

CAPITULO II – ANÁLISIS DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES

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
Ubicación	:	CASERIO LAS VEGAS DE CIENEGUILLO, DISTRITO y PROVINCIA DE PIURA
Propietario	:	MUNICIPALIDAD PROVINCIAL DE PIURA
Hecho por	:	ING. JAIME CRUZ JULIAN
Fecha	:	Junio del 2021

CONTENIDO

I. ANALISIS ESTRUCTURAL
II. COMBINACIONES DE CARGA
III. GEOMETRIA
IV. DISEÑO DE CIMENTACION
V. DISEÑO DE COLUMNAS
VI. DISEÑO DE VIGAS
VII. DISEÑO DE MUROS DE ALBAÑILERIA CONFINADA
VIII. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA
IX. TUBERIAS y DUCTOS EMBEBIDOS EN EL CONCRETO

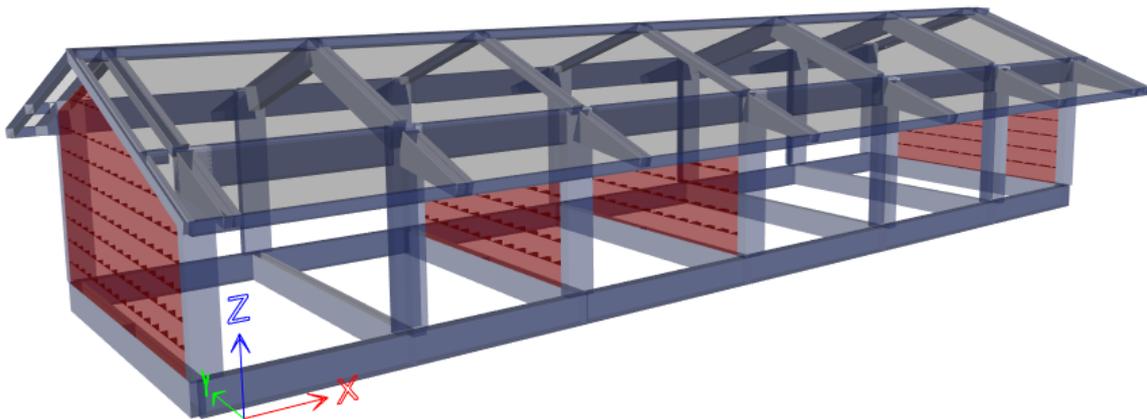


I. ANALISIS ESTRUCTURAL

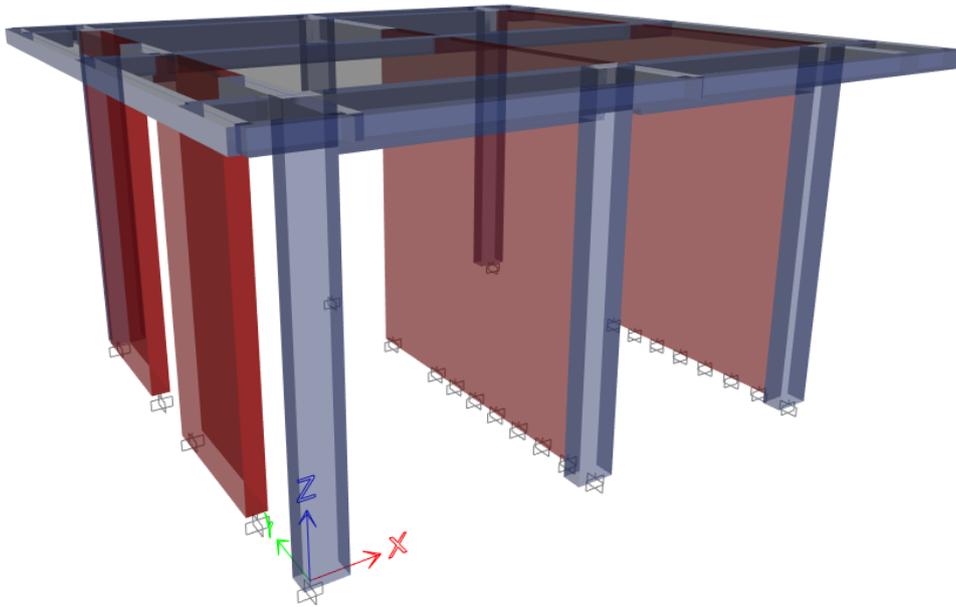
El análisis estructural se realizó utilizando el método de los elementos finitos y el software ETABS 2016.2.1, Los elementos utilizados para modelar la estructura son los siguientes:

- Muros y Losas: Se usaron elementos shell híbridos, con la formulación discreta de Kirchoff.

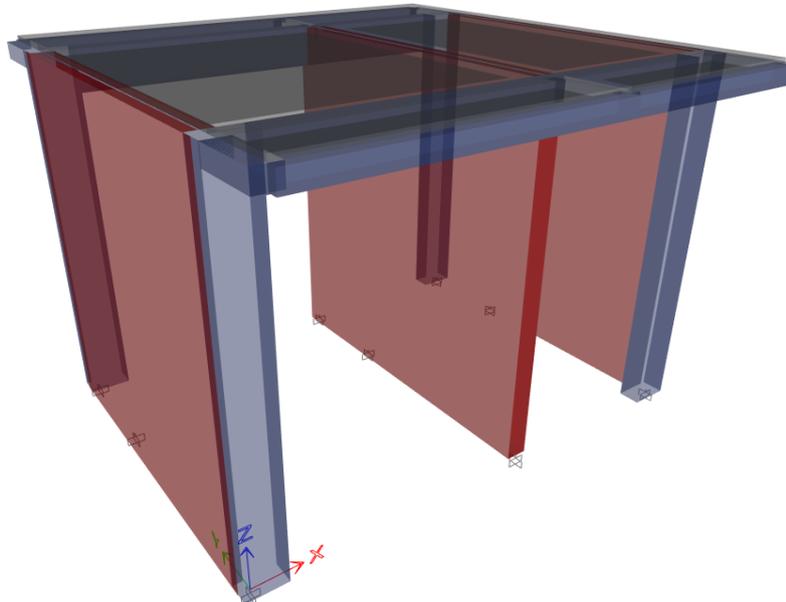
Se realizaron análisis dinámicos a fin de encontrar las propiedades dinámicas de los módulos y luego se realizó un análisis lineal elástico y una superposición modal espectral para obtener los esfuerzos para el diseño utilizando secciones agrietadas.



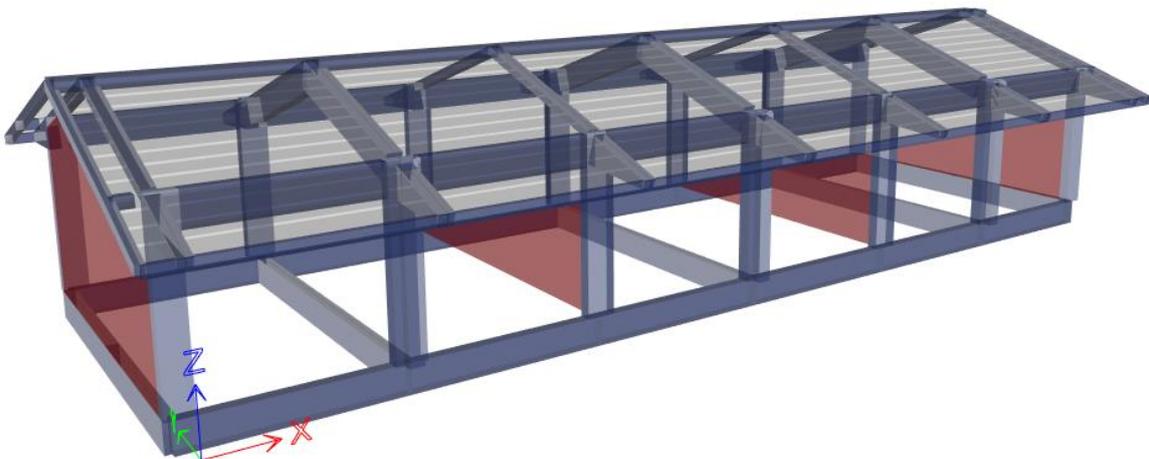
ISOMETRICO DE **MODULO N° 01**



ISOMETRICO DE MODULO N° 02



ISOMETRICO DE MODULO N° 03



ISOMETRICO DE MODULO N° 04

II. COMBINACIONES DE CARGA

Teniendo en cuenta la norma E.060 sobre la resistencia requerida, los sistemas de carga a ser aplicados son los siguientes:

1. 1.4 CM + 1.7 CV
2. 1.25 (CM + CV) + Ex₁
3. 1.25 (CM + CV) - Ex₁
4. 1.25 (CM + CV) + Ex₂
5. 1.25 (CM + CV) - Ex₂
6. 1.25 (CM + CV) + Ey₁
7. 1.25 (CM + CV) - Ey₁
8. 1.25 (CM + CV) + Ey₂
9. 1.25 (CM + CV) - Ey₂
10. 0.90 CM + 1 Ex₁
11. 0.90 CM - 1 Ex₁
12. 0.90 CM + 1 Ex₂
13. 0.90 CM - 1 Ex₂
14. 0.90 CM + 1 Ey₁
15. 0.90 CM - 1 Ey₁
16. 0.90 CM + 1 Ey₂
17. 0.90 CM - 1 Ey₂

Donde:

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

Ex₁ = Sismo en la Dirección X con excentricidad positiva

Ex₂ = Sismo en la Dirección X con excentricidad negativa

Ey₁ = Sismo en la Dirección Y con excentricidad positiva

Ey₂ = Sismo en la Dirección Y con excentricidad negativa

Verificaremos los resultados de desplazamientos del análisis dinámico ya que en el caso estático las cargas se han colocado factorizado.

El estado de carga 2 servirá para el diseño de losa aligerada, además de esto se considera las cargas muertas y vivas para el diseño de la platea de cimentación.

Los estados de carga 3 al 18 servirán para el diseño de los muros, usando también el método a la rotura y siguiendo los lineamientos de la norma E.060 y 0.70

Para el diseño de las losas de entrepiso se usará otro modelo a fin de aplicar la sobrecarga en daderos determinando de esta forma los máximos momentos positivos y los máximos momentos negativos en ésta.



III. GEOMETRIA

3.1 Espesor de cimentación:

El espesor de la cimentación se considera por longitud de desarrollo por compresión:

El acero considerado es de Ø 5/8" (Predominante en columnas estructurales).

Longitud de desarrollo por compresión:

$$L_{dc} = (0.075 * f_y / \sqrt{f'c}) * d_b = (0.075 * 4200 / \sqrt{210}) * 1.98 = 34.51 \text{ cm}$$

$$L_{dc} = 0.0044 * f_y * d_b = 0.0044 * 4200 * 1.59 = 29.34 \text{ cm.}$$

Considerando rec. de 7.50 cm, tenemos que la altura esta: $34.51 + 7.50 + 1/2 * 2.54 + 1/2 * 2.54 = 40.78 \text{ cm.}$ (máx.) y mínima de 35.61 cm

Como se demuestra que la verificación por corte cumple, se opta por **h = 45 cm.**

Como cimentación se ha considerado los siguientes criterios:

MODULO N° 01	ZAPATA AISLADA, H= 45cm
MODULO N° 02	ZAPATA AISLADA, H= 45cm
MODULO N° 03	ZAPATA AISLADA, H= 45cm
MODULO N° 04	ZAPATA AISLADA, H= 45cm

ZAPATAS AISLADAS DE $h=45$ cm de concreto $f'c= 210$ kg/cm². Este tipo de CIMENTACION cuenta con VIGAS DE CIMENTACION para absorber solicitaciones sísmicas, desplazamientos horizontales verticales y horizontales y contrarrestar los efectos del agrietamiento del terreno.

Los muros de albañilería de 24 cm de espesor en su totalidad y 2.90 m de altura libre, Hay que indicar que las losas son planas de espesores de 20 cm, estás de acuerdo al PREDIMENSIONADO.

IV. DISEÑO DE CIMENTACION

4.1 PREDIMENSIONAMIENTO.

Se ha tomado en base al siguiente criterio.

a.- Verificación de PUNZONAMIENTO EN CIMENTACION.

b.- El RNE, Capitulo E.060, Pág. 126, indica lo siguiente: la altura medida sobre el refuerzo inferior no debe ser menor de 300mm apoyadas sobre el suelo, esto hace que dicho espesor considerado en los MODULOS sea de 45 cm previa demostración es la verificación del PUNZONAMIENTO y CORTANTE

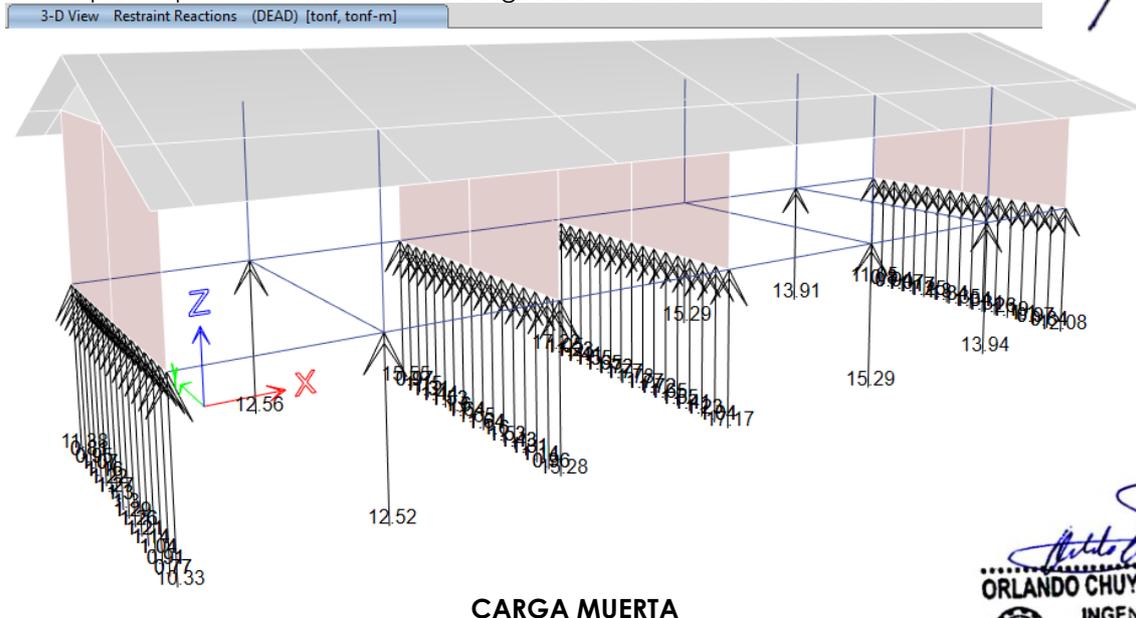
4.2 SUELO

- ✓ Se toma la recomendación del estudio de suelo a un desplante mínimo de 1.50 mts con valor de presión admisible de 1.07 Kg/cm².
- ✓ Sabiendo el dato de la capacidad portante, entonces el esfuerzo neto es de 2146 Kg/cm².

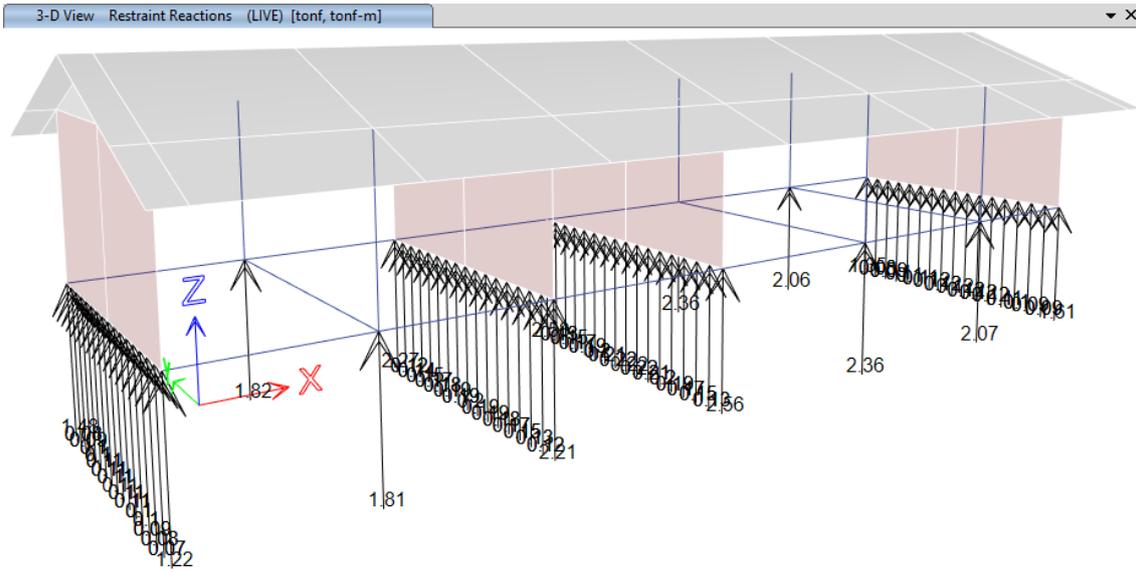
MODULO N° 01

DISEÑO DE CIMENTACION DE MODULO 01.

Como primer punto se considera las cargas obtenidas del módulo a diseñar.




ORLANDO CHUYES GUTIÉRREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221



CARGA VIVA

DESARROLLO DE LA ZAPATA UBICADA EN EL EJE C1/11

Datos de Diseño:

Pd = 17.17 tn
Mx= 0.44
My= 0.02

Pv = 2.56 tn
Mx= 0.06
My= 0.00

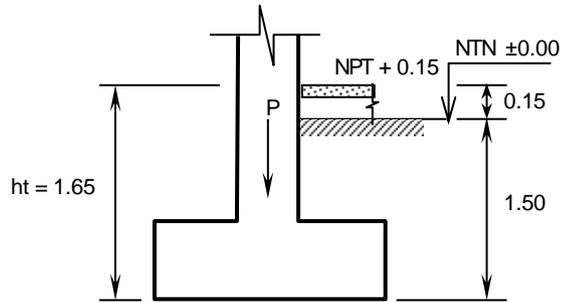
Sismo X-X

Psx 0.02 tn
Mx= 0.00
My= 3.80

Sismo Y-Y

Psx 8.81 tn
Mx= 0.91
My= 0.71

Df = 1.50 m
hplano = 0.15 m
σt = 10.70 Ton/m²
γm = 1.76 t/m³
S/Cplano = 250.00 kg/m²
fc = 210.00 kg/cm²
fy = 4200.00 kg/cm²
φ ca = 2400.00 Ton/m³
φ cs = 2000.00 Ton/m³



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

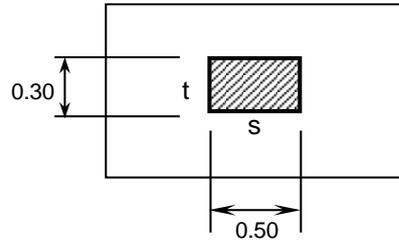
1.- PREDIMENSIONADO DE ZAPATA

De la columna

$$s = 0.50 \text{ m}$$

$$t = 0.30 \text{ m}$$

s = Lado mayor de la columna
t = Lado menor de la columna



Esfuerzo Neto del Terreno:

$$\sigma_n = \sigma_t - \gamma_m * D_f - S/C \text{ piso}$$

$$\sigma_n = 7.222 \text{ t/m}^2$$

Calculo del Peso Total que llega al suelo (Incluido Peso de Zapata)

$$P_t = P + 0.15P$$

$$P_t = 22.69 \text{ tn}$$

Area de Zapata Requerida

$$A_{zap} = P_t / \sigma_n$$

$$A_{zap} = 3.14 \text{ m}^2$$

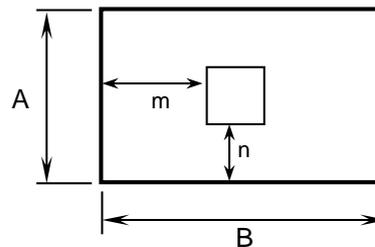
Las dimensiones de la Zapata son:

$$A = 1.70 \text{ m}$$

$$B = 1.90 \text{ m}$$

$$m = 0.700 \text{ m}$$

$$n = 0.700 \text{ m}$$



2.-Luego dimensionamos el peralte de zapata H:

Se hara mediante la verificacion por:

- 2.1.- Longitud de desarrollo
- 2.2.- Cortante por punzonamiento
- 2.3.- Cortante por flexion.

2.1.- Longitud de desarrollo

$$L_{dc} = (0.075 * f_y / \sqrt{f_c}) * d_b \quad \text{RNE}$$

$$L_{dc} = 0.0044 * f_y * d_b \quad \text{RNE}$$

La Varilla de 1/2" es asumida, como calculo preliminar $d_b = 1.59 \text{ cm}$

$$L_d (1) = 34.51 \text{ cm}$$

$$L_d (2) = 29.34 \text{ cm}$$

2.2.-EL ESFUERZO CORTANTE POR PUNZONAMIENTO, SE CALCULA CON:

$$P_u = 1.4PD + 17 * PL = 28.39 \text{ Ton}$$

$$\text{Area} = A * B = 3.23 \text{ m}^2$$

$$q_u = 8.79 \text{ Ton/m}^2$$

$$v_{\text{actuante}} = q_u * \frac{[A * B - (s + d) * (t + d)]}{2d * (s + t + 2 * d)}$$

El que tendra que ser menor o igual que el esfuerzo

$$v_{\text{admisible}} = \phi * 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) * \sqrt{f_c}$$



β es el lado mayor lado menor de la columna

Tambien= $v_{admisible} = \phi * 1.1 \sqrt{f'c}; \phi = 0.85$

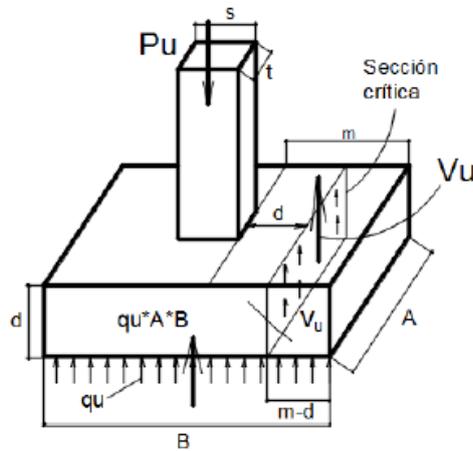
$$v_{adm} \begin{cases} \phi * 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta} \right) * \sqrt{f'c} & 28.82 \text{ kg/cm}^2 \\ \phi * 1.1 \sqrt{f'c} & 13.55 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

Tomamos el menor= 135.49 Ton/m²

135.49 = 8.79 * (2.26 - (0.25 + d) * (1.2 + d)) / (2d * (0.25 + 1.20 + 2 * d))
 De ella d= 9.76 cm

2.3.-ESFUERZO CORTANTE POR FLEXION
CORTANTE ACTUANTE $V_u = q_u(m-d) * A$

ESFUERZO CORTANTE ACTUANTE:



FALLA POR CORTANTE

db = 1.98 cm
 db' = 1.27 cm
 db'' = 1.27 cm
 rec = 7.50 cm

db = Diametro de la varilla de la columna
 db' = Diametro de la varilla superior de la parrilla
 db'' = Diametro de la varilla inferior de la parrilla
 Ld = 34.51 cm

Por lo tanto H debera ser igual a:

H = Ld + bd + db' + db'' + rec
 H = 43.99 cm
 Asumo H= 45.00 cm

⇒ d1 = H - rec - db''/2
 d1 = 36.87 cm
 d1 = 0.37m **CONFORME**



$w_u = V_u / (A * d)$
 $w_u = q_u * (m-d) / d$
 wu= 65.28 Ton
 m= 0.700
 65.28 = 8.79 * (0.70 - d) / d
 d= 8.31 cm

Ø Var (pulg)	Ø Var (cm)
3/8	0.95
1/2	1.27
5/8	1.59
3/4	1.91
1	2.54



3.-Verificaciones para estado de servicio

$$\text{Esfuerzo} = \frac{P}{B \cdot L} + \frac{6 \cdot M_x}{B \cdot L^2} + \frac{6 \cdot M_y}{B^2 \cdot L}$$

Donde el esfuerzo total generado no superará de 10.70 ton/m². Además, se debe tener en cuenta que la norma E0.60 permite incrementar este límite hasta en 30% al aplicar cargas de sismo (RNE,2006), por lo cual no se deberá exceder de 13.91 ton/m².

1ra verificación (Considerando efectos por carga muerta y viva sin sismo)

$$\begin{aligned} P/(A \cdot B) &= 6.11 \\ 6 \cdot M_x/(A \cdot B^2) &= 0.49 \\ 6 \cdot M_y/(A^2 \cdot B) &= 0.02 \end{aligned} \quad \text{Esfuerzo Maximo} = 6.62 \text{ Ton/m}^2$$

Segunda verificación (Considerando efectos de sismo en la dirección X-X)

$$\begin{aligned} P/(B \cdot L) &= 6.11 \\ 6 \cdot M_x/(A \cdot B^2) &= 0.49 \\ 6 \cdot M_y/(A^2 \cdot B) &= 4.17 \end{aligned} \quad \text{Esfuerzo Maximo} = 10.78 \text{ Ton/m}^2$$

Tercera verificación (Considerando efectos de sismo en la dirección Y-Y)

$$\begin{aligned} P/(A \cdot B) &= 6.39 \\ 6 \cdot M_x/(A \cdot B^2) &= 0.91 \\ 6 \cdot M_y/(A^2 \cdot B) &= 0.80 \end{aligned} \quad \text{Esfuerzo Maximo} = 8.10 \text{ Ton/m}^2$$

4.-Determinación del esfuerzo último

Dado que se observa que para las condiciones de servicio no se exceden los límites de presión admisible se procede a calcular el esfuerzo último a partir de las combinaciones de carga. Para ello se repite el procedimiento anterior con la ecuación definida anteriormente.

1.4PD+17*PL		Pu=	28.39	Mx=	0.72	My=	0.03
P/A	8.79						
6Mx/A*B ²	0.70						
6My/B*A ²	0.03						
Esfuerzo máximo	9.52	Ton/m ²					

1.25D+1.25L+Sx		Pu=	24.68	Mx=	0.63	My=	3.83
P/A	7.64						
6Mx/A*B ²	0.61						
6My/B*A ²	4.18						
Esfuerzo máximo	12.43	Ton/m ²					

1.25D+1.25L+Sy		Pu=	33.47	Mx=	3.83	My=	0.74
P/A	10.36						
6Mx/A*B ²	3.74						
6My/B*A ²	0.80						
Esfuerzo máximo	14.91	Ton/m ²					

$$su = \text{Esfuerzo ultimo} = 14.91 \text{ Ton/m}^2$$

5.-Diseño por Flexión:

Analizaremos en la Dirección que tenga mayor dimensión:

$$\begin{aligned} \text{Si } W_u &= L \cdot s_u & L &= 1.90 \\ M_u &= W_u \cdot X^2/2 & X &= 0.700 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_u &= 28.32 \text{ Ton/m} \\ M_u &= 6.94 \text{ Ton-m} \\ A_s &= 5.08 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ mín} &= 6.64 \text{ cm}^2 \\ A_s \text{ de diseño} &= 6.64 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

De ello el acero es de Ø1/2" @ 20 cm en ambos sentidos.



Orlando Chuyé Gutiérrez
ORLANDO CHUYÉ GUTIÉRREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

V. DISEÑO DE COLUMNAS

DISEÑO DE COLUMNA T EN MODULO N° 03

De ello demostraremos el diseño de la **C-2 del MODULO N° 01** la que está ubicada en el eje **E1/11** la que presenta más carga

TABLE: Element Forces - Columns											
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	C6	38	COMB1	Combination	0	-17.64	-1.10	-0.04	0.00	-0.04	-1.92
STORY1	C6	38	COMB2	Combination	0	-25.41	-1.59	-0.05	-0.01	-0.06	-2.77
STORY1	C6	38	COMB3	Combination	0	-22.10	-1.38	-2.21	-0.03	-4.04	-2.41
STORY1	C6	38	COMB4	Combination	0	-22.10	-1.38	-2.21	-0.03	-4.04	-2.41
STORY1	C6	38	COMB5	Combination	0	-22.10	-1.38	-2.21	-0.03	-4.04	-2.41
STORY1	C6	38	COMB6	Combination	0	-22.10	-1.38	-2.21	-0.03	-4.04	-2.41
STORY1	C6	38	COMB7	Combination	0	-22.27	-2.76	-0.57	-0.08	-1.04	-5.17
STORY1	C6	38	COMB8	Combination	0	-22.27	-2.76	-0.57	-0.08	-1.04	-5.17
STORY1	C6	38	COMB9	Combination	0	-22.27	-2.76	-0.57	-0.08	-1.04	-5.17
STORY1	C6	38	COMB10	Combination	0	-22.27	-2.76	-0.57	-0.08	-1.04	-5.17
STORY1	C6	38	COMB11	Combination	0	-13.80	-0.85	-2.19	-0.03	-4.02	-1.48
STORY1	C6	38	COMB12	Combination	0	-13.80	-0.85	-2.19	-0.03	-4.02	-1.48
STORY1	C6	38	COMB13	Combination	0	-13.80	-0.85	-2.19	-0.03	-4.02	-1.48
STORY1	C6	38	COMB14	Combination	0	-13.80	-0.85	-2.19	-0.03	-4.02	-1.48
STORY1	C6	38	COMB15	Combination	0	-13.97	-2.22	-0.56	-0.07	-1.02	-4.24
STORY1	C6	38	COMB16	Combination	0	-13.97	-2.22	-0.56	-0.07	-1.02	-4.24
STORY1	C6	38	COMB17	Combination	0	-13.97	-2.22	-0.56	-0.07	-1.02	-4.24
STORY1	C6	38	COMB18	Combination	0	-13.97	-2.22	-0.56	-0.07	-1.02	-4.24

Dato para el diseño de la columna en forma de T.

La sección de la sección es de 21.25 cm², para el desarrollo de la columna se ha considerado como área de acero por cuantía mínima la cual según lo indicado el RNE, el área es: 21.78cm² la cual es equivalente a 11 Ø5/8", de ella se ha obtenido el siguiente resultado:

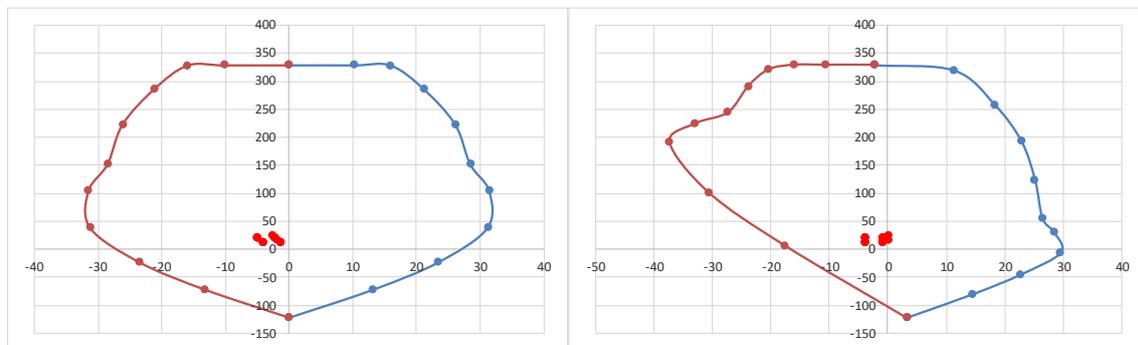


DIAGRAMA DE ENVOLVENTE EN LA DIRECCION XX y EN LA DIRECCION YY

Como se observa las fuerzas obtenidas del software en mención están dentro del diagrama de interacciones.

DISTRIBUCION DE ESTRIBOS

Se tomará las anotaciones del RNE- Pag. 158



21.4.5 Elementos en Flexocompresión (columnas)

- 21.4.5.1 La cuantía de refuerzo longitudinal no será menor que 1% ni mayor que 6%. Cuando la cuantía exceda de 4% los planos deberán incluir detalles constructivos de la armadura en la unión viga-columna.
- 21.4.5.2 Las columnas que se refuercen con espirales deben cumplir con 7.10.4 y 10.9.3 y cuando se usen estribos deberán cumplir con 21.4.5.3 a 21.4.5.5.
- 21.4.5.3 En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento S_o por una longitud L_o medida desde la cara del nudo. Los estribos serán como mínimo de 8 mm de diámetro para barras longitudinales de hasta 5/8" de diámetro, de 3/8" para barras longitudinales de hasta 1" de diámetro y de 1/2" para barras longitudinales de mayor diámetro.
- El espaciamiento S_o no debe exceder al menor entre (a), (b) y (c):
- (a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro;
 - (b) La mitad de la menor dimensión de la sección transversal del elemento;
 - (c) 100 mm.
- La longitud L_o no debe ser menor que el mayor entre (d), (e) y (f):
- (d) Una sexta parte de la luz libre del elemento;
 - (e) La mayor dimensión de la sección transversal del elemento;
 - (f) 500 mm.
- 21.4.5.4 Fuera de la longitud L_o , el espaciamiento del refuerzo transversal debe cumplir con 7.10 y 11.5.5.1. En todo el elemento la separación de los estribos, no será mayor que la requerida por fuerza cortante ni de 300 mm.
- 21.4.5.5 El refuerzo transversal del nudo debe estar de acuerdo con 11.11.2. El espaciamiento no debe exceder de 150 mm.

$$l_o = \begin{cases} D = 0.60\text{m} \\ h/6 = 2.8/6 = 0.47\text{m} \\ 0.60\text{m} \end{cases}$$

$$\therefore l_o = 0.60\text{m}$$

Cálculo del espaciamiento en zona de confinamiento:

$$S_c \leq \begin{cases} D_{\text{menor}}/2 = 0.115\text{m} \\ 8\phi_p = 6*1/2*0.0254 \approx 0.08\text{m} \\ S_{\text{min}} = 10\text{cm} \\ S_x \end{cases}$$

Optamos que $S_c = 10$ cm.

Cálculo del espaciamiento en zona Intermedia.

$$s \leq \begin{cases} 16\phi_p = 16*1/2*0.0254 \approx 0.20\text{m} \\ 48d_{be} = 48 * 3/8 = 45.72 \\ B_{\text{min}} = 25\text{cm}. \end{cases}$$

Optamos de $S = 25$ cm.

En el caso de la C-02 los estribos son los siguientes: 1 Ø 3/8": 1@5, 6@10, R@25 cm.

Hay que indicar que la separación en los nudos o encuentro viga columna es de 15 cm

En la anotación 21.4.5.5, el espaciamiento no debe exceder de 15cm, este diseño se realiza como nudo.



De ello demostraremos el diseño de la **C-1 del MODULO N° 03** la que está ubicada en el eje **B2/12** la que presenta más carga

TABLE: Element Forces - Columns											
Story	Column	Unique Name	Output Case	Case Type	Station	P	V2	V3	T	M2	M3
					m	tonf	tonf	tonf	tonf-m	tonf-m	tonf-m
Story1	C4	4	CoefCU01	Combination	0	-10.78	-0.03	-0.02	0.00	-0.03	-0.03
Story1	C4	4	CoefCU02sX1	Combination	0	-9.35	-0.02	-2.61	0.00	-6.05	-0.03
Story1	C4	4	CoefCU03sX1	Combination	0	-9.54	-0.02	2.58	0.00	5.99	-0.02
Story1	C4	4	CoefCU04sX2	Combination	0	-9.35	-0.02	-2.61	0.00	-6.05	-0.03
Story1	C4	4	CoefCU05sX2	Combination	0	-9.54	-0.02	2.58	0.00	5.99	-0.02
Story1	C4	4	CoefCU06sY1	Combination	0	-3.26	0.14	0.17	-0.03	0.41	0.37
Story1	C4	4	CoefCU07sY1	Combination	0	-15.63	-0.19	-0.20	0.04	-0.47	-0.43
Story1	C4	4	CoefCU08sY2	Combination	0	-3.26	0.14	0.17	-0.03	0.41	0.37
Story1	C4	4	CoefCU09sY2	Combination	0	-15.63	-0.19	-0.20	0.04	-0.47	-0.43
Story1	C4	4	CoefCU10sX1	Combination	0	-6.09	-0.01	-2.60	0.00	-6.04	-0.02
Story1	C4	4	CoefCU11sX1	Combination	0	-6.27	-0.01	2.58	0.00	6.00	-0.01
Story1	C4	4	CoefCU12sX2	Combination	0	-6.09	-0.01	-2.60	0.00	-6.04	-0.02
Story1	C4	4	CoefCU13sX2	Combination	0	-6.27	-0.01	2.58	0.00	6.00	-0.01
Story1	C4	4	CoefCU14sY1	Combination	0	0.00	0.15	0.18	-0.03	0.42	0.39
Story1	C4	4	CoefCU15sY1	Combination	0	-12.37	-0.18	-0.20	0.04	-0.46	-0.41
Story1	C4	4	CoefCU16sY2	Combination	0	0.00	0.15	0.18	-0.03	0.42	0.39
Story1	C4	4	CoefCU17sY2	Combination	0	-12.37	-0.18	-0.20	0.04	-0.46	-0.41

Dato para el diseño de la columna en forma de rectangular.

La sección de la sección es de 11.75 cm², para el desarrollo de la columna se ha considerado como área de acero por cuantía mínima la cual según lo indicado el RNE, el área es: 11.88cm² la cual es equivalente a 6 Ø5/8", de ella se ha obtenido el siguiente resultado:

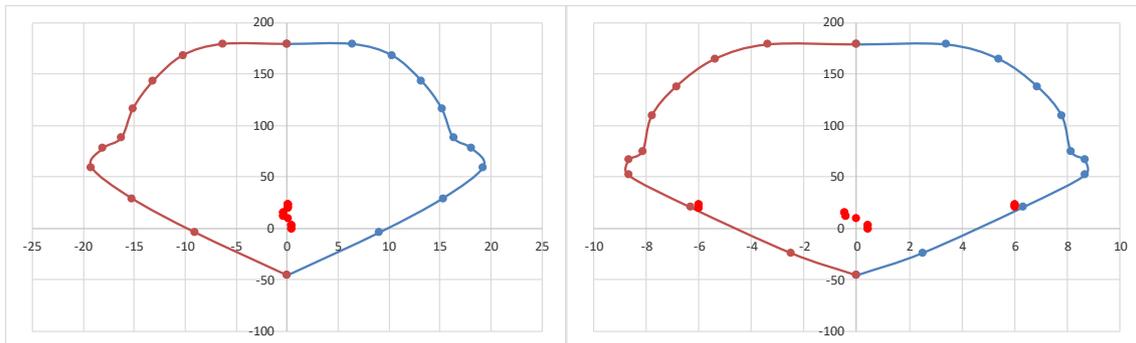


DIAGRAMA DE ENVOLVENTE EN LA DIRECCION XX y EN LA DIRECCION YY

Como se observa las fuerzas obtenidas del software en mención están dentro del diagrama de interacciones.

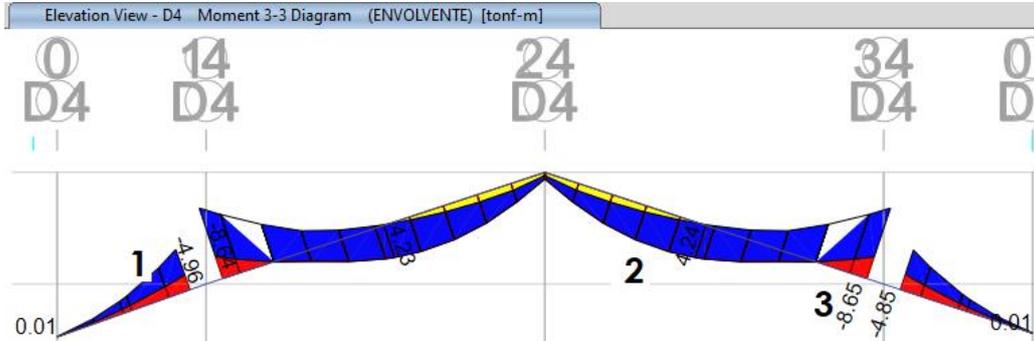


Orlando Chuyes Gutiérrez
ORLANDO CHUYES GUTIÉRREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

VI. DISEÑO DE VIGAS

DISEÑO DE V-101 DEL MODULO N° 04 UBICADA EN EJE B4 y D4

Sección de 0.30x0.60, si consideramos la cuantía mínima, dicho valor es de: 3.93 cm², la cual equivale a 2 ø 5/8", en el caso de la V-101



NOTA: los resultados del presente grafico es para el MODULO N° 04

	Ubicación	Momento	Sección	As Calculado	As Considerado	M. Ultimo
1er PISO	<u>1</u>	-4.96	30x60	2.43	3ø 5/8"	11.98
	<u>2</u>	4.24	30x60	2.07	3ø 5/8"	11.98
	<u>3</u>	-8.65	30x60	4.29	3ø 5/8"	11.98

Figura de los momentos últimos de la Viga 101

A.1 DATOS DE DISEÑO

$f_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$	$S_v = 5.0 \text{ cm}$
$f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$	$S_h = 5.0 \text{ cm}$
$b = 30 \text{ cm}$	$\emptyset \text{ est.} = 3/8''$
$h = 60 \text{ cm}$	$\Phi = 0.9$
$r = 4.0 \text{ cm}$	$\beta_1 = 0.85$

A.2 CUANTIAS, FORMULAS A UTILIZAR :

<p>Balanceda: "pb"</p> $\rho_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{F_y} \frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003}$ <p>$\rho_b = 0.02168$</p>	<p>Mínima "ρ min" :</p> $A_s \text{ min} = \frac{0.7 \sqrt{f'_c}}{f_y} b_w d$ <p>$\rho \text{ min} = 0.0024$</p>	<p>Máxima "ρ max" :</p> $\rho_{\text{max}} = 0.75 * \rho_b$ <p>$\rho \text{ max} = 0.0163$</p>
--	---	---

A.3 CALCULOS.

Mu Tn-m	As (cm ²)	a (cm)	d (cm)	Ø" y N° de Varillas		As Total (cm ²)	Sh (cm)
				Capas	5/8"		
8.65	4.29	3.36	55.05	Capa 1		5.94	7.67
				Capa 2	3 Vari.		
						5.94	

NOTA: Para un mejor diseño y que la falla sea dúctil, debe cumplir: $f_s > f_y$

ρ	RESUMEN : Verificación ACI	
As/bd	$\rho \text{ min} < \rho$	$\rho < \rho \text{ max}$
0.0036	Ok	Ok, termino el diseño
Falla	Falla dúctil, sección Sub Reforzada, OK!	$f_s > f_y$
		$f_s = 77475.2 \text{ Kg/cm}^2$ As esta en fluencia
	Mn = 13.309 Tn-m Mu = 11.98 Tn-m OK cumple con el momento requerido	



Como se puede apreciar en las imágenes adjuntas en el extremo derecho e izquierdo, tenemos como Momento último de 8.65 Ton-m, pero si consideramos 3ϕ 5/8", el momento último llega a ser 11.98 Ton-m, valor superior por lo solicitado debido a las sollicitaciones sísmicas, este se da en el extremo del 1er NIVEL, que representa la vigas mas cargada.

DISEÑO POR CORTANTE EN LA VIGA V-101

Ecuaciones a utilizar:

- $V_u \leq \phi V_n$ (En todas las secciones de la viga).
- $V_n = V_c + V_s$ (Aporte del concreto más aporte del acero).
- $V_u \leq \phi(V_c + V_s)$ (Condición de diseño por resistencia).
- $V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d$ (Aporte del concreto).

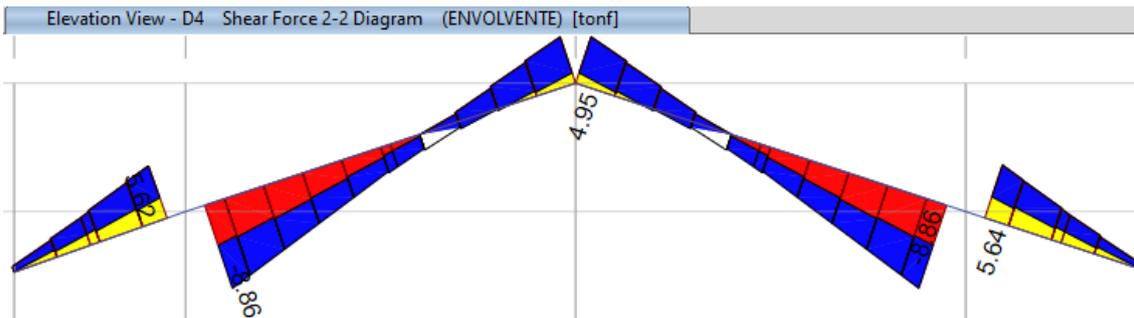


Figura de los cortantes últimos de la Viga 101

Como tenemos acero horizontal de ϕ 5/8", el ϕ de los estribos es de 3/8".

$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 30 \cdot 54.25 = 12.50$ Ton; $V_u = 8.86$ Ton, Ver Gráfico donde se indica SHEAR V2.

$S = A_v \cdot f_y \cdot d / (V_u / \phi - V_c) = 2 \cdot 0.72 \cdot 4200 \cdot 54.25 / (8.86 / 0.85 - 12.50) = -157.96$ cm, esto hace indicar que **NO** necesita acero por corte; de ello la separación necesaria será de 10 cm.

De ello he considerado que el estribo es ϕ 3/8" y la separación de 10 cm en los extremos; por lo tanto $V_s = A_v \cdot f_y \cdot d / \text{sep.} = 32.81$ Ton; $\phi(V_c + V_s) = 0.85 \cdot (12.50 + 32.81) = 38.52$ Ton.

Por lo tanto $V_u = 8.86 \leq 38.52$ Ton, con estribo de ϕ 3/8"

CORTANTES EN VIGA

La longitud de confinamiento será de 1.08 para vigas de altura 0.60 m.

1.- El 1er estribo estará a 0.05m.

2.- El espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento no debe exceder del menor de (a), (b), (c) y (d):

a.- $d/4 = 13.44 \text{ cm} \leq 15.0 \text{ cm}$

b.- $10 \text{ dv horizontal} = 19.05 \text{ cm}$

c.- $24 \text{ dv vertical} = 22.86 \text{ cm}$

d.- 300mm, de ellos tenemos que la zona de confinamiento tendrá 9 @0.10, y el resto @0.25, en ambos extremos.



Orlando Chuyes Sutiérrez
ORLANDO CHUYES SUTIERREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

VERIFICACION DE ESFUERZO AXIAL MAXIMO.

$$\sigma_m = \frac{P_m}{t \times L} \leq 0.2 f'_m \left[1 - \left(\frac{h}{35t} \right)^2 \right] \leq 0.15 f'_m$$

Carga Muerta = 8.33 Ton

Carga Viva = 0.76 Ton, la suma de ello será: 9.09 Ton.

a.- $\sigma_m = P_m/L.t = 12.14 \text{ Ton/m}^2$.

b.- $0.20 \cdot f'_m \cdot \left(1 - \left(\frac{3.0}{35 \cdot 0.24} \right)^2 \right) = 139.59 \text{ Ton/m}^2$

c.- $0.15 \cdot f'_m = 120.00 \text{ Ton/m}^2$

Se observa que el esfuerzo axial en este muro resulta ser menor que los valores límites establecidos:

$\sigma_m = 12.14 \text{ Ton/m}^2 \leq 120.00 \text{ Ton/m}^2$, "Es conforme"

DISEÑO POR SISMO MODERADO, RESISTENCIA AL CORTE GLOBAL, FUERZAS INTERNAS ANTE SISMO SEVERO y VERIFICACIÓN DEL AGRIETAMIENTO EN PISOS SUPERIORES.

La nomenclatura que se emplea es similar a la que aparece en la Norma E.070.

- ✓ L=longitud total del muro (m)
- ✓ Pg=carga axial de gravedad= PD+0.25PL.
- ✓ Ve, Me= Fuerza Constante y momento flector por sismo moderado.
- ✓ $1/3 \leq \alpha = V_e \cdot L / M_e \leq 1.00$ factor de reducción de la resistencia al corte por esbeltez.
- ✓ $V_m = 0.50 \cdot V' \cdot m \cdot \alpha \cdot t \cdot L + 0.23 \cdot P_g$, de estos datos sabemos que $V' \cdot m = 81 \text{ Ton/m}^2$, $t = 0.24$, $10.69 \cdot \alpha + 0.23 \cdot P_g$.
- ✓ $2.00 \leq V_{m1} / V_{e1} \leq 3.00$ factor de amplificación para pasar a condición de sismo severo.
- ✓ $V_u = V_e \cdot (V_{m1} / V_{e1})$ = fuerza cortante última ante sismo severo.
- ✓ $M_u = M_e \cdot (V_{m1} / V_{e1})$ = momento flector último ante sismo severo.
- ✓ VE=cortante de entrepiso ante sismo severo.
- ✓ Ningún muro debe agrietarse ante el sismo moderado: $V_e \leq 0.55 \cdot V_m$. De no cumplirse esta expresión, donde puede aceptarse hasta 5% de error, deberá cambiarse la calidad de la albañilería del muro, o convertirlo en placa de concreto armado.

ANALISIS POR SISMO MODERADO.

$P_g = PD + 0.25PL = 8.52 \text{ Ton}$.

Cortante = $V_e = 5.69 \text{ Ton}$.

Momento = $M_e = 16.11 \text{ Ton}$.

Muro	Pg (Ton)	Ve (Ton)	Me (Ton.m)	L (Ton)		v'm (Ton/m ²)	a Ve*L/Me	a final	Pg=PD+0.25PL (Ton)
M-03	8.52	5.69	16.11	3.12		81.00	1.10	1.00	8.52
Muro	Vm Vm = 0.50* v'm *a *t*L + 0.23Pg					0.55V'm (Ton)	Ve<=0.55Vm	(Vm1/Ve1)	(Vm1/Ve1)
								$2 < (V_{m1}/V_{e1}) < 3$	Final
M-03			32.29			17.76	"Ok"	5.67	3.00
Muro	Vu		Mu		Ve<0.55 Vm				
	Vu=Ve(Vm1/Ve1)		Mu=Me(Vm1/Ve1)						
M-03	17.07		91.41		No se agrieta el muro				



DEMANDA DE REFUERZO HORIZONTAL

En todo muro que se agriete por fuerza cortante y que tenga un esfuerzo axial producido por las cargas verticales $\sigma_m \geq 0.05 \times f'm = 0.05 \times 650 \text{ton/m}^2 = 32.50 \text{ton/m}^2$, se debe colocar refuerzo horizontal con una cuantía igual a $p_h = 0.1\%$, lo que equivale colocar 2 ϕ N° 08 cada dos hiladas de ladrillo.

DISTR. DE LAS FZAS EN ELEMENTOS DE CONFINAMIENTO						
$V_{Ri} * h_i$ (Tn)	$\mu_u = \mu_i - \frac{1}{2} * V_{Ri} * h_i$	F=M/L	Pc1	TIPO COL	Pc2	TIPO COL
82.33	50.25	16.10	4.26	1 (Extremo)	4.85	2 (Interna)
FUERZAS PARA AMBAS COLUMNAS DE EXTREMOS						
V_{c1} (Tn)	V_{c2} (Tn)	T1 (Tn)	T2 (Tn)	C1 (Tn)	C2 (Tn)	
16.14	10.76	11.84	22.13	20.36	8.93	

DISEÑO DE COLUMNA EXTREMA

POR CORTE-FRICION Y TRACCIÓN COMBINADA					
$A_s = (V_{c1} + T1) / \phi F_y$	δ	A_n	b (cm)	t (cm)	Chequeo
5.07 = cm ²	.80	-19.01 cm ²	24 cm	25 cm	OK!

POR CORTE - FRICCIÓN								
$A_{cf} = V_{c1} / 0.2 * f'c * \phi$		b (cm)	t (cm)	Chequeo				
549.08 cm ²		24 cm	25 cm	OK!				
SELECCIÓN DE b*t		As min	SELECCIÓN	ACERO VERTICAL				
b (cm)	t (cm)	$0.1 * f'c * A_c / f_y$	DE As	ϕ	ϕ	ϕ	As Total	Chequeo
25 cm	24 cm	3.00 cm ²	5.07 cm ²	3/8"	1/2"	5/8"	5.08 cm ²	OK!
ESPACIAMIENTO				ESTRIBAJE				
S1	S2	S3	S4					
2.95 cm	5.56 cm	6.00 cm	45.00 cm	1 ϕ 1/4"	1 @ 5.00 cm	4 @ 10.0 cm	R @ 25.00 cm	

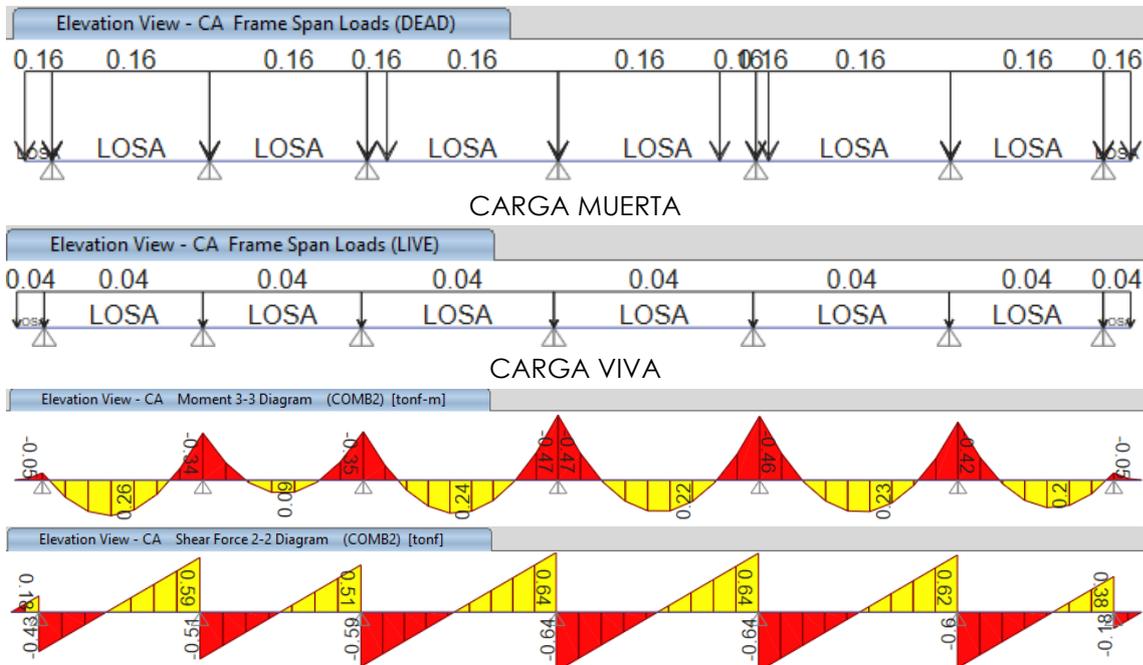


VIII. DISEÑO DE LOSA ALIGERADA

MODULO N° 01

METRADO DE CARGAS EN VIGUETAS			
I)	CARGA MUERTA (D)		
	DESCRIPCION	EN kg/m²	
	ALIGERADO E=0.20 MTS	300.0	
	ACABADOS E=0.05 MTS	100.0	
	TOTAL D	400.0	
II)	CARGA VIVA (L)		
	DESCRIPCION	EN kg/m²	
	S/C ZONA AZOTEA	100.0	
III)	CARGAS EN VIGUETAS	B (M)	D (TON/M)
	VIGUETA AZOTEA	0.400	0.160
			0.040

DESIGNACION DE CARGAS EN VIGUETAS DE AZOTEA



ENVOLVENTE DE MOMENTO Y CORTANTE EN VIGUETAS DE AZOTEA

VERIFICACION POR CORTE

$$V_{ud} \leq \phi \cdot V_n$$

Como no hay refuerzo transversal (estribos), tenemos

$$V_n = V_s + V_c \quad V_s = 0 \quad \phi \cdot V_n \leq \phi \cdot V_c$$

Donde:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad \phi = 0.85$$

Verificación por corte: $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{210} \cdot 10^3 \cdot (20 - 2.5 - 3/8 \cdot 2.54/2) = 1.11 \text{ Ton.}$

Cortante (Vud):

Se toma en la sección crítica que está a una distancia "d" de la cara del apoyo de donde se encuentra el cortante máximo.

Cortante máximo (Vmax): 0.61 Ton.

$$V_{ud} = V_{max} - W_u \cdot (t/2 + d)$$

Vud es 0.61 Ton

$\phi V_c = 1.11 \text{ Ton,}$

Por lo tanto no es necesario ensanchar las viguetas, el concreto absorbe el cortante.



ORLANDO CHUYES GUTIÉRREZ
 INGENIERO CIVIL
 Registro CIP. N° 49221

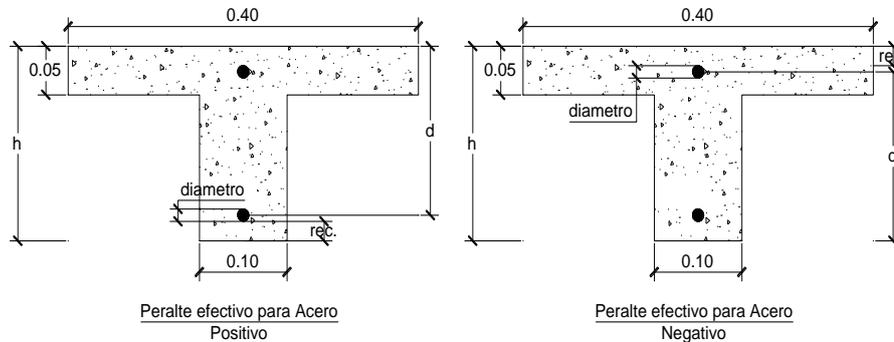
DISEÑO A FLEXIÓN - LOSA ALIGERADA

1) Datos para el diseño en acero

h = Altura de Losa aligerada	20.00	cm
b = Ancho de ala de viga T	40.00	cm
bw = Ancho de alma de viga T	10.00	cm
hf = Espesor de ala de viga T	5.00	cm
r = Recubrimiento	2.50	cm
f'c = Resistencia a la compresión del concreto	210.0	Kg/cm ²
fy = Resistencia a la fluencia del acero	4200.0	Kg/cm ²
Φ = Diámetro de acero longitudinal asumido	3/8	pulgada

2) Datos para el diseño en concreto

- Peralte efectivo: $d = h - r - \Phi/2$ Distancia del centroide del refuerzo en tracción (acero) a la fibra en compresión mas alejada.
 $d = 17.02$ cm



2) Acero

- Cuantía mínima para cada vigueta:

$$\left. \begin{array}{l} * \quad r \text{ mín} = 14/f_y = 0.0033 \\ * \quad r \text{ mín} = 0.7 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} = 0.0024 \end{array} \right\} r \text{ mín} = 0.0024$$

- Acero mínimo para cada vigueta: $A_s \text{ min} = r \text{ mín} * b_w * d = 0.411 \text{ cm}^2$

- Combinación en acero:
- | | | | | | | |
|---|---|-----|---------|---|-------|-----------------|
| 1 | Φ | 3/8 | pulgada | = | 0.713 | cm ² |
| 0 | Φ | 1/2 | pulgada | = | 0.000 | cm ² |
| | | | | | 0.713 | cm ² |
- Ok

3) Acero máximo

$$- r \text{ balanceada} = 0.723 * \frac{f'_c}{f_y} * \frac{6300}{6300 + f_y} \quad - r \text{ máxima} = 0.75 * r \text{ balanceada}$$

$$r \text{ balanceada} = 0.0217 \quad r \text{ máxima} = 0.016$$

- Acero máximo para cada vigueta: $A_s \text{ max} = r \text{ max} * b_w * d = 2.769 \text{ cm}^2$

- Combinación en acero:
- | | | | | | | |
|---|---|-----|---------|---|-------|-----------------|
| 1 | Φ | 1/2 | pulgada | = | 1.267 | cm ² |
| 2 | Φ | 1/2 | pulgada | = | 2.534 | cm ² |
| | | | | | 3.800 | cm ² |
- Ok



4) Diseño de Refuerzo

4.1 Diseño de Refuerzo para Momento Negativo:

Diseño Viga Rectangular ($c < t$)

- Se supondrá que la viga trabaja como sección rectangular, siempre verificando que la compresión (c) se encuentre dentro de los t (cm) del espesor de las alas.

$$M(-) = 0.470 \text{ Ton-m}$$

$$b = 40.00 \text{ cm}$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

$$t = 5.00 \text{ cm}$$

$$b = 0.85$$

$$\Phi = 0.90$$

$$f'c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$$

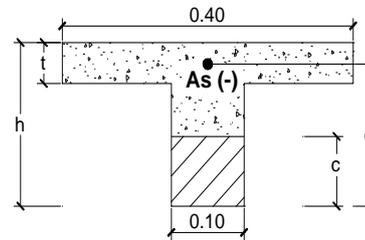
$$f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 0.44 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{Mu}{\Phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$



Refuerzo Negativo

$$\text{Como: } a = b \cdot c \rightarrow c = a/b \quad c = 0.52 \text{ cm}$$

$$c = 0.52 \text{ cm} < t = 5.00 \text{ cm}$$

El área en compresión se encuentra dentro de los 5cm del ala.

Entonces: La suposición de sección rectangular es correcta.

- Combinación en acero:	0	Φ	3/8	pulgadc	=	0.007	cm ²
	1	Φ	1/2	pulgadc	=	1.267	cm ²
						1.274	cm ² Ok



4.2 Diseño de Refuerzo para Momento Positivo:

$$M(+) = 0.260 \text{ Ton-m}$$

$$b_w = 10.00 \text{ cm}$$

$$d = 16.87 \text{ cm}$$

$$\Phi = 0.90$$

$$f'c = 210.00 \text{ Kg/cm}^2$$

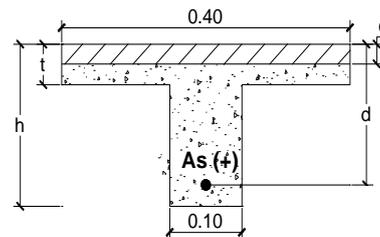
$$f_y = 4200.00 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = 0.99 \text{ cm}$$

$$A_s = 0.42 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{Mu}{\Phi \cdot f_y \cdot (d - \frac{a}{2})}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'c \cdot b}$$



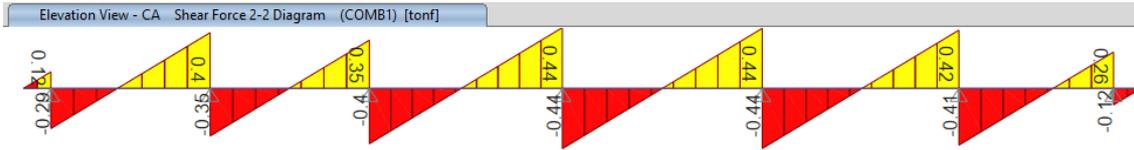
Refuerzo Positivo

- Combinación en acero:	1	Φ	3/8	pulgadc	=	0.713	cm ²
		Φ	1/2	pulgadc	=	0.000	cm ²
						0.713	cm ² Ok



DISEÑO DE LOSA ALIGERADA PARA DESENCOFRADO.

En este caso se esta considerando concreto $f'c = 150 \text{ kg/cm}^2$, que es equivalente al 75% del $f'c$.



VERIFICACION POR CORTE

$$V_{ud} \leq \phi \cdot V_n$$

Como no hay refuerzo transversal (estribos), tenemos

$$V_n = V_s + V_c \quad V_s = 0 \quad \phi \cdot V_n \leq \phi \cdot V_c$$

Donde:

$$V_c = 0.53 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b_w \cdot d \quad \phi = 0.85$$

Verificación por corte: $\phi V_c = 0.85 \cdot 0.53 \cdot \sqrt{150} \cdot 10 \cdot (20 - 2.5 - 3/8 \cdot 2.54/2) = 0.94 \text{ Ton}$.

Cortante (Vud):

Se toma en la sección crítica que está a una distancia "d" de la cara del apoyo de donde se encuentra el cortante máximo.

Cortante máximo (V_{max}): 0.42 Ton.

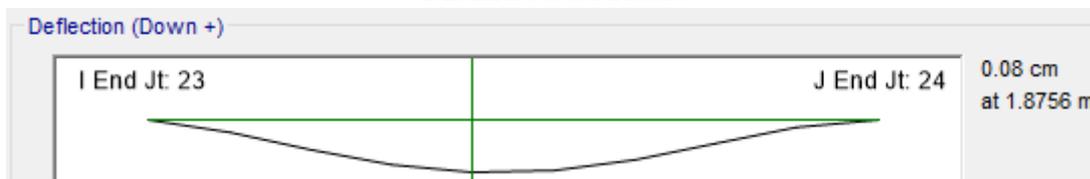
$$V_{ud} = V_{max} - W_u \cdot (t/2 + d)$$

Vud es 0.42 Ton

$\phi V_c = 0.94 \text{ Ton}$,

Por lo tanto se puede desencofrar los primeros 07 días.

DEFLEXION MAXIMA



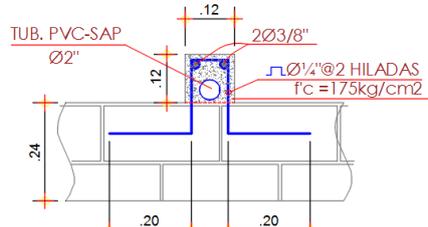
De acuerdo al RNE, la deflexion maxima es: $\text{Long.}/180 = 422/180 = 2.34 \text{ cm}$, pero de acuerdo al analisis la deflexion maxima es 0.08 cm, menor al maximo permitido.



IX. TUBERÍAS Y DUCTOS EMBEBIDOS EN EL CONCRETO

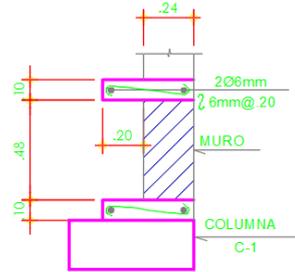
De acuerdo a la Norma E.060 – Capitulo 6.3 se está considerando los siguientes criterios:

- ✓ En el presente MODULO se está contemplando la instalación de tuberías de desagüe y agua, por lo tanto adyacentes en los muros de albañilería confinada se realizara los trabajos de falsa columna para la ventilación de dichas tuberías, la cual presentan espesores de 2" y las características son las siguientes:



TUBERIA DE VENTILACION
EN FALSA COLUMNA

- ✓ Se está contemplando la instalación de un ducto para la instalación eléctrica, la cual se encuentra ubicado en un extremo del presente MODULO.



DETALLE DUCTO
INSTALACIONES ELECTRICAS

- ✓ Colocar los centros de luz en los ladrillos de techo.

