Villavicencio
CAMBIA CONTIGO

SECRETARÍA DE GOBIERNO
Y POSTCONFLICTO
ALCALDÍA DE VILLAVICENCIO

ESTUDIO ESTRUCTURAL

CONSTRUCCIÓN DE COMANDO DE ATENCIÓN INMEDIATA FIJO – CAI SANTA HELENA, PARA LA POLICÍA METROPOLITANA DE VILLAVICENCIO – META.

359

PROYECTO:

CONSTRUCCION DE CENTRO DE ATENCION INMEDIATA (CAI) BLINDADO DE LA POLICIA NACIONAL EN EL BARRIO SANTA HELENA (CAI AGUAS) MUNICIPIO DE VILLAVICENCIO – META.

DISEÑO:

DISEÑO ESTRUCTURAL EDIFICACION ATENCION A LA COMUNIDAD.

FECHA:

AGOSTO DE 2022

CIUDAD:

VILLAVICENCIO - META

LUIS FERNANDO GARCIA ORTIZ
Ingeniero Civil – Consultor
Esp. en Estructuras – UNal.
M.P. 25202-198466 de Cundinamarca

Este documento cuenta con la versión original entregada, que solo se encuentra en la base de datos de la fuente autora. Cualquier modificación o anexo debe estar plasmada en dicha versión original con el visto bueno del autor. La información y resultados contenidos en este documento son exclusivas para este proyecto y no podrá ser extrapolada para otros proyectos.

340

MEMORIAL DE RESPONSABILIDAD

Yo, **LUIS FERNANDO GARCIA ORTIZ**, Identificado con cedula de ciudadanía N° 86.086.308 expedida en Villavicencio, en calidad como **INGENIERO CIVIL, ESPECIALISTA EN ESTRUCTURAS**, con matrícula profesional N° 25202-198466 CND, Certifico que realice el diseño estructural de edificación de atención para la comunidad para el proyecto " **CONSTRUCCION DE CENTRO DE ATENCION INMEDIATA (CAI) BLINDADO DE LA POLICIA NACIONAL EN EL BARRIO SANTA HELENA (CAI AGUAS) MUNICIPIO DE VILLAVICENCIO – META ".**

Este Diseño se realizó de acuerdo conforme a los requisitos de las normas colombianas de diseño y construcción sismo resistente NSR – 10. Ley 400 de 1997 (modificada por la ley 1229 de 2008 y el decreto 019 de 2012), Decreto 926 del 9 de Marzo de 2010, Decreto 2525 del 13 de Julio de 2010, Decreto 092 del 17 de Enero de 2011, Decreto 340 del 13 de Febrero de 2012.

En consecuencia, de lo expresado en el párrafo anterior, asumo la responsabilidad del presente diseño, siempre y cuando se tengan en cuenta cada una de las especificaciones y recomendaciones estipuladas en este documento y sus planos anexos, en cualquier tipo de caso, situación o eventualidad que quiera presentarse, en que las obras a que hace referencia el presente diseño no se ejecuten conforme a lo estipulado por el mismo, no asumiré responsabilidad civil ni penal alguna.

La presente se expide a solicitud del interesado en el mes de Agosto de 2022.

Cordialmente,



LUIS FERNANDO GARCIA ORTIZ
Ingeniero Civil Consultor
Esp. en Estructuras – UNal.
M.P. 25202-198466 CND

341

TABLA DE CONTENIDO

1 DISEÑO ESTRUCTURAL 4

1.1 ASPECTOS GENERALES 4
1.2 MÉTODO DE DISEÑO 5
1.3 MATERIALES 5
1.3.1 MODULO DE ELASTICIDAD 5
1.4 PREDIMENSIONAMIENTO 5
1.5 SOLICITACIONES EN LA ESTRUCTURA 5
1.5.1 COMBINACIONES DE CARGAS 6
1.5.2 CÁLCULO DE CARGAS 7
1.5.2.1 Carga muerta 7
1.5.2.2 Carga viva 8
1.5.2.3 Carga de sismo 8
1.6 ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA 9
1.7 ANÁLISIS SÍSMICO 9
1.7.1 MÉTODO DE LA FUERZA HORIZONTAL EQUIVALENTE 10
1.7.2 GRADO DE IRREGULARIDAD DE LA ESTRUCTURA Y PROCEDIMIENTO DE ANÁLISIS 11
1.8 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES 14
1.8.1 DESPLAZAMIENTO DEL CENTRO DE MASA 15
1.8.2 EFECTOS TORSIONALES 15
1.8.3 EFECTO P-DELTA 16
1.8.1 SEPARACION SISMICA ENTRE ESTRUCTURAS 17
1.9 DISEÑO 18
1.10 DISEÑO DE VIGAS 18
1.11 DISEÑO DE COLUMNAS 21
1.11.1 REFUERZO LONGITUDINAL EN LAS COLUMNAS 21
1.11.2 REFUERZO TRANSVERSAL EN LAS COLUMNAS 22
1.12 DISEÑO DE CIMENTACIÓN 24
1.13 DISEÑO MUROS 31
1.14 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES 34
1.15 DISEÑO VIGUETA (15*30) 41
1.16 PROTECCIÓN CONTRA INCENDIOS EN EDIFICACIONES 42

2 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS 55

342

1 DISEÑO ESTRUCTURAL

En este documento se presentan las memorias de cálculo del diseño estructural de una edificación de un piso, la estructura está ubicada en el barrio santa helena en el municipio de Villavicencio (Meta). La estructura se calculó de modo tal que la respuesta ante un sismo sea la mejor y en pro de tener una distribución uniforme de masas, además se pretendió que la excentricidad que origina el momento torsor directo de diseño fuera la menor.

1.1 ASPECTOS GENERALES

El diseño estructural se llevó a cabo atendiendo las exigencias de la NORMA COLOMBIANA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓNSISMORESISTENTE (NSR 10), ley 400 de 1997 y ley 1229 de 2008.

Siguiendo los dictámenes de la NSR-10 A.2.3 , y de acuerdo al apéndice A-3 el municipio de Villavicencio, sitio en el cual se construirá la edificación se encuentra en Zona de amenaza sísmica ***Alto*** con un Coeficiente de aceleración pico efectiva ***Aa = 0.35***,la capacidad de disipación de energía Especial requerida tal como lo define NSR-10 en A.3.1.3 y de acuerdo a la tabla A.3-3para el sistema estructural escogido Pórtico Espacial resistente a momentos y según la Zona de amenaza sísmica la capacidad de disipación de energía debe ser Especial ***(DES)***.Atendiendo A.2.5 la estructura se clasifica dentro del grupo de uso ***III*** con un coeficiente de importancia correspondiente de ***1.25***, Tabla A.2-4 NSR-10

La estructura en general estará conformada por un sistema estructural tipo pórtico espacial de concreto reforzado, resistente a momentos, que resiste todas las cargas verticales y horizontales con vigas, columnas y muros de concreto reforzado de sección rectangular interconectadas entre sí. Se colocará refuerzo transversal en forma de estribos o flejes cerrados. La estructura estará soportada por cimentación de vigas de amarre y zapatas, en los cuales tenemos dimensiones de columnas de sección 30x30, 1.00x25, vigas de placa cubierta sección 30x60 y 30x35, en el cual tenemos 1 luz en el sentido horizontal donde la luz máxima es de 2.90m y en el sentido vertical tenemos 1 luz donde la máxima es de 3.65m, con un sistema de placa o losa aligerada con casetón.

Al nivel del piso se plantea la construcción de una viga de amarre o arrastre que enlaza la estructura en dos dimensiones ortogonales creando un diafragma rígido. El análisis estructural se hará con base en un modelo que representa de la forma más cercana posible las características de la futura edificación, la metodología de análisis estructural es elástico general usando como ayuda de procesamiento un programa basado en operaciones matriciales de estructuras reticulares, los detalles estructurales y la planta arquitectónica general de la estructura están especificados en los planos adjuntos.

La verificación de la deriva se llevó a cabo siguiendo los requerimientos del capítulo A.6 NSR-10, la fuerza sísmica actuante sobre la estructura se calculó mediante un análisis espectral y su respuesta modal a 3 tipos diferentes de vibración.

El análisis consistió en el cálculo de las solicitaciones máximas sobre la estructura, bajo la acción de la carga muerta y la carga viva definida por la NSR-10 en su capítulo B. para el uso de la edificación, la fuerza sísmica correspondiente, la fuerza de viento se desestimó por no gobernar el diseño.

1.2 MÉTODO DE DISEÑO

La estructura se analizó mediante el uso de una herramienta de procesamiento basado en operaciones con matrices; los diferentes elementos como vigas y columnas se simularon mediante elementos tipo "frame" y muros en concreto elementos tipo "sheel", de dimensiones según plano arquitectónico y de secciones que cumplieran con la rigidez necesaria para el límite de derivas determinado por la NSR-10 para cada sistema estructural propuesto.

1.3 MATERIALES

En los análisis que siguen se utilizaron los siguientes materiales:

- Los materiales que componen la estructura de concreto reforzado son

  Concreto f´c = 21MPaVigas, Columnas y Muros
  Acero para refuerzo Longitudinal Concreto Reforzado = 420 MPa.
  Acero para refuerzo Transversal Concreto Reforzado = 240MPa

1.3.1 MODULO DE ELASTICIDAD

El módulo de elasticidad, Ec para un concreto de densidad normal puede tomarse como:

$$E_{C=}4700\sqrt{f'c}$$

$$E_{C=}4700\sqrt{21} = 21{,}538\ MPa$$

El módulo de elasticidad, Es para el acero de refuerzo no preesforzado puede tomarse como 200.000 MPa.

1.4 PREDIMENSIONAMIENTO

El predimensionamiento de los elementos estructurales (vigas y columnas) se realizó siguiendo los planos arquitectónicos, teniendo presente el control de deflexiones para lo cual se siguieron las exigencias de las tablas C.9.5 (a) al igual que el capítulo C-21 de NSR-10 el cual establece los parámetros a seguir para este diseño de capacidad de disipación de energía Especial (DES) y revisando la rigidez de la estructura para que esté en capacidad de producir desplazamientos horizontales entre pisos contiguos menores a los fijados por la normatividad colombiana.

1.5 SOLICITACIONES EN LA ESTRUCTURA

349

1.5.1 COMBINACIONES DE CARGAS

El diseño de la estructura se realizó siguiendo los dictámenes de la NSR-10 para el método de la resistencia última usando los factores de reducción de resistencia y de mayoración de cargas allí descritas, así como las diferentes combinaciones descritas él en capítulo B.2.4.2 del NSR-10.

Comb 1: 1.20D + 1.60L
Comb 2: 1.20D + 1.60L + 1.00EX + 0.50EY
Comb 3: 1.20D + 1.60L - 1.00EX - 0.50EY
Comb 4: 1.05D + 1.60L + 0.50EX + 1.00EY
Comb 5: 1.05D + 1.60L - 0.50EX - 1.00EY
Comb 6: 0.90D + 1.00EX + 0.50EY
Comb 7: 0.90D - 1.00EX - 0.50EY
Comb 8: 0.90D + 0.50EX + 1.00EY
Comb 9: 0.90D - 0.50EX - 1.00EY

COMBINACIONES PARA EL CHEQUEO DE DERIVAS

Deriva 1: 1.20D + 1.00SX + 1.00L
Deriva 2: 1.20D - 1.00SX + 1.00L
Deriva 3: 1.20D + 1.00SY + 1.00L
Deriva 4: 1.20D - 1.00SY + 1.00L
Deriva 5: 0.9D + 1.00SX
Deriva 6: 0.9D - 1.00SX
Deriva 7: 0.9D + 1.00SY
Deriva 8: 0.9D - 1.00SY

Donde:

D: Carga muerta
L: Carga viva
E: Fuerzas sísmicas reducidas de diseño = F. sísmica/ R R = Ro ΦaΦpΦr
R: Coeficiente de capacidad de disipación de energía
R_o: Coeficiente de capacidad de disipación de energía básica
ϕ_p: Coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía en planta
ϕ_a: Coeficiente de reducción de capacidad de disipación de energía en altura
Φr: Coeficiente de reducción de resistencia por ausencia de redundancia.

Para esta estructura, con una capacidad de disipación de energía Especial, R_o= 7.0 (ver NSR-10 capítulo A.3, tabla A.3-3), y las irregularidades en planta y altura se presentan en planta ϕ_p= 1.0ϕ_a=0.9 y Φr=0.75 El valor final de R= 4.73

El análisis y chequeo de elementos se realiza con una combinación de tipo envolvente que reúne los mayores efectos de las combinaciones mencionadas. El diseño geométrico de la cimentación se realizó utilizando la metodología de esfuerzos admisibles cuyas combinaciones aparecen definidas en la NSR-10:

345

ESTATICO2 1.2D + 1.6L
CIMX 1D + 1L + 0.70E_X
CIMY 1D + 1L + 0.70E_Y
Donde:

D: Carga muerta
L: Carga viva
E: Fuerzas sísmicas reducidas de diseño= F. sísmica/ R R = Ro x Φa x ΦpΦr

Estas combinaciones se reúnen en una envolvente que toma los mayores valores de los cortantes, los momentos y la torsión.

1.5.2 CÁLCULO DE CARGAS

1.5.2.1 Carga muerta

La carga muerta de la estructura está compuesta por el peso propio de los elementos que la conforman tales como los muros divisorios, la cubierta, las vigas, columnas. Dado el dimensionamiento de los mismos, en el programa de análisis se asigna la masa del material y el coeficiente de carga para que considere el peso propio de los elementos en el caso de carga muerta.

Se tienen distintos tipos de carga muerta según el elemento a analizar los cuales se relacionan a continuación:

PRIMER PISO

ÍTEM	*CARGA*	*UNIDADES*
Cantidad columnas	2	UND
Lado X columna	0.3	m
Lado Y columna	0.3	m
Longitud columna	2.5	m
Peso total de las columnas	**1.08**	**Toneladas**
Cantidad columnas	1	UND
Diametro columna	0.35	m
Longitud columna	2.5	m
Peso total de las columnas	**2.1**	**Toneladas**
Muros concreto	1	m
espesor	0.3	m
Peso total muros	**1.8**	**Toneladas**
Viga cubierta	6.6	m
Base viga	0.3	m
Altura viga	0.35	m
Peso total vigas	**1.66**	**Toneladas**
Viga cubierta	20.4	m
Base viga	0.3	m
Altura viga	0.6	m
Peso total vigas	**8.81**	**Toneladas**

Muros	6.9 m
Altura muro	2.5 m
Peso por metro de muro	6.25 kN/m
Peso muros	**4.31 Toneladas**
Placa entrepiso (área)	48 m2
Peso por metro m2 (incluye viguetas)	2.12 kN/m2
Peso placa	**10.18 Toneladas**
Peso primer piso	**29.94 Toneladas**
PESO TOTAL ESTRUCTURA	**29.94 Toneladas**

A continuación, se presentan las cargas a ingresar al modelo matemático

1.5.2.2 Carga viva

La carga viva para la cubierta se usará una carga de 2.00 kN/m

1.5.2.3 Carga de sismo

Las fuerzas producidas durante un evento sísmico y la respuesta de la estructura calculan aplicando fuerza horizontal equivalente en la estructura debido al espectro de diseño de la edificación.

Carga por muros divisorios	6.25 kN/m^2
Carga por Placa entrepiso	2.12 kN/m^2
Carga por Acabados	3.00 kN/m^2
Carga viva	2.00 kN/m^2
Carga muerta cubierta	2.12 kN/m^2
Carga viva cubierta	2.00 kN/m^2
Carga fachada	3.00 kN/m

		PRIMER PISO		Cubierta	
	Longitud aferente	Carga muerta	Carga viva	Carga muerta	Carga viva
VIGA EJE 1	1.75			3.71	3.50
VIGA EJE 2	2.50			5.30	5.00

347

1.6 ANÁLISIS SÍSMICO DE LA ESTRUCTURA

CÁLCULO DE PARÁMETROS SÍSMICOS

Región	7	Figura A.2.3-3 NSR-10
Coeficiente de aceleración pico efectiva Aa =	0.35	Tabla A.2.3-2 NSR-10
Coeficiente de velocidad pico efectiva Av =	0.30	Tabla A.2.3-2 NSR-10
Zona de amenaza Sísmica	ALTA	Figura A.2.3-1 NSR-10
Perfil de Suelo:	D	Tabla A.2.4-1 NSR-10
Coef. Ampl.zonas periodos cortos Fa:	1.15	Tabla A.2.4-3 NSR-10
Coef. Ampl.zonas periodos interm Fv:	1.8	Tabla A.2.4-4 NSR-10
Grupo de importancia	Grupo III	
Coeficiente de importancia I	1.25	Cap. A.2.5.2
Periodo de vibración Periodos cortos Tc	0.64 s	
Periodo de vibración Periodos largos Tl	4.32 s	
Tipo de sistema sísmico	Pórticos de Concreto	
Coeficiente de periodo Ct=	0.047	
Altura de la estructura hn=	2.80 m	
Periodo fundamental aproximado Ta=	0.12 s	
Periodo fundamental de la edificacion T eje (x)	0.14	
Periodo fundamental de la edificacion T eje (y)	0.13	
Aceleración para periodos cortos Sac	1.2578	
Aceleración para periodos intermedios Sai	7.9596	
Aceleración para periodos largos Sal	0.2188	
Aceleración horizontal de diseño Sa=	1.2578	
Masa de la estructura=	29940 kg	
Cortante sísmico en la base Vs=	369.4 kN	

1.7 ANÁLISIS SÍSMICO

Para el cálculo del período de vibración fundamental aproximado. A.4.2.:

$$Ta = C_t \times h^{\alpha}$$

Donde:

ct: coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura A.4.2.2. **(0.047)**

h: altura en metros, medida desde la base, del piso más alto del edificio. A.4.2.2. **(0.9)**

$$Ta = 0.047 \times 2.80^{0.9} = 0.12$$

Para calcular el período máximo permisible la estructura, A.4.2.1. Se realiza con la siguiente ecuación.

$$Cu = 1.75 - 1.2A_V F_V$$

Cu: coeficiente utilizado para calcular el período de la estructura A.4.2.2.

Av: coeficiente de aceleración que representa la velocidad horizontal pico efectiva, A.2.2

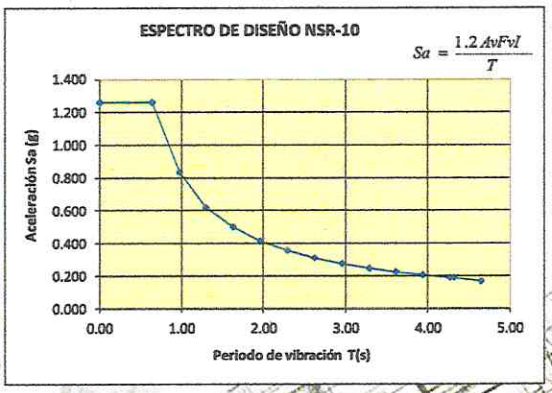
Fv: coeficiente de amplificación que afecta la aceleración en la zona de períodos intermedios, debida a los efectos de sitio, adimensional.

$$Cu = 1.75 - 1.2 \times 0.30 \times 1.80 = 1.20$$

ESPECTRO SÍSMICO DE DISEÑO

Aa=	0.35
Av=	0.30
Fv=	1.8
Fa=	1.15
I=	1.25
Tl=	4.32

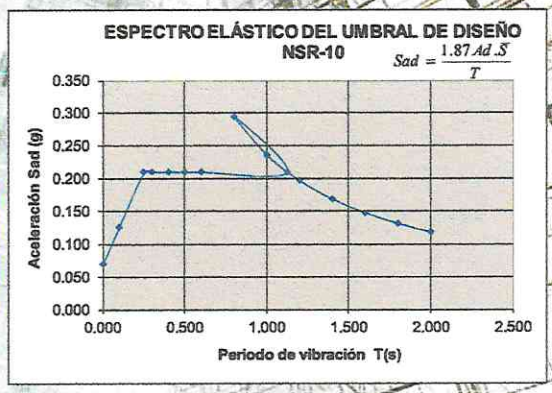
T	Sa
0.00	1.258
0.64	1.258
0.97	0.832
1.30	0.621
1.63	0.496
1.96	0.412
2.29	0.353
2.62	0.309
2.95	0.274
3.28	0.247
3.61	0.224
3.94	0.205
4.27	0.190
4.32	0.188
4.65	0.162



ESPECTRO ELÁSTICO DEL UMBRAL DE DAÑO DE DISEÑO

Ad=	0.07
Sprom=	2.25

T	Sad
0.000	0.070
0.100	0.126
0.250	0.210
0.300	0.210
0.400	0.210
0.500	0.210
0.600	0.210
1.125	0.210
0.800	0.295
1.000	0.236
1.200	0.197
1.400	0.169
1.600	0.148
1.800	0.131
2.000	0.118



1.7.1 Método de la fuerza horizontal equivalente

Aceleración Sa	1.26
Exponente del periodo fundamental k	1.0

Piso i	Wi(kN)	hi(m)	hi^k(m)	Wi*hi^k(kN*m)	Cvxi	Fxi(kN)
1	299.40	2.80	2.80	838.32	1.00	376.59
	299.40			838.32		

341

MOMENTOS TORSORES POR EXCENTRICIDAD

Longitud larga en x (m)	3.2
Longitud larga en y (m)	3.95

Piso i	Fxi(kN)	Mxi(kN.m)	Myi(kN.m)
1	376.59	60.25	74.38

1.7.2 Grado de irregularidad de la estructura y procedimiento de análisis

El análisis de la irregularidad se llevó a cabo para cada uno de los módulos debido a que la estructura presenta irregularidad tanto en planta como en altura, Ro se afecta por los siguientes coeficientes:
Coeficiente de capacidad de disipación de energía

R = Ro ΦaΦpΦr
Ro = Coeficiente de disipación de energía básico

Φa: Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en altura de la edificación
Φp: Coeficiente de reducción de la capacidad de disipación de energía causado por irregularidades en planta de la edificación
Φr: Coeficiente de reducción de resistencia por ausencia de redundancia.
Ro = 7.0
Φa = 1
Φp = 0.9
Φr = 0.75 cuando en todos los pisos que resistan más del 35 por ciento del corte basal en la dirección bajo estudio el sistema estructural de resistencia sísmica

Cumpla las siguientes condiciones de redundancia:

R= 4.73

Debido a que la deriva en un extremo de la planta es menor que el promedio de la deriva en dos extremos de la planta en el mismo eje multiplicado por 1.2, entonces decimos que no se tiene irregularidad en planta y no se genera torsión accidental como se muestra a continuación.

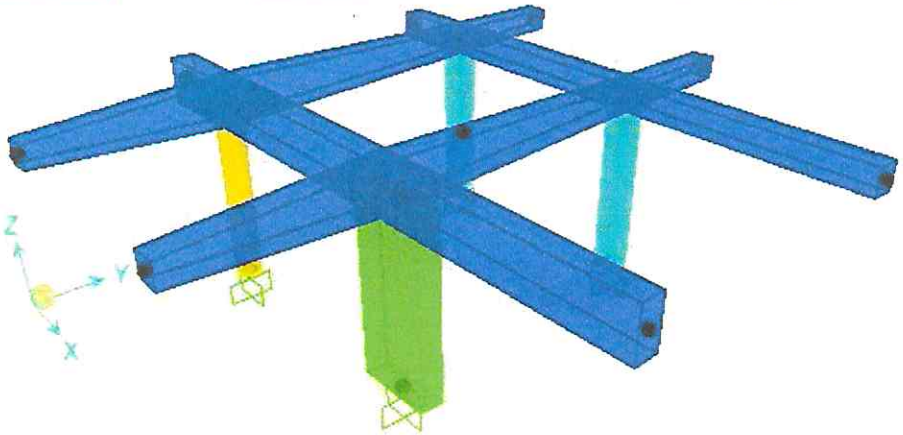
$$1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$$

El valor del coeficiente de disipación de energía es R= 4.73

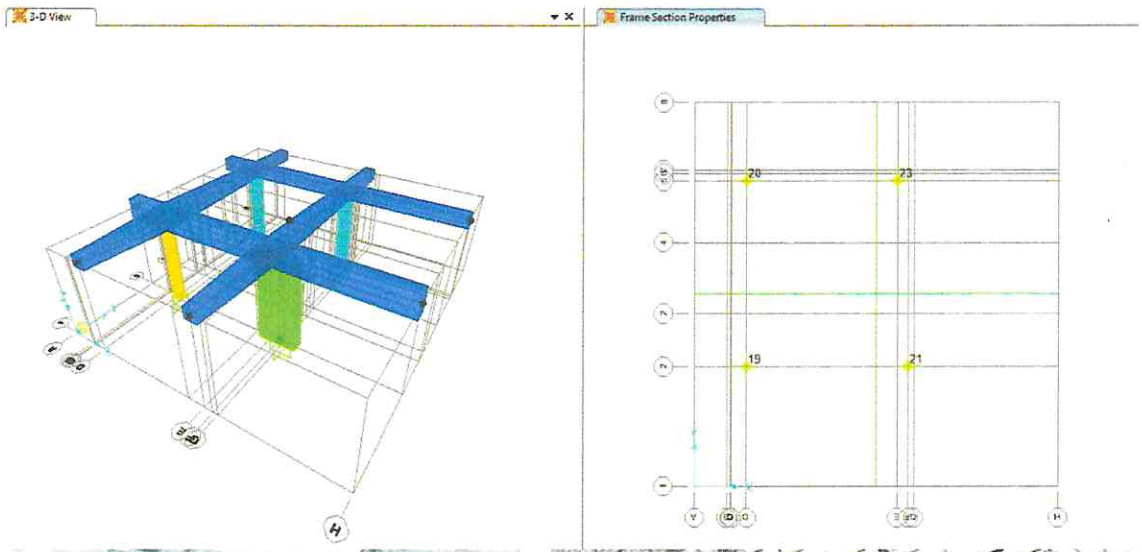
Los cálculos realizados para la formula anterior se representan en la siguiente tabla:

VERIFICACION DE IRREGULARIDAD TORSIONAL EN LAS ESQUINAS DE LA EDIFICACION								
PRIMER PISO								
NUDO	DESPLAZAMIENTO X	DESPLAZAMIENTO Y						
				1		>	5	
1	0.0010387	-0.0018103	X	0.0010387		>	0.0031109	0.0036293
5	0.0041461	-0.0018103	Y	-0.0018103		>	-0.0021723	-0.0025344
			OK, NO HAY IRREGULARIDAD EN PLANTA					
				1		>	17	
1	0.0041461	-0.0018103	X	0.0041461		>	0.0031109	0.0036293
17	0.0010387	0.0009087	Y	-0.0018103		>	-0.0005409	-0.0006311
			OK, NO HAY IRREGULARIDAD EN PLANTA					
				17		>	24	
17	0.0010387	0.0009087	X	0.0010387		>	0.0031109	0.0036293
24	0.0041461	0.0007264	Y	0.0009087		>	0.0009811	0.0011446
			OK, NO HAY IRREGULARIDAD EN PLANTA					
				24		>	5	
24	0.0041461	0.0007264	X	0.004146		>	0.003111	0.003629
5	0.0010387	-0.0018103	Y	0.000726		>	-0.000650	-0.000759
			OK, NO HAY IRREGULARIDAD EN PLANTA					

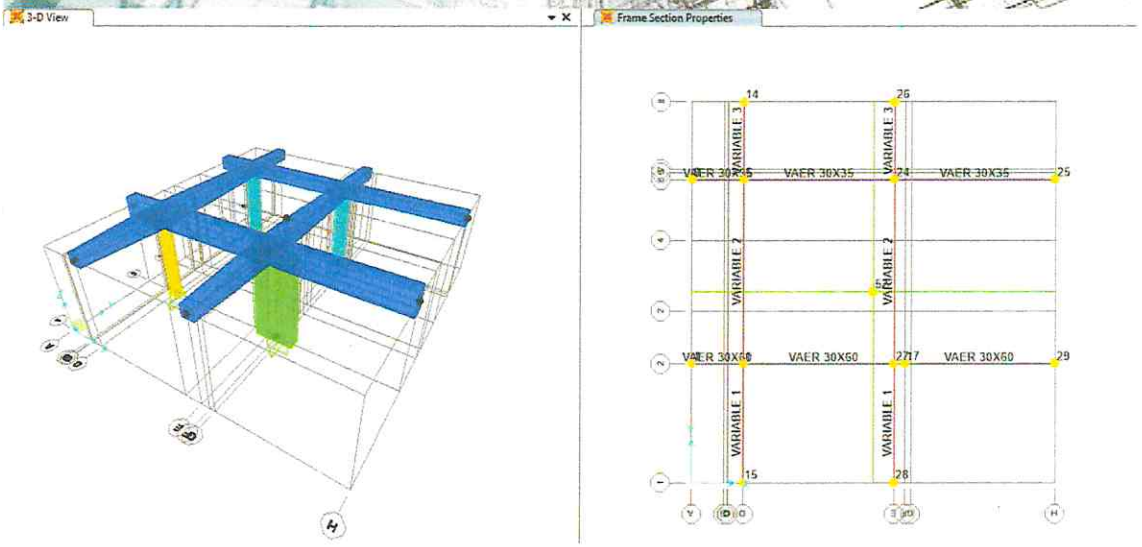
MODELO 3D



PLANTA NIVEL 0.00 m



PLANTA NIVEL 2.80 m



352

1.8 DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES

Los desplazamientos horizontales máximos en la estructura son los siguientes:

TABLE: Joint Displacements								
Joint	OutputCase	CaseType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	DERIVA 1	Combination	0.00103868	0.00182526	7.0102E-05	-1.6308E-05	4.6853E-05	-0.00079271
1	DERIVA 2	Combination	-0.00102309	-0.00181026	-0.00014082	4.3082E-06	-3.4383E-05	0.00079271
1	DERIVA 3	Combination	0.0001498	0.00440596	2.6506E-05	-3.728E-05	1.6544E-05	0.00048585
1	DERIVA 4	Combination	-0.00013422	-0.00439096	-9.7222E-05	2.528E-05	-4.0728E-06	-0.00048585
1	DERIVA 5	Combination	0.00103354	0.00182103	8.1291E-05	-1.2924E-05	4.274E-05	-0.00079271
1	DERIVA 6	Combination	-0.00102823	-0.00181449	-0.00012963	7.6923E-06	-3.8496E-05	0.00079271
1	DERIVA 7	Combination	0.00014466	0.00440173	3.7695E-05	-3.3896E-05	1.243E-05	0.00048585
1	DERIVA 8	Combination	-0.00013936	-0.00439519	-8.6033E-05	2.8664E-05	-8.1862E-06	-0.00048585
5	DERIVA 1	Combination	0.00414609	0.00182526	6.1742E-06	-1.6308E-05	4.6853E-05	-0.00079271
5	DERIVA 2	Combination	-0.0041305	-0.00181026	-0.00012393	4.3082E-06	-3.4383E-05	0.00079271
5	DERIVA 3	Combination	-0.00175472	0.00440596	-0.00011963	-3.728E-05	1.6544E-05	0.00048585
5	DERIVA 4	Combination	0.00177031	-0.00439096	1.8746E-06	2.528E-05	-4.0728E-06	-0.00048585
5	DERIVA 5	Combination	0.00414095	0.00182103	3.0629E-05	-1.2924E-05	4.274E-05	-0.00079271
5	DERIVA 6	Combination	-0.00413564	-0.00181449	-9.9475E-05	7.6923E-06	-3.8496E-05	0.00079271
5	DERIVA 7	Combination	-0.00175986	0.00440173	-9.5176E-05	-3.3896E-05	1.243E-05	0.00048585
5	DERIVA 8	Combination	0.00176517	-0.00439519	2.6329E-05	2.8664E-05	-8.1862E-06	-0.00048585
17	DERIVA 1	Combination	0.00103868	-0.00089372	-9.0605E-05	-1.6308E-05	4.6853E-05	-0.00079271
17	DERIVA 2	Combination	-0.00102309	0.00090872	-2.2686E-05	4.3082E-06	-3.4383E-05	0.00079271
17	DERIVA 3	Combination	0.0001498	0.00607242	-3.0238E-05	-3.728E-05	1.6544E-05	0.00048585
17	DERIVA 4	Combination	-0.00013422	-0.00605742	-8.3252E-05	2.528E-05	-4.0728E-06	-0.00048585
17	DERIVA 5	Combination	0.00103354	-0.00089795	-6.5307E-05	-1.2924E-05	4.274E-05	-0.00079271
17	DERIVA 6	Combination	-0.00102823	0.00090449	2.4119E-06	7.6923E-06	-3.8496E-05	0.00079271
17	DERIVA 7	Combination	0.00014466	0.00606819	-4.9404E-06	-3.3896E-05	1.243E-05	0.00048585
17	DERIVA 8	Combination	-0.00013936	-0.00606165	-5.7955E-05	2.8664E-05	-8.1862E-06	-0.00048585
24	DERIVA 1	Combination	0.00414609	-0.0007114	-0.00014376	-1.6308E-05	4.6853E-05	-0.00079271
24	DERIVA 2	Combination	-0.0041305	0.0007264	-1.3906E-05	4.3082E-06	-3.4383E-05	0.00079271
24	DERIVA 3	Combination	-0.00175472	0.00596068	-0.00017257	-3.728E-05	1.6544E-05	0.00048585
24	DERIVA 4	Combination	0.00177031	-0.00594568	1.4908E-05	2.528E-05	-4.0728E-06	-0.00048585
24	DERIVA 5	Combination	0.00414095	-0.00071563	-0.00010614	-1.2924E-05	4.274E-05	-0.00079271
24	DERIVA 6	Combination	-0.00413564	0.00072217	2.3712E-05	7.6923E-06	-3.8496E-05	0.00079271
24	DERIVA 7	Combination	-0.00175986	0.00595645	-0.00013495	-3.3896E-05	1.243E-05	0.00048585
24	DERIVA 8	Combination	0.00176517	-0.00594991	5.2525E-05	2.8664E-05	-8.1862E-06	-0.00048585

CALCULO DE DERIVAS

Para el cálculo de la deriva se anexan los desplazamientos en las esquinas de la estructura y posterior a esto se elegirá el mayor desplazamiento para calcular la deriva en cada dirección.

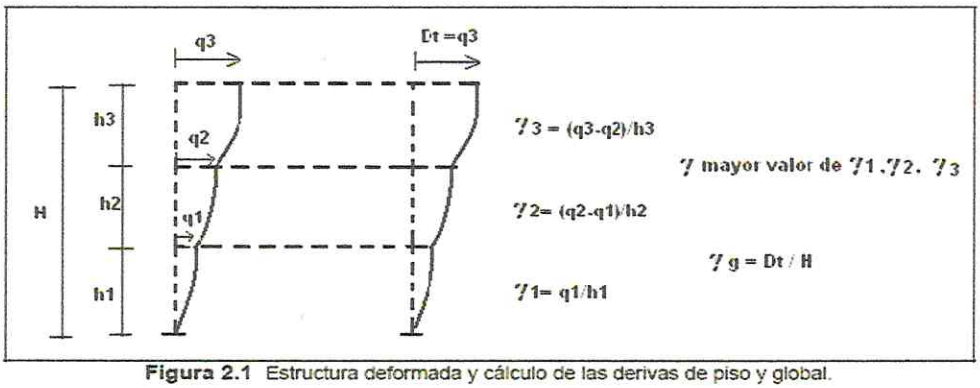


Figura 2.1 Estructura deformada y cálculo de las derivas de piso y global.

La ecuación de verificación de derivas es:

$$\Delta^{i}_{max} = \sqrt{\sum_{j=1}^{2}\left(\delta^{i}_{tot,j} - \delta^{i-1}_{tot,j}\right)^{2}}$$

Las derivas máximas según el código son:

Tabla A.6-1
DERIVAS MAXIMAS COMO PORCENTAJE DE h_{pi}

Estructuras de:	Deriva máxima
concreto reforzado, metálicas, de madera, y de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.2	1.0% $\left(\Delta^{i}_{max} \le 0.010\, h_{pi}\right)$
de mampostería que cumplen los requisitos de A.6.4.2.3	0.5% $\left(\Delta^{i}_{max} \le 0.005\, h_{pi}\right)$

1.8.1 Desplazamiento del centro de masa

Los desplazamientos del centro de masa son los indicados en el capítulo 1.8.3

1.8.2 Efectos torsionales

La ecuación que describe

$$\delta_{t,j} = r_j\, \theta_i$$

Donde:

$\delta_{r,j}$: Desplazamientos por efectos torsionales en la dirección j
r_j: Proyección sobre la dirección perpendicular en planta a la dirección bajo estudio, j, de la distancia entre el centro de masa del piso y el punto de interés
θ_j: Rotación alrededor de un eje vertical que pasa por el centro de masa, causada por efectos torsionales

394

Como se puede observar los efectos torsionales en la parte alta de la edificación son muy pequeños.

1.8.3 Efecto P-Delta

Para saber si es necesario el incluir el efecto P-Delta dentro de la verificación de la deriva de la estructura se debe calcular el índice de estabilidad de la estructura, el cual se define como:

$$Q_i = \frac{P_i \Delta_{cm}}{V_i h_{pi}}$$

Donde:

Q_i: Índice de estabilidad del piso i
P_i: Suma de la carga vertical total, incluyendo muerta y viva que existe en el piso i, y todos los localizados por encima
Δ_{cm}: Deriva en el piso i
V_i: Fuerza de corte del piso i
h_{pi}: Altura del piso i, medida desde el diafragma del piso i hasta la superficie del piso inmediatamente inferior, i-1
$\delta_{pd,j}$: Desplazamiento horizontal adicional, del centro de masa del piso, causados por efectos P-Delta, en la dirección j

A continuación, se presentan los cálculos realizados para obtener la deriva.

EFECTOS P-DELTA

Piso i	hi(m)	Wi(kN)	Δcmx(m)	Δcmy(m)	Fxi(kN)	Qix	Qiy	δpdx	δpdy
1	2.80	442.6	0.00215	0.00228	556.71	0.0006	0.0006	1.31331E-06	1.477E-06

355

	DERIVAS																	
	Joint	OutputCa	U1	U2	R1	R2	ALTURA DE PISO	DERIVA E' SENTIDO X	% DE DERIV X	DERIVA E' SENTIDO Y	% DE DERIV Y	δ_{xe} %	δ_{ye} %	Qix %	Qiy %	Δtotal)	Δtotal)	CUMPLIMIENTO CON NS 10 (DERIVA
	Text	Text	m	m	Radians	Radians												
CUBIERTA	1	DERIVA 1	0,00103868	0,00182526	-1,6308E-05	4,8853E-05	2,80	0,0004	0,0371	0,0007	0,0652	0,0052	0,0185	0,0105	0,0185	0,0528	0,1022	OK
	1	DERIVA 2	-0,00102309	-0,00181026	4,3082E-06	-3,4383E-05	2,80	-0,0004	-0,0365	-0,0006	-0,0647	0,0014	0,0138	0,0104	-0,0184	-0,0248	-0,0511	OK
	1	DERIVA 3	0,0001498	0,00440596	-3,728E-05	1,6544E-05	2,80	0,0001	0,0054	0,0016	0,1574	0,0119	0,0065	0,0015	0,0447	0,0188	0,2088	OK
	1	DERIVA 4	-0,00013422	-0,00439096	2,528E-05	-4,0728E-06	2,80	0,0000	-0,0048	-0,0016	-0,1568	0,0081	0,0016	0,0014	-0,0445	0,0047	-0,1552	OK
	1	DERIVA 5	0,00103354	0,00182103	-1,2924E-05	4,274E-05	2,80	0,0004	0,0369	0,0007	0,0650	0,0041	0,0169	0,0105	0,0185	0,0515	0,1004	OK
	1	DERIVA 6	-0,00102823	-0,00181449	7,6923E-06	-3,8496E-05	2,80	0,0004	0,0367	0,0006	0,0648	0,0025	0,0152	0,0104	0,0184	0,0496	0,0984	OK
	1	DERIVA 7	0,00014485	0,00440173	-3,3896E-05	1,243E-05	2,80	0,0001	0,0052	0,0016	0,1572	0,0108	0,0049	0,0015	0,0446	0,0175	0,1621	OK
	1	DERIVA 8	-0,00013936	-0,00439516	2,6604E-05	-6,1862E-06	2,80	0,0000	0,0050	0,0016	0,1570	0,0092	0,0032	0,0014	0,0446	0,0156	0,1602	OK
	5	DERIVA 1	0,00414609	0,00182526	-1,6308E-05	4,8853E-05	2,80	0,0015	0,1481	0,0007	0,0652	0,0052	0,0185	0,0420	0,0185	0,1953	0,1022	OK
	5	DERIVA 2	-0,00413305	-0,00181026	4,3082E-06	-3,4383E-05	2,80	-0,0015	-0,1475	-0,0006	-0,0647	0,0014	0,0138	0,0419	-0,0184	-0,1043	-0,0511	OK
	5	DERIVA 3	-0,00175472	0,00440596	-3,728E-05	1,6544E-05	2,80	-0,0006	-0,0627	0,0016	0,1574	0,0119	0,0065	0,0178	0,0447	-0,0329	0,2088	OK
	5	DERIVA 4	0,00177031	-0,00439096	2,528E-05	-4,0728E-06	2,80	0,0006	0,0632	-0,0016	-0,1568	0,0081	0,0016	0,0180	-0,0445	0,0893	-0,1552	OK
	5	DERIVA 5	0,00414695	0,00182103	-1,2924E-05	4,274E-05	2,80	0,0015	0,1479	0,0007	0,0650	0,0041	0,0169	0,0420	0,0185	0,1940	0,1004	OK
	5	DERIVA 6	-0,00413564	-0,00181449	7,6923E-06	-3,8496E-05	2,80	0,0015	0,1477	0,0006	0,0648	0,0025	0,0152	0,0419	0,0184	0,1921	0,0984	OK
	5	DERIVA 7	-0,00175986	0,00440173	-3,3896E-05	1,243E-05	2,80	-0,0006	-0,0629	0,0016	0,1572	0,0108	0,0049	0,0178	0,0446	-0,0342	0,1621	OK
	5	DERIVA 8	0,00176517	-0,00439516	2,6604E-05	-6,1862E-06	2,80	-0,0006	-0,0630	0,0016	0,1570	0,0092	0,0032	0,0179	0,0446	-0,0360	0,1602	OK
	17	DERIVA 1	0,00103868	-0,00088372	-1,6308E-05	4,8853E-05	2,80	0,0004	0,0371	-0,0003	-0,0319	0,0052	0,0185	0,0105	-0,0091	0,0528	-0,0225	OK
	17	DERIVA 2	-0,00102309	0,00090872	4,3082E-06	-3,4383E-05	2,80	-0,0004	-0,0365	0,0003	0,0325	0,0014	0,0138	0,0104	0,0092	-0,0248	0,0460	OK
	17	DERIVA 3	0,0001498	0,00607242	-3,728E-05	1,6544E-05	2,80	0,0001	0,0054	0,0022	0,2169	0,0119	0,0065	0,0015	0,0616	0,0188	0,2850	OK
	17	DERIVA 4	-0,00013422	-0,00605742	2,528E-05	-4,0728E-06	2,80	0,0000	-0,0048	-0,0022	-0,2163	0,0081	0,0016	0,0014	-0,0614	0,0047	-0,2598	OK
	17	DERIVA 5	0,00103354	-0,00089795	-1,2924E-05	4,274E-05	2,80	0,0004	0,0369	-0,0003	-0,0321	0,0041	0,0169	0,0105	-0,0091	0,0515	-0,0243	OK
	17	DERIVA 6	-0,00102823	0,00090449	7,6923E-06	-3,8496E-05	2,80	0,0004	0,0367	-0,0003	-0,0323	0,0025	0,0152	0,0104	-0,0092	0,0496	-0,0263	OK
	17	DERIVA 7	0,00014486	0,00606819	-3,3896E-05	1,243E-05	2,80	0,0001	0,0052	0,0022	0,2167	0,0108	0,0049	0,0015	0,0615	0,0175	0,2664	OK
	17	DERIVA 8	-0,00013936	-0,00606165	2,6604E-05	-6,1862E-06	2,80	0,0000	0,0050	0,0022	0,2165	0,0092	0,0032	0,0014	0,0615	0,0156	0,2647	OK
	24	DERIVA 1	0,00414609	-0,00071144	-1,6308E-05	4,8853E-05	2,80	0,0015	0,1481	-0,0003	-0,0254	0,0052	0,0185	0,0420	-0,0072	0,1953	-0,0141	OK
	24	DERIVA 2	-0,00413305	0,00072254	4,3082E-06	-3,4383E-05	2,80	-0,0015	-0,1475	0,0003	0,0259	0,0014	0,0138	0,0419	0,0074	-0,1043	0,0209	OK
	24	DERIVA 3	-0,00175472	0,00596068	-3,728E-05	1,6544E-05	2,80	-0,0006	-0,0627	0,0021	0,2123	0,0119	0,0065	0,0178	0,0604	-0,0329	0,2789	OK
	24	DERIVA 4	0,00177031	-0,00594588	2,528E-05	-4,0728E-06	2,80	0,0006	0,0632	-0,0021	-0,2118	0,0081	0,0016	0,0180	-0,0603	0,0893	-0,0587	OK
	24	DERIVA 5	0,00414695	-0,00071563	-1,2924E-05	4,274E-05	2,80	0,0015	0,1479	-0,0003	-0,0256	0,0041	0,0169	0,0420	-0,0073	0,1940	-0,0159	OK
	24	DERIVA 6	-0,00413564	0,00072217	7,6923E-06	-3,8496E-05	2,80	0,0015	0,1477	0,0003	0,0258	0,0025	0,0152	0,0419	-0,0073	0,1921	0,0483	OK
	24	DERIVA 7	-0,00175986	0,00595645	-3,3896E-05	1,243E-05	2,80	0,0006	0,0629	-0,0021	-0,2127	0,0108	0,0049	0,0178	0,0604	-0,0345	0,0653	OK

1.8.1 SEPARACION SISMICA ENTRE ESTRUCTURAS

Todas las partes de la estructura deben diseñarse y construirse para que actúen como una unidad integral para efectos de resistir las fuerzas sísmicas, a menos que se separen una distancia suficiente para evitar la colisión nociva entre las partes. Para determinar la distancia mínima de separación debe sumarse el valor absoluto de los desplazamientos horizontales totales obtenidos en A.6.2.1 para cada una de las porciones de la edificación en la dirección perpendicular a la junta que las separe, a menos que se tomen medidas para que no se presente daño a la estructura al utilizar una distancia menor.

Tabla A.6.5-1
Separación sísmica mínima en la cubierta entre edificaciones colindantes que no hagan parte de la misma construcción

Altura de la edificación nueva	Tipo de Colindancia		
	Existe edificación vecina que no ha dejado la separación sísmica requerida		No existe edificación vecina o la que existe ha dejado la separación sísmica requerida
	Coinciden las losas de entrepiso	No coinciden las losas de entrepiso	
1 y 2 pisos	no requiere separación	no requiere separación	no requiere separación
3 pisos	no requiere separación	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)	no requiere separación
Más de 3 pisos	0.02 veces la altura de la edificación nueva (2% de h_n)	0.03 veces la altura de la edificación nueva (3% de h_n)	0.01 veces la altura de la edificación nueva (1% de h_n)

1.9 DISEÑO

1.10 DISEÑO DE VIGAS

El procedimiento de cálculo de los valores de las áreas requeridas de refuerzo a flexión se muestra a continuación para una viga, cuando trabaja como viga rectangular.

Los valores de los momentos últimos, fueron obtenidos de las envolventes de las cargas, para cada una de las vigas de carga y rigidez.

- Inicialmente se chequean los requisitos geométricos dados en el Titulo C.21.5 NSR-10:
Fuerza Axial Mayorada (Pu) ≤ 0,10.f'c.Ag
Luz libre de la viga > 4.d
bw/d ≥ 0,3
bw ≥ 0,25m
bw ≤ Ancho Columna + ¾.d de la viga
e< 25% entre ejes viga y columna.

- Refuerzo longitudinal:

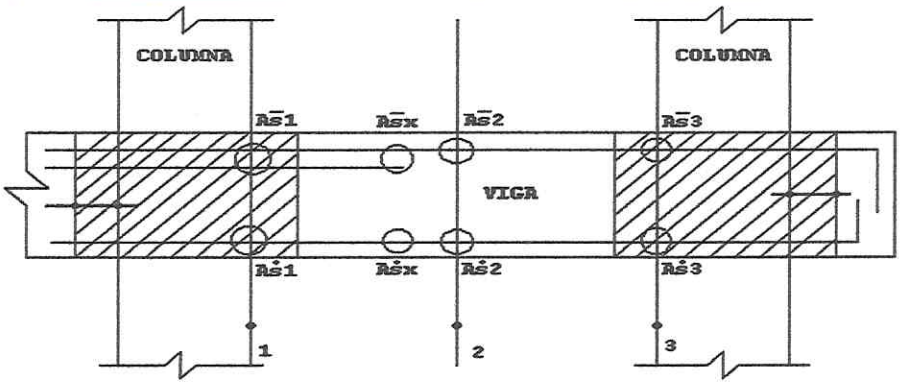
Según C.21 numeral (a) NSR-10

$$A_{s,\min} = \frac{0.25\sqrt{f'c}}{f_y} b_w d$$

Pero no menor a $1.4 b_w d / f_y$

Puesto el acero respectivamente despiezado en toda la viga se procede a chequear los demás requisitos de C.21 NSR-10:

En este esquema se tiene:



Según los momentos y cortantes para cada una de las vigas de la estructura, se presentan los refuerzos a flexión y cortante necesarios para cada una de las vigas:

A continuación se presenta el refuerzo a cortante:

3: Sección de máximo momento negativo
x: Cualquier sección de la viga

Chequeos:
As1+ ≥ As1- / 2
As3+ ≥ As3- / 2
Asx- ≥ As1- / 4 ó As3- / 4
Asx+ ≥ As1- / 4 ó As3- / 4
Al menos el 60% de As1- ó As3- ó As1+ ó As3+ debe atravesar el núcleo de la columna.

- Refuerzo Transversal:

La resistencia de los estribos es $\phi Vs \geq Vu - \phi Vc$
Donde, Vs: Resistencia a fuerza cortante de estribos
Vu: Fuerza Cortante Externa "Cortante Plástico"
Vc: Resistencia al corte del concreto
ϕ: Coeficiente reducción de resistencia ϕ=0,85

Luego, la separación de los estribos es:

$$S = (\phi Av.fy.d) / (Vu - \phi Vc)$$

Donde, S: Separación de los estribos
ϕ: Coeficiente reducción de resistencia ϕ=0,85
Av: Area de estribos = No de ramas * Area barra
Vu: Cortante Plástico

Puestos los estribos en toda la longitud de la viga de acuerdo con lo expuesto, se procede a chequear los requerimientos de C.21.3.3 NSR-10:

Suministrar estribos de $\phi \geq$ 3/8" en zonas confinamiento y a ambos lados donde este análisis indique que puede haber plastificación por flexión causada por desplazamientos inelásticos y por una distancia igual a 2.d (en este diseño, la última causa no aplica).

Espaciamiento ó separación de estribos (S) debe ser:

En Zonas de Confinamiento
$S \leq d/4$
$S \leq 8db$(de la barra longitudinal de ϕ menor)
$S \leq 24db$(de la barra del estribo a usar)

S≤30cm

"La que controle"
En otras Zonas
S≤d/2
Diámetro de estribos Mínimo 3/8" corrugado.
Los extremos de los estribos deben estar provistos con ganchos a 135°

Adicional a lo anterior, se procede a realizar chequeo de deflexiones en cada viga de la edificación según NSR-10 y mediante el programa SAP 2000.

DISEÑO VIGAS DE CIMENTACION

$$\rho = D * 0.25 * Aa$$

b = 0.45 m
h = 0.30 m
D = 54.87 kn/m
Aa = 0.35
P = 4.80 kn/m
L = 3.2 m
Mn = 4.10 kn/m

VIGAS DE CIMENTACION

ELEMENTO	Mn (kN.m)	b (m)	h (m)	rec (m)	d (m)	f'c (MPa)	fy (MPa)	ρ	ρmin	ρmax	ρdis	As (cm2)	ϕ Varilla	Cant	Sep (cm)	Sep final (cm)
VAM	4.10	0.45	0.30	0.08	0.23	21	420	0.0005	0.0034	0.0159	0.0034	3.44	5	2	45.00	12.00

DISEÑO VIGAS DE CIMENTACION

$$\rho = D * 0.25 * Aa$$

b = 0.65 m
h = 0.30 m
D = 75.41 kn/m
Aa = 0.35
P = 6.60 kn/m
L = 2.8 m
Mn = 4.31 kn/m

VIGAS DE CIMENTACION

ELEMENTO	Mn (kN.m)	b (m)	h (m)	rec (m)	d (m)	f'c (MPa)	fy (MPa)	ρ	ρmin	ρmax	ρdis	As (cm2)	ϕ Varilla	Cant	Sep (cm)	Sep final (cm)
VAM	4.31	0.65	0.30	0.08	0.23	21	420	0.0003	0.0034	0.0159	0.0034	4.97	5	3	32.50	12.00

391

DISEÑO VIGAS DE CIMENTACION

$$\rho = D * 0.25 * Aa$$

b = 0.30 m
h = 0.30 m
D = 34.27 kn/m
Aa = 0.35
P = 3.00 kn/m
L = 2.8 m
Mn = 1.96 kn/m

VIGAS DE CIMENTACION

ELEMENTO	Mn (kN.m)	b (m)	h (m)	rec (m)	d (m)	f'c (MPa)	fy (MPa)	ρ	ρmin	ρmax	ρdis	As (cm2)	ϕ Varilla	Cant	Sep (cm)	Sep final (cm)
VAM	1.96	0.30	0.30	0.08	0.23	21	420	0.0003	0.0034	0.0159	0.0034	2.30	5	2	30.00	12.00

VIGAS AEREAS

ELEMENTO	Mn (kN.m)	b (m)	h (m)	rec (m)	d (m)	f'c (MPa)	fy (MPa)	ρ	ρmin	ρmax	ρdis	As (cm2)	ϕ Varilla	Cant	Sep final (cm)
VAER 30X35	58.23	0.30	0.35	0.04	0.31	21	420	0.0057	0.0034	0.0159	0.0057	5.33	5	3	12.00
VAER 30X60	16.82	0.30	0.60	0.04	0.56	21	420	0.0005	0.0034	0.0159	0.0034	5.71	6	3	12.00
VAER 30X50	4.49	0.30	0.50	0.04	0.46	21	420	0.0002	0.0034	0.0159	0.0034	4.69	6	2	12.00

En el diseño del refuerzo a cortante, la expresión cuantía mínima hace referencia a la separación de los flejes según la NSR-10, donde se especifica que sea d/4 en la zonas de confinamiento y zonas de traslapos y d/2 en las demás zonas. Dónde d corresponde a la altura efectiva de la viga.

CORTANTE VIGAS AEREAS

ELEMENTO	Vu (kN)	b (m)	h (m)	rec (m)	d (m)	f'c (MPa)	fy (MPa)	Vconc (kN)	Vd (kN)	Lim 1 (kN)	Lim 2 (kN)	Lim 3 (kN)	Sep s(m)	No. ram	Var num	Disipación de Energía DMI Sep final (cm)	Disipación de Energía DMI Sep final (cm)
VAER 30X35	11.40	0.30	0.35	0.04	0.31	21	420	70.75	-57.33	30.07	146.82	280.26	-0.322	2	3	CUANTÍA MÍN	CUANTÍA MÍN
VAER 30X60	10.57	0.30	0.60	0.04	0.56	21	420	127.80	-115.36	54.31	265.22	506.27	-0.290	2	3	CUANTÍA MÍN	CUANTÍA MÍN
VAER 30X50	14.59	0.30	0.50	0.04	0.46	21	420	104.98	-87.81	44.62	217.86	415.86	-0.312	2	3	CUANTÍA MÍN	CUANTÍA MÍN

1.11 DISEÑO DE COLUMNAS

Según la NSR-10 (C.21.4), la dimensión mínima de columnas para estructuras con capacidad de disipación de energía especial es de 0.30 x 0.30m. Pero su área no puede ser menor a 0.09m². Adicionalmente se estipula que la resistencia del concreto utilizado para las columnas es de 210 kg/cm² (3.000 psi).

1.11.1 Refuerzo longitudinal en las columnas

Por medio de la envolvente de las combinaciones de carga para el método de la resistencia ultima, de las fuerzas axiales, momento en x y momento en y, se obtienen los valores máximos en cada columna los cuales se introducen a un software de diseño de este tipo de elementos denominado UNCOL 1.5, y se toma el área de refuerzo que exija el diseño, con sistema de unidades internacional, cuantía mínima del 1% y máxima del 6% de acuerdo con NSR-10 la cuantía máxima puede ser 6%, por lo cual estamos en el rango, deformaciones máximas permisibles de 0.003 y 0.03 para el concreto y el acero respectivamente, además como un sistema biaxial y para diseñar

una sección rectangular; con lo que obtenemos un área de refuerzo para cada tipo de columna, teniendo en cuenta que la sección sea suficiente para soportar las cargas.

1.11.2 Refuerzo transversal en las columnas

El refuerzo transversal en las columnas debe cumplir con los requisitos del título C.7.10, C.11 y C.21. A continuación se enumera lo que involucra a los estribos de miembros sometidos a compresión axial:

- Todas las barras no preesforzadas deben estar rodeadas por estribos de barra N° 3 cuando las barras longitudinales sean iguales o menores a la N° 10
- El espaciamiento vertical entre estribos no debe exceder 16db de la barra longitudinal, 48db de la barra de estribo o la menor dimensión de la columna, para la zona confinada.

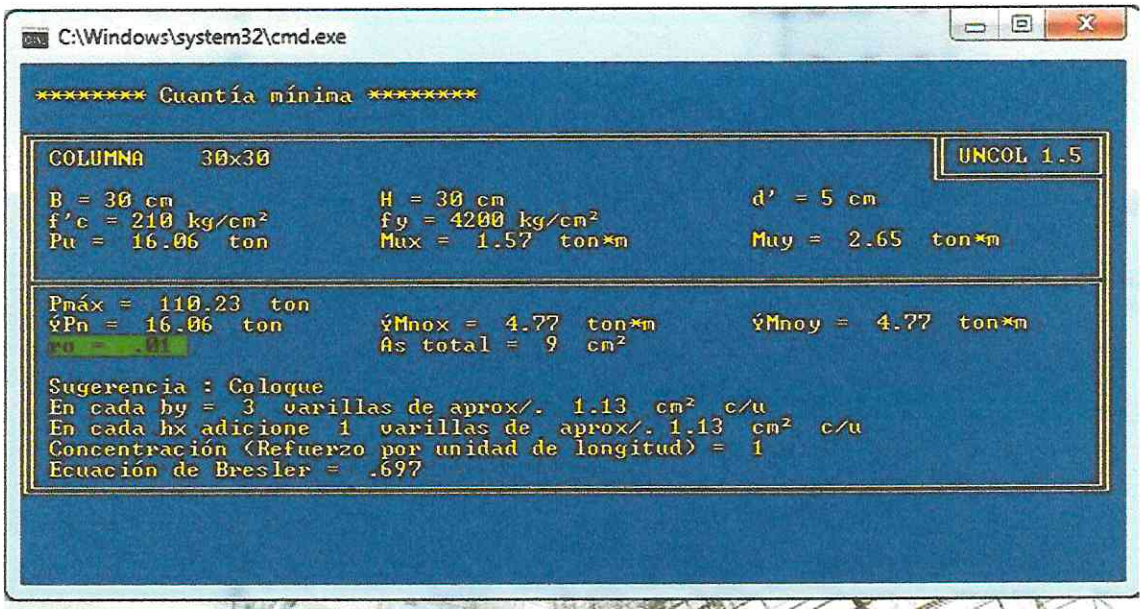
Además teniendo en cuenta los requerimientos del capítulo C.21, para una estructura DES:
Debe utilizarse como mínimo este refuerzo de confinamiento a no ser que se requieran cantidades mayores por esfuerzos cortantes.

- El refuerzo transversal de confinamiento debe espaciarse a lo largo del eje del elemento a una separación que no supere:
  - 150 mm.
- El primer estribo puede colocarse a una distancia al menos igual a 50mm de la cara del nudo.
- Los estribos en la zona de confinamiento deben colocarse en una distancia igual a:
  - La máxima dimensión del elemento en la cara del nudo, o en el sitio donde pueda ocurrir plastificación por flexión
  - 1/6 de la longitud libre del elemento
  - 500 mm.

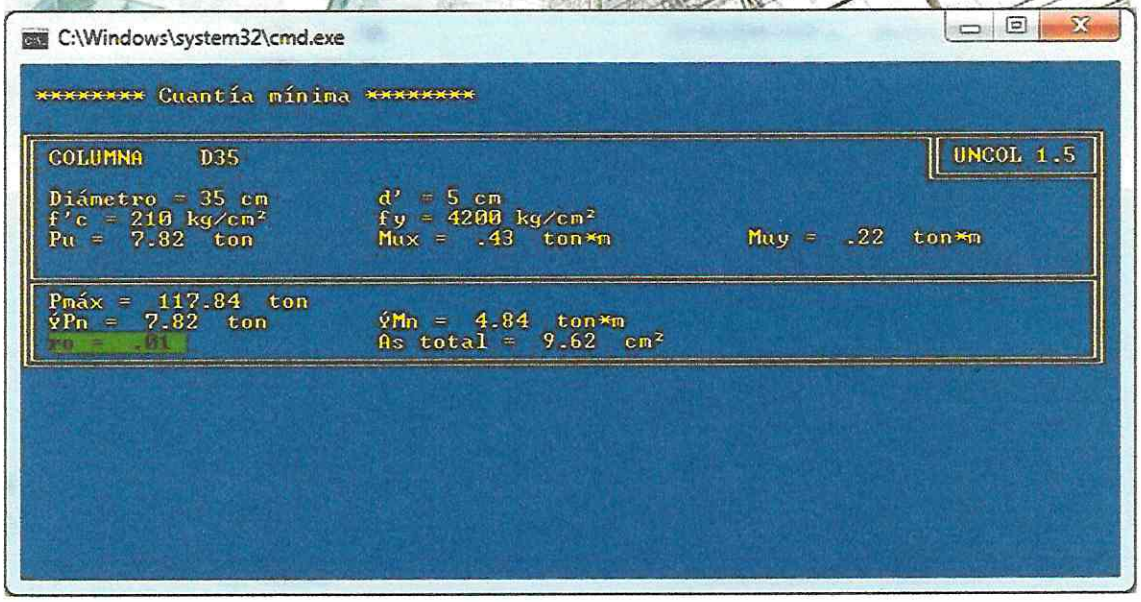
- Cuando el refuerzo transversal de confinamiento no se coloca en toda la longitud del elemento, en la zona donde no se coloca se debe tener refuerzo en espiral que cumplan con C.7.10.2, o estribos que cumplan con C.7.10.3

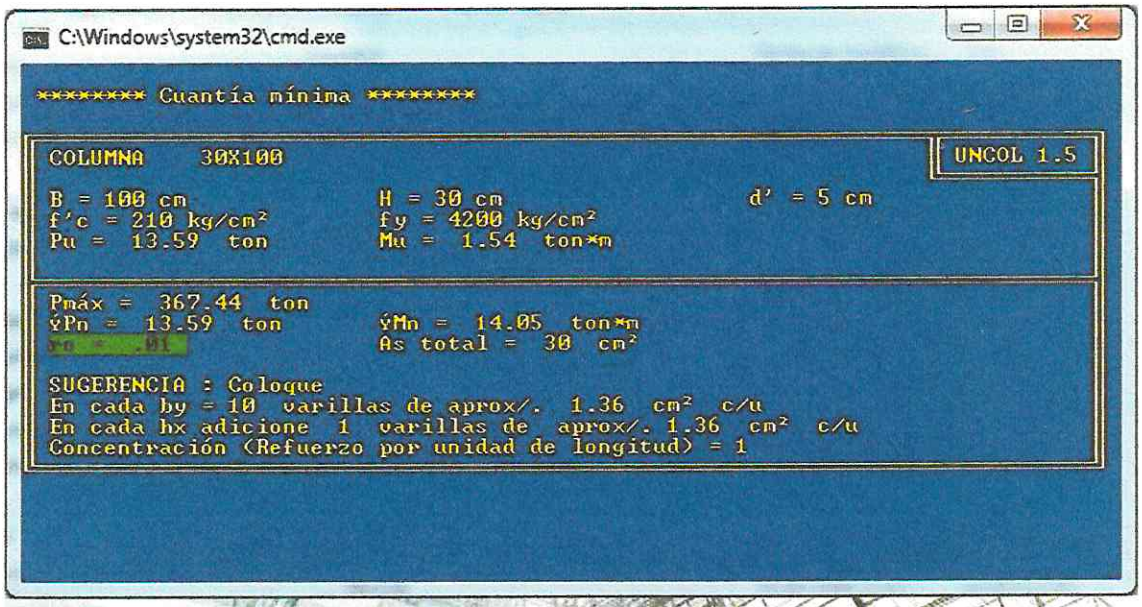
Dada la configuración de la estructura y los resultados obtenidos en cada una de las columnas, se puede adoptar una columna de diseño que envuelva las mayores solicitaciones de carga axial y momento.

361



En cada cara de la columna se debe reforzar con 4 varillas #5 (5/8"), en total 8 varillas.





1.12 DISEÑO DE CIMENTACIÓN

1. DISEÑO DE ZAPATAS CUADRADAS Z-100

a. Parámetros preliminares

Lado de la columna l=	30 cm		
Ancho de la columna b=	30 cm		
Carga axial de trabajo Pt=	65.832 kN		
Momento alrededor de z Mtz=	0 kN.m		
Momento alrededor de x Mbx=	0.0101 kN.m		
Carga portante del suelo σ=	1.33 kg/cm2	130.5 kN/m2	13.3 T/m2
Esfuerzo de fluencia del acero fy=	410 MPa	4179.4 kg/cm2	60000 psi
Esfuerzo último del concreto f'c=	21 MPa	214.1 kg/cm2	3073 psi
Espesor de la zapata h=	25 cm		
Recubrimiento c=	7 cm		
Altura efectiva d=	18 cm	0.18 m	

b. Dimensionamiento

Ancho exacto de la zapata Lex=	0.71	m
Coeficiente mínimo Kmin1=	130.3	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin2=	0.0	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin3=	0.2	kN/m2
Diferencia=	0.0	kN/m2
Ancho constructivo de la zapata L=	1.00	
Coeficiente mínimo Kmin1=	65.8	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin2=	0.0	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin3=	0.1	kN/m2
Esfuerzo σ1=	65.9	kN/m2
Esfuerzo σ2=	65.8	kN/m2
Esfuerzo σ3=	65.9	kN/m2
Esfuerzo σ4=	65.8	kN/m2

Calcular longitud

c. Revisión del espesor asumido para la zapata

Cortante en una dirección

Esfuerzo cortante Vu=	21.07	kN	2.15 T
Esfuerzo resistente del concreto ϕVc=	116.39	kN	11.86 T
Verificación:	SI CUMPLE		

Cortante en dos direcciones

Ancho sección crítica Cx,z=	0.48	m	
Coeficiente mínimo Kmin1=	65.8	kN/m2	
Coeficiente mínimo Kmin2=	0.0	kN/m2	
Coeficiente mínimo Kmin3=	0.0	kN/m2	
Esfuerzo σ1=	65.9	kN/m2	
Esfuerzo σ2=	65.8	kN/m2	
Esfuerzo σ3=	65.9	kN/m2	
Esfuerzo σ4=	65.8	kN/m2	
Esfuerzo cortante Vu=	50.66	kN	5.16 T
Perímetro a corte βo=	1.92	m	
Espesor 1 d1=	1.97	cm	
Espesor 2 d2=	1.34	cm	
d3 supuesto=	3.04	cm	
d3 calculado=	3.04	cm	
Diferencia=	0.00		
Verificación:	SI CUMPLE		

Calcular d3

d. Diseño a flexión

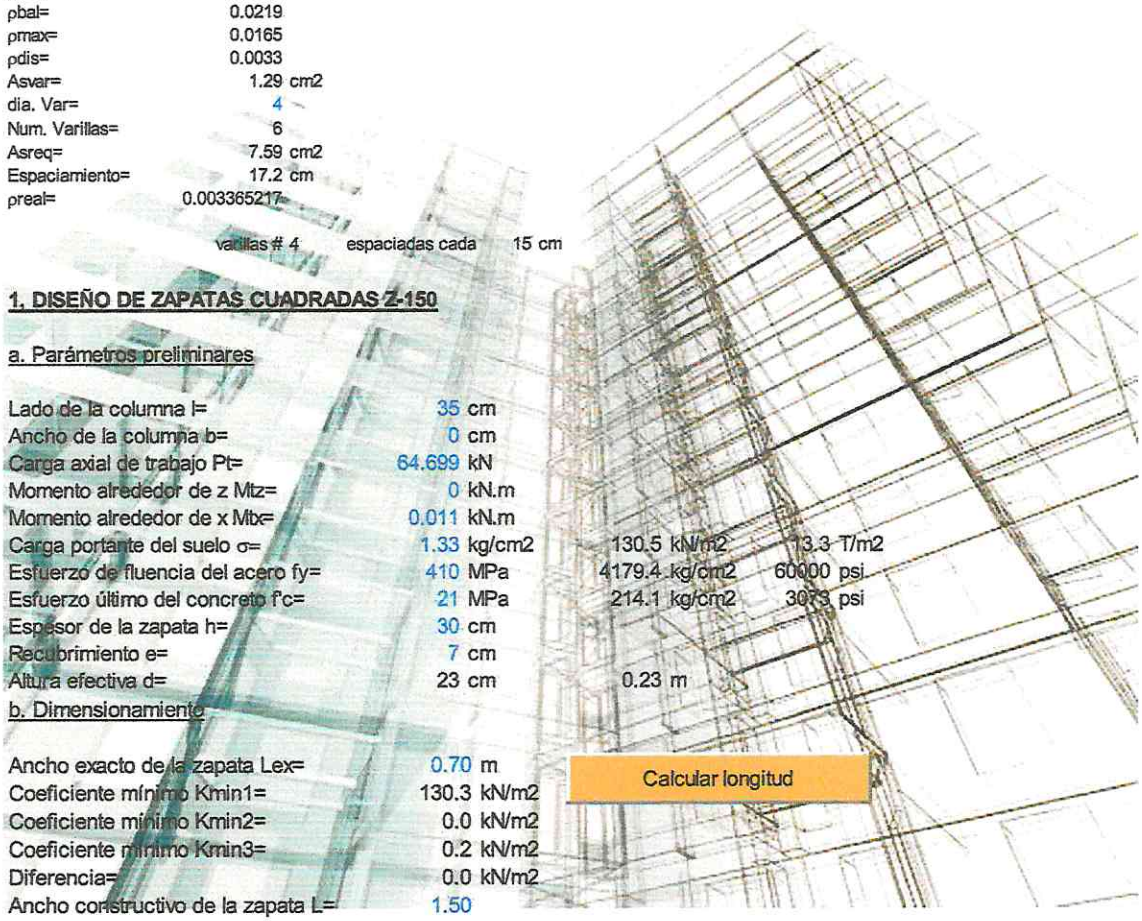
Longitud xcrítica=	0.65	m
Esfuerzo σa=	65.84	kN/m2
Esfuerzo σb=	65.82	kN/m3
Cortante Vu=	23.04	kN
Centroide x1=	0.175	m
Centroide x2=	0.175	m
Centroide promedio x=	0.175	m
Momento de diseño Mdis=	4.03	kN.m

REFUERZO ZAPATA Z-100

Mn=	4.03	kN.m
b=	1	m
h=	0.3	m
recub=	0.07	m
d=	0.23	m
f'c=	21	MPa
fy=	410	MPa
Const=	-0.0008	
ρ=	0.0002	
ρmin=	0.0034	
ρbal=	0.0219	
ρmax=	0.0165	
ρdis=	0.0033	
Asvar=	1.29	cm2
dia. Var=	4	
Num. Varillas=	6	
Asreq=	7.59	cm2
Espaciamiento=	17.2	cm
ρreal=	0.003365217	

Cálculo de cuantía de diseño

varillas # 4 espaciadas cada 15 cm



1. DISEÑO DE ZAPATAS CUADRADAS Z-150

a. Parámetros preliminares

Lado de la columna l=	35	cm		
Ancho de la columna b=	0	cm		
Carga axial de trabajo Pt=	64.699	kN		
Momento alrededor de z Mtz=	0	kN.m		
Momento alrededor de x Mtx=	0.011	kN.m		
Carga portante del suelo σ=	1.33	kg/cm2	130.5 kN/m2	13.3 T/m2
Esfuerzo de fluencia del acero fy=	410	MPa	4179.4 kg/cm2	60000 psi
Esfuerzo último del concreto f'c=	21	MPa	214.1 kg/cm2	3073 psi
Espesor de la zapata h=	30	cm		
Recubrimiento e=	7	cm		
Altura efectiva d=	23	cm	0.23 m	

b. Dimensionamiento

Ancho exacto de la zapata Lex=	0.70	m
Coeficiente mínimo Kmin1=	130.3	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin2=	0.0	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin3=	0.2	kN/m2
Diferencia=	0.0	kN/m2
Ancho constructivo de la zapata L=	1.50	
Coeficiente mínimo Kmin1=	28.8	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin2=	0.0	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin3=	0.0	kN/m2
Esfuerzo σ1=	28.8	kN/m2
Esfuerzo σ2=	28.7	kN/m2
Esfuerzo σ3=	28.8	kN/m2
Esfuerzo σ4=	28.7	kN/m2

Calcular longitud

c. Revisión del espesor asumido para la zapata

Cortante en una dirección

Esfuerzo cortante Vu=	22.43 kN	2.29 T
Esfuerzo resistente del concreto ϕVc=	223.08 kN	22.74 T
Verificación:	SI CUMPLE	

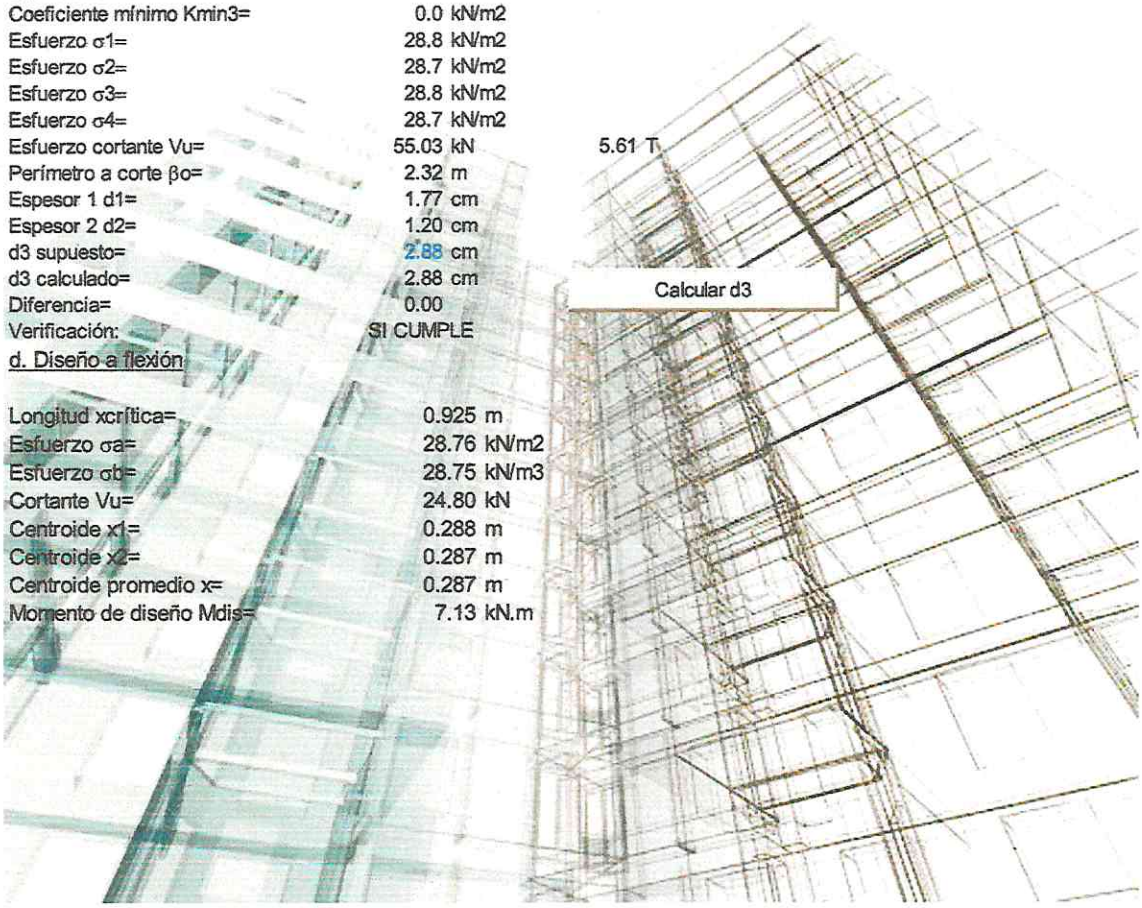
Cortante en dos direcciones

Ancho sección crítica Cx,z=	0.58 m	
Coeficiente mínimo Kmin1=	28.8 kN/m2	
Coeficiente mínimo Kmin2=	0.0 kN/m2	
Coeficiente mínimo Kmin3=	0.0 kN/m2	
Esfuerzo σ1=	28.8 kN/m2	
Esfuerzo σ2=	28.7 kN/m2	
Esfuerzo σ3=	28.8 kN/m2	
Esfuerzo σ4=	28.7 kN/m2	
Esfuerzo cortante Vu=	55.03 kN	5.61 T
Perímetro a corte βo=	2.32 m	
Espesor 1 d1=	1.77 cm	
Espesor 2 d2=	1.20 cm	
d3 supuesto=	2.88 cm	
d3 calculado=	2.88 cm	
Diferencia=	0.00	
Verificación:	SI CUMPLE	

Calcular d3

d. Diseño a flexión

Longitud xcrítica=	0.925 m	
Esfuerzo σa=	28.76 kN/m2	
Esfuerzo σb=	28.75 kN/m3	
Cortante Vu=	24.80 kN	
Centroide x1=	0.288 m	
Centroide x2=	0.287 m	
Centroide promedio x=	0.287 m	
Momento de diseño Mdis=	7.13 kN.m	



REFUERZO ZAPATA Z-150

Mn=	7.13	kN.m
b=	1.5	m
h=	0.3	m
recub=	0.07	m
d=	0.23	m
f'c=	21	MPa
fy=	410	MPa
Const=	0.0000	
ρ=	0.0002	
ρmin=	0.0034	
ρbal=	0.0219	
ρmax=	0.0165	
ρdis=	0.0033	
Asvar=	1.29	cm2
dia. Var=	4	
Num. Varillas=	9	
Asreq=	11.39	cm2
Espaciamiento=	17	cm
ρreal=	0.003365217	

Cálculo de cuantía de diseño

varillas # 4 espaciadas cada 15 cm

1. DISEÑO DE ZAPATAS CUADRADAS Z-220

a. Parámetros preliminares

Lado de la columna l=	0.3	cm		
Ancho de la columna b=	100	cm		
Carga axial de trabajo Pt=	142.33	kN		
Momento alrededor de z Mtz=	0	kN.m		
Momento alrededor de x Mtx=	0.0336	kN.m		
Carga portante del suelo σ=	1.33	kg/cm2	130.5 kN/m2	13.3 T/m2
Esfuerzo de fluencia del acero fy=	410	MPa	4179.4 kg/cm2	60000 psi
Esfuerzo último del concreto f'c=	21	MPa	214.1 kg/cm2	3073 psi
Espesor de la zapata h=	30	cm		
Recubrimiento e=	7	cm		
Altura efectiva d=	23	cm	0.23 m	

b. Dimensionamiento

Ancho exacto de la zapata Lex=	1.05	m
Coeficiente mínimo Kmin1=	130.3	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin2=	0.0	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin3=	0.2	kN/m2
Diferencia=	0.0	kN/m2
Ancho constructivo de la zapata L=	2.20	
Coeficiente mínimo Kmin1=	29.4	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin2=	0.0	kN/m2
Coeficiente mínimo Kmin3=	0.0	kN/m2
Esfuerzo σ1=	29.4	kN/m2
Esfuerzo σ2=	29.4	kN/m2
Esfuerzo σ3=	29.4	kN/m2
Esfuerzo σ4=	29.4	kN/m2

Calcular longitud

c. Revisión del espesor asumido para la zapata

Cortante en una dirección

Esfuerzo cortante Vu=	56.29	kN	5.74 T
Esfuerzo resistente del concreto ϕVc=	327.18	kN	33.35 T
Verificación:	SI CUMPLE		

Cortante en dos direcciones

Ancho sección crítica Cx,z=	0.233	m	
Coeficiente mínimo Kmin1=	29.4	kN/m2	
Coeficiente mínimo Kmin2=	0.0	kN/m2	
Coeficiente mínimo Kmin3=	0.0	kN/m2	
Esfuerzo σ1=	29.4	kN/m2	
Esfuerzo σ2=	29.4	kN/m2	
Esfuerzo σ3=	29.4	kN/m2	
Esfuerzo σ4=	29.4	kN/m2	
Esfuerzo cortante Vu=	140.74	kN	14.35 T
Perímetro a corte βo=	0.932	m	
Espesor 1 d1=	11.25	cm	
Espesor 2 d2=	7.64	cm	
d3 supuesto=	8.26	cm	
d3 calculado=	8.26	cm	
Diferencia=	0.00		
Verificación:	SI CUMPLE		

Calcular d3

d. Diseño a flexión

Longitud xcrítica=	1.1015	m
Esfuerzo σa=	29.41	kN/m2
Esfuerzo σb=	29.41	kN/m3
Cortante Vu=	71.07	kN
Centroide x1=	0.549	m
Centroide x2=	0.549	m
Centroide promedio x=	0.549	m
Momento de diseño Mdis=	39.04	kN.m

REFUERZO ZAPATA Z-220

Mn=	39.04	kN.m
b=	2.2	m
h=	0.3	m
recub=	0.07	m
d=	0.23	m
f'c=	21	MPa
fy=	410	MPa
Const=	0.0003	
ρ=	0.0009	
ρmin=	0.0034	
ρbal=	0.0219	
ρmax=	0.0165	
ρdis=	0.0033	
Asvar=	1.29	cm2
dia. Var=	4	
Num. Varillas=	13	
Asreq=	16.70	cm2
Espaciamiento=	17.16666667	cm
ρreal=	0.003314229	

Cálculo de cuantía de diseño

varillas # 4 espaciadas cada 15 cm

1.13 DISEÑO MUROS

Los muros se diseñarán de tal forma que resista las fuerza a compresión y los momentos a flexión, la resistencia axial de diseño debe calcularse mediante la siguiente ecuación.

$$\phi P_n = 0.55\phi f'_c A_g\left[1-\left(\frac{k\ell_c}{32h}\right)^2\right] \qquad \text{(C.14-1)}$$

$$\varphi Pn = 0.55 \times 210 \times 0.48\left[1-\left(\frac{1 \times 3.80}{32 \times 2.8}\right)^2\right] = 49.31$$

La resistencia a compresión es mayor q la obtenida en el modelo matemático por lo que cumple en ambos sentidos.

C.10.10.6 — Procedimiento de magnificación de momentos— Estructuras sin desplazamiento lateral

Los elementos a compresión deben diseñarse para la fuerza axial mayorada P_u y para el momento mayorado amplificado para los efectos de curvatura del elemento, M_c, como sigue:

$$M_c = \delta M_2 \qquad \text{(C.10-11)}$$

Donde

$$\delta = \frac{C_m}{1-\frac{P_u}{0.75P_c}} \geq 1.0 \qquad \text{(C.10-12)}$$

y

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k\ell_u)^2} \qquad \text{(C.10-13)}$$

Comparándolos con los resultados obtenidos en los resultados del análisis estructural los muros son capaces de resistir momentos producidos por las cargas y las cargas axiales.

Para el diseño a flexo-compresión de los muros de la estructura se deben revisar todas las combinaciones posibles para esto se utilizará las siguientes formulaciones:

$$\phi Mn = \phi 0.50 f'c\, L^2 \left(1 + \frac{Pu/\phi}{f'c\, L}\right)\left(1 - \frac{C}{L}\right) \qquad \frac{C}{L} = \frac{\frac{Pu/\phi}{f'm L} + p\frac{fy}{f'm}}{2p\frac{fy}{f'm} + 0.7225}$$

$$Plimite = .010 f'm\, t \qquad o \qquad 0.25\, Pb$$

$$Pb = 0.85 f'm\, ba \qquad a_b = 0.85 d \frac{0.003}{0.003 + \varepsilon_y}$$

Resistencia concreto	21 MPa
Resistencia acero	420 MPa
Espesor muro	150 mm
Longitud muro	380 mm
Area bruta muro	57000 mm2
Altura muro	2500 mm
d muro	510 mm
Area efectiva muro	57000 mm2

Piso #	Combinacion	Pu	Vu	Mu	ϕ	P_{limite}	Cuantia ρ	Acero requerido (cm2)	C/L	ϕMn	Observacion	Armadura
1	DISEÑO	43.93	0.32	0.128	0.85	119.7	0.0025	1.425	0.061	16.917	CUMPLE	5.5mm

DISEÑO A CORTANTE DE MUROS

CORTANTE MUROS													
ELEMENTO	Vu (kN)	b (m)	h (m)	rec (m)	d (m)	f'c (MPa)	fy (MPa)	Vconc (kN)	Vd (kN)	Lim 1 (kN)	Lim 2 (kN)	Lim 3 (kN)	Sep s(m)
MUROS	-0.09	0.81	0.15	0.04	0.11	21	420	67.78	-67.93	20.33	140.66	268.50	-0.097

Resistencia concreto	21 MPa
Resistencia acero	420 MPa
Espesor muro	350 mm
Longitud muro	380 mm
Area bruta muro	133000 mm2
Altura muro	2500 mm
d muro	510 mm
Area efectiva muro	133000 mm2

Piso #	Combinacion	Pu	Vu	Mu	ϕ	P_{limite}	Cuantia p	Acero requerido (cm2)	C/L	ϕMn	Observacion	Armadura
1	DISEÑO	43.93	0.329	0.128	0.85	279.3	0.0025	3.325	0.061	29.021	CUMPLE	8.0mm

DISEÑO A CORTANTE DE MUROS

CORTANTE MUROS													
ELEMENTO	Vu (kN)	b (m)	h (m)	rec (m)	d (m)	f'c (MPa)	fy (MPa)	Vconc (kN)	Vd (kN)	Lim 1 (kN)	Lim 2 (kN)	Lim 3 (kN)	Sep s(m)
MUROS	-0.09	0.81	0.35	0.04	0.31	21	420	191.01	-191.16	57.30	396.41	756.69	-0.097

372

1.14 ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

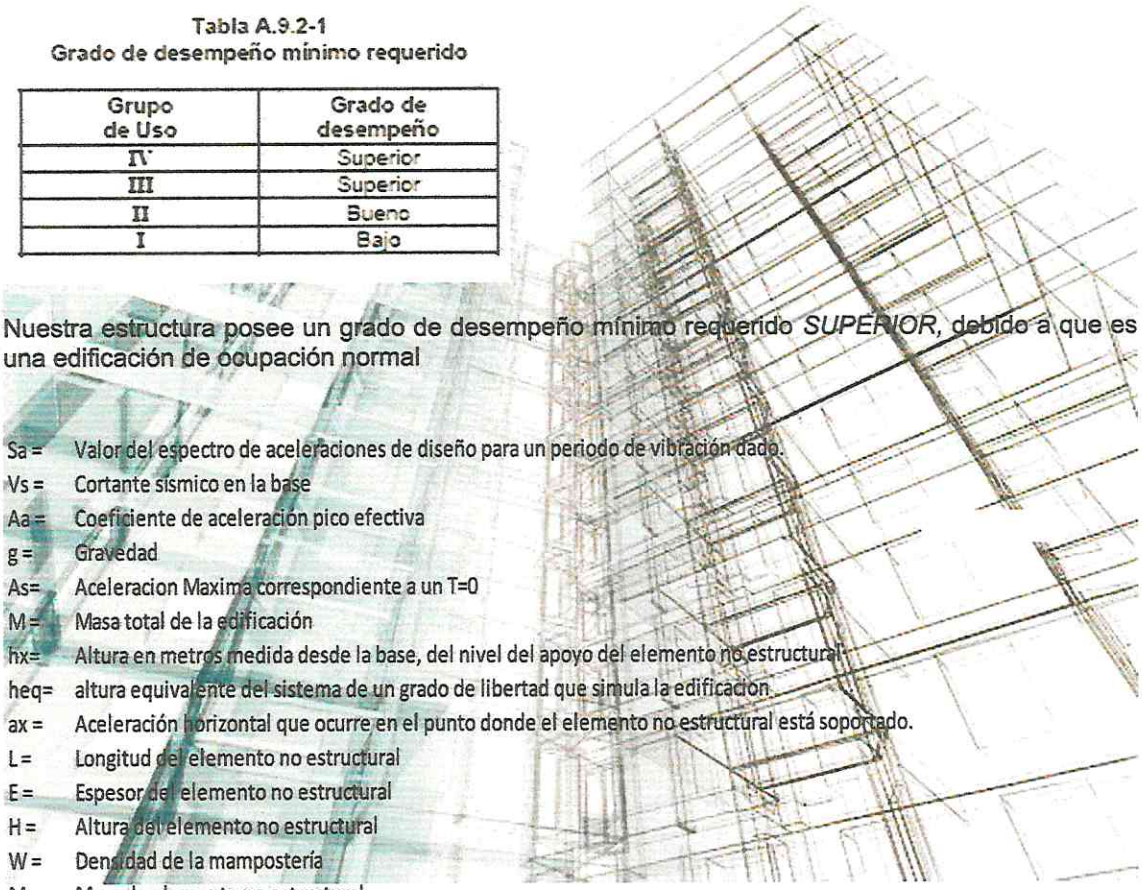
GRADO DE DESEMPEÑO

De acuerdo con la estructura el grado de desempeño asumido para nuestro proyecto es *SUPERIOR*

GRADO MINIMO REQUERIDO

Tabla A.9.2-1
Grado de desempeño mínimo requerido

Grupo de Uso	Grado de desempeño
IV	Superior
III	Superior
II	Bueno
I	Bajo



Nuestra estructura posee un grado de desempeño mínimo requerido *SUPERIOR*, debido a que es una edificación de ocupación normal

Sa = Valor del espectro de aceleraciones de diseño para un periodo de vibración dado.
Vs = Cortante sísmico en la base
Aa = Coeficiente de aceleración pico efectiva
g = Gravedad
As= Aceleracion Maxima correspondiente a un T=0
M = Masa total de la edificación
hx= Altura en metros medida desde la base, del nivel del apoyo del elemento no estructural
heq= altura equivalente del sistema de un grado de libertad que simula la edificacion
ax = Aceleración horizontal que ocurre en el punto donde el elemento no estructural está soportado.
L = Longitud del elemento no estructural
E = Espesor del elemento no estructural
H = Altura del elemento no estructural
W = Densidad de la mampostería
Mp = Masa de elemento no estructural
ap = Coeficiente de amplificación dinámica del elemento no estructural
Rp = Coeficiente de capacidad de disipación de energía del elemento no estructural
Fp = fuerza sísmica horizontal sobre el elemento no estructural (A.9-2)
Mdis = momento de diseño

Primer piso

I = 1.25 Sa(g) = 1.01 Vs (kN) = 35.67 hx= 2.50 heq= 1.88

GRADO DE DESEMPEÑO: SUPERIOR

FUERZAS SISMICAS DE DISEÑO:

Materiales

Mamposteria 90 k / cm^2

Acero 4200 k / cm^2

Aa = 0.35 $ax = As+\frac{(Sa-As)hx}{heq}$ hx≤ heq

g(m/s2) = 9.81 $ax = \frac{Sa\ hx}{heq}$ hx ≥ heq

mx(kg) = 3600 ax = 1.35

Tomamos : ax = 0.54

DISEÑO

L(m) = 4 Rp = 1.50 Mp(kg) = 3600

ap = 2.50 H(m) = 2.58 t = 100 cm

h = 250 cm

E = 5284.320 $Fp1 = \frac{ax*ap*g*Mp}{Rp}$ Fp1= 7926.48 d = 2 cm recubrimiento

$Fp2 = \frac{Aa*I*g*Mp}{2}$ Fp2= 772.54 Fp1 ≤ Fp2 se escoge el mayor de los dos valores

$Mdis = \frac{Fp*H}{}$ Mdis = 20450.32 kg-m

Mdis = 20.450 As = 1.32 1#3 c/c 30 cm

$Vdis = \frac{Fp}{2}$ Vdis = 3963.24 kg

Cuantia = 0.0066 (Analisis)

Cuantia = 0.0010 (Minima sobre sección bruta concreto

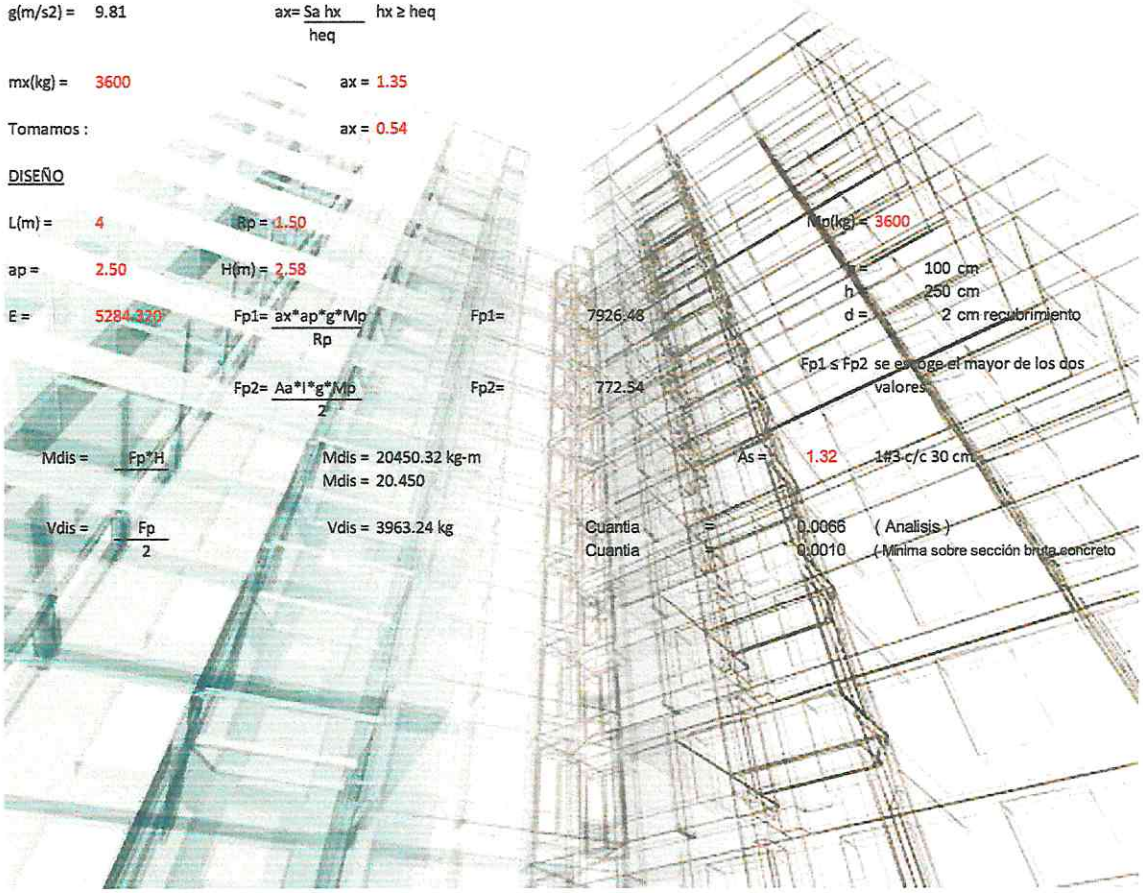


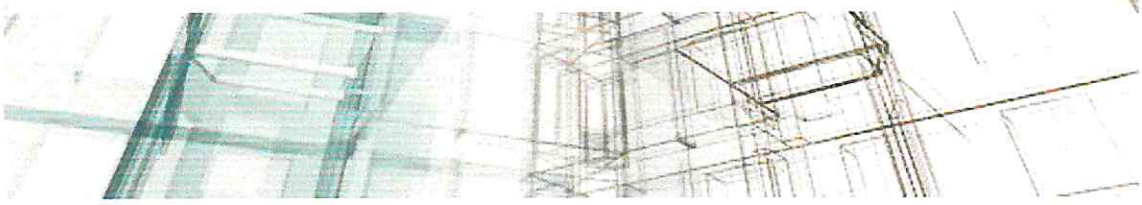
TABLA 1

Elemento no estructural	a_p	Coeficiente de capacidad de disipación de energía R_{p_1} mínimo requerido		
		Grado de desempeño		
		Superior	Bueno	Bajo
Fachadas • Mampostería con refuerzo separada lateralmente de la estructura, apoyada arriba y abajo	1.0	3.0 Dúctiles	1.5 No dúctiles	1.5 No dúctiles
• Mampostería con refuerzo separada lateralmente de la estructura, apoyado solo abajo	2.5	3.0 Dúctiles	1.5 No dúctiles	1.5 No dúctiles
• Mampostería sin refuerzo separada lateralmente de la estructura, apoyada arriba y abajo	1.0	No permitido	No permitido	1.5[1] No dúctiles
• Mampostería sin refuerzo separada lateralmente de la estructura, apoyada solo abajo	2.5	No permitido	No permitido	1.5[1] No dúctiles
• Mampostería sin refuerzo, confinada por la estructura.	1.0	No permitido	No permitido	1.5[2] No dúctiles
Muros que encierran puntos fijos y ductos de escaleras, ascensores, y otros.	1.0	3.0 Dúctiles	1.5 No dúctiles	0.5[1] Húmedos
Muros divisorios y particiones • corredores en áreas públicas	1.0	3.0 Dúctiles	1.5 No dúctiles	0.5[1] Húmedos
• muros divisorios de altura total	1.0	1.5 No dúctiles	1.5 No dúctiles	0.5[1] Húmedos
• muros divisorios de altura parcial	2.5	1.5 No dúctiles	1.5 No dúctiles	0.5[1] Húmedos
Elementos en voladizo vertical • áticos, parapetos y chimeneas.	2.5	3.0 Dúctiles	1.5 No dúctiles	1.5 No dúctiles
Anclaje de enchapes de fachada	1.0	3.0 Dúctiles	1.5 No dúctiles	0.5 Húmedos

Notas:

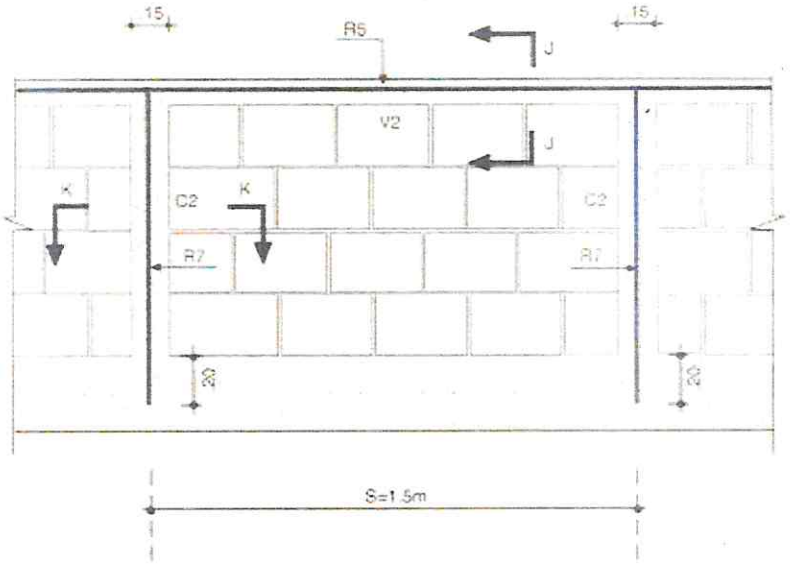
1. Debe verificarse que el muro no pierde su integridad al ser sometido a las derivas máximas calculadas para la estructura.
2. Además de (1) debe verificarse que no interactúa adversamente con la estructura

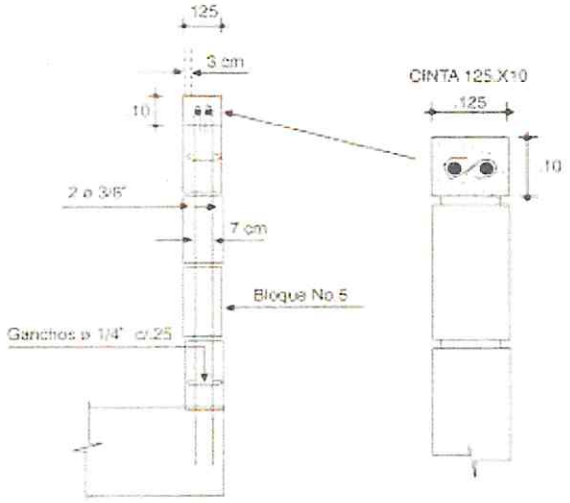




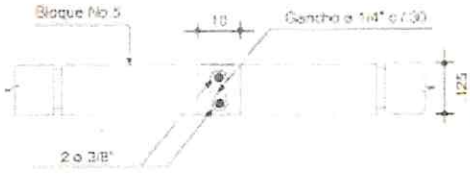
326

ANTEPECHOS Y PARAPETOS EN BLOQUE No.5 CON PAÑETE





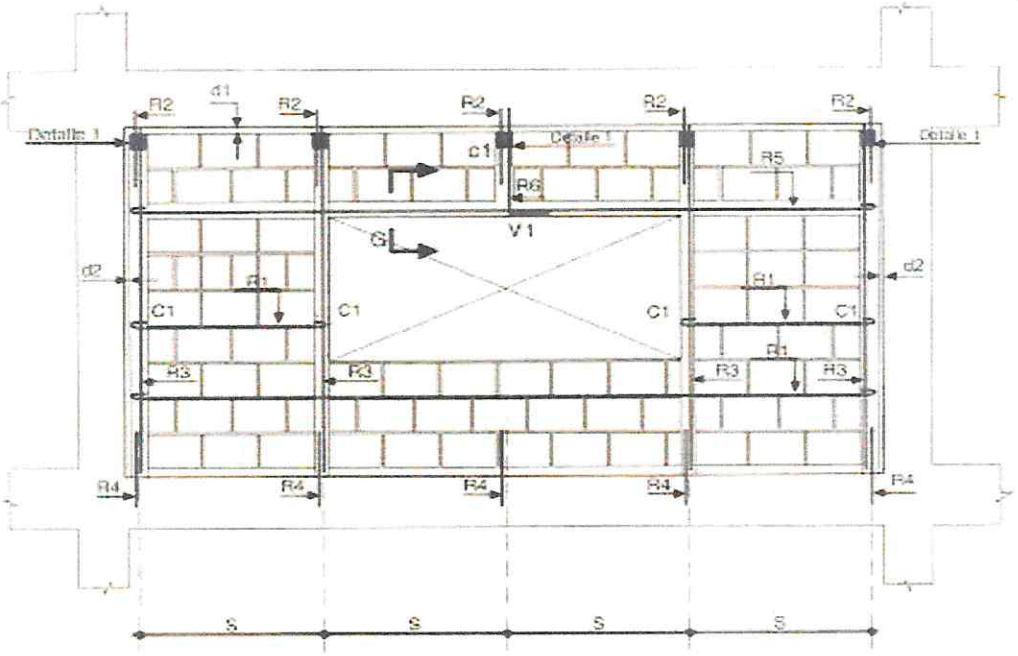
CORTE J - J

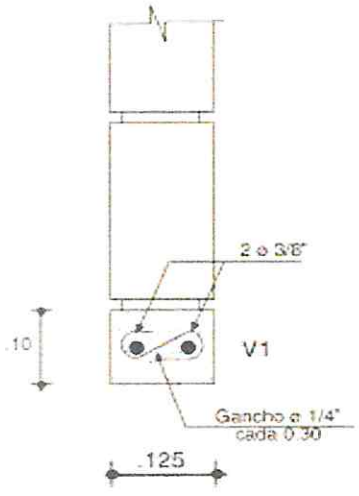


CORTE K - K

R5	2 ø 1/4"
R7	2 ø 3/8"
C2	Columnetas S=10x12.5
V2	Cinta de 12.5x10

ELEMENTOS DE FACHADA CON PANETE EN BLOQUE No.5 CON VENTANA



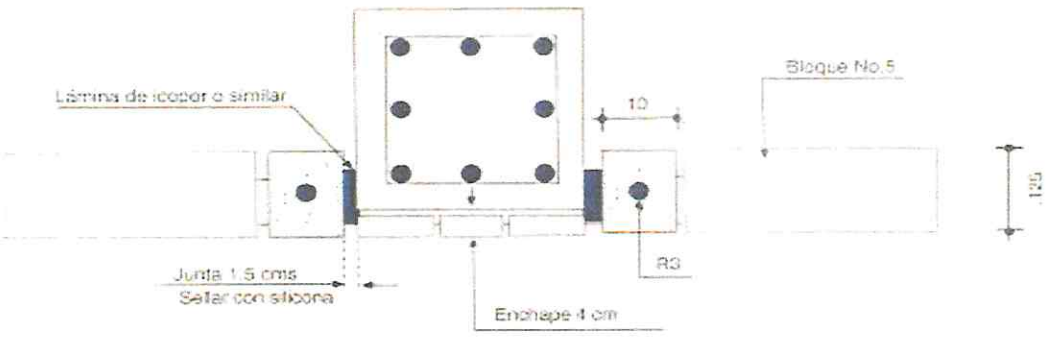


CORTE G - G

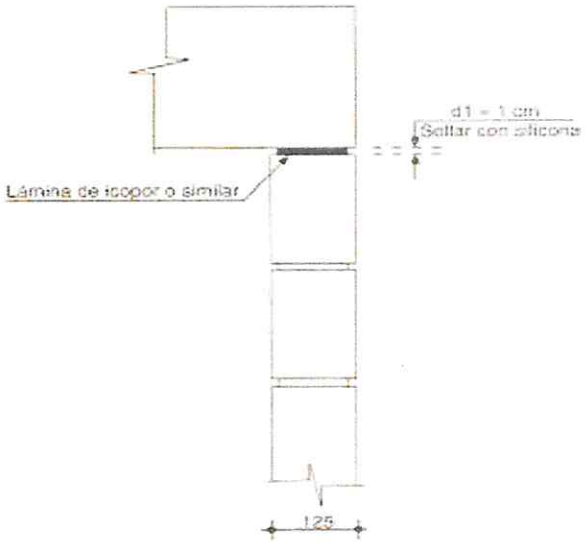
S	2m Separación máxima entre columnetas
R1	Son 2ø 4mm c/4 Hiladas
R2	1 ø 1/2" L=50 cm anclada 12 cm con resina epóxica
R3	1 ø 3/8" L=luz libre - 5cm
R4	1 ø 3/8" L=30 cm anclados 10 cm con resina epóxica
R5	2 ø 3/8" Corridas
R6	1 ø 3/8" para dividir luz del dintel
d1	Dilatación 1 cm (dejar icopor o similar de 1 cm)
d2	Dilatación 1.5 cm (dejar icopor o similar de 1.5 cm)
c1	Columneta de 0.10 x 0.125

Las armaduras que se indican son una guia que varia según los calculos que se hagan para el sitio y demás características de la construcción.

ELEMENTOS DE FACHADA CON PANETE EN BLOQUE No.5

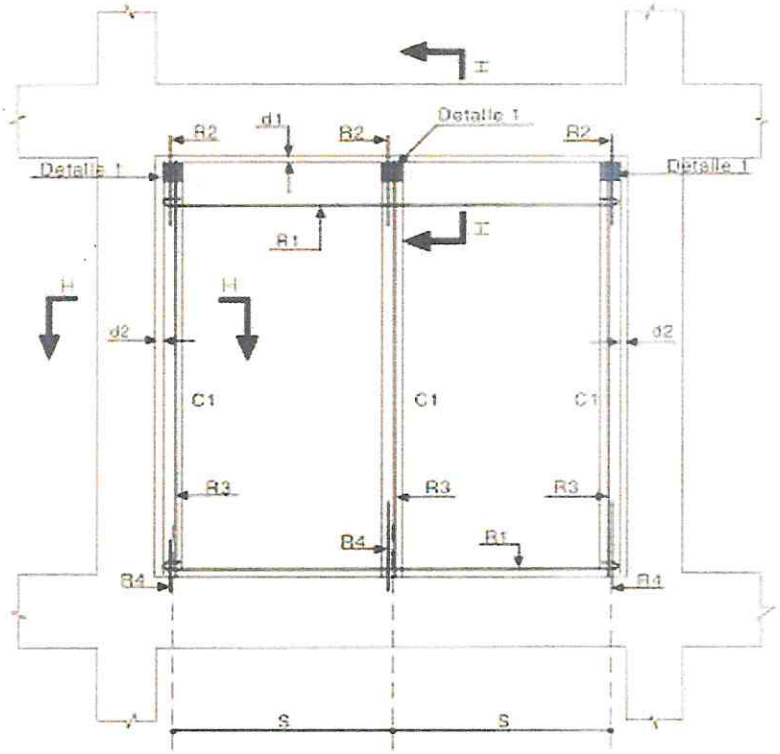


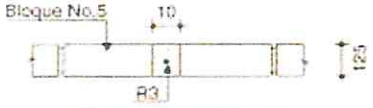
CORTE H - H



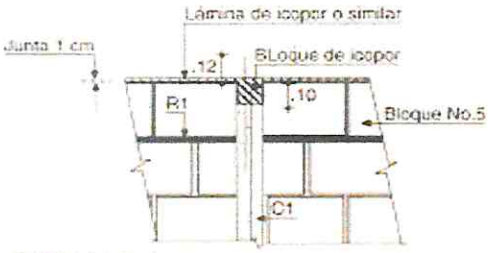
CORTE I - I

ELEMENTOS DE FACHADA CON PAÑETE EN BLOQUE No.5





COLUMNETA C1



DETALLE 1 Detalle superior de columneta con bloque de icopor h=10cm

S	4m Separación máxima entre columnetas
R1	Son 2ø 4mm c/4 Hiladas
R2	1 ø 1/2" L=50 cm anclada 12 cm con resina epóxica
R3	1 ø 3/8" L=luz libre - 5cm
R4	1 ø 3/8" L=30 cm anclados 10 cm con resina epóxica
d1	Dilatación 1 cm (dejar icopor o similar de 1 cm)
d2	Dilatación 1.5cm (dejar icopor o similar de 1.5 cm)

348

1.15 DISEÑO VIGUETA (15*30)

DISEÑO VIGUETA

b = 0.15 m
h = 0.3 m
s = 0.7 m
e = 0.05 m
L = 3.65 m

SE ADOPTA LA MISMA ALTURA DE LAS VIGAS CARGUERAS

EVALUACION DE CARGAS :

Carga Muerta:

Peso loseta = 84 kg/m
Peso nervio = 108 kg/m
Peso acabados = 105 kg/m
Peso particiones = 210 kg/m
Peso caseton = 7 kg/m
PESO TOTAL = 514 kg/m

Carga Viva :

Wcv : 126 kg/m

Carga Ultima (Wu) :

Wu = 818.4 kg/m
Mn = 1.36 Kn/m

VIGUETAS

ELEMENTO	Mn (kN.m)	b (m)	h (m)	rec (m)	d (m)	f'c (MPa)	fy (MPa)	ρ	ρmin	ρmax	ρdis	As (cm2)	ϕ Varilla	Cant	Sep final (cm)
VIGUETA	1.36	0.15	0.30	0.04	0.26	21	420	0.0004	0.0034	0.0159	0.0034	1.33	4	2	12.00

LOSETA:

As total : 6.63 cm2

Separacion

S< 5h
se empleara malla electrosoldada de DIACO. 5mm c/15cm

1.16 Protección Contra Incendios en Edificaciones

J.1.1.2 — Para efectos de la aplicación de los requisitos que se establecen en este Título se hace necesaria la clasificación de las edificaciones por Grupos de Ocupación. Según esto se utiliza la clasificación que se presenta en el numeral K.2.1.2 de este Reglamento, cuya tabla se repite aquí para efectos ilustrativos. Para las explicaciones y detalles referentes a la clasificación de edificaciones referirse al Capítulo K.2.

Tabla J.1.1-1
Grupos y subgrupos de ocupación

Grupos y Subgrupos de ocupación	Clasificación	Sección del Reglamento
A	**ALMACENAMIENTO**	K.2.2
A-1	Riesgo moderado	
A-2	Riesgo bajo	
C	**COMERCIAL**	K.2.3
C-1	Servicios	
C-2	Bienes	
E	**ESPECIALES**	K.2.4
F	**FABRIL E INDUSTRIAL**	K.2.5
F-1	Riesgo moderado	
F-2	Riesgo bajo	
I	**INSTITUCIONAL**	K.2.6
I-1	Reclusión	
I-2	Salud o incapacidad	
I-3	Educación	
I-4	Seguridad pública	
I-5	Servicio público	

Tomamos como grupos y subgrupos de ocupación I-4 de clasificación Seguridad pública para el presente proyecto.

J.3.3 — CLASIFICACIÓN DE EDIFICACIONES EN FUNCIÓN DEL RIESGO DE PÉRDIDA DE VIDAS HUMANAS O AMENAZA DE COMBUSTIÓN

J.3.3.1 — CATEGORIAS DE RIESGO DE LAS EDIFICACIONES — Con el fin de evaluar la resistencia requerida al fuego todas las edificaciones se clasificarán, en función de los grupos de ocupación definidos en la tabla J.1.1-1, en una de las categorías de riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión que se definen a continuación:

J.3.3.1.1 — Categoría I — Esta categoría comprende las edificaciones con mayor riesgo de pérdidas de vidas humanas o con alta amenaza de combustión. En ellas se incluyen:

(a) Grupos de Ocupación (A-1), (F-1), (I-2), (I-4), (P).

382

J.3.5 — EVALUACIÓN DE LA PROVISIÓN DE RESISTENCIA CONTRA FUEGO EN ELEMENTOS DE EDIFICACIÓNES

J.3.5.2 — ELEMENTOS DE CONCRETO — Para proveer elementos de concreto de una edificación con las resistencias al fuego normalizado especificadas en el numeral J.3.4.3 pueden seguirse las guías establecidas al respecto en documentos de reconocida autoridad, tales como los ofrecidos por el Comité 216 del American Concrete Institute, ACI (Guide for Determining the fire endurance of concrete elements), u otras publicaciones similares.

J.3.5.2.1 — Las columnas de concreto que requieran resistencias al fuego iguales o superiores a una (1) hora deben tener dimensiones que cumplan con los mínimos establecidos en la tabla J.3.5-1.

Tabla J.3.5-1
Dimensión mínima de columnas de concreto, en mm, para resistencias iguales o mayores a una (1) hora.

Tipo de agregado	Resistencia al fuego en horas				
	1	1 ½	2[1]	3[1]	4[2]
Silíceo	200	230	250	310	360
Carbonato	200	230	250	300	310
Liviano	200	220	230	270	310

Notas:
1. Las dimensiones en estas columnas de la tabla se podrán reducir a 200 mm para columnas rectangulares de concreto que tengan dos lados paralelos de al menos 950 mm de longitud cada uno.
2. Las dimensiones en esta columna de la tabla se podrán reducir a 250 mm para columnas rectangulares de concreto que tengan dos lados paralelos al menos de 950 mm de longitud cada uno.

J.3.5.2.3 — Los elementos de concreto deben tener recubrimientos con espesores mínimos iguales o mayores que los que se especifican en las tablas J.3.5-3, J.3.5-4, J.3.5-5 y J.3.5-6, pero nunca menores que los especificados en el Título C.

Tabla J.3.5-3
Recubrimiento mínimo de losas de concreto reforzado, en mm.

Tipo de agregado	Resistencia al fuego en horas									
	Expansión restringida					Expansión no restringida				
	1	1 ½	2	3	4	1	1 ½	2	3	4
Silíceo	20	20	20	20	20	20	20	30	30	40
Carbonato	20	20	20	20	20	20	20	20	30	30
Livianos	20	20	20	20	20	20	20	20	30	30

383

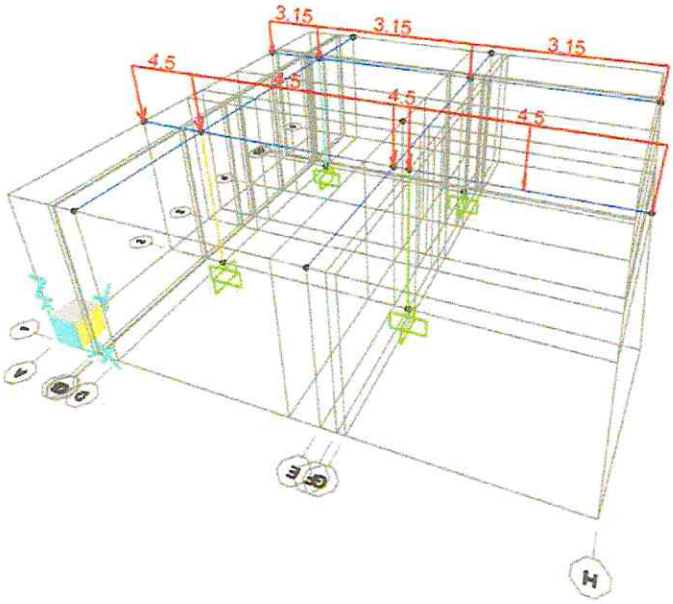
Tabla J.3.5-5
Recubrimiento mínimo de vigas de concreto reforzado, en mm[1].

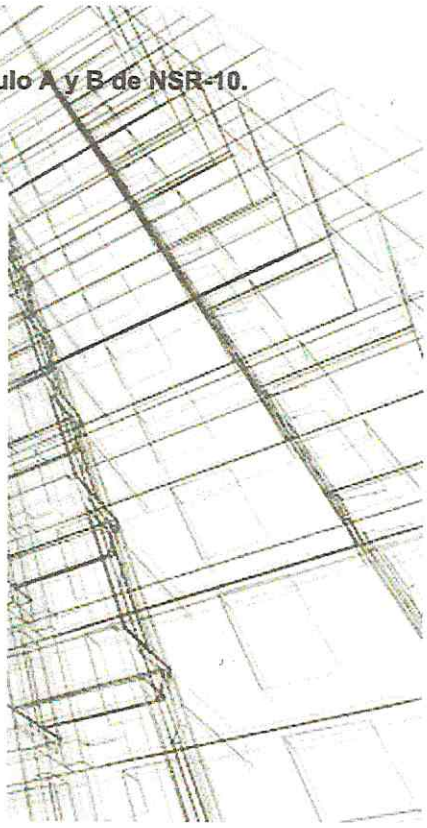
Tipo de agregado	Ancho de viga, mm.	Resistencia al fuego en horas				
		1	1 ½	2	3	4
Expansión restringida	130	20	20	20	30	30
	180	20	20	20	20	20
	≥ 250	20	20	20	20	20
Expansión no restringida	130	20	30	30	--	--
	180	20	20	20	40	80
	≥ 250	20	20	20	30	40

Nota:
1- Los espesores mínimos de recubrimientos para anchos intermedios de vigas, pueden determinarse por interpolación.

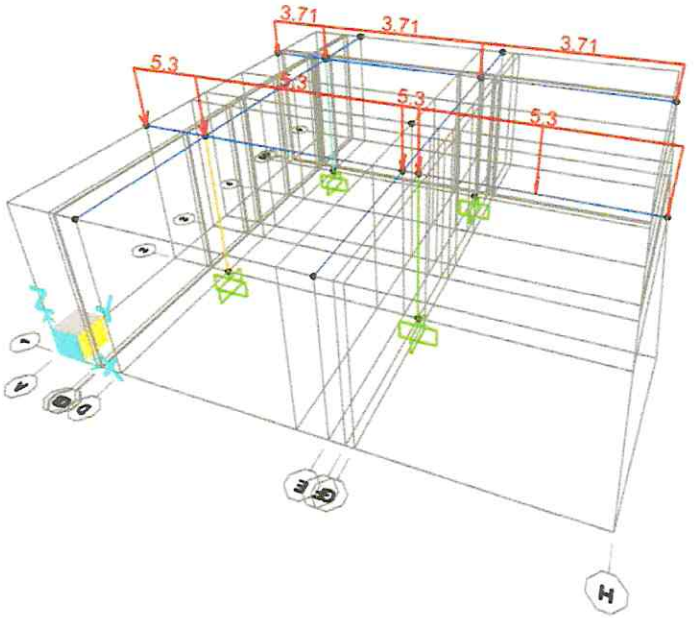
Gráficos de Asignación de Cargas Viva y Muerta según titulo A y B de NSR-10.

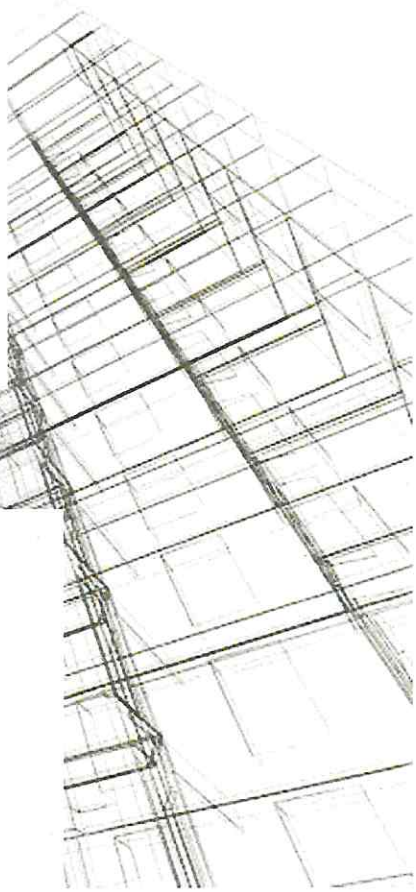
Asignación de Carga Muerta





Asignación de Carga Viva





Diseño de placa de Cubierta

Revision a Flexion de Losa Superior

Diseño de Losa

e =	0.12	m
L =	1.0	m

Carga Muerta

Losa Propio =	244.80	kg
Acabados =	127.5	kg
Particiones =	255	kg
	627.30	kg

365

Carga Viva =	170	kg
Carga Total Ultima =	1024.76	kg
Carga Ultima Uniforme =	1205.6	kg/m

Tensiones

ft_{max} =	33.47	kg/cm^2

ft = Mu*y/I

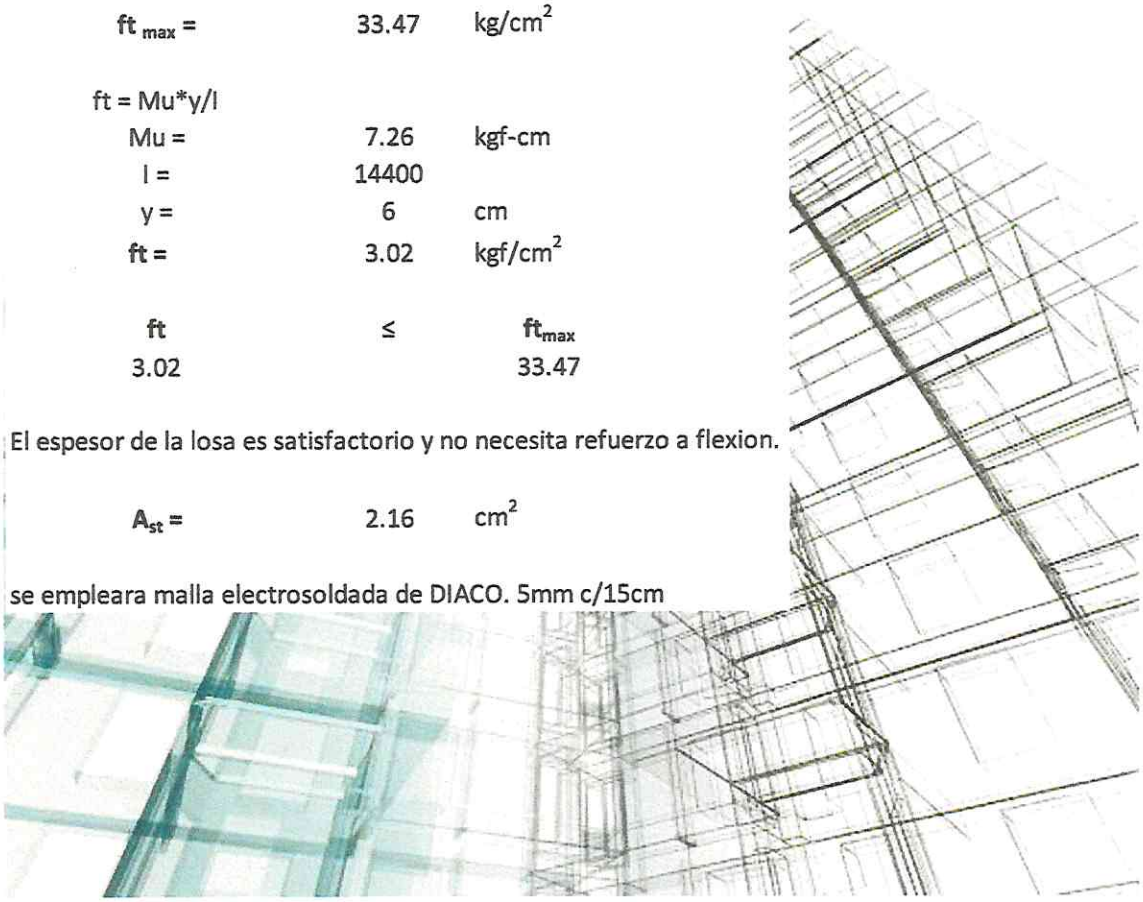
Mu =	7.26	kgf-cm
I =	14400	
y =	6	cm
ft =	3.02	kgf/cm^2

ft	≤	ft_{max}
3.02		33.47

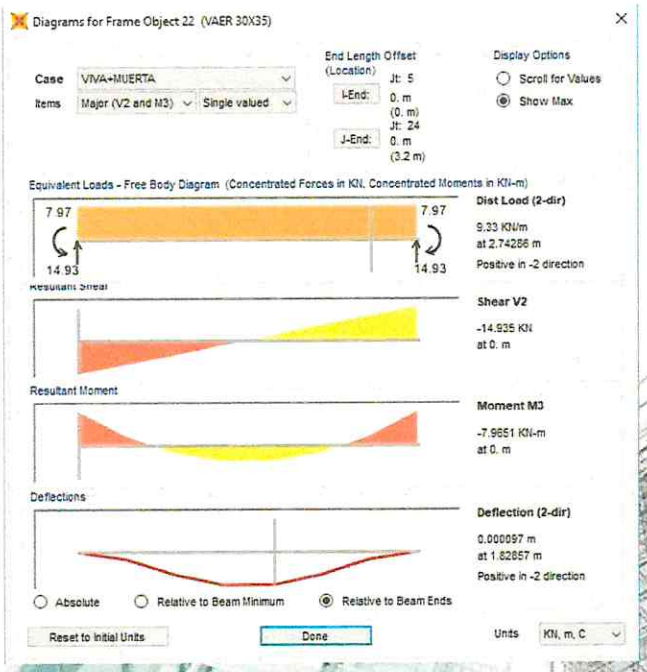
El espesor de la losa es satisfactorio y no necesita refuerzo a flexion.

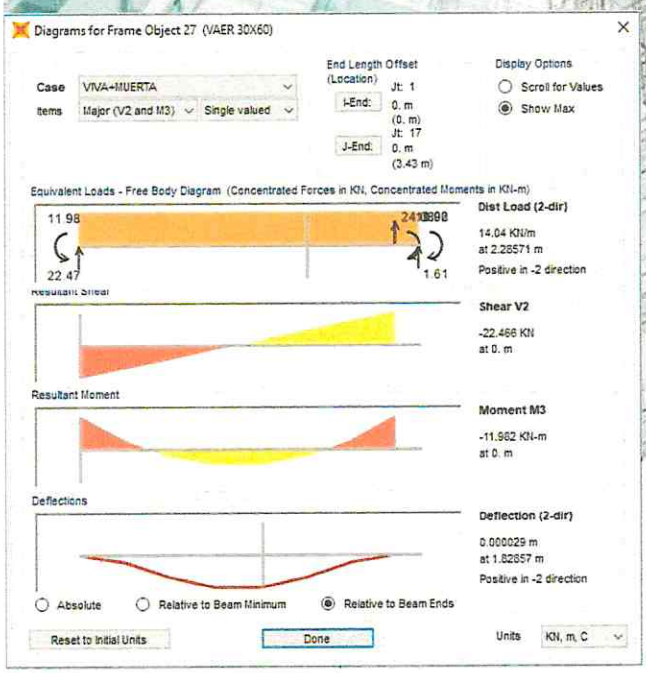
A_{st} =	2.16	cm^2

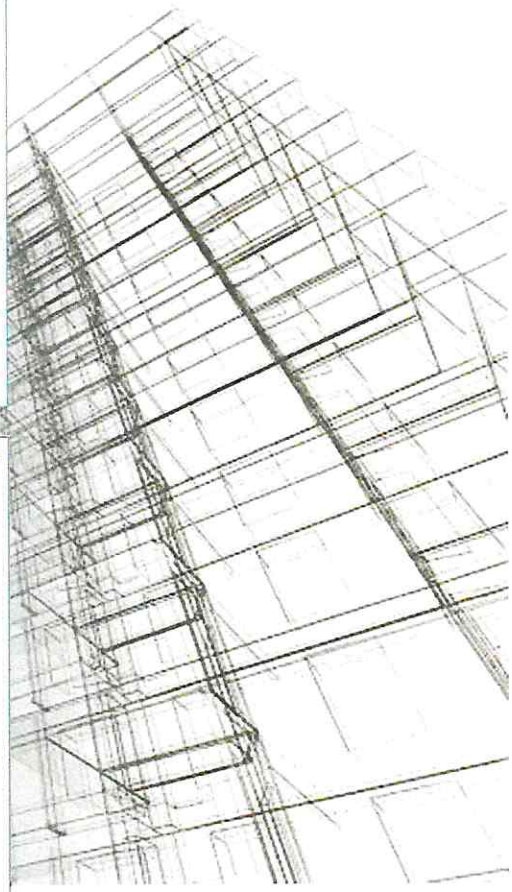
se empleara malla electrosoldada de DIACO. 5mm c/15cm

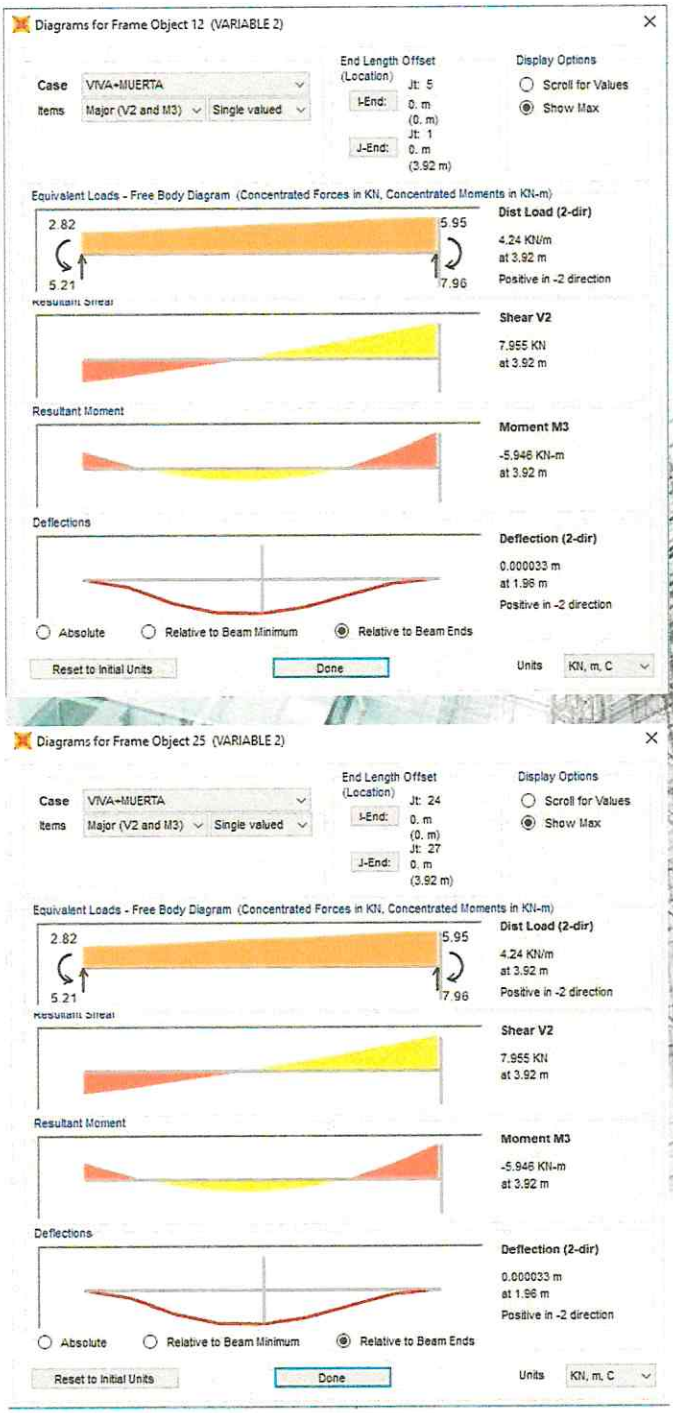


calculo de deflexiones en los centros de las luces y en los extremos de los voladizos.








Diagrams for Frame Object 12 (VARIABLE 2)
Case VIVA+MUERTA
Items Major (V2 and M3) Single valued
End Length Offset (Location)
I-End: Jt: 5 0. m (0. m)
J-End: Jt: 1 0. m (3.92 m)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-m)
2.82
5.95
5.21
7.96
Dist Load (2-dir)
4.24 KN/m
at 3.92 m
Positive in -2 direction
Resultant Shear
Shear V2
7.955 KN
at 3.92 m
Resultant Moment
Moment M3
-5.946 KN-m
at 3.92 m
Deflections
Deflection (2-dir)
0.000033 m
at 1.96 m
Positive in -2 direction
Absolute
Relative to Beam Minimum
Relative to Beam Ends
Reset to Initial Units
Done
Units KN, m, C
Diagrams for Frame Object 25 (VARIABLE 2)
Case VIVA+MUERTA
Items Major (V2 and M3) Single valued
End Length Offset (Location)
I-End: Jt: 24 0. m (0. m)
J-End: Jt: 27 0. m (3.92 m)
Display Options
Scroll for Values
Show Max
Equivalent Loads - Free Body Diagram (Concentrated Forces in KN, Concentrated Moments in KN-m)
2.82
5.95
5.21
7.96
Dist Load (2-dir)
4.24 KN/m
at 3.92 m
Positive in -2 direction
Resultant Shear
Shear V2
7.955 KN
at 3.92 m
Resultant Moment
Moment M3
-5.946 KN-m
at 3.92 m
Deflections
Deflection (2-dir)
0.000033 m
at 1.96 m
Positive in -2 direction
Absolute
Relative to Beam Minimum
Relative to Beam Ends
Reset to Initial Units
Done
Units KN, m, C

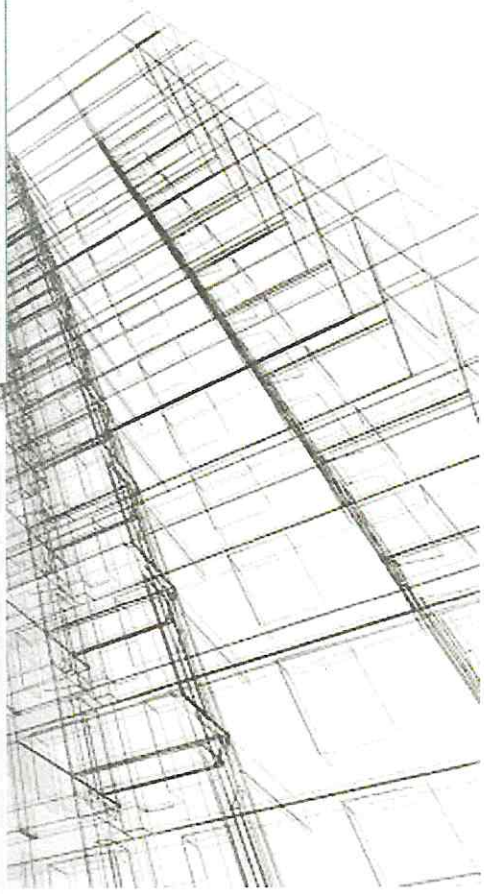


Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 1 of 3

Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 1 of 3

Frame	DesignSect	DesignType	DesignOpt	Status	Location m	PMMCombo
17	COL CIRCULAR 0.35	Column	Design	No Messages	0.	COMB1
17	COL CIRCULAR 0.35	Column	Design	No Messages	1.25	COMB1
17	COL CIRCULAR 0.35	Column	Design	No Messages	2.5	COMB1
18	COL30X30	Column	Design	No Messages	0.	COMB1
18	COL30X30	Column	Design	No Messages	1.25	COMB1
18	COL30X30	Column	Design	No Messages	2.5	COMB1
19	Muro 1	Column	Design	No Messages	0.	COMB1
19	Muro 1	Column	Design	No Messages	1.25	COMB1
19	Muro 1	Column	Design	No Messages	2.5	COMB1
21	COL30X30	Column	Design	No Messages	0.	COMB1
21	COL30X30	Column	Design	No Messages	1.25	COMB1
21	COL30X30	Column	Design	No Messages	2.5	COMB1

Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 2 of 3

Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 2 of 3

Frame	PMMArea m2	PMMRatio	VMajCombo	VMajRebar m2/m	VMinCombo	VMinRebar m2/m
17	0.000962		COMB3	0.000292	COMB3	0.000292
17	0.000962		COMB3	0.000292	COMB3	0.000292
17	0.000962		COMB3	0.000292	COMB3	0.000292
18	0.0009		COMB3	0.00025	COMB3	0.00025
18	0.0009		COMB3	0.00025	COMB3	0.00025
18	0.0009		COMB3	0.00025	COMB3	0.00025
19	0.003		COMB3	0.000266	COMB3	0.000833
19	0.003		COMB3	0.000266	COMB3	0.000833
19	0.003		COMB3	0.000266	COMB3	0.000833
21	0.0009		COMB3	0.00025	COMB3	0.00025
21	0.0009		COMB3	0.00025	COMB3	0.00025
21	0.0009		COMB3	0.00025	COMB3	0.00025

Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 3 of 3

Table: Concrete Design 1 - Column Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 3 of 3

Frame	ErrMsg	WarnMsg
17	No Messages	No Messages
17	No Messages	No Messages
17	No Messages	No Messages
18	No Messages	No Messages
18	No Messages	No Messages
18	No Messages	No Messages
19	No Messages	No Messages
19	No Messages	No Messages
19	No Messages	No Messages
21	No Messages	No Messages
21	No Messages	No Messages
21	No Messages	No Messages

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 1 of 3

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 1 of 3

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location	FTopCombo	FTopArea
				m		m2
3	VAER 30X60	Beam	No Messages	0.	COMB3	0.000012
3	VAER 30X60	Beam	No Messages	0.36667	COMB3 (Sp)	3.059E-06
3	VAER 30X60	Beam	No Messages	0.73333	COMB3 (Sp)	3.059E-06
3	VAER 30X60	Beam	No Messages	1.1	COMB3	0.000012
6	VAER 30X35	Beam	No Messages	0.	COMB3	0.000015
6	VAER 30X35	Beam	No Messages	0.36667	COMB3 (Sp)	3.695E-06
6	VAER 30X35	Beam	No Messages	0.73333	COMB3 (Sp)	3.695E-06
6	VAER 30X35	Beam	No Messages	1.1	COMB3	0.000015
22	VAER 30X35	Beam	No Messages	0.	COMB3	0.000127
22	VAER 30X35	Beam	No Messages	0.45714	COMB3	0.000033
22	VAER 30X35	Beam	No Messages	0.91429	COMB3 (Sp)	0.000031
22	VAER 30X35	Beam	No Messages	1.37143	COMB3 (Sp)	0.000031
22	VAER 30X35	Beam	No Messages	1.82857	COMB3 (Sp)	0.000031
22	VAER 30X35	Beam	No Messages	2.28571	COMB3 (Sp)	0.000031
22	VAER 30X35	Beam	No Messages	2.74286	COMB3	0.000033
22	VAER 30X35	Beam	No Messages	3.2	COMB3	0.000127
23	VAER 30X35	Beam	No Messages	0.	COMB3	0.000144
23	VAER 30X35	Beam	No Messages	0.48714	COMB3	0.000038
23	VAER 30X35	Beam	No Messages	0.97429	COMB3 (Sp)	0.000036
23	VAER 30X35	Beam	No Messages	1.46143	COMB3 (Sp)	0.000036
23	VAER 30X35	Beam	No Messages	1.94857	COMB3 (Sp)	0.000036
23	VAER 30X35	Beam	No Messages	2.43571	COMB3 (Sp)	0.000036

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 1 of 3

Frame	DesignSect	DesignType	Status	Location	FTopCombo	FTopArea
				m		m2
23	VAER 30X35	Beam	No Messages	2.92286	COMB3	0.000038
23	VAER 30X35	Beam	No Messages	3.41	COMB3	0.000144
27	VAER 30X60	Beam	No Messages	0.	COMB3	0.000104
27	VAER 30X60	Beam	No Messages	0.45714	COMB3	0.000028
27	VAER 30X60	Beam	No Messages	0.91429	COMB3 (Sp)	0.000026
27	VAER 30X60	Beam	No Messages	1.37143	COMB3 (Sp)	0.000026
27	VAER 30X60	Beam	No Messages	1.82857	COMB3 (Sp)	0.000026
27	VAER 30X60	Beam	No Messages	2.28571	COMB3 (Sp)	0.000026
27	VAER 30X60	Beam	No Messages	2.74286	COMB3	0.000028
27	VAER 30X60	Beam	No Messages	3.2	COMB3	0.000104
27	VAER 30X60	Beam	No Messages	3.2	COMB3 (Sp)	0.000026
27	VAER 30X60	Beam	No Messages	3.43	COMB3	5.348E-07
28	VAER 30X60	Beam	No Messages	0.	COMB3	0.000103
28	VAER 30X60	Beam	No Messages	0.45429	COMB3	0.000027
28	VAER 30X60	Beam	No Messages	0.90857	COMB3 (Sp)	0.000026
28	VAER 30X60	Beam	No Messages	1.36286	COMB3 (Sp)	0.000026
28	VAER 30X60	Beam	No Messages	1.81714	COMB3 (Sp)	0.000026
28	VAER 30X60	Beam	No Messages	2.27143	COMB3 (Sp)	0.000026
28	VAER 30X60	Beam	No Messages	2.72571	COMB3	0.000027
28	VAER 30X60	Beam	No Messages	3.18	COMB3	0.000103

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 2 of 3

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 2 of 3

Frame	FBotCombo	FBotArea	VCombo	VRebar	TLngCombo	TLngArea
		m2		m2/m		m2
3	COMB3 (Sp)	6.118E-06	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
3	COMB1	7.726E-06	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
3	COMB1	7.726E-06	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
3	COMB3 (Sp)	6.118E-06	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
6	COMB3 (Sp)	7.393E-06	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
6	COMB1	9.544E-06	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
6	COMB1	9.544E-06	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
6	COMB3 (Sp)	7.393E-06	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
22	COMB3 (Sp)	0.000063	COMB3 (Sp)	0.000375	COMB3	0.
22	COMB3 (Sp)	0.000031	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
22	COMB1 (Sp)	0.000069	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
22	COMB1	0.000097	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
22	COMB1	0.000097	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
22	COMB1 (Sp)	0.000069	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
22	COMB3 (Sp)	0.000031	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
22	COMB3 (Sp)	0.000063	COMB3 (Sp)	0.000375	COMB3	0.
23	COMB3 (Sp)	0.000071	COMB3 (Sp)	0.000375	COMB3	0.

391

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 2 of 3

Frame	FBotCombo	FBotArea	VCombo	VRebar	TLngCombo	TLngArea
		m2		m2/m		m2
23	COMB3 (Sp)	0.000036	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
23	COMB1 (Sp)	0.000079	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
23	COMB1	0.00011	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
23	COMB1	0.00011	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
23	COMB1 (Sp)	0.000079	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
23	COMB3 (Sp)	0.000036	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
23	COMB3 (Sp)	0.000071	COMB3 (Sp)	0.000375	COMB3	0.
27	COMB3 (Sp)	0.000052	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
27	COMB3 (Sp)	0.000026	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
27	COMB1 (Sp)	0.000056	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
27	COMB1	0.000078	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
27	COMB1	0.000078	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
27	COMB1 (Sp)	0.000056	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
27	COMB3 (Sp)	0.000026	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
27	COMB3 (Sp)	0.000026	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
27	COMB1 (Sp)	0.000034	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
27	COMB3 (Sp)	2.674E-07	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
28	COMB3 (Sp)	0.000051	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
28	COMB3 (Sp)	0.000026	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
28	COMB1 (Sp)	0.000055	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
28	COMB1	0.000077	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
28	COMB1	0.000077	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
28	COMB1 (Sp)	0.000055	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
28	COMB3 (Sp)	0.000026	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.
28	COMB3 (Sp)	0.000051	COMB3 (Sp)	0.	COMB3	0.

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 3 of 3

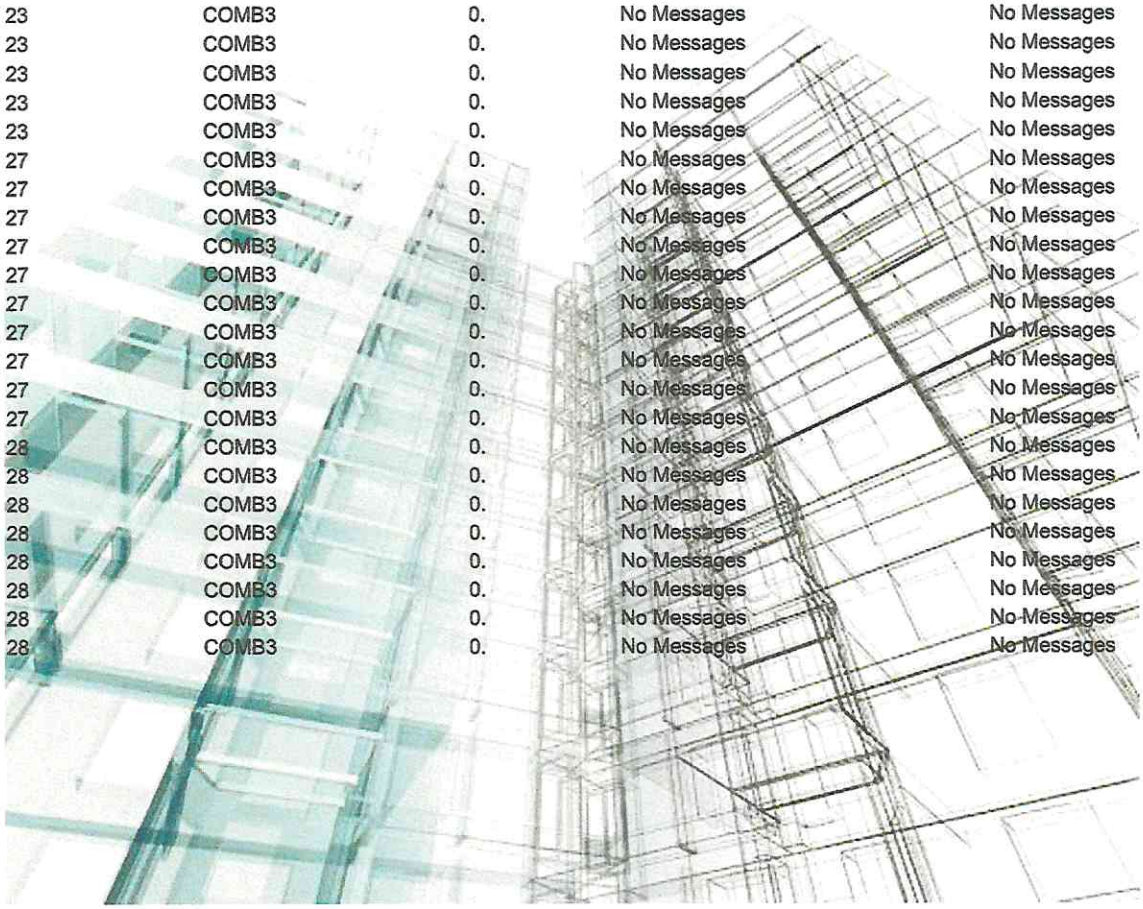
Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 3 of 3

Frame	TTrnCombo	TTrnRebar	ErrMsg	WarnMsg
		m2/m		
3	COMB3	0.	No Messages	No Messages
3	COMB3	0.	No Messages	No Messages
3	COMB3	0.	No Messages	No Messages
3	COMB3	0.	No Messages	No Messages
6	COMB3	0.	No Messages	No Messages
6	COMB3	0.	No Messages	No Messages
6	COMB3	0.	No Messages	No Messages
6	COMB3	0.	No Messages	No Messages
22	COMB3	0.	No Messages	No Messages
22	COMB3	0.	No Messages	No Messages
22	COMB3	0.	No Messages	No Messages
22	COMB3	0.	No Messages	No Messages

391

Table: Concrete Design 2 - Beam Summary Data - ACI 318-08/IBC2009, Part 3 of 3

Frame	TTrnCombo	TTrnRebar m2/m	ErrMsg	WarnMsg
22	COMB3	0.	No Messages	No Messages
22	COMB3	0.	No Messages	No Messages
22	COMB3	0.	No Messages	No Messages
22	COMB3	0.	No Messages	No Messages
23	COMB3	0.	No Messages	No Messages
23	COMB3	0.	No Messages	No Messages
23	COMB3	0.	No Messages	No Messages
23	COMB3	0.	No Messages	No Messages
23	COMB3	0.	No Messages	No Messages
23	COMB3	0.	No Messages	No Messages
23	COMB3	0.	No Messages	No Messages
23	COMB3	0.	No Messages	No Messages
27	COMB3	0.	No Messages	No Messages
27	COMB3	0.	No Messages	No Messages
27	COMB3	0.	No Messages	No Messages
27	COMB3	0.	No Messages	No Messages
27	COMB3	0.	No Messages	No Messages
27	COMB3	0.	No Messages	No Messages
27	COMB3	0.	No Messages	No Messages
27	COMB3	0.	No Messages	No Messages
27	COMB3	0.	No Messages	No Messages
27	COMB3	0.	No Messages	No Messages
28	COMB3	0.	No Messages	No Messages
28	COMB3	0.	No Messages	No Messages
28	COMB3	0.	No Messages	No Messages
28	COMB3	0.	No Messages	No Messages
28	COMB3	0.	No Messages	No Messages
28	COMB3	0.	No Messages	No Messages
28	COMB3	0.	No Messages	No Messages



343

CIMENTACION EN CONCRETO CICLOPEO PARA MUROS

DISEÑO CIMENTACION CICLOPEO PARA MUROS

$W_{servicio}$ = $W_u/1.5$
$W_{servicio}$ = 3.93 Ton/m
δ_{adm} = 13.3 Ton/m

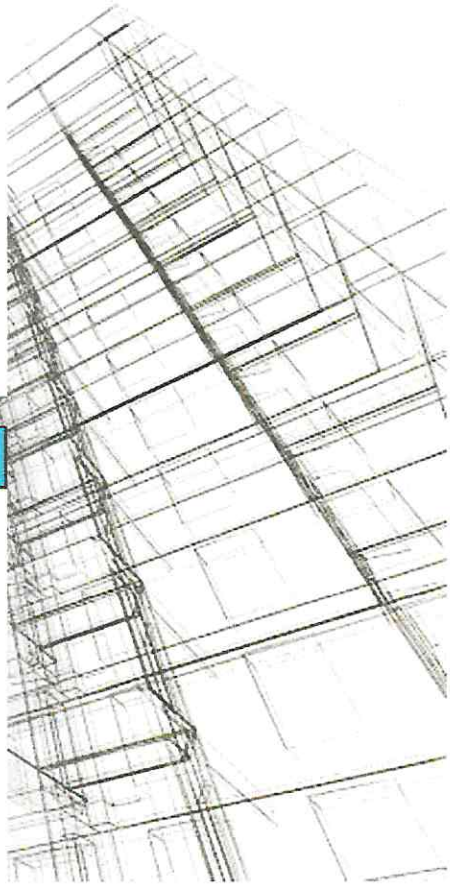
$$B_{viga} = \frac{W_{servicio}}{\delta_{adm}}$$

B_{viga} = 0.30 m
H_{viga} = 0.30 m

Para L=1m

$$\delta_{ultima} = \frac{P_u}{B_{viga}}$$

δ_{ultima} = 10.14 Ton/m^2



DISEÑO CIMENTACION CICLOPEO PARA MUROS

$W_{servicio}$ = $W_u/1.5$
$W_{servicio}$ = 5.93 Ton/m
δ_{adm} = 13.3 Ton/m

$$B_{viga} = \frac{W_{servicio}}{\delta_{adm}}$$

B_{viga} = 0.45 m
H_{viga} = 0.30 m

Para L=1m

$$\delta_{ultima} = \frac{P_u}{B_{viga}}$$

δ_{ultima} = 6.72 Ton/m^2

344

2 RECOMENDACIONES CONSTRUCTIVAS

- Todo el equipo para transporte mezclado del concreto debe de estar limpio
- Todos los residuos se deben de retirar del lugar que va a ocupar el concreto.
- La parte interna de las formaletas debe de estar protegida.
- Refuerzo libre de grasa o cualquier otra sustancia no metálica que impida la adherencia con el concreto.
- Las juntas de construcción deben de limpiarse removiendo la lechada y agua estancada y humedecer antes de la otra fundida.
- El tiempo de mezclado debe de ser el suficiente para producir una mezcla homogénea sin llegar a producir segregación tiempo aprox., recomendado 1 min. y medio luego que todos los componentes estén dentro de la mezcladora a menos que con un tiempo inferior se llegue a la homogeneidad de la mezcla.
- Para evitar la segregación debida al exceso de manipulación de la mezcla esta se debe de realizar cerca del sitio de fundición.
- La velocidad de colocación debe de ser tal que el concreto se encuentra en estado plástico permitiéndole fluir entre las barras de refuerzo.
- No se debe de colocar el concreto que una vez mezclado se le adicione agua ni aquel que se someta a una nueva mezcla luego de su fraguado inicial. Excepto el visto bueno del supervisor.
- Una vez iniciado el proceso de fundición este debe culminarse hasta las juntas de construcción definidas en los planos o de acuerdo los requisitos de la NSR-10
- El concreto exceptuando el de alta resistencia a temprana edad debe de mantenerse a una temperatura mayor a los 10° y húmedo para permitir su hidratación por lo menos durante los 7 primeros días contados a partir de su vaciado
- Se debe cumplir estrictamente con los recubrimientos mínimos y con la altura útil "d" de la sección de cálculo.
- El agregado grueso debe de ser del mayor tamaño posible iniciando con un tamaño de 25 cm. sin que se exceda 1/5 de la menor dimensión entre caras de las formaletas o 1/3 del espesor de las losas o 3/4 de la separación libre mínima entre barras de refuerzo.
- En el diseño de la mezcla se debe de tener en cuenta las exigencias de la NSR-10 con respecto a la relación Agua/ cemento para esta tipo de estructuras.
- Se deben de toma al menos dos cilindros no menos de una vez por día ni menos de una vez por cada 40 m^3 o una vez por cada 200 m^2 de muro o losa.
- Si la estructura se construye en más de una etapa, se recomienda dejar una "mocheta" a nivel de cimentación de mínimo 80 cm de longitud para poder realizar los empalmes necesarios entre estructuras.

Atentamente,

LUIS FERNANDO GARCIA ORTIZ
Ingeniero Civil - Consultor
Esp. en Estructuras – UNal.
M.P. 25202 – 198466 CND