e per costruzione quali barre conviene mettere per resistere alle sollecitazioni di minimo con i ferri minimi di norma
-

Progetto struttura: progetto a flessione sezioni più sollecitate

- Esempio diagramma di involuppo a momento traslato

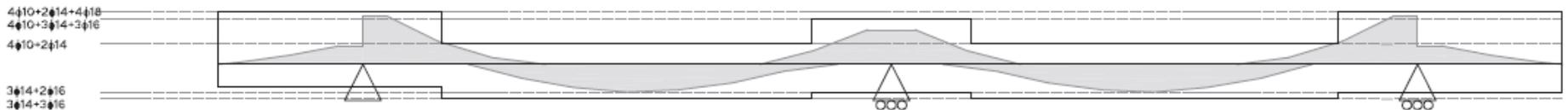


Progetto solaio: organizzazione prog flessione

□ Esempio tabella e involucro momenti traslato

TELAIO A PIANO TERZO

	b_t	f_{ctm}	f_{yk}	f_{yd} (KN/cm ²)	d	M_d (KNcm)	T_d (KN)	$A_{s,min} = \frac{M}{0,9 \cdot d \cdot f_{yd}}$ (cm ²)	$A_{s,min} = T_d / f_{yk}$	$A_{s,min} = \frac{0,26 \cdot f_{ctm}}{f_{yk}}$	$A_{s,min} > \frac{1,4 \cdot b_t \cdot h}{f}$	$A_{s,min} = 0,0013 \cdot b_t \cdot d$	ϕ	A_{seff} (cm ²)	b	h	$\rho = A_{seff} / b \cdot h$	ρ_c	$1,4 / f_{yk}$	$\rho > 1,4 / f_{yk}$	$\rho_c > 3,5 / f_{yk}$	$\rho < \rho_c + 3,5 / f_{yk}$	$0,25 \rho$	$\rho \geq 0,25 \rho$
AB sup			450	39,13	56,1								4 ϕ 10 + 2 ϕ 14	6,24	30	60								
AB inf	30	0,26	450	39,13	56,1	17801		9,010	0,25	5,6	2,19		3 ϕ 14 + 3 ϕ 16	10,65	30	60	0,006	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0015	✓
BC sup			450	39,13	56,1								4 ϕ 10 + 2 ϕ 14	6,24	30	60								
BC inf	30	0,26	450	39,13	56,1	17810		9,015	0,25	5,6	2,19		3 ϕ 14 + 3 ϕ 16	10,65	30	60	0,006	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0015	✓
A sup	52	0,26	450	39,13	56,1	30260		15,316	0,44	9,7	3,79		4 ϕ 10 + 2 ϕ 14 + 4 ϕ 18	16,4	30	60	0,009	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0023	✓
B sup	52	0,26	450	39,13	56,1	21894		11,082	0,44	9,7	3,79		4 ϕ 10 + 3 ϕ 14 + 3 ϕ 16	13,81	30	60	0,008	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0019	✓
C sup	52	0,26	450	39,13	56,1	30332		15,353	0,44	9,7	3,79		4 ϕ 10 + 2 ϕ 14 + 4 ϕ 18	16,4	30	60	0,009	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0023	✓
A inf	30	0,26	450	39,13	56,1	142,13			3,632	0,25	5,6	2,19	3 ϕ 14 + 2 ϕ 16	8,63	30	60	0,005	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0012	✓
B inf	30	0,26	450	39,13	56,1	267,25			6,830	0,25	5,6	2,19	3 ϕ 14 + 2 ϕ 16	8,63	30	60	0,005	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0012	✓
C inf	30	0,26	450	39,13	56,1	292,83			7,484	0,25	5,6	2,19	3 ϕ 14 + 2 ϕ 16	8,63	30	60	0,005	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0012	✓

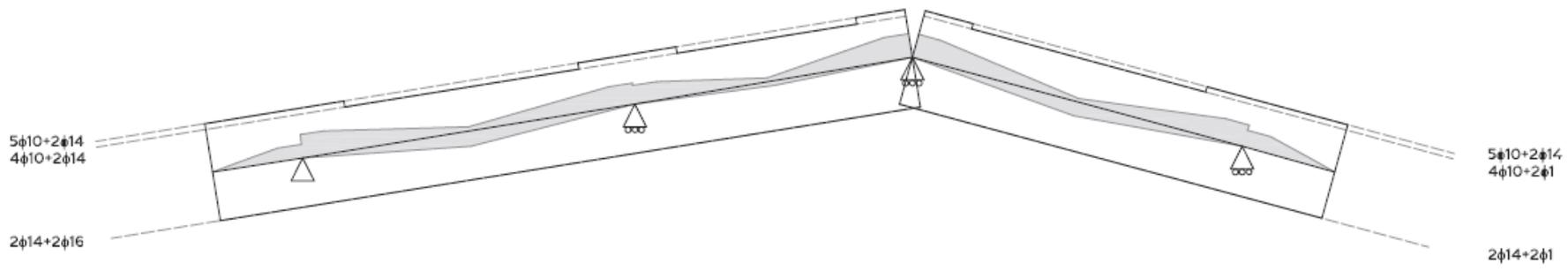


Progetto solaio: organizzazione prog flessione

□ Esempio tabella e involucro momenti traslato

TELAIO 2
TETTO

	bt	fctm	fyk	fyd (KN/cm ²)	d	Md (KNcm)	Td (KN)	As,min= M 0.9*d*fyd (cm ²)	As,min=Td/fyd	As,min= 0.26*fctm fyk	As,min > 1.4*bt*h f	As,min= 0.0013*bt*d	φ	Aseff (cm ²)	b	h	p = Aseff/b*h	pc	1,4/fyk	p>1,4/fyk	pc<3,5/fyk	p < pc<3,5/fyk	0,25p	pc ≥ 0,25p
AB sup			450	39,13	56,1								4φ10+2φ14	6,24	30	60								
AB inf	30	0,26	450	39,13	56,1	3976		2,012		0,25	5,6	2,19	2φ14+2φ16	7,09	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓
BC sup			450	39,13	56,1								4φ10+2φ14	6,24	30	60								
BC inf	30	0,26	450	39,13	56,1	1487		0,753		0,25	5,6	2,19	2φ14+2φ16	7,09	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓
CD sup			450	39,13	56,1								4φ10+2φ14	6,24	30	60								
CD inf	30	0,26	450	39,13	56,1	3992		2,021		0,25	5,6	2,19	2φ14+2φ16	7,09	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓
A sup	30	0,26	450	39,13	56,1	6347		3,213		0,25	5,6	2,19	5φ10+2φ14	7,03	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓
B sup	30	0,26	450	39,13	56,1	5745		2,908		0,25	5,6	2,19	5φ10+2φ14	7,03	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓
C sup	30	0,26	450	39,13	56,1	6644		3,363		0,25	5,6	2,19	5φ10+2φ14	7,03	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓
D sup	30	0,26	450	39,13	56,1	5854		2,963		0,25	5,6	2,19	5φ10+2φ14	7,03	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓
A inf	30	0,26	450	39,13	56,1		65,38		1,671	0,25	5,6	2,19	2φ14+2φ16	7,09	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓
B inf	30	0,26	450	39,13	56,1		50,3		1,285	0,25	5,6	2,19	2φ14+2φ16	7,09	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓
C inf	30	0,26	450	39,13	56,1		66,03		1,687	0,25	5,6	2,19	2φ14+2φ16	7,09	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓
D inf	30	0,26	450	39,13	56,1		44,29		1,132	0,25	5,6	2,19	2φ14+2φ16	7,09	30	60	0,004	0,002	0,003	✓	0,01	✓	0,0010	✓



Progetto struttura: progetto a flessione sezioni più sollecitate

- gradoni calcolati con momenti resistenti (M_r) considerando la vera forma della sezione e tutti i ferri presenti
 - Tiro dei gradoni per M_{r+} ed M_{r-} (in generale diversi per la stessa sezione)
-

Progetto struttura: ancoraggi e sovrapposizioni

- ❑ Calcolare la **lunghezza base di ancoraggio** (l_b) per ferro dritto con buona o cattiva aderenza (attenzione: trave spesso tesa sopra e sotto nelle diverse combo, quindi **cattiva aderenza**)
 - ❑ Applicare i coefficienti di norma $\alpha_1, 2, 3, 4, 5$ alla lunghezza base l_b
 - ❑ **NON ANCORARE IN ZONA CRITICA**: nella zona critica si forma la cerniera plastica
 - ❑ Nella zona critica devo conoscere il vero contributo di tutti i ferri presenti in sezione per calcolare bene il momento resistente (utile nel capacity design)
-

Progetto struttura: ancoraggi e sovrapposizioni

- Posso ancorare i ferri nel nodo (solo se ho spazio) o oltre la zona critica
- Se ancoro nel nodo devo incrementare la lunghezza ancoraggio (§7) usando la tensione $1.25f_{yk}$ nella formula per il calcolo della lunghezza base l_b

Progetto struttura: ancoraggi e sovrapposizioni

- ❑ Sovrapposizioni fuori da zona critica e fuori dai nodi
 - ❑ Sovrapposizioni non tutte nella stessa sezione ma traslate (se possibile ferri sopra e ferri sotto sovrapposti non nella stessa sezione)
 - ❑ Se non tutti sovrapposti nella stessa sezione α_6 può essere minore di 1.5
 - ❑ Attenzione a spazio in sezione per sovrapporre i ferri garantire interferro e ricoprimento
 - ❑ Attenzione a minimi di norma per le armature che variano in sezioni di sovrapposizione
-

Progetto struttura: progetto travi a taglio

- ❑ Non uso il diagramma di involuppo del taglio di SAP. Nel modello 3D elastico della struttura non sono incluse le cerniere plastiche
 - ❑ Progetto la struttura affinché si formino le **cerniere plastiche** (dissipazione) all'interno delle zone critiche alle estremità della trave
 - ❑ È necessario valutare il **massimo taglio Ved** agente quando si sono formate **le cerniere plastiche alle estremità delle travi**
 - ❑ Per calcolare Ved devo considerare tutte le armature a flessione, compresi i reggi-staffe
-

Progetto struttura: armature a taglio nelle travi

□ Calcolo Ved con un **sottoschema di trave** dove:

- *Simulo la formazione delle cerniere plastiche alla estremità delle travi*
 - *Considero le reazioni a rotazione dovute alle armature a flessione nella cerniera*
 - *Ricordo che le armature hanno una sovra-resistenza: maggiore resistenza rispetto al legame di norma per acciaio (vero snervamento, incrudimento,...)*
 - *Includo gli effetti dei carichi verticali sismici distribuiti!!!*
-

Progetto struttura: sollecitazioni taglio

7.4.4.1 Travi

7.4.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 3.2.4.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD "A", ad 1,00 per strutture in CD "B" (v. Fig. 7.4.1).

Per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, si considerano due valori di sollecitazione di taglio, massimo e minimo, ipotizzando rispettivamente la presenza e l'assenza dei carichi variabili e momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$, da assumere in ogni caso di verso concorde sulla trave.

Nei casi in cui le cerniere plastiche non si formino nella trave ma negli elementi che la sostengono, le sollecitazioni di taglio sono calcolate sulla base della resistenza di questi ultimi.

Progetto struttura: progetto travi a taglio

- Staffe da sollecitazione a taglio ottenute da settoschemi secondo «capacity design»
 - Staffe secondo minimi di norma
 - Particolari nelle zone critiche (taglio)
 - Verifica a taglio
 - Particolari costruttivi ed eventuali verifiche locali
 - Disegno delle armature nelle travate
-

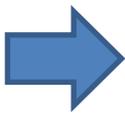
Progetto struttura: capacity design

C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

C7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Una volta attivati i meccanismi duttili, infatti, le sollecitazioni agenti sugli elementi fragili, sia a livello locale che a livello globale, per ovvi motivi di equilibrio si stabilizzano, rendendo l'attivazione dei meccanismi fragili altamente improbabile, come già detto.

Per scongiurare l'attivazione di possibili meccanismi fragili locali, viene utilizzata la regola di gerarchia delle resistenze sulle sollecitazioni. Per evitare la rottura prematura per meccanismo fragile della generica sezione critica, quest'ultima è progettata per sostenere sollecitazioni derivate da condizioni di equilibrio che tengano conto della formazione di cerniere plastiche e della



sovrarresistenza delle zone adiacenti. Ad esempio la resistenza di progetto nei confronti delle sollecitazioni di taglio viene determinata non sulla base dei valori forniti dal modello di calcolo, bensì sulla base delle resistenze cui sono associati meccanismi deformativi duttili, generalmente flessionali, opportunamente amplificate mediante il coefficiente di sovrarresistenza γ_{RD} .

Progetto struttura: sottoschema

C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

C7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Nei casi in cui le cerniere siano di tipo flessionale, nel rispetto dei criteri della gerarchia delle resistenze, le sollecitazioni di taglio V_{Ed} da utilizzare all'atto della verifica di resistenza si ottengono garantendo l'equilibrio dell'intero elemento strutturale o della sua porzione alle cui estremità si ammette la formazione delle cerniere plastiche. Esso è dunque soggetto ai carichi gravitazionali valutati nella condizione sismica e, nelle sezioni di estremità, ai momenti resistenti $M_{Rb,i}$ delle sezioni plasticizzate amplificati dal fattore di sovraresistenza γ_{Rd} , come mostrato in Fig. C7.2.1 per una generica porzione di trave.

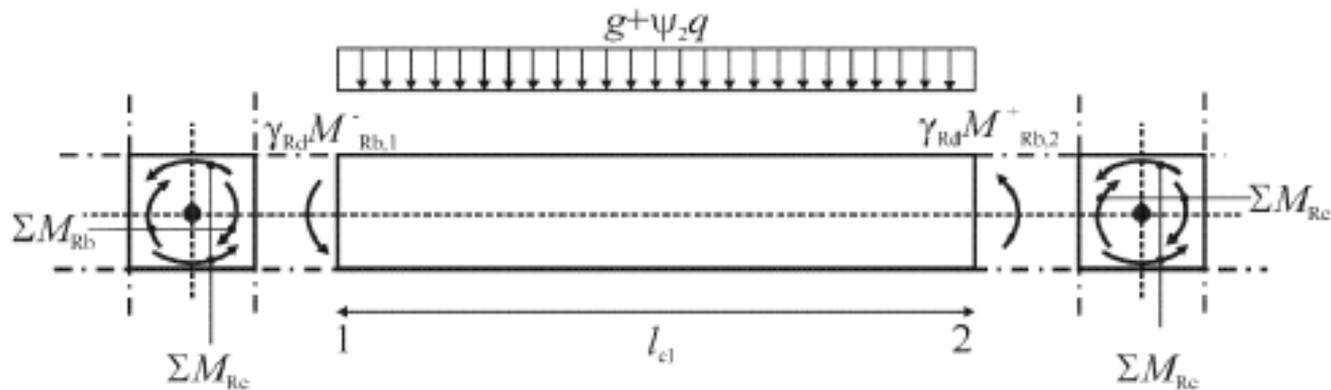


Figura C7.2.1 – Equilibrio dei momenti per il calcolo delle sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed}

Progetto struttura: sovra-resistenza

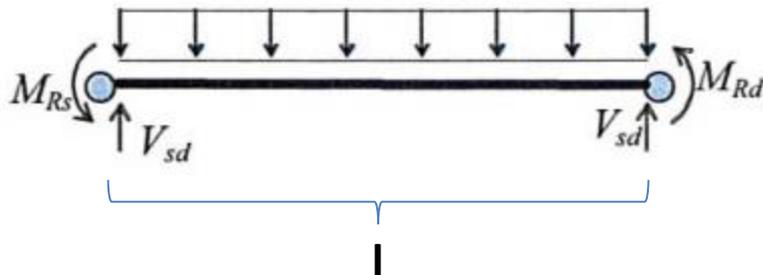
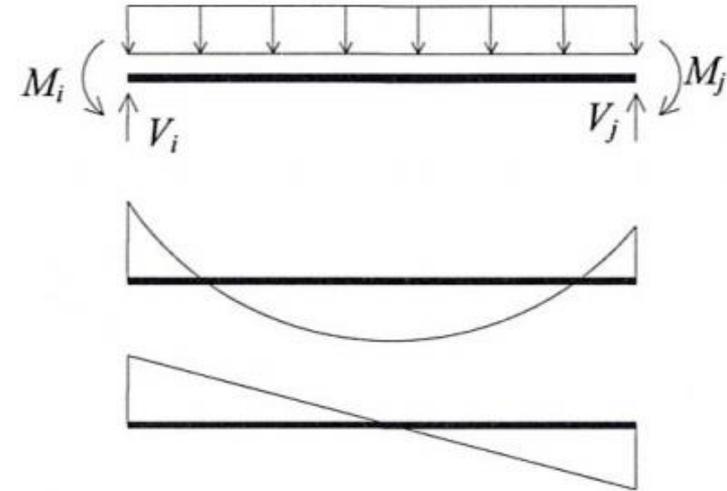
C7.2 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE E MODELLAZIONE

C7.2.1 CRITERI GENERALI DI PROGETTAZIONE

Nei telai, per scongiurare l'attivazione di meccanismi fragili globali, come il meccanismo di "piano debole" che comporta la plasticizzazione, anticipata rispetto alle travi, di gran parte dei pilastri di un piano, il progetto delle zone dissipative dei pilastri è effettuato considerando le sollecitazioni corrispondenti alla resistenza delle zone dissipative delle travi amplificata mediante il coefficiente γ_{Rd} che vale 1,3 in CD "A" e 1,1 per CD "B".

Progetto struttura: sottoschema

- Al crescere delle azioni, alle estremità delle travi si devono formare delle cerniere plastiche per dissipare energia
- Equilibrio dei momenti rispetto a un estremo ci fornisce il taglio $V_{sd} = V_{ed}$. Si considerano effetti:
 - *sovra-resistenza (fattore γ_{Rd})*
 - *Momenti resistenti (M_r) alle estremità (se "tirano" sopra o sotto sono in genere diversi)*
 - *carichi verticali (G_k e Q_k) da comb. sismica (NB qui caso particolare accidentali appartamento coeff. 0.3)*



$$V_{sd} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rs} + M_{Rd}}{l} \pm \frac{(G_k + [0.3 Q_k])l}{2}$$

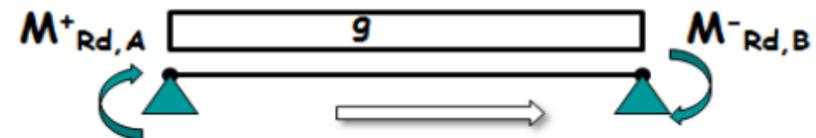
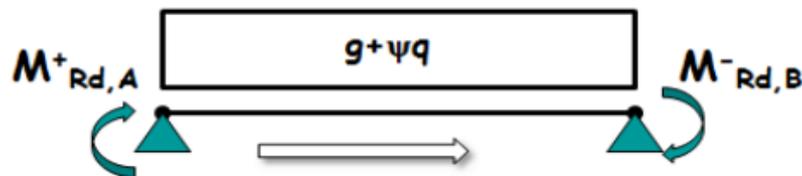
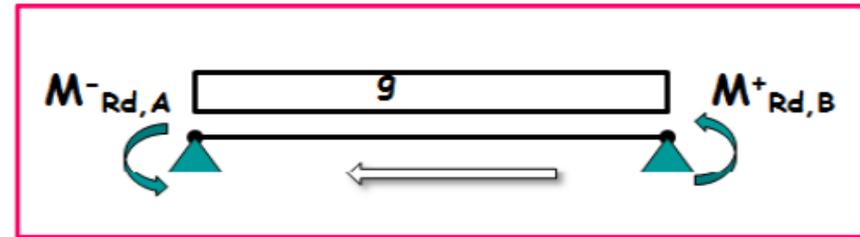
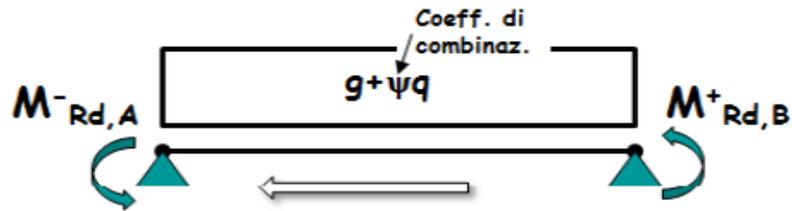
Contributo
Mom. Resistenti
amplificati

Contributo
Carico sismici verticali

Progetto struttura: sottoschemi

□ Considero quattro sotto-schemi distinti perché:

- Posso avere o non avere carico accidentale Q_k
- **Momenti resistenti** (M_{rd}) sempre concordi possono avere versi di rotazione orari o antiorari (effetti oscillazioni terremoto)



$$V_{A,g+\psi q} = V_{g+\psi q} + \gamma_{Rd} \frac{M^-_{Rd,A} + M^+_{Rd,B}}{L_{cl}}$$

$$V_{B,g+\psi q} = V_{g+\psi q} + \gamma_{Rd} \frac{M^+_{Rd,A} + M^-_{Rd,B}}{L_{cl}}$$

$$V_{A,g} = V_g + \gamma_{Rd} \frac{M^-_{Rd,A} + M^+_{Rd,B}}{L_{cl}}$$

$$V_{B,g} = V_g + \gamma_{Rd} \frac{M^+_{Rd,A} + M^-_{Rd,B}}{L_{cl}}$$

□ Si valuta il taglio massimo e minimo.

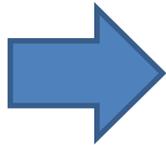
Progetto struttura: taglio in zona sismica

7.4.4.1.2.2 Taglio

Per le strutture in CD" B", la resistenza a taglio nei confronti delle sollecitazioni determinate come indicato nel § 7.4.4.1.1 è calcolata come indicato nel § 4.1.2.1.3.

Per le strutture in CD" A", vale quanto segue:

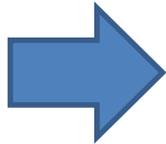
- la resistenza a taglio si calcola come indicato in § 4.2.1.3 assumendo nelle zone critiche $\text{ctg}\theta = 1$;
- Se nelle zone critiche il rapporto tra il taglio minimo e quello massimo risulta inferiore a -0,5, e se il maggiore tra i valori assoluti dei due tagli supera il valore:



$$V_{R1} = \left(2 - \left| \frac{V_{Ed,\min}}{V_{Ed,\max}} \right| \right) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (7.4.2)$$

dove b_w è la larghezza dell'anima della trave e d è l'altezza utile della sua sezione, allora nel piano verticale di inflessione della trave devono essere disposti due ordini di armature diagonali, l'uno inclinato di $+45^\circ$ e l'altro di -45° rispetto all'asse della trave.

La resistenza deve essere affidata per metà alle staffe e per metà ai due ordini di armature inclinate, per le quali deve risultare



$$V_{Ed,\max} \leq \frac{A_s \cdot f_{yd}}{\sqrt{2}} \quad (7.4.3)$$

dove A_s è l'area di ciascuno dei due ordini di armature inclinate.

Progetto struttura: sovra-resistenza

- ❑ Abbiamo calcolato momenti resistenti M_{rd} con legame acciaio secondo normativa NTC 2008
- ❑ La tensione massima dell'acciaio è f_{yd}

4.1.2.1.2.3 Diagrammi di calcolo tensione-deformazione dell'acciaio

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è possibile adottare opportuni modelli rappresentativi del reale comportamento del materiale, modelli definiti in base al valore di calcolo $\epsilon_{ud} = 0,9\epsilon_{uk}$ ($\epsilon_{uk} = (A_{gt})_k$) della deformazione uniforme ultima, al valore di calcolo della tensione di snervamento f_{yd} ed al rapporto di sovraresistenza $k = (f_t / f_y)_k$ (Tab. 11.3.Ia-b).

In Fig. 4.1.2 sono rappresentati i modelli σ - ϵ per l'acciaio: (a) bilineare finito con incrudimento; (b) elastico-perfettamente plastico indefinito.

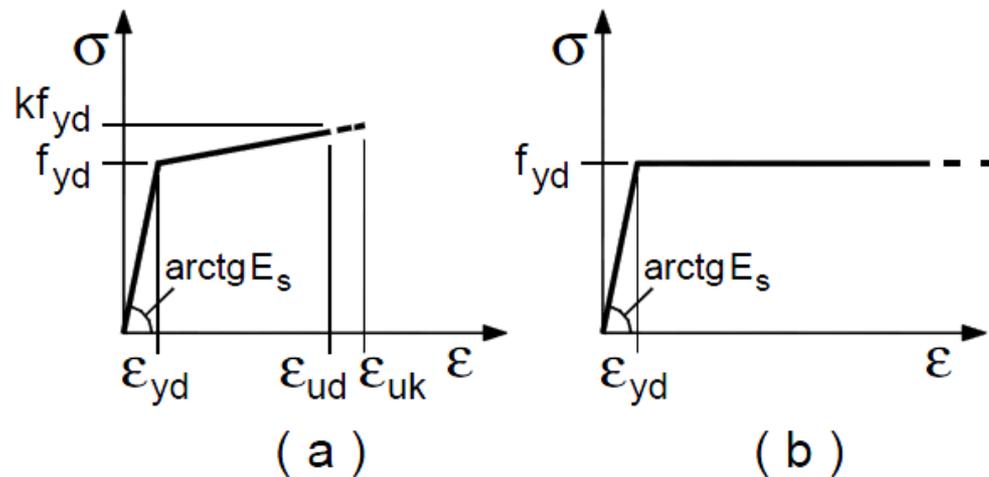
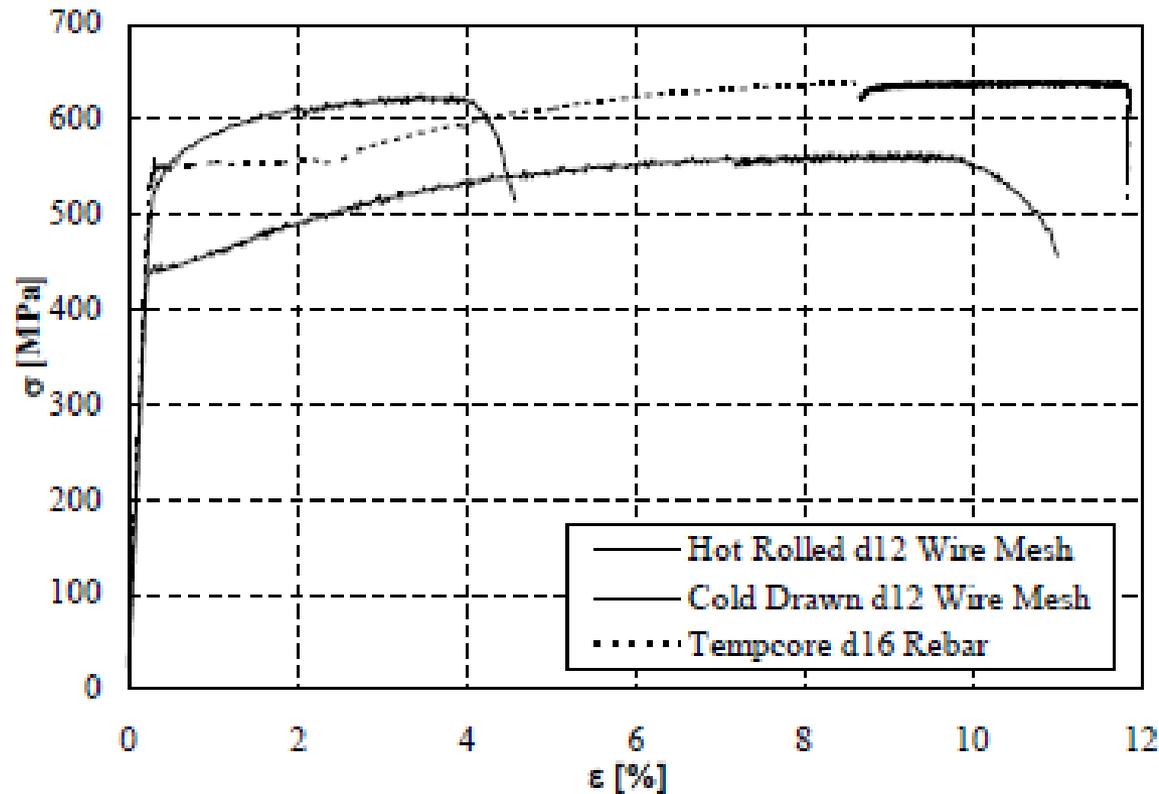


Figura 4.1.2– Modelli σ - ϵ per l'acciaio

Progetto struttura: sovra-resistenza

- ❑ L'acciaio se provato ha resistenze massime più elevate rispetto a f_{yd}



- ❑ Cerco il taglio massimo V_{ed} che dipende dai massimi momenti resistenti
- ❑ Dovrei calcolare i momenti resistenti usando la vera resistenza dell'acciaio

Progetto struttura: sovra-resistenza

□ L'acciaio nella NTC2008 ha dei limiti ben precisi per le resistenze

11.3.2.1 Acciaio per cemento armato B450C

L'acciaio per cemento armato B450C è caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura da utilizzare nei calcoli:

Tabella 11.3.Ia

$f_{y\ nom}$	450 N/mm ²
$f_{t\ nom}$	540 N/mm ²

e deve rispettare i requisiti indicati nella seguente Tab. 11.3.Ib:

Tabella 11.3.Ib

CARATTERISTICHE	REQUISITI	FRATTILE (%)
Tensione caratteristica di snervamento f_{yk}	$\geq f_{y\ nom}$	5.0
Tensione caratteristica di rottura f_{tk}	$\geq f_{t\ nom}$	5.0
$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15$	10.0
$(f_y/f_{y\ nom})_k$	$< 1,35$	10.0
Allungamento $(A_{gt})_k$	$\geq 7,5\ %$	10.0
Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90 ° e successivo raddrizzamento senza cricche:		
$\phi < 12\ mm$	4 ϕ	
$12 \leq \phi \leq 16\ mm$	5 ϕ	
per $16 < \phi \leq 25\ mm$	8 ϕ	
per $25 < \phi \leq 40\ mm$	10 ϕ	

□ Snervamento più alto del nominale entro certi limiti

□ Tensione massima più alta della nominale ma entro certi limiti

Progetto struttura: sovra-resistenza

- ❑ Se l'acciaio B450C secondo NTC2008 deve rientrare nei limiti del §11 allora so che la resistenza massima non può superare un dato valore
- ❑ Il fattore di sovra-resistenza (γ_{Rd}) ci consente di incrementare opportunamente i valori dei momenti M_{rd} calcolati con f_{yd} secondo capitolo 4 delle NTC2008

7.4.4.1.1 Sollecitazioni di calcolo

I momenti flettenti di calcolo, da utilizzare per il dimensionamento o verifica delle travi, sono quelli ottenuti dall'analisi globale della struttura per le combinazioni di carico di cui al § 3.2.4.

Al fine di escludere la formazione di meccanismi inelastici dovuti al taglio, le sollecitazioni di taglio di calcolo V_{Ed} si ottengono sommando il contributo dovuto ai carichi gravitazionali agenti sulla trave, considerata incernierata agli estremi, alle sollecitazioni di taglio corrispondenti alla formazione delle cerniere plastiche nella trave e prodotte dai momenti resistenti $M_{b,Rd,1,2}$ delle due sezioni di plasticizzazione (generalmente quelle di estremità) determinati come indicato in § 4.1.2.1.2, amplificati del fattore di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, rispettivamente, ad 1,20 per strutture in CD "A", ad 1,00 per strutture in CD "B" (v. Fig. 7.4.1).

Progetto struttura: verifica

- Verifica a taglio secondo NTC2008 con formule traliccio con angolo inclinazione bielle variabile
- Rispetto i minimi di norma per le staffe (sismici (cap 4) e non sismici (cap 7))
- Fisso un diametro per le staffe e uso sempre questo diametro fuori e dentro zona critica. Dove serve infittisco il passo.

Progetto struttura: VERIFICA A TAGLIO

Verifica e progetto a taglio

4.1.2.1.3.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad (4.1.16)$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad (4.1.17)$$

dove V_{Ed} è il valore di calcolo dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg} \alpha + \text{ctg} \theta) \cdot \sin \alpha \quad (4.1.18)$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di calcolo a "taglio compressione" si calcola con

Progetto struttura: VERIFICA A TAGLIO

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} \cdot (\text{ctg}\alpha + \text{ctg}\theta) / (1 + \text{ctg}^2\theta) \quad (4.1.19)$$

La resistenza al taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad (4.1.20)$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato già visto in § 4.1.2.1.3.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

f'_{cd} resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($f'_{cd} = 0,5 \cdot f_{cd}$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a

1	per membrature non compresse
$1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$	per $0 \leq \sigma_{cp} < 0,25 f_{cd}$
1,25	per $0,25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0,5 f_{cd}$
$2,5(1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$	per $0,5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$

In presenza di significativo sforzo assiale, ad esempio conseguente alla precompressione, si dovrà aggiungere la limitazione:

$$(\text{ctg}\theta_1 \leq \text{ctg}\theta) \quad (4.1.21)$$

dove θ_1 è l'angolo di inclinazione della prima fessurazione ricavato da $\text{ctg}\theta_1 = \tau/\sigma_1$ mentre τ e σ_1 sono rispettivamente la tensione tangenziale e la tensione principale di trazione sulla corda baricentrica della sezione intesa interamente reagente.

Le armature longitudinali, dimensionate in base alle sollecitazioni flessionali, dovranno essere prolungate di una misura pari a

$$a_1 = 0,9 \cdot d \cdot (\text{ctg}\theta - \text{ctg}\alpha) / 2 \geq 0 \quad (4.1.22)$$

Progetto struttura: minimi armature

Minimi di normativa NN sismici (§4.1.6.1.1)

Le travi devono prevedere armatura trasversale costituita da staffe con sezione complessiva non inferiore ad $A_{st} = 1,5 b \text{ mm}^2/\text{m}$ essendo b lo spessore minimo dell'anima in millimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

In ogni caso almeno il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe.

Minimi di normativa sismici (§7.....)

Armature trasversali

Nelle zone critiche devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa di contenimento deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

- un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
- 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
- 24 volte il diametro delle armature trasversali.

Per staffa di contenimento si intende una staffa rettangolare, circolare o a spirale, di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati per almeno 10 diametri alle due estremità. I ganci devono essere assicurati alle barre longitudinali.

Progetto struttura: VERIFICA A TAGLIO

- Armatura a taglio (le staffe) nelle zone critiche (dove si formano le cerniere plastiche):
 - *Rispetto le staffe secondo minimi di norma sismici e non sismici*
 - *Inclinazione fessure per taglio pari a 45° ($\cot(\theta)=1$)*
 - *Fisso il diametro delle barre con cui realizzo le staffe*
 - *Noto il taglio Massimo Ved determino il passo delle staffe*

Progetto struttura: VERIFICA A TAGLIO

□ In zona critica se $\cot(\theta)$ pari a 1

8.1.4.1.2 Data la trave, le resistenze dei materiali e il taglio sollecitante V_{Ed} , si voglia determinare l'armatura (A_{sv}/s)

Preliminarmente occorre verificare che V_{Ed} sia non maggiore del secondo membro della (8.1-9) scritto con $\cot\theta = 1$. Quindi, uguagliando V_{Ed} a $V_{Rd,max}$ della stessa (8.1-9),

si ottiene l'angolo θ . Rammentando che $\frac{1}{\cot\theta + \tan\theta} = \frac{1}{2} \sin 2\theta$, si ottiene:

$$V_{Ed} = (\alpha_{cv} v_t f_{ctd}) b_w z \frac{1}{2} \sin 2\theta$$

da cui

$$\theta = \frac{1}{2} \arcsin \frac{2V_{Ed}}{(\alpha_{cv} v_t f_{ctd}) b_w z} \quad (8.1-12)$$

Progetto struttura: VERIFICA A TAGLIO

☐ Armatura a taglio fuori dalle zone critiche:

- *Rispetto le staffe secondo minimi di norma sismici e non sismici*
- *Inclinazione fessure per taglio variabile ($1 < \cot(\theta) < 2.5$)*
- *Fisso il diametro delle barre con cui realizzo le staffe*
- *Assumo passo minimo di norma e calcolo $\cot(\theta)$*
- *Nota la $\cot(\theta)$ e fissato il passo minimo calcolo resistenza a taglio*
- *Dove interseco con valore resistenza a taglio con staffe di minimo, il diagramma del taglio, infittisco il passo delle staffe*

☐ Prevedo zona transizione passo staffe da minimo in zona centrale a passo più piccolo in zona critica

Progetto struttura: VERIFICA A TAGLIO

□ fuori zona critica se $\cot(\theta)$ generica

8.1.4.1.1 Determinazione del taglio resistente

Data la trave con le relative armature e resistenze, si voglia determinare il massimo taglio resistente.

Si può seguire il seguente percorso:

- accertare, con i dati del problema, che sia verificata la (8.1-7), ossia che la trave sia duttile
- imporre il cedimento simultaneo delle bielle di calcestruzzo e delle staffe uguagliando i secondi membri delle formule (8.1-8) e (8.1-9). Risulta:

$$\frac{A_{sv} f_{svd}}{b_w s(\alpha_{sv} v_1 f_{cd})} = \sin^2 \theta \quad (8.1-11)$$

Da questa si ottiene $\sin \theta$ e quindi θ . Se θ soddisfa la (8.1-5), il taglio resistente si calcola direttamente mediante la (8.1-8) o la (8.1-9) con il valore di θ trovato.

Se θ non soddisfa la (8.1-5) in quanto angolo inferiore a $21,80^\circ$ (a cui corrispondono $\cot \theta = 2,5$ e $\sin \theta = 0,3714$), significa che il collasso avviene lato acciaio con bielle compresse integre. In questo caso il taglio resistente è dato dalla (8.1-8) con $\cot \theta = 2,5$ per il rispetto della (8.1-5).

- In caso vi sia rischio di inversione del taglio alle estremità delle travi può essere necessario disporre armatura a taglio bi-diagonale, secondo che il rapporto $\zeta = V_{Ed,min}/V_{Ed,max}$ tra il taglio sollecitante minimo e massimo, derivato mediante applicazione del Capacity Design, assuma i seguenti valori:

$\zeta \geq -0,5$ – Verifica a taglio secondo EC2;

$\zeta < -0,5$ – una quasi completa inversione del taglio è attesa, nel qual caso si distinguono due situazioni:

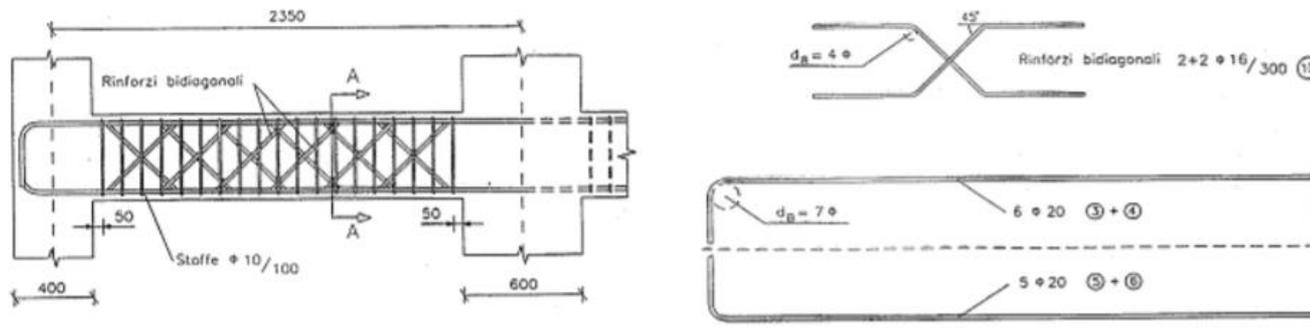
$|V_{Ed}|_{max} \leq (2 + \zeta) f_{ctd} b_w \cdot d$, dove f_{ctd} è la resistenza a trazione secondo EC2, vale quanto sopra;

$|V_{Ed}|_{max} > (2 + \zeta) f_{ctd} b_w \cdot d$ deve essere disposta armatura bi-diagonale (normalmente inclinata a 45°).

Metà del taglio deve essere resistito da staffe e metà da armatura bi-diagonale.

La verifica dell'armatura bi-diagonale viene effettuata imponendo:

$0,5V_{Ed,max} \leq 2A_s f_{yd} \cos \alpha$, dove A_s è l'armatura inclinata che attraversa il piano di scorrimento potenziale (la sezione di estremità della trave) ed α è l'inclinazione di tale armatura ($\alpha = 45^\circ$ oppure $\alpha \approx (d-d')/l_b$)



Esempio di armatura bi-diagonale