

VERIFICA PILASTRO IN CEMENTO ARMATO

Nome pilastro : P002 (ID=47)
 Metodo di verifica : stati limite - NTC08 (q=3.12)
 Duttilita' : bassa senza gerarchia.
 Unita' di misura : cm; daN; daN/cm; daNcm; daN/cm2; deform. %; 1/r ‰(permille)
 Unita' particolari : fessure [Wk]:mm - ferri:mm e cm2 - sezioni:cm e derivate.
 Copriferri (assi) : longitudinali= 3.5 ; staffe= 2.5
 Imperfezioni : M minimo = N * Max(e0;ei)
 Instabilita' : snellezza limite [EC2 5.8.3.1]

l = inferiore, S = superiore

MATERIALI

CLS : C25/30; Rck=300; fck=249; fctk=17.91; fctm=25.58; Ecm=314472;
 gc=1.5; fcd=141.1; fbd=26.86; fctd=11.94; Ecu=0.35%
 ACCIAIO: B450C; ftk=5175; fyk=4500; Es=2100000;
 gs=1.15; fyd=3913; ftd=4500; fud=4439.8; Eud=6.75%

TENSIONI MASSIME IN ESERCIZIO

GRUPPO : ordinario.
 CLS : Scls(rara)=149.4; Scls(quasi permanente)=112; fbd(esercizio)=26.86
 ACCIAIO: Sacc(rara)=3600; Coeff.Omogein.=15

SEZIONI UTILIZZATE

1) Rettangolare: base=30; alt.=30; Acls=900; iy=8.66; iz=8.66

Eccentricità e0:

[4.1.2.1.2.4] pari almeno a 0,05 h ≥ 20 mm

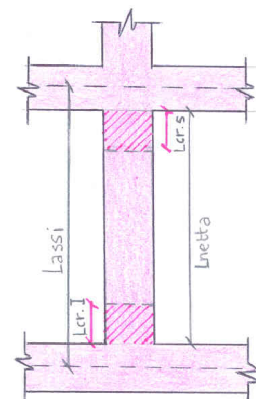
Eccentricità e1:

[4.1.2.1.7.3] difetto di rettilineità pari a 1/300 dell'altezza

$$[4.1.6.1.2] A_{s,min} = \frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}} > 0,03 \cdot A_c$$

[7.4.6.2.2] 1% ≤ ρ ≤ 4% con ρ % geom. di armature longitudinale

DESCRIZIONE ASTE E ARMATURA LONGITUDINALE										
As	Se	e0z	e0y	eiz	ei y	Lassi	Lnet	Lcr.I	Lcr.S	Af
1	1	2.	2.	1.	1.	300.	278.	47.	47.	12.57
2	1	2.	2.	1.	1.	300.	278.	47.	47.	12.57
3	1	2.	2.	.17	.17	50.	28.	0.	0.	12.57



CASI DI CARICO

Nome	Descrizione	Tipo	Ses
1	SLU SENZA SISMA	SLU (statico)	1
4	SLU con SISMAX PRINC	SLU (sismico)	16
5	SLU con SISMAX PRINC	SLU (sismico)	16
10	Rara	RARA	1
11	Frequente	FREQUENTE	1
12	Quasi Perm	QUASI PERMAN.	1

Sestetti: numero di combinazioni di carico che fanno parte di un caso di carico
 Componenti di un sestetto:
 $N_d - V_{yd} - V_{zd} - T_d - M_y - M_z$

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO										
PRESSO-FLESSIONE (incluse le imperfezioni):										
Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	E cls	Scls	E acc	Sacc	VE	
> 1	5-7	-5998.	46279.	45617.	-0.017	-22.9	.007	155.1	SI	
...										
3	1-1	-2141.	16133.	61716.	-0.014	-19.7	.016	327.8	SI	

Sforzo normale agente di progetto

Momento agente di progetto

σ calcestruzzo

Eccentricità (1) e effetti dell'instabilità

verificato

Indice caso

Indice sestetto

Moltiplicatore Miniziale per rispettare e_{min}

ϵ calcestruzzo

ϵ acciaio

σ acciaio

Sforzo normale agente di progetto

Momento agente di progetto

σ calcestruzzo

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE ULTIMO

PRESSO-FLESSIONE (incluse le imperfezioni): Eccentricità (1) e effetti dell'instabilità

verificato

Indice caso
Indice sestetto

Moltiplicatore Miniziale per rispettare emin

ε calcestruzzo ε acciaio σ acciaio

Instabilità: metodo 1

Lunghezza libera di inflessione $\lambda_{lim} = 20 \cdot A \cdot B \cdot \sqrt{n}$ (5.13 N)

SNELLEZZA LIMITE Y [EC2 5.8.3.1]:

Asta	Caso	NEd	MEyd inf	MEyd sup	l0	* A	# B	✗ C	nu	L lim	Lambd	VE
1	1- 1	-11574.1	7913.1	27556.6	300.	.7	1.33	1.41	.091	87.28	34.64	SI
2	4- 5	-3940.1	-10841.8	1259.6	300.	.7	1.33	1.82	.031	192.3	34.64	SI
3	1- 1	-2287.	-48739.6	16133.1	50.	.7	1.33	2.03	.018	282.2	5.77	SI

Momenti agente inferiore e superiore

Forza assiale adimensionale $n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$

SNELLEZZA LIMITE Z [EC2 5.8.3.1]:

Asta	Caso	NEd	MEzd inf	MEzd sup	l0	A	B	C	nu	L lim	Lambd	VE
1	5-16	-7866.6	2218.7	3012.3	300.	.7	1.33	.963	.062	72.19	34.64	SI
2	5-12	-4066.4	8737.3	8333.5	300.	.7	1.33	.746	.032	77.77	34.64	SI
3	1- 1	-2287.	-10212.1	61715.7	50.	.7	1.33	1.87	.018	259.2	5.77	SI

* $A = 1 / (1 + 0,2 \varphi_{ef})$ se φ_{ef} non è noto si può adottare $A = 0,7$ (Impostazioni → Parametri → Calcolo → Instabilità → 1. Metodo lambda limite: coefficiente A)

$B = \sqrt{1 + 2 \cdot \omega}$ se ω non è noto si può adottare $B = 1,1$

✗ $C = 1,7 - r_m$ se r_m non è noto si può adottare $C = 0,7$

Snellezza $\lambda = l_0 / i$ (EC2 Form. 5.14)

Instabilità: metodo 2

Lunghezza libera di inflessione

INSTABILITA' - RIGIDEZZA NOMINALE Y [EC2 5.8.7]:

Asta	Caso	§ NB	l0	Jn	Jcls/Jn	‡ Mcal	@ M0Ed	● MEd	▲ nu
1 I	5- 7	-383885.3	300.	11131.7	6.0637	46279.	46279.	47013.	.047
2 S	5-10	-383547.	300.	11121.9	6.0691	51016.	51016.	51588.	.034
3 S	1- 1	-13780613	50.	11100.1	6.081	16133.	16133.	16136.	.018

Momento di inerzia nominale = EI/E_{cm} in cui E_{cm} = modulo elast. medio cls

INSTABILITA' - RIGIDEZZA NOMINALE Z [EC2 5.8.7]: J_{cls} = inerzia cls

Asta	Caso	NB	l0	Jn	Jcls/Jn	Mcal	M0Ed	MEd	nu
1 I	5- 7	-383885.3	300.	11131.7	6.0637	45617.	45617.	46341.	.047
2 S	5-10	-383547.	300.	11121.9	6.0691	34240.	34240.	34625.	.034
3 S	1- 1	-13780613	50.	11100.1	6.081	61716.	61716.	61726.	.018

§ NB = carico critico basato sulla rigidezza nominale

‡ M_{cal} = momento flettente del 1° ordine, escluse le imperfezioni, calcolato dal FEM

@ M_{0Ed} = momento flettente del 1° ordine, che tiene conto delle imperfezioni [EC2 5.8.7.3]

● M_{Ed} = momento flettente totale di progetto

▲ nu = forza assiale adimensionale $n = \frac{N_{ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$

Instabilita': rigidezza nominale [EC2 5.8.7]; $\eta_{ief}=3$

Instabilità: metodo 3

INSTABILITA' - CURVATURA NOMINALE Y [EC2 5.8.8]:

Asta	Caso	d	l0	Kfi	Kr	1/r	e2	Mcal	M0Ed	MEd	nu
1 I	5- 7	26.5	300.	1.731	1.	.2704	2.43	46279.	46279.	60877.	.047
2 S	5-10	26.5	300.	1.731	1.	.2704	2.43	51016.	51016.	61373.	.034
3 S	1- 1	26.5	50.	2.308	1.	.3606	.09	16133.	16133.	16339.	.018

Altezza utile

Lunghezza libera di inflessione

INSTABILITA' - CURVATURA NOMINALE Z [EC2 5.8.8]:

Asta	Caso	d	l0	Kfi	Kr	1/r	e2	Mcal	M0Ed	MEd	nu
1 I	5- 7	26.5	300.	1.731	1.	.2704	2.43	45617.	45617.	60215.	.047
2 S	5-10	26.5	300.	1.731	1.	.2704	2.43	34240.	34240.	44598.	.034
3 S	1- 1	26.5	50.	2.308	1.	.3606	.09	61716.	61716.	61922.	.018

+ K_{fi} = coefficiente che tiene conto della viscosità [EC2 5.8.8.3] $k_{\varphi} = 1 + \beta \cdot \varphi_{ef}$ (EC2 Form.5.37)

◆ K_r = coefficiente che dipende dal carico assiale [EC2 5.8.8.3] $k_r = (n_u - n) / (n_u - n_{bal})$ (EC2 Form.5.36)

○ $1/r$ = curvatura [EC2 5.8.8.3] = $k_r \cdot k_{\varphi} \cdot 1/r_0$ (EC2 Form.5.34) in cui $1/r_0 = \epsilon_{yd} / (0,45 \cdot d)$

★ e_2 = inflessione = $(1/r) \cdot l_0^2 / c$ [EC2 5.8.8.2]

‡ M_{cal} = momento flettente del 1° ordine, escluse le imperfezioni, calcolato dal FEM

⊗ $M_{Ed} = M_{0Ed} + M_2$ (EC2 Form.5.31) M_{0Ed} = momento del 1° ordine @ M_2 = momento del 2° ordine

Sforzo di taglio agente di calcolo

Resistenza di calcolo a "taglio compressione"

Passo staffe

$\cot\theta$ dove θ inclinazione puntoni cls

TAGLIO Y:

Asta	Caso	VEd	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	$\cot\theta$	VE
1 I	4-10	-343.5	18042.6	18042.6	18282.7	1.01	13.	2.5	SI
....									
3 S	1- 1	1438.6	17699.8	18042.6	17699.8	1.01	13.	2.5	SI

TAGLIO Z: Resistenza a taglio

Resistenza di calcolo a "taglio trazione"

Area dell'armatura trasversale singola staffa

Asta	Caso	VEd	VRd	VRsd	VRcd	Asw	s	$\cot\theta$	VE
1 I	4-10	-343.5	18042.6	18042.6	18282.7	1.01	13.	2.5	SI
....									
3 S	1- 1	1438.6	17699.8	18042.6	17699.8	1.01	13.	2.5	SI

🔧 Per le strutture in CD "B" ed in CD "A" la sollecitazione di compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% ed il 55% della resistenza massima a compressione della sezione di solo cls

NEd LIMITE (NEd < Nmax , Nmax=65% di Ncls ; Ncls=fcd*Ac) [7.4.4.2.2.1]: 🔧

Asta	Caso	NEd	Nmax	Ncls	% Ncls	VE
1	5-10	-8092.4	-82543.5	-126990.	6.37	SI
2	5-14	-4258.2	-82543.5	-126990.	3.35	SI
3	4- 8	-1535.4	-82543.5	-126990.	1.21	SI

$$\%N_{cls} = N_{ed} / N_{cls} \cdot 100$$

VERIFICHE ALLO STATO LIMITE DI ESERCIZIO

RARE:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	Scls	Sacc	VE
1 I	10- 1	-8607.2	6265.4	7529.8	-10.3	-93.8	SI
....							
3 S	10- 1	-1591.1	12058.9	45754.2	-14.9	242.3	SI

FREQUENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	Scls	Sacc	VE
1 I	11- 1	-7429.9	7060.3	6842.9	-9.2	-77.2	SI
....							
3 S	11- 1	-1329.	10482.8	36796.3	-12.2	194.5	SI

QUASI PERMANENTI:

Asta	Caso	NEd	MEyd	MEzd	Scls	Sacc	VE
1 I	12- 1	-7045.2	7292.2	6623.7	-8.8	-71.8	SI
....							
3 S	12- 1	-1256.7	10026.3	34561.1	-11.5	182.8	SI

σ calcestruzzo

σ acciaio