

Norme Tecniche per le Costruzioni

D.M.14/01/ 2008

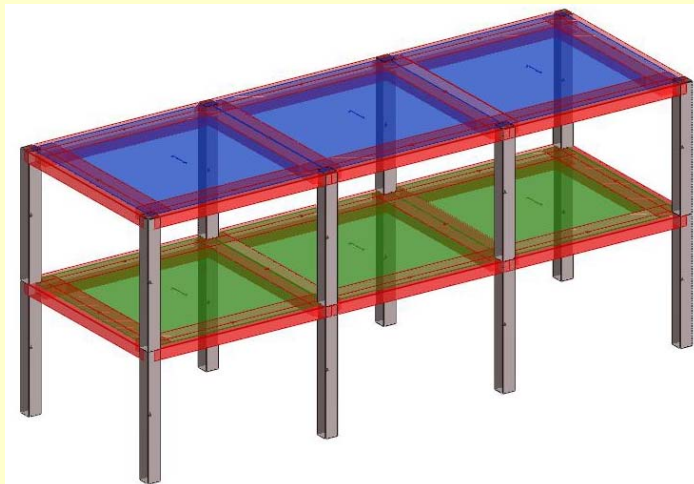
Parte 3/4 - Esempio

Ordine ingegneri Bologna 29-maggio-2009

Ing. Angelo De Cocinis

Ing. Sara Ferrari

Esempio applicativo: confronto tra
D.M. 1996 -
Circolare LL.PP. 1997 n.65 -
D.M. 2008



Esempio applicativo

Confronto fra gli Spettri di Progetto

D.M. 1996

$$a/g = CR\epsilon\beta I$$

a = acc. spettrale ; **g** = acc. di gravità

C = coefficiente di intensità sismica:

Bologna \Rightarrow Zona 3: $S = 6 \Rightarrow C = 0,04$

I = coefficiente di protezione sismica: 1,1

R : $T_0 > 0,8 \text{ sec} \Rightarrow R = 0,862/T_0^{2/3}$

$T_0 \leq 0,8 \text{ sec} \Rightarrow R = 1,0$

ϵ = coefficiente di fondazione : 1

β = coefficiente di struttura: 1

D.M. 2008

$$T_B \leq T < T_C \rightarrow S_g(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

Latitudine 44,494363 ; Longitudine 11,34901

$a_g : 0,1669 ; F_0 : 2,396 ; T^*c : 0,31$

Cl. D'uso: II $\Rightarrow C_U = 1,0 \Rightarrow V_R = 50$

Cat. sottosuolo: C $\Rightarrow S_g = 1,460 \Rightarrow C_c = 1,545$

Cat. topografica: $T_1 \Rightarrow S_T = 1,0$

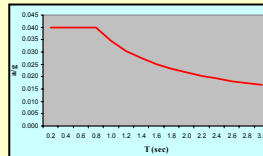
$T = C_1 \cdot H^{3/4}$ con $C_1 = 0,075 ; H = 6,0 \text{ m} \Rightarrow T = 0,29$

$T_c = C_c \cdot T^*c = 0,479 ; T_B = T_c/3 ; T_D = 2,268$

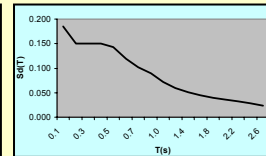
Cl. Duttilità CD"B"; $q_0 = 3,0 \alpha_u / \alpha_1$

$$K_R = 1 \Rightarrow q = q_0 \cdot K_R = 3,9$$

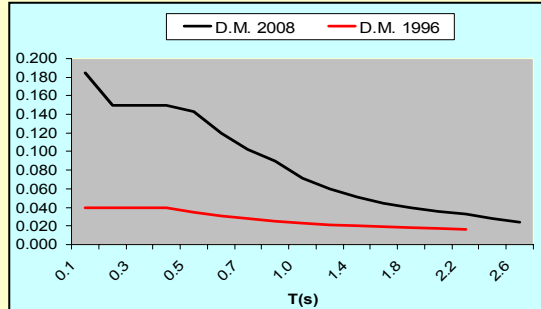
Spettro di progetto D.M. 1996



Spettro di progetto D.M. 2008



Confronto Spettri di progetto

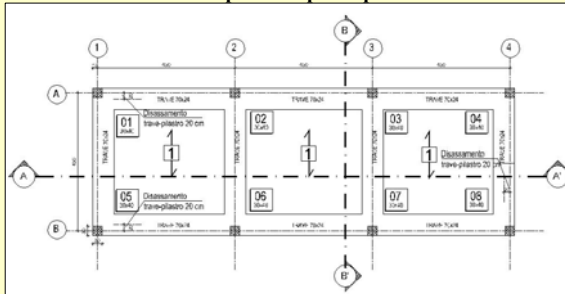


Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Esempio applicativo

Prescrizioni sui materiali

Carpenteria piano primo



Telaio in c.a. a due piani e tre campate:

Maglia 4,50 x 4,50 m

Pilastri 30 x 30 cm

Travi 70 x 24 cm

Solai Bausta 20+4 cm

CONTROLLI SUL CONGLOMERATO	
-	Via effettuato un prelievo per ogni 100 mc di getto di miscela omogenea;
-	Un prelievo consiste nel prendere dagli impasti, al momento della posa in opera nei casseri, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini;
-	Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.
CONTROLLI PRIMA DEI GETTI DI CLS	
Il getto di calcestruzzo potrà essere effettuato solo previo controllo e benestare della direzione dei lavori della struttura.	
CONTROLLI DIMENSIONALI	
Le dimensioni e le quote vanno controllate e verificate in corso dei lavori a cura e sotto la responsabilità della direzione di cantiere e dell'impresa esecutrice dei lavori.	
N.B. Effettuare la Frequenza per ciascuna miscela omogenea di calcestruzzo da impiegare. La fornitura del CLS deve essere accompagnata da FPC del produttore. Prima dell'inizio della fornitura, consegnare alla D.L., copia della certificazione FPC; i documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere dovranno riportare gli estremi della certificazione FPC. Le eventuali forniture non conformi verranno rifiutate.	

ACCIAIO PER c.a.

Acciaio B450C controllato in stabilimento con le caratteristiche:	
tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di rottura	$f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
allungamento	$A \geq 7\%$

La lunghezza delle parti di barre (espressa in cm) e "FUORI TUTTO" (Norme ISO/DIS 4066)

Sovrapposizione delle barre dove non indicato min. 50 diametri
sfalsare tutte le sovrapposizioni delle barre correnti e sagomate

Il copriferro degli elementi verticali (piloti/pilastri)

dove essere di dimensioni:

A= distanza staffa - esterno = 2 cm

B= distanza armatura - esterno = 2,8 cm

Il copriferro degli elementi orizzontali (travi di fondazione)

dove essere di dimensioni:

A= distanza staffa - esterno = 3 cm

B= distanza armatura - esterno = 3,8 cm

Il copriferro degli elementi orizzontali (travi calate)

dove essere di dimensioni:

C= distanza staffa - esterno = 2,0 cm

D= distanza armatura - esterno = 2,8 cm

Il copriferro degli elementi orizzontali (solai) dove

essere di dimensioni:

E= distanza armatura - intradosso solai grz. = 2 cm

SQUADRE	GANCI	CURVE	PIEGATURA FERRI
1	2	3	1
			$\phi Fe > 20 > Dm > 40$
			$\phi Fe > 20 > Dm > 70$
			$Dm > 150$

CALCESTRUZZO PER GETTI A PRESTAZIONE

CALCESTRUZZO PER FONDAZIONI E STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Classe di esposizione	XC2 (UNI 11104)
Classe di consistenza	S4/S5 o slump di riferimento 230mm \pm 30mm
Classe di resistenza	Rck=30 N/mm²
Diametro max aggregati	15/25 mm
Classe di contenuto di cloruri	Cl 0,4

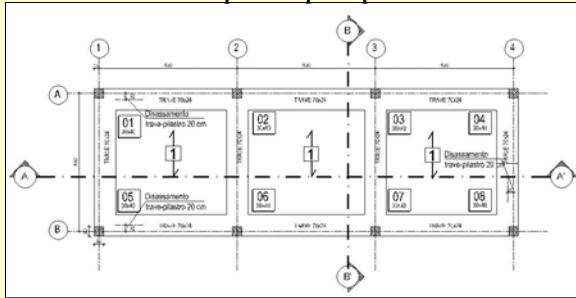
N.B.
Tutte le caratteristiche sopra riportate dovranno essere indicate nelle bolle di consegna;
è vietata qualunque aggiunta di acqua durante i getti se non autorizzata dalla D.L.

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

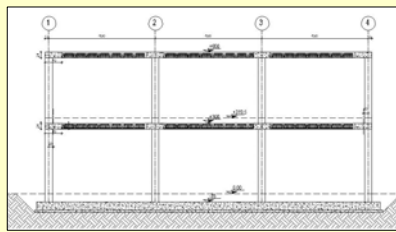
Esempio applicativo

Carpenteria e carichi piano primo

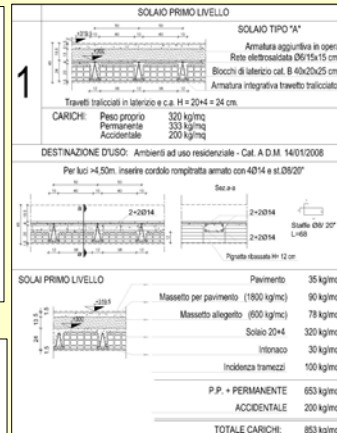
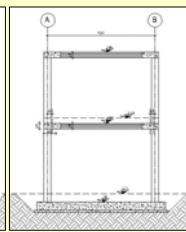
Carpenteria piano primo



Sezione A - A'



Sezione B - B'



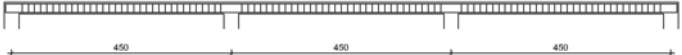
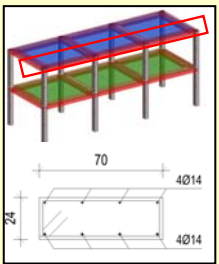
Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Esempio applicativo: verifica agli stati limite

PILASTRO	D.M. 1996	Circolare LL.PP. 97 N.65/AA.GG	D.M. 2008
		<ul style="list-style-type: none"> Area di acciaio insufficiente (All.1 Armature longitudinali Paragrafo 1.2) è quindi necessario inserire maggiore armatura 3+3 Ø14 Limiti inerenti le armature trasversali non rispettati (All.1 Paragrafo 2.3) è quindi necessario diminuire il passo delle staffe Staffe 2Ø8/7"/14" 	<ul style="list-style-type: none"> Area di acciaio insufficiente (Par. 7.4.6.2.1 Armature longitudinali) inserendo 4+4 Ø14 sono soddisfatte le limitazioni geometriche, ma il pilastro non risulta ancora verificato (gerarchia delle resistenze), è quindi necessario inserire 8+8 Ø14 Limiti inerenti le armature trasversali non rispettati (Paragrafo 7.4.6.2.1) è necessario utilizzare Staffe 2Ø8/8"/10"/12"/16"
	<p>Incidenza di armatura 102 kg/m³</p>	<p>Incidenza di armatura 157 kg/m³</p>	<p>Incidenza di armatura 324 kg/m³</p>

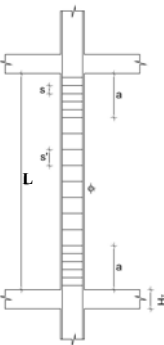
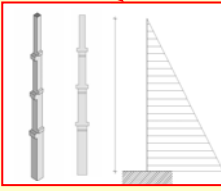
Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Esempio applicativo: verifica agli stati limite

TRAVERE		
		
D.M. 1996	Circolare LL.PP. 97 N.65/AA.GG	D.M. 2008
 <p>4+4 $\phi 14$ Staffe 2$\phi 8$"/13"</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Armatura longitudinale sufficiente 4+4 $\phi 14$ • Limiti inerenti le armature trasversali non rispettati (All.1 Paragrafo 1.3) È quindi necessario diminuire il passo delle staffe Staffe 2$\phi 8$"/13" • Limiti inerenti la lunghezza di ancoraggio in corrispondenza dei nodi travi-pilastro (All.1 Armature Paragrafo 3.2) È quindi necessario allungare la lunghezza di ancoraggio 	<ul style="list-style-type: none"> • Armatura longitudinale sufficiente 4+4 $\phi 14$ • Limiti geometrici non rispettati (Paragrafo 7.4.6.1.1) • Limiti inerenti la lunghezza di ancoraggio (Armature Longitudinali Par. 7.4.6.2.1) È quindi necessario allungare la lunghezza di ancoraggio • Limiti inerenti le armature trasversali non rispettati (Par. 7.4.6.2.1) È quindi necessario diminuire il passo delle staffe e aumentare il numero di bracci delle staffe in campata Staffe 2$\phi 8$"/5" e 4$\phi 8$"/16"
<p>Percentuale di armatura 104 kg/m³</p>	<p>Percentuale di armatura 125 kg/m³</p>	<p>Percentuale di armatura 131 kg/m³</p>

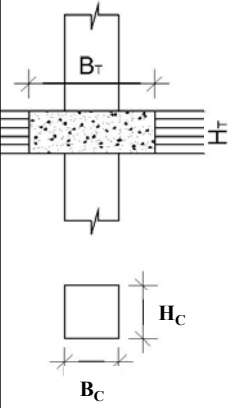
Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Limitazioni geometriche

PILASTRO	Circolare LL.PP. 1997 N.65/AA.GG (NON cogente)	D.M. 2008 (COGENTE)
	<ul style="list-style-type: none"> • Allegato 1 Paragrafo 2.1. • $B_c > 30 \text{ cm}$ • $B_c/H_c < 0,3$ • $L/B_c < 16$ se il pilastro è soggetto a momenti di segno opposto alle due estremità (L = altezza netta pilastro) < 10 negli altri casi • Zona critica, misurata a partire dalla sezione di estremità, pari alla maggiore delle seguenti quantità: lato max.sez.transversale; $1/6 L$; 45 cm 	<ul style="list-style-type: none"> • Paragrafo 7.4.6.1.2: • $B_c > 25 \text{ cm}$ • se $\theta > 0,1 \Rightarrow H_c \geq 1/10$ tra la maggiore delle distanze in cui si annulla il momento flettente e le estremità del pilastro • Lunghezza zona critica: max (H_c; $1/6 L$; 45 cm; L se $L < 3H_c$) 
NODO TRAVE – PILASTRO	<p>Sono da evitare per quanto possibile eccentricità tra l'asse della trave e l'asse del pilastro concorrenti in un nodo. Nel caso che tale eccentricità superi 1/4 della larghezza del pilastro la trasmissione degli sforzi deve essere assicurata da armature adeguatamente dimensionate allo scopo. (Allegato 1 3.1 Circolare e Paragrafo 7.4.6.1.3 D.M. 2008)</p>	

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Limitazioni geometriche

TRAVE	Circolare LL.PP. 1997 N.65/AA.GG	D.M. 2008
	<ul style="list-style-type: none"> • Allegato 1 Paragrafo 1.1. • Lunghezza libera trave $\geq 3 H_T$, se così non fosse l'elemento si definisce trave corta e dovrà essere trattata come trave di collegamento (par. 4.3) • $B_T > 20 \text{ cm}$ • $B_T < B_C + H_C/2$ da ogni lato (per travi a spessore) • $B_T/H_T > 0,25$ 	<ul style="list-style-type: none"> • Paragrafo 7.4.6.1.1: • $B_T \geq 20 \text{ cm}$ • $B_T \leq B_C + H_T/2$ da ogni lato (per travi a spessore) • $B_T \leq 2 B_C$ • $B_T/H_T \geq 0,25$ • 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. • Lunghezza zona critica: <ul style="list-style-type: none"> - H_T per classe di duttilità CD "B" - $1,5 H_T$ per classe di duttilità CD "A" 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.

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Esempio applicativo: progetto in base al D.M. 2008

Per progettare secondo il D.M.08 è necessario partire dalle seguenti considerazioni:

• maglia strutturale

• dimensioni assolute e reciproche tra travi e pilastri

Modifiche da apportare alla struttura secondo le prescrizioni del D.M. 2008:

invariata

pilastri 30x40 cm ; travi 50x24 e 40x24 cm



in modo da rispettare la Gerarchia delle Resistenze

Rispettando i limite geometrici e di eccentricità viene soddisfatta la **GERARCHIA DELLE RESISTENZE**

Per assicurare alla struttura un **comportamento dissipativo** e duttile evitando **rotture fragili** e la formazione di meccanismi instabili imprevisti, si deve ricorrere alla **Gerarchia delle Resistenze**.

Poiché il comportamento della struttura è largamente dipendente dal comportamento delle sue **zone critiche**, esse debbono formarsi ove previsto e mantenere, in presenza di azioni cicliche, la capacità di trasmettere le necessarie sollecitazioni e di dissipare energia. Tali fini possono ritenersi conseguiti qualora le **parti non dissipative** ed i collegamenti delle parti dissipative al resto della struttura possiedano, nei confronti delle zone dissipative, una **sovraresistenza sufficiente** a consentire lo sviluppo in esse della plasticizzazione ciclica. La sovraresistenza è valutata moltiplicando la resistenza nominale di calcolo delle zone dissipative per un opportuno coefficiente di sovraresistenza γ_{Rd} assunto pari, ove non diversamente specificato, ad **1,3 per CD "A"** e ad **1,1 per CD "B"**. Tale condizione si consegue quindi quando la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata di tale coefficiente γ_{Rd} :

$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

$M_{C,Rd}$ = mom. resistente generico pilastro

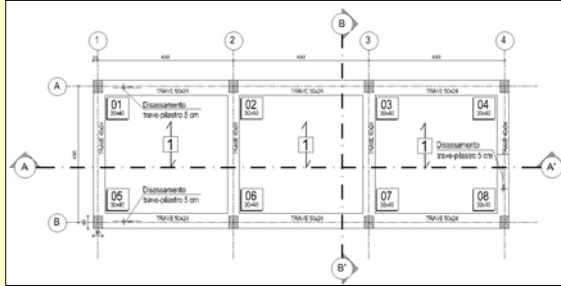
$M_{b,Rd}$ = mom. resistente generica trave convergente nel nodo

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Esempio applicativo

Prescrizioni sui materiali

Carpenteria piano primo



Telaio in c.a. a due piani e tre campate:

Maglia 4,50 x 4,50 m

Pilastrini 30 x 40 cm

Travi 50 x 24 – 40 x 24 cm

Solai Bausta 20+4 cm

CONTROLLI SUL CONGLOMERATO	
-	Va effettuato un prelievo per ogni 100 mc di getto di massa omogenea;
-	Un prelievo consiste nel prendere dagli impasti, al momento della posa in opera nei casseri, il calcestruzzo necessario per la confezione di un gruppo di due provini;
-	Per ogni giorno di getto va comunque effettuato almeno un prelievo.
CONTROLLI PRIMA DEI GETTI DI CLS	
Il getto di calcestruzzo potrà essere effettuato solo previo controllo e benestare della direzione dei lavori della struttura.	
CONTROLLI DIMENSIONALI	
Le dimensioni e le quote vanno controllate e verificate in corso dei lavori a cura e sotto la responsabilità della direzione di cantiere e dell'impresa esecutrice dei lavori.	
N.B. Effettuare la Prequalifica per ciascuna miscela omogenea di calcestruzzo da impiegare. La fornitura del CLS deve essere accompagnata da FPC del produttore.	
Prima dell'inizio della fornitura, consegnare alla D.L. copia della certificazione FPC. I documenti che accompagnano ogni fornitura in cantiere dovranno riportare gli estremi della certificazione FPC.	
Le eventuali fatture non contano venendo rifiutate.	

ACCIAIO PER c.a.

Acciaio B450C controllato in stabilimento con le caratteristiche:
tensione caratteristica di snervamento $f_{yk} \geq 450 \text{ N/mm}^2$
tensione caratteristica di rottura $f_{tk} \geq 540 \text{ N/mm}^2$
allungamento $A \geq 7\%$

La lunghezza delle parti di barre (espressa in cm) è "FUORI TUTTO" (Norme ISO/DIS 4066)

Sovrapposizione delle barre dove non indicato min. 50 diametri
stallare tutte le sovrapposizioni delle barre correnti e sagomate

Il copriferro degli elementi verticali (pelli, pilastri) deve essere di dimensioni:
A= distanza staffa - esterno = 2 cm
B= distanza armatura - esterno = 2,8 cm

Il copriferro degli elementi orizzontali (travi di fondazione) deve essere di dimensioni:
A= distanza staffa - esterno = 3 cm
B= distanza armatura - esterno = 3,8 cm

Il copriferro degli elementi orizzontali (travi calate) deve essere di dimensioni:
C= distanza staffa - esterno = 2,0 cm
D= distanza armatura - esterno = 2,8 cm

Il copriferro degli elementi orizzontali (solai) deve essere di dimensioni:
E= distanza armatura - intradosso solaio gruz. = 2 cm

SQUADRE GANCI CURVE PIEGATURA FERRI

SQUADRE	GANCI	CURVE	PIEGATURA FERRI
1	2	3	1
			2
			3

Dm > 150

CALCESTRUZZI PER GETTI A PRESTAZIONE

CALCESTRUZZI PER FONDAZIONI E STRUTTURE IN ELEVAZIONE

Classe di esposizione	XC2 (UNI 11164)
Classe di consistenza	S4/S5 o slump di riferimento 230mm ± 30mm
Classe di resistenza	Rck=30 N/mm²
Diametro max aggregati	16-25 mm
Classe di contenuto di cloruri	Cl 0,4

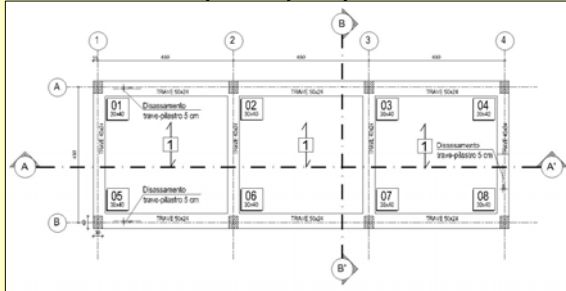
N.B. Tutte le caratteristiche sopra riportate dovranno essere indicate nelle bolle di consegna e validate qualunque aggiunta di acqua durante i getti se non autorizzata dalla D.L.

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Esempio applicativo

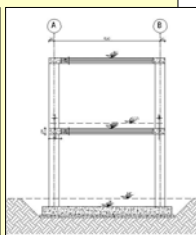
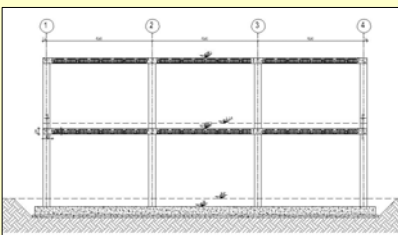
Carpenteria e carichi piano primo

Carpenteria piano primo



Sezione A – A'

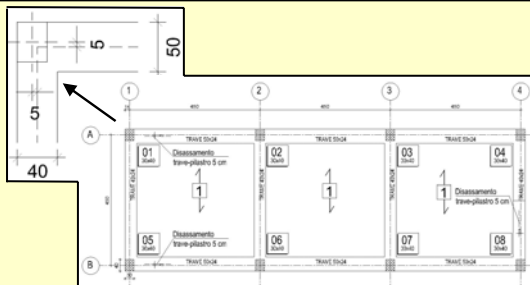
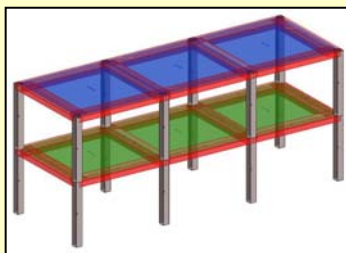
Sezione B – B'



SOLAI PRIMO LIVELLO	
1	SOLAI TIPO "A"
	Armatura appoggiata in opera
	Rete elettrosaldata Ø6/15x15 cm
	Bocchi di laterizio cat. B 40x20x25 cm
Travi tracci in laterizio e c.a. H=20+4 = 24 cm	
CARICHI:	
Peso proprio	320 kg/mq
Permanente	333 kg/mq
Accidentale	200 kg/mq
DESTINAZIONE D'USO: Ambienti ad uso residenziale - Cat. A.D.M. 14/01/2008	
Per luci > 4,50m, inserire cordolo rompicarica armato con Ø14 e sl.08/20"	
SOLAI PRIMO LIVELLO	
Pavimento	35 kg/mq
Massetto per pavimento (1800 kg/mq)	90 kg/mq
Massetto alleggerito (600 kg/mq)	78 kg/mq
Solai 20+4	320 kg/mq
Intonaco	30 kg/mq
Indicizia tramezzi	100 kg/mq
P.P. + PERMANENTE	653 kg/mq
ACCIDENTALE	200 kg/mq
TOTALE CARICHI:	853 kg/mq

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Esempio applicativo: progetto in base al D.M. 2008



	D.M. 2008	D.M. 1996
PILASTRO	5+5 ϕ 14 Staffe 2ϕ8/9"/16" Incidenza di armatura 161 kg/m³	2+2 ϕ 14 Staffe 2ϕ8/12"/21" Incidenza di armatura 95 kg/m³
TRAVE	3+3 ϕ 14 Staffe 2ϕ8/5"/13" Incidenza di armatura 134 kg/m³	3+3 ϕ 14 Staffe 2ϕ8/16" Incidenza di armatura 108 kg/m³

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Determinazione del Momento Ultimo di Travi e Pilastri

Gerarchia delle resistenze

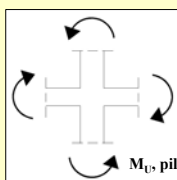
$$\sum M_{C,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot \sum M_{b,Rd}$$

- $\gamma_{Rd} = 1,30$ strutture in CD "A"; $1,10$ strutture in CD "B"

$M_{C,Rd}$ = momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni

$M_{b,Rd}$ = momento resistete della generica trave convergente nel nodo

- In tale espressione si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi.
- Il suddetto criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell'ultimo piano.



$$\sum M_{U,pilastri} \geq 1,1 \sum M_{U,travi} \text{ CD "A"}$$

$$\sum M_{U,pilastri} \geq 1,3 \sum M_{U,travi} \text{ CD "B"}$$

Resistenze di calcolo dei materiali

(Paragrafo 4.1.2.1.1.1 e 4.1.2.1.1.3)

- f_{cd} = resistenza di calcolo a compressione del calcestruzzo

dove:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$$

α_{cc} : coeff. riduttivo per le resistenze di lunga durata, pari a 0,85

γ_c : coeff. parziale di sicurezza relativo al cls, pari a 1,5

f_{ck} : resistenza caratteristica cilindrica a compressione del cls a 28 gg. tale valore è quello da utilizzare nelle verifiche e si ottiene a partire dalla resistenza cubica R_{ck} (Par. 11.2.10.1):

$$f_{ck} = 0,83 R_{ck} \rightarrow f_{cd} = 0,47 R_{ck}$$

- f_{yd} = resistenza di calcolo dell'acciaio

dove:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

γ_s : coeff. parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari a 1,15

f_{yk} : tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio:

acciaio da utilizzare per cemento armato è B450C, caratterizzato dai seguenti valori nominali delle tensioni caratteristiche di snervamento e rottura (Paragrafo 11.3.2.1)

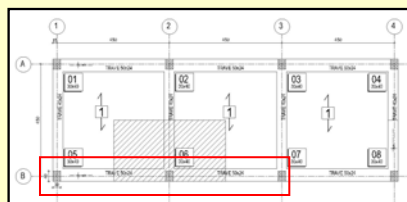
$$f_{y,nom} = 450 \text{ N/mm}^2 \rightarrow f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{t,nom} = 540 \text{ N/mm}^2$$

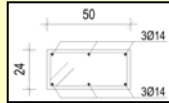
Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Determinazione del Momento Ultimo di Travi e Pilastri

Gerarchia delle resistenze



MOMENTO ULTIMO TRAVE



$$A_s = 4,62 \text{ cm}^2$$

$$M_{b,Rd} = A_s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{yd}$$

$$d = 21 \text{ cm}$$

$$f_{yd} = 3913 \text{ kg/cm}^2$$

$$M_{b,Rd} = 3417 \text{ kgm}$$

MOMENTO ULTIMO PILASTRO

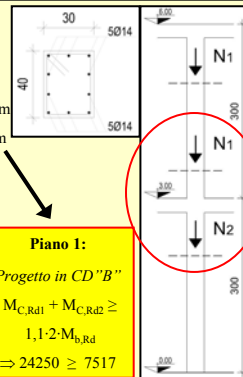
Carico copertura = 645 kg/m²

Carico piano primo = 853 kg/m² ;

Area d'influenza = 10,12 cm²

N₁ = 6530,6 kg ; M_{C,Rd1} = 11450 kgm

N₂ = 15167 kg ; M_{C,Rd2} = 12800 kgm



Piano 1:

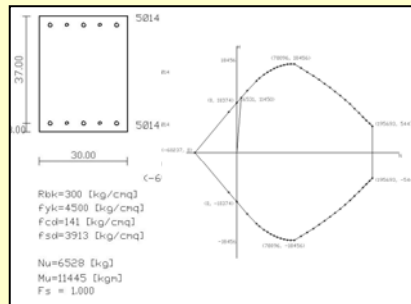
Progetto in CD "B"

$$M_{C,Rd1} + M_{C,Rd2} \geq$$

$$1,1 \cdot 2 \cdot M_{b,Rd}$$

$$\Rightarrow 24250 \geq 7517$$

DOMINIO M - N



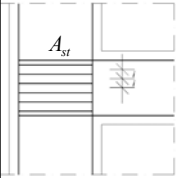
Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Minimi di armatura

PILASTRO	Circolare LL.PP. 1997 N.65/AA.GG (NONcogente)	D.M. 2008 (COGENTE)									
 	<p>Armatura longitudinale (All. 1. 2.2)</p> <ul style="list-style-type: none">In ogni sezione $1\% < \frac{A}{A_c} < 4\%$ <p>dove A è l'area totale dell'armatura longitudinale e A_c è l'area della sezione</p> <p>Armatura trasversale (All. 1. 2.3)</p> <ul style="list-style-type: none">Zona critica, misurata a partire dalla sezione di estremità, pari alla maggiore delle seguenti quantità:<ul style="list-style-type: none">- lato max.sez.transversale; 1/6 L; 45 cmIn zona critica:<ul style="list-style-type: none">- phi staffe ≥ 8 mm ; s = min (6phi; 1/4B_C; 15 cm)Zone intermedie:<ul style="list-style-type: none">- s non deve superare i seguenti valori:<ul style="list-style-type: none">- 10phi; 1/2B_C; 25 cm	<p>Armatura longitudinale (7.4.6.2.2)</p> <ul style="list-style-type: none">• Per tutta la lunghezza del pilastro: interasse barre < 25 cm• $1\% < \rho < 4\%$ con $\rho = \%$ geom. armatura• se sotto sisma la forza assiale su un pilastro è di trazione, la lunghezza di ancoraggio delle barre longitudinali deve essere incrementata del 50%. <p>Armatura trasversale (7.4.6.2.2.)</p> <ul style="list-style-type: none">• In zona critica:<ul style="list-style-type: none">- barre disposte sugli angoli della sezione deve essere contenuta da staffe- almeno una barra su due di quelle disposte sui lati deve essere trattenuta da staffe interne o legature- distanza fra barre non fissate e fissate: 15 cm CD "A"; 20 cm CD "B"- quantità minima staffe ≥ Ast/s dove <p>$\frac{A_{st}}{s} = \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" fuori zona critica e CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases}$</p> <p>Ast: area tot. bracci staffe ;</p> <p>B_{st}: distanza bracci più esterni</p>									
	<ul style="list-style-type: none">• phi staffe ≥ 6 mm- passo staffe s <table><tr><td>1/3 lato min. sez. CD "A"</td><td rowspan="3">$\frac{A_{st}}{s} = \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" fuori zona critica e CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases}$</td></tr><tr><td>1/2 lato min. sez. CD "B"</td></tr><tr><td>125 mm CD "A"</td></tr><tr><td>175 mm CD "B"</td><td></td></tr><tr><td>6 phi CD "A"</td><td></td></tr><tr><td>8 phi CD "B"</td><td></td></tr></table>	1/3 lato min. sez. CD "A"	$\frac{A_{st}}{s} = \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" fuori zona critica e CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases}$	1/2 lato min. sez. CD "B"	125 mm CD "A"	175 mm CD "B"		6 phi CD "A"		8 phi CD "B"	
1/3 lato min. sez. CD "A"	$\frac{A_{st}}{s} = \begin{cases} 0,08 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A" fuori zona critica e CD "B"} \\ 0,12 \frac{f_{cd} \cdot b_{st}}{f_{yd}} & \text{per CD "A"} \end{cases}$										
1/2 lato min. sez. CD "B"											
125 mm CD "A"											
175 mm CD "B"											
6 phi CD "A"											
8 phi CD "B"											

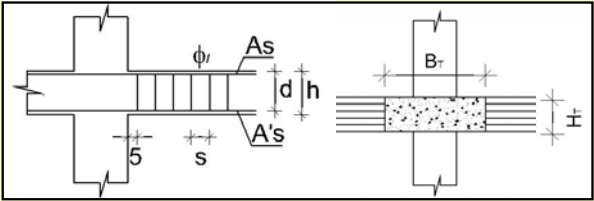
Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Minimi di armatura

NODO TRAVE – PILASTRO	Circolare LL.PP. 1997 N.65/AA.GG (NON cogente)	D.M. 2008 (COGENTE)
	<p>Allegato 1 Paragrafo 3.2</p> <ul style="list-style-type: none"> Armature longitudinali devono attraversare il nodo senza giunzioni. <p>Se ciò non risulta possibile:</p> <ul style="list-style-type: none"> le barre vanno ancorate oltre la faccia opposta a quella di intersezione, oppure rivoltate verticalmente in corrispondenza di tale faccia; lunghezza di ancoraggio: deve essere calcolata in modo da sviluppare una tensione nelle barre pari a $1,25 f_{yk}$ e misurata a partire da una distanza pari a 6ϕ dalla faccia del pilastro verso l'interno. 	<p>Paragrafo 7.4.6.2.3</p> <ul style="list-style-type: none"> Lungo le armature longitudinali del pilastro che attraversano i nodi non confinati devono essere disposte staffe di contenimento in quantità almeno pari alla maggiore prevista nelle zone del pilastro inferiore e superiore adiacenti al nodo. Questa regola può non essere osservata nel caso di nodi interamente confinati. Per i nodi non confinati, appartenenti a strutture sia in CD "A" che in CD "B", le staffe orizzontali presenti lungo l'altezza del nodo devono verificare la seguente condizione: $\frac{n_{st} \cdot A_{st}}{i \cdot b_j} \geq 0,05 \frac{f_{ck}}{f_{yk}}$ <p> $N_{st} = n^\circ \text{ bracci}$ $A_{st} = \text{area sez. trasv. barra della singola staffa orizz.}$ $i = \text{interasse staffe}$ $b_j = \text{larghezza utile del nodo:}$ </p> $b_w > b_c \Rightarrow b_j = \min(b_w; b_c + h_c/2)$ $b_w < b_c \Rightarrow b_j = \min(b_c; b_w + h_c/2)$

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Minimi di armatura

TRAVE	Circolare LL.PP. 1997 N.65/AA.GG (NON cogente)	
<p>Armatura longitudinale Allegato 1 Paragrafo 1.2</p> <ul style="list-style-type: none"> In ogni sezione $\frac{1.4}{f_{yk}} < \rho < \frac{7}{f_{yk}}$; $\rho > \rho/2$ dove <ul style="list-style-type: none"> ρ: rapporto geometrico armatura: A_s/bd f_{yk}: tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio (N/mm^2) Nelle estremità collegate con i pilastri per un tratto pari a $2d$: $A_{s,min} = 2\phi 12$ Lungo tutto il bordo superiore della trave $A_{s,campata} \geq A_{s,estremità}$ 	<p>Armatura trasversale Allegato 1 Paragrafo 1.3</p> <ul style="list-style-type: none"> Nelle estremità collegate con i pilastri per un tratto pari a $2d$ devono essere previste delle STAFFE di contenimento con passo $s = \min(d/4; 6\phi; 15 \text{ cm})$ 	
		

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Minimi di armatura

TRAVE	D.M. 2008 (COGENTE)
<p>Armatura longitudinale Paragrafo 7.4.6.2.1</p> <ul style="list-style-type: none"> • $A_{s,min} = 2\phi 14$ sia inf. che sup. e per tutta la lunghezza della trave • In ogni sezione il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa deve essere $\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$ dove: <ul style="list-style-type: none"> • ρ: rapporto geometrico armatura tesa : A_s/bh o A'_s/bh • ρ_{comp} : rapporto geometrico armatura compressa • f_{yk} : tensione caratteristica di snervamento acciaio (MPa) • Nelle zone critiche: $\rho_{comp} \geq 1/2 \rho$ e $\geq 0,25\rho$ • Armatura sup. contenuta per almeno il 75% entro larghezza anima; per le sezioni a T o L contenuta entro una fascia pari alla larghezza del pilastro se nel nodo è presente una trave ortogonale, altrimenti pari alla larghezza del pilastro + 2 volte lo spessore della soletta da ciascun lato del pilastro. <ul style="list-style-type: none"> - almeno $\frac{1}{4}$ della suddetta armatura deve essere mantenuta per tutta la lunghezza della trave. • Armature longitudinali devono attraversare i nodi senza ancorarsi o giuntarsi per sovrapposizione in essi. Quando ciò non risulti possibile: <ul style="list-style-type: none"> - 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 lungh.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 6ϕ dalla faccia del pilastro verso l'interno. 	<ul style="list-style-type: none"> • 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 $\alpha_{bl} = \begin{cases} \frac{7,5 \cdot f_{cm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot \frac{1 + 0,8v_d}{1 + 0,75k_D \cdot \rho_{comp} / \rho} & \text{per nodi interni} \\ \frac{7,5 \cdot f_{cm}}{\gamma_{Rd} \cdot f_{yd}} \cdot (1 + 0,8v_d) & \text{per nodi esterni} \end{cases}$ dove: <ul style="list-style-type: none"> vd : forza assiale di progetto normalizzata K_D : 1 per CD"A" ; 2/3 per CD"B" γ_{Rd} : 1,2 per CD"A" ; 1 per CD"B" <p>Armatura trasversale Paragrafo 7.4.6.2.1</p> <ul style="list-style-type: none"> • Nelle zone critiche: <ul style="list-style-type: none"> - 1° staffa di contenimento distante non più di 5 cm dalla sez. a filo pilastro - le successive devono essere poste a un passo non superiore a: <ul style="list-style-type: none"> min(1/4d ; 175 mm ; 6volte ϕ min longitud. ; 24 ϕ armature trasversali) per CD"A" min(1/4d ; 225 mm ; 8volte ϕ min longitud. ; 24 ϕ armature trasversali) per CD"B"

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari



VC VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA' DI EDIFICI CON STRUTTURA A TELAI DI CEMENTO ARMATO - maggio 2006



Gruppo Nazionale per la
Difesa dai Terremoti

(clicca qui per iniziare)

Sviluppato nell'ambito del **progetto SAVE** del INGV - GNDT (Gruppo Nazionale Difesa Terremoti)
Il software è ad uso gratuito. Nell'uso del programma l'utente accetta che nessuna garanzia è espressamente e implicitamente fornita dagli autori sulla sua accuratezza e affidabilità. L'utente deve comprendere le ipotesi alla base del programma ed eseguire verifiche indipendenti, assumendo piena responsabilità sui risultati ottenuti.

Ideazione e realizzazione: Prof. ing. Mauro DOLCE, ing. Claudio MORONI
UNIVERSITA' DEGLI STUDI DELLA BASILICATA - D.I.S.G.G. - Potenza

Versione beta 10.7
2002- Maggio 2006

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Introduzione

Il programma consente la valutazione della vulnerabilità sismica e del rischio sismico del singolo edificio. La vulnerabilità è riferita a due livelli di danneggiamento, corrispondenti, in termini prestazionali [FEMA, 2000] alla condizione limite di operatività, ossia di danneggiamento lieve tale da non pregiudicare l'utilizzazione, e alla condizione di collasso incipiente. La vulnerabilità, pertanto, viene intesa come stima dell'intensità del terremoto per la quale l'edificio raggiunge le due condizioni dette. Il rischio, ovviamente riferito alle condizioni di pericolosità sismica del sito in cui sorge la costruzione, tenendo conto anche di eventuali effetti di amplificazione locale, viene espresso in termini di periodo di ritorno del terremoto che produce le due condizioni limite dette.

La metodologia utilizzata è basata su di un modello di calcolo semplificato, che permette l'analisi piano per piano, per la determinazione degli spostamenti relativi tra un piano e l'altro, ai fini della valutazione delle condizioni di operatività, e della resistenza sismica dell'organismo strutturale, ai fini della valutazione delle condizioni di collasso.

Il livello di complessità del modello è commisurato al livello di conoscenza della struttura reale, in termini di caratteristiche sia meccaniche dei materiali, che geometriche dei diversi elementi strutturali e dell'organismo strutturale nel suo insieme. Infatti, la conoscenza di una struttura esistente non è mai totale, ed il livello di dettaglio è commisurato ai tempi e ai costi di esecuzione dei rilievi e delle indagini sperimentali sui materiali e sugli elementi strutturali. La scelta del modello e l'intera procedura di analisi nascono dall'ottimizzazione dell'impegno richiesto, sia in termini di indagini in situ, sia in termini di calcolo, impegno che va commisurato ad una applicazione su scala relativamente ampia.

La procedura può essere applicata secondo due logiche diverse. La prima, coerente con un'analisi della sicurezza svolta ai sensi della normativa, richiede la considerazione di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza, così come definiti nell'OPCM 3274 e nelle normative specifiche relative ai diversi tipi e materiali strutturali, conduce ad una valutazione convenzionale e cautelativa della reale vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio in esame. La seconda prescinde dall'adozione di coefficienti di sicurezza e fattori di confidenza e fa riferimento direttamente ai valori stimati più probabili delle resistenze dei materiali, essendo finalizzata alla determinazione della più probabile stima delle capacità sismiche della struttura in esame. Essa pertanto fornisce valutazioni meno cautelative ma più verosimili della reale vulnerabilità e del rischio sismico dell'edificio in esame.

L'adozione di numerose assunzioni sulle caratteristiche della struttura e dell'azione sismica, legate alla non perfetta conoscenza della struttura, basata su indagini sicuramente non esaustive, della pericolosità del sito, basata su una delle mappe disponibili a livello nazionale [SSN, 2001], dei terreni di fondazione, basata su conoscenze spesso sommarie dei profili stratigrafici, nonché l'adozione di un modello semplificato, limita, ovviamente, l'affidabilità dei risultati in termini assoluti. Ciononostante, l'applicazione di una stessa procedura ai diversi edifici permette di raffrontare in maniera diretta, e su base quantitativa, i loro livelli di vulnerabilità e di rischio, e di evidenziare quelle situazioni precarie, sulle quali occorre intervenire con maggiore urgenza.

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

modello

Le strutture in c.a. esistenti, spesso progettate per soli carichi verticali, sono abitualmente caratterizzate da bassi quantitativi di armatura longitudinale nei pilastri, per cui, salvo particolari condizioni geometriche, il meccanismo di collasso più probabile è quello a colonne deboli e travi forti. A tale meccanismo si è fatto riferimento nella messa a punto del modello semplificato, caratterizzato dalla formazione di cerniere plastiche alle estremità di tutti i pilastri dei singoli piani.

L'assunzione di un meccanismo di collasso di piano, come quello più probabile, consente una serie di drastiche semplificazioni nel modello e nei dati da reperire. La valutazione della resistenza al collasso, infatti, può essere effettuata indipendentemente per ciascun piano e richiede la conoscenza della resistenza dei soli pilastri. Ciò consente di concentrare l'attenzione, per quanto riguarda il rilievo delle armature e la determinazione delle caratteristiche di resistenza del calcestruzzo, ai soli pilastri, limitando l'indagine sulle travi al solo rilievo geometrico.

La non perfetta rispondenza del modello alla realtà comporta, naturalmente, errori di stima della vulnerabilità sismica, che sono comunque in favore di sicurezza. Infatti la resistenza sismica che scaturisce dall'ipotesi di meccanismo a pilastri deboli – travi forti fornisce sicuramente un limite inferiore alla effettiva capacità resistente e duttile di una struttura intelaiata nella quale si sviluppano meccanismi alternativi o misti.

Nella progettazione degli edifici nuovi, il contributo positivo alla resistenza sismica delle tamponature e tramezzature consistenti è in genere trascurato (v. [PCM, 2003, 2005]), a causa della scarsa controllabilità delle loro caratteristiche e delle possibili variazioni nel tempo. Nella realtà tale contributo si è spesso rivelato decisivo nell'impedire il collasso dell'edificio, o nel ridurre sensibilmente i danni alla struttura. Per questo nel modello è possibile mettere in conto sia la rigidezza che la resistenza dei principali elementi non strutturali. In generale la procedura valuta due ipotesi di funzionamento della costruzione: la prima trascura qualsiasi contributo resistente degli elementi non strutturali, la seconda tiene conto di tali contributi. Come valore della resistenza sismica strutturale viene assunto il maggiore tra i valori di resistenza così ottenuti. Ovviamente anche i possibili effetti negativi dovuti a distribuzioni irregolari degli elementi non strutturali in pianta ed in elevazione vengono messi in conto dalla procedura, attraverso opportuni coefficienti riduttivi.

Per ulteriori approfondimenti si rimanda all'articolo:

ATTI DI DIPARTIMENTO - VOL. N. 4 - ANNO 2005, "LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ E DEL RISCHIO SISMICO DEGLI EDIFICI PUBBLICI MEDIANTE LE PROCEDURE VC (VULNERABILITÀ C.A.) E VM (VULNERABILITÀ MURATURA)" Autori: M. DOLCE, C. MORONI
Dipartimento di Strutture, Geotecnica, Geologia applicata all'ingegneria, Università degli Studi della Basilicata, Potenza.

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Sezione 12 - Calcolo Accelerazioni al Suolo (PGA)

smorzamento della struttura %
 smorz. strutt. e tamponature %

Calcolo Amplificazione Spettrale

Coefficienti utilizzati
 $S_a = PGA \cdot \alpha_{pu} \cdot \alpha_{ab} \cdot \alpha_{dt} \cdot (1/\alpha_{acc})$
 Periodo Propr. con tang. $T = 0.010300$ 0.432094
 Periodo Propr. solo c.a. $T = 0.010300$ 0.432094

α_{pu} coeff. partecipazione modale (1 per nodi ad 1 piano, 0.9 per nodi 2 piani, 0.8 più piani)
 α_{ab} amplificazione spettrale
 α_{dt} coeff. che tiene conto delle capacità dissipative dell'edificio
 α_{acc} coeff. di duttilità che tiene conto della presenza di una certa duttilità strutturale (val. definito nella sez. precedente, per la valutazione priva di contributo diretto delle tamponature)

Coefficiente trasformazione Accelerazione spettrale in PGA
 - per valutazione con contributo diretto delle tamponature 1.8717 2.25
 - per piano sovrapp. 1.8717 2.25

PGA modello con tamponature

Piano	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
Vres-Vtg							
dir X							
dir Y							

PGA modello senza contributo delle tamponature (solo c.a.)

Piano	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
Vres-Vtg							
dir X	0.576	0.597					
dir Y	0.576	0.597					

PGA di piano - valori massimi individuati tra il modello considerato con e senza contributo delle tamponature

Piano	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°	minimo	piano critico	dir X	dir Y
Vres-Vtg											
dir X	0.529	0.568						0.529	Terra		
dir Y	0.576	0.597						0.576	Terra		

L'accelerazione al suolo (PGA) che mette in crisi il piano **Terra dir Y**, e quindi la struttura, è pari a: **0.576**

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Sezione 13 - Calcolo Periodo di Ritorno

Determinazione accelerazioni su suolo rigido (PGA su roccia = ag)

Accelerazione di ancoraggio dello spettro

ag modello con contributo delle tamponature

Piano	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
Vres-Vtg							
dir X							
dir Y							

ag modello senza contributo delle tamponature

Piano	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
Vres-Vtg							
dir X	0.503	0.774					
dir Y	0.461	0.696					

ag modello considerato con e senza contributo diretto delle tamponature

Piano	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°	minimo	piano critico	dir X	dir Y
Vres-Vtg											
dir X	0.503	0.774						0.503	Terra		
dir Y	0.461	0.696						0.461	Terra		

L'accelerazione al suolo rigido (ag = PGA su roccia) che mette in crisi il piano **Terra dir Y**, e quindi la struttura, è pari a: **0.461**

Il periodo di ritorno sarà quindi:
 $T = K \cdot e^{(a \cdot \ln(ag))}$

cod. ISTA **14970002** Comune **BARANELLO**

Periodo di ritorno
 2.108123 16274.75 (media)
3184.28

Periodo di ritorno
 2.1585547 11391.527 (media + deviazione standard)
2138.4

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Sezione 14 - Livello Prestazionale: Operatività

Integrità da considerare **I**

Deformazione imposta **0,001**

Valori utilizzati per la riduzione della rigidità, se nella cella 0+20 si opta per la sezione I:
 Coefficiente per la riduzione della rigidità secondo la pianta o regola della
 Coefficiente per la riduzione della rigidità secondo la sezione o regola della

Rigidità K (kg/cm)

modello con contributo delle tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	12488	24976	0	0	0	0	0
dir Y	22201	84354	0	0	0	0	0

Rigidità K (kg/cm)

modello senza contributo delle tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	12488	24976	0	0	0	0	0
dir Y	22201	84354	0	0	0	0	0

Rigidità K (kg/cm) con c/c e tampe fissurate

modello con contributo delle tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	12488	24976	0	0	0	0	0
dir Y	22201	84354	0	0	0	0	0

Rigidità K (kg/cm) con c/c fissurato

modello senza contributo delle tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	12488	24976	0	0	0	0	0
dir Y	22201	84354	0	0	0	0	0

Rigidità K (kg/cm) con tamponature e c/c integrali

modello con contributo delle tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	24976	49952	0	0	0	0	0
dir Y	44402	188709	0	0	0	0	0

Rigidità K (kg/cm) con c/c integrali

modello senza contributo delle tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	24976	49952	0	0	0	0	0
dir Y	44402	188709	0	0	0	0	0

Taglio resistente (kg) - al limite dell'Operatività

modello con contributo delle tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	11238	22478	0	0	0	0	0
dir Y	19981	84919	0	0	0	0	0

Taglio resistente (kg) - al limite dell'Operatività

modello senza contributo delle tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	11238	22478	0	0	0	0	0
dir Y	19981	84919	0	0	0	0	0

PGA = PGAsu con $\alpha_{du} = 1$

modello con contributo delle tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	0.189	0.259					
dir Y	0.171	0.229					

PGA = PGAsu con $\alpha_{du} = 1$

modello senza contributo delle tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	0.236	0.323					
dir Y	0.214	0.286					

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

Conversione in PGA per il livello prestazionale dell'Operatività

Coefficienti utilizzati

$$S_k = PGA \cdot \alpha_{du} \cdot \alpha_{ds} \cdot \alpha_{de} \cdot (1/\alpha_{du})$$

α_{du} coeff. partecipazione modale (1 per edif ad 1 piano, 0.9 per edif 2 piani, 0.8 più piani)

α_{ds} amplificazione spettrale

α_{de} coeff. che tiene conto delle capacità dissipative dell'edificio

α_{du} coeff. di duttilità, comprensivo coeff. μ che tiene conto dell'irregolarità di rigidità in pianta

0.8 Coefficiente di duttilità degli elementi allo stato prestazionale di Operatività

Coefficiente trasformazione Accelerazione spettrale in PGA

per valutazione con contributo delle tamponature

1.8717 2.25

Coefficiente trasformazione Accelerazione spettrale in PGA

per valutazione senza contributo delle tamponature

1.8717 2.25

PGA

modello con tamponature

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	0.060	0.180					
dir Y	0.089	0.264					

PGA

modello senza contributo delle tamponature (solo c.a.)

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	0.060	0.180					
dir Y	0.089	0.264					

PGA per il livello prestazionale: Operatività

	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano	Piano
	Terra	1°	2°	3°	4°	5°	6°
dir X	0.189	0.259					
dir Y	0.171	0.229					

minimo
 0.189 Terra dir X
 0.171 Terra dir Y

L'accelerazione al suolo (PGA)
 che mette in crisi il piano 1
 e quindi la struttura, è pari a:
0.171

Ing. A. De Cocinis - Ing. S. Ferrari

