ANNEX C

STRUCTURAL ANALYSIS RESULTS

TABLE OF CONTENTS

Structural analysis results corresponding to the BIM practical example structural model have been compiled in this annex. Exported data sheets from Autodesk Robot Structural Analysis have been directly included.

C.1. Structural steelwork 2

C.1.1. Preliminary structure design: Verification results (ULS) 2
C.1.2. Optimisation 1: Verification results (ULS) 5
C.1.3. Optimisation 2: Verification results (ULS) 8
C.1.4. Optimised structure design: Verification results (ULS; SLS) 13
C.1.5. Steelwork connections: Design; Verification results (ULS) 48

C.2. Isolated footings 137

C.2.1. Central footings: Optimisation; Verification results (ULS) 137
C.2.2. Perimeter footings: Optimisation; Verification results (ULS) 144
C.2.3. Corner footings: Optimisation; Verification results (ULS) 151

C.3. Foundation walls 158

C.3.1. Internal foundation walls: Optimisation; Verification results (ULS) 158
C.3.2. Perimeter foundation walls: Optimisation; Verification results (ULS) 165

C.1. STRUCTURAL STEELWORK

C.1.1. Preliminary structure design: Verification results (ULS)

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DEL ANALISIS: Verificación de grupos de barras

GRUPO: 1 Columns
BARRA: 10 Columna_10 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HE260B

h=26.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=26.0 cm	Ay=100.74 cm2	Az=37.59 cm2	Ax=118.44 cm2
tw=1.0 cm	Iy=14919.40 cm4	Iz=5134.52 cm4	Ix=125.00 cm4
tf=1.8 cm	Wply=1283.00 cm3	Wplz=602.26 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 338.30 kN
Nc,Rd = 2783.43 kN
Nb,Rd = 2125.24 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m Lam_y = 0.52
Lcr,y = 5.47 m Xy = 0.88
Lamy = 48.70

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m Lam_z = 0.64
Lcr,z = 3.94 m Xz = 0.76
Lamz = 59.78

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.12 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 48.70 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 59.78 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.16 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

GRUPO: 2 Primary Framing
BARRA: 18 Viga_18 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.86 L = 15.50 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 131.24 kN*m		
My,pl,Rd = 86.17 kN*m		
My,c,Rd = 86.17 kN*m		Vz,Ed = 99.70 kN
		Vz,T,Rd = 259.44 kN
Mb,Rd = 69.05 kN*m		Tt,Ed = 0.01 kN*m
		CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 113.84 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.78
Lcr,upp=2.50 m	Lam_LT = 0.87	fi,LT = 0.86	XLT,mod = 0.80

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
My,Ed/My,c,Rd = 1.52 > 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.38 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 1.90 > 1.00 (6.3.2.1.(1))

Perfil incorrecto !!!

GRUPO: 3 Secondary Framing
BARRA: 21 Viga_21 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.67 L = 10.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE180

h=18.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=9.1 cm	Ay=16.21 cm2	Az=11.25 cm2	Ax=23.95 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1316.96 cm4	Iz=100.85 cm4	Ix=4.90 cm4
tf=0.8 cm	Wply=166.42 cm3	Wplz=34.60 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -69.13 kN*m
My,pl,Rd = 39.11 kN*m
My,c,Rd = 39.11 kN*m Vz,Ed = 82.98 kN
My,V,Rd = 39.04 kN*m Vz,T,Rd = 152.55 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
My,Ed/My,V,Rd = 1.77 > 1.00 (6.2.8)
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.54 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Perfil incorrecto !!!

C.1.2. Optimisation 1: Verification results (ULS)

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DEL ANALISIS: Dimensionamiento de grupos de barras con optimización

---

GRUPO: 1 Columns
BARRA: 10 Columna_10 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=29.20 cm2	Az=10.96 cm2	Ax=34.01 cm2
tw=0.7 cm	Iy=864.37 cm4	Iz=317.52 cm4	Ix=14.40 cm4
tf=1.1 cm	Wply=165.22 cm3	Wplz=80.97 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 338.30 kN
Nc,Rd = 799.14 kN
Nb,Rd = 371.97 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.76	Lz = 3.20 m	Lam_z = 1.14
Lcr,y = 3.62 m	Xy = 0.75	Lcr,z = 3.26 m	Xz = 0.47
Lamy = 71.78		Lamz = 106.68	

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.42 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 71.78 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 106.68 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.91 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

GRUPO: 2 Primary Framing
BARRA: 18 Viga_18 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.86 L = 15.50 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 330

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm2	Az=30.81 cm2	Ax=62.61 cm2
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm4	Iz=788.14 cm4	Ix=25.70 cm4
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm3	Wplz=153.68 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 131.24 kN*m
My,pl,Rd = 189.03 kN*m
My,c,Rd = 189.03 kN*m Vz,Ed = 99.70 kN
Vz,T,Rd = 417.75 kN
Mb,Rd = 157.97 kN*m Tt,Ed = 0.01 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 360.50 kN*m	Curva,LT - c	XLT = 0.81
Lcr,upp=2.50 m	Lam_LT = 0.72	fi,LT = 0.78	XLT,mod = 0.84

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
My,Ed/My,c,Rd = 0.69 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.24 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.83 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Perfil correcto !!!

GRUPO: 3 Secondary Framing
BARRA: 22 Viga_22 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.67 L = 10.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -69.13 kN*m
My,pl,Rd = 86.17 kN*m
My,c,Rd = 86.17 kN*m

Vz,Ed = 82.98 kN
Vz,T,Rd = 259.72 kN

Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
My,Ed/My,c,Rd = 0.80 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Perfil correcto !!!

C.1.3. Optimisation 2: Verification results (ULS)

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DEL ANALISIS: Dimensionamiento de grupos de barras con optimización

---

GRUPO: 1 Columns
BARRA: 10 Columna_10 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 120

h=12.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=29.20 cm2	Az=10.96 cm2	Ax=34.01 cm2
tw=0.7 cm	Iy=864.37 cm4	Iz=317.52 cm4	Ix=14.40 cm4
tf=1.1 cm	Wply=165.22 cm3	Wplz=80.97 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 338.30 kN
Nc,Rd = 799.14 kN
Nb,Rd = 371.97 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m Lam_y = 0.76
Lcr,y = 3.62 m Xy = 0.75
Lamy = 71.78

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m Lam_z = 1.14
Lcr,z = 3.26 m Xz = 0.47
Lamz = 106.68

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.42 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 71.78 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 106.68 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.91 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

GRUPO: 1 Columns
BARRA: 10 Columna_10 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 338.30 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 402.91 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.68	Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.99
Lcr,y = 3.69 m	Xy = 0.79	Lcr,z = 3.27 m	Xz = 0.55
Lamy = 64.30		Lamz = 92.98	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.46 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 64.30 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 92.98 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.84 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

Perfil correcto !!!

GRUPO: 2 Primary Framing
BARRA: 18 Viga_18 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.86 L = 15.50 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 330

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm2	Az=30.81 cm2	Ax=62.61 cm2
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm4	Iz=788.14 cm4	Ix=25.70 cm4
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm3	Wplz=153.68 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 131.24 kN*m		
My,pl,Rd = 189.03 kN*m		
My,c,Rd = 189.03 kN*m		Vz,Ed = 99.70 kN
		Vz,T,Rd = 417.75 kN
Mb,Rd = 157.97 kN*m		Tt,Ed = 0.01 kN*m
		CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 360.50 kN*m	Curva,LT - c	XLT = 0.81
Lcr,upp=2.50 m	Lam_LT = 0.72	fi,LT = 0.78	XLT,mod = 0.84

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
My,Ed/My,c,Rd = 0.69 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.24 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.83 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Perfil correcto !!!

GRUPO: 2 Primary Framing
BARRA: 18 Viga_18 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.86 L = 15.50 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 220

h=21.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=22.0 cm	Ay=53.70 cm2	Az=20.67 cm2	Ax=64.34 cm2
tw=0.7 cm	Iy=5409.70 cm4	Iz=1954.56 cm4	Ix=27.10 cm4
tf=1.1 cm	Wply=568.50 cm3	Wplz=270.60 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 131.24 kN*m
My,pl,Rd = 133.60 kN*m
My,c,Rd = 133.60 kN*m Vz,Ed = 99.70 kN
Vz,T,Rd = 280.31 kN
Mb,Rd = 132.17 kN*m Tt,Ed = 0.01 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 562.80 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.97
Lcr,upp=2.50 m	Lam_LT = 0.49	fi,LT = 0.60	XLT,mod = 0.99

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.98 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.36 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.99 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Perfil correcto !!!

GRUPO: 2 Primary Framing
BARRA: 18 Viga_18 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.86 L = 15.50 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEB 200

h=20.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=20.0 cm	Ay=66.02 cm2	Az=24.83 cm2	Ax=78.08 cm2
tw=0.9 cm	Iy=5696.18 cm4	Iz=2003.37 cm4	Ix=61.40 cm4
tf=1.5 cm	Wply=642.58 cm3	Wplz=305.82 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 131.24 kN*m
My,pl,Rd = 151.01 kN*m
My,c,Rd = 151.01 kN*m
Vz,Ed = 99.70 kN
Vz,T,Rd = 336.80 kN
Mb,Rd = 150.05 kN*m
Tt,Ed = 0.01 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 667.37 kN*m	Curva,LT - b	XLT = 0.97
Lcr,upp=2.50 m	Lam_LT = 0.48	fi,LT = 0.60	XLT,mod = 0.99

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.87 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.30 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.87 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

Perfil correcto !!!

GRUPO: 3 Secondary Framing
BARRA: 22 Viga_22 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.67 L = 10.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -69.13 kN*m
My,pl,Rd = 86.17 kN*m
My,c,Rd = 86.17 kN*m

Vz,Ed = 82.98 kN
Vz,T,Rd = 259.72 kN

Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
My,Ed/My,c,Rd = 0.80 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Perfil correcto !!!

C.1.4. Optimised structure design: Verification results (ULS; SLS)

CALCULOS DE LAS ESTRUCTURAS DE ACERO

NORMA: *UNE-EN 1993-1:2008/AC:2009, Eurocode 3: Design of steel structures.*
TIPO DEL ANALISIS: Verificación de las barras

GRUPO:

BARRA: 1 Columna_1 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 48.23 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 406.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m Lam_y = 0.66
Lcr,y = 3.55 m Xy = 0.81
Lamy = 61.88

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m Lam_z = 0.98
Lcr,z = 3.25 m Xz = 0.55
Lamz = 92.29

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 61.88 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 92.29 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 2 Columna_2 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 124.48 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 409.27 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.66	Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.98
Lcr,y = 3.55 m	Xy = 0.81	Lcr,z = 3.22 m	Xz = 0.55
Lamy = 61.88		Lamz = 91.60	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.88 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.60 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.30 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos
vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 3 Columna_3 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 50.02 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 406.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.66	Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.98
Lcr,y = 3.55 m	Xy = 0.81	Lcr,z = 3.25 m	Xz = 0.55
Lamy = 61.88		Lamz = 92.29	

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.88 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 92.29 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 4 Columna_4 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 217.49 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 410.07 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.63
Lcr,y = 3.39 m	Xy = 0.82
Lamy = 59.04	

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.97
Lcr,z = 3.22 m	Xz = 0.56
Lamz = 91.43	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.29 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 59.04 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.43 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.53 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 5 Columna_5 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 312.06 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 409.27 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.63
Lcr,y = 3.39 m	Xy = 0.82
Lamy = 59.04	

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.98
Lcr,z = 3.22 m	Xz = 0.55
Lamz = 91.60	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.42 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 59.04 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.60 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.76 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos
vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 6 Columna_6 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 337.80 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 409.27 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.63
Lcr,y = 3.39 m	Xy = 0.82
Lamy = 59.04	

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.98
Lcr,z = 3.22 m	Xz = 0.55
Lamz = 91.60	

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.46 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 59.04 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.60 < Lambda,max = 210.00

ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.83 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:

BARRA: 7 Columna_7 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 131.93 kN

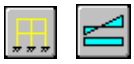
Nc,Rd = 738.28 kN

Nb,Rd = 406.09 kN

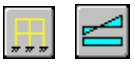
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

Ly = 3.20 m Lam_y = 0.63
Lcr,y = 3.39 m Xy = 0.82
Lamy = 59.04

 respecto al eje z:

Lz = 3.20 m Lam_z = 0.98
Lcr,z = 3.25 m Xz = 0.55
Lamz = 92.29

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 59.04 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 92.29 < Lambda,max = 210.00

ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.32 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:

BARRA: 8 Columna_8 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=14.0 cm Ay=26.36 cm2 Az=10.12 cm2 Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm Iy=1033.13 cm4 Iz=389.32 cm4 Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm Wply=173.51 cm3 Wplz=84.85 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 217.49 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 410.07 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m Lam_y = 0.63
Lcr,y = 3.39 m Xy = 0.82
Lamy = 59.04

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m Lam_z = 0.97
Lcr,z = 3.22 m Xz = 0.56
Lamz = 91.43

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.29 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 59.04 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.43 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.53 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 9 Columna_9 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=14.0 cm Ay=26.36 cm2 Az=10.12 cm2 Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm Iy=1033.13 cm4 Iz=389.32 cm4 Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm Wply=173.51 cm3 Wplz=84.85 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 312.06 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 409.27 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m Lam_y = 0.63
Lcr,y = 3.39 m Xy = 0.82
Lamy = 59.04

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m Lam_z = 0.98
Lcr,z = 3.22 m Xz = 0.55
Lamz = 91.60

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.42 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 59.04 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.60 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.76 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 10 Columna_10 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=14.0 cm Ay=26.36 cm2 Az=10.12 cm2 Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm Iy=1033.13 cm4 Iz=389.32 cm4 Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm Wply=173.51 cm3 Wplz=84.85 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 337.80 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 409.27 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m Lam_y = 0.63
Lcr,y = 3.39 m Xy = 0.82
Lamy = 59.04

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m Lam_z = 0.98
Lcr,z = 3.22 m Xz = 0.55
Lamz = 91.60

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.46 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 59.04 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.60 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.83 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos
vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 11 Columna_11 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140
h=13.3 cm gM0=1.00 gM1=1.00
b=14.0 cm Ay=26.36 cm2 Az=10.12 cm2 Ax=31.42 cm2

tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 131.93 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 406.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.63	Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.98
Lcr,y = 3.39 m	Xy = 0.82	Lcr,z = 3.25 m	Xz = 0.55
Lamy = 59.04		Lamz = 92.29	

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.18 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 59.04 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 92.29 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.32 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 12 Columna_12 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 48.23 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 406.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.66	Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.98
Lcr,y = 3.55 m	Xy = 0.81	Lcr,z = 3.25 m	Xz = 0.55
Lamy = 61.88		Lamz = 92.29	

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.88 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 92.29 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 13 Columna_13 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

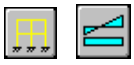
h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 124.48 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 409.27 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

 respecto al eje y:

respecto al eje z:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.66	Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.98
Lcr,y = 3.55 m	Xy = 0.81	Lcr,z = 3.22 m	Xz = 0.55
Lamy = 61.88		Lamz = 91.60	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.88 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.60 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.30 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos
vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 14 Columna_14 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 124.68 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 409.27 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.66	Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.98
Lcr,y = 3.55 m	Xy = 0.81	Lcr,z = 3.22 m	Xz = 0.55
Lamy = 61.88		Lamz = 91.60	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.88 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.60 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.30 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos
vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:

BARRA: 15 Columna_15 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 50.02 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 406.09 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m Lam_y = 0.66
Lcr,y = 3.55 m Xy = 0.81
Lamy = 61.88

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m Lam_z = 0.98
Lcr,z = 3.25 m Xz = 0.55
Lamz = 92.29

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.07 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 61.88 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 92.29 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.12 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 16 Viga_16 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.83 L = 12.50 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 330

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm2	Az=30.81 cm2	Ax=62.61 cm2
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm4	Iz=788.14 cm4	Ix=25.70 cm4
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm3	Wplz=153.68 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 50.57 kN*m
My,pl,Rd = 189.03 kN*m
My,c,Rd = 189.03 kN*m Vz,Ed = -19.41 kN
Vz,T,Rd = 416.88 kN
Mb,Rd = 157.97 kN*m Tt,Ed = -0.03 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 360.50 kN*m	Curva,LT - c	XLT = 0.81
Lcr,upp=2.50 m	Lam_LT = 0.72	fi,LT = 0.78	XLT,mod = 0.84

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
My,Ed/My,c,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.32 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
uz = 0.3 cm < uz max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:
u inst,z = 0.1 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 17 Viga_17 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.86 L = 15.50 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 330

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm2	Az=30.81 cm2	Ax=62.61 cm2
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm4	Iz=788.14 cm4	Ix=25.70 cm4
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm3	Wplz=153.68 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 133.23 kN*m
My,pl,Rd = 189.03 kN*m
My,c,Rd = 189.03 kN*m Vz,Ed = 100.05 kN
Vz,T,Rd = 417.82 kN
Mb,Rd = 157.97 kN*m Tt,Ed = -0.01 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 360.50 kN*m	Curva,LT - c	XLT = 0.81
Lcr,upp=2.50 m	Lam_LT = 0.72	fi,LT = 0.78	XLT,mod = 0.84

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.70 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.24 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.84 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 7.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
uz = 0.7 cm < uz max = L/250.00 = 7.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 7.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:
u inst,z = 0.2 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 7.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 18 Viga_18 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.86 L = 15.50 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 330

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm2	Az=30.81 cm2	Ax=62.61 cm2
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm4	Iz=788.14 cm4	Ix=25.70 cm4
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm3	Wplz=153.68 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 133.23 kN*m
My,pl,Rd = 189.03 kN*m
My,c,Rd = 189.03 kN*m Vz,Ed = 100.05 kN
Vz,T,Rd = 417.82 kN
Mb,Rd = 157.97 kN*m Tt,Ed = 0.01 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 360.50 kN*m	Curva,LT - c	XLT = 0.81
Lcr,upp=2.50 m	Lam_LT = 0.72	fi,LT = 0.78	XLT,mod = 0.84

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.70 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.24 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

Control de estabilidad global de la barra:

My,Ed/Mb,Rd = 0.84 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 7.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
uz = 0.7 cm < uz max = L/250.00 = 7.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 7.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:
u inst,z = 0.2 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 7.2 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 19 Viga_19 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.17 L = 2.50 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 330

h=33.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=16.0 cm	Ay=42.28 cm2	Az=30.81 cm2	Ax=62.61 cm2
tw=0.8 cm	Iy=11766.90 cm4	Iz=788.14 cm4	Ix=25.70 cm4
tf=1.1 cm	Wply=804.40 cm3	Wplz=153.68 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 50.57 kN*m
My,pl,Rd = 189.03 kN*m
My,c,Rd = 189.03 kN*m Vz,Ed = 19.41 kN
Vz,T,Rd = 416.88 kN
Mb,Rd = 157.97 kN*m Tt,Ed = 0.03 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

z = 1.00	Mcr = 360.50 kN*m	Curva,LT - c	XLT = 0.81
Lcr,upp=2.50 m	Lam_LT = 0.72	fi,LT = 0.78	XLT,mod = 0.84

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
My,Ed/My,c,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.05 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.01 < 1.00 (6.2.6)
Control de estabilidad global de la barra:
My,Ed/Mb,Rd = 0.32 < 1.00 (6.3.2.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas
uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
uz = 0.3 cm < uz max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:
u inst,z = 0.1 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 20 Viga_20 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.33 L = 5.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -36.83 kN*m
My,pl,Rd = 86.17 kN*m
My,c,Rd = 86.17 kN*m

Vz,Ed = -42.66 kN
Vz,T,Rd = 259.62 kN

Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.43 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.16 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
uz = 0.5 cm < uz max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:
u inst,z = 0.1 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 21 Viga_21 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.67 L = 10.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -69.15 kN*m
My,pl,Rd = 86.17 kN*m
My,c,Rd = 86.17 kN*m
Vz,Ed = 83.38 kN
Vz,T,Rd = 259.67 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
My,Ed/My,c,Rd = 0.80 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas
uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
uz = 1.1 cm < uz max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:

u inst,z = 0.2 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 6.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:

BARRA: 22 Viga_22 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.67 L = 10.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -69.20 kN*m
My,pl,Rd = 86.17 kN*m
My,c,Rd = 86.17 kN*m

Vz,Ed = 83.39 kN
Vz,T,Rd = 259.73 kN

Tt,Ed = 0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.80 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
uz = 1.1 cm < uz max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:
u inst,z = 0.2 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 23 Viga_23 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.33 L = 5.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -45.34 kN*m
My,pl,Rd = 86.17 kN*m
My,c,Rd = 86.17 kN*m
Vz,Ed = -44.38 kN
Vz,T,Rd = 259.72 kN
Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
My,Ed/My,c,Rd = 0.53 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas
uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
uz = 0.4 cm < uz max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:
u inst,z = 0.1 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 24 Columna_24 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 124.68 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 412.52 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

Ly = 3.20 m Lam_y = 0.59

Lcr,y = 3.20 m Xy = 0.84

Lamy = 55.80

respecto al eje z:

Lz = 3.20 m Lam_z = 0.97

Lcr,z = 3.20 m Xz = 0.56

Lamz = 90.90

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

N,Ed/Nc,Rd = 0.17 < 1.00 (6.2.4.(1))

Control de estabilidad global de la barra:

Lambda,y = 55.80 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 90.90 < Lambda,max = 210.00

ESTABLE

N,Ed/Nb,Rd = 0.30 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:

BARRA: 25 Viga_25 **PUNTOS:** 7 **COORDENADA:** x = 0.67 L = 10.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm gM0=1.00 gM1=1.00

b=12.0 cm Ay=27.31 cm2 Az=19.14 cm2 Ax=39.12 cm2

tw=0.6 cm Iy=3891.63 cm4 Iz=283.63 cm4 Ix=11.60 cm4

tf=1.0 cm Wply=366.68 cm3 Wplz=73.93 cm3

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -67.17 kN*m

My,pl,Rd = 86.17 kN*m

My,c,Rd = 86.17 kN*m Vz,Ed = -69.55 kN

Vz,c,Rd = 259.74 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.78 < 1.00 (6.2.5.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.6.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

uz = 1.3 cm < uz max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 6.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable:

u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 6.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:

BARRA: 26 Viga_26 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.33 L = 5.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -68.41 kN*m

My,pl,Rd = 86.17 kN*m

My,c,Rd = 86.17 kN*m Vz,Ed = 69.55 kN

Vz,c,Rd = 259.74 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y: respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.79 < 1.00 (6.2.5.(1))

Vz,Ed/Vz,c,Rd = 0.27 < 1.00 (6.2.6.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

uz = 1.2 cm < uz max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 6.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable:

u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 6.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:

BARRA: 27 Viga_27 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.67 L = 10.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = -68.24 kN*m
My,pl,Rd = 86.17 kN*m
My,c,Rd = 86.17 kN*m

Vz,Ed = 83.18 kN
Vz,T,Rd = 259.73 kN

Tt,Ed = -0.00 kN*m
CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.79 < 1.00 (6.2.5.(1))
Vz,Ed/Vz,T,Rd = 0.32 < 1.00 (6.2.6-7)
Tau,ty,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)
Tau,tz,Ed/(fy/(sqrt(3)*gM0)) = 0.00 < 1.00 (6.2.6)

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
uz = 1.2 cm < uz max = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:
u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 6.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 28 Columna_28 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

N,Ed = 22.28 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 408.63 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.66	Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.98
Lcr,y = 3.55 m	Xy = 0.81	Lcr,z = 3.23 m	Xz = 0.55
Lamy = 61.88		Lamz = 91.74	

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.88 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.74 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.05 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos

vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 29 Columna_29 **PUNTOS:** 1 **COORDENADA:** x = 0.00 L = 0.00 m

---

CARGAS:
Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:
ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: HEA 140

h=13.3 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=14.0 cm	Ay=26.36 cm2	Az=10.12 cm2	Ax=31.42 cm2
tw=0.5 cm	Iy=1033.13 cm4	Iz=389.32 cm4	Ix=7.97 cm4
tf=0.9 cm	Wply=173.51 cm3	Wplz=84.85 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:
N,Ed = 22.28 kN
Nc,Rd = 738.28 kN
Nb,Rd = 408.63 kN

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

Ly = 3.20 m	Lam_y = 0.66	Lz = 3.20 m	Lam_z = 0.98
Lcr,y = 3.55 m	Xy = 0.81	Lcr,z = 3.23 m	Xz = 0.55
Lamy = 61.88		Lamz = 91.74	

FORMULAS DE VERIFICACION:
Control de la resistencia de la sección:
N,Ed/Nc,Rd = 0.03 < 1.00 (6.2.4.(1))
Control de estabilidad global de la barra:
Lambda,y = 61.88 < Lambda,max = 210.00 Lambda,z = 91.74 < Lambda,max = 210.00
ESTABLE
N,Ed/Nb,Rd = 0.05 < 1.00 (6.3.1.1.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas *No analizado*

Desplazamientos
vx = 0.0 cm < vx max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 2.1 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

---

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 30 Viga_30 **PUNTOS:** 4 **COORDENADA:** x = 0.50 L = 2.50 m

---

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 27.04 kN*m
My,pl,Rd = 86.17 kN*m
My,c,Rd = 86.17 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.31 < 1.00 (6.2.5.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 2.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking
uz = 0.6 cm < uz max = L/250.00 = 2.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00
u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 2.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:
u inst,z = 0.1 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 2.0 cm Verificado
Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

GRUPO:
BARRA: 31 Viga_31 **PUNTOS:** 4 **COORDENADA:** x =

0.50 L = 2.50 m

CARGAS:

Caso de carga más desfavorable: 5 Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

MATERIAL:

ACERO (S235) fy = 235.00 MPa

PARAMETROS DE LA SECCION: IPE 240

h=24.0 cm	gM0=1.00	gM1=1.00	
b=12.0 cm	Ay=27.31 cm2	Az=19.14 cm2	Ax=39.12 cm2
tw=0.6 cm	Iy=3891.63 cm4	Iz=283.63 cm4	Ix=11.60 cm4
tf=1.0 cm	Wply=366.68 cm3	Wplz=73.93 cm3	

FUERZAS INTERNAS Y RESISTENCIAS ULTIMAS:

My,Ed = 52.46 kN*m
My,pl,Rd = 86.17 kN*m
My,c,Rd = 86.17 kN*m

CLASE DE LA SECCION = 1

PARAMETROS DE ALABEO:

PARAMETROS DE PANDEO:

respecto al eje y:

respecto al eje z:

FORMULAS DE VERIFICACION:

Control de la resistencia de la sección:

My,Ed/My,c,Rd = 0.61 < 1.00 (6.2.5.(1))

DESPLAZAMIENTOS LIMITES

Flechas

uy = 0.0 cm < uy max = L/250.00 = 2.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 2 DL2: Roof materials & composite decking

uz = 1.2 cm < uz max = L/250.00 = 2.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable: 6 Serviceability Limit State (1+2+3+4)*1.00

u inst,y = 0.0 cm < u inst,max,y = L/250.00 = 2.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable:

u inst,z = 0.3 cm < u inst,max,z = L/250.00 = 2.0 cm Verificado

Caso de carga más desfavorable:

Desplazamientos *No analizado*

Perfil correcto !!!

C.1.5. Steelwork connections: Design; Verification results (ULS)

Comprobación de uniones

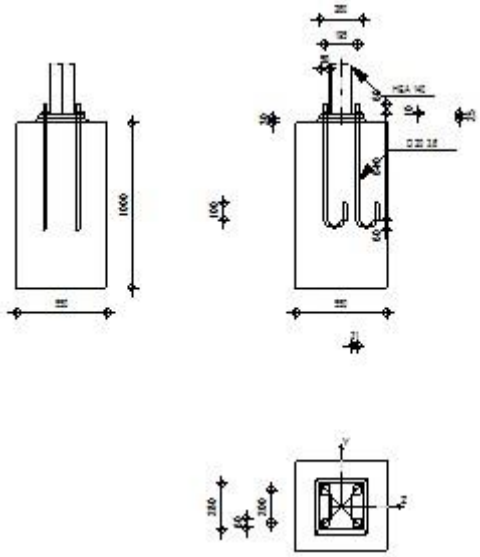
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,06**



General

Unión N.°: 1

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 1

Barras de la estructura: 1

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 1

L_c = 3,20 [m] Longitud del pilar

α = 0,0 [Deg] Ángulo de inclinación

L_c = 3,20 [m] Longitud del pilar

h_c = 133 [mm] Altura de la sección del pilar

b_{fc} = 140 [mm] Anchura de la sección del pilar

t_{wc} = 6 [mm] Espesor del alma de la sección del pilar

t_{fc} = 9 [mm] Espesor del ala del de la sección del pilar

r_c = 12 [mm] Radio del arrendondeado de la sección del pilar

A_c = 31,42 [cm^2] Area de la sección del pilar

I_{yc} = 1033,13 [cm^4] Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 3.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 180,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 300,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -48,23 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_{\perp}$ =	10,92 [MPa]	Tensión nornal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
$\tau_{\perp}$ =	10,92 [MPa]	Tensión tangente perpendicular	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,00 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00 [MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80	Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_{\perp} / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	verificado	(0,06)
$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	verificado	(0,06)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,06

Comprobación de uniones

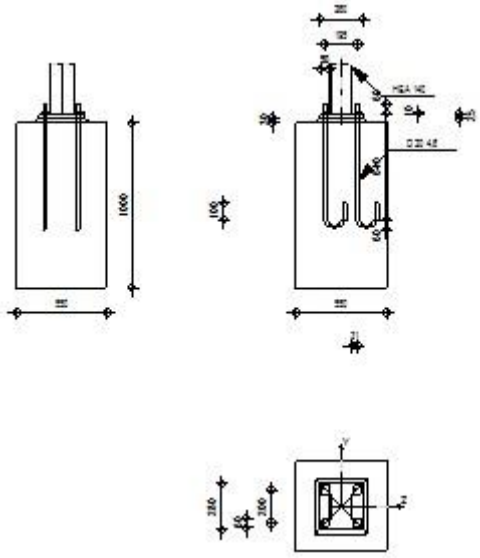
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,27**



General

Unión N.°: 2

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 7

Barras de la estructura: 4

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 4

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -217,49 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,20 < 1,00	verificado	(0,20)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 49,23 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 49,23 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	49,23	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,19 < 1,00	verificado	(0,19)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,27 < 1,00	verificado	(0,27)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,27 < 1,00	verificado	(0,27)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,27

Comprobación de uniones

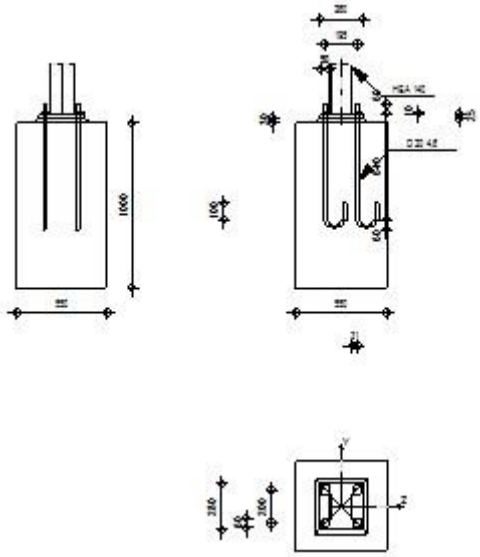
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,27**



General

Unión N.°: 3

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 15

Barras de la estructura: 8

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 8

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -217,49 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,20 < 1,00	verificado	(0,20)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 49,23 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 49,23 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	49,23	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,19 < 1,00	verificado	(0,19)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,27 < 1,00	verificado	(0,27)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,27 < 1,00	verificado	(0,27)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,27

Comprobación de uniones

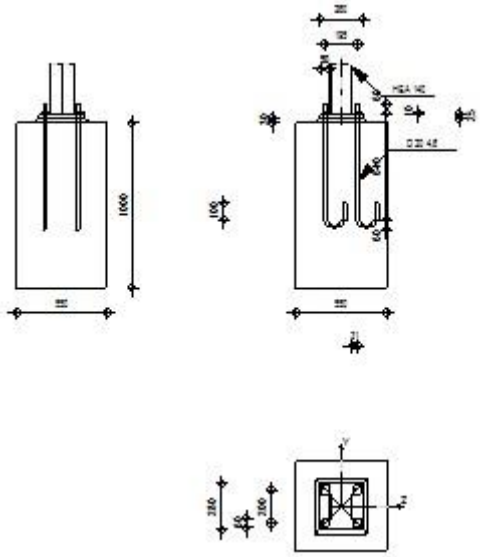
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,06**



General

Unión N.°: 4

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 23

Barras de la estructura: 12

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 12

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -48,23 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 10,92 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 10,92 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	10,92	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	verificado	(0,06)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	verificado	(0,06)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,06

Comprobación de uniones

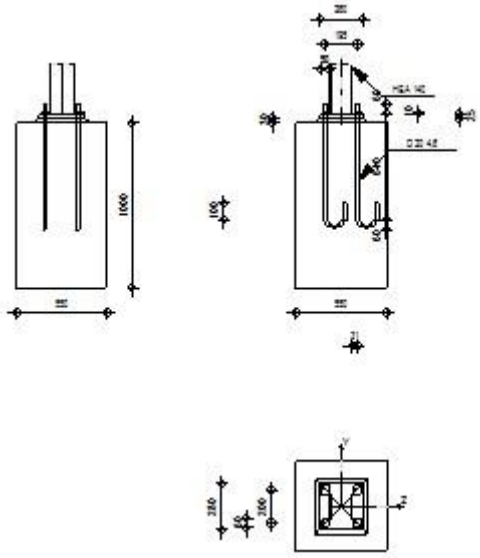
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,03**



General

Unión N.°: 5

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 41

Barras de la estructura: 28

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 28

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -22,28 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 5,04 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 5,04 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	5,04	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,03

Comprobación de uniones

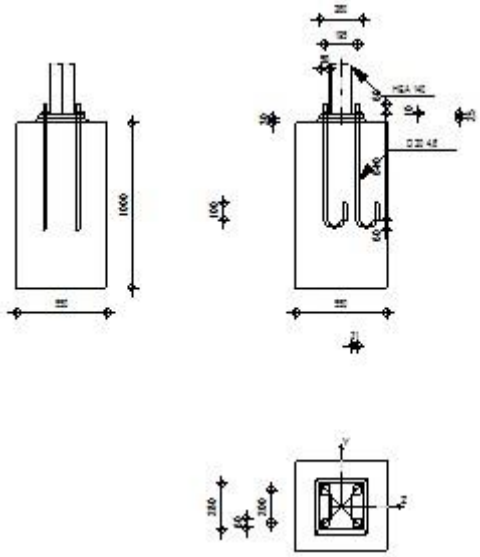
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,03**



General

Unión N.°: 6

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 42

Barras de la estructura: 29

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 29

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -22,28 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 5,04 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 5,04 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	5,04	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,02 < 1,00	verificado	(0,02)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,03 < 1,00	verificado	(0,03)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,03

Comprobación de uniones

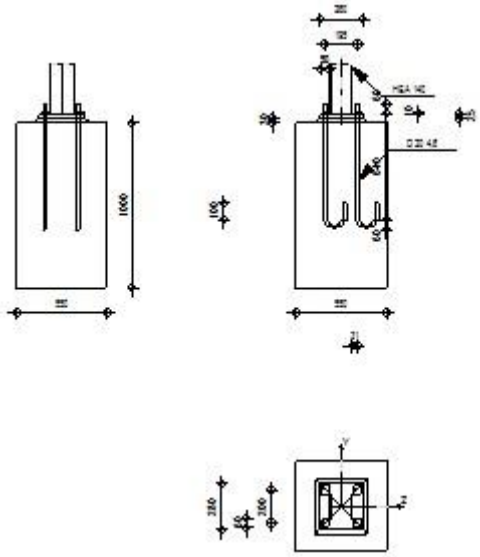
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,16**



General

Unión N.°: 7

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 3

Barras de la estructura: 2

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 2

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -124,48 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 28,18 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 28,18 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	28,18	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,16 < 1,00	verificado	(0,16)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,16 < 1,00	verificado	(0,16)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,16

Comprobación de uniones

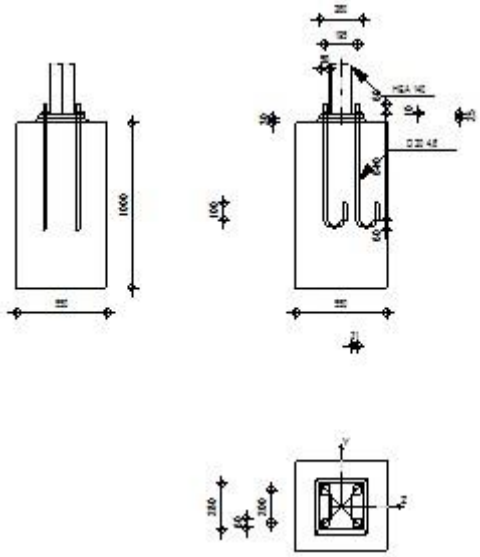
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,06**



General

Unión N.°: 8

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 5

Barras de la estructura: 3

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 3

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -50,35 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 11,40 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 11,40 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	11,40	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	verificado	(0,06)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	verificado	(0,06)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,06

Comprobación de uniones

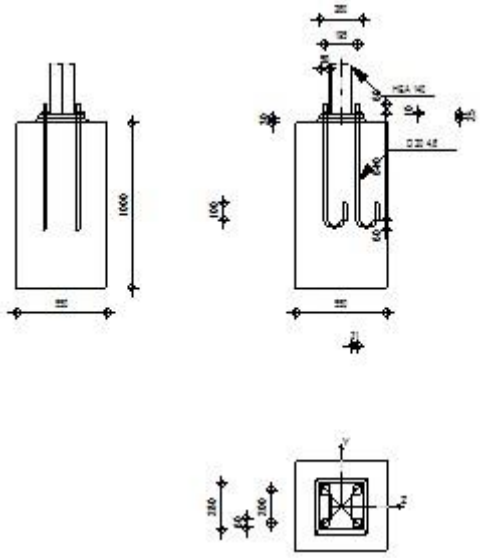
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,39**



General

Unión N.°: 9

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 9

Barras de la estructura: 5

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 5

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -312,07 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,28 < 1,00	verificado	(0,28)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 70,63 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 70,63 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	70,63	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,27 < 1,00	verificado	(0,27)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,39

Comprobación de uniones

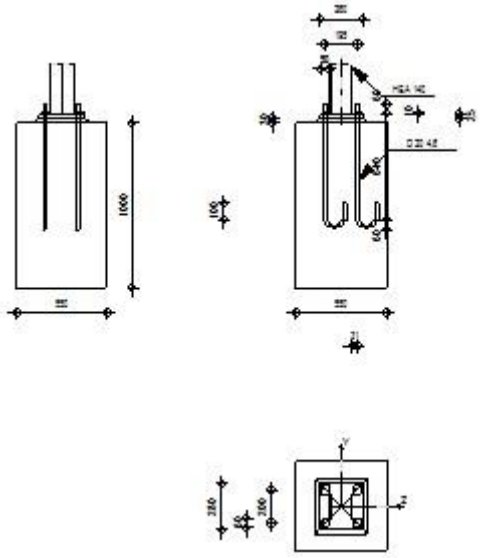
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,42**



General

Unión N.°: 10

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 11

Barras de la estructura: 6

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 6

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -337,79 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,31 < 1,00	verificado	(0,31)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 76,46 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 76,46 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	76,46	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,29 < 1,00	verificado	(0,29)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,42

Comprobación de uniones

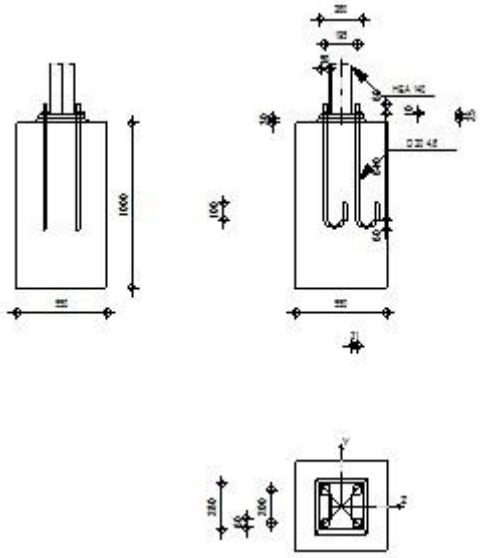
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,17**



General

Unión N.°: 11

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 13

Barras de la estructura: 7

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 7

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -132,78 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,12 < 1,00	verificado	(0,12)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 30,06 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 30,06 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	30,06	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,12 < 1,00	verificado	(0,12)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,17 < 1,00	verificado	(0,17)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,17 < 1,00	verificado	(0,17)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,17

Comprobación de uniones

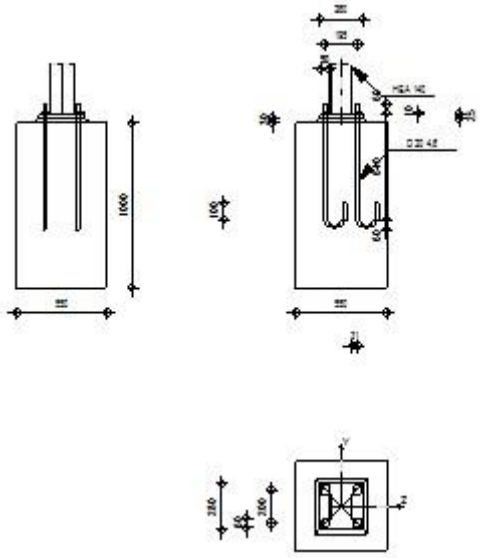
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,39**



General

Unión N.°: 12

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 17

Barras de la estructura: 9

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 9

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -312,07 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,28 < 1,00	verificado	(0,28)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 70,63 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 70,63 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	70,63	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,27 < 1,00	verificado	(0,27)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,39 < 1,00	verificado	(0,39)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,39

Comprobación de uniones

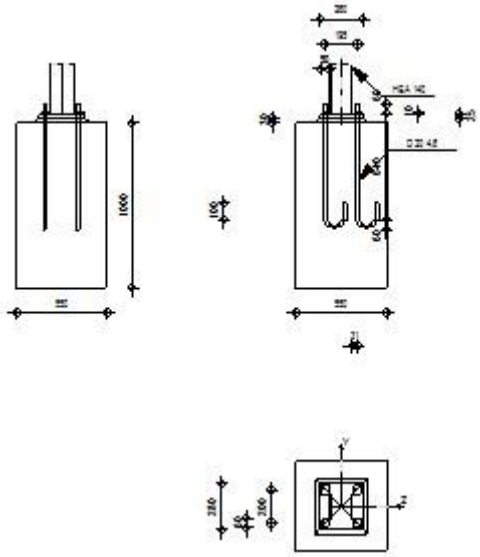
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,42**



General

Unión N.°: 13

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 19

Barras de la estructura: 10

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 10

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -337,79 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,31 < 1,00	verificado	(0,31)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 76,46 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 76,46 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	76,46	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,29 < 1,00	verificado	(0,29)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,42 < 1,00	verificado	(0,42)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,42

Comprobación de uniones

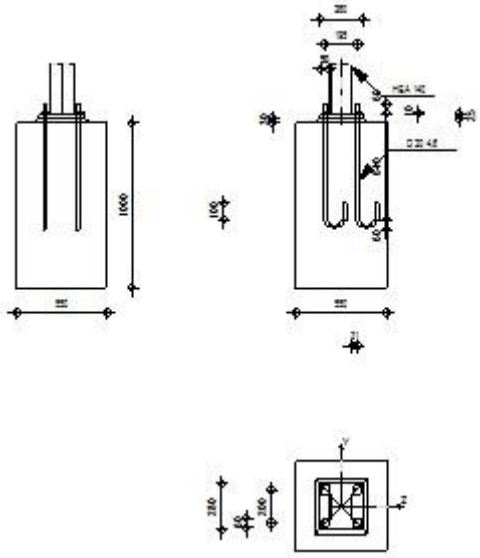
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,17**



General

Unión N.°: 14

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 21

Barras de la estructura: 11

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 11

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -132,78 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,12 < 1,00	verificado	(0,12)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 30,06 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 30,06 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	30,06	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,12 < 1,00	verificado	(0,12)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,17 < 1,00	verificado	(0,17)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,17 < 1,00	verificado	(0,17)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,17

Comprobación de uniones

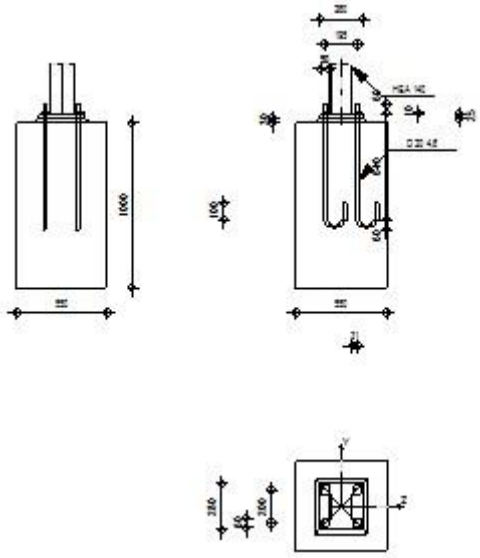
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,16**



General

Unión N.°: 15

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 25

Barras de la estructura: 13

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 13

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -124,48 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 28,18 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 28,18 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	28,18	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,16 < 1,00	verificado	(0,16)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,16 < 1,00	verificado	(0,16)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,16

Comprobación de uniones

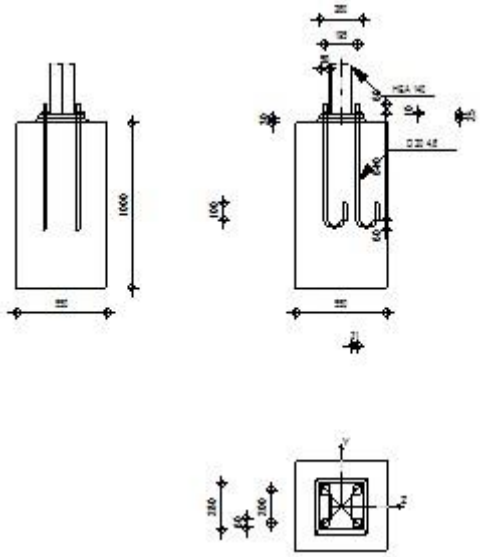
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,16**



General

Unión N.°: 16

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 27

Barras de la estructura: 14

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 14

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguredad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguredad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguredad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -124,69 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 28,22 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 28,22 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	28,22	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,16 < 1,00	verificado	(0,16)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2}))) \leq 1.0$ (4.1)	0,16 < 1,00	verificado	(0,16)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,16

Comprobación de uniones

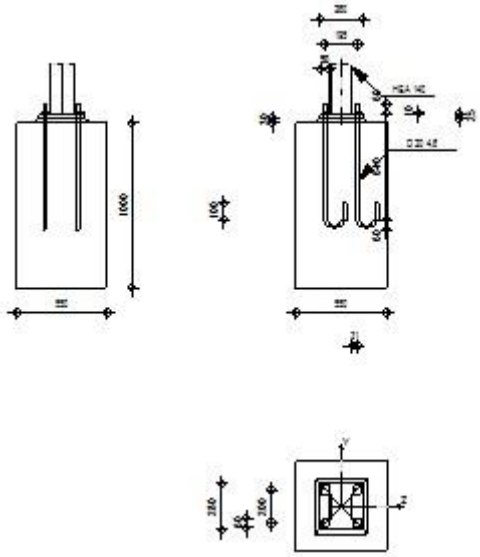
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,06**



General

Unión N.°: 17

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 29

Barras de la estructura: 15

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 15

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -50,35 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,05 < 1,00	verificado	(0,05)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 11,40 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 11,40 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	11,40	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,04 < 1,00	verificado	(0,04)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	verificado	(0,06)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,06 < 1,00	verificado	(0,06)

Componente más débil:

SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,06

Comprobación de uniones

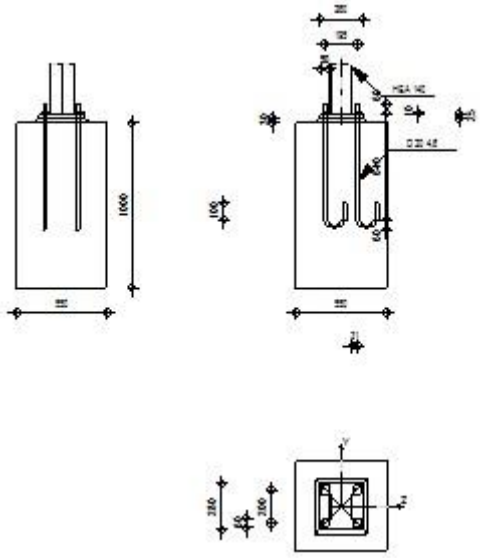
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014-Versión estudiantil

Cálculo de la base de columna empotrada

Eurocode 3: EN 1993-1-8:2005/AC:2009 + CEB Design Guide: Design of fastenings on concrete

OK

Relación **0,16**



General

Unión N.°: 18

Nombre de la unión: Pié de pilar engastado

Nudo de la estructura: 34

Barras de la estructura: 24

Geometría

Pilar

Perfil: HEA 140

Barra N.°: 24

L_c =	3,20	[m]	Longitud del pilar
α =	0,0	[Deg]	Ángulo de inclinación
h_c =	133	[mm]	Altura de la sección del pilar
b_{fc} =	140	[mm]	Anchura de la sección del pilar
t_{wc} =	6	[mm]	Espesor del alma de la sección del pilar
t_{fc} =	9	[mm]	Espesor del ala del de la sección del pilar
r_c =	12	[mm]	Radio del arrendondeado de la sección del pilar
A_c =	31,42	[cm^2]	Area de la sección del pilar
I_{yc} =	1033,13	[cm^4]	Momento de inercia de la sección del pilar

Material: ACERO

f_{yc} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{uc} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Chapa debajo de la base del pilar

l_{pd} = 260 [mm] Longitud

b_{pd} = 280 [mm] Anchura

t_{pd} = 25 [mm] Espesor

Material: S 235

f_{ypd} = 235,00 [MPa] Resistencia

f_{upd} = 360,00 [MPa] Límite de resistencia del material

Anclaje

El plano de corte atraviesa la parte NO FILETEADA de un tornillo.

Clase = 4.6 Clase de anclajes

f_{yb} = 240,00 [MPa] Límite de plasticidad del material del tornillo

f_{ub} = 400,00 [MPa] Resistencia del material del tornillo a la tracción

d = 20 [mm] Diámetro del tornillo

A_s = 2,45 [cm^2] Area de la sección eficaz del tornillo

A_v = 3,14 [cm^2] Area de la sección del tornillo

n_H = 2 Número de columnas de tornillos

n_V = 2 Número de líneas de tornillos

Separación horizontal e_{Hi} = 195 [mm]

Separación vertical e_{Vi} = 200 [mm]

Dimensiones de los anclajes

L_1 = 60 [mm]

L_2 = 640 [mm]

L_3 = 120 [mm]

L_4 = 100 [mm]

Plaqueta

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

l_{wd} = 50 [mm] Longitud

b_{wd} = 60 [mm] Anchura

t_{wd} = 10 [mm] Espesor

Chaveta

Perfil: IPE 100

l_w = 0 [mm] Longitud

Material: S 235

f_{yw} = 235,00 [MPa] Resistencia

Coeficientes de material

γ_{M0} = 1,00 Coeficiente de seguridad parcial

γ_{M2} = 1,25 Coeficiente de seguridad parcial

γ_C = 1,50 Coeficiente de seguridad parcial

Cimentación

L = 550 [mm] Longitud de la cimentación

B = 550 [mm] Anchura de la cimentación

H = 1000 [mm] Altura de la cimentación

Hormigón

Clase H-150

f_{ck} = 15,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

Capa de arena

t_g = 30 [mm] Espespor da la capa de arena

$f_{ck,g}$ = 12,00 [MPa] Resistencia característica a la compresión

$C_{f,d}$ = 0,30 Coef. de rozamiento entre la place de base y el hormigón

Soldaduras

a_p = 3 [mm] Placa principal del pié del pilar

a_w = 4 [mm] Chaveta

Cargas

Caso: 5: Ultimate Limit State (1+2)*1.35+(3+4)*1.50

$N_{j,Ed}$ = -124,69 [kN] Esfuerzo axil

Resultados

Zona comprimida

COMPRESIÓN DE HORMIGÓN

f_{cd} = 10,00 [MPa] Resistencia de cálculo a la compresión EN 1992-1:[3.1.6.(1)]

f_j = 13,59 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión debajo de la placa de base [6.2.5.(7)]

$c = t_p \sqrt{(f_{yp}/(3*f_j*\gamma_{M0}))}$

c = 60 [mm] Anchura adicional de la zona de presión [6.2.5.(4)]

b_{eff} = 129 [mm] Anchura eficas de la zona de presión debajo de la tabla [6.2.5.(3)]

l_{eff} = 260 [mm] Longitud eficaz de la zona de presión debajo del ala [6.2.5.(3)]

A_{c0} = 334,27 [cm^2] Superficie de contacto entre la placa de base y la cimentación EN 1992-1:[6.7.(3)]

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

$F_{rdu} = A_{c0}*f_{cd}*\sqrt{(A_{c1}/A_{c0})} \leq 3*A_{c0}*f_{cd}$

A_{c1} = 2120,98 [cm^2] Área de cálculo máxima de la distribución de la carga EN 1992-1:[6.7.(3)]

β_j = 0,67 Coeficiente de reducción para la compresión [6.2.5.(7)]

$f_{jd} = \beta_j*F_{rdu}/(b_{eff}*l_{eff})$

f_{jd} = 16,79 [MPa] Resistencia de cálculo a la presión [6.2.5.(7)]

$A_{c,n}$ = 657,22 [cm^2] Área de presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

$F_{c,Rd,i} = A_{C,i}*f_{jd}$

$F_{c,Rd,n}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del hormigón a la presión en compresión [6.2.8.2.(1)]

RESISTENCIA DEL PIÉ DEL PILAR EN LA ZONA COMPRIMIDA

$N_{j,Rd} = F_{c,Rd,n}$

$N_{j,Rd}$ = 1103,66 [kN] Resistencia del pié del pilar a la compresión axial [6.2.8.2.(1)]

Control de la resistencia de la unión

$N_{j,Ed} / N_{j,Rd} \leq 1,0$ (6.24)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ = 28,22 [MPa] Tensión nornal en la soldadura [4.5.3.(7)]

$\tau_\perp$ = 28,22 [MPa] Tensión tangente perpendicular [4.5.3.(7)]

Soldaduras entre el pilar y la placa de base

$\sigma_\perp$ =	28,22	[MPa]	Tensión normal en la soldadura	[4.5.3.(7)]
τ_{yII} =	0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,y}$	[4.5.3.(7)]
τ_{zII} =	-0,00	[MPa]	Tensión tangente paralela a $V_{j,Ed,z}$	[4.5.3.(7)]
β_W =	0,80		Coeficiente dependiente de la resistencia	[4.5.3.(7)]

$\sigma_\perp / (0.9*f_u/\gamma_{M2}) \leq 1.0$ (4.1)	0,11 < 1,00	verificado	(0,11)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{yII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,16 < 1,00	verificado	(0,16)
$\sqrt{(\sigma_\perp^2 + 3.0 (\tau_{zII}^2 + \tau_\perp^2))} / (f_u/(\beta_W*\gamma_{M2})) \leq 1.0$ (4.1)	0,16 < 1,00	verificado	(0,16)

Componente más débil:

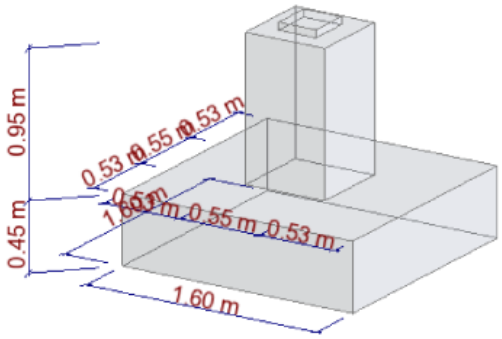
SOLDADURAS UNIENDO EL FUSTE DEL PILAR Y LA PLACA DE BASE

Unión conforme con la Norma	Relación	0,16

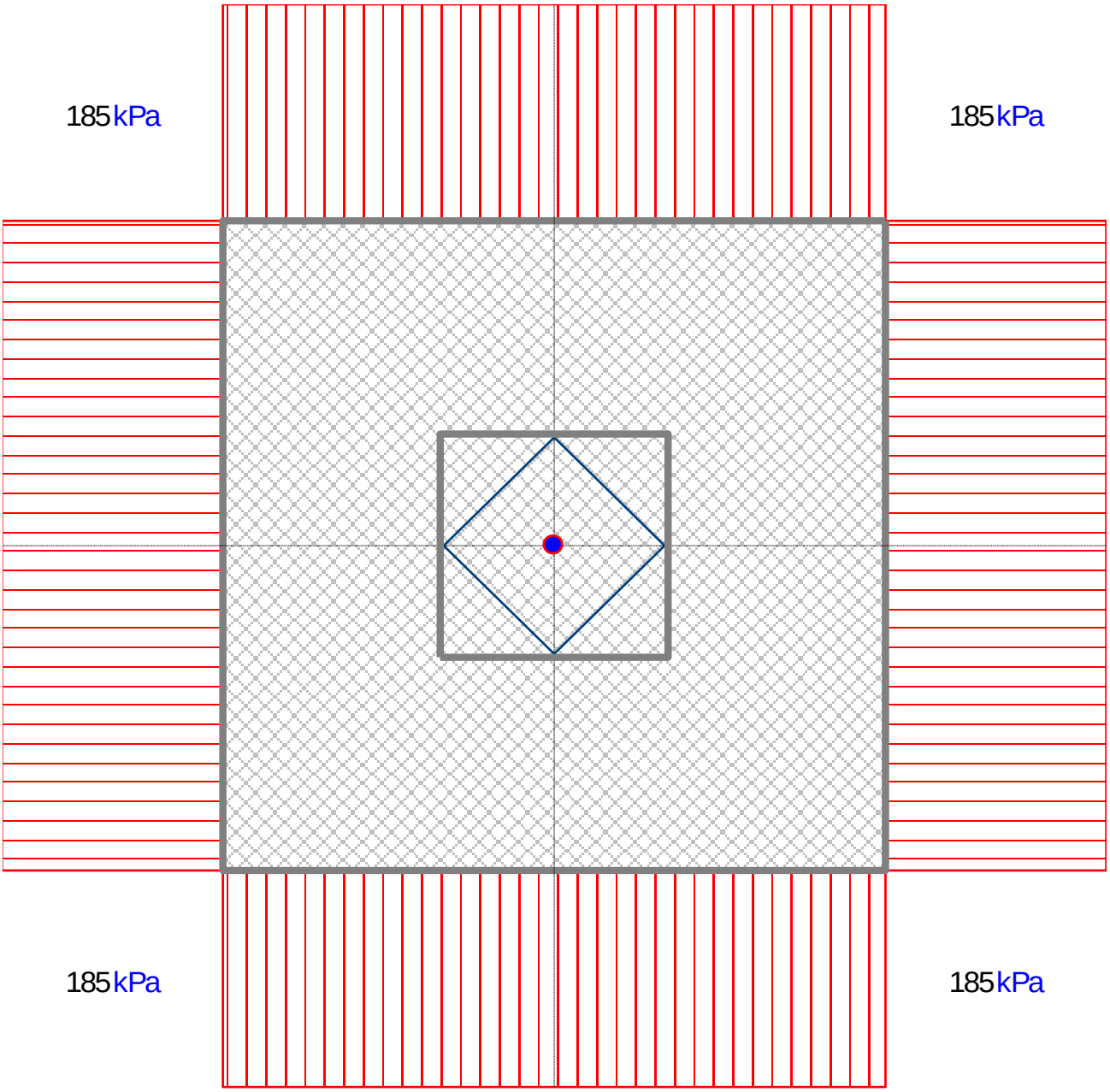
C.2. ISOLATED FOOTINGS

C.2.1. Central footings: Optimisation; Verification results (ULS)

Cimentación - vista : Proyección 3D: 10

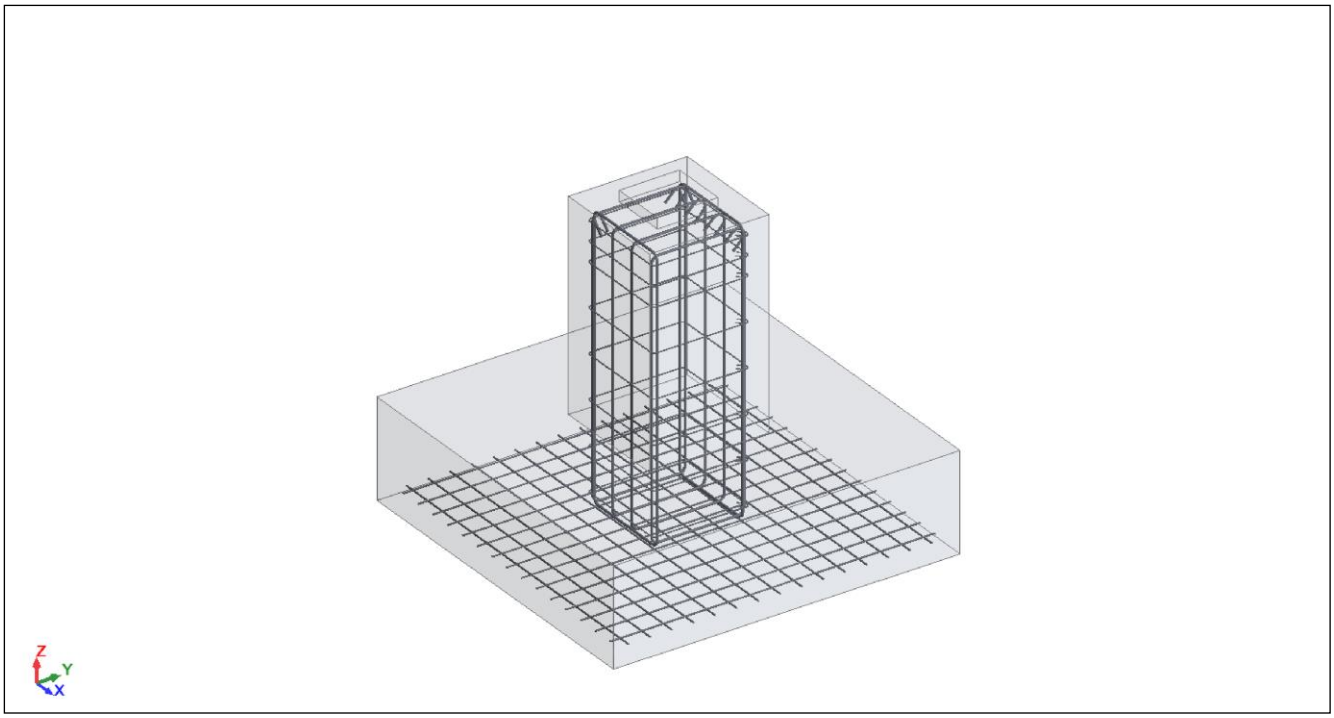


Cimentación - resultados : 3



Cimentación - armaduras : **Proyección 3D: 3**

N= 473.97 kN Mx= -0.00 kN*m My= 0.00 kN*m



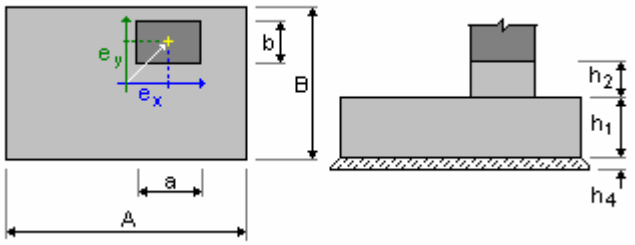
1 Cimentación aislada: Cimentación2 Número: 1

1.1 Datos básicos

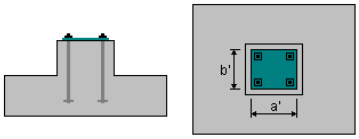
1.1.1 Hipótesis

- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008
- Norma para los cálculos de hormigón armado : EHE 99
- Forma de la cimentación : libre

1.1.2 Geometría:



A	= 1,60 (m)	a	= 0,55 (m)
B	= 1,60 (m)	b	= 0,55 (m)
h1	= 0,45 (m)	e_x	= 0,00 (m)
h2	= 0,95 (m)	e_y	= 0,00 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 26,0 (cm)
b'	= 28,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 5,0 (cm)

1.1.3 Materiales

- Hormigón: : HA - 30; resistencia característica = 30,00 MPa

  Densidad = 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : tipo B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa
- Armaduras transversales : tipo B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
Perimeter	de cálculo(Peso de pilar)	----	426,30	0,00	0,00	0,00	0,00

Cargas sobre el talud:

Caso	Natura	Q1 (kN/m2)

1.1.5 Lista de combinaciones

1/ ELU : Perimeter N=426,30
2/* ELU : Perimeter N=426,30

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión: 0,00
- Cimentación prefabricada lisa 6.5.3(10)
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Enfoque de cálculo: 1

  A1 + M1 + R1

  $\gamma_{\phi'}$ = 1,00

  $\gamma_{c'}$ = 1,00

  γ_{cu} = 1,00

  γ_{qu} = 1,00

  γ_{γ} = 1,00

  $\gamma_{R,v}$ = 1,00

  $\gamma_{R,h}$ = 1,00

  A2 + M2 + R1

  $\gamma_{\phi'}$ = 1,25

  $\gamma_{c'}$ = 1,25

  γ_{cu} = 1,40

  γ_{qu} = 1,40

  γ_{γ} = 1,00

  $\gamma_{R,v}$ = 1,00

  $\gamma_{R,h}$ = 1,00

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo: N_1 = 0,00 (m)

Nivel max. de la cimentación: N_a = 0,95 (m)
Nivel del fondo del excavado: N_f = 0,00 (m)

Clay
- Nivel del suelo: 0.00 (m)
- Peso volumétrico: 2243.38 (kG/m3)
- Densidad del sólido: 2753.23 (kG/m3)
- Angulo de rozamiento interno: 25.0 (Deg)
- Cohesión: 0.06 (MPa)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme
Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=426,30**
Coeficentes de carga: **1.35** * peso de la cimentación
1.35 * peso del suelo
Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 47,67 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 473,97 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Excentricidad de la carga:
e_B = 0,00 (m) e_L = 0,00 (m)
Dimensiones equivalentes de la cimentación:
B' = B - 2|e_B| = 1,60 (m)
L' = L - 2|e_L| = 1,60 (m)
Profundidad del asiento: Dmin = 0,45 (m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

qu = 0.20 (MPa)

p_{le}* = 0,21 (MPa)
D_e = Dmin - d = 0,45 (m)
k_p = 0,86
q'_0 = 0,01 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'_0 = 0,19 (MPa)

Tensión en el suelo: qref = 0.19 (MPa)
Coeficiente de seguridad: qlim / qref = 1.041 > 1

Alzamiento

Alzamiento en ELU
Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=426,30**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Superficie de contacto: s = 0,00
s_{lim} = 0,17

Deslizamiento

Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=426,30**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 35,31 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 461,61 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Dimensiones equivalentes de la cimentación: A_ = 1,60 (m) B_ = 1,60 (m)
Superficie de deslizamiento: 2,56 (m2)
Coeficiente de rozamiento cimentación - suelo: $\tan(\delta_d) = 0,30$
Cohesión: c_u = 0.06 (MPa)
Presión del suelo considerada:
Hx = 0,00 (kN) Hy = 0,00 (kN)
Ppx = 0,00 (kN) Ppy = 0,00 (kN)
Pax = 0,00 (kN) Pay = 0,00 (kN)
Valor de la fuerza de deslizamiento H_d = 0,00 (kN)
Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:
- en el nivel del asiento: R_d = 138,20 (kN)
Estabilidad a deslizamiento: ∞

Vuelco

Alrededor del eje OX
Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=426,30**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 35,31 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 461,61 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Momento estabilizador: M_{stab} = 369,29 (kN*m)
Moment de vuelco: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
Estabilidad al vuelco: ∞

Alrededor del eje OY
Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=426,30**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 35,31 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 461,61 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Momento estabilizador: M_{stab} = 369,29 (kN*m)
Moment de vuelco: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
Estabilidad al vuelco: ∞

1.3 Diseño de hormigón armado

1.3.1 Hipótesis

- Ambiente : I

1.3.2 Análisis de punzonamiento y de cortante

Cizalladura

Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=426,30**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Carga de diseño:
Nr = 461,61 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Longitud del perímetro crítico: 1,60 (m)
Esfuerzo cortante: 35,97 (kN)
altura útil de la sección h_{eff} = 0,39 (m)
Superficie de cizalladura: A = 0,62 (m2)
Cuantía de armadura: ρ = 0.12 %
Tensión cortante: 0,06 (MPa)
Tensión cortante admisible: 0,51 (MPa)
Coeficiente de seguridad: 8.84 > 1

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : Perimeter N=426,30
My = 50,00 (kN*m) A_{sx}= 4,50 (cm2/m)

ELU : Perimeter N=426,30
Mx = 50,00 (kN*m) A_{sy}= 4,50 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 4,50 (cm2/m)

Armaduras superiores:

My = 0,00 (kN*m) A'_{sx} = 0,00 (cm2/m)

Mx = 0,00 (kN*m) A'_{sy} = 0,00 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 4,50 (cm2/m)

Fuste:
Armaduras longitudinales A = 12,10 (cm2) $A_{mín.}$ = 12,10 (cm2)
A = 2 * (Asx + Asy)
Asx = 2,27 (cm2) Asy = 3,78 (cm2)

1.3.4 Armadura real

2.3.1 Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:
Dirección X:
15 B 500 S 8 l = 1,50 (m) e = 1*-0,70 + 14*0,10
Dirección Y:
15 B 500 S 8 l = 1,50 (m) e = 1*-0,70 + 14*0,10

2.3.2 Fuste

Armaduras longitudinales
Dirección X:

4 B 500 S 12 l = 3,51 (m) e = 1*-0,20 + 3*0,13
Dirección Y:
2 B 500 S 12 l = 3,56 (m) e = 1*-0,20 + 1*0,40
Armaduras transversales
8 B 500 S 6 l = 1,86 (m) e = 1*0,13 + 5*0,20 + 2*0,09

2 Cuantitativo:

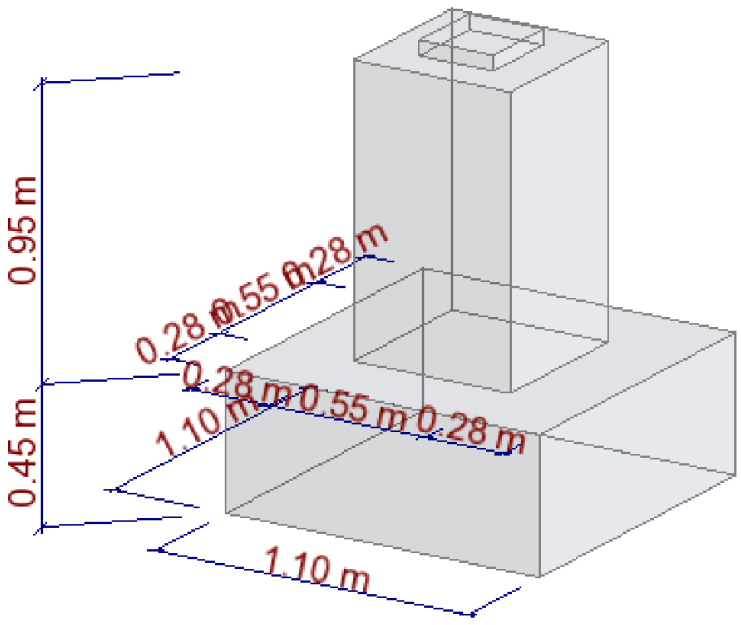
- Volumen del hormigón = 1,44 (m3)
- Superficie de encofrado = 4,97 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 57,62 (kG)
  - Densidad = 40,03 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 8,4 (mm)
  - Lista según diámetros:

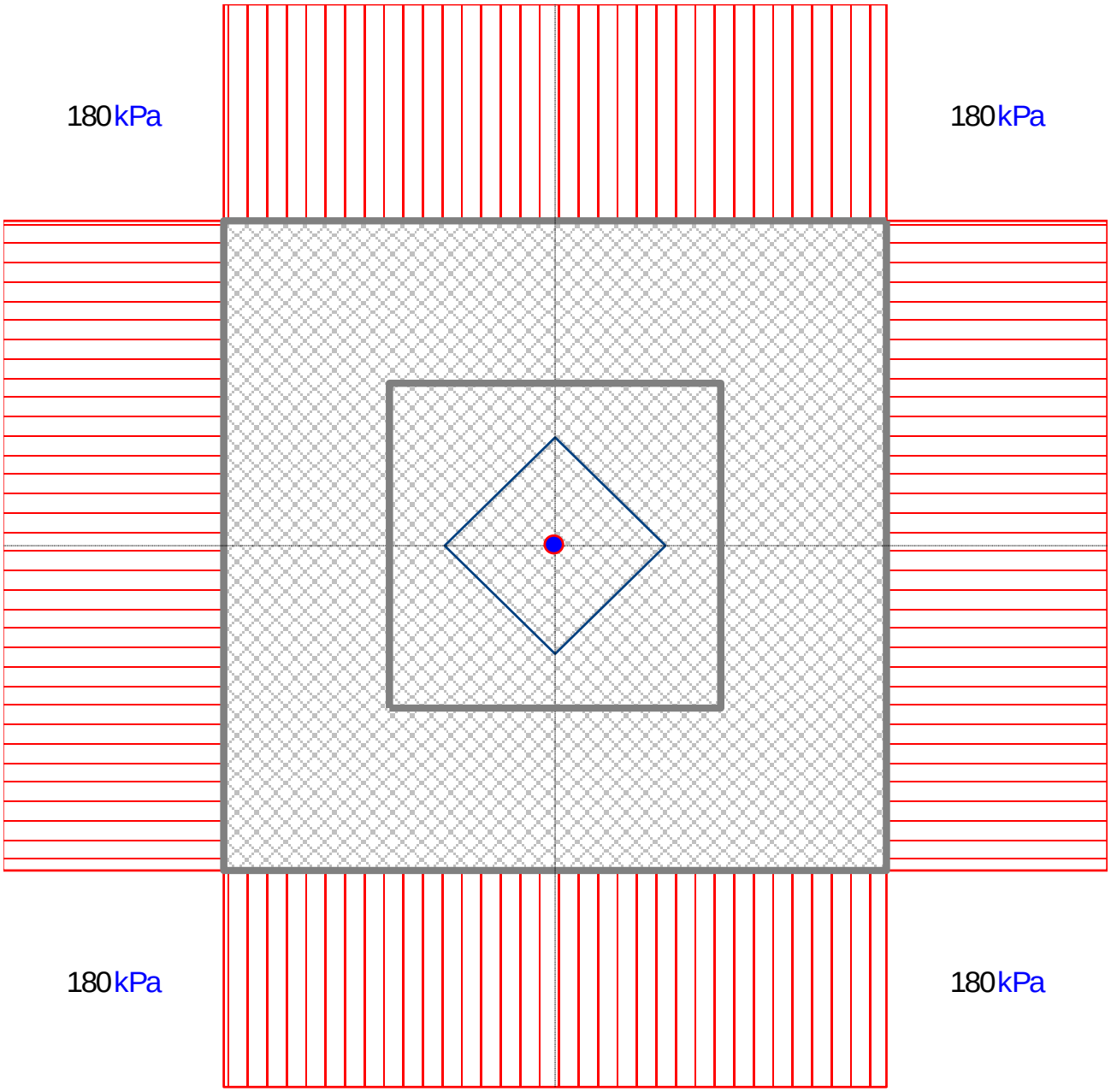
Diámetro	Longitud (m)	Número:
6	1,86	8
8	1,50	60
12	3,51	4
12	3,56	2

C.2.2. Perimeter footings: Optimisation; Verification results (ULS)

Cimentación - vista : Proyección 3D: 9



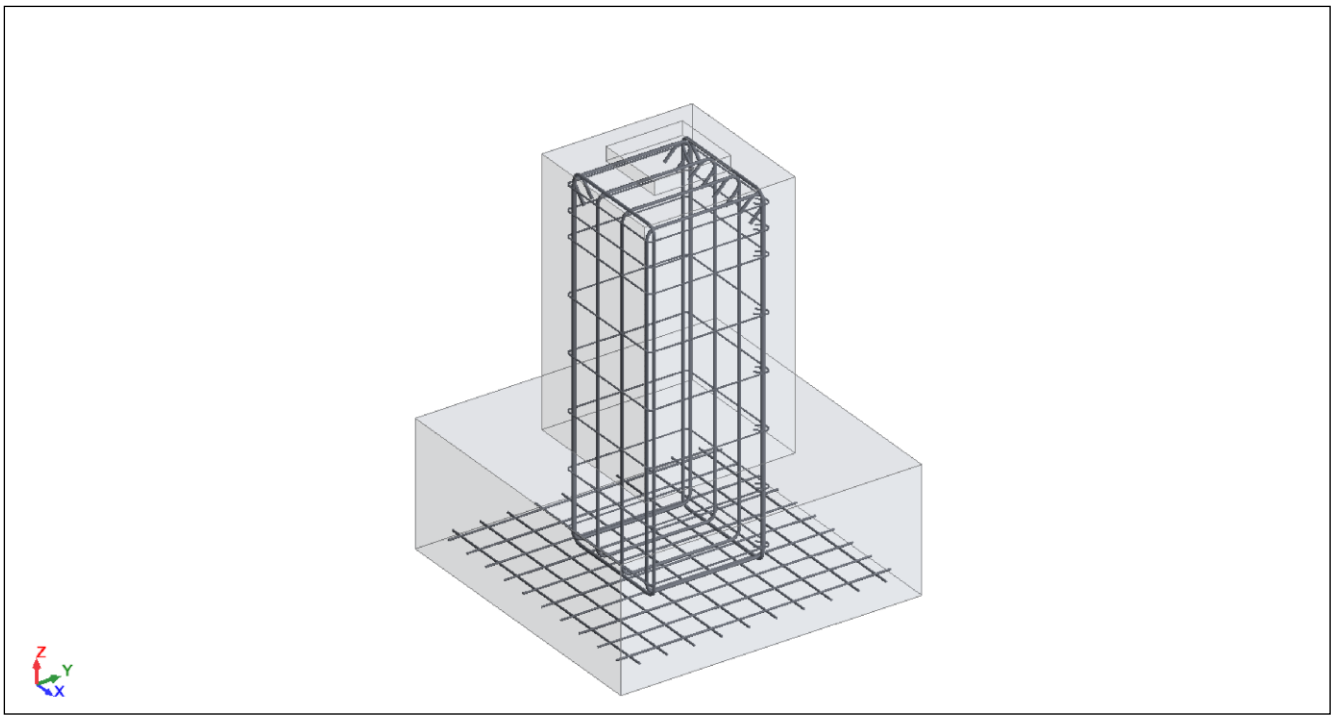
Cimentación - resultados : 2



Cimentación - armaduras : 2

Proyección 3D:

N= 217.97 kN Mx= -0.00 kN*m My= 0.00 kN*m



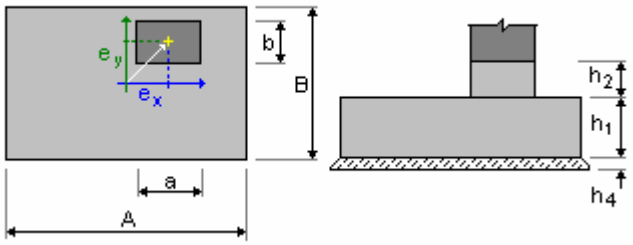
1 Cimentación aislada: Cimentación1 Número: 1

1.1 Datos básicos

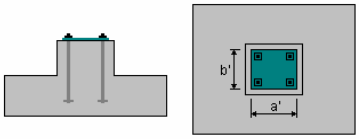
1.1.1 Hipótesis

- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008
- Norma para los cálculos de hormigón armado : EHE 99
- Forma de la cimentación : libre

1.1.2 Geometría:



A	= 1,10 (m)	a	= 0,55 (m)
B	= 1,10 (m)	b	= 0,55 (m)
h1	= 0,45 (m)	e_x	= 0,00 (m)
h2	= 0,95 (m)	e_y	= 0,00 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 26,0 (cm)
b'	= 28,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)
c2	= 5,0 (cm)

1.1.3 Materiales

- Hormigón: : HA - 30; resistencia característica = 30,00 MPa

  Densidad = 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : tipo B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa
- Armaduras transversales : tipo B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
Perimeter	de cálculo(Peso de pilar)	----	190,42	0,00	0,00	0,00	0,00

Cargas sobre el talud:

Caso	Natura	Q1 (kN/m2)

1.1.5 Lista de combinaciones

1/ ELU : Perimeter N=190,42
2/* ELU : Perimeter N=190,42

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión: 0,00
- Cimentación prefabricada lisa 6.5.3(10)
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Enfoque de cálculo: 1

  A1 + M1 + R1

  $\gamma_{\phi'}$ = 1,00

  $\gamma_{c'}$ = 1,00

  γ_{cu} = 1,00

  γ_{qu} = 1,00

  γ_{γ} = 1,00

  $\gamma_{R,v}$ = 1,00

  $\gamma_{R,h}$ = 1,00

  A2 + M2 + R1

  $\gamma_{\phi'}$ = 1,25

  $\gamma_{c'}$ = 1,25

  γ_{cu} = 1,40

  γ_{qu} = 1,40

  γ_{γ} = 1,00

  $\gamma_{R,v}$ = 1,00

  $\gamma_{R,h}$ = 1,00

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo: N_1 = 0,00 (m)

Nivel max. de la cimentación: N_a = 0,95 (m)
Nivel del fondo del excavado: N_f = 0,00 (m)

Clay
- Nivel del suelo: 0.00 (m)
- Peso volumétrico: 2243.38 (kG/m3)
- Densidad del sólido: 2753.23 (kG/m3)
- Angulo de rozamiento interno: 25.0 (Deg)
- Cohesión: 0.06 (MPa)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme
Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=190,42**
Coeficentes de carga: **1.35** * peso de la cimentación
1.35 * peso del suelo
Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 27,55 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 217,97 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Excentricidad de la carga:
e_B = 0,00 (m) e_L = 0,00 (m)
Dimensiones equivalentes de la cimentación:
B' = B - 2|e_B| = 1,10 (m)
L' = L - 2|e_L| = 1,10 (m)
Profundidad del asiento: Dmin = 0,45 (m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

qu = 0.20 (MPa)

p_{le}* = 0,21 (MPa)
D_e = Dmin - d = 0,45 (m)
k_p = 0,88
q'_0 = 0,01 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'_0 = 0,20 (MPa)

Tensión en el suelo: qref = 0.18 (MPa)
Coeficiente de seguridad: qlim / qref = 1.101 > 1

Alzamiento

Alzamiento en ELU
Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=190,42**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Superficie de contacto: s = 0,00
s_{lim} = 0,17

Deslizamiento

Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=190,42**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 20,41 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 210,83 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Dimensiones equivalentes de la cimentación: A_ = 1,10 (m) B_ = 1,10 (m)
Superficie de deslizamiento: 1,21 (m2)
Coeficiente de rozamiento cimentación - suelo: $\tan(\delta_d) = 0,30$
Cohesión: $c_u = 0.06$ (MPa)
Presión del suelo considerada:
Hx = 0,00 (kN) Hy = 0,00 (kN)
Ppx = 0,00 (kN) Ppy = 0,00 (kN)
Pax = 0,00 (kN) Pay = 0,00 (kN)
Valor de la fuerza de deslizamiento H_d = 0,00 (kN)
Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:
- en el nivel del asiento: R_d = 63,12 (kN)
Estabilidad a deslizamiento: ∞

Vuelco

Alrededor del eje OX
Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=190,42**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 20,41 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 210,83 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Momento estabilizador: M_{stab} = 115,95 (kN*m)
Moment de vuelco: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
Estabilidad al vuelco: ∞

Alrededor del eje OY
Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=190,42**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 20,41 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 210,83 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Momento estabilizador: M_{stab} = 115,95 (kN*m)
Moment de vuelco: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
Estabilidad al vuelco: ∞

1.3 Diseño de hormigón armado

1.3.1 Hipótesis

- Ambiente : I

1.3.2 Análisis de punzonamiento y de cortante

Sin punzonamiento

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : Perimeter N=190,42
My = 11,49 (kN*m) A_{sx}= 4,50 (cm2/m)

ELU : Perimeter N=190,42
Mx = 11,49 (kN*m) A_{sy}= 4,50 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 4,50 (cm2/m)

Armaduras superiores:

My = 0,00 (kN*m) A'_{sx} = 0,00 (cm2/m)

Mx = 0,00 (kN*m) A'_{sy} = 0,00 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 4,50 (cm2/m)

Fuste:
Armaduras longitudinales A = 12,10 (cm2) $A_{mín.}$ = 12,10 (cm2)
A = 2 * (Asx + Asy)
Asx = 2,27 (cm2) Asy = 3,78 (cm2)

1.3.4 Armadura real

2.3.1 Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:
Dirección X:
10 B 500 S 8 l = 1,00 (m) e = 1*-0,45 + 9*0,10
Dirección Y:
10 B 500 S 8 l = 1,00 (m) e = 1*-0,45 + 9*0,10

2.3.2 Fuste

Armaduras longitudinales
Dirección X:
4 B 500 S 12 l = 3,51 (m) e = 1*-0,20 + 3*0,13
Dirección Y:
2 B 500 S 12 l = 3,56 (m) e = 1*-0,20 + 1*0,40
Armaduras transversales
8 B 500 S 6 l = 1,86 (m) e = 1*0,13 + 5*0,20 + 2*0,09

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,83 (m3)
- Superficie de encofrado = 4,07 (m2)

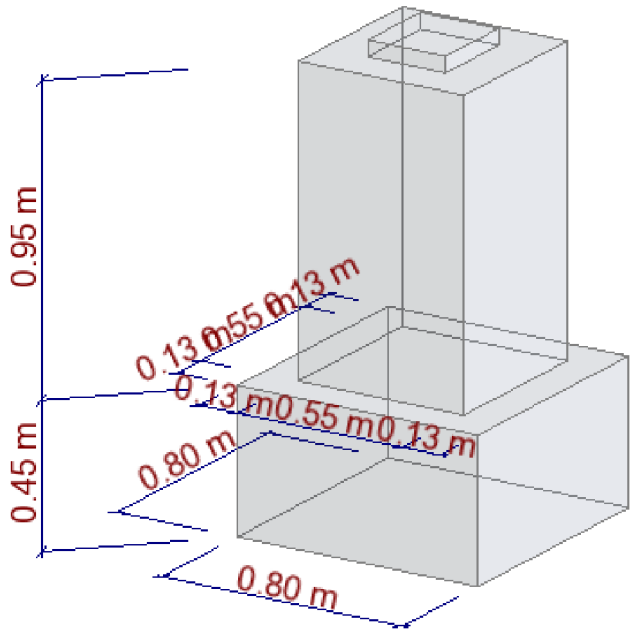
- Acero B 500 S
  - Peso total = 37,88 (kG)
  - Densidad = 45,54 (kG/m3)

- Diámetro medio = 8,7 (mm)
- Lista según diámetros:

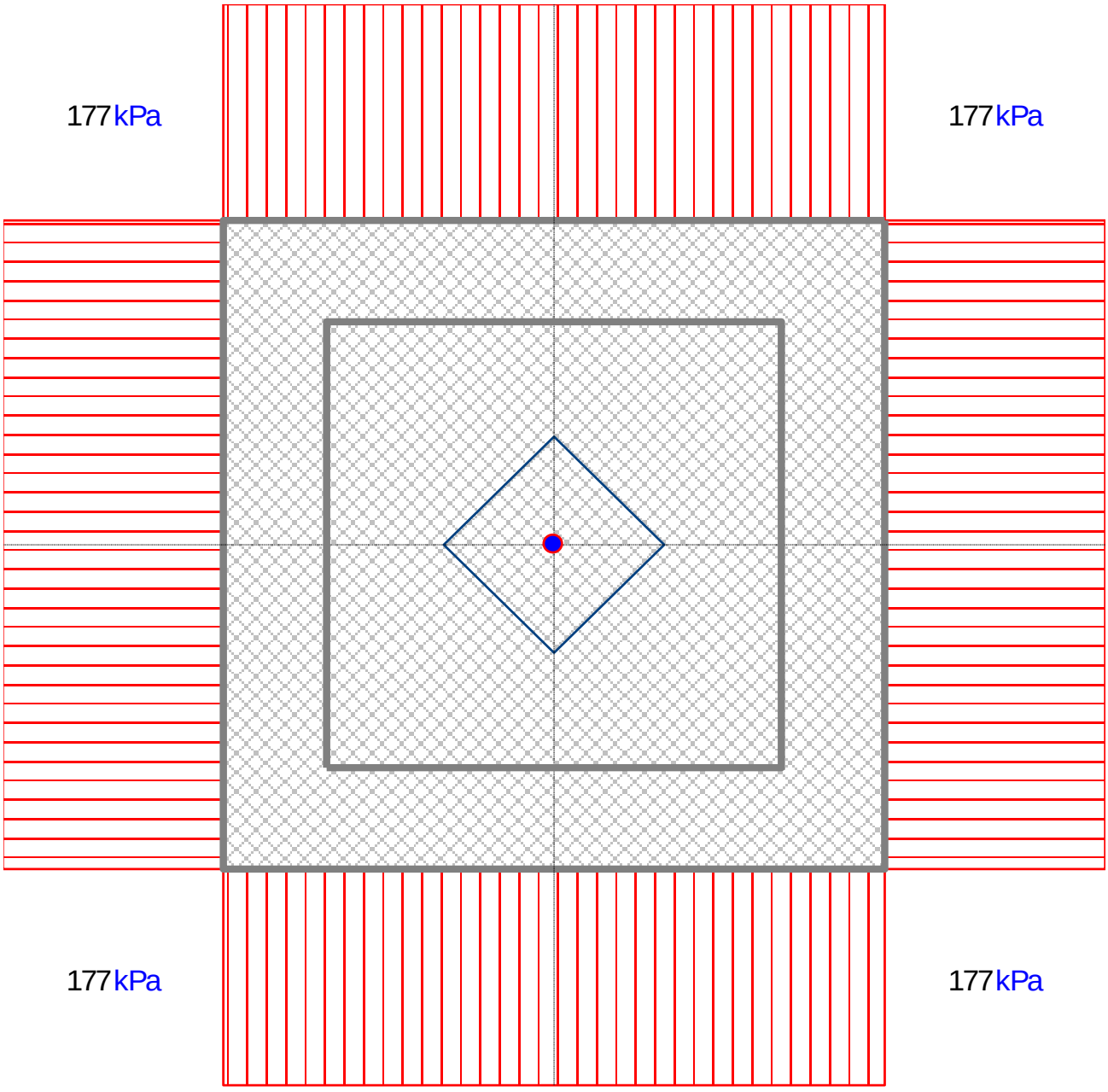
Diámetro	Longitud (m)	Número:
6	1,86	8
8	1,00	40
12	3,51	4
12	3,56	2

C.2.3. Corner footings: Optimisation; Verification results (ULS)

Cimentación - vista : Proyección 3D: 8

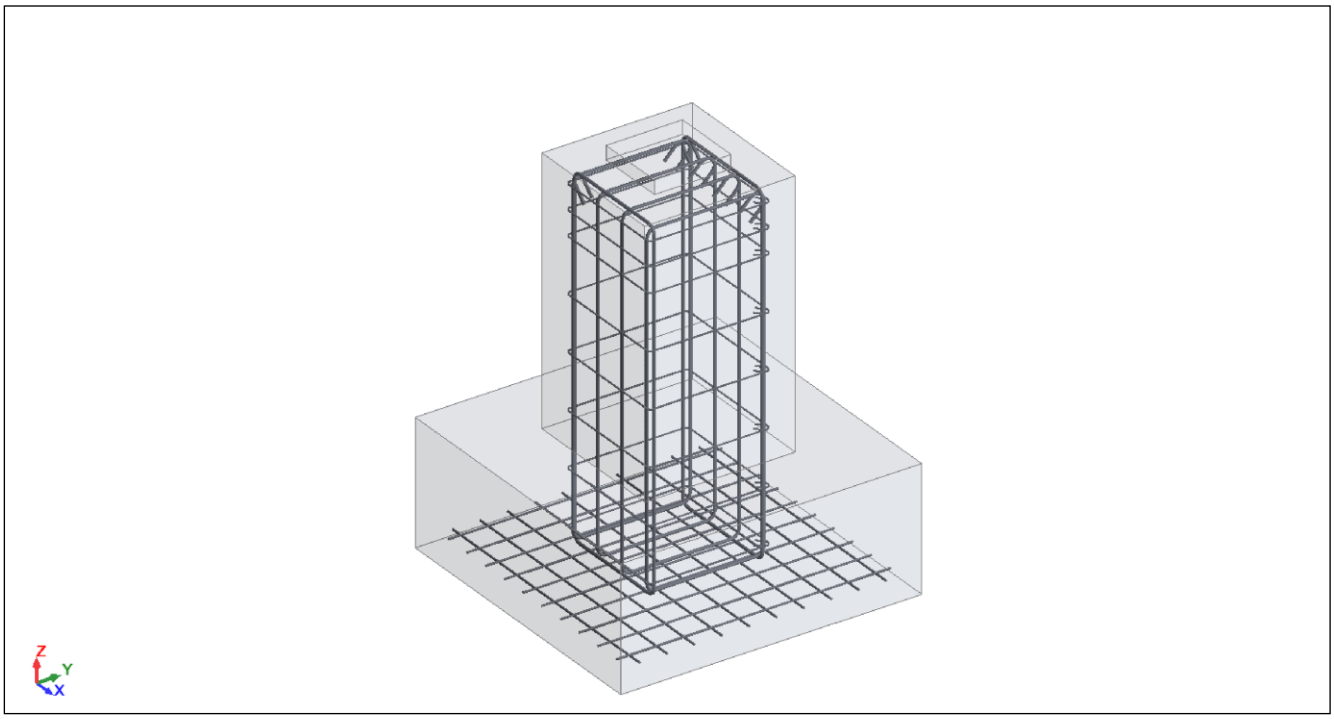


Cimentación - resultados : 1



Cimentación - armaduras : **Proyección**
3D: 1

N= 113.22 kN Mx= -0.00 kN*m My= 0.00 kN*m



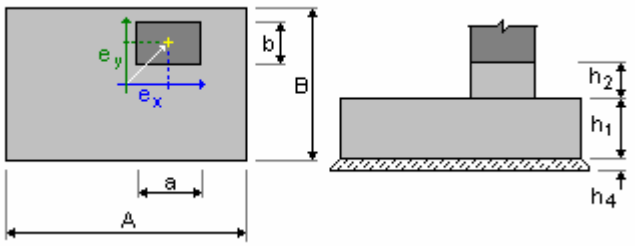
1 Cimentación aislada: Cimentación17 Número: 1

1.1 Datos básicos

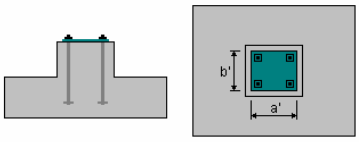
1.1.1 Hipótesis

- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008
- Norma para los cálculos de hormigón armado : EHE 99
- Forma de la cimentación : libre

1.1.2 Geometría:



A	= 0,80 (m)	a	= 0,55 (m)
B	= 0,80 (m)	b	= 0,55 (m)
h1	= 0,45 (m)	e_x	= 0,00 (m)
h2	= 0,95 (m)	e_y	= 0,00 (m)
h4	= 0,10 (m)		



a'	= 26,0 (cm)
b'	= 28,0 (cm)
c1	= 5,0 (cm)

c2 = 5,0 (cm)

1.1.3 Materiales

- Hormigón: : HA - 30; resistencia característica = 30,00 MPa

  Densidad = 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : tipo B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa
- Armaduras transversales : tipo B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (kN)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kN*m)	My (kN*m)
Corner	de cálculo(Peso de pilar)	----	94,17	0,00	0,00	0,00	0,00

Cargas sobre el talud:

Caso	Natura	Q1 (kN/m2)

1.1.5 Lista de combinaciones

1/ ELU : Corner N=94,17
2/* ELU : Corner N=94,17

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión: 0,00
- Cimentación prefabricada lisa 6.5.3(10)
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Enfoque de cálculo: 1

  A1 + M1 + R1

  $\gamma_{\phi'}$ = 1,00

  $\gamma_{c'}$ = 1,00

  γ_{cu} = 1,00

  γ_{qu} = 1,00

  γ_{γ} = 1,00

  $\gamma_{R,v}$ = 1,00

  $\gamma_{R,h}$ = 1,00

  A2 + M2 + R1

  $\gamma_{\phi'}$ = 1,25

  $\gamma_{c'}$ = 1,25

  γ_{cu} = 1,40

  γ_{qu} = 1,40

  γ_{γ} = 1,00

  $\gamma_{R,v}$ = 1,00

  $\gamma_{R,h}$ = 1,00

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo: N_1 = 0,00 (m)
Nivel max. de la cimentación: N_a = 0,95 (m)
Nivel del fondo del excavado: N_f = 0,00 (m)

Clay
- Nivel del suelo: 0.00 (m)
- Peso volumétrico: 2243.38 (kG/m3)
- Densidad del sólido: 2753.23 (kG/m3)
- Angulo de rozamiento interno: 25.0 (Deg)
- Cohesión: 0.06 (MPa)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme
Combinación dimensionante: **ELU : Corner N=94,17**
Coeficentes de carga: **1.35** * peso de la cimentación
1.35 * peso del suelo
Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 19,05 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 113,22 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Excentricidad de la carga:
e_B = 0,00 (m) e_L = 0,00 (m)
Dimensiones equivalentes de la cimentación:
B' = B - 2|e_B| = 0,80 (m)
L' = L - 2|e_L| = 0,80 (m)
Profundidad del asiento: Dmin = 0,45 (m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

qu = 0.20 (MPa)

p_{le}* = 0,21 (MPa)
D_e = Dmin - d = 0,45 (m)
k_p = 0,91
q'_0 = 0,01 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'_0 = 0,20 (MPa)

Tensión en el suelo: qref = 0.18 (MPa)
Coeficiente de seguridad: qlim / qref = 1.158 > 1

Alzamiento

Alzamiento en ELU
Combinación dimensionante: **ELU : Corner N=94,17**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Superficie de contacto: s = 0,00
s_{lim} = 0,17

Deslizamiento

Combinación dimensionante: **ELU : Corner N=94,17**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 14,11 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 108,28 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Dimensiones equivalentes de la cimentación: A_ = 0,80 (m) B_ = 0,80 (m)
Superficie de deslizamiento: 0,64 (m2)
Coeficiente de rozamiento cimentación - suelo: $\tan(\delta_d) = 0,30$
Cohesión: c_u = 0.06 (MPa)
Presión del suelo considerada:
Hx = 0,00 (kN) Hy = 0,00 (kN)
Ppx = 0,00 (kN) Ppy = 0,00 (kN)
Pax = 0,00 (kN) Pay = 0,00 (kN)
Valor de la fuerza de deslizamiento H_d = 0,00 (kN)
Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:
- en el nivel del asiento: R_d = 32,42 (kN)
Estabilidad a deslizamiento: ∞

Vuelco

Alrededor del eje OX
Combinación dimensionante: **ELU : Corner N=94,17**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 14,11 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 108,28 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Momento estabilizador: M_{stab} = 43,31 (kN*m)
Moment de vuelco: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
Estabilidad al vuelco: ∞

Alrededor del eje OY
Combinación dimensionante: **ELU : Corner N=94,17**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 14,11 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 108,28 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Momento estabilizador: M_{stab} = 43,31 (kN*m)
Moment de vuelco: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
Estabilidad al vuelco: ∞

1.3 Diseño de hormigón armado

1.3.1 Hipótesis

- Ambiente : I

1.3.2 Análisis de punzonamiento y de cortante

Sin punzonamiento

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : Corner N=94,17
My = 2,74 (kN*m) A_{sx}= 4,50 (cm2/m)

ELU : Corner N=94,17
Mx = 2,74 (kN*m) A_{sy}= 4,50 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 4,50 (cm2/m)

Armaduras superiores:

My = 0,00 (kN*m) A'_{sx} = 0,00 (cm2/m)

Mx = 0,00 (kN*m) A'_{sy} = 0,00 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 4,50 (cm2/m)

Fuste:
Armaduras longitudinales A = 12,10 (cm2) $A_{mín.}$ = 12,10 (cm2)
A = 2 * (Asx + Asy)
Asx = 2,27 (cm2) Asy = 3,78 (cm2)

1.3.4 Armadura real

2.3.1 Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:
Dirección X:
8 B 500 S 8 l = 0,70 (m) e = 1*-0,31 + 7*0,09
Dirección Y:
8 B 500 S 8 l = 0,70 (m) e = 1*-0,31 + 7*0,09

2.3.2 Fuste

Armaduras longitudinales
Dirección X:
4 B 500 S 12 l = 3,51 (m) e = 1*-0,20 + 3*0,13
Dirección Y:
2 B 500 S 12 l = 3,56 (m) e = 1*-0,20 + 1*0,40
Armaduras transversales
8 B 500 S 6 l = 1,86 (m) e = 1*0,13 + 5*0,20 + 2*0,09

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 0,58 (m3)
- Superficie de encofrado = 3,53 (m2)

- Acero B 500 S

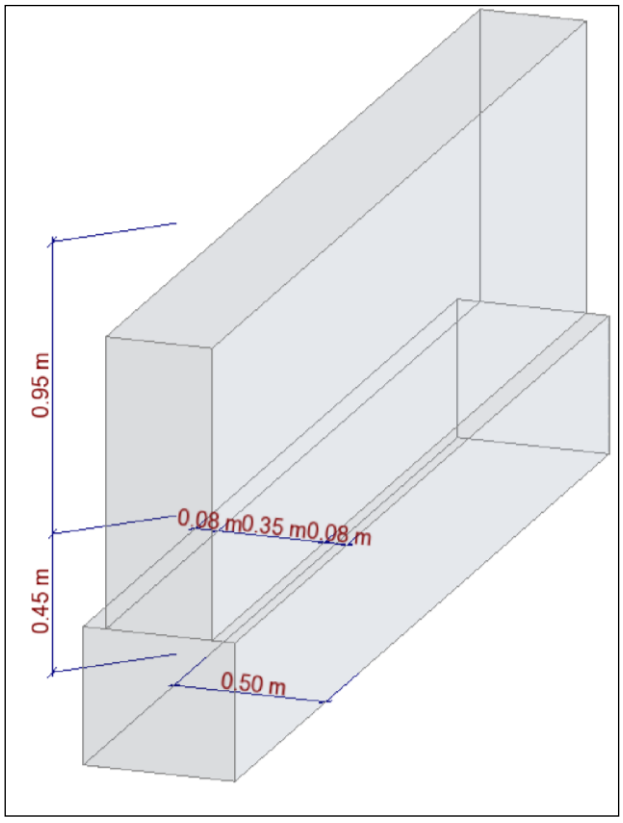
- Peso total = 30,93 (kG)
- Densidad = 53,76 (kG/m3)
- Diámetro medio = 8,9 (mm)
- Lista según diámetros:

Diámetro	Longitud (m)	Número:
6	1,86	8
8	0,70	32
12	3,51	4
12	3,56	2

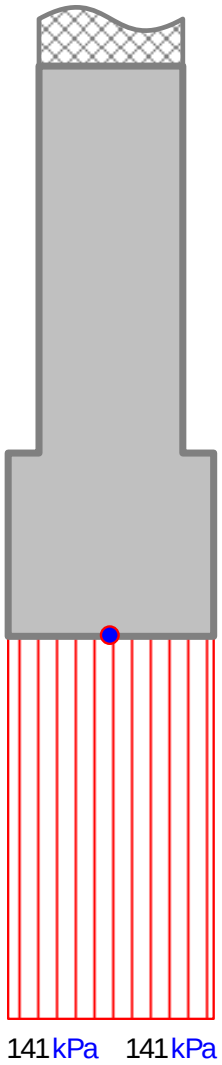
C.3. FOUNDATION WALLS

C.3.1. Internal foundation walls: Optimisation; Verification results (ULS)

Cimentación - vista : Proyección 3D: 16

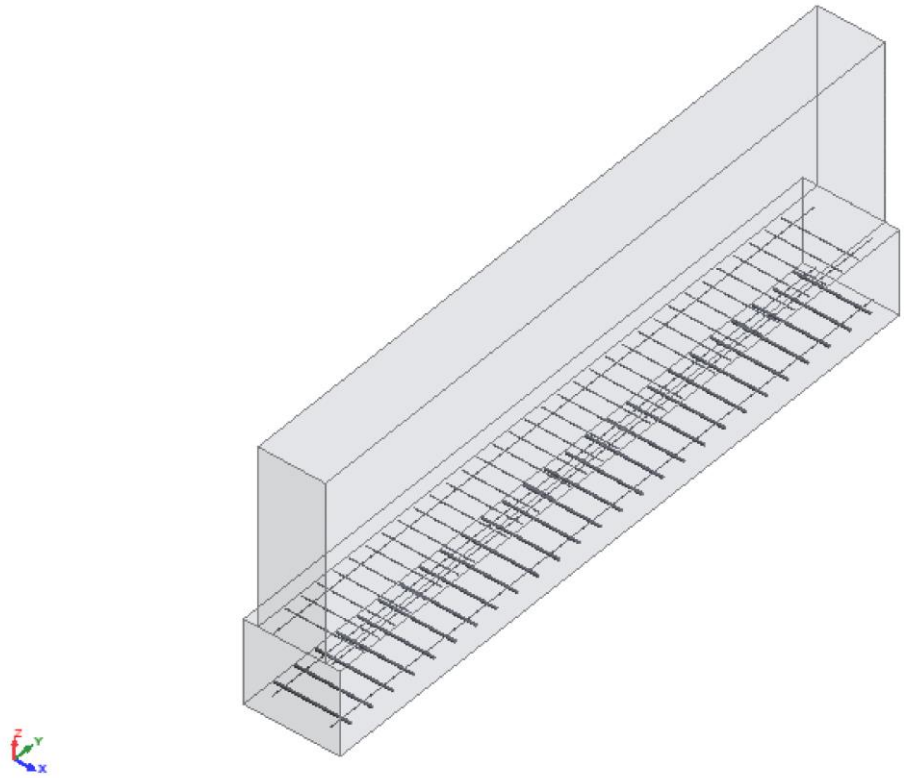


Cimentación - resultados : 5



N= 70.53 kN My= 0.00 kN*m

Cimentación - armaduras : Proyección 3D: 5



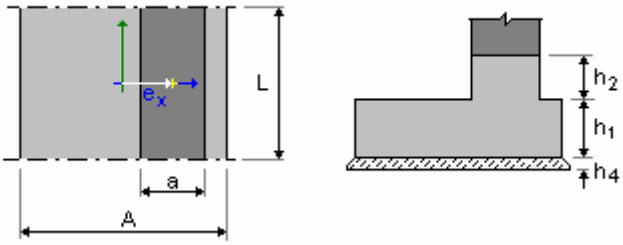
1 Cimentación contínua: Cimentación41 Número: 1

1.1 Datos básicos

1.1.1 Hipótesis

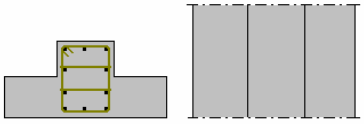
- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008
- Norma para los cálculos de hormigón armado : EHE 99
- Forma de la cimentación : libre

1.1.2 Geometría:



A	= 0,50 (m)	a	= 0,35 (m)
L	= 3,50 (m)		
h1	= 0,45 (m)	e_x	= 0,00 (m)

h2 = 0,95 (m)
h4 = 0,10 (m)



c1 = 5,0 (cm)
c2 = 5,0 (cm)

1.1.3 Materiales

- Hormigón: : HA - 30; resistencia característica = 30,00 MPa

  Densidad = 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : tipo B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa
- Armaduras transversales : tipo B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (kN)	Fx (kN)	My (kN*m)
Internal	de cálculo(Peso de pilar)	----	52,07	0,00	0,00

Cargas sobre el talud:

Caso	Natura	Q1 (kN/m2)

1.1.5 Lista de combinaciones

1/ ELU : Internal N=52,07
2/* ELU : Internal N=52,07

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión: 0,00
- Cimentación prefabricada lisa 6.5.3(10)
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Enfoque de cálculo: 1
  A1 + M1 + R1
  $\gamma_{\phi'}$ = 1,00
  $\gamma_{c'}$ = 1,00
  γ_{cu} = 1,00
  γ_{qu} = 1,00
  γ_{γ} = 1,00
  $\gamma_{R,v}$ = 1,00
  $\gamma_{R,h}$ = 1,00
  A2 + M2 + R1
  $\gamma_{\phi'}$ = 1,25
  $\gamma_{c'}$ = 1,25
  γ_{cu} = 1,40

γ_{qu} = 1,40
γ_{γ} = 1,00
$\gamma_{R,v}$ = 1,00
$\gamma_{R,h}$ = 1,00

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo: N_1 = 0,00 (m)
Nivel max. de la cimentación: N_a = 0,95 (m)
Nivel del fondo del excavado: N_f = 0,00 (m)

Clay
- Nivel del suelo: 0.00 (m)
- Peso volumétrico: 2243.38 (kG/m3)
- Densidad del sólido: 2753.23 (kG/m3)
- Angulo de rozamiento interno: 25.0 (Deg)
- Cohesión: 0.06 (MPa)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme
Combinación dimensionante: **ELU : Internal N=52,07**
Coeficentes de carga: **1.35** * peso de la cimentación
1.35 * peso del suelo
Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 18,46 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 70,53 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Excentricidad de la carga:
e_B = 0,00 (m) e_L = 0,00 (m)
Dimensiones equivalentes de la cimentación:
B' = B - 2|e_B| = 0,50 (m)
L' = L - 2|e_L| = 1,00 (m)
Profundidad del asiento: Dmin = 0,45 (m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

qu = 0.20 (MPa)

p_{le}* = 0,21 (MPa)
D_e = Dmin - d = 0,45 (m)
k_p = 0,94
q'_0 = 0,01 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'_0 = 0,21 (MPa)

Tensión en el suelo: qref = 0.14 (MPa)
Coeficiente de seguridad: qlim / qref = 1.5 > 1

Alzamiento

Alzamiento en ELU
Combinación dimensionante: **ELU : Internal N=52,07**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Superficie de contacto: s = 0,00
s_{lim} = 0,17

Deslizamiento

Combinación dimensionante: **ELU : Internal N=52,07**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 13,68 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 65,75 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Dimensiones equivalentes de la cimentación: A_ = 0,50 (m) B_ = 1,00 (m)
Superficie de deslizamiento: 0,50 (m2)
Coeficiente de rozamiento cimentación - suelo: $\tan(\delta_d)$ = 0,30
Cohesión: c_u = 0.06 (MPa)
Presión del suelo considerada:
Hx = 0,00 (kN) Hy = 0,00 (kN)
Ppx = 0,00 (kN) Ppy = 0,00 (kN)
Pax = 0,00 (kN) Pay = 0,00 (kN)
Valor de la fuerza de deslizamiento H_d = 0,00 (kN)
Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:
- en el nivel del asiento: R_d = 19,68 (kN)
Estabilidad a deslizamiento: ∞

Vuelco

Alrededor del eje OY
Combinación dimensionante: **ELU : Internal N=52,07**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 13,68 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 65,75 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 0,00 (kN*m)
Momento estabilizador: M_{stab} = 16,44 (kN*m)
Moment de vuelco: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
Estabilidad al vuelco: ∞

1.3 Diseño de hormigón armado

1.3.1 Hipótesis

- Ambiente : I

1.3.2 Análisis de punzonamiento y de cortante

Sin punzonamiento

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : Internal N=52,07
My = 0,99 (kN*m) A_{sx}= 14,85 (cm2/m)

Mx = 0,00 (kN*m) A_{sy}= 0,00 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 14,85 (cm2/m)

Armaduras superiores:

My = 0,00 (kN*m) A'_{sx} = 4,46 (cm2/m)
A'_{sy} = 0,00 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 4,46 (cm2/m)

Fuste:
Armaduras longitudinales A = 2 x 2,63 (cm2/m) $A_{mín.}$ = 2 x 5,19 (cm2/m)
A = 2 * (Asx + Asy)
Asx = 2 x 2,63 (cm2/m) Asy = 2 x 12,50 (cm2/m)

1.3.4 Armadura real

2.3.1 Cimentación contínua

Armaduras inferiores:
Dirección X:
26 B 500 S 16 l = 0,40 (m) e = 1*-1,62 + 25*0,13
Dirección Y:
2 B 500 S 6 l = 3,40 (m) e = 1*-0,14 + 1*0,30
Superiores:
Dirección X:
32 B 500 S 8 l = 0,40 (m) e = 1*-1,55 + 31*0,10
Dirección Y:
2 B 500 S 6 l = 3,40 (m) e = 1*-0,15 + 1*0,30

2.3.2 Fuste

Armaduras longitudinales

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 1,95 (m3)
- Superficie de encofrado = 10,92 (m2)

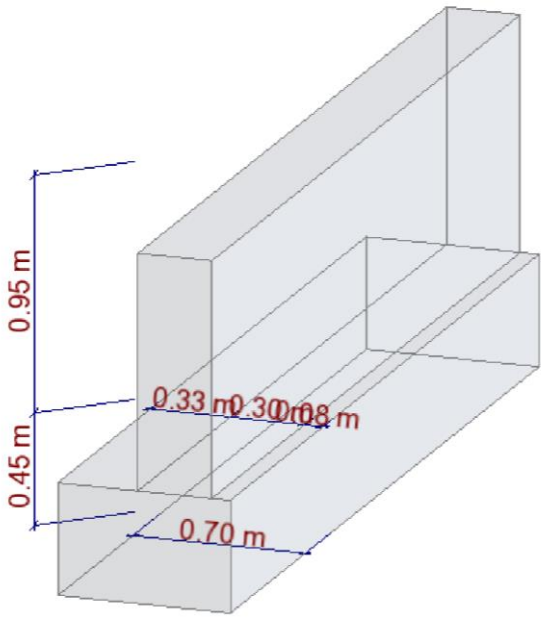
- Acero B 500 S
  - Peso total = 24,49 (kG)

- Densidad = 12,55 (kG/m3)
- Diámetro medio = 9,5 (mm)
- Lista según diámetros:

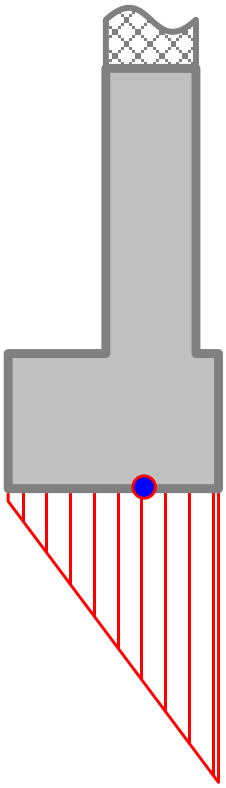
Diámetro	Longitud (m)	Número:
6	3,40	4
8	0,40	32
16	0,40	26

C.3.2. Perimeter foundation walls: Optimisation; Verification results (ULS)

Cimentación - vista : Proyección 3D: 13

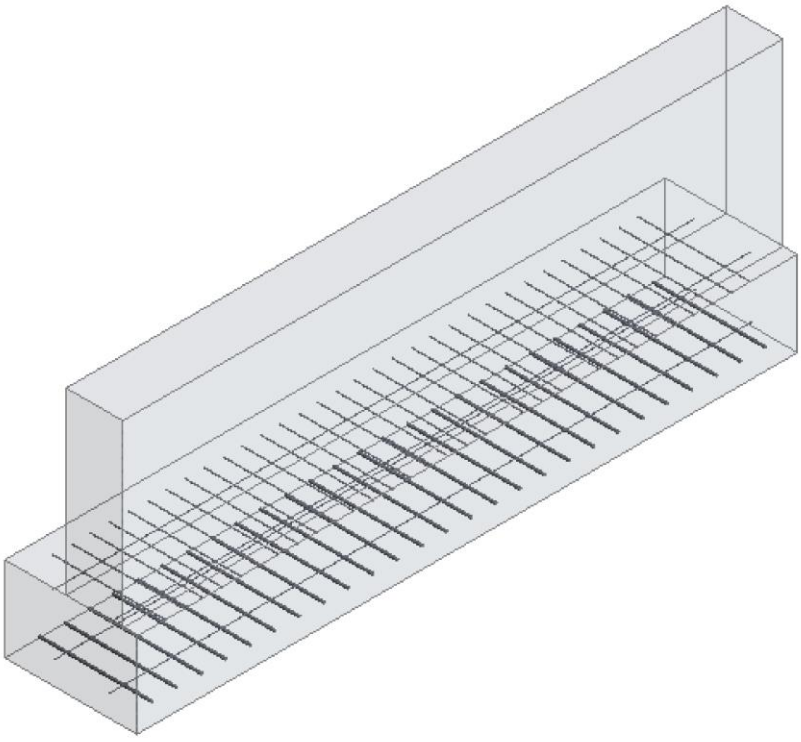


Cimentación - resultados : 4



N= 59.88 kN My= 6.41 kN*m

Cimentación - armaduras : Proyección 3D: 4



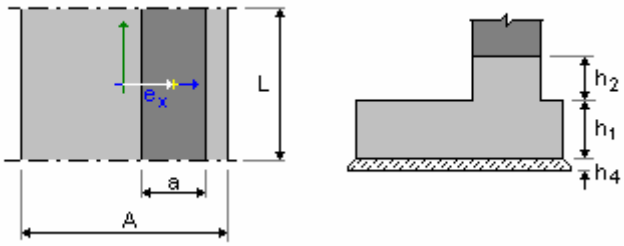
1 Cimentación contínua: Cimentación42 Número: 1

1.1 Datos básicos

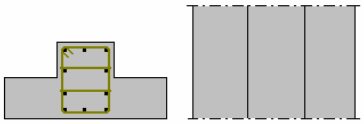
1.1.1 Hipótesis

- Norma para los cálculos geotécnicos : EN 1997-1:2008
- Norma para los cálculos de hormigón armado : EHE 99
- Forma de la cimentación : libre

1.1.2 Geometría:



A	= 0,70 (m)	a	= 0,30 (m)
L	= 3,50 (m)		
h1	= 0,45 (m)	e_x	= 0,13 (m)
h2	= 0,95 (m)		
h4	= 0,10 (m)		



c1 = 5,0 (cm)
c2 = 5,0 (cm)

1.1.3 Materiales

- Hormigón: : HA - 30; resistencia característica = 30,00 MPa
  Densidad = 2501,36 (kG/m3)
- Armaduras longitudinales : tipo B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa
- Armaduras transversales : tipo B 500 S resistencia característica = 500,00 MPa

1.1.4 Cargas:

Cargas sobre la cimentación:

Caso	Natura	Grupo	N (kN)	Fx (kN)	My (kN*m)
Perimeter	de cálculo(Peso de pilar)	----	38,79	0,00	0,00

Cargas sobre el talud:

Caso	Natura	Q1 (kN/m2)	Q2 (kN/m2)

1.1.5 Lista de combinaciones

1/ ELU : Perimeter N=38,79
2/* ELU : Perimeter N=38,79

1.2 Diseño geotécnico

1.2.1 Hipótesis

- Coeficiente de reducción de la cohesión: 0,00
- Cimentación prefabricada lisa 6.5.3(10)
- Deslizamiento considerando la presión del suelo: para las direcciones X y Y
- Enfoque de cálculo: 1
  A1 + M1 + R1
  $\gamma_{\phi'}$ = 1,00
  $\gamma_{c'}$ = 1,00
  γ_{cu} = 1,00
  γ_{qu} = 1,00
  γ_{γ} = 1,00
  $\gamma_{R,v}$ = 1,00
  $\gamma_{R,h}$ = 1,00
  A2 + M2 + R1
  $\gamma_{\phi'}$ = 1,25
  $\gamma_{c'}$ = 1,25
  γ_{cu} = 1,40
  γ_{qu} = 1,40
  γ_{γ} = 1,00
  $\gamma_{R,v}$ = 1,00
  $\gamma_{R,h}$ = 1,00

1.2.2 Suelo:

Nivel del suelo: N_1 = 0,55 (m) N_2 = 0,00 (m)
Nivel max. de la cimentación: N_a = 0,95 (m)
Nivel del fondo del excavado: N_f = -0,50 (m)

Clay
- Nivel del suelo: 0.55 (m)
- Peso volumétrico: 2243.38 (kG/m3)
- Densidad del sólido: 2753.23 (kG/m3)
- Angulo de rozamiento interno: 25.0 (Deg)
- Cohesión: 0.06 (MPa)

1.2.3 Estados límites

Cálculo de las tensiones

Tipo de suelo debajo de la cimentación: uniforme
Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=38,79**
Coeficentes de carga: **1.35** * peso de la cimentación

1.35 * peso del suelo
Resultados de cálculos: en el nivel del asiento de la cimentación
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 21,09 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 59,88 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 6,41 (kN*m)
Excentricidad de la carga:
e_B = 0,00 (m) e_L = 0,11 (m)
Dimensiones equivalentes de la cimentación:
B' = B - 2|e_B| = 1,00 (m)
L' = L - 2|e_L| = 0,70 (m)
Profundidad del asiento: Dmin = 0,45 (m)

Método de cálculos de tensión admisible: Semiempírico - límite de tensiones

qu = 0.20 (MPa)

p_{le}* = 0,21 (MPa)
D_e = Dmin - d = 0,45 (m)
k_p = 0,91
q'_0 = 0,01 (MPa)

qu = kp * (ple*) + q'_0 = 0,20 (MPa)

Tensión en el suelo: qref = 0.16 (MPa)
Coeficiente de seguridad: qlim / qref = 1.249 > 1

Alzamiento

Alzamiento en ELU
Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=38,79**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Superficie de contacto: s = 0,16
s_{lim} = 0,17

Deslizamiento

Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=38,79**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 15,63 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 54,42 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 6,01 (kN*m)
Dimensiones equivalentes de la cimentación: A_ = 0,70 (m) B_ = 1,00 (m)
Superficie de deslizamiento: 0,70 (m2)
Coeficiente de rozamiento cimentación - suelo: tan(δ_d) = 0,30
Cohesión: c_u = 0.06 (MPa)
Presión del suelo considerada:
Hx = 0,00 (kN) Hy = 0,00 (kN)
Ppx = 0,00 (kN) Ppy = 0,00 (kN)
Pax = 0,00 (kN) Pay = 0,00 (kN)
Valor de la fuerza de deslizamiento H_d = 0,00 (kN)
Valor de la fuerza de estabilización para el deslizamiento de la cimentación:
- en el nivel del asiento: R_d = 16,29 (kN)

Estabilidad a deslizamiento: ∞

Vuelco

Alrededor del eje OY

Combinación dimensionante: **ELU : Perimeter N=38,79**
Coeficentes de carga: **1.00** * peso de la cimentación
1.00 * peso del suelo
Peso de la cimentación y del suelo superpuesto: Gr = 15,63 (kN)
Carga de diseño:
Nr = 54,42 (kN) Mx = -0,00 (kN*m) My = 6,01 (kN*m)
Momento estabilizador: M_{stab} = 13,91 (kN*m)
Moment de vuelco: M_{renv} = 0,00 (kN*m)
Estabilidad al vuelco: ∞

1.3 Diseño de hormigón armado

1.3.1 Hipótesis

- Ambiente : I

1.3.2 Análisis de punzonamiento y de cortante

Sin punzonamiento

1.3.3 Armadura teórica

Cimentación aislada:

Armaduras inferiores:

ELU : Perimeter N=38,79
My = 1,32 (kN*m) A_{sx}= 14,85 (cm2/m)

Mx = 0,00 (kN*m) A_{sy}= 0,00 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 14,85 (cm2/m)

Armaduras superiores:

My = 0,00 (kN*m) A'_{sx} = 4,46 (cm2/m)
A'_{sy} = 0,00 (cm2/m)

$A_{s\ min}$ = 4,46 (cm2/m)

Fuste:
Armaduras longitudinales A = 2 x 2,25 (cm2/m) $A_{mín.}$ = 2 x 4,62 (cm2/m)
A = 2 * (Asx + Asy)
Asx = 2 x 2,25 (cm2/m) Asy = 2 x 12,50 (cm2/m)

1.3.4 Armadura real

2.3.1 Cimentación contínua

Armaduras inferiores:

Dirección X:

26 B 500 S 16 l = 0,60 (m) e = 1*-1,62 + 25*0,13

Dirección Y:

2 B 500 S 6 l = 3,40 (m) e = 1*-0,14 + 1*0,30

Superiores:

Dirección X:

32 B 500 S 8 l = 0,60 (m) e = 1*-1,55 + 31*0,10

Dirección Y:

2 B 500 S 6 l = 3,40 (m) e = 1*-0,15 + 1*0,30

2.3.2 Fuste

Armaduras longitudinales

2 Cuantitativo:

- Volumen del hormigón = 2,10 (m3)
- Superficie de encofrado = 11,00 (m2)

- Acero B 500 S
  - Peso total = 35,23 (kG)
  - Densidad = 16,78 (kG/m3)
  - Diámetro medio = 10,0 (mm)
  - Lista según diámetros:

Diámetro	Longitud (m)	Número:
6	3,40	4
8	0,60	32
16	0,60	26