

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAS METÁLICAS

Proyecto	:	RECUPERACION DE LA INSTITUCION EDUCATIVA N° 20094 JUAN PABLO II EN CASERIO VEGAS DE CIENEGUILLO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA, DEPARTAMENTO DE PIURA
Materia	:	Estructuras Metálicas
Ubicación	:	CASERIO VEGAS DE CIENEGUILLO EN EL DISTRITO DE PIURA, PROVINCIA DE PIURA
Hecho por	:	ING. JAIME CRUZ JULIAN
Fecha	:	Junio 2021

1. INTRODUCCIÓN.

La presente memoria de cálculo presenta el análisis y diseño de los distintos elementos estructurales para una nave industrial a dos aguas, con luz libre entre ejes de columnas de 6.88 m y de 5.62 m de profundidad considerando una separación de 2.81 m entre armaduras principales, por lo que se tiene un área cubierta de $6.88 \text{ m} \times 5.62 \text{ m} = 38.67 \text{ m}^2$ y con una flecha de 1 m. El proyecto se encuentra ubicado en la ciudad de Piura, Región Piura, Perú.

2. NORMATIVA DE DISEÑO.

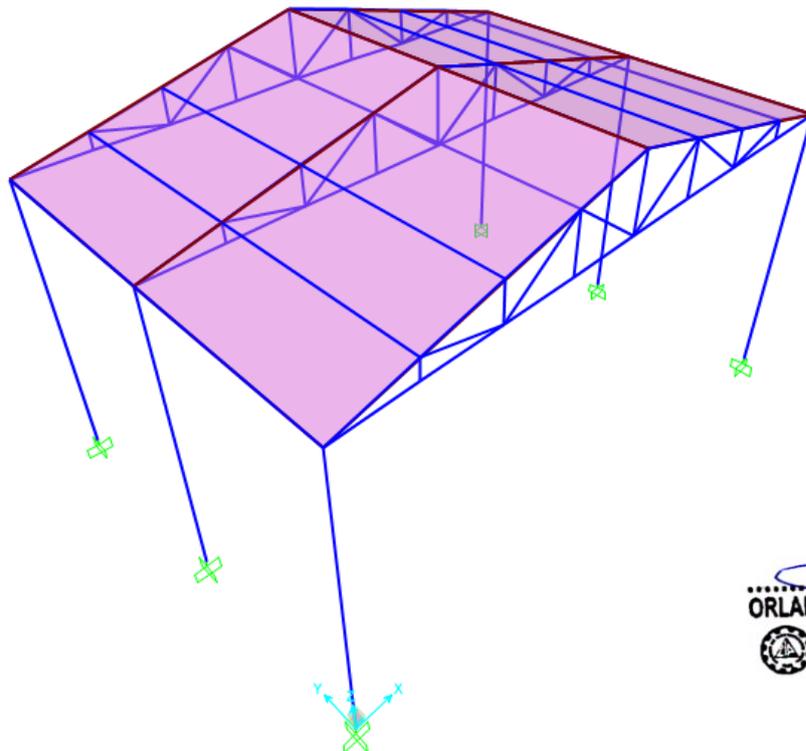
Reglamento nacional de edificaciones:

- E.020 - CARGAS.
- E.030 - DISEÑO SISMORRESISTENTE.
- E.050 - SUELOS Y CIMENTACIONES.
- E.060 - CONCRETO ARMADO.
- E.090 - ESTRUCTURAS METÁLICAS.



3. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO ESTRUCTURAL.

El proyecto de cobertura metálica tiene 6.88 m de longitud o luz libre, se plantean 3 armaduras o tijerales principales separados 2.81 m entre ejes para los 5.62 m de profundidad, de acuerdo a lo mostrado en el siguiente isométrico:




ORLANDO CHUYES GUTIERREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

4. METRADOS DE CARGAS.

- CARGAS MUERTAS:

MATERIAL	PESO	UNIDAD	OBSERVACIÓN
Tecno techo TR e = 0.40 - 0.50 mm	4.3	Kgf/m ²	Peso ficha técnica del producto.
Luminarias, cables y otros	5	Kgf/m ²	Se considera pernos, soldadura, etc.
CARGA MUERTA	9.3	Kgf/m²	

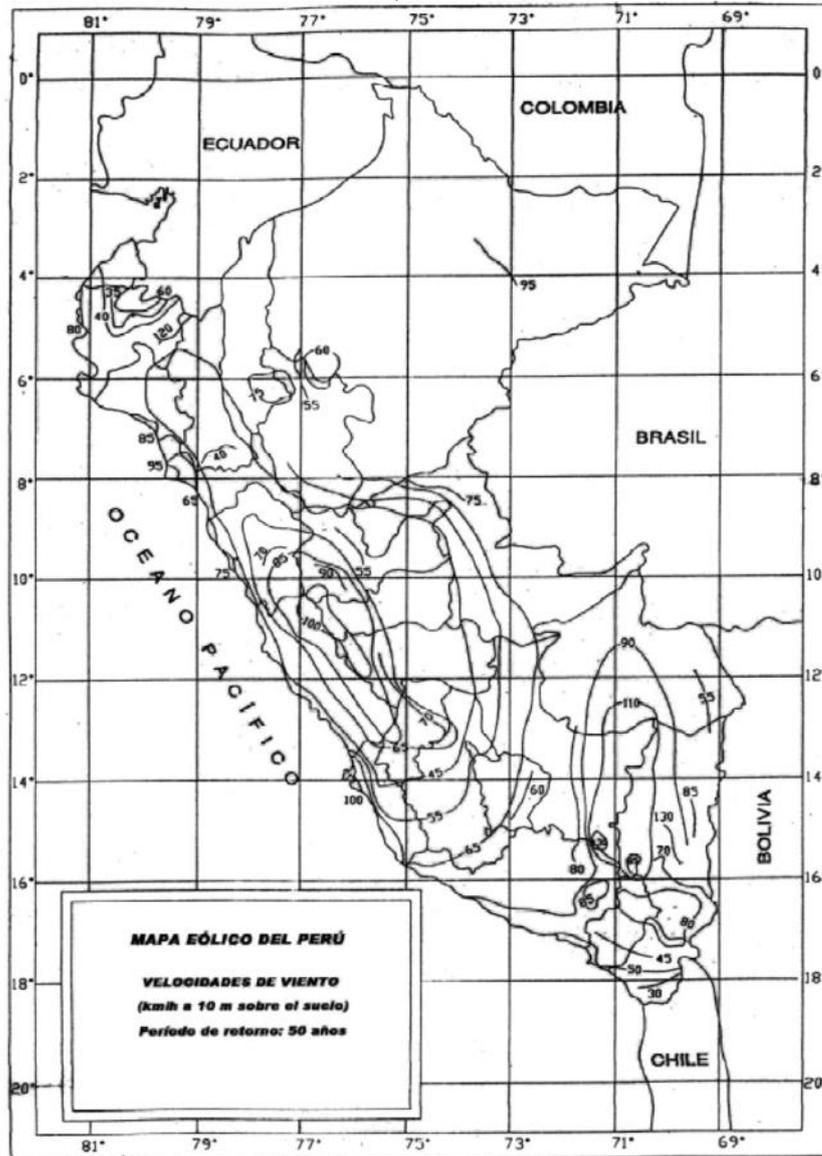
- CARGAS VIVAS:

Según el artículo 7.1 de la norma E0.20 – CARGAS: Las cargas vivas mínimas para techos con coberturas livianas de planchas será de 30 kgf/m²

TIPO	PESO	UNIDAD	OBSERVACIÓN
CARGA VIVA	30	Kgf/m²	Norma E.020

- CARGAS DE VIENTO:

La velocidad de diseño del viento hasta 10 m de altura será la velocidad máxima adecuada a la zona de ubicación de la edificación, pero no menos de 75 km/h. Según el mapa eólico del Perú, a Piura le correspondería 40 km/h.



MAPA EÓLICO DEL PERÚ
VELOCIDADES DE VIENTO
 (km/h a 10 m sobre el suelo)
 Período de retorno: 50 años

Orlando Chuyes Gutiérrez
ORLANDO CHUYES GUTIÉRREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

La velocidad de diseño del viento se obtiene de la siguiente expresión:

$$V_h = V \left(\frac{h}{10} \right)^{0.22} = 40 \left(\frac{5.25}{10} \right)^{0.22} = 34.71 \text{ Km/h}$$

Donde:

H = 5.25 m desde el nivel de terreno.

Por lo tanto, se utilizará la velocidad mínima de 75 Km/h

CARGA EXTERIOR DEL VIENTO.

La carga exterior (presión o succión) ejercida por el viento se supondrá estática y perpendicular a la superficie sobre la cual actúa. Se calculará mediante la expresión:

$$P_h = 0.005 C V_h^2$$

CARGA EXTERIOR DE VIENTO					
CONSTRUCCIÓN	FACTOR DE FORMA (C)		Vh (Km/h)	PRESIÓN O SUCCIÓN (Kgf/m2)	
	BARLOVENTO	SOTAVENTO		BARLOVENTO	SOTAVENTO
Superficies inclinadas a 15° o menos.	0.3	-0.6	75	8.44	-16.88
	-0.7	-0.6	75	-19.69	-16.88

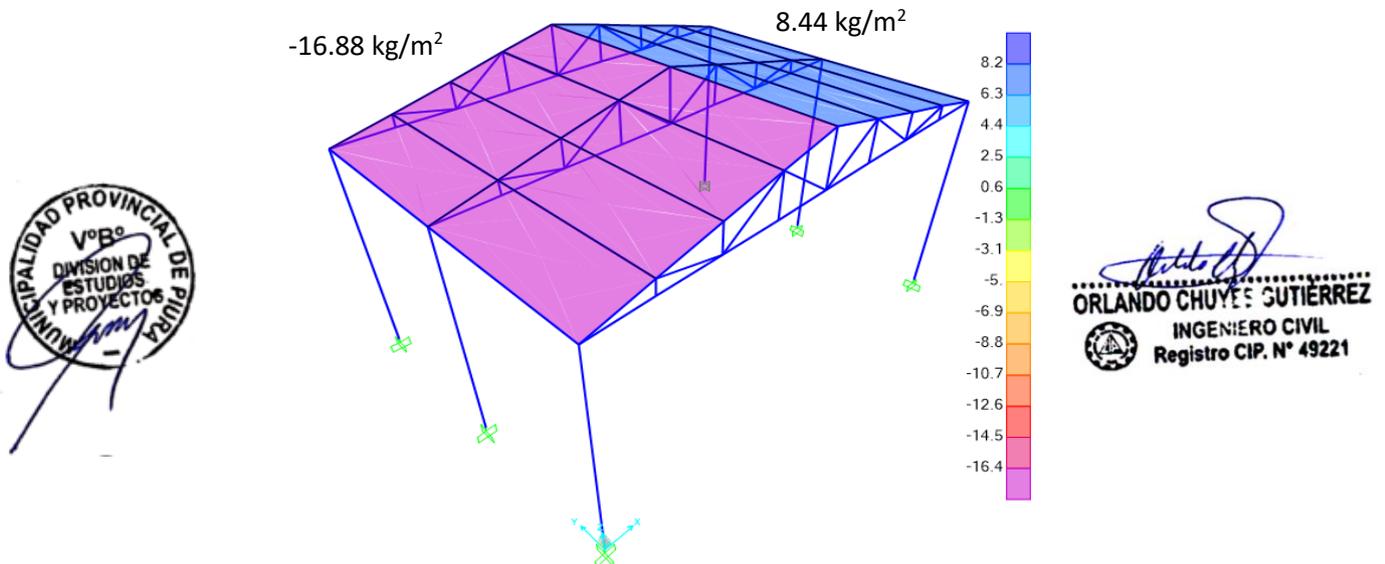
*El signo positivo indica presión y el negativo succión

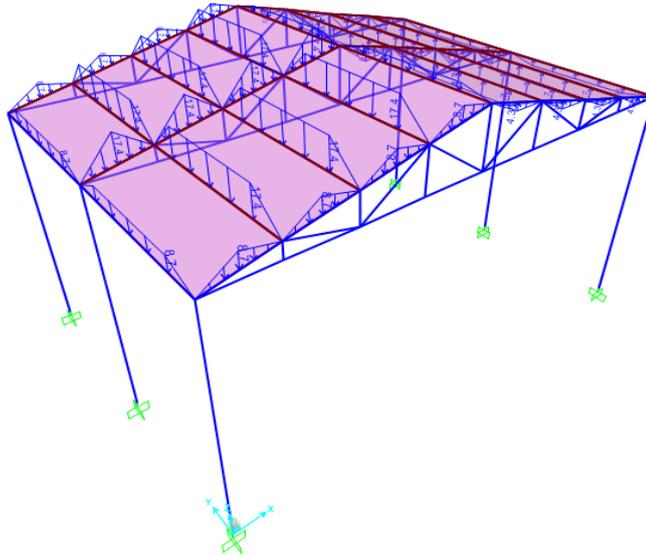
CARGA INTERIOR DE VIENTO					
ABERTURAS	FACTOR DE FORMA (C)		Vh (Km/h)	PRESIÓN O SUCCIÓN (Kgf/m2)	
	BARLOVENTO	SOTAVENTO		BARLOVENTO	SOTAVENTO
Uniforme en lados a barlovento y sotavento	0.3	0.3	75	8.44	8.44
	-0.3	-0.3	75	-8.44	-8.44

CARGAS DE VIENTO		
PRESIÓN O SUCCIÓN (Kgf/m2)		
	BARLOVENTO	SOTAVENTO
CASO1	16.88	-8.44
CASO2	-28.13	-25.31

Aplicación de casos de cargas de viento en software sap2000:

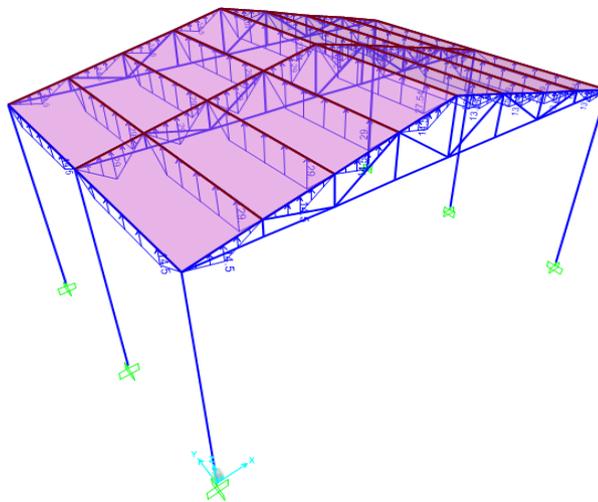
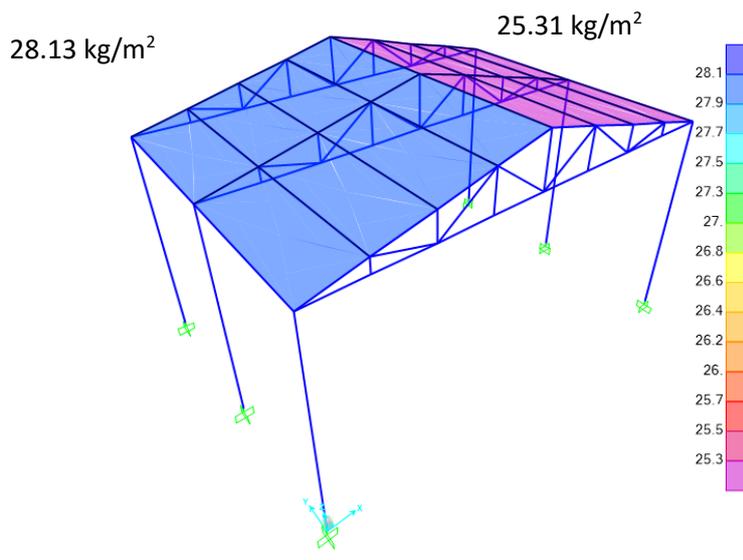
CASO 1:





Carga distribuida en correas por presiones de barlovento y sotavento de la carga de viento.

CASO 2:



Carga distribuida en correas por presiones de barlovento y sotavento de la carga de viento.

5. COMBINACIONES DE CARGAS.

Según la Norma Técnica Peruana E - 090 se tienen las combinaciones:

1.4D
 1.2D+0.5Lr
 1.2D+1.6Lr+0.8W1
 1.2D+1.6Lr-0.8W1
 1.2D+1.6Lr+0.8W2
 1.2D+1.6Lr-0.8W2
 1.2D+1.3W1+0.5Lr
 1.2D-1.3W1+0.5Lr
 1.2D+1.3W2+0.5Lr
 1.2D-1.3W2+0.5Lr
 0.9D+1.3W1
 0.9D-1.3W1
 0.9D+1.3W2
 0.9D-1.3W2

6. MODELO ESTRUCTURAL.

Para el análisis estructural, se empleará el programa SAP2000 Versión 22. Luego de ingresar la información necesaria (material, secciones, cargas, etc.) tenemos el modelo que se entrega adjunto al presente informe y cuyos resultados serán empleados en las diferentes etapas del diseño para los distintos elementos estructurales.

Se extrae la máxima sollicitación de la combinación envolvente para los distintos elementos estructurales. Se verifica que las secciones sean no esbeltas y compactas.

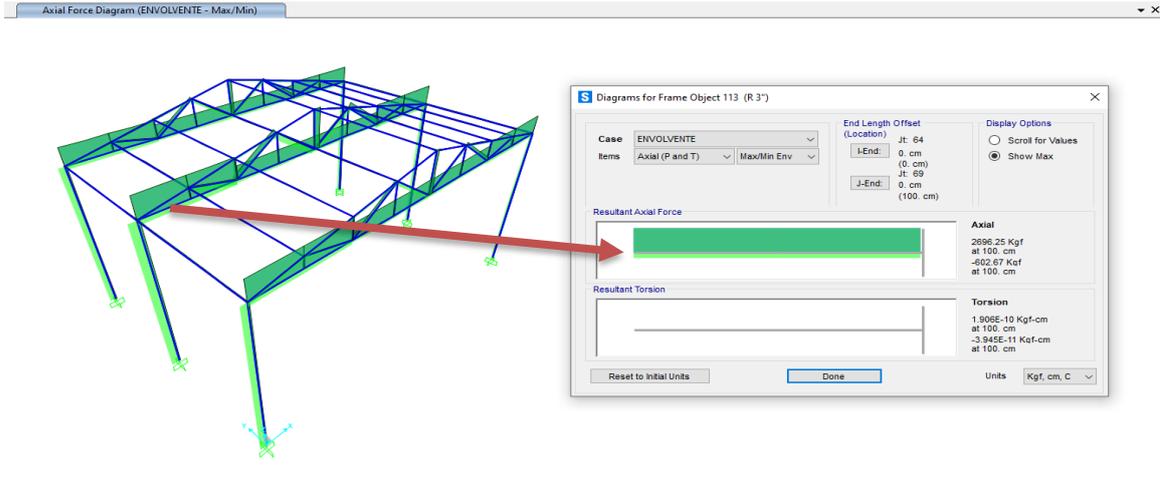
Para los tijerales y viguetas se usará Acero A500 con $F_y = 3234.1203 \text{ kgf/cm}^2$ y módulo de elasticidad $E=2038901.9 \text{ kgf/cm}^2$.

Para las columnas se usará Acero A36.



7. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS ELEMENTOS METÁLICOS.

7.1 BRIDA INFERIOR:



BRIDA INFERIOR

PERFIL	75x75-1.5	A500
b	75 mm	
t	1.5 mm	
b/t	50.00	

E=	2038901.9	kgf/cm ²
Fy=	3234.1203	kgf/cm ²
$\lambda_r(c)=$	35.15	ESBELTO

L	1 m	
r	0.03001 m	
L/r<300	33.32	

$\lambda_p=$	28.12	NO COMPACTA
$\lambda_r(t)=$	35.15	ESBELTO

DISEÑO POR TRACCIÓN

Ag	4.41 cm ²	
λ_t	0.9	
$\lambda_t P_n \leq F_y A_g$	12836.22 Kgf	

Pu(t)	2696.25 Kgf	
-------	-------------	--

DISEÑO POR COMPRESIÓN

K =	1.00	
KL/r<200	33.32	
4.71 $\lambda (E/F_y)$	118.26	
Fe	18122.92	kgf/cm ²
KL/r ≤ 4.71 $\lambda (E/F_y) \leq F_{cr}$	3001.36	kgf/cm ²

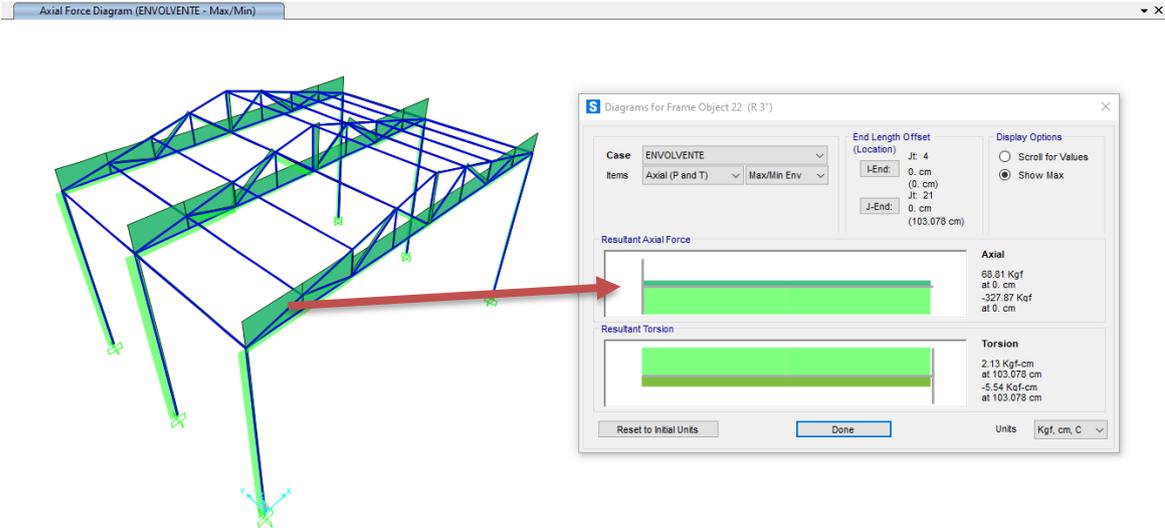
λ_c	0.90	
$\lambda_c P_n = \lambda_c F_{cr} A_g$	11912.39 Kgf	

Pu(c)	602.67 Kgf	
-------	------------	--



Orlando Chuyes Gutierrez
ORLANDO CHUYES GUTIERREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

7.2 BRIDA SUPERIOR:



BRIDA SUPERIOR

PERFIL	75x75-1.5	A500
b	75	mm
t	1.5	mm
b/t	50.00	

E=	2038901.9	kgf/cm ²
Fy=	3234.1203	kgf/cm ²
$\lambda_r(c)=$	35.15	ESBELTO

L	1.03	m
r	0.03001	m
L/r<300	34.35	

$\lambda_p=$	28.12	NO COMPACTA
$\lambda_r(t)=$	35.15	ESBELTO

DISEÑO POR TRACCIÓN

Ag	4.41	cm ²
ϕ_t	0.9	
$\phi_t P_n = \phi_t F_y A_g$	12836.22	Kgf

Pu(t)	68.81	Kgf
-------	-------	-----

DISEÑO POR COMPRESIÓN

K =	1.00	
KL/r<200	34.35	
$4.71 \sqrt{E/F_y}$	118.26	
Fe	17056.74	kgf/cm ²
$KL/r \leq 4.71 \sqrt{E/F_y} \Rightarrow \phi_c F_{cr} =$	2987.38	kgf/cm ²

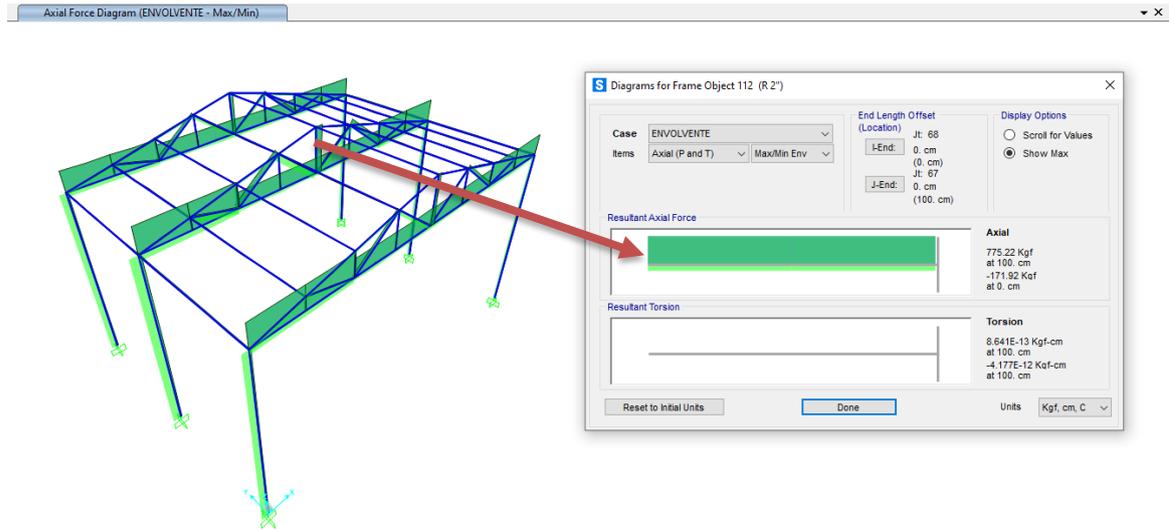
ϕ_c	0.90	
$\phi_c P_n = \phi_c F_{cr} A_g$	11856.90	Kgf

Pu(c)	327.87	Kgf
-------	--------	-----



ORLANDO CHUYÉS GUTIÉRREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

7.3 MONTANTES



MONTANTE

PERFIL	50x50-1.5	A500
b	50	mm
t	1.5	mm
b/t	33.33	

E=	2038901.9	kgf/cm ²
Fy=	3234.1203	kgf/cm ²
$\lambda_r(c)=$	35.15	NO ESBELTO

L	1.00	m
r	0.01981	m
L/r<300	50.48	

$\lambda_p=$	28.12	NO COMPACTA
$\lambda_r(t)=$	35.15	NO ESBELTO

DISEÑO POR TRACCIÓN

Ag	2.91	cm ²
λ_t	0.9	
$\lambda_t P_n \leq F_y A_g$	8470.16	Kgf

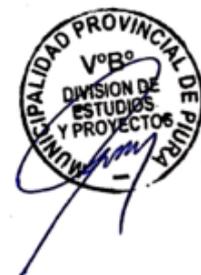
Pu(t)	775.22	Kgf
-------	--------	-----

DISEÑO POR COMPRESIÓN

K =	1.00	
KL/r<200	50.48	
4.71 $\lambda (E/F_y)$	118.26	
Fe	7897.05	kgf/cm ²
KL/r ≤ 4.71 $\lambda (E/F_y)$ λF_{cr}	2724.67	kgf/cm ²

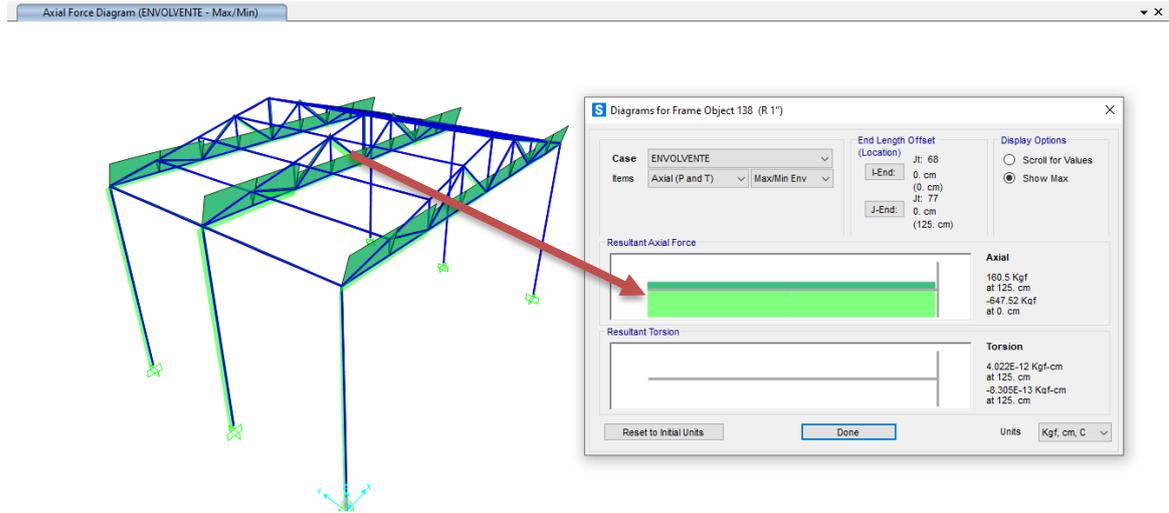
λ_c	0.90	
$\lambda_c P_n = \lambda_c F_{cr} A_g$	7135.90	Kgf

Pu(c)	171.92	Kgf
-------	--------	-----




ORLANDO CHUYÉS GUTIÉRREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

7.4 DIAGONALES



DIAGONAL

PERFIL	25x25-1.5	A500
b	25	mm
t	1.5	mm
b/t	16.67	

E=	2038901.9	kgf/cm ²
Fy=	3234.1203	kgf/cm ²
$\lambda r(c)=$	35.15	NO ESBELTO

L	1.25	m
r	0.00961	m
L/r<300	130.07	

$\lambda p=$	28.12	COMPACT A
$\lambda r(t)=$	35.15	NO ESBELTO

DISEÑO POR TRACCIÓN

Ag	1.41	cm ²
λt	0.9	
$\lambda t P_n \leq \lambda F_y A_g$	4104.10	Kgf

Pu(t)	160.5	Kgf
-------	-------	-----

DISEÑO POR COMPRESIÓN

K =	1.00	
KL/r<200	130.07	
4.71 $\lambda (E/F_y)$	118.26	
Fe	1189.39	kgf/cm ²
KL/r ≤ 4.71 $\lambda (E/F_y) \leq F_{cr}$	1036.30	kgf/cm ²

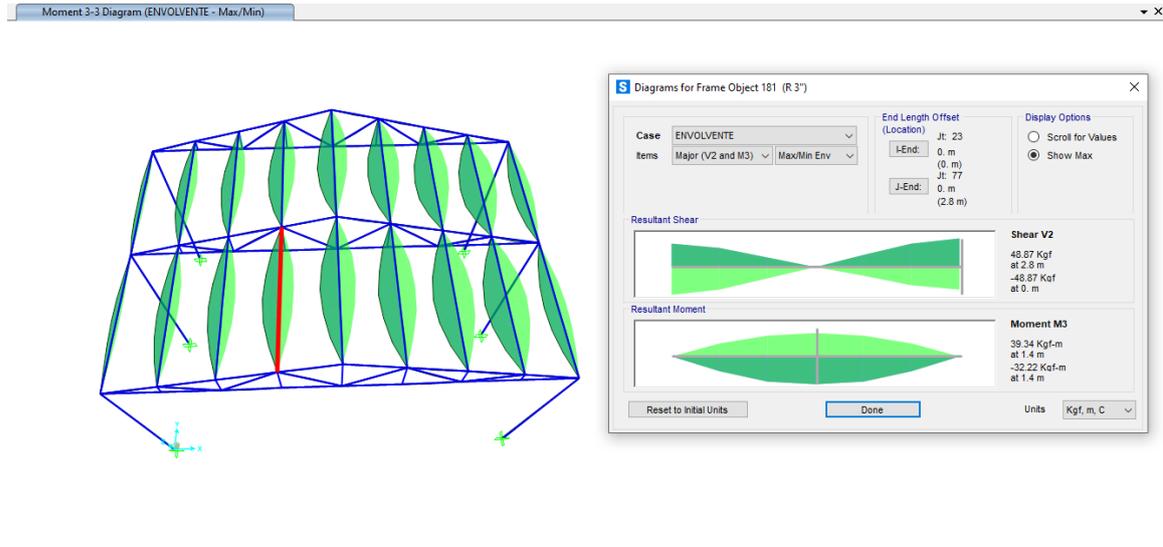


λc	0.90	
$\lambda c P_n = \lambda c F_{cr} A_g$	1315.06	Kgf

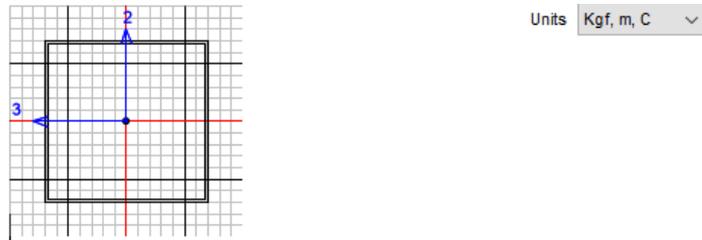
Pu(c)	647.52	Kgf
-------	--------	-----


ORLANDO CHUYES GUTIERREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

7.6 VIGUETA



Diseño por flexión de correas o viguetas de la cobertura metálica en el programa SAP2000 v22:



AISC 360-16 STEEL SECTION CHECK (Summary for Combo and Station)
Units : Kgf, m, C

Frame : 181 X Mid: 3. Combo: ENVOLVENTE Design Type: Beam
Length: 2.8 Y Mid: 1.4 Shape: R 3" Frame Type: SMF
Loc : 1.4 Z Mid: 5. Class: Slender Princpl Rot: 0. degrees

Provision: LRFD Analysis: Direct Analysis
D/C Limit=0.95 2nd Order: General 2nd Order Reduction: Tau-b Fixed
AlphaPr/Py=0. AlphaPr/Pe=0.001 Tau_b=1. EA factor=0.8 EI factor=0.8

PhiB=0.9 PhiC=0.9 PhiTY=0.9 PhiTF=0.75
PhiS=0.9 PhiS-RI=1. PhiST=0.9

A=4.410E-04 I33=0. r33=0.03 S33=1.059E-05 Av3=2.250E-04
J=0. I22=0. r22=0.03 S22=1.059E-05 Av2=2.250E-04
E=2.039E+10 Fy=32341202.8 Ry=1.1 z33=1.216E-05
RLLF=1. Fu=40778038.3 z22=1.216E-05

HSS Welding: ERW Reduce HSS Thickness? No

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS (Combo ENVOLVENTE)

Location	Pu	Mu33	Mu22	Vu2	Vu3	Tu
1.4	-5.913	39.342	0.	0.	0.	0.

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO (H1-1b)

D/C Ratio: 0.15 = 0. + 0.149 + 0.
= (1/2)(Pr/Pc) + (Mr33/Mc33) + (Mr22/Mc22)



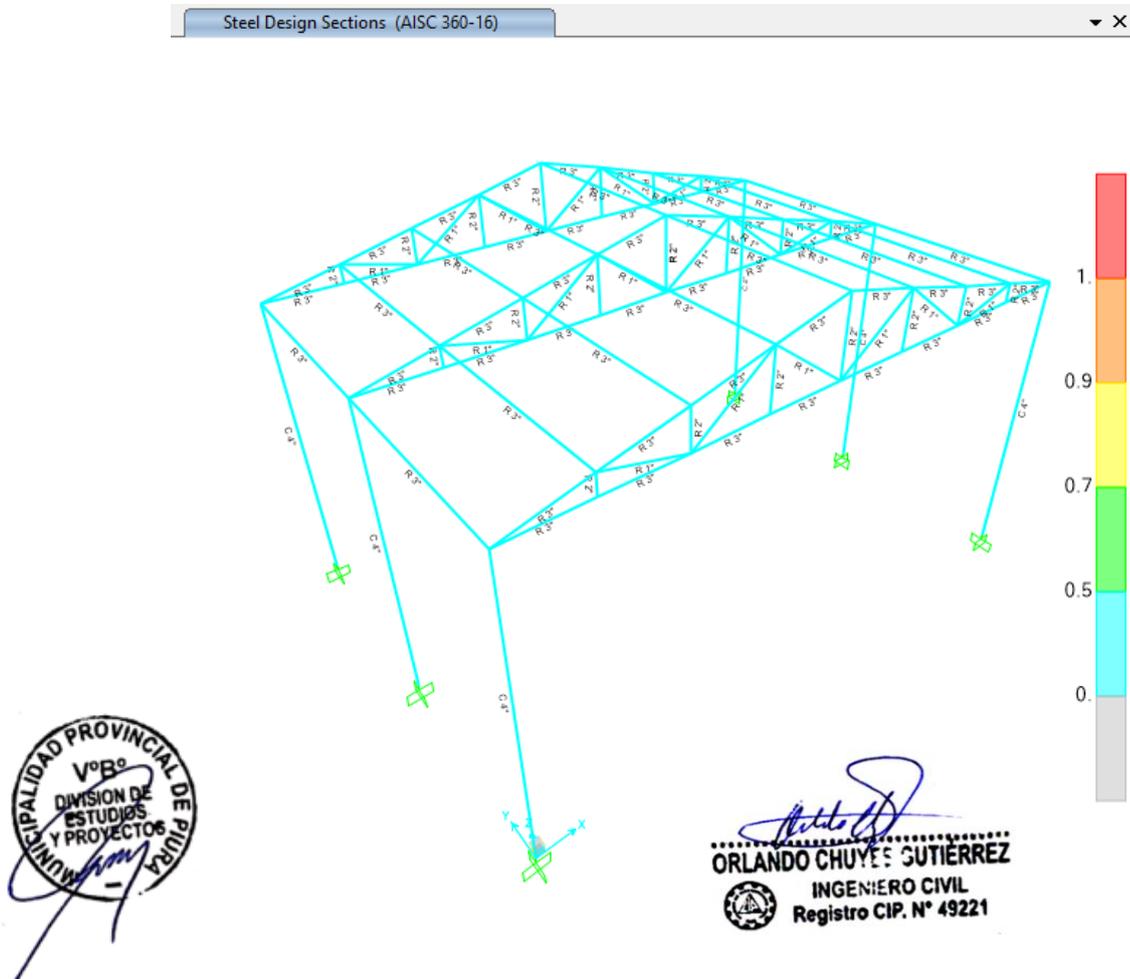
Orlando Chuyes Gutierrez
ORLANDO CHUYES GUTIERREZ
INGENIERO CIVIL
Registro CIP. N° 49221

AXIAL FORCE & BIAXIAL MOMENT DESIGN (H1-1b)							
Factor	L	K1	K2	B1	B2	Cm	
Major Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.	
Minor Bending	1.	1.	1.	1.	1.	1.	
LTB		L _{1b}	K _{1b}	C _b			
		1.	1.	1.161			
Axial		Pu Force	phi*Pnc Capacity	phi*Pnt Capacity			
		-5.913	7147.631	12836.223			
Major Moment		Mu Moment	phi*Mn Capacity	phi*Mn No LTB	phi*Mn Cb=1		
		39.342	263.565	263.565	353.848		
Minor Moment			263.565				
Torsion		Tu Moment	Tn Capacity	phi*Tn Capacity			
		0.	314.234	282.811			
SHEAR CHECK							
				Vu Force	phi*Vn Capacity	Stress Ratio	Status Check
Major Shear	0.	3772.278		0.	OK		
Minor Shear	0.	3772.278		0.	OK		
CONNECTION SHEAR FORCES FOR BEAMS							
Major (V2)		V _{Major Left}	V _{Major Right}				
		48.874	48.874				

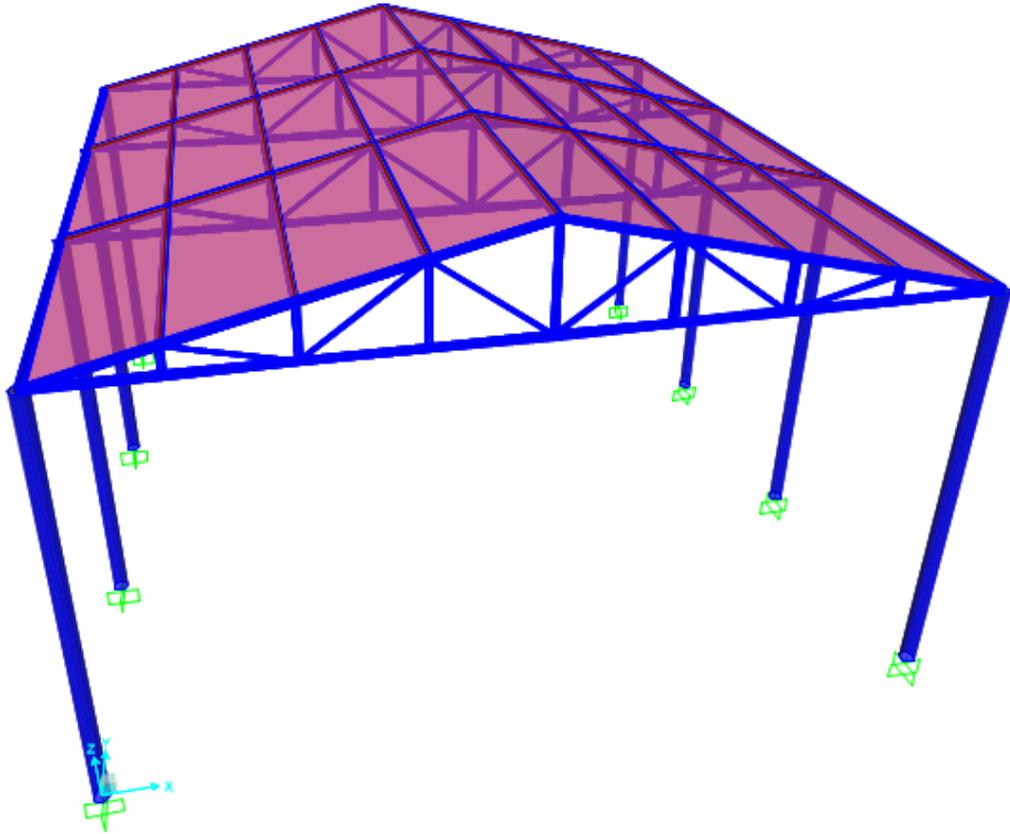
8. VERIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA COMPLETA

Asignando las reales dimensiones y cargas al modelo estructural, hacemos que el programa verifique algún error, sobre esfuerzo, pandeo o falla en general en el diseño planteado y vemos que prácticamente todos pasan las exigencias del AISC y de la NTP E - 090.

Por lo que se ve, el diseño es completamente satisfactorio (cargas, esfuerzos, deflexiones, esbeltez chequeo de todas las formas de pandeo, etc.) pues el programa no genera ningún mensaje de error.

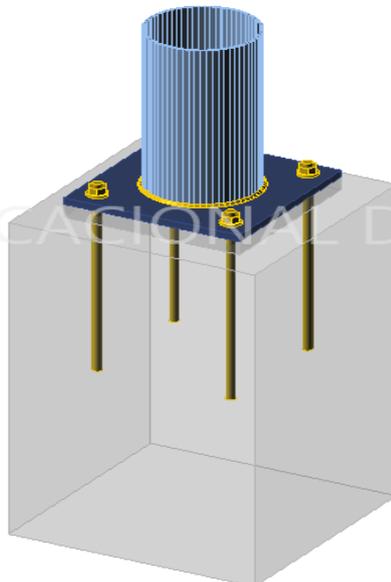


Aplica el mismo diseño para la estructura metálica de 4 pórticos indicados en los planos arquitectónicos.



DISEÑO DE PEDESTAL DE COLUMNAS DE LA ESTRUCTURA METÁLICA

Se exportaron las cargas desde SAP2000 de los nudos de los apoyos al software IDEA STATIC CONNECTION para realizar el análisis y diseño por el método de elementos finitos. Obteniendo un diseño aceptable de pernos de anclaje, placa base y conexión soldada utilizando como código de diseño AISC 360 – Método de análisis LRFD.



Bloque de la cimentación

Ítem	Valor	Unidad
CB 1		
Dimensiones	350 x 350	mm
Profundidad	600	mm
Anclaje	1/2 A325	
Longitud del anclaje	300	mm
Transferencia de la fuerza cortante	Fricción	
Junta de mortero	25	mm

Verificación

Resumen

Nombre	Valor	Estado de la verificación
Análisis	100.0%	Aceptar
Placas	0.0 < 5%	Aceptar
Anclajes	81.3 < 100%	Aceptar
Soldaduras	40.9 < 100%	Aceptar
Bloque de hormigón	6.1 < 100%	Aceptar
Cortante	0.1 < 100%	Aceptar
Pandeo	No calculado	

Placas

Nombre	F_y [MPa]	Espesor [mm]	Cargas	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	Estado de la verificación
M1	248.2	3.0	LE1	112.4	0.0	Aceptar
BP1	248.2	12.5	LE1	125.4	0.0	Aceptar

Datos de diseño

Material	f_y [MPa]	ϵ_{lim} [%]
A36	248.2	5.0

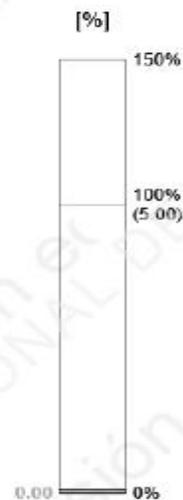
Explicación del símbolo

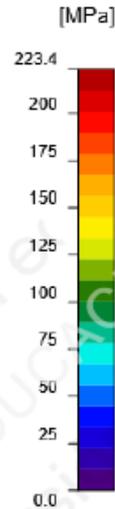
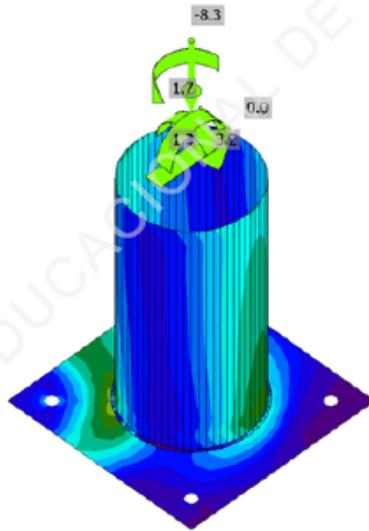
ϵ_{pl}	Plastic strain
σ_{Ed}	Ec. tensión
f_y	Límite elástico
ϵ_{lim}	Límite de la deformación plástica

Verificación general, LE1



Verificación de deformación, LE1

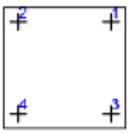





ORLANDO CHUYÉS GUTIÉRREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

Tensión equivalente, LE1

Anclajes

Forma	Ítem	Cargas	N_T [kN]	ϕN_{cbg} [kN]	ϕV_{cp} [kN]	U_t [%]	U_s [%]	U_{ts} [%]	Estado
	A1	LE1	7.0	24.2	48.2	81.3	0.0	70.8	Aceptar
	A2	LE1	11.3	24.2	48.2	81.3	0.0	70.8	Aceptar
	A3	LE1	0.0	-	48.2	0.0	0.0	0.0	Aceptar
	A4	LE1	1.3	24.2	48.2	81.3	0.0	70.8	Aceptar

Datos de diseño

Calidad	ϕN_{sa} [kN]
1/2 A325 - 1	52.9

Explicación del símbolo

- N_T Fuerza de tracción
 ϕN_{cbg} Resistencia al arrancamiento del cono de hormigón a tracción de acuerdo con - ACI 318-14 - 17.4.2
 ϕV_{cp} Resistencia al desprendimiento del hormigón por cabeceo del anclaje a cortante de acuerdo con - ACI 318-14 - 17.5.3
 U_t Utilización a tracción
 U_s Utilización a cortante
 U_{ts} Utilización a tensión y cortante
 ϕN_{sa} Resistencia del anclaje en tracción - ACI 318-14 - 17.4.1

Soldaduras

Ítem	Borde	X_u	T_n [mm]	L_a [mm]	L [mm]	L_c [mm]	F_n [kN]	ϕR_n [kN]	U_t [%]	Estado
BP1	M1	E70xx	▲3.2	▲4.5	462	7	2.1	5.1	40.9	Aceptar

Explicación del símbolo

T_h	Espesor de garganta de soldadura
L_s	Tamaño de la soldadura
L	Longitud de la soldadura
L_c	Longitud del elemento crítico de la soldadura
F_n	Fuerza en el elemento crítico de la soldadura
ϕR_n	Resistencia de la soldadura, AISC 360-10 J2.4
U_t	Utilización

Bloque de hormigón

Ítem	Cargas	A_1 [mm ²]	A_2 [mm ²]	σ [MPa]	U_t [%]	Estado
CB 1	LE1	22998	77075	1.3	6.1	Aceptar

Explicación del símbolo

A_1	Área cargada
A_2	Área de soporte
σ	Tensión media en el hormigón
U_t	Utilización

Cortante en el plano de contacto

Ítem	Cargas	V [kN]	ϕV_r [kN]	μ [-]	U_t [%]	Estado
BP1	LE1	0.0	7.6	0.40	0.1	Aceptar

Explicación del símbolo

V	Esfuerzo cortante
ϕV_r	Resistencia a cortante
μ	Coefficiente de fricción entre la placa de anclaje y el bloque de hormigón
U_t	Utilización



Orlando Chuyé Sutiérrez
 ORLANDO CHUYÉ SUTIERREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221