DEPARTAMENTO NORTE DE SANTANDER

MUNICIPIO CUCUTA

PROYECTO: "DIAGNÓSTICO, ESTUDIOS Y DISEÑOS NECESARIOS PARA LA ADECUACIÓN DE LAS OFICINAS UBICADAS EN EL PISO 3 DE LA TORRE B DEL PALACIO DE JUSTICIA DE CÚCUTA, NORTE DE SANTANDER, PARA EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DE JUZGADOS Y SALAS DE AUDIENCIAS, EN LAS CONDICIONES TÉCNICAS DE CALIDAD Y CANTIDAD ESTABLECIDAS POR EL CONSEJO SUPERIOR DE LA JUDICATURA DE CONFORMIDAD CON LO PREVISTO EN LA LEY 80 DE 1993, LEY 1150 DE 2007, Y DECRETO 1082 DE 2015".

CONSULTOR

IXTAN GLOBAL INGENIERIA SAS

ESPECIALIDAD

INGENIERÍA ESTRUCTURAL - EVALUACION ESTRUCTURAL DE MODIFICACION

ESPECIALISTA

EDGAR VILLEGAS PALLARES
INGENIERO CIVIL
ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS
ESPECIALISTA EN AGUA Y SANEAMIENTO AMBIENTAL
M.P. 54202-136467NTS.

SEPTIEMBRE DE 2024

TABLA DE CONTENIDO

INTRODUCCION 4

1. EVALUACION ESTRUCTURAL 5

1.1 ANALISIS DE CARGAS 7

2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MUROS EN ETERBOARD 9

3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSA DE CAFETIN 11

3.1 Predimensionamiento de perfiles metálicos 11

3.2 Modelación estructural 12

3.2.1 Asignación de cargas 12

3.2.2 Diseño de conexión metálica 14

3.2.3 Diseño de placa con lamina Steel Deck 15

4. DISEÑO DE MUROS CONFINADOS 34

4.1 Dinteles 34

4.2 Muro de mampostería 36

4.3 Columnetas de confinamiento 41

4.4 Vigas de confinamiento 41

CONCLUSIONES 43

BIBLIOGRAFÍA 44

Lista de Figuras

Figura 1. Estado actual 5
Figura 2. Modificación propuesta vista en planta 6
Figura 3. Modificación propuesta vista isométrica 7
Figura 4. Área de nivel 8
Figura 5. Detalles de muro en Eterboard 9
Figura 6. Placa propuesta 11
Figura 7. Dimensiones de placa 11
Figura 8. Dimensiones de perfiles metálicos 12
Figura 9. Modelación estructural 13
Figura 10. Asignación de carga muerta 13
Figura 11. Asignación de carga viva 14
Figura 12. Conexión de perfiles metálico a viga 14
Figura 13. Cortante ultimo 15

INTRODUCCION

En el siguiente informe se detallará el proceso realizado para la evaluación estructural de una modificación que corresponde al proyecto: "DIAGNÓSTICO, ESTUDIOS Y DISEÑOS NECESARIOS PARA LA ADECUACIÓN DE LAS OFICINAS UBICADAS EN EL PISO 3 DE LA TORRE B DEL PALACIO DE JUSTICIA DE CÚCUTA, NORTE DE SANTANDER, PARA EL CORRECTO FUNCIONAMIENTO DE JUZGADOS Y SALAS DE AUDIENCIAS, EN LAS CONDICIONES TÉCNICAS DE CALIDAD Y CANTIDAD ESTABLECIDAS POR EL CONSEJO SUPERIOR DE LA JUDICATURA DE CONFORMIDAD CON LO PREVISTO EN LA LEY 80 DE 1993, LEY 1150 DE 2007, Y DECRETO 1082 DE 2015".

1. EVALUACION ESTRUCTURAL

En el proyecto a realizar, se planea modificar las divisiones internas de las oficinas, actualmente la distribución de espacios se encuentra de la siguiente manera:

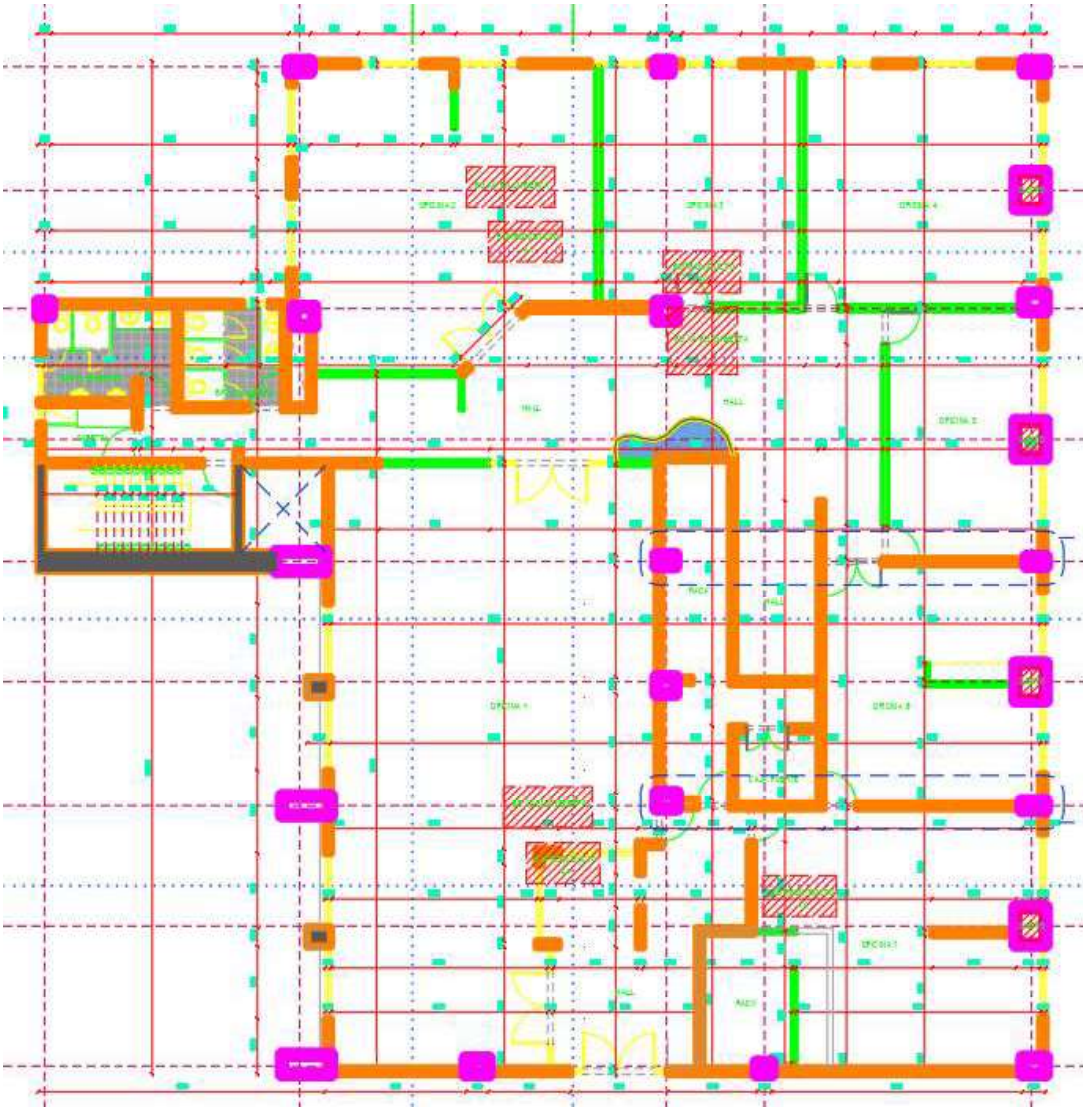


Figura 1. Estado actual

De acuerdo a la visita realizada al sitio, se estableció que la mayoría de los muros no hacen parte del sistema estructural a excepción de 2 muros los cuales se identificaron como muros estructurales, todos los muros a excepción de estos 2 se pueden demoler sin que esto afecte la integridad estructural de edificación.

La propuesta para modificación interna es la siguiente:



Figura 2. Modificación propuesta vista en planta

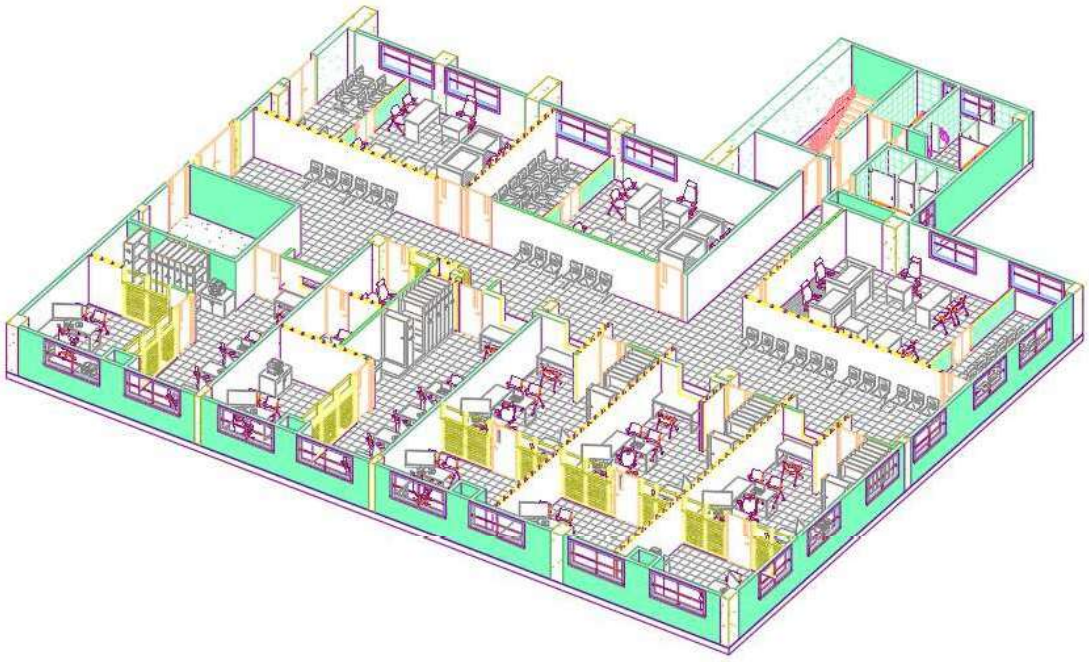


Figura 3. Modificación propuesta vista isométrica

La modificación propuesta nos indica el uso de muros en Drywall, estos muros de acuerdo a la tabla B.3.4.2-4 tienen una carga máxima de 1.00 Kn/m2 esta carga es considerablemente menor a los muros de arcilla de espesor 15 cm cuya carga es de 2.50 Kn/m2, esto quiere decir que la modificación planeada no representa una afectación al sistema estructural existente debido a que las cargas son considerablemente menores, por tal razón no es necesario considerar los efectos que esta modificación podría generar en la edificación debido a que son menores que en el estado actual y no afectan directamente a ninguna columna o viga que haga parte de la estructura sismorresistente.

Por otra parte, el uso será el mismo que tiene en la actualidad el cual corresponde a oficinas.

1.1 ANALISIS DE CARGAS

Baldosa cerámica (20 mm) sobre 12 mm de mortero 0.80 Kn/m2. Tabla B.3.4.1-3

$$606\ m^2 * 0.80 \frac{Kn}{m^2} = 484.8\ Kn$$

Entramado metálico suspendido afinado en yeso 0.50 Kn/m2. Tabla B.3.4.1-1

$$606\ m^2 * 0.50 \frac{Kn}{m^2} = 303\ Kn$$



Figura 4. Área de nivel

Yeso de 15 mm, aislado, entablado de 10 mm 1.0 Kn/m2 Tabla B.3.4.1-1

$$103m * 2.20m * 1.00\frac{Kn}{m^2} = 226.60\ Kn$$

En total hay una carga muerta aproximada de 1014.40 Kn

Teniendo en cuenta que en la actualidad las particiones son en muros de mampostería y que el piso se va a reemplazar se entiende que la carga de la modificación propuesta es menor a la actual

2. ESPECIFICACIONES TÉCNICAS DE MUROS EN ETERBOARD



Figura 5. Detalles de muro en Eterboard

MUROS DE DRYWALL PLACA DE ETERBOARD 8mm

DESCRIPCIÓN: Drywall es la denominación que se le asigna al sistema constructivo conformado por materiales que no requieren mezclas húmedas. El "Muro seco", está compuesto fundamentalmente por estructuras de acero galvanizado y placas de yeso y cemento. Incluye el empastado y pintado del tabique.

COMPONENTES DEL SISTEMA: Los componentes son básicamente los perfiles metálicos que forman una estructura que puede ser portante o no, las placas de yeso y/o de fibrocemento, los elementos complementarios de fijación y de acabado y un opcional fieltro de lana de vidrio utilizado como elemento aislante termo-acústico.

PLACA DE YESO Y CEMENTO: Las placas de yeso son un producto constituido por un núcleo de yeso hidratado, recubierto en ambas caras por láminas de papel especial de celulosa multicapas de alta resistencia, que unida en forma de amalgama al núcleo del yeso le confiere a la placa especiales características. Las placas de cemento llamadas Eterboard están constituidos con fibras de cemento, se utilizarán placas de 8mm. La construcción de los tabiques se realizará mediante la colocación de una estructura metálica compuesta por parantes y rieles de acero galvanizado de 0.45mm x 0.89mm, a las que se atornillarán las placas de yeso

PERFILES METÁLICOS: El componente estructural del sistema Drywall es constituido por los perfiles metálicos, que son fabricados de lámina galvanizada de acero, de calidad estructural ASTM A653, Grado 33 (Fy=2.320 Kg/cm2), mediante proceso continuo de perfilado de rodillos conocido como "rollforming" (rolado en frío) formando diferentes tipos de secciones.

Se presentan en variadas dimensiones espesores de acuerdo al uso, siendo los más utilizados los denominados rieles y parantes, base del sistema de construcción en seco.

Rieles: - Son perfiles tipo canal "U" que a modo de solera horizontal se ubican en la parte superior e inferior del muro o tabique. Las principales funciones de los rieles son:

1. Permiten anclar la estructura del muro o tabique a la estructura de piso y/o cimentación. 2. Permiten alojar a los parantes, a los que se conectan mediante tornillos. 3. Constituyen el puente de conexión a la estructura de techo o entrepiso de la edificación.

Parantes: - son perfiles tipo canal "C" usados en forma vertical que cumplen un papel fundamental en la capacidad estructural del sistema. Son ubicados cada 0.407 m. (según la aplicación) sirven de soporte a las placas de yeso de recubrimiento tanto en tabiques como en cielorrasos. Poseen aperturas para el paso de instalaciones eléctricas, cañerías y secciones transversales que se encuentran repetidamente en el perfil.

El espesor de estos perfiles puede ser de 0.45 mm. para tabiques, cielorrasos o elementos que no cumplan ninguna función estructural y de 0.90 mm. y 1.20 mm. para muros estructurales, cerramientos exteriores, entre otros. Adicionalmente, se cuenta con una serie de perfiles complementarios para diversos usos como son los utilizados en recubrimientos, cielorrasos o correas en coberturas livianas; esquineras, para proteger los cantos abiertos entre tabiques o cielorrasos y los perfiles de ajuste, para proteger los cantos vivos de las placas.

3. DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOSA DE CAFETIN

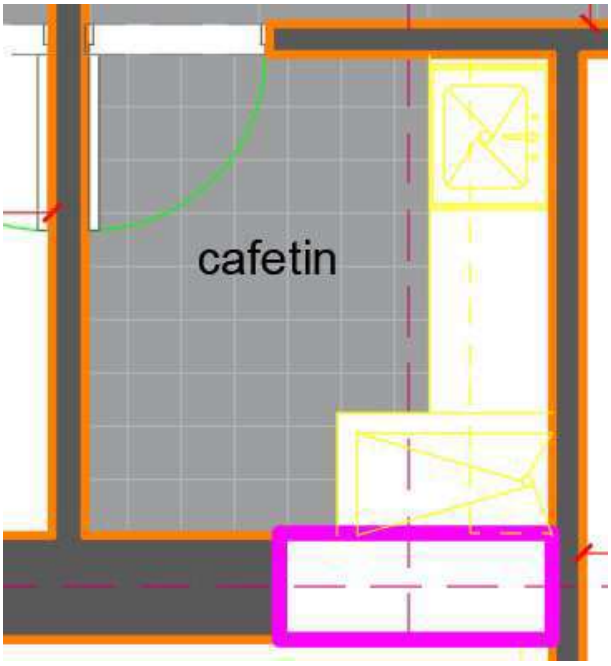


Figura 6. Placa propuesta

Se propone colocar una placa en lamina colaborante que descanse sobre vigas metálicas

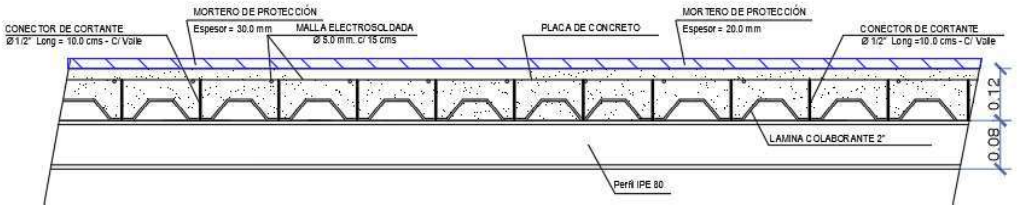


Figura 7. Dimensiones de placa

3.1 Predimensionamiento de perfiles metálicos

Para el diseño de perfiles primero se hará un Predimensionamiento de la siguiente manera:

$$Wu = 1.2(2.88) + 1.6(1.8) = 6.34\ Kn/m^2$$

$$Wu = 6.34\frac{Kn}{m^2} * 1.15m = 7.29\frac{Kn}{m}$$

$$Mu = \frac{W * l^2}{8} = \frac{7.29 * 2.30^2}{8} = 4.82\ Kn * m$$

$$Sx = \frac{4.82\ Kn * m}{345\ MPa} = 13.98\ Cm^3$$

PERFIL I LIVIANO DE ALAS PARALELAS - IPE																			
PERFILES IPE	DIMENSIONES Y PROPIEDADES PARA EL DISEÑO																		
	DIMENSIONES									PROPIEDADES ELASTICAS						MODULO PLASTICO		CONS TORS
	ALTURA		ALA		DISTANCIAS			AREA	PESO	EJE X-X			EJE Y-Y					
DESIGNACION	h	s	b	t	r	c	d			Ix	Sx	rx	Iy	Sy	ry	Zx	Zy	Jt
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm2	kg/mt	cm4	cm3	cm	cm4	cm3	cm	cm3	cm3	cm4
IPE 80	80.00	3.80	46.00	5.20	5.00	69.60	59.60	7.64	6.00	80.10	20.00	3.24	8.50	3.70	1.05	23.20	5.80	0.70

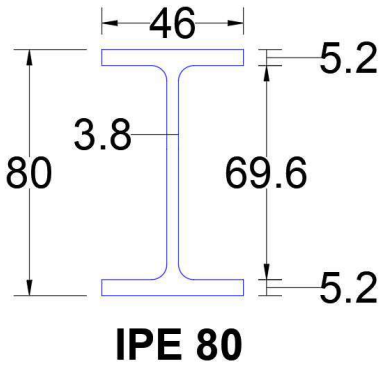


Figura 8. Dimensiones de perfiles metálicos

3.2 Modelación estructural

3.2.1 Asignación de cargas

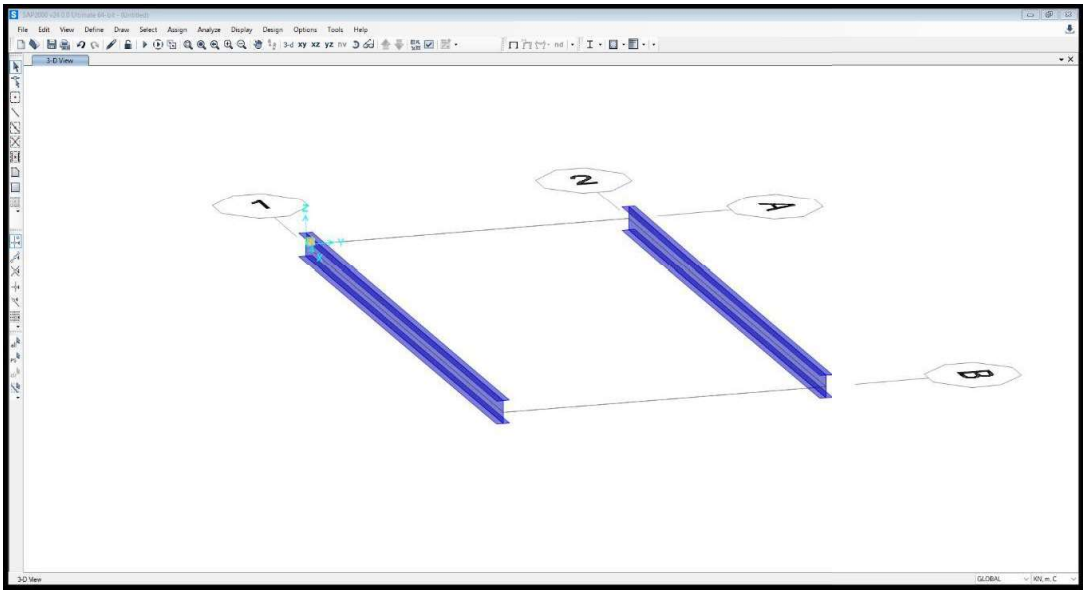


Figura 9. Modelación estructural

Se añade la carga de la placa y la carga viva

Carga muerta:

$$D = 0.12m * 24\frac{Kn}{m^3} = 2.88\frac{Kn}{m^2}$$

$$D = 2.88\frac{Kn}{m^2} * 1.15m = 3.31\frac{Kn}{m}$$

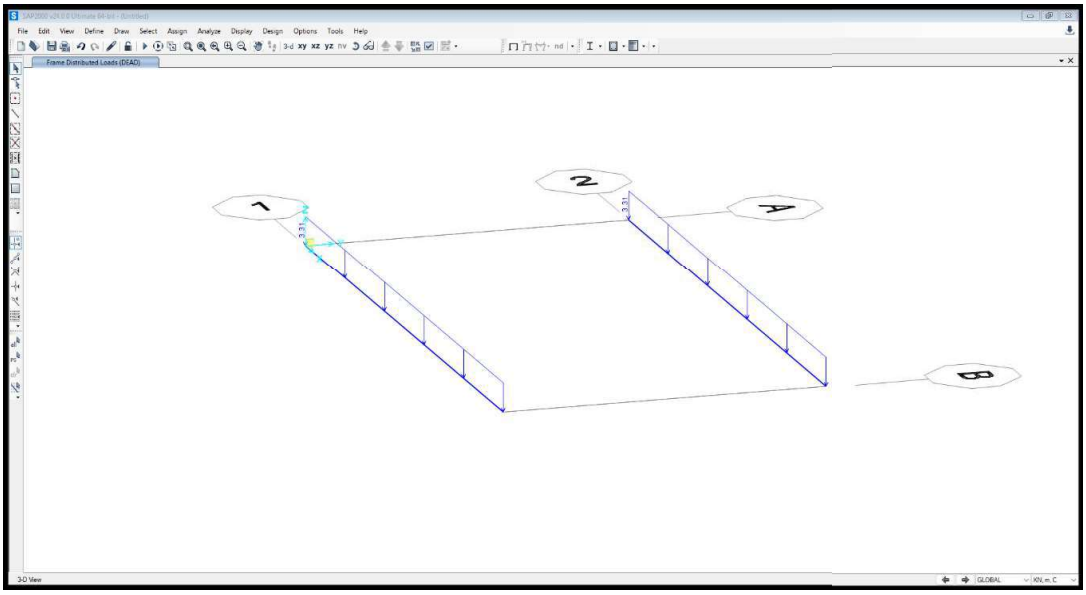


Figura 10. Asignación de carga muerta

Carga viva:

$$L = 2.00\frac{Kn}{m^2}$$

$$L = 2.00\frac{Kn}{m^2} * 1.15m = 2.30\frac{Kn}{m}$$

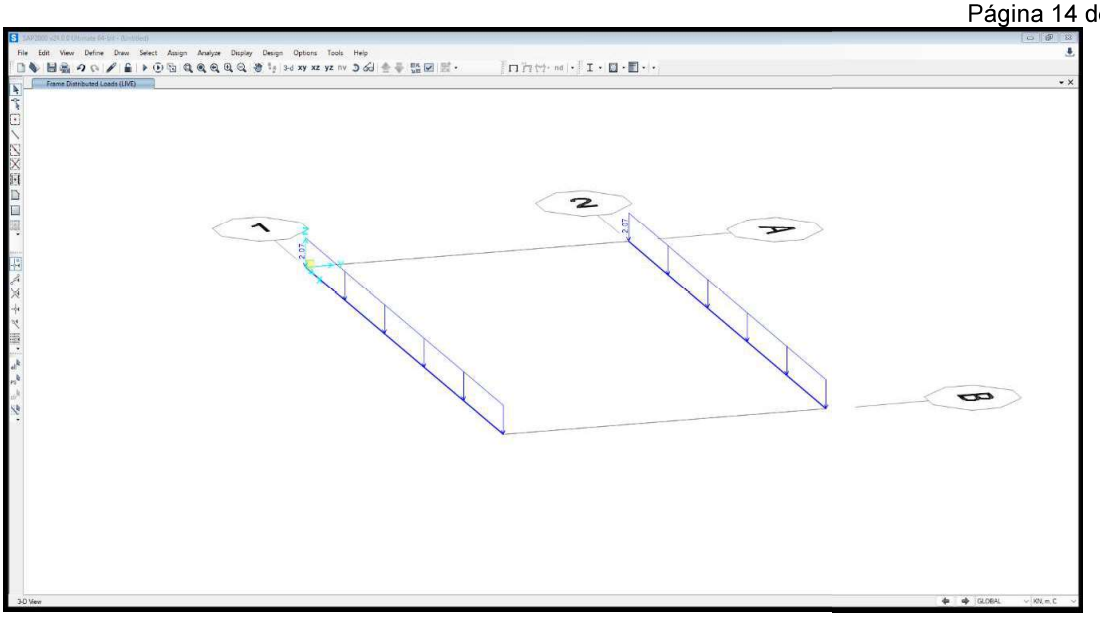


Figura 11. Asignación de carga viva

3.2.2 Diseño de conexión metálica

Se propone la siguiente conexión entre perfiles metálicos y vigas:

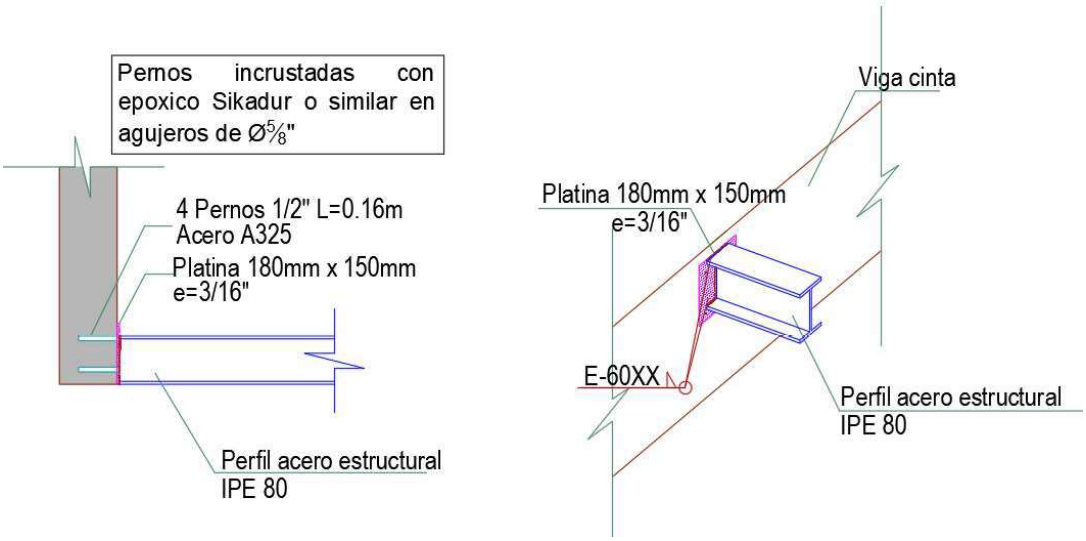


Figura 12. Conexión de perfiles metálico a viga

Se proponen 4 pernos de diámetro 1/2” cuya resistencia nominal a cortante es de 150 Mpa

$$Vn = \frac{\pi}{4} * D^2 * \tau$$

$$Vn = \frac{\pi}{4} * (12.70mm)^2 * 150Mpa = 19.00\ Kn$$

$$\sum Vn = 4 * 19.00\ Kn = 76\ Kn$$

De acuerdo al modelo los perfiles metálicos soportan un cortante de 8.45 Kn como se puede apreciar a continuación:

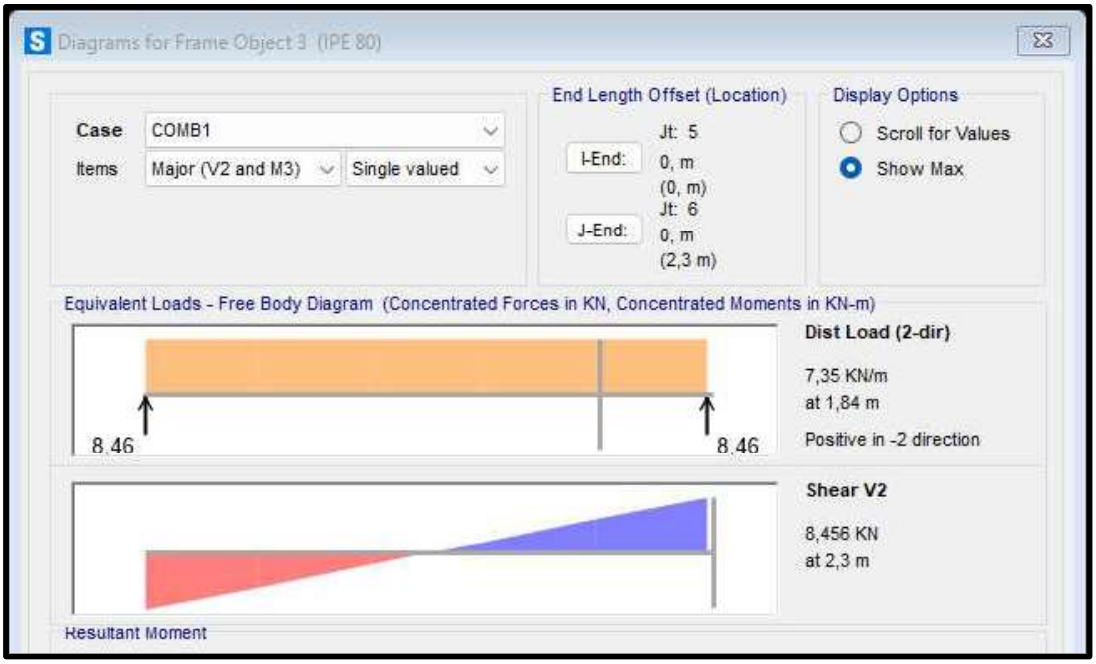


Figura 13. Cortante ultimo

$$76\ Kn \geq 8.45\ Kn\ "Cumple"$$

3.2.3 Diseño de placa con lamina Steel Deck

Se define el análisis de carga de acuerdo al título B de la norma NSR-10 tabla B.3.4.3-1:

Tabla B.3.4.3-1
Valores mínimos alternativos de carga muerta de elementos no estructurales cuando no se efectúe un análisis más detallado

Ocupación		Fachada y particiones (kN/m²) m² de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kN/m²) m² de área en planta	Fachada y particiones (kgf/m²) m² de área en planta	Afinado de piso y cubierta (kgf/m²) m² de área en planta
Reunión	Edificaciones con un salón de reunión para menos de 100 personas y sin escenarios.	1.0	1.8	100	180
Oficinas	Particiones móviles de altura total	1.0	1.8	100	180
	Particiones fijas de mampostería	2.0	1.8	200	180
Educativos	Salones de clase	2.0	1.5	200	150
Fábricas	Industrias livianas	0.8	1.6	80	160
Institucional	Internados con atención a los residentes	2.0	1.6	200	160
	Prisiones, cárceles, reformatorios y centros de detención	2.5	1.8	250	180
	Guarderías.	2.0	1.6	200	160
Comercio	Exhibición y venta de mercancías.	1.5	1.4	150	140
Residencial	Fachada y particiones de mampostería.	3.0	1.6	300	160
	Fachada y particiones livianas.	2.0	1.4	200	140
Almacena-miento	Almacenamiento de materiales livianos.	1.5	1.5	150	150
Garajes	Garajes para vehículos con capacidad de hasta 2000 kg	0.2	1.0	20	100

La carga viva se escoge de acuerdo a la tabla B.4.2.1-1

Ocupación o uso		Carga uniforme (kN/m²) m² de área en planta	Carga uniforme (kgf/m²) m² de área en planta
Reunión	Balcones	5.0	500
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Silletería fija (fijada al piso)	3.0	300
	Gimnasios	5.0	500
	Vestíbulos	5.0	500
	Silletería móvil	5.0	500
	Áreas recreativas	5.0	500
	Plataformas	5.0	500
	Escenarios	7.5	750
Oficinas	Corredores y escaleras	3.0	300
	Oficinas	2.0	200
	Restaurantes	5.0	500
Educativos	Salones de clase	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
	Bibliotecas		
	Salones de lectura	2.0	200
	Estanterías	7.0	700
Fábricas	Industrias livianas	5.0	500
	Industrias pesadas	10.0	1000
Institucional	Cuartos de cirugía, laboratorios	4.0	400
	Cuartos privados	2.0	200
	Corredores y escaleras	5.0	500
Comercio	Minorista	5.0	500
	Mayorista	6.0	600
Residencial	Balcones	5.0	500
	Cuartos privados y sus corredores	1.8	180
	Escaleras	3.0	300
Almacenamiento	Liviano	6.0	600
	Pesado	12.0	1200
Garajes	Garajes para automóviles de pasajeros	2.5	250
	Garajes para vehículos de carga de hasta 2.000 kg de capacidad.	5.0	500
Coliseos y Estadios	Graderías	5.0	500
	Escaleras	5.0	500

Se toma el mayor valor de las siguientes combinaciones de carga:

$$Wu = 1.2D + 1.6L$$

$$Wu = 1.4D$$

Se selecciona la lámina colaborante la cual tiene las siguientes propiedades geométricas:

E= módulo de elasticidad

H= espesor de losa

He= espesor equivalente de concreto

Wppr= peso propio de lámina más concreto

Hr= altura de cresta de lamina

Tr= espesor calibre de lamina

As= área de acero transversal de lamina

Yp= centro de gravedad de lamina

Fyr= fluencia de acero de lamina

Ier= inercia de lámina sin concreto

Ie= inercia de la sección bruta de concreto

Iagr= inercia de la sección agrietada

Iprom= inercia promedio de la sección

S(+)= modulo elástico a momento positivo de la lamina

S(-)= modulo elástico a momento negativo de la lamina

Sc= modulo elástico de la sección agrietada transferida

ØVn-tab= resistencia de la lámina por cortante

Acv= resistencia de la lámina por cortante

Hw= ancho de valle de la lámina

Esp= espacio entre crestas

Se deben cumplir los siguientes requisitos mínimos:

- F'c= 21 Mpa F.2.9.1.3 NSR-10
- Altura de la cresta de la lámina mayor a 3 pulgadas F.2.9.3.2.3 NSR-10
- Ancho de valle de lámina mayor a 2 pulgadas F.2.9.3.2.3 NSR-10
- Diámetro de conector a cortante menor a Ø3/4" F.2.9.8.1 NSR-10
- Espesor de aleta en la vigueta mayor al diámetro del conector dividido en 2.5 F.2.9.8.1 NSR-10

Se define la altura del conector de cortante el cual debe ser mayor a:

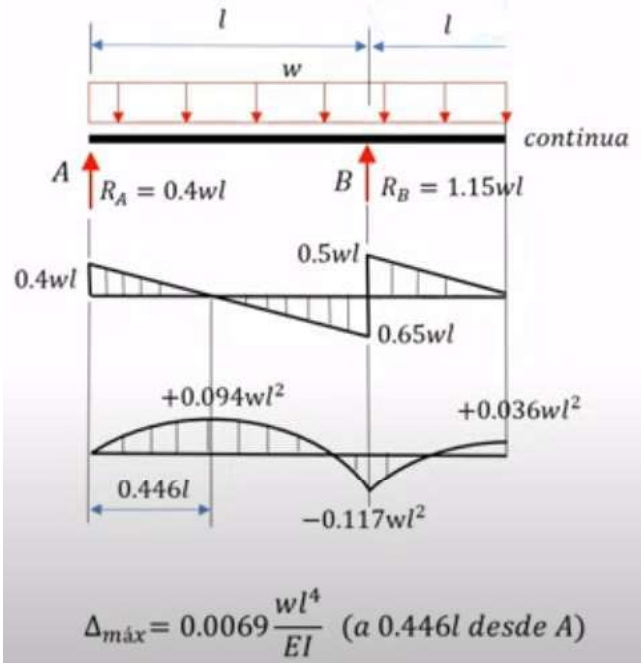
$$Hs \geq Hr + 38mm$$

$$Hs \geq 4 * dsa$$

Siendo:

dsa= diámetro de conector de cortante

se procede a utilizar el siguiente diagrama de valores aproximados para cortante, momentos y deflexión máxima



Se calculan las deflexiones de la lámina colaborante como formaleta sin tener en cuenta la acción del concreto F.4.7.3.3 NSR-10, se toma el menor entre los 2 siguientes valores

$$\delta\ adm = 20\ mm$$

$$\delta\ adm = \frac{L}{180}$$

Se calcula la deflexión actuante con la siguiente formula:

$$\delta\ cal = \frac{0.0069 * Wppr * L^4}{E * Icr}$$

En la etapa de construcción se realizan los cálculos F.4.7.3.2 NSR-10:

Wppr= Peso propio de tablero más concreto

Wl= 1.00 Kn/m carga viva por construcción

P= 2.20 Kn carga concentrada

Se calcula el momento requerido positivo, se toma el valor mayor entre ambos

$$(+)Mu = 0.2 * 1.6 * P * L + 0.094 * Wppr * L^2$$

$$(+)Mu = 0.094 * (1.2 * Wppr + 1.6 * Wl) * L^2$$

El momento nominal se calcula con la siguiente formula:

$$\emptyset Mn = 0.9 * S(+) * Fy$$

Se debe cumplir con el siguiente parámetro:

$$\emptyset Mn \geq (+)Mu$$

Se calcula el momento requerido negativo:

$$(-)Mu = 0.117 * (1.2 * Wppr + 1.6 * Wl) * L^2$$

El momento nominal se calcula con la siguiente formula:

$$\emptyset Mn = 0.9 * S(-) * Fy$$

Se debe cumplir con el siguiente parámetro:

$$\emptyset Mn \geq (+)Mu$$

Se calcula el cortante requerido simultaneo al momento negativo de la siguiente manera:

$$(-)Vu = 0.65 * (1.2 * Wppr + 1.6 * Wl)$$

Se debe cumplir con el siguiente parámetro:

$$\emptyset Vn \geq (-)Vu$$

El valor de ØVn es suministrado por el catálogo de lámina colaborante

Se procede ahora a realizar el cheque de interacción simultanea de flexión y cortante cerca al apoyo F.4.7.5.8.2 NSR-10 de la siguiente manera:

$$\sqrt{\left(\frac{(-)Mu}{(-)\emptyset Mn}\right)^2+\left(\frac{(-)Vu}{(-)\emptyset Vn}\right)^2}\leq 1.00$$

Se realiza el chequeo de losa como unidad completa ya teniendo en cuenta la contribución del concreto endurecido por el método de esfuerzos admisibles F.4.7.5.6 NSR-10 de la siguiente manera:

$$Madm = C * Sc * Fy$$

Siendo:

C=0.75

Sc= modulo elástico de la sección agrietada transferida

Fy= fluencia de acero de lamina

De esta fórmula se puede calcular la carga admisible con la siguiente formula:

$$Wadm = \frac{Madm}{0.094 * L^2}$$

Se calcula la carga actuante y luego se compara con la carga admisible:

$$Wact = Wppr + Wd + Wl$$

Siendo:

Wppr= peso propio de lamina

Wds= carga muerta actuante

Wl= Carga viva actuante

Se debe cumplir con el siguiente parámetro:

$$Wadm \geq Wact$$

Se procede a realizar el chequeo de losa como unidad completa por método de diseño con coeficientes de carga y resistencia a momento positivo F.4.7.5.6.2 NSR-10 de la siguiente manera:

Primero se calcula el momento nominal

$$(+)\emptyset Mn = 0.85 * As * Fy * \left(d - \frac{As * Fy}{2 * 0.85 * f'c * b}\right)$$

Siendo:

d= h-yp

As= área de acero transversal de lamina

b= 1 metro

se calcula el valor del momento ultimo con la siguiente formula:

$$Wu = 1.2 * Wppr + 1.2 * Wds + 1.6 * Wl$$

$$(+)Mu = \frac{Wu * L^2}{10.64}$$

Se realiza el chequeo de losa como unidad completa por método de diseño con coeficientes de carga y resistencia a momento negativo F.4.7.5.6.2 NSR-10 de la siguiente manera:

$$(-)Mu = 0.117 * Wu * L^2$$

Se calculan los siguientes 2 valores:

$$K = \frac{Mu}{\emptyset * b * d^2}$$

$$m = \frac{Fyr}{0.85 * f'c}$$

Siendo:

d= h-r

b= 0.35*1000mm

h= espesor de placa incluyendo concreto

r= recubrimiento de concreto sobre conector de cortante

Se calcula la cuantía entonces de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m * k}{Fyr}}\right)$$

la cuantía mínima se calcula con la siguiente formula:

$$\rho\, min = \frac{1.4}{fy}$$

Si la cuantía calculada es menor se multiplica por 1.3

Se realiza la revisión de resistencia a cortante con el método DCCR F.4.7.5.7 NSR-10 de la siguiente manera:

$$Vu = 0.65 * Wu * L$$

La cortante nominal se calcula de la siguiente manera:

$$\emptyset Vn = \emptyset Vn - tab + \emptyset Vc = \emptyset Vn - tab + \emptyset * \frac{\sqrt{f'c}}{6} * Acv$$

Siendo:

ØVn-tab= valor suministrado por el catalogo

Acv= resistencia de la lámina por cortante

Ø= 0.85

Se debe cumplir el siguiente parámetro:

$$\emptyset Vn \geq (+)Vu$$

Se realiza el control de deflexiones F.4.7.5.4 NSR-10

- Deflexión con carga viva instantánea:

Ec= 3900*raíz(F'c)

$$\delta\ cal = \frac{0.0069 * Wl * L^4}{Ec * Iprom}$$

$$\delta\ adm = \frac{L}{360}$$

Se debe cumplir el siguiente parámetro:

$$\delta\ adm \geq \delta\ cal$$

- Deflexión con carga permanente:

$$\delta\ cal = \frac{0.0069 * (Wds + Wl) * L^4}{Ec * Iprom}$$

$$\delta\ adm = \frac{L}{240}$$

Se debe cumplir el siguiente parámetro:

$$\delta\ adm \geq \delta\ cal$$

Se calcula el requerimiento de conectores de cortante por metro de ancho F.4.7.6.3 NSR-10, ecuación válida para uso de conector tipo espigo de diámetro 19 mm

$$Ns = \frac{0.35 * As * Fy}{142.58 * \sqrt{f'c * Ec}}$$

De acuerdo al resultado se establece cuantos conectores debe haber por cada metro de lámina colaborante

Se calcula el refuerzo por retracción y temperatura F.4.7.5.5 NSR-10

El área de acero mínimo se debe tomar como el valor máximo entre los siguientes 2 valores:

$$As = \frac{59.3mm^2}{m}$$

$$As = 0.00075 * Acv$$

De acuerdo a este valor se escoge una malla electrosoldada que tenga un área de acero mayor

Se calcula el área de acero a flexión para la placa en caso de que ocurra un incendio; este paso se podría evitar si se pintara toda la placa con pintura especial, pero por cuestiones económicas es más barato colocar refuerzo

De acuerdo a F.2.18.1.4 NSR-10 se debe utilizar la siguiente combinación de carga para este tipo de diseño:

$$Wu = 0.9Wp + At + 0.5Wl + 0.2s$$

Al despreciar el aporte de la lámina con recubrimiento de 40mm de concreto sobre el acero de refuerzo

Se calcula el momento ultimo con la siguiente carga:

$$Wu = 1.2Wppr + 1.2Wds + 0.5Wl$$

$$(+)Mu = \frac{Wu * L^2}{10.64}$$

Se calculan los siguientes 2 valores:

$$K = \frac{Mu}{\emptyset * b * d^2}$$

$$m = \frac{Fy}{0.85 * f'c}$$

Siendo:

d= h-r

b= 1000mm

Fy= fluencia del acero de refuerzo al menos 420 Mpa

h= espesor de placa incluyendo concreto

r= recubrimiento de concreto sobre conector de cortante

Se calcula la cuantía entonces de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{1}{m} * \left(1 - \sqrt{1 - \frac{m * k}{Fy}}\right)$$

la cuantía mínima se calcula con la siguiente formula:

$$\rho\, min = 0.0018$$

En el caso que la cuantía sea menor se utiliza la cuantía mínima

El área de acero se calcula con la siguiente formula:

$$As = \rho * b * d$$

Se multiplica esta área por la separación de valles de lámina y en base a eso se halla el diámetro del refuerzo de la siguiente manera:

$$dr = \sqrt{\frac{4 * As}{\pi}}$$

Se escoge un diámetro que sea mayor o igual al calculado y así se cumple con el refuerzo a tracción

La longitud del refuerzo se puede tomar como el 70% de la luz entre apoyos

Cálculos:

Análisis de cargas

Wds	2,88	Kn/m2
Wl	2,00	Kn/m2

Combinaciones de carga

Servicio	4,88	Kn/m2
U1	6,656	1,2Wds+1,6Wl
U2	4,032	1,4Wds
Carga ultima	6,656	Kn/m2

Propiedades de lámina colaborante

E	200000	Mpa	Módulo de elasticidad
h	120	mm	Espesor de losa
he	78,5	mm	Espesor equivalente de concreto
Wppr	2,2	Kn/m2	Peso propio de lámina + concreto
hr	50,8	mm	Altura de lámina
tr	0,75	mm	Espesor de lámina calibre
As	1006,7	mm2	Área de lamina
Yp	25,04	mm	Centro de gravedad de lámina
Fyr	272	Mpa	Esfuerzo de fluencia de lámina
Ier	428367	mm4	Inercia de lámina sin concreto
Ie	9216171	mm4	Inercia de la sección bruta con concreto

Iagr	4567375	mm4	Inercia de la sección agrietada
Iprom	6891772	mm4	Inercia promedio de la sección
S(+)	14170	mm3	Modulo elástico a momento positivo de la lámina
S(-)	15320	mm4	Modulo elástico a momento negativo de la lámina
Sc	55238	mm4	Modulo elástico de la sección agrietada transferida
ØVn-tab	31,67	Kn	Resistencia de la lámina por cortante
Acv	71717,5	mm2	Resistencia de la losa por cortante
hw	122	mm	Ancho de lámina
Esp	305	mm	Espacio entre valles

Requisitos mínimos

Resistencia del concreto — **F.2.9.1.3 NSR-10**

f'c	21	Mpa	Cumple

Altura de lamina — **F.2.9.3.2.3 NSR-10**

hr	50,8	mm	≤ 3 Pulg Cumple

Ancho de lamina — **F.2.9.3.2.3 NSR-10**

hw	122	mm	≥ 2 Pulg Cumple

Diámetro conector de cortante — **F.2.9.8.1 NSR-10**

dsa	19,05	mm	≤ 3/4 Cumple

Espesor de la aleta en la vigueta — **F.2.9.8.1 NSR-10**

tf	7,62	mm	***debe ser mayor o igual a este valor***

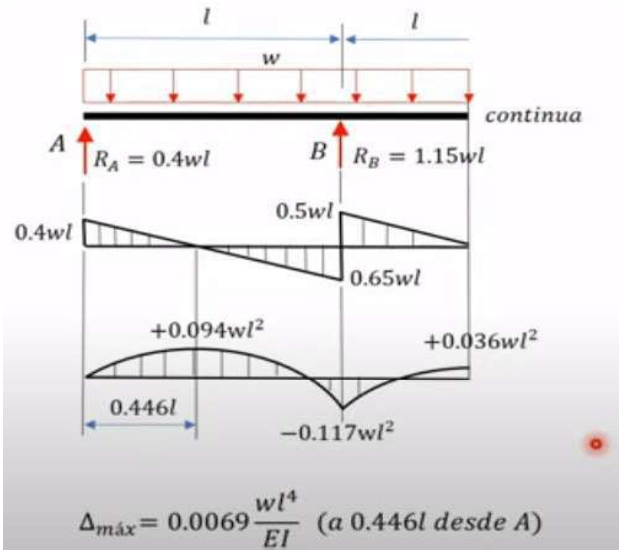
Altura del conector de cortante

Hs 1	88,8	mm	
Hs 2	76,2	mm	
Hs diseño	90	mm	***se aproxima el valor al mayor***

Recubrimiento

h-Hs	30	mm	Cumple

Diagramas de momento y cortante aproximado



Deflexiones admisibles **F.4.7.3.3 NSR-10**

L entre vanos	2280	mm
δ adm	20	mm
δ adm	12,67	mm

δ adm	12,67	mm

δ calc	4,79	mm	Cumple

Diseño como formaleta **F.4.7.3.2 NSR-10**

Wppr	2,2	Kn/m
WLc	1,00	Kn/m
P	2,20	Kn

Momento requerido positivo

(+) Mu 1	2,90	Kn*m
(+) Mu 2	2,07	Kn*m

(+) Mu diseño	2,90	Kn*m

(+) ØMn	3,47	Kn*m	Cumple

Momento requerido negativo

(-) Mu	2,58	Kn*m

(-) ØMn	3,75	Kn*m	Cumple

Cortante requerido simultaneo al momento negativo

(-) Vu	6,28	Kn

(-) ØVn	31,67	Kn	Cumple

Chequeo de interacción simultanea cerca al apoyo

F.4.7.5.8.2 NSR-10

Verificación	0,72	-	≤ Cumple

Chequeo de losa como unidad completa

F.4.7.5.6 NSR-10

M adm	11,27	Kn*m

W adm	23,06	Kn/m

W act	7,08	Kn/m	Cumple
F.S	3,26	-	

Método de diseño con coeficientes de carga y resistencia a momento positivo **F.4.7.5.6.2 NSR-10**

d	94,96	mm
As	1006,7	mm2
Fy	272	Mpa
f'c	21	Mpa

ØMn	20,32	Kn*m

Wu	9,30	Kn*m

(+) Mu	4,54	Kn*m	Cumple

Método de diseño con coeficientes de carga y resistencia a momento negativo **F.4.7.5.6.2 NSR-10**

(-) Mu	5,65	Kn*m

d	90	mm
b	350	mm
(-) Mu	5653946,2	N*mm

K	2,216	-
Fy refuerzo	420	Mpa
m	23,53	-

ρ	0,0027254	-
ρ min	0,00333333	-
ρ diseño	0,00354302	-

As	111,61	mm2/m

Revisión de resistencia a cortante **F.4.7.5.7 NSR-10**

Vu	13,78	Kn

ØVn	78,23	Kn	Cumple

Control de deflexiones de la losa **F.4.7.5.4 NSR-10**

Cargas inmediatas

Ec	17872,05	Mpa	
δ calc	3,03	mm	
δ adm	6,33	mm	Cumple

Cargas permanentes

δ calc	7,39	mm

δ adm	9,50	mm	Cumple

Conectores de cortante por metro de ancho

F.4.7.5.6.3 NSR-10

Ns	1,10	-

Cantidad	2	-	
Cant diseño	3	-	*1 en cada valle*

Refuerzo por retracción y temperatura **F.4.7.5.5 NSR-10**

As min 1	59,3	mm2/m
As min 2	53,79	mm2/m

As min	59,30	mm2/m

se escoge el tipo de malla la cual tenga mayor área de acero

Diseño de losa en condición de incendio

F.2.18.1.4 NSR-10

Wu	7,10	Kn/m
(+) Mu	3,47	Kn*m
(+) Mu	3467457,56	N*mm

Rec	40	mm
d	80	mm
b	1000	mm

K	0,60	-
m	23,53	-

ρ	0,0007228	-
ρ min	0,0018	-
ρ diseño	0,0018	-

As/S	144	mm2/m

As	43,92	mm2	
Diámetro	7,48	mm	*se usa diámetro comercial mayor a este*

Longitud	1596	mm	*se usa esta longitud de barra*

Se utiliza una lámina de 120mm Calibre 22 con conectores de cortante de Ø1/2" cada valle y malla electrosoldada de Ø5.00mm con separación de 15 cm

4. DISEÑO DE MUROS CONFINADOS

4.1 Dinteles

Los dinteles bajo las ventanas y puertas tienen unas dimensiones de 15cmx20cm:

La luz máxima es de 2.00m en base a esta se realizará el diseño:

SIMPLEMENTE APOYADA

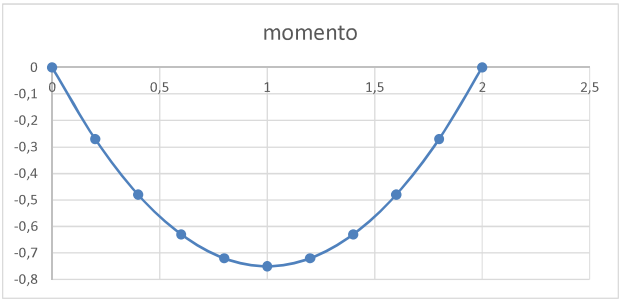


W	1,5	Kn/m
L	2,00	m

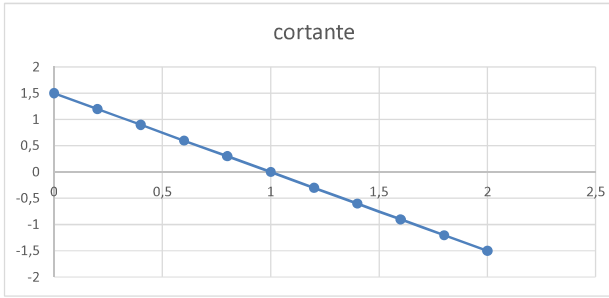
R1	1,50	Kn
R2	1,50	Kn

Momento max	0,75	Kn*m
Momento	0,75	
cortante	0	
X	1	

X	M (x)
0	0
0,2	-0,27
0,4	-0,48
0,6	-0,63
0,8	-0,72
1	-0,75
1,2	-0,72
1,4	-0,63
1,6	-0,48
1,8	-0,27
2	0



X	V (x)
0	1,5
0,2	1,2
0,4	0,9
0,6	0,6
0,8	0,3
1	0
1,2	-0,3
1,4	-0,6
1,6	-0,9
1,8	-1,2
2	-1,5



La deflexión máxima es de 0.15mm:

		W	0,78	Kn/m
b	0,15	WP	0,72	Kn/m
h	0,20	L	2	m
		X	1	m
		f´c	21	Mpa
		Δ(x)	-0,31	
		E	21538105,8	
		I	1,00E-04	
		Δ(x) mm	-0,15	mm

TABLA C.9.5(b) — Deflexión máxima admisible calculada

Tipo de elemento	Deflexión considerada	Límite de deflexión
Cubiertas planas que no soporten ni estén ligadas a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$\ell/180$ [*]
Entrepisos que no soporten ni estén ligados a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	Deflexión inmediata debida a la carga viva, L	$\ell/360$
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.	La parte de la deflexión total que ocurre después de la unión de los elementos no estructurales (la suma de la deflexión a largo plazo debida a todas las cargas permanentes, y la deflexión inmediata debida a cualquier carga viva adicional)[†]	$\ell/480$ [‡]
Sistema de entrepiso o cubierta que soporte o esté ligado a elementos no estructurales no susceptibles de sufrir daños debido a deflexiones grandes.		$\ell/240$ [§]

	Luz	Deflexion	
L/180	2	11,11	mm
L/360	2	5,56	mm
L/480	2	4,17	mm
L/240	2	8,33	mm

Se cumplen con las deflexiones máximas pues 0.15mm no excede ninguno de los parámetros

El momento y cortante de diseño son 0.75Kn*m y 1.50Kn

ρ	0,000592
Φ	0,9
Fy	420000
f´c	21000
b	0,15
d	0,15

	Mu	0,75	Kn*m
	A1	0,992594	
	A2	0,993011	
	resta	-0,00042	
	ρ mínima	0,0033	
	ρ diseño	0,0033	

Φ	0,75	
Vc	13,15	

Vn	1,50	Kn
Vs	-11,65	

Acero a flexión

	As flexión	74,25	mm2
Vigas	Cantidad	1,04	
	Var utilizada	3	
	Área Varilla	71,26	mm2

Se utilizarán 2 varillas de 3/8” en la parte inferior del dintel y 2 varillas de 3/8” en la parte superior con estribos de 3/8” cada 10 Cm

4.2 Muro de mampostería

- **Carga axial a compresión**

Se calcula la carga axial a compresión de los elementos de confinamiento de acuerdo a (D.10.7-1) Titulo D NSR-10

$$Pnc = 0.80[0.85f'c(Aci - Ast) + fy * Ast]$$

Siendo:

Aci= Area de columna de confinamiento

Ast= Area de acero en la columna

La resistencia nominal a compresión de la mampostería sola sin la contribución de la columna es la siguiente de acuerdo a (D.10.7-3) Titulo D NSR-10

$$Pnd = 0.80(0.80f´m * Amd)Re$$

Siendo:

Amd= área de la sección en mampostería

F´m= resistencia a la compresión de la mampostería

$$Re = 1 - \left[\frac{h´}{42t}\right]^2 \ para \ \frac{h´}{t} \leq 30$$

$$Re = \left[\frac{21t}{h´}\right]^2 \ para \ \frac{h´}{t} > 30$$

h´= altura libre del muro

t= espesor del muro

- **Diseño a flexo compresión del muro en la dirección paralela a su plano**

Se diseña a flexo compresión de acuerdo a (D.10.7.6.1) Titulo D NSR-10 despreciando la contribución de la mampostería

$$Puc = \frac{Aci}{Act}Pu + \Delta Pui$$

Aci= Area de columna de confinamiento

Act= Area de todas las columnas de confinamiento

$$\Delta Pui = \left|\frac{Mu * Aci(Xi - \bar{x})}{Ict}\right|$$

$$\bar{x} = \frac{\sum Aci * Xi}{Act}$$

$$Ict = \sum Aci * (Xi - \bar{x})^2$$

Debe cumplirse en cada una de las columnas que: Puc<ØPnc

- **Diseño a cortante del muro en la dirección paralela a su plano**

Todo el cortante debe ser resistido por el muro sin tener en cuenta la contribución de las columnas de confinamiento (D.10.7.7) Titulo D NSR-10, se debe cumplir el siguiente parámetro:

$$Vu \leq \emptyset Vn$$

Siendo:

$$Vn = \left(\frac{1}{12}\sqrt{f´m} + \frac{Pu}{3Ae}\right) Amv \leq \frac{1}{6}\sqrt{f´m} * Amv$$

Ae= área efectiva de la sección de mampostería

Amv= área efectiva para determinar esfuerzos cortantes (b*lw=alma del muro*altura)

F´m= resistencia a la compresión de la mampostería

Donde Pu, en este caso, es la carga axial mayorada que actúa simultáneamente con la máxima fuerza cortante mayorada solicitada Vu para la cual se realiza el diseño.

- **Verificación por aplastamiento del alma del muro**

Debe verificarse que el paño de muro enmarcado por las vigas y columnas de confinamiento, no falle por aplastamiento. Para el efecto se considera una biela de compresión en la diagonal del muro, la cual tiene un ancho efectivo igual a un quinto de la longitud de la diagonal. Debe cumplirse la condición:

$$Pud \leq \emptyset Pnd$$

Siendo:

$$Pud = \frac{h´}{lw} Vu$$

h´= longitud del muro entre elementos de confinamiento

Lw= longitud total del muro sobre el que actúa el cortante

$$\emptyset Pnd = 0.80(0.80f´m * Amd)Re$$

Amd= h´/5*t

Cálculos:

Los resultados fueron los siguientes:

Carga axial a compresión

f´c	21	mpa
Aci	30000	mm2
bw	150	mm
lw	200	mm
# columnas	2	-
Ast	506,71	mm2
Diámetro	4	-
Area varilla	126,7	mm2
# varillas	4	-
Fy	420	mpa

Pnc	591,42	Kn

f´m	14	mpa
Amd	750000	mm2
t	150	mm
Lm	5000	mm
h´/t	14,67	-
Re	0,88	-
h´	2200	mm
t	150	mm

Pnd	5900,5	Kn

Flexo compresión paralelo al muro

Aci	30000	mm2
Act	60000	mm2

Mu	25	Kn*m
Mu	25000000	n*mm
Xi 1	0	mm
Xi 2	2500	mm
Xi 3	5000	mm

$\bar{x}$	3750	mm
Ict	5,15625E+11	mm
Pu	100	Kn
Pu	100000	N
Δpui	1818,18	N

Puc	51,82	Kn
Verificación	Cumple	

Diseño a cortante paralelo al muro

Vu	30	Kn
Vu	30000	N
Vn 1	27552,03	N
Vn 2	46770,72	N
Vn	46,77	Kn
Ø	0,90	-

Amv	75000	mm2
alma	15	mm
Lw	5000	mm
Ae	600000	mm2
B	120	mm
Verificación	Cumple	

Verificación de aplastamiento

Pud	13,2	Kn
ØPnd	345,2	Kn
Verificación	Cumple	

h´	2200	mm

lw	5000	mm
f´m	10,34	Mpa
t	150	mm
Amd	66000	mm2

La mampostería cumple con las solicitaciones de carga a las que se verá expuesta

4.3 Columnetas de confinamiento

En este caso las columnetas no serán elementos estructurales sino únicamente se utilizarán para ayudar a sostener los muros exteriores, por tal razón se utilizará el valor de la cuantía mínima para hallar el área de acero en columnas la cual debe estar entre el 1% y el 4%

Se proponen 4 varillas de Ø1/2" las cuales tienen en conjunto un área de 506.7 mm2. Por lo tanto:

$$\frac{506.7\ mm^2}{150mm * 200mm} * 100 = 1.69\%$$

Este valor se encuentra en el rango permitido por la norma C.10.9.1 NSR-10

Entonces el área de las columnetas será de 15cmx20cm con un refuerzo de 4 varillas de Ø1/2"

4.4 Vigas de confinamiento

En el caso de las vigas se diseñarán por cuantía mínima

Mu	10,00	Kn*m
Mu	10000000	N*mm
Fy	420	MPa
F'c	21	MPa
Bw	150	mm
d	200	mm
Ø	0,90	-
J	0,95	-
ρ min	0,0033	-
As min	99,00	mm2

As diseño	139,96	mm2

C	25,83	mm
Ɛt	0,020	-
Ø	0,90	-

As (mm2)	a (mm)	Error (%)	Iteración
139,24	21,84		0
139,91	21,95	0,48%	1
139,95	21,95	0,03%	2
139,96	21,95	0,00%	3
139,96	21,95	0,00%	4
139,96	21,95	0,00%	5

#	Área	barras	As real	DCR Steel
3,00	71,26	2	142,51	0,982
4,00	126,68	2	253,35	0,552
5,00	197,93	1	197,93	0,707
6,00	285,02	1	285,02	0,491
7,00	387,95	1	387,95	0,361
8,00	506,71	1	506,71	0,276

Ø	0,75	-
ØVc	17,5	Kn
Vu	10,00	Kn
Vu/ØVc	0,571	**Cumple**

Se necesitan 2 varillas de Ø1/2” en la parte superior e inferior de la viga

CONCLUSIONES

- La propuesta de modificación de divisiones internas no afecta estructuralmente a la edificación debido a que la carga de los muros y pisos es menor a la actual, por tal razón se concluye que no existe ningún riesgo es realizar la modificación
- En los planos arquitectónicos quedaron indicados los muros mencionados que no se pueden demoler pues se considera que estos cumplen con una función estructural
- Para el espacio vacío se debe colocar una placa en lamina colaborante metaldeck o similar que descanse sobre perfiles IPE con las características mostradas en los planos

BIBLIOGRAFÍA

CÓDIGO COLOMBIANO DE CONSTRUCCIÓN SISMO RESISTENTE NSR-10

DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO. Arthur H. Nilson. Ed Mc Graw Hill

Diseñó:



EDGAR VILLEGAS PALLARES
Ingeniero Civil
Especialista en estructuras
Especialista en Agua y Saneamiento Ambiental
M.P. No 54202136467 NTS

Revisó:



ANGELICA MARIA DIEZ CONTRERAS
Director de consultoría
Ingeniero Civil
Especialización Tecnológica en Gestión Ambiental
Especialista en Gerencia de Proyectos
Especialista en Gerencia en Riesgos Laborales, Seguridad y Salud en el Trabajo