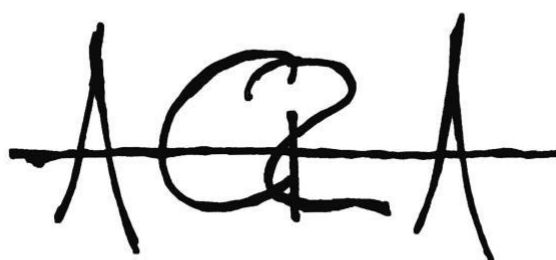


PNN GORGONA
ESTACION CIENTIFICA
MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL



ANZELLINI

GARCIA REYES

ARQUITECTOS



www.maderinsa.com.co

Diseño estructural:

Ing. Fabián Echeverri E.

fabianecheverrie@gmail.com

BOGOTA – COLOMBIA

OCTUBRE DE 2024

INDICE

1. DESCRIPCION DEL PROYECTO	3
2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES	4
3. CARGAS	4
4. HIPOTESIS Y COMBINACIONES DE CARGA	7
5. DISEÑO ESTRUCTURAL	8
6. MODELO MATEMATICO	8
7. REVISION ESTRUCTURAL	8
8. UNIONES.....	11
9. ANEXOS.....	18

MEMORIAS DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

ESTACION CIENTIFICA

1. **DESCRIPCION DEL PROYECTO:** *El proyecto consiste en la construcción de 1 estructuras de 1 piso, con cubierta a dos aguas, El sistema estructural está formado por pórticos en madera, apoyados sobre zapatas en concreto, La obra está situada en la isla de Gorgona, Departamento de Cauca, considerado de riesgo sísmico alto. Estos cálculos han sido realizados de acuerdo con la Norma NSR-10 (Norma sismo resistente colombiana 2010).*

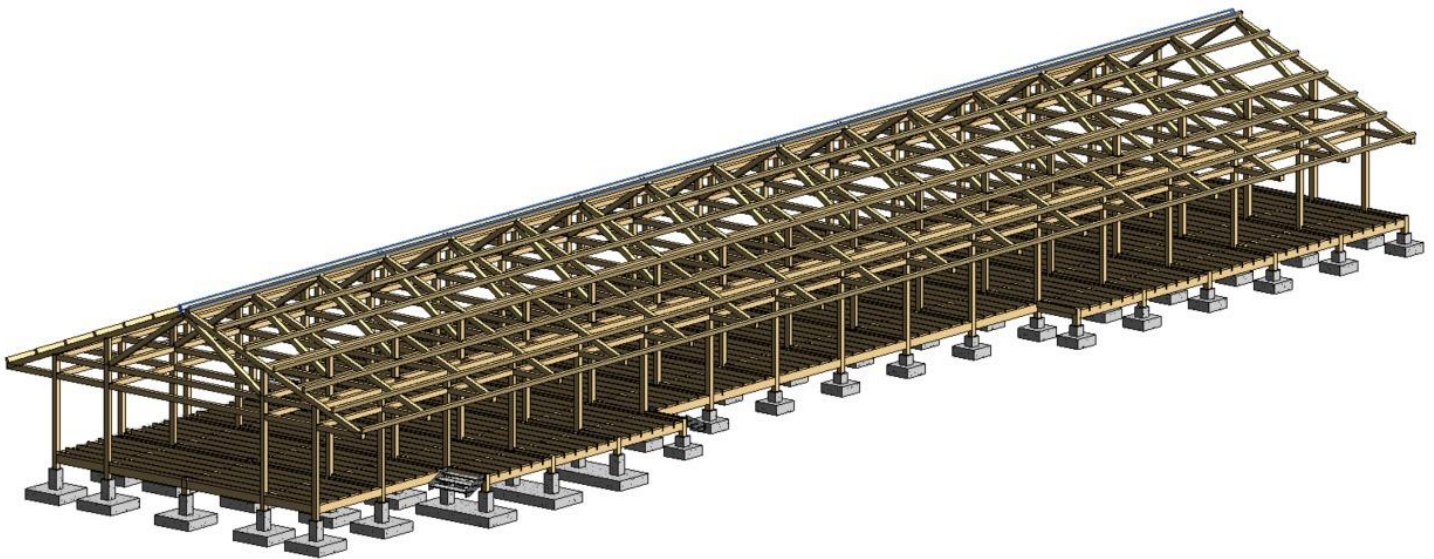


Figura No. 1 - Esquema tridimensional de la estructura.

2. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

2.1 CONCRETO, MADERA Y ACERO

- *Madera Grupo ES6 (NSR – 10)*
- *Inmunización a vacío presión sales CCA con Retención mínima de 6,4 kg/m3.*
- *Uniones en acero inoxidable*
- *Tornillería tipo Rothoblaas.*

3. CARGAS

Las cargas consideradas son las siguientes:

3.1 CARGA MUERTA (D)

Carga muerta Cubierta: teja metálica liviana con aislamiento acústico = 15 kg/m² + paneles solares = 20 Kg/m². + instalaciones = 5 kg/m².

Carga muerta cubierta Total (D) = 40 kg/m².

Carga muerta entrepisos: => Machimbre = 10 kg/m² + instalaciones = 10 Kg/m²

Carga muerta entrepisos = Total (D) = 20 kg/m²

Las cargas de los elementos estructurales como Vigas, correas en madera y demás son tomados automáticamente por el modelo matemático.

3.2 CARGA VIVA

Carga viva (Cubierta Lr) = 35 kg/m².; Carga viva (Pendiente mayor a 15° ; Carga viva(Entrepiso L) = 180 Kg/m²

3.3 VIENTO

Para el análisis de viento se usó el programa ARQUIMET, de Acceso con los siguientes parámetros:

Velocidad de Viento = 130 km/h => 46 m/s

Dirección del Viento: Normal a la cumbrera

Tipo de edificación: Cerrada a 2 aguas.

Exposición: B; Ocupación = 1; Región propensa a Huracanes: No; Factor topográfico: 1,00

Inclinación de la cubierta = 45 %

Altura media de la cubierta = 6,3 m

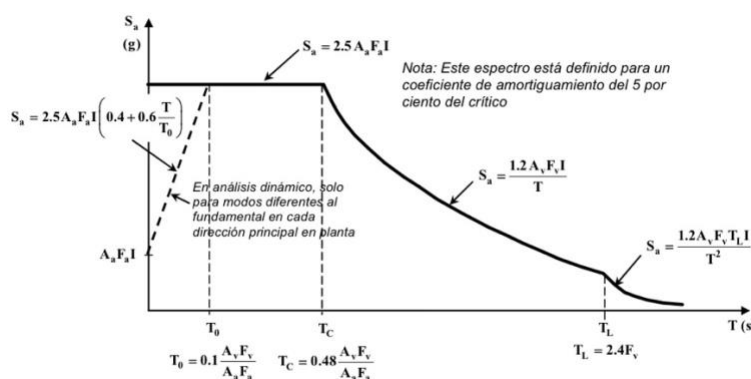
Factor de importancia = 0,87

Factor de dirección = 0,85

Frecuencia natural del edificio = (Hz)

Presión por velocidad a la altura media de la cubierta 45,49 Kg/m²

3.3 CARGAS DE SISMO



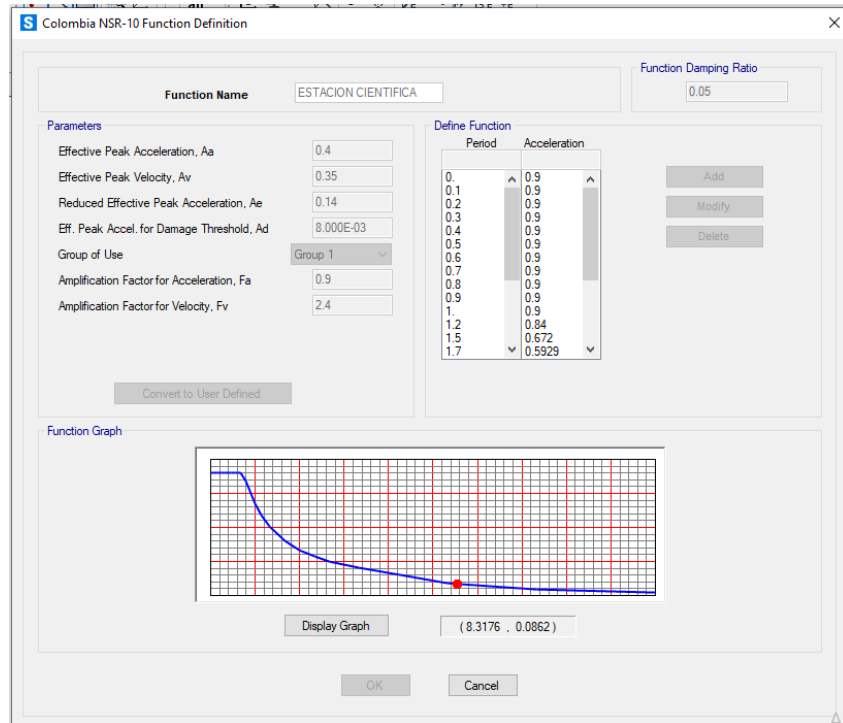


Figura No. 2 y 3 - Espectro de diseño como fracción de g (según A.2.6.1 – NSR-10)

TABLE: Function - Response Spectrum - Colombia NSR-10

Name	Period	Accel	FuncDamp	A_a	A_v	A_e	A_d	GroupUse	F_a	F_v
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Text	Unitless	Unitless
ESTACION CIENTIFICA	0	0.9	0.05	0.4	0.35	0.14	0.008	Group 1	0.9	2.4
ESTACION CIENTIFICA	0.1	0.9								
ESTACION CIENTIFICA	0.2	0.9								
ESTACION CIENTIFICA	0.3	0.9								
ESTACION CIENTIFICA	0.4	0.9								
ESTACION CIENTIFICA	0.5	0.9								
ESTACION CIENTIFICA	0.6	0.9								
ESTACION CIENTIFICA	0.7	0.9								
ESTACION CIENTIFICA	0.8	0.9								
ESTACION CIENTIFICA	0.9	0.9								
ESTACION CIENTIFICA	1	0.9								
ESTACION CIENTIFICA	1.2	0.84								
ESTACION CIENTIFICA	1.5	0.672								
ESTACION CIENTIFICA	1.7	0.592941								
ESTACION CIENTIFICA	2	0.504								
ESTACION CIENTIFICA	2.5	0.4032								
ESTACION CIENTIFICA	3	0.336								
ESTACION CIENTIFICA	3.5	0.288								
ESTACION CIENTIFICA	4	0.252								
ESTACION CIENTIFICA	5	0.2016								
ESTACION CIENTIFICA	8	0.09072								
ESTACION CIENTIFICA	11	0.047984								
ESTACION CIENTIFICA	15	0.025805								

Método de diseño: Análisis modal

Zona de riesgo sísmico Alto

$A_a=0,40$; $A_v = 0,35$

$I=1,00$ grupo I

Perfil de suelo = E

$F_a = 0,9$; $F_v = 2,4$

Sistema estructural Pórticos en madera $R_o = 1$

Tipo de planta = regular;

Figura No. 4 - Valores del Espectro (según A.2.6.1 – NSR-10)

3.4 MASAS USADAS PARA EL ANALISIS MODAL

TABLE: Groups 3 - Masses and Weights					
GroupName	SelfMass	SelfWeight	TotalMassX	TotalMassY	TotalMassZ
Text	Kgf-s2/m	Kgf	Kgf-s2/m	Kgf-s2/m	Kgf-s2/m
ALL	12504,85	125809,5	12504,85	12504,85	12504,85

Figura No. 5 – Masa usada para evaluar las fuerzas de sismo

4. HIPOTESIS Y COMBINACIONES DE CARGA.

Las siguientes son las hipótesis básicas de carga:

1. Muerta (D)
2. Viva (L, Lr o G)
3. Sismo en Un sentido (Ex)
4. Sismo transversal (Ey)
5. Viento (W)

Las siguientes son las combinaciones de carga para el diseño de los elementos de Madera

6. D
7. D + Lr
8. D + 0,75Lr
9. D + 0,75Lr + 0,75W
10. D + W
11. 0,6D + W
12. D + (0.7Ex + 0.3 Ez) /Ro
13. D + (0.3Ex + 0.7 Ez) /Ro
14. 0,6D + (0.3Ex + 0.7 Ez) /Ro.

5. DISEÑO ESTRUCTURAL

5.1 CRITERIOS DE DISEÑO

5.1.1 NORMAS

Las normas empleadas son las siguientes:

- Norma sismo resistente colombiana NSR – 10
- Normas ASTM para metales y otros materiales.

5.1.2 METODO DE ANALISIS: Método dinámico espectral

5.1.4 SOFTWARE USADO: SAP200 V22-11

6. MODELO MATEMATICO

Para el diseño de los elementos estructurales se ha elaborado un modelo tridimensional de La estructura, los resultados obtenidos de fuerzas y deformaciones se anexan a continuación y hacen parte integral de este trabajo.

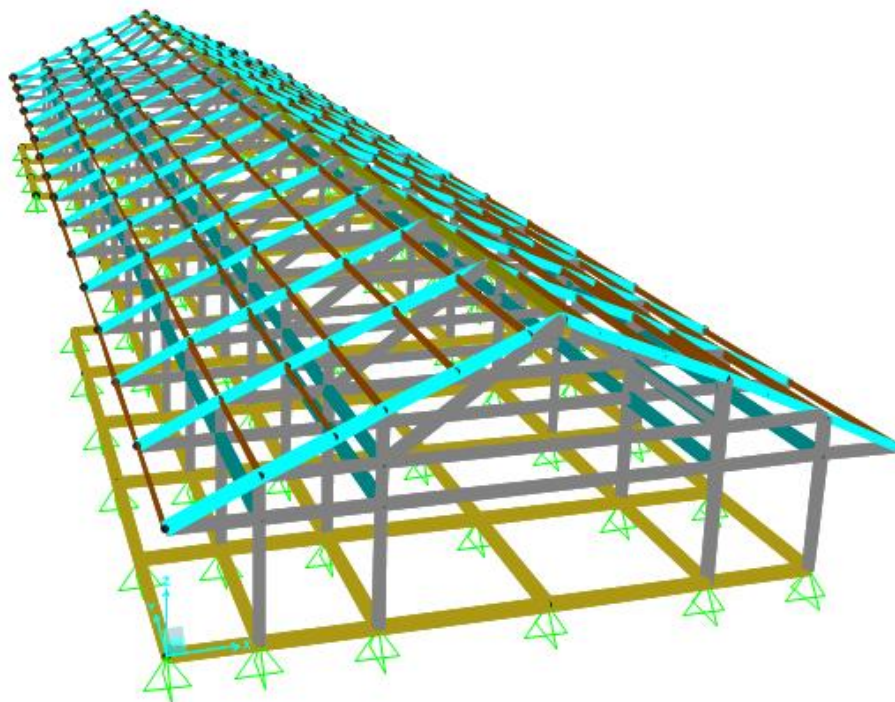


Figura No. 6 - Modelo matemático tridimensional

7. DISEÑO Y/O REVISIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES

7.1 CIMENTACION

Para el diseño de la cimentación se tuvo en cuenta la sugerencia del estudio de suelos MIG114/24, elaborado por la Ing. **MARTA INES GONZALEZ S**, que sugiere Zapatas aisladas a 60 cm de profundidad, a excepción de los ejes 14 a 18, donde la profundidad mínima es 90 cm.. El texto siguiente tomado del estudio de suelos ilustra las recomendaciones descritas anteriormente.

“EVALUACIÓN DE LAS CONDICIONES DE CIMENTACIÓN Teniendo en cuenta las características de la estructura a cimentar, las propiedades del perfil estratigráfico encontrado y la topografía del sitio, se evaluó una cimentación superficial por medio de zapatas cuadradas. Se definieron dos zonas para el análisis de las zapatas, a saber: 1.) La zona entre los ejes 1 y 13, donde la nueva edificación quedó implementada sobre la losa de cimentación de la Estación Científica actual. 2.) La zona entre los ejes 14 y 17, la cual quedará apoyada directamente sobre el terreno natural. 3.1 Zapatas Cuadradas Ejes 1 a 13 3.1.1 Capacidad portante Se proporcionaron zapatas cuadradas apoyadas a 0.6 m de profundidad con respecto al nivel actual de la losa de primer piso existente, dentro del estrato de arena con algo de grava y arcilla, carmelita que aparece a continuación del relleno de material de excavación, y que presenta resistencias a la penetración estándar de 14 golpes por pie, para la cual resulta un ángulo de fricción interna de 31 grados. Para esta arena se calculó una capacidad portante máxima admisible de 10.3 T/m2.”

Las siguientes son las reacciones para el cálculo de la cimentación. Ver Anexo (Diseño de zapatas)

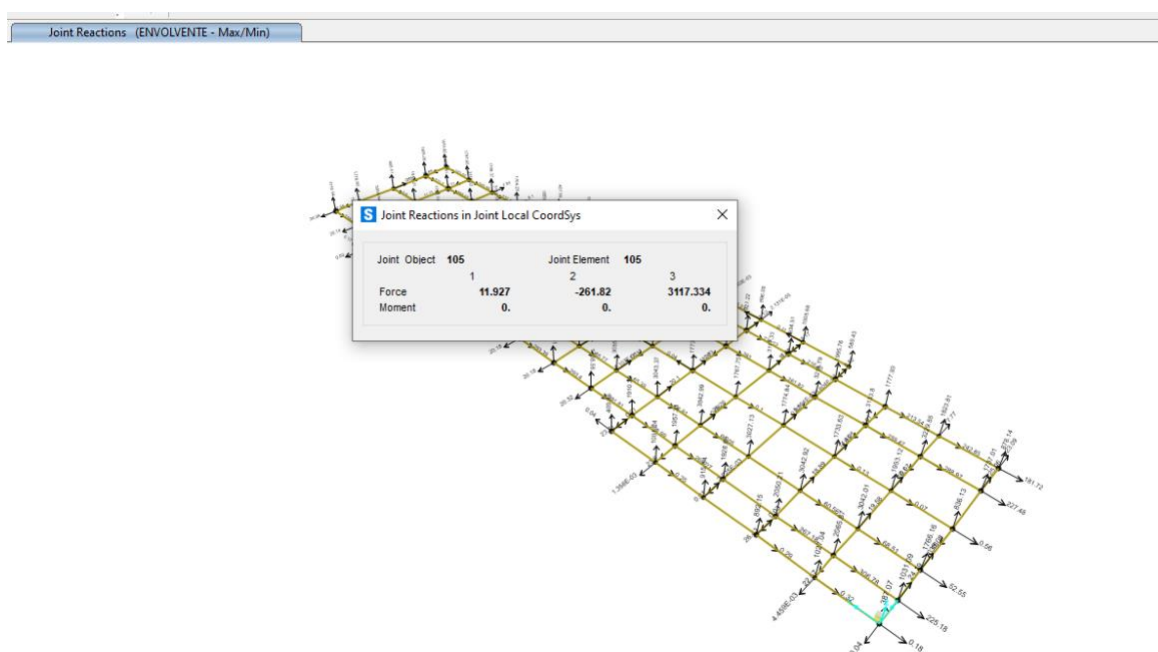


Figura No.7 – Reacciones en la base para el diseño de la cimentación (Max. = 3.12 ton)

La siguiente zapata más cargada tiene una carga de 1,95 ton y está entre los ejes 13 a 18.

3.2.2 Asentamientos (Tomado del estudio de suelos)

“Para el rango de cargas evaluado se estimaron asentamientos totales máximos de 0.033 m, y asentamientos diferenciales de máximos de 0.015 m, los cuales superan los máximos admisibles, 0.011 m, calculados como 0.0030 de la luz, para una luz de 3.61 m, distancia entre las columnas D17 y C16.

Con el fin de reducir la magnitud de los asentamientos máximos, y aprovechando la mayor profundidad de la cimentación propuesta, se evaluó la utilización de zapatas huecas bajo las columnas más cargadas.

Suponiendo en vacío en la zapata de 0.6 m de altura, resulta una descarga de 0.96 T/m², con lo cual la fatiga neta se reduce a 3.0 T/m², para la zapata más cargada. Los asentamientos totales máximos se reducen a 0.029 m, y los asentamientos diferenciales máximos a 0.011 m, similares a los máximos admisibles.”

Para las zapatas de los ejes 13 a 18, se ha decidido incrementar sus dimensiones a 1,30 x 1,30 m, Con el fin de reducir los asentamientos al mínimo y evitar daños en la estructura, debido a la diferencia de consolidación de los suelos de estos ejes 13 a 18.

De ahí que una zapata de 1,30 m x 1,30 m sometida a una carga de 3,12 ton, trasmite al suelo una presión de 2,2 ton/m², lo que según el numeral 3.22 del estudio de suelos de la Ing. Martha Inés, reduce los asentamientos a menos de 0,029 , (0,021 según mis cálculos) y los diferenciales a menos de 0,011 m (0,008 m, según mis cálculos), lo que significa que esta decisión protege la estructura de daños causados por asentamientos diferenciales, aunque en madera (material altamente elástico) el tema no es tan relevante como en el concreto.

7.1.1 ZAPATAS

En este proyecto han resultado 5 tipos de zapatas, según las dimensiones en planta así:

80 cm x 80 cm, 80 cm x 1,55, 130 cm x 130 cm, 130 cm x 1,55 cm y 130 cm x 230 cm

Las más cargadas son las de 80 cm x 80 cm y su cálculo esta en el anexo final de esta memoria,

Las de 130 cm x 130 cm tienen cargas menores, pero sirven de control de asentamientos y las demás han resultado por la unión de 2 zapatas muy cercanas, pero que las 2 cargas no superan las 3,17 ton, y las presiones transmitidas al suelo están por debajo de las 2,2 ton/m².

7.2 ELEMENTOS EN MADERA

La madera para usar deber ser tipo ES6 (Norma NSR-10) de las especies especificadas en el cuadro siguiente o una especie de madera con igual o mejores propiedades (Pino americano o europeo), en presentación de madera maciza con o sin unión finger joint o madera laminada encolada, cualquiera de estas debe ser protegida del ataque de hongos o insectos mediante inmunización a vacío presión con sales CCA, con retención mínima de 6,4 Kg/m³. Toda madera a usar debe ser de bosque cultivado.

7.2.1 PROPIEDADES DE LA MADERA

Tabla G-B.6
Maderas Tipo "ES6" MPa
CH = 12%

No.	Nombre Científico	Nombre	DB	$E_{0,5}$	F_b	F_C	F_P	F_V	F_t
1	PINUS PATULA SCHLECHT	PINO PATULA	0.43	10 000	12.6	10.2	1.7	1.6	9.5
2	TECTONA GRANDIS	TECA	0.53	10 800	16.7	12.5	2.5	1.8	12.5
3	QUARARIBEA ASTEROLEPSIS	PUNULA	0.45	10 700	12.7	11.9	2.3	1.3	9.5
4	SAManea SAMAN	SAMAN	0.49	9 400	13.0	9.8	2.0	1.8	9.8
5	EUCALIPTUS SALIGNA	EUCALIPTO SALIÑA	0.40	11 100	13.1	10.7	1.5	1.4	9.8
6	PODOCARPUS OLEIFOLIUS	PINO CHAQUIRO	0.44	8 700	13.0	10.6	2.4	1.7	9.8
7	PINUS RADIATA DON	PINO RADIATA COLOMB	0.39	11 000	13.2	11.9	2.5	1.4	9.9
8	COPAIFERA SP	CANIME	0.480	9 800	14.5	11.7	2.9	2.0	10.9
9	LONCHOCARPUS SANCTAMARTAE	MACURUTU	0.645	10 100	25.1	19.9	7.1	2.1	18.8
VALORES DE DISEÑO ASUMIDOS			Nota 1	9 000	12.5	10.0	1.5	1.3	9.0

Valores de diseño asumidos

$E_{0,5}$ 9 000

$E_{0,05}$ 6 500

E_{min} 3 564

(1) se deben efectuar ensayos previamente

Figura No. 8 – Propiedades de la Madera tipo ES6 NSR -10

La madera empleada en esta obra tiene la siguiente sección:

- Correas: 8 cm x 16 cm
- Columnas 16 cm x 16 cm
- Viga superior e inferior de apoyo de correas 16 cm x 16 cm.
- Vigas de amarre de 16 cm x 16 cm
- Caballete 16 cm x 16 cm

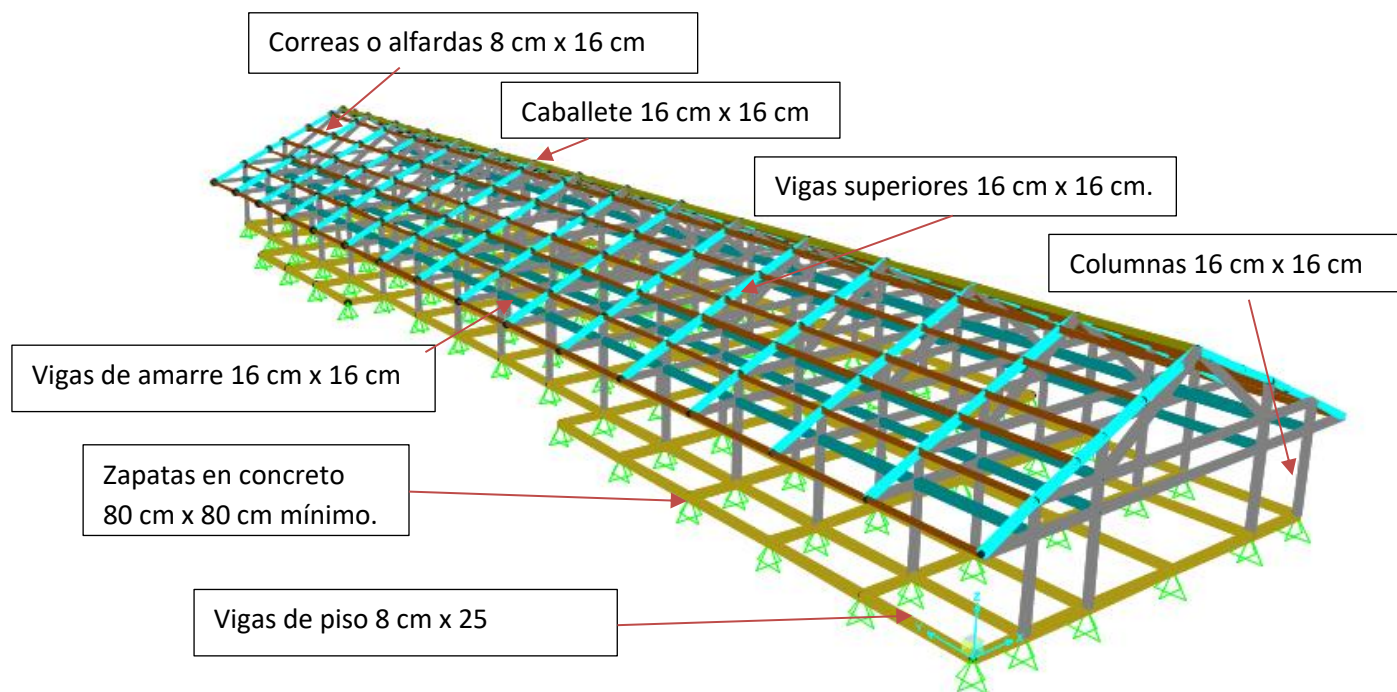


Figura No. 9 Posición de los elementos de madera y concreto en la obra.

7.2.2 REVISIÓN DE LA RESISTENCIA DE LAS SECCIONES EN MADERA

La siguiente tabla (Programada) recoge las fuerzas presentes en los elementos y las compara con los valores que puede resistir la sección estructural de flexión, cortante, aplastamiento y deformación.

ELEMENTO	SECCION RECTANGULAR			PROPIEDADES GEOMETRICAS				FUERZAS DE TRABAJO				FUERZAS RESISTENTES			OBSERVACIONES
	ANCHO	ALTURA	L (cm)	A (cm ²)	Sx (cm ³)	Ix (cm ⁴)	Cp	P (Kg)	Mx (Kg-cm)	Vx (Kg)		P (Kg)	Mx (Kg-cm)	Vx (Kg)	
COLUMNAS	16	16	220	256	682,7	5.461	0,87	3.245,79	-	-	-	20.446	-	-	CUMPLE
VIGA SUPERIOR CERCHA	16	16	600	256	682,7	5.461	-	-	16.334	11,19	-	-	77.414	2.731	CUMPLE
DIAGONAL	16	16	600	256	682,7	5.461	-	624,98	-	-	-	-	77.414	2.731	CUMPLE
VIGA INFERIOR	16	16	600	256	682,7	5.461	-	-	7.488	49,92	-	-	77.414	2.731	CUMPLE
VIGA SUPERIOR	16	16	600	256	682,7	5.461	-	-	10.178	76,45	-	-	77.414	2.731	CUMPLE
VIGA DE PISO	16	16	600	256	682,7	5.461	-	-	52.486	699,77	-	-	77.414	2.731	CUMPLE
VIGAS DE AMARRE	16	16	300	256	682,7	5.461	-	-	6.920	92,27	-	-	77.414	2.731	CUMPLE
CABALLETE	16	16	300	256	682,7	5.461	-	-	10.246	68,28	-	-	77.414	2.731	CUMPLE
CORREAS	8	16	300	128	341,3	2.731	-	-	8.532	113,76	-	-	38.707	1.365	CUMPLE

Figura No. 16 – Revisión estructural de las secciones en madera.

DESCRIPCION	SECCION	LONGITUD		ESBELTES	FcE		C	FcE/Fc*	(1+(FcE/Fc*)/2c)	(1+(FcE/Fc*)/2c) ²	FcE/Fp*/C	RAIZ	CP
	b(cm)	h (cm)	L(cm)	λ		Fc							
COLUMNAS	16	16	220	13,75	158,26	80	0,8	1,98	1,86	3,46	2,47	0,995994	0,87

8. UNIONES EN LA MADERA

8.1 Materiales usados

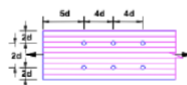
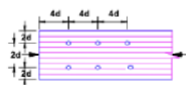
- Tipo de Acero: INOXIDABLE
- Madera ES6 (Propiedades según Tabla G-B.6 NSR-10).

8.4 Bases para el diseño de las uniones:

- Conexiones simples F.2.10.1.2 – NSR-10
- Espesor mínimo de soldadura 5 mm
- Electrodo E60XX
- Acero de Pernos mínimo A307 y Varillas roscadas G55.

8.5 Distancia a los bordes

Tabla G.6.13-6
Distanciamiento mínimo en uniones pernadas



Perno		Compresión			
Ø	cm	4d	4d	2d	2d
$\frac{3}{8}$	0.95	3.80	3.80	1.90	1.90
$\frac{1}{2}$	1.27	5.08	5.08	2.54	2.54
$\frac{5}{8}$	1.59	6.36	6.36	3.18	3.18
$\frac{3}{4}$	1.90	7.60	7.60	3.80	3.80

Perno		Tracción			
Ø	cm	5d	4d	2d	2d
$\frac{3}{8}$	0.95	4.75	3.80	1.90	1.90
$\frac{1}{2}$	1.27	6.36	5.08	2.54	2.54
$\frac{5}{8}$	1.59	7.95	6.36	3.18	3.18
$\frac{3}{4}$	1.90	9.50	7.60	3.80	3.80

8.6 Capacidad mínima de los pernos y platinas propuestos

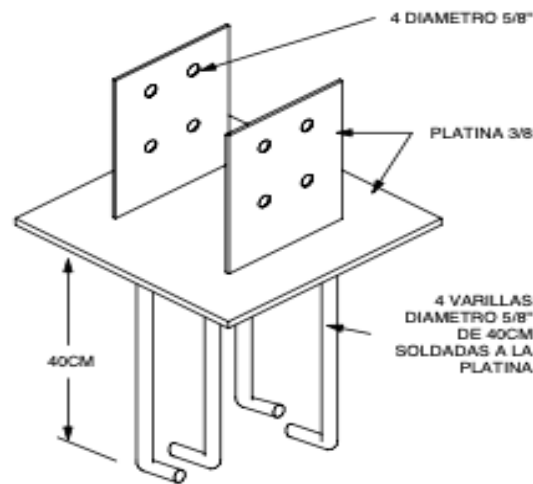
DISEÑO DE UNIONES PLATINA-MADERA-PLATINA - CORTANTE DOBLE NORMA NDS/LRFD				
1. DATOS DE ENTRADA MATERIALES		lbs/inch	Kg/cm	Kg/cm
			1/2"	5/8"
DIAMETRO DEL PERNO A ESTUDIAR		2,000	1,270	1,588
CAPACIDAD DEL PERNO A FLEXION 0.75 Fy= (Fyp) Ksi A307		45,000	3,150	3,150
LONGITUD DEL PERNO EN EL MADERO PRINCIPAL (Lm) Pulg.		6,0	15	15
Angulo (Phi) en Grados		-	0	0
RESISTENCIA DEL ELEMENTO PRINCIPAL Fem (Fell fPara (DF-L) (p.s.i)		45,000	252	252
ESPESOR DE LOS ELEMENTOS LATERALES Ls=Ts (pulg)		1,000	0,630	0,630
RESISTENCIA ELEMENTOS LATERALES Fes (pulg.) = 1,5 Fu para A36 (p.s		36,000	2,520	2,520
2. COEFICIENTES PARA ECUACIONES DE ESFUERZOS LIMITE				
COEFICIENTE DE REDUCCION DE RESISTENCIA Re = Fm/Fes		1,250	0,100	0,100
1+Re		2,250	1,100	1,100
2+Re		3,250	2,100	2,100
K0 = 1+ phi/360		1,000	1,000	1,000
K3=1+Raiz(2(1+Re)/Re+2fyb(2+Re)D^2)/3(FemLs^2)		2,502	8,650	10,538
3. ECUACIONES DE ESFUERZO LIMITE				
MODO Im - NDS eq.12.3-7 Z=DmFem/4K0 (lbs)		135,000,0	1,200,15	1,500,19
MODO Is - NDS eq.12.3-8 Z=DmFes/4K0 (lbs)		36,000,0	1,008,13	1,260,16
MODO IIs - NDS eq.12.3-9 Z=2K3DLsFem/3,2(2+Re)K0 (lbs)		43,310,4	519,04	790,42
MODO IV - NDS eq.12.3-10 Z=2D^2/-.2K0 x Raiz(2Femfyp)(3+Re)(lbs)		61,237,2	699,20	1,092,50
CONVENCIONES:				
D = diametro del perno				
Lm = Longitud del madero central				
Ls = espesor de las platinas laterales (suma de las dos)				
Fem = Resistencia del elemento central				
Fes = Resistencia de los elementos laterales				
Fyb = Resistencia del pasador a Flexion				

Fig. No. 9 distancia entre pernos y capacidad de los pernos

8.1 UNION PEDESTAL DE CONCRETO A COLUMNAS EN MADERA

8.1.1 Uniones Cimentación – Columna (Ver planos estructurales)

La unión se realizará con 1 platina de 3/8" en U abrazando la columna de madera, sujeta con 4 pernos de 5/8" y anclada al pedestal de concreto con 4 anclas de 5/8"



Reacción máxima en el apoyo = 3,17 kg.

Espesor de platinas laterales = $3/8'' = ,95$ cm

Cantidad de Pernos = 4 unidades diámetro 5/8 " ($2 \text{ cm}^2 \times 4 = 8 \text{ cm}^2$)

Capacidad por perno (Tabla figura 9) = 790.42 kg

= $> 4 \times 790,42 = 3.17 \text{ kg} = 3.17 \text{ kg OK cumple}$

¡Distancia entre pernos = 8 cm = $> 4 \times 1,51 = 6,4 \text{ cm} < 8 \text{ cm OK! Cumple}$

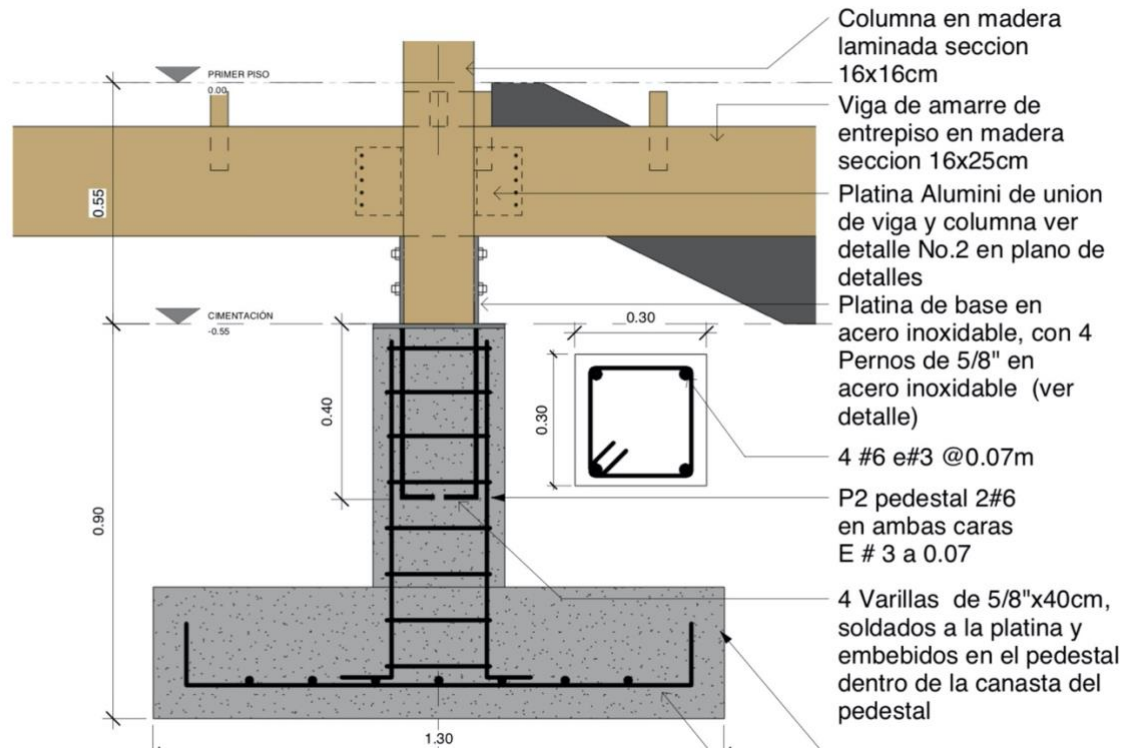
¡Distancia a los bordes = 4 cm = $> 2 \times 0,9 = 1,8 \text{ cm} < 4 \text{ cm OK! Cumple.}$

Pernos de anclaje

Tipo de Unión: 4 Varillas Roscada Diámetro = 5/8" Tipo Has G 55 de

Hilti Capacidad = 2500 libras => $2500 \text{ lb} / 2,2 \text{ lb/kg} = 1136,36 \text{ kg} => 4 \times$

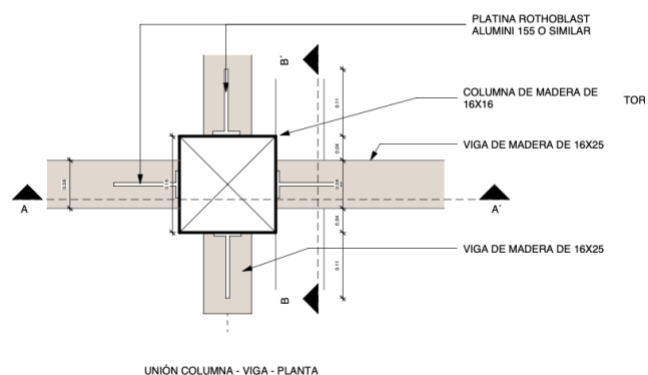
$1136,36 = 4545,45 \text{ kg} >> 1170 \text{ kg OK Cumple.}$ O en su defecto 4 varillas de 5/8" x 40 cm soldadas a la platina de base. (Ver figura siguiente)



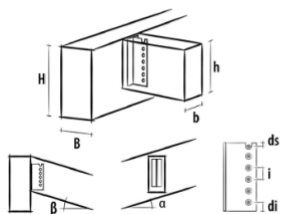
8.2 UNION COLUMNA Y VIGAS EN MADERA

para esta unión usaremos: soporte alumini155 de Rothoblaas, cálculo realizado por los ingenieros Juan David Rodríguez y Mario Madrid de la firma Laticce ingeniería, quienes hacen parte del equipo diseñador de estos proyectos.

1 DETALLE UNION DE COLUMNAS CON VIGAS DE AMARRE SUPERIORES.
ESCALA : 1:5



UNION SOPORTE OCULTO ALU



Soporte tipo ALU MINI 155 (cod. ALUMINI155)

Fijación alas con 19 HBS PLATE EVO - Tornillo cabeza troncocónica - 5x60 (cod. HBSPEV05)

Fijación alma con 4 Pasador autoperforante SBD - 7,5x55 (cod. SBD7555)



Marcado CE según ETA 09/0361

DATOS DE CÁLCULO

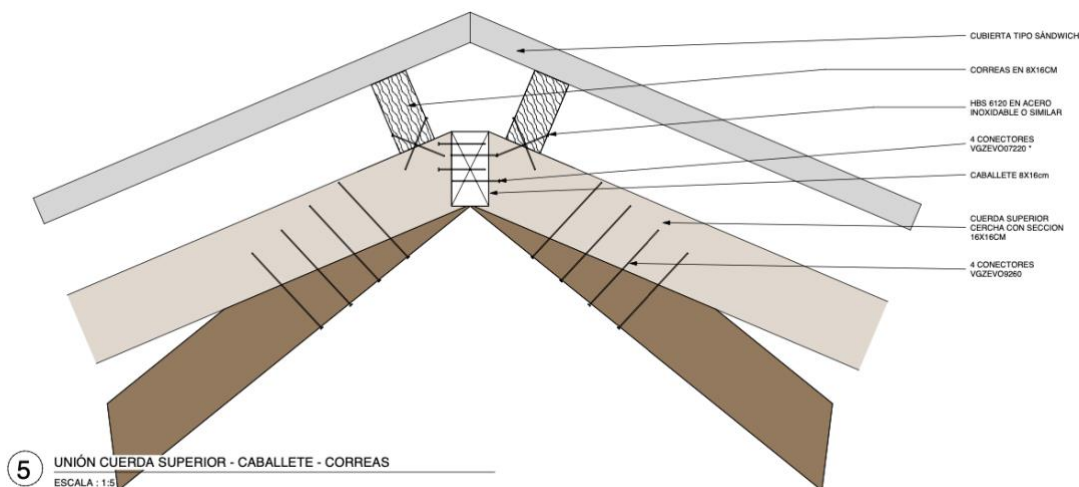
Cortante de diseño	$F_{v,d}$	=	12.00 kN
Clase de servicio	cl	=	1
Duración carga predominante	t_q	=	Media
Factor de modificación k_{mod}	k_{mod}	=	0.80
Coefficiente de seguridad uniones	γ_M	=	1.30
Clase madera viga principal		=	Madera laminada GL30h (homogénea)
Densidad madera viga principal	ρ_k	=	430 kg/m³
Ancho viga principal	B	=	160 mm
Altura viga principal	H	=	400 mm
Ángulo viga principal	α	=	0.00°
Clase madera viga secundaria		=	Madera laminada GL30h (homogénea)
Densidad madera viga secundaria	ρ_k	=	430 kg/m³
Ancho viga secundaria	b	=	80 mm
Altura viga secundaria	h	=	250 mm
Ángulo viga secundaria	α	=	0.00°

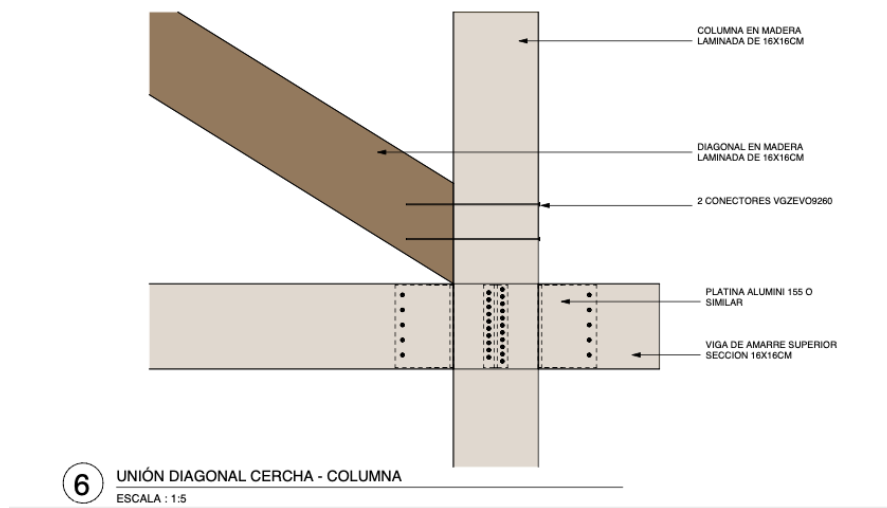
Nota: Capacidad a corte = 1200 Kg >> 699,77 OK Cumple!! (ver tabla Fig. 16)

Luego todas las uniones viga columnas se realizaran con este tipo de unión.

Nota: Esta unión se puede usar en las 4 caras de las columnas, siempre y cuando La longitud del tornillo no supere los 60 mm. Usar 16 tornillos HBS plate evo 560, para unión a columna y el alma de las vigas con 4 autoperforantes SBD7555.

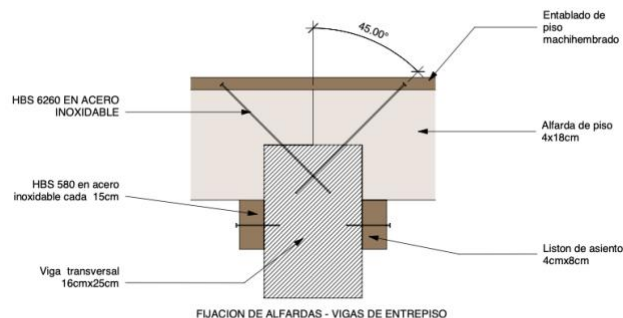
8.3 UNION DE VIGAS SUPERIORES Y DIAGONALES





Para esta unión se usaran 4 tornillos VGZEVO 9260 (9 mm de diámetro y 260 mm de longitud), la capacidad de un tornillo de esto a corte es de 1449,02 kg => 4 tornillos = 5796,08 kg << 624,98 OK Cumple!!

A esta unión también llega el caballete con una fuerza de corte de 68,28 kg, para esta unión se usaran 4 VGZEVO 7220, capacidad $(1225,7 \times 4) = 4902,8 \text{ kg} >> 68,28 \text{ Ok Cumple!!}$

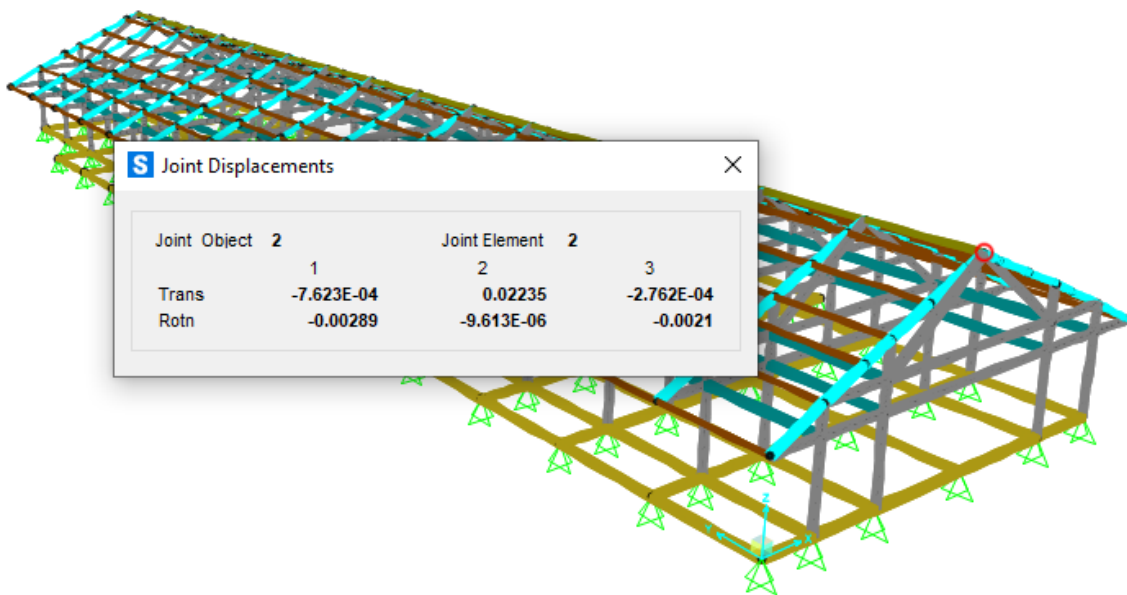


4 DETALLE DE UNION DE ALFARDAS Y VIGAS DE ENTREPISO
ESCALA : 1:5

Para la instalación de las correas de piso se usara 2 tornillos HBS 6260 con capacidad de 178,45 kg x 2 = 356,9 kg > 300 kg => ok Cumple j!!!

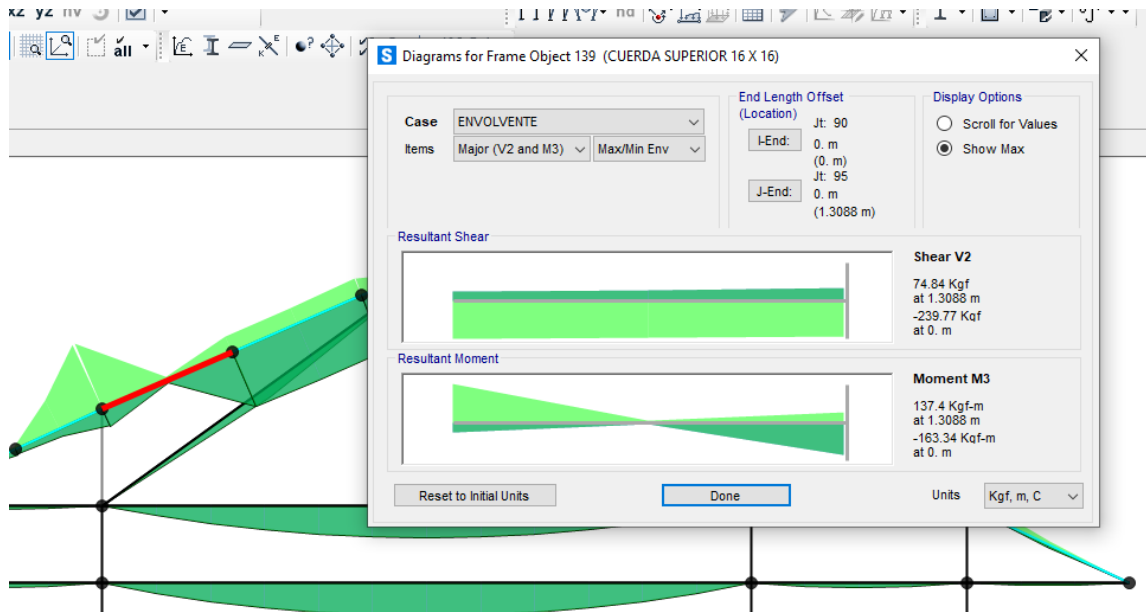
ANEXOS

Derivas

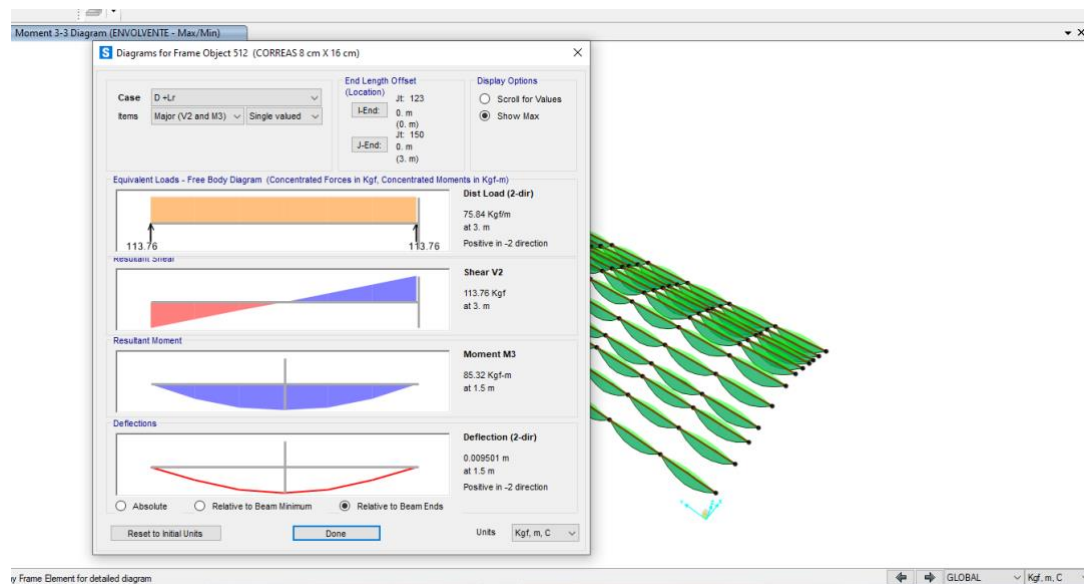


Atura del edificio = 503 cm, desplazamiento máximo 2,2 cm < 5,03 cm (1%)

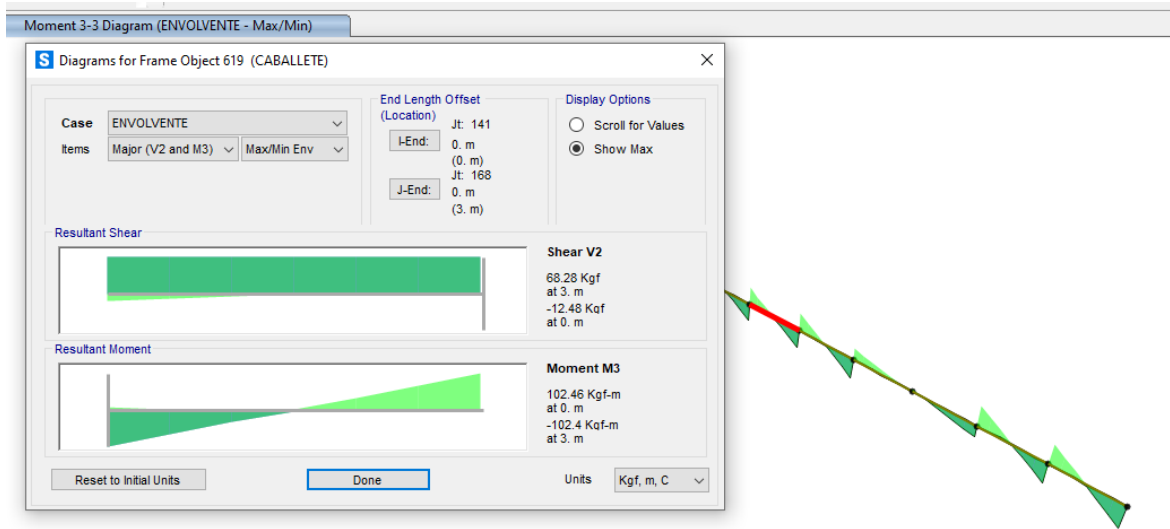
Fuerzas en los elementos



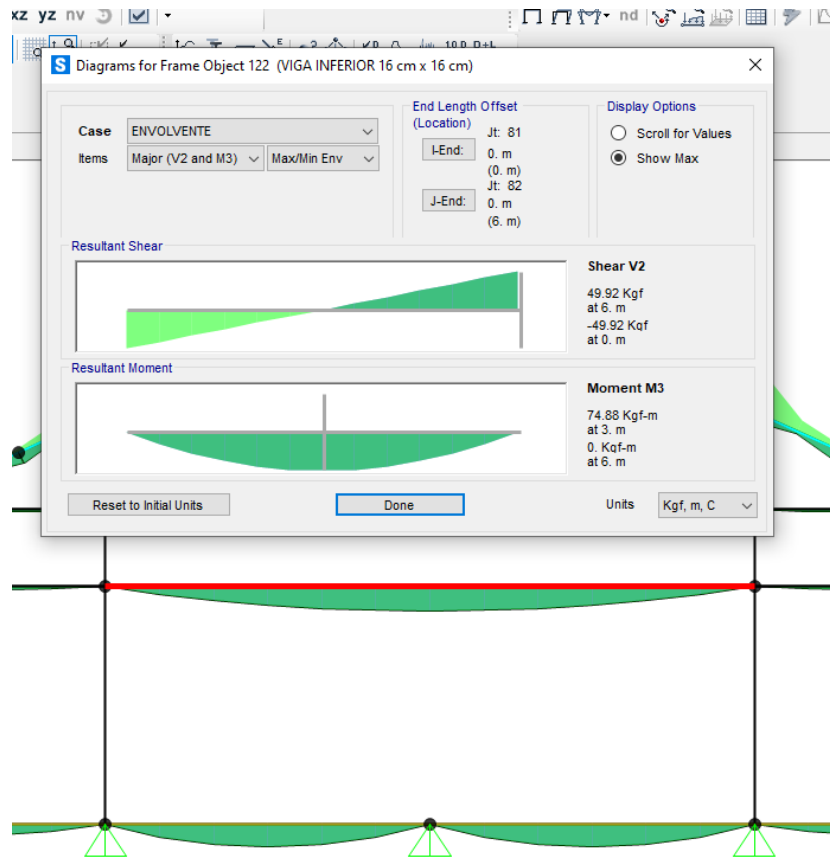
Flexión y Cortante en vigas superiores Cercha



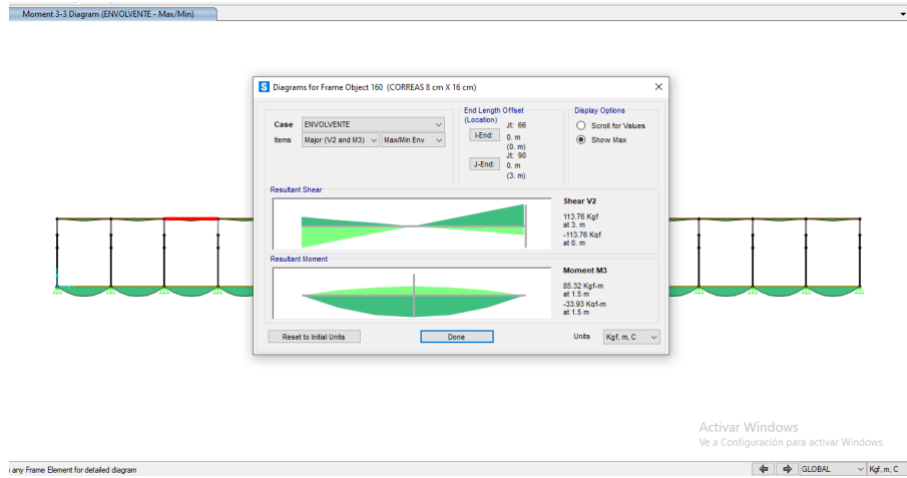
Momento flector Y cortante en correas de cubierta.



Flexión en el caballete



Fuerza axial en las vigas inferiores

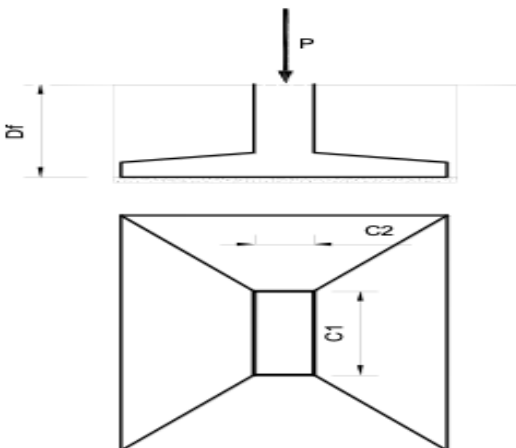


Momento flector y cortante en las vigas de amarre

Diseño de Zapatas

Datos de Entrada:

Magnitud de la carga P	3,17	Ton
Grupo al que pertenece la estructura:	b	
Longitud de $C1$:	30	cm
Longitud de $C2$:	30	cm
Profundidad de desplante Df :	0,9	m
Resistencia del concreto f_c :	210	Kg/cm ²
Clase del concreto:	1	
Resistencia del acero f_y :	4200	Kg/cm ²
Resistencia del terreno f_{tu} :	10,3	Ton/m ²

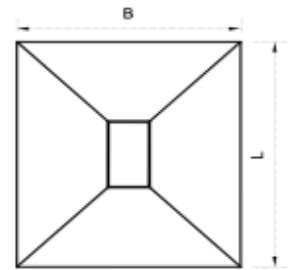


1.- Obtención del área de la zapata

$P_u = P*FC =$	4,12	Ton
$P_T = P + W_{cimentación} =$	3,82	Ton
$P_{Tu} = P_T*FC =$	5,35	Ton
$A_z = \frac{P_{Tu}}{f_{tu}} =$	0,52	m ²
$\ell_1 = \ell_2 =$	0	cm
$B = C_2 + 2\ell_2 =$	0,72	m
$L = C_1 + 2\ell_1 =$	0,72	m

Introduzca los valores B y L redondeados:

B =	0,8	m
L =	0,8	m
$\ell =$	0,21	m



2.- Presiones de contacto

$q_{tu} = \frac{P_{tu}}{A_z} =$	8,36	Ton/m ²	<	f_{tu}
$q_{nu} = \frac{P_u}{A_z} =$	6,44	Ton/m ²		

3.- Peralte preliminar

$M_u = \frac{q_{nu}\ell^2}{2} =$	14200,2	Kg-cm
$d = \sqrt{\frac{M_u}{14.8f'_c}} + 6\text{cm} =$	8,14	cm

Introduzca el valor de "d" redondeado

d =	30	cm
h =	35	cm

4.- Revisión del peralte

a) Cortante perimetral

$C_1 + d =$	60	cm
$C_2 + d =$	60	cm
$b_0 = 2(C_1 + d) + 2(C_2 + d) =$	240	cm
$V_u = P_u =$	4,12	Ton
$v_u = \frac{V_u}{b_0 d} =$	0,57	Kg/cm ²
$V_{CR} = FR\sqrt{f \cdot c}$	10,37	Kg/cm ²

$$V_{CR} > v_u$$

Procedemos a la siguiente revisión...

b) Cortante elemento ancho

$B \geq 4d$				
$4d =$		120		cm
	80	<	120	cm

no se cumple, ocuparemos la ecuación 2.19 ó 2.20 de las NTC-Concreto

h ≤ 60cm				
h =		35		cm
	35	<	60	cm

se cumple la condición, evaluaremos la siguiente...

$\frac{M}{V_u d} \leq 2$			
$M = \frac{q_{nu}(\ell - d)^2}{2} =$	0,03		Ton-m
$V_u = q_{nu}(\ell - d) =$	-0,58		Ton
$\frac{M}{V_u d} =$	-0,17		
	-0,17	<	2

se cumple la condición...

¿Se cumplen las tres condiciones?

(s / n)	S
---------	---

$v_u = V_u / (b d) =$	-0,19	Kg/cm ²
$V_{CR} = FR * 0.5 * (f \cdot c)^{1/2}$	5,18	Kg/cm ²
VU	<	V_{CR}

Seguimos con el diseño por flexión...

	S
--	---

--	--	--

5.- Diseño por flexión

$M_u =$	14200,2	Kg-cm
$As = \left[\frac{M_u}{FR f_y z} \right] =$	0,15	cm ²
$As_{min} = \left[\frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} \right] bd =$	7,25	cm ²
$1.33 As =$	0,2	cm ²

Introduzca el área de acero a utilizar:

As o As_{min} ó $1.33As$:	5,1	cm ²
--------------------------------	------------	-----------------

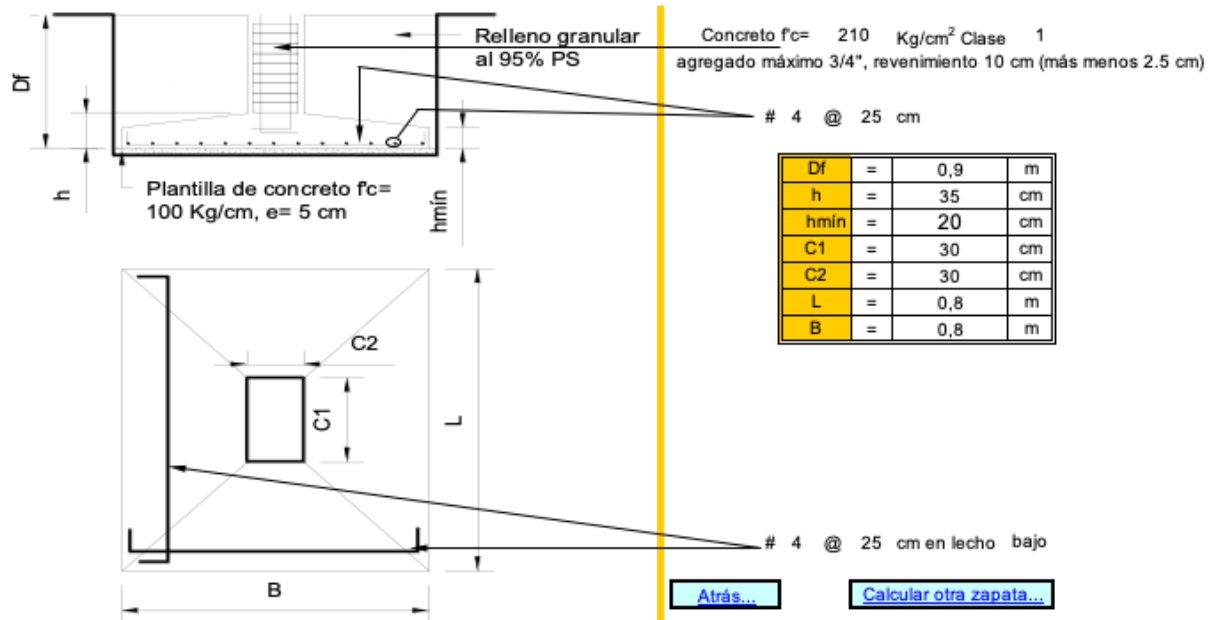
Introduzca el número de varilla a utilizar:

#	4	
---	----------	--

Área de la varilla:	1,27	cm ²
---------------------	-------------	-----------------

Armado:		
	# 4 @ 25 cm	

Resumen de la Zapata con carga axial



Fuerzas de viento



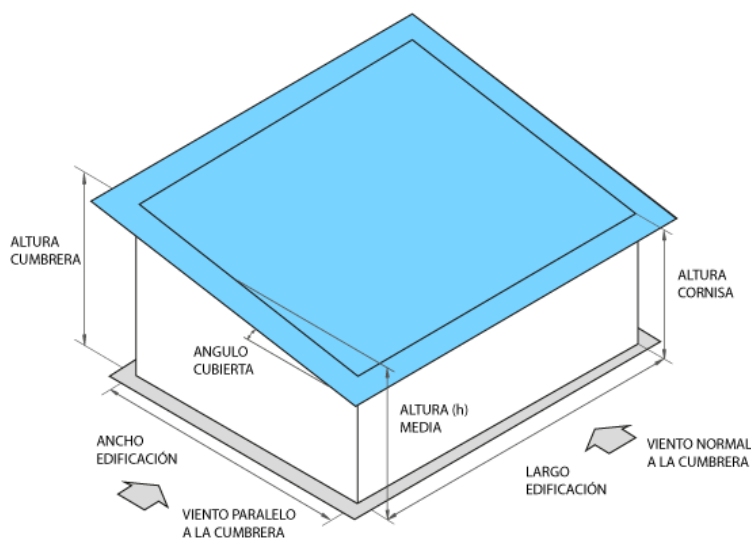
Proyecto: GORGONA ESTACION CIENTIFICA
 Uso: NORMAL
 Localización: ISLA GORGONA
 Fecha de impresión: 22-06-2024

FORESTAL MADERINSA SAS
 Ing. FABIAN ECHEVERRI
 3003296525
 maderinsa@gmail.com

REPORTE DEL SISTEMA PRINCIPAL DE RESISTENCIA DE FUERZAS DE VIENTO

DATOS DE ENTRADA

ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA



PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA

Altura de la cornisa (m)	3.50
Altura de la cumbrera (m)	5.80
Ancho de la edificación (m)	12.00
Largo de la edificación (m)	48.00
Tipo de cubierta	Un agua
Relación de amortiguamiento	0.0500
Coefficiente de periodo	0.0720
Exponente de periodo	0.8000

PARAMETROS DE DISEÑO

Velocidad (m/s)	36.10
Dirección del viento	Paralelo a la cumbrera
Tipo de edificación	Abierta
Exposición	C
Ocupación	I
Región propensa a huracanes?	SI
Factor topográfico	1.0000
Flujo del viento	Libre

PARAMETROS DE DISEÑO

Inclinación de la cubierta (°)	10.85
Altura media de la cubierta (m)	4.65
Factor de Importancia	0.77
Factor de dirección	0.85
Frecuencia natural del edificio (Hz)	4.06
Presión por velocidad a la altura media de la cubierta (kgf/m ²)	45.59

Las presiones de viento de diseño para el Sistema Principal de Resistencia de Fuerzas de Viento de edificios abiertos se determinan por medio de la ecuación:

$$P_{net} = q_h G C_N \quad (\text{NSR} - 10 \text{ B.6.5} - 23)$$

donde:

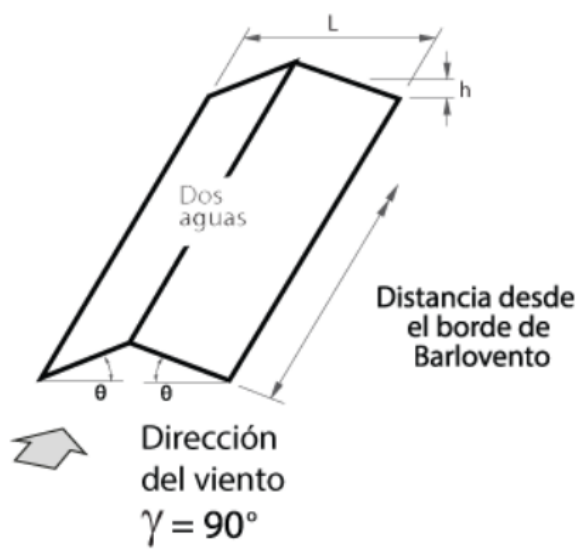
q_h : Presión por velocidad a la altura media de la cubierta

G: Factor de efecto de ráfaga. Tomado como 0.85 para una frecuencia natural del edificio mayor a 1.0

CN: Coeficiente de presión neta tomado de las figuras B.6.5-15A, B.6.5-15B y B.6.5-15D del NSR-10

PRESIONES DE DISEÑO

Dirección	Caso	Superficie	q_h (kgf/m ²)	G	CN	Pnet (kgf/m ²)
y=90	A	0 a h	45.59	0.85	-0.80	-31.00
y=90	A	h a 2h	45.59	0.85	-0.60	-23.25
y=90	A	>2h	45.59	0.85	-0.30	-11.62
y=90	B	0 a h	45.59	0.85	0.80	31.00
y=90	B	h a 2h	45.59	0.85	0.50	19.37
y=90	B	>2h	45.59	0.85	0.30	11.62



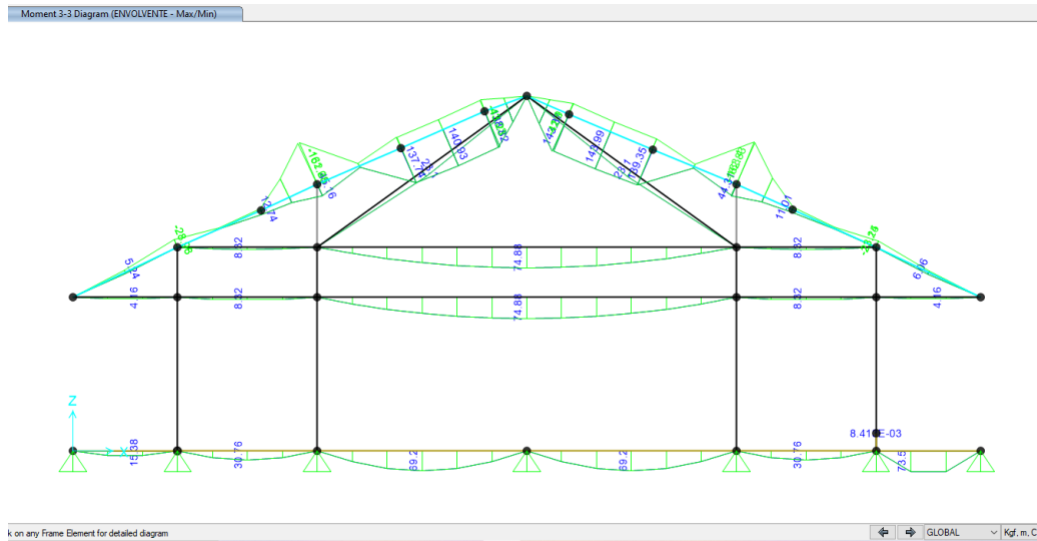


Diagrama de momento flector y cortante – pórticos transversales

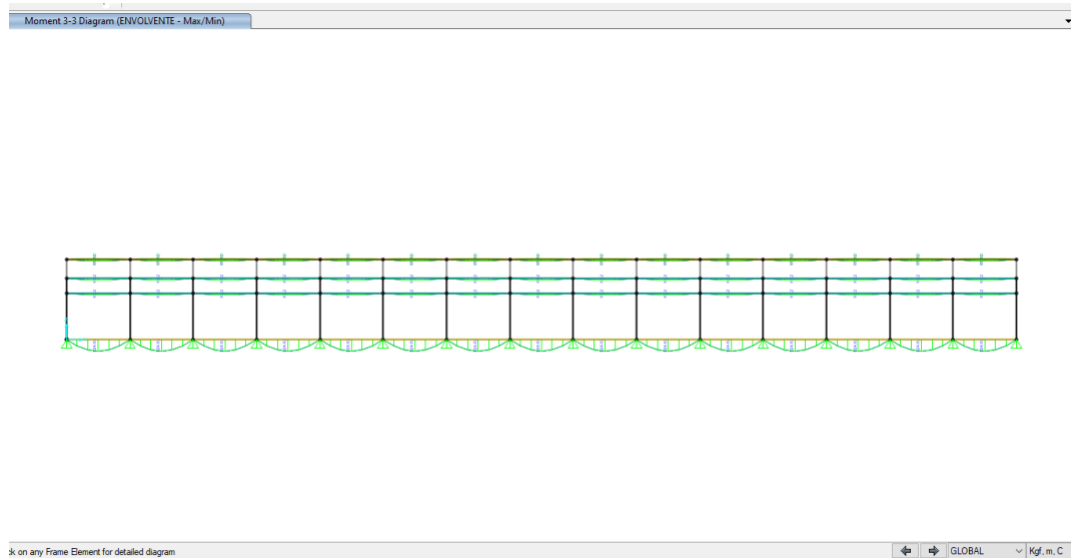


Diagrama de momento flector y cortante – pórticos longitudinales

RECOMENDACIONES PROTECCION CONTRA FUEGO.

Para proteger las estructuras de madera se recomienda seguir lo establecidos en el capítulo G.11.4.7 de la norma NSR – 10, especialmente:

- No se deben utilizar equipos de calefacción que aumente peligrosamente la temperatura de los ambientes.
- Las paredes próximas a fuentes de calor, deben protegerse con materiales incombustibles.
- Debe evitarse acabados que aceleren el desarrollo del fuego, tales como las o barnices oleo solubles.
- Distribución de extinguidores, según recomendación de expertos en combatir incendios.
- Los depósitos para combustibles de estufas y calentadores deben localizarse afuera de la edificación y deben estar rodeados de elementos incombustibles o retardadores de fuego.