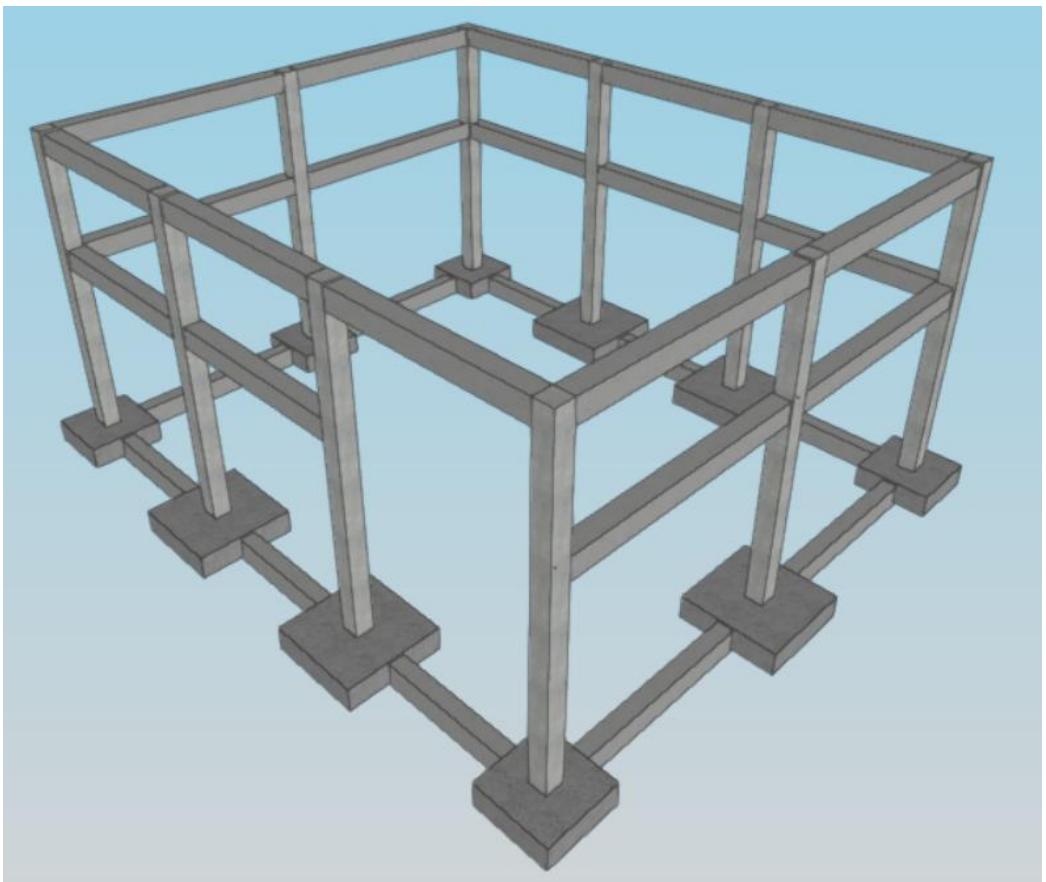
CHANG
INGENIERIA

MEMORIA DE CÁLCULO

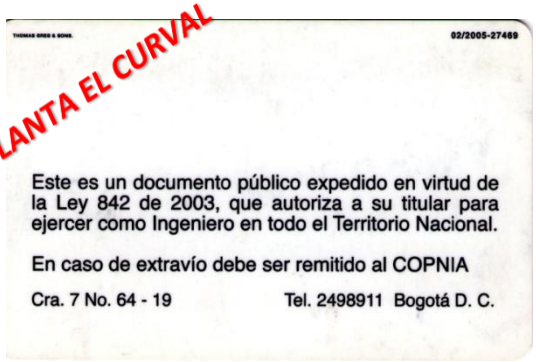
CASETA DE SALES



GUSTAVO ARIEL CHANG NIETO
INGENIERO CIVIL M.C.S ESTRUCTURAS
MATRICULA NO. 1320272728 BLV



VALIDO CASETA DE SALES PLANTA EL CURVAL



REVISIÓN Y APROBACIÓN

TÍTULO DOCUMENTO: MEMORIAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA CASETA DE SALES DE LA PLANTA DE TRATAMIENTO DE AGUA POTABLE DENOMINADA EL CURVAL EN LA CIUDAD DE SANTA MARTA					
Código del documento: CURSAM_AC_D_IN_03_EstrCasetaSal					
APROBACIÓN	**NÚMERO DE REVISIÓN**		**1**	**2**	**3**
	Elaboración	**Nombre**		Gustavo Ariel Chang Nieto MP: 1320272728 BLV	
		Firma			
		Fecha		Enero 2025	
	Alcaldía	**Nombre**		Luis Felipe Gutierrez M.P. BL230-30375	
		Firma			
		Fecha		Enero 2025	
	Interventoría	**Nombre**		Jorge Zúñiga Cespedes MP: 08202188686 ATL	
		Firma			
		Fecha		Enero 2025	

ÍNDICE

1. VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA 5

2. DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA 5

3. NORMAS CONSIDERADAS 5

4. ACCIONES CONSIDERADAS 5
- **4.1. Gravitatorias** 5
- **4.2. Diseño contrafuego** 5
- **4.3. Sismo** 9
  - 4.3.1. Datos generales de sismo 9
- **4.4. Hipótesis de carga** 13
- **4.5. Listado de cargas** 20

5. ESTADOS LÍMITE 21

6. SITUACIONES DE PROYECTO 20
- **6.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)** 22
- **6.2. Combinaciones** 30

7. DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS 33

8. DATOS GEOMÉTRICOS DE COLUMNAS, MUROS DE CORTANTE Y MUROS 34
- **8.1. Columnas** 34

9. DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA 37

10. INTERACCIÓN TERRENO-ESTRUCTURA (ZAPATAS Y ENCEPADOS) 37

11. LOSAS Y ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN 40
- **11.1. Zapatas** 40

12. MATERIALES UTILIZADOS 41
- **12.1. Concretos** 41
- **12.2. Aceros por elemento y posición** 41
  - 12.2.1. Aceros en barras 41

1. VERSIÓN DEL PROGRAMA Y NÚMERO DE LICENCIA

Versión: 2025

Número de licencia: 120040

Descripción del programa utilizado:

CYPECAD ha sido concebido para realizar el cálculo de esfuerzos y dimensionamiento de estructuras de hormigón armado y metálicas diseñadas con forjados unidireccionales de viguetas (genéricos, armados, pretensados, in situ, metálicos de alma llena, de viguetas de madera y de celosía), placas aligeradas, losas mixtas, forjados bidireccionales reticulares y losas macizas para edificios sometidos a acciones verticales y horizontales. Las vigas de los forjados pueden ser de hormigón, metálicas, mixtas (acero y hormigón) y de

madera. Los soportes pueden ser pilares de hormigón armado, metálicos, mixtos, pantallas de hormigón armado, muros de hormigón armado con o sin empujes horizontales

y muros de fábrica (genéricos y de bloques de hormigón). La cimentación puede ser fija (por zapatas o encepados) o flotante (mediante vigas y losas de cimentación). Puede calcularse únicamente la cimentación si se introducen sólo arranques de pilares. Las escaleras son de hormigón armado apoyadas en los forjados. ***(Manual de Cype Ingenieros, 2023)***

2. DATOS GENERALES DE LA ESTRUCTURA

Proyecto: Diseño caseta de sales

Clave: Diseño caseta de sales

3. NORMAS CONSIDERADAS

Concreto: NSR-10

A. formados en frio: AISI S100-2007 (LRFD)

Aceros laminados y armados: ANSI/AISC 360-10 (LRFD)

Categoría de uso: General

4. ACCIONES CONSIDERADAS

4.1. Gravitatorias

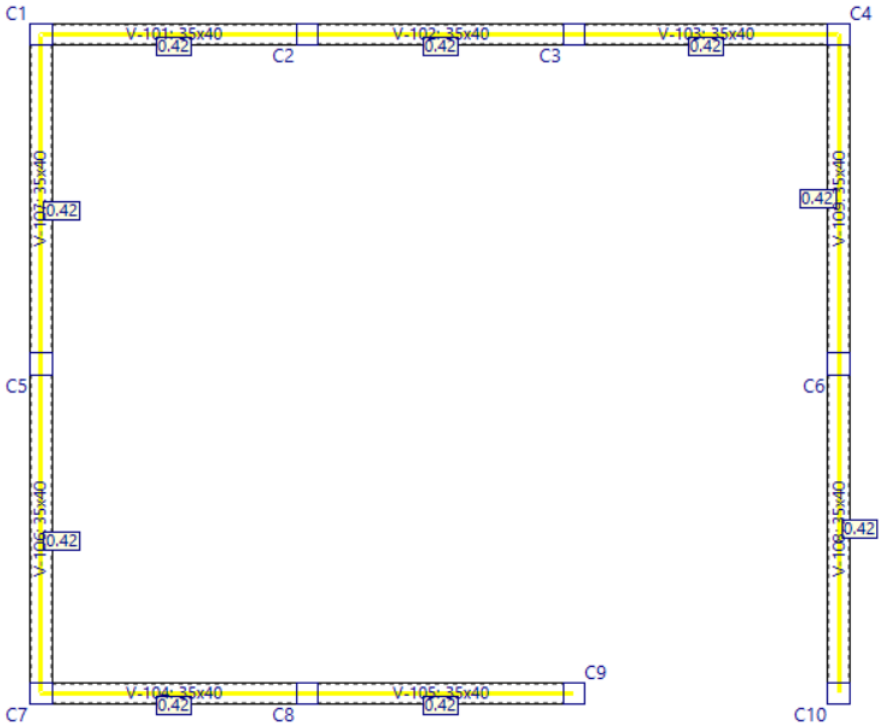
La asignación de cargas se realizó de la siguiente manera:

Cargas vivas:

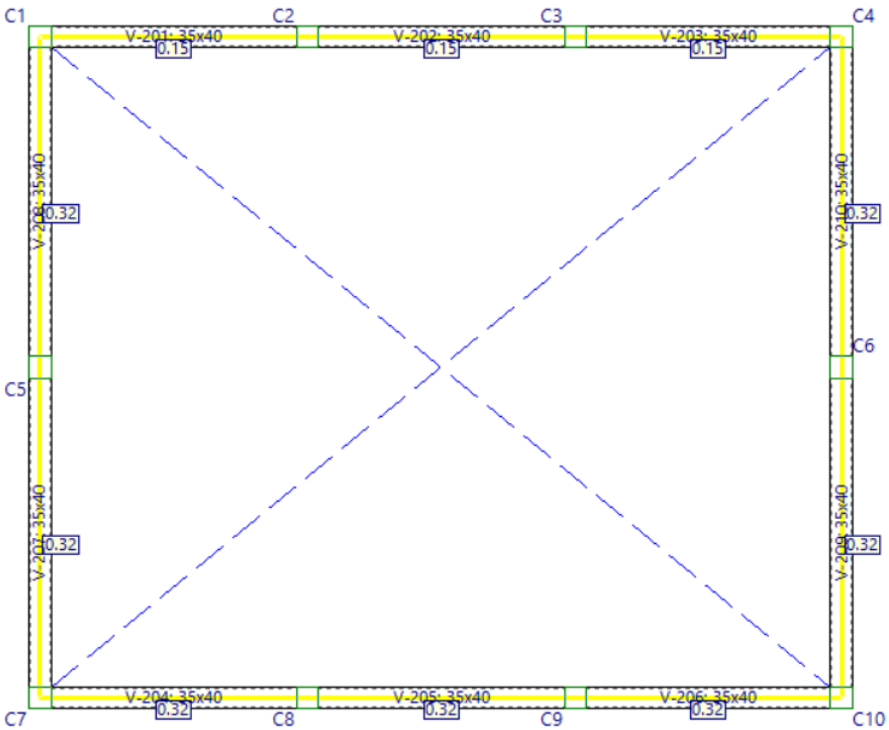
Planta	C.V. (t/m²)	Cargas muertas (t/m²)
N+5.10	0.05	0.00
N+2.80	0.00	0.00
Cimentación	0.00	0.00

Cargas muertas:

N+2.80


C1
C2
C3
C4
C5
C6
C7
C8
C9
C10
V-101: 35x40
V-102: 35x40
V-103: 35x40
V-104: 35x40
V-105: 35x40
V-106: 35x40
V-107: 35x40
V-108: 35x40
V-109: 35x40
0.42

N+5.10


C1
C2
C3
C4
C5
C6
C7
C8
C9
C10
V-201: 35x40
V-202: 35x40
V-203: 35x40
V-204: 35x40
V-205: 35x40
V-206: 35x40
V-207: 35x40
V-208: 35x40
V-209: 35x40
V-210: 35x40
0.15
0.32

4.2. Diseño contrafuego

A continuación, se describe el procedimiento para la protección contra el fuego de la estructura:

La estructura es de concreto reforzado como lo dice en el J.3.5.2 elementos de concreto, se realizará el respectivo chequeo de los recubrimientos requeridos en la norma NSR-10, Titulo J.

1. Clasificación de la edificación

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	

Basándonos en esta tabla, el proyecto se encuentra clasificado en el grupo F-1, Fabril riesgo moderado.

2. Categorización de la estructura

Tabla J.3.3-2
Categorización de las edificaciones para efectos de resistencia contra el fuego de acuerdo con su uso, densidad de carga combustible y el número de pisos

Grupos de ocupación de las edificaciones	Potencial combustible C_c (MJ / m^2)	Requieren protección				
		Número de pisos				
		1	2	3	4	≥ 5
(A-1), (A-2)	$C_C > 8\,000$	II	II	I	I	I
	$4\,000 < C_C < 8\,000$	III	II	II	I	I
	$C_C < 4\,000$	III	III	III	II	I
(F-1), (F-2)	$C_C > 8\,000$	I	I	I	I	I
	$4\,000 < C_C < 8\,000$	II	II	I	I	I
	$2\,000 < C_C < 4\,000$	III	II	II	I	I
	$C_C < 2\,000$	III	III	II	II	I
(P)	$C_C > 8\,000$	I	I	I	I	I
	$4\,000 < C_C < 8\,000$	II	I	I	I	I
	$C_C < 4\,000$	III	II	II	I	I

NOTA: 1 MJ = 0.28 kWh = 0.239 Mcal

En función del grupo de ocupación, el material de combustión y el número de pisos se define la categoría de riesgo de pérdida de vidas humanas o amenaza de combustión para la edificación del presente proyecto según el parágrafo J.3.3.1, encontrándose esta en la **Categoría I.**

3. Resistencia al fuego en unidades de tiempo.

Tabla J.3.4-3
Resistencia requerida al fuego normalizado NTC 1480 (ISO 834), en horas, de elementos de una edificación.

Elementos de la construcción	Categoría según la clasificación dada en J.3.3.1		
	I	II	III
Muros Cortafuego	3	2 ½	2
Muros de cerramiento de escaleras, ascensores, buitrones, ductos para basuras y corredores de evacuación	2	2	1 ½
Muros divisorios entre unidades	2	1 ½	1
Muros interiores no portantes	½	¼	-
Columnas, vigas, viguetas, losas, y muros portantes de cualquier material, y estructuras metálicas en celosía	2	1 ½	1
Cubiertas	1	1	½
Escaleras interiores no encerradas con muros	2	1½	1

En esta tabla se aprecia los elementos a proteger contra el fuego y el tiempo mínimo de exposición al fuego debe resistir la estructura. Para este caso el tiempo de resistencia al fuego es de 2.0 horas.

4. Recubrimiento mínimo para los elementos estructurales

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.

Basado en esta tabla se evidencia que las dimenciones de las columnas (35cm x 35cm) son suficiente para dar la protección al fuego requerido por la norma.

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

Con base en las anteriores tablas e información se demuestra que el recubrimiento elegido de 40 mm cumple con las exigencias mínimas para la protección a la exposición del fuego.

Con base en las anteriores tablas e información se demuestra que el diseño presentado **cumple** con las exigencias mínimas para la protección a la exposición del fuego.

4.3. Sismo

Norma utilizada: NSR-10

Reglamento Colombiano de Construcción Sismo Resistente (2010)

Método de cálculo: Análisis dinámico espectral (NSR-10, A.3.4.2.2)

4.3.1. Datos generales de sismo

Caracterización del emplazamiento

A_a: Aceleración horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_a** : *0.15* g
A_v: Velocidad horizontal pico efectiva (NSR-10, A.2.2)	**A_v** : *0.10* g
V_m: Velocidad media de onda de cortante (NSR-10, A.2.4.3)	**V_m** : *180.00* m/s

Sistema estructural

R_{0X}: Coeficiente de disipación de energía básico (X) (NSR-10, A.3)	**R_{0X}** : *5.00*
R_{0Y}: Coeficiente de disipación de energía básico (Y) (NSR-10, A.3)	**R_{0Y}** : *5.00*
Φ_a: Coeficiente de irregularidad en altura (NSR-10, A.3.3.5)	**Φ_a** : *0.80*
Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	**Φ_p** : *0.80*
Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	**Φ_{rX}** : *1.00*
Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	**Φ_{rY}** : *1.00*

Geometría en altura (NSR-10, A.3.3.4 y A.3.3.5): Irregular

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Tipología estructural (X): I

Tipología estructural (Y): I

h: Altura del edificio **h** : *5.10* m

Tipo de edificación (NSR-10, A.2.5): IV

Parámetros de cálculo

Número de modos de vibración que intervienen en el análisis: Según norma

Grados de libertad que intervienen en el análisis: No se han considerado las plantas bajo rasante en el modelo dinámico

Fracción de sobrecarga de uso	:	*0.00*
Fracción de sobrecarga de nieve	:	*0.00*
Factor multiplicador del espectro	:	*1.00*

Efectos de la componente sísmica vertical

No se consideran

Verificación de la condición de cortante basal: Según norma

Se realiza análisis de los efectos de 2º orden

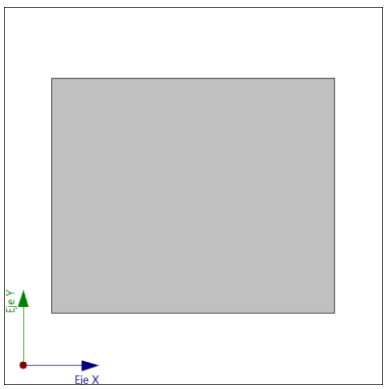
Valor para multiplicar los desplazamientos 1.00

Criterio de armado a aplicar por ductilidad: Moderado (DMO)

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y



Proyección en planta de la obra

AUSENCIA DE REDUNDANCIA.

Con la geometría de la estructura (distancia entre ejes, dimensiones de columnas y vigas), se procede a estimar las rigideces de los pórticos que conforman la estructura.

El objetivo es comprobar que la perdida de resistencia de dos extremos de un vínculo (viga) no genera una reducción de más del 33% de la resistencia ante cargas horizontales del piso.

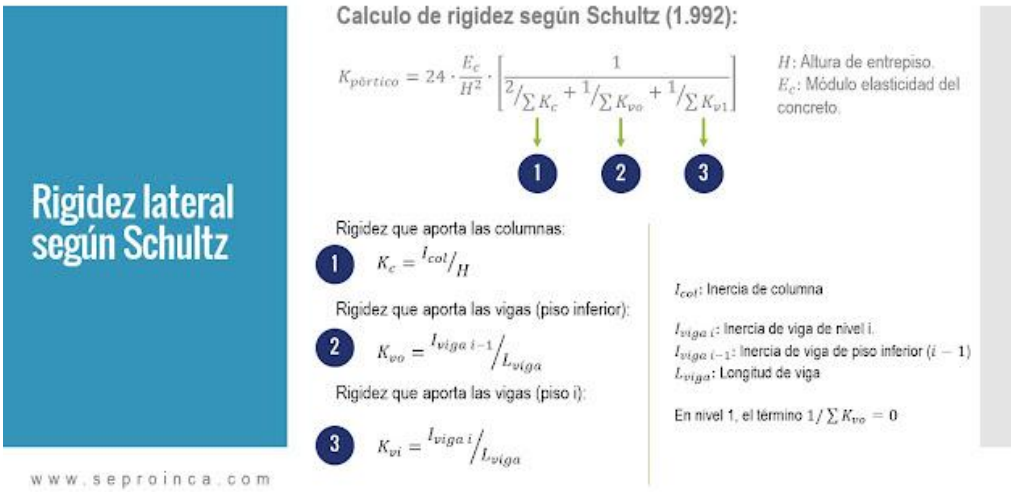
Se procede a determinar las inercias y rigideces de cada elemento y pórtico.

- N+2.80.

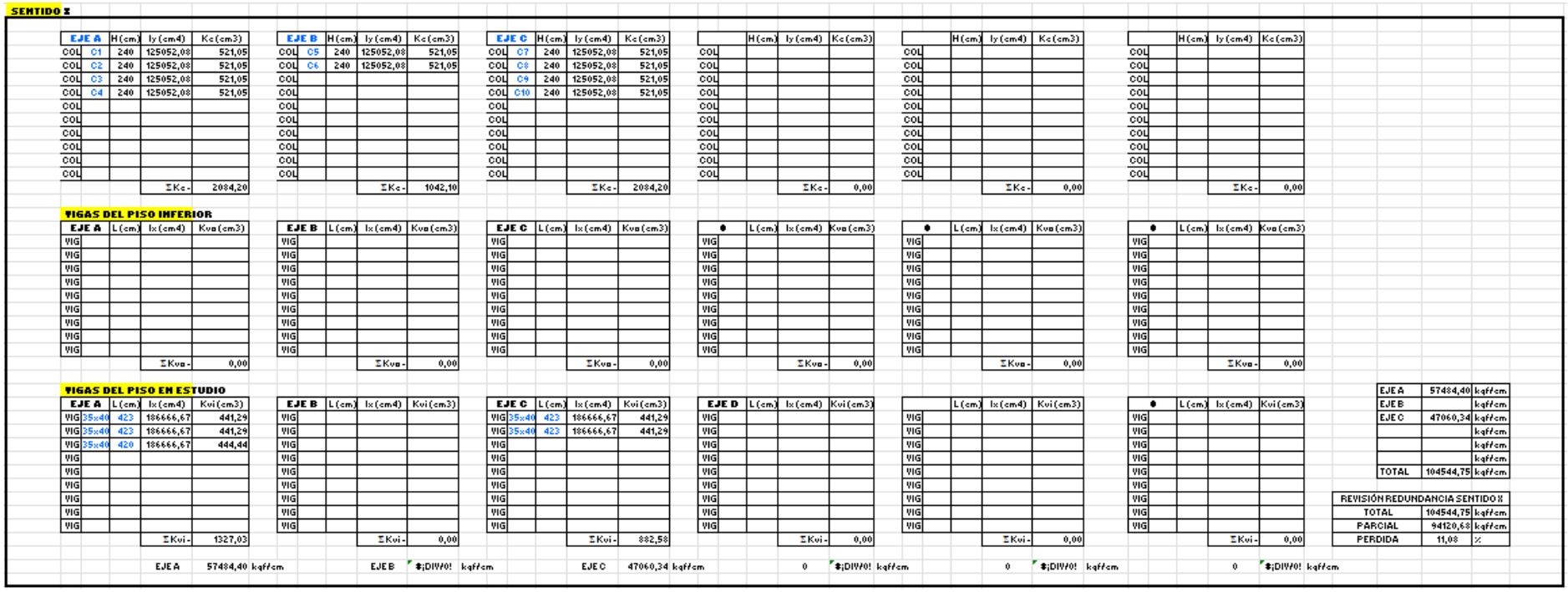
COLUMNA	FORMA	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Ix (cm4)	Iy (cm4)
C1	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C2	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C3	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C4	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C5	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C6	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C7	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C8	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C9	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C10	rectangular	35	35		125052,1	125052,1

VIGAS	FORMA	b (cm)	h (cm)	Ix (cm4)
35x40	rectangular	35	40	186666,7

Se emplea la fórmula de Schultz para estimar la rigidez de cada pórtico.


Rigidez lateral según Schultz
www.seproinca.com
Calculo de rigidez según Schultz (1.992):
$K_{pórtico} = 24 \cdot \frac{E_c}{H^2} \cdot \left[\frac{1}{2/\sum K_c + 1/\sum K_{vo} + 1/\sum K_{vi}}\right]$
H: Altura de entrepiso.
E_c: Módulo elasticidad del concreto.
1
2
3
Rigidez que aporta las columnas:
1 $K_c = I_{col}/H$
Rigidez que aporta las vigas (piso inferior):
2 $K_{vo} = I_{viga\ i-1}/L_{viga}$
Rigidez que aporta las vigas (piso i):
3 $K_{vi} = I_{viga\ i}/L_{viga}$
I_{col}: Inercia de columna
$I_{viga\ i}$: Inercia de viga de nivel i.
$I_{viga\ i-1}$: Inercia de viga de piso inferior $(i-1)$
L_{viga}: Longitud de viga
En nivel 1, el término $1/\sum K_{vo} = 0$

Sentido X



SENTIDO X

EJE A	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL C1	240	125052,08	521,05
COL C2	240	125052,08	521,05
COL C3	240	125052,08	521,05
COL C4	240	125052,08	521,05
ΣKc-			2084,20

EJE B	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL C5	240	125052,08	521,05
COL C6	240	125052,08	521,05
ΣKc-			1042,10

EJE C	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL C7	240	125052,08	521,05
COL C8	240	125052,08	521,05
COL C9	240	125052,08	521,05
COL C10	240	125052,08	521,05
ΣKc-			2084,20

	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
ΣKc-			0,00

	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
ΣKc-			0,00

	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
ΣKc-			0,00

VIGAS DEL PISO INFERIOR

EJE A	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
ΣKva-			0,00

EJE B	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
ΣKva-			0,00

EJE C	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
ΣKva-			0,00

	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
ΣKva-			0,00

	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
ΣKva-			0,00

	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
ΣKva-			0,00

VIGAS DEL PISO EN ESTUDIO

EJE A	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
VIG 35x40	420	186666,67	444,44
ΣKvi-			1327,03

EJE B	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
ΣKvi-			0,00

EJE C	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
ΣKvi-			882,58

EJE D	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
ΣKvi-			0,00

	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
ΣKvi-			0,00

	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
ΣKvi-			0,00

EJE A	57484,40	kgf/cm
EJE B		kgf/cm
EJE C	47060,34	kgf/cm
		kgf/cm
		kgf/cm
TOTAL	104544,75	kgf/cm

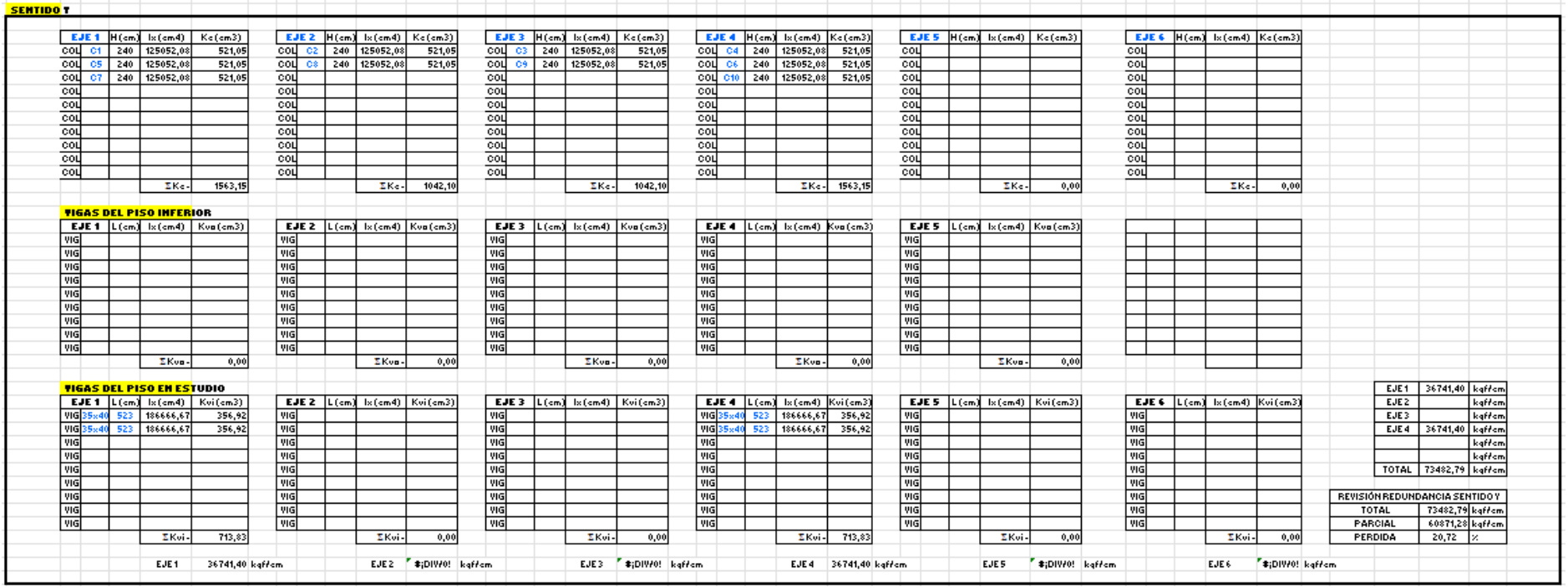
REVISIÓN REDUNDANCIA SENTIDO X		
TOTAL	104544,75	kgf/cm
PARCIAL	94120,68	kgf/cm
PERDIDA	11,08	%

EJE A 57484,40 kgf/cm | EJE B #¡DIV/0! kgf/cm | EJE C 47060,34 kgf/cm | 0 #¡DIV/0! kgf/cm | 0 #¡DIV/0! kgf/cm | 0 #¡DIV/0! kgf/cm

Se comprueba que la perdida de rigidez de una conexión viga-columna dan valores menores al 33%.

Por lo tanto, el coeficiente de redundancia en sentido X es $\phi r=1.0$

Sentido Y



SENTIDO Y

EJE 1	H(cm)	Ix(cm4)	Kc(cm3)
COL C1	240	125052,08	521,05
COL C5	240	125052,08	521,05
COL C7	240	125052,08	521,05
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
	ΣKc-		1563,15

EJE 2	H(cm)	Ix(cm4)	Kc(cm3)
COL C2	240	125052,08	521,05
COL C8	240	125052,08	521,05
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
	ΣKc-		1042,10

EJE 3	H(cm)	Ix(cm4)	Kc(cm3)
COL C3	240	125052,08	521,05
COL C9	240	125052,08	521,05
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
	ΣKc-		1042,10

EJE 4	H(cm)	Ix(cm4)	Kc(cm3)
COL C4	240	125052,08	521,05
COL C6	240	125052,08	521,05
COL C10	240	125052,08	521,05
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
	ΣKc-		1563,15

EJE 5	H(cm)	Ix(cm4)	Kc(cm3)
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
	ΣKc-		0,00

EJE 6	H(cm)	Ix(cm4)	Kc(cm3)
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
	ΣKc-		0,00

VIGAS DEL PISO INFERIOR

EJE 1	L(cm)	Ix(cm4)	Kvu(cm3)
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvu-		0,00

EJE 2	L(cm)	Ix(cm4)	Kvu(cm3)
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvu-		0,00

EJE 3	L(cm)	Ix(cm4)	Kvu(cm3)
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvu-		0,00

EJE 4	L(cm)	Ix(cm4)	Kvu(cm3)
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvu-		0,00

EJE 5	L(cm)	Ix(cm4)	Kvu(cm3)
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvu-		0,00

VIGAS DEL PISO EN ESTUDIO

EJE 1	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG 35x40	523	186666,67	356,92
VIG 35x40	523	186666,67	356,92
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvi-		713,83

EJE 2	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvi-		0,00

EJE 3	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvi-		0,00

EJE 4	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG 35x40	523	186666,67	356,92
VIG 35x40	523	186666,67	356,92
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvi-		713,83

EJE 5	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvi-		0,00

EJE 6	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvi-		0,00

EJE 1	36741,40	kgf/cm
EJE 2		kgf/cm
EJE 3		kgf/cm
EJE 4	36741,40	kgf/cm
		kgf/cm
		kgf/cm
TOTAL	73482,79	kgf/cm

REVISIÓN REDUNDANCIA SENTIDO Y		
TOTAL	73482,79	kgf/cm
PARCIAL	50871,28	kgf/cm
PERDIDA	30,78	%

EJE 1 36741,40 kgf/cm | EJE 2 #¡DIV/0! kgf/cm | EJE 3 #¡DIV/0! kgf/cm | EJE 4 36741,40 kgf/cm | EJE 5 #¡DIV/0! kgf/cm | EJE 6 #¡DIV/0! kgf/cm

Se comprueba que la perdida de rigidez de una conexión viga-columna dan valores menores al 33%.

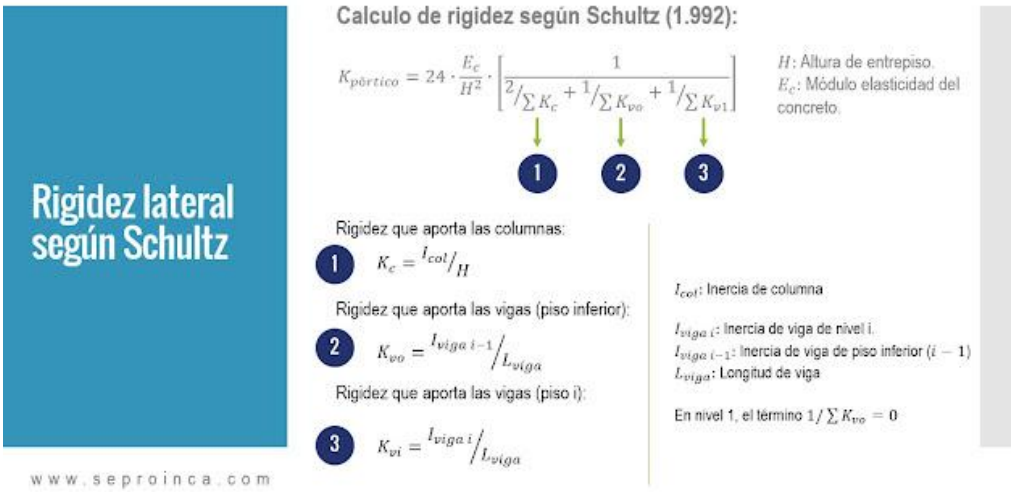
Por lo tanto, el coeficiente de redundancia en sentido Y es $\phi r=1.0$

- N+5.10.

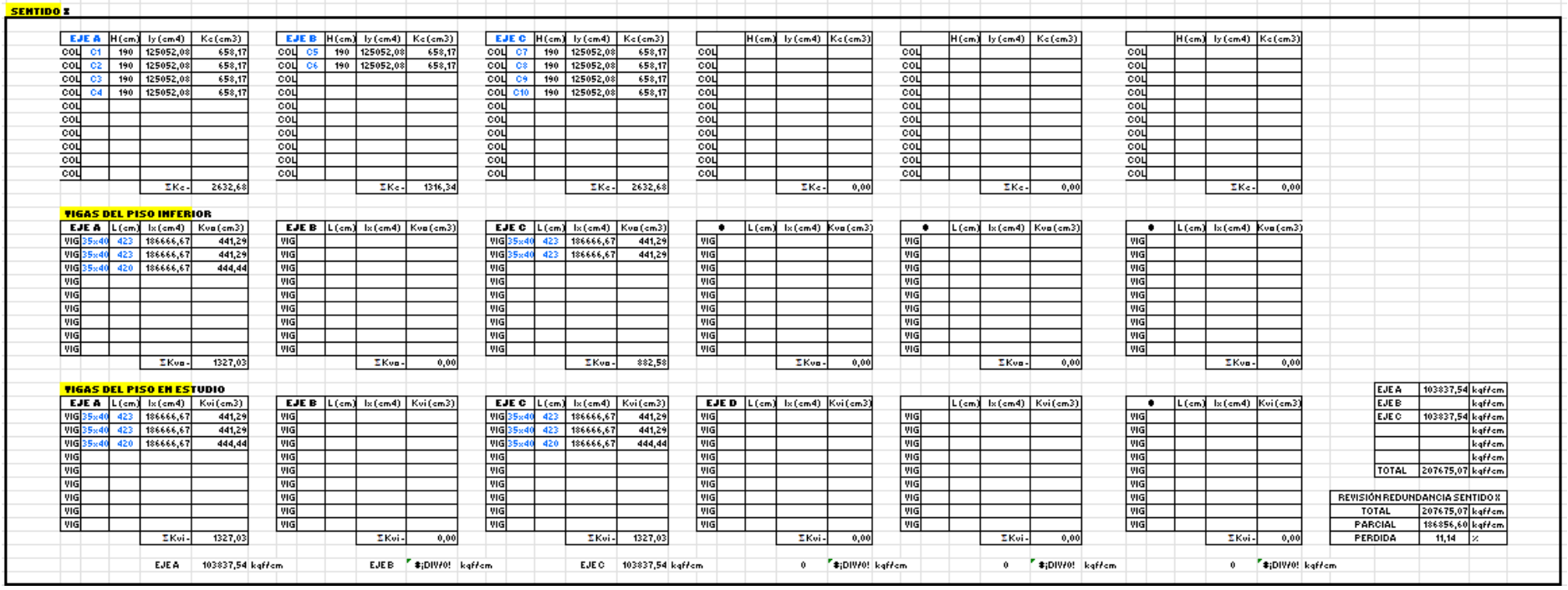
COLUMNA	FORMA	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Ix (cm4)	Iy (cm4)
C1	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C2	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C3	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C4	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C5	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C6	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C7	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C8	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C9	rectangular	35	35		125052,1	125052,1
C10	rectangular	35	35		125052,1	125052,1

VIGAS	FORMA	b (cm)	h (cm)	Ix (cm4)
35x40	rectangular	35	40	186666,7

Se emplea la fórmula de Schultz para estimar la rigidez de cada pórtico.



Sentido X



SENTIDO X

EJE A	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL C1	190	125052,08	658,17
COL C2	190	125052,08	658,17
COL C3	190	125052,08	658,17
COL C4	190	125052,08	658,17
ΣKc-			2632,68

EJE B	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL C5	190	125052,08	658,17
COL C6	190	125052,08	658,17
ΣKc-			1316,34

EJE C	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL C7	190	125052,08	658,17
COL C8	190	125052,08	658,17
COL C9	190	125052,08	658,17
COL C10	190	125052,08	658,17
ΣKc-			2632,68

	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
ΣKc-			0,00

	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
ΣKc-			0,00

	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
ΣKc-			0,00

VIGAS DEL PISO INFERIOR

EJE A	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
VIG 35x40	420	186666,67	444,44
ΣKva-			1327,03

EJE B	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
ΣKva-			0,00

EJE C	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
ΣKva-			882,58

	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
ΣKva-			0,00

	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
ΣKva-			0,00

	L(cm)	Ix(cm4)	Kva(cm3)
ΣKva-			0,00

VIGAS DEL PISO EN ESTUDIO

EJE A	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
VIG 35x40	420	186666,67	444,44
ΣKvi-			1327,03

EJE B	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
ΣKvi-			0,00

EJE C	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
VIG 35x40	423	186666,67	441,29
VIG 35x40	420	186666,67	444,44
ΣKvi-			1327,03

EJE D	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
ΣKvi-			0,00

	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
ΣKvi-			0,00

	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
ΣKvi-			0,00

EJE A	103837,54	kgf/cm
EJE B		kgf/cm
EJE C	103837,54	kgf/cm
		kgf/cm
		kgf/cm
TOTAL	207675,07	kgf/cm

REVISIÓN REDUNDANCIA SENTIDO X		
TOTAL	207675,07	kgf/cm
PARCIAL	186856,60	kgf/cm
PERDIDA	11,14	%

EJE A 103837,54 kgf/cm | EJE B #¡DIV/0! kgf/cm | EJE C 103837,54 kgf/cm | 0 #¡DIV/0! kgf/cm | 0 #¡DIV/0! kgf/cm | 0 #¡DIV/0! kgf/cm

Se comprueba que la perdida de rigidez de una conexión viga-columna dan valores menores al 33%.

Por lo tanto, el coeficiente de redundancia en sentido X es $\phi r=1.0$

Sentido Y

SENTIDO Y

EJE 1		H (cm)	Ix (cm4)	Kc (cm3)
COL	C1	190	125052,08	658,17
COL	C5	190	125052,08	658,17
COL	C7	190	125052,08	658,17
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
		ΣKc =		1974,51

EJE 2		H (cm)	Ix (cm4)	Kc (cm3)
COL	C2	190	125052,08	658,17
COL	C8	190	125052,08	658,17
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
		ΣKc =		1316,34

EJE 3		H (cm)	Ix (cm4)	Kc (cm3)
COL	C3	190	125052,08	658,17
COL	C9	190	125052,08	658,17
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
		ΣKc =		1316,34

EJE 4		H (cm)	Ix (cm4)	Kc (cm3)
COL	C4	190	125052,08	658,17
COL	C6	190	125052,08	658,17
COL	C10	190	125052,08	658,17
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
		ΣKc =		1974,51

EJE 5		H (cm)	Ix (cm4)	Kc (cm3)
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
		ΣKc =		0,00

EJE 6		H (cm)	Ix (cm4)	Kc (cm3)
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
		ΣKc =		0,00

VIGAS DEL PISO INFERIOR

EJE 1		L (cm)	Ix (cm4)	Kva (cm3)
VIG	35x40	523	186666,67	356,92
VIG	35x40	523	186666,67	356,92
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKva =		713,83

EJE 2		L (cm)	Ix (cm4)	Kva (cm3)
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKva =		0,00

EJE 3		L (cm)	Ix (cm4)	Kva (cm3)
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKva =		0,00

EJE 4		L (cm)	Ix (cm4)	Kva (cm3)
VIG	35x40	523	186666,67	356,92
VIG	35x40	523	186666,67	356,92
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKva =		713,83

EJE 5		L (cm)	Ix (cm4)	Kva (cm3)
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKva =		0,00

VIGAS DEL PISO EN ESTUDIO

EJE 1		L (cm)	Ix (cm4)	Kvi (cm3)
VIG	35x40	523	186666,67	356,92
VIG	35x40	523	186666,67	356,92
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKvi =		713,83

EJE 2		L (cm)	Ix (cm4)	Kvi (cm3)
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKvi =		0,00

EJE 3		L (cm)	Ix (cm4)	Kvi (cm3)
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKvi =		0,00

EJE 4		L (cm)	Ix (cm4)	Kvi (cm3)
VIG	35x40	523	186666,67	356,92
VIG	35x40	523	186666,67	356,92
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKvi =		713,83

EJE 5		L (cm)	Ix (cm4)	Kvi (cm3)
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKvi =		0,00

EJE 6		L (cm)	Ix (cm4)	Kvi (cm3)
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
VIG				
		ΣKvi =		0,00

EJE 1	65097,15	kgf/cm
EJE 2		kgf/cm
EJE 3		kgf/cm
EJE 4	65097,15	kgf/cm
		kgf/cm
		kgf/cm
TOTAL	130194,31	kgf/cm

REVISIÓN REDUNDANCIA SENTIDO Y		
TOTAL	130194,31	kgf/cm
PARCIAL	106288,31	kgf/cm
PERDIDA	22,49	%

EJE 1 65097,15 kgf/cm | EJE 2 #¡DIV/0! kgf/cm | EJE 3 #¡DIV/0! kgf/cm | EJE 4 65097,15 kgf/cm | EJE 5 #¡DIV/0! kgf/cm | EJE 6 #¡DIV/0! kgf/cm

Se comprueba que la perdida de rigidez de una conexión viga-columna dan valores menores al 33%.

Por lo tanto, el coeficiente de redundancia en sentido Y es $\phi r=1.0$

4.4. Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio Cargas muertas Carga viva Sismo X Sismo Y	
Adicionales	Referencia	Naturaleza
	Wx+	Viento
	Wx-	Viento
	Sy	Accidental

DISEÑO ELEMENTOS NO ESTRUCTURALES

De acuerdo con **A.9.4.2**, las fuerzas sísmicas de diseño que actúan sobre cualquier elemento no estructural deben calcularse utilizando la siguiente ecuación

$$F_p = \frac{a_x a_p}{R_p} g M_p$$

Para el análisis de los muros biapoyados se considera a_p = 1.0 (de la tabla A.9.5-1 – Mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas arriba y abajo.), R_p =1.5 debido al tipo de anclaje de acuerdo con **A.9.4.9.3,** la masas del elemento no estructural M_p se calcula para un espesor de 15 cm, una altura de entrepiso de 3.60 m y un ancho unitario, una vez obtenida esta fuerza sísmica se aplica los criterios de la resistencia de materiales para dimensionar el elemento de anclaje y su separación.

Para el análisis de los muros antepecho se considera a_p = 2.5 (de la tabla A.9.5-1 – Mampostería reforzada, separada lateralmente de la estructura, apoyadas solo abajo.), R_p =1.5 debido al tipo de anclaje de acuerdo con **A.9.4.9.3,** la masas del elemento no estructural M_p se calcula para un espesor de 15 cm, una altura de 1.4 m y un ancho unitario, una vez obtenida esta fuerza sísmica se aplica los criterios de la resistencia de materiales para dimensionar el elemento de anclaje y su separación.

Luego el refuerzo suministrado se anexa en la hoja de cálculo con los resultados de los muros biapoyados y de los muros antepecho.

Cabe resaltar que los elementos estructurales tienen un grado de desempeño superior al ser grupo de uso IV.

MUROS BIAPOYADOS

Geometría Muro Mampostería	
Espesor del muro (cm)	15
Peso (Kgf/m²)	200
Factor Amp. Peso	1

Factores para calcular Fp	
Coeficiente de Importancia (I)	IV
Amplificación dinamica (ap)	1
Capacidad disipación Energia E.N.E (Rp)	1.5

Factores de movimiento sísmico	
Tipo de Suelo	D
Aceleración Pico efectiva (Aa)	0.15
Aceleración espectral (Sa)	0.863
Aceleración en el suelo (As)	0.338

Propiedades de las dovelas	
L. Conec (cm)	10
f'm (Kgf/cm²)	70
Tipo de Mortero	N

SOLICITACIONES DE CARGA DEL MURO

Nivel	h Muro (m)	Peso (kgf/m)	Fp (Kgf/m)	Deriva max	M (Kgf-m/m)	V (kgf/m)
3	0.00	0.2	0.15	0.0000	0.00	0.08
2	2.50	500	192.12	0.0000	120.08	96.06
1	0.00	0.2	0.05	0.0000	0.00	0.02

Nivel	Fa	Fb	Ft	Fs	Fv
	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)	(kgf/cm²)
3	14.00	23.1	2.4	1733.52	2.09
2	11.80	23.1	2.4	1733.52	2.09
1	14.00	23.1	2.4	1733.52	2.09

ρ	k (cm)	j (cm)	fb calculado (Kgf/cm²)	ec. Unitaria	fs (Kgf/cm²)	fs/Fs	fv (Kgf/cm²)	fv/Fv	Diseño
0.0005	0.17	0.94	9.31	0.42	1684.37	0.97	0.00	0.00	1Ø3/8"c/2.0m
0.0016	0.29	0.90	16.33	0.75	1497.43	0.86	0.43	0.20	1Ø3/8"c/0.6m
0.0004	0.16	0.95	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1Ø3/8"c/2.4m

4.4. Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio Cargas muertas Carga viva Sismo X Sismo Y	
Adicionales	Referencia	Naturaleza
	Wx+	Viento
	Wx-	Viento
	Sx	Accidental
	Sy	Accidental

4.5. Cargas horizontales y en cabeza de columnas

4.5.1. Cargas en cabeza de columna

Referencia columna	Condición	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
C2	Cargas muertas	-0.71	1.33	-0.00	-0.00	1.97	0.00
	Carga viva	-0.72	1.35	-0.00	-0.00	2.04	0.00
	Wx+	-0.58	1.09	-0.00	-0.00	1.64	0.00
	Wx-	0.86	-1.62	0.00	0.00	-2.43	0.00
	Sx	-0.00	-0.00	-0.00	-0.01	-0.00	-0.01
	Sy	-0.01	-0.15	0.00	0.00	-0.33	0.00
C3	Cargas muertas	-0.71	1.33	-0.00	-0.00	1.97	0.00
	Carga viva	-0.72	1.35	-0.00	-0.00	2.04	0.00
	Wx+	-0.58	1.09	-0.00	-0.00	1.64	0.00
	Wx-	0.86	-1.62	0.00	0.00	-2.43	0.00
	Sx	-0.00	-0.00	-0.00	-0.01	-0.00	-0.01
	Sy	-0.01	-0.15	0.00	0.00	-0.33	0.00
C8	Cargas muertas	-0.71	1.33	-0.00	-0.00	1.97	0.00
	Carga viva	-0.72	1.35	-0.00	-0.00	2.04	0.00
	Wx+	-0.58	1.09	-0.00	-0.00	1.64	0.00
	Wx-	0.86	-1.62	0.00	0.00	-2.43	0.00
	Sx	-0.00	-0.00	-0.00	-0.01	-0.00	-0.01
	Sy	-0.01	-0.15	0.00	0.00	-0.33	0.00
C9	Cargas muertas	-0.71	1.33	-0.00	-0.00	1.97	0.00
	Carga viva	-0.72	1.35	-0.00	-0.00	2.04	0.00
	Wx+	-0.58	1.09	-0.00	-0.00	1.64	0.00
	Wx-	0.86	-1.62	0.00	0.00	-2.43	0.00
	Sx	-0.00	-0.00	-0.00	-0.01	-0.00	-0.01
	Sy	-0.01	-0.15	0.00	0.00	-0.33	0.00

4.6. Listado de cargas

Cargas especiales introducidas (en t, t/m y t/m²)

Grupo	Condición	Tipo	Valor	Coordenadas
N+2.80	Cargas muertas	Lineal	0.42	(12.65,-5.22) (12.65,-10.45)
	Cargas muertas	Lineal	0.42	(12.65,-0.00) (12.65,-5.22)
	Cargas muertas	Lineal	0.42	(8.45,0.00) (12.65,0.00)
	Cargas muertas	Lineal	0.42	(4.22,0.00) (8.45,0.00)
	Cargas muertas	Lineal	0.42	(-0.00,0.00) (4.22,0.00)
	Cargas muertas	Lineal	0.42	(0.00,0.00) (0.00,-5.22)
	Cargas muertas	Lineal	0.42	(0.00,-5.22) (0.00,-10.45)
	Cargas muertas	Lineal	0.42	(0.00,-10.45) (4.22,-10.45)
	Cargas muertas	Lineal	0.42	(4.22,-10.45) (8.45,-10.45)
N+5.10	Cargas muertas	Lineal	0.32	(12.65,-10.45) (12.65,-5.22)
	Cargas muertas	Lineal	0.32	(12.65,-5.22) (12.65,-0.00)
	Cargas muertas	Lineal	0.32	(0.00,-5.22) (0.00,-10.45)
	Cargas muertas	Lineal	0.32	(0.00,0.00) (0.00,-5.22)
	Cargas muertas	Lineal	0.32	(0.00,-10.45) (4.22,-10.45)
	Cargas muertas	Lineal	0.32	(4.22,-10.45) (8.45,-10.45)
	Cargas muertas	Lineal	0.32	(8.45,-10.45) (12.65,-10.45)
	Cargas muertas	Lineal	0.15	(4.22,0.00) (-0.00,0.00)
	Cargas muertas	Lineal	0.15	(8.45,0.00) (4.22,0.00)
	Cargas muertas	Lineal	0.15	(12.65,0.00) (8.45,0.00)

5. ESTADOS LÍMITE

E.L.U. de rotura. Hormigón E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones Tensiones sobre el terreno	NSR-10
Desplazamientos	Derivas

6. SITUACIONES DE PROYECTO

Para las distintas situaciones de proyecto, las combinaciones de acciones se definirán de acuerdo con los siguientes criterios:

- Situaciones persistentes o transitorias

- Situaciones sísmicas

- Situaciones accidentales

- Donde:

G_k Acción permanente
P_k Acción de pretensado
Q_k Acción variable
A_E Acción sísmica
A_d Acción accidental
γ_G Coeficiente parcial de seguridad de las acciones permanentes
γ_P Coeficiente parcial de seguridad de la acción de pretensado
$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de seguridad de la acción variable principal
$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de seguridad de las acciones variables de acompañamiento
γ_{AE} Coeficiente parcial de seguridad de la acción sísmica
γ_{Ad} Coeficiente parcial de seguridad de la acción accidental

6.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ)

Para cada situación de proyecto y estado límite los coeficientes a utilizar serán:

E.L.U. de rotura. Hormigón: NSR-10

E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones: NSR-10

(C.9-1)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Carga viva (Q)		
Viento (Q)		

(C.9-2 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

(C.9-2 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	1.600

(C.9-2 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Viento (Q)		

(C.9-3 Lr, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

(C.9-3 S, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

(C.9-3 Lr, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

(C.9-3 S, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

(C.9-4 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500

(C.9-4 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Viento (Q)	1.000	1.000

(C.9-4 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

(C.9-5)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000

Notas:
Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

(C.9-6)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Carga viva (Q)		
Viento (Q)	0.000	1.000

(C.9-7)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Carga viva (Q)		
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000

Notas:
Las solicitaciones obtenidas de los resultados del análisis en cada una de las direcciones ortogonales se combinarán con el 30 % de los de la otra.

C2.5-3a (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		
Accidental (A)	1.000	1.000

C2.5-3b (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)		
Viento (Q)		
Accidental (A)	1.000	1.000

C2.5-4 (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	1.200
Carga viva (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.200
Accidental (A)	1.000	1.000

Tensiones sobre el terreno

B.2.3-1, B.2.3-2		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Carga viva (Q)	0.000	1.000
Viento (Q)		

B.2.3-3 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Carga viva (Q)		
Viento (Q)		

B.2.3-3 (S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Carga viva (Q)		
Viento (Q)		

B.2.3-4 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Carga viva (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)		

B.2.3-4 (S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Carga viva (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)		

B.2.3-5, B.2.3-9		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.600	1.000
Carga viva (Q)		
Viento (Q)	1.000	1.000

B.2.3-6, B.2.3-10		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.600	1.000
Carga viva (Q)		
Viento (Q)		
Sismo (E)	-0.700	0.700

B.2.3-7 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Carga viva (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)	0.750	0.750

B.2.3-7 (S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Carga viva (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)	0.750	0.750

B.2.3-8 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Carga viva (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)		
Sismo (E)	-0.525	0.525

B.2.3-8 (S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.000	1.000
Carga viva (Q)	0.000	0.750
Viento (Q)	0.750	0.750

Desplazamientos

(C.9-1)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.400	1.400
Carga viva (Q)		
Viento (Q)		

(C.9-2 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

(C.9-2 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	1.600
Viento (Q)		

(C.9-3 Lr, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

(C.9-3 S, L)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		

(C.9-3 Lr, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

(C.9-3 S, W)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.500

(C.9-4 Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

(C.9-4 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)	1.000	1.000

(C.9-5)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000

(C.9-6)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Carga viva (Q)		
Viento (Q)	0.000	1.000

(C.9-7)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Carga viva (Q)		
Viento (Q)		
Sismo (E)	-1.000	1.000

C2.5-3a (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500
Viento (Q)		
Accidental (A)	1.000	1.000

C2.5-3b (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)		
Viento (Q)		
Accidental (A)	1.000	1.000

C2.5-4 (ASCE/SEI 7-05)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	1.200
Carga viva (Q)		
Viento (Q)	0.000	0.200
Accidental (A)	1.000	1.000

6.2. Combinaciones

- **Nombres de las hipótesis**

PP	Peso propio
CM	Cargas muertas
Qa	Carga viva
Wx+	Wx+

Wx- Wx-
SX Sismo X
SY Sismo Y
Sx Sx
Sy Sy

- **E.L.U. de rotura. Hormigón**
- **E.L.U. de rotura. Hormigón en cimentaciones**

Comb.	PP	CM	Qa	Wx+	Wx-	SX	SY	Sx	Sy
1	1.400	1.400							
2	1.200	1.200							
3	1.200	1.200	1.600						
4	1.200	1.200		1.000					
5	1.200	1.200	0.500	1.000					
6	1.200	1.200			1.000				
7	1.200	1.200	0.500		1.000				
8	1.200	1.200				-0.300	-1.000		
9	1.200	1.200	0.500			-0.300	-1.000		
10	1.200	1.200				0.300	-1.000		
11	1.200	1.200	0.500			0.300	-1.000		
12	1.200	1.200				-1.000	-0.300		
13	1.200	1.200	0.500			-1.000	-0.300		
14	1.200	1.200				-1.000	0.300		
15	1.200	1.200	0.500			-1.000	0.300		
16	1.200	1.200				0.300	1.000		
17	1.200	1.200	0.500			0.300	1.000		
18	1.200	1.200				-0.300	1.000		
19	1.200	1.200	0.500			-0.300	1.000		
20	1.200	1.200				1.000	0.300		
21	1.200	1.200	0.500			1.000	0.300		
22	1.200	1.200				1.000	-0.300		
23	1.200	1.200	0.500			1.000	-0.300		
24	0.900	0.900							
25	0.900	0.900		1.000					
26	0.900	0.900			1.000				
27	0.900	0.900				-0.300	-1.000		
28	0.900	0.900				0.300	-1.000		
29	0.900	0.900				-1.000	-0.300		
30	0.900	0.900				-1.000	0.300		
31	0.900	0.900				0.300	1.000		
32	0.900	0.900				-0.300	1.000		
33	0.900	0.900				1.000	0.300		
34	0.900	0.900				1.000	-0.300		

Comb.	PP	CM	Qa	Wx+	Wx-	SX	SY	Sx	Sy
35	1.200	1.200						1.000	1.000
36	1.200	1.200	0.500					1.000	1.000
37	0.900	0.900						1.000	1.000
38	0.900	0.900		0.200				1.000	1.000
39	1.200	1.200		0.200				1.000	1.000
40	0.900	0.900			0.200			1.000	1.000
41	1.200	1.200			0.200			1.000	1.000

■ Tensiones sobre el terreno

Comb.	PP	CM	Qa	Wx+	Wx-	SX	SY	Sx	Sy
1	1.000	1.000							
2	1.000	1.000	1.000						
3	0.600	0.600							
4	0.600	0.600		1.000					
5	1.000	1.000		1.000					
6	0.600	0.600			1.000				
7	1.000	1.000			1.000				
8	0.600	0.600				-0.700			
9	1.000	1.000				-0.700			
10	0.600	0.600				0.700			
11	1.000	1.000				0.700			
12	0.600	0.600					-0.700		
13	1.000	1.000					-0.700		
14	0.600	0.600					0.700		
15	1.000	1.000					0.700		
16	1.000	1.000	0.750	0.750					
17	1.000	1.000	0.750		0.750				
18	1.000	1.000	0.750			-0.525			
19	1.000	1.000	0.750			0.525			
20	1.000	1.000	0.750				-0.525		
21	1.000	1.000	0.750				0.525		
22	1.000	1.000		0.750		-0.525			
23	1.000	1.000	0.750	0.750		-0.525			
24	1.000	1.000			0.750	-0.525			
25	1.000	1.000	0.750		0.750	-0.525			
26	1.000	1.000		0.750		0.525			
27	1.000	1.000	0.750	0.750		0.525			
28	1.000	1.000			0.750	0.525			
29	1.000	1.000	0.750		0.750	0.525			
30	1.000	1.000		0.750			-0.525		
31	1.000	1.000	0.750	0.750			-0.525		
32	1.000	1.000			0.750		-0.525		

Comb.	PP	CM	Qa	Wx+	Wx-	SX	SY	Sx	Sy
33	1.000	1.000	0.750		0.750		-0.525		
34	1.000	1.000		0.750			0.525		
35	1.000	1.000	0.750	0.750			0.525		
36	1.000	1.000			0.750		0.525		
37	1.000	1.000	0.750		0.750		0.525		

- **Desplazamientos**

Comb.	PP	CM	Qa	Wx+	Wx-	SX	SY	Sx	Sy
1	1.400	1.400							
2	1.200	1.200							
3	1.200	1.200	1.600						
4	1.200	1.200		1.000					
5	1.200	1.200	0.500	1.000					
6	1.200	1.200			1.000				
7	1.200	1.200	0.500		1.000				
8	1.200	1.200				-1.000			
9	1.200	1.200	0.500			-1.000			
10	1.200	1.200				1.000			
11	1.200	1.200	0.500			1.000			
12	1.200	1.200					-1.000		
13	1.200	1.200	0.500				-1.000		
14	1.200	1.200					1.000		
15	1.200	1.200	0.500				1.000		
16	0.900	0.900							
17	0.900	0.900		1.000					
18	0.900	0.900			1.000				
19	0.900	0.900				-1.000			
20	0.900	0.900				1.000			
21	0.900	0.900					-1.000		
22	0.900	0.900					1.000		
23	1.200	1.200						1.000	1.000
24	1.200	1.200	0.500					1.000	1.000
25	0.900	0.900						1.000	1.000
26	0.900	0.900		0.200				1.000	1.000
27	1.200	1.200		0.200				1.000	1.000
28	0.900	0.900			0.200			1.000	1.000
29	1.200	1.200			0.200			1.000	1.000

7. DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
2	N+5.10	2	N+5.10	2.30	5.10

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
1	N+2.80	1	N+2.80	2.80	2.80
0	Cimentación				0.00

8. DATOS GEOMÉTRICOS DE COLUMNAS, MUROS DE CORTANTE Y MUROS

8.1. Columnas

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ángulo de la columna en grados sexagesimales

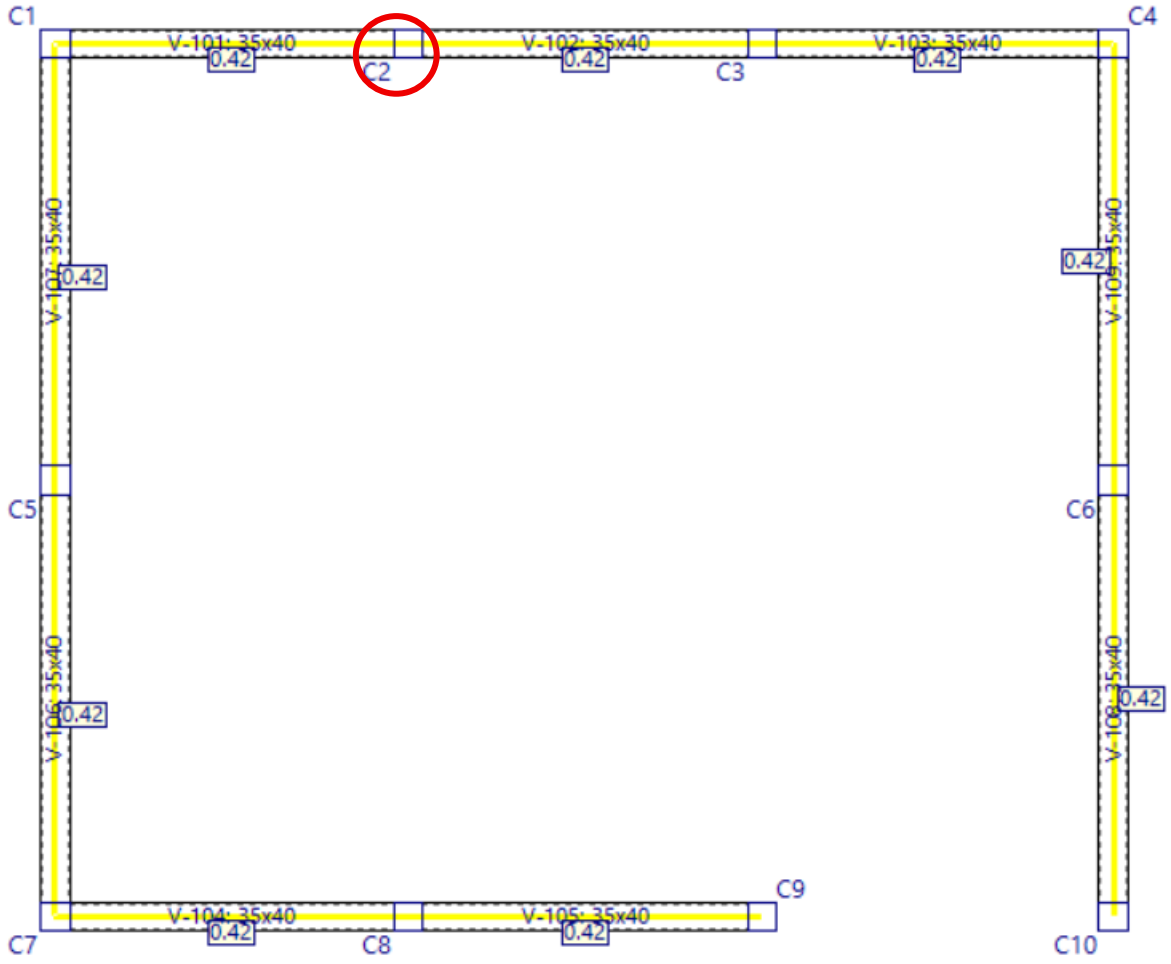
Datos de las columnas

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Peralte de apoyo
C1	(0.00, 0.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
C2	(4.22, 0.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
C3	(8.45, 0.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
C4	(12.65, 0.00)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
C5	(0.00, -5.22)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
C6	(12.65, -5.22)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
C7	(0.00,-10.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
C8	(4.22,-10.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
C9	(8.45,-10.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60
C10	(12.65,-10.45)	0-2	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.60

DISEÑO DE COLUMNAS SEGÚN CAPÍTULO C.21 DE NSR-10:

Para la presentación del diseño de las columnas, siguiendo lo establecido en la NSR-10, en su capítulo C.21, se toma aleatoriamente una columna tipo. Dicha columna corresponde a la siguiente ubicación:

Caseta de sales:



Columna caseta de sales (C2):

> **C.21.3.5.1 —** La dimensión menor de la sección transversal, medida en una línea recta que pasa a través del centroide geométrico, no debe ser menor de 250 mm. Las columnas en forma de T, C o I pueden tener una dimensión mínima de 0.20 m pero su área no puede ser menor de 0.0625 m².

$b_1 \geq 250\ mm \quad \rightarrow \quad 350\ mm \geq 250\ mm$ ***OK***

> **C.21.3.5.2 —** El área de refuerzo longitudinal, $\mathbf{A_{st}}$, no debe ser menor que $\mathbf{0.01A_g}$ ni mayor que $\mathbf{0.04A_g}$.

Área bruta de la sección de concreto (A_g) = 122500 mm²

Por lo tanto,

$A_{st,min} = 0.01 * A_g \quad \rightarrow \quad A_{st,min} = 1225\ mm^2$

$A_{st,max} = 0.04 * A_g \quad \rightarrow \quad A_{st,max} = 4900\ mm^2$

Comprobando:

$A_{st} \geq A_{st,min} \quad \rightarrow \quad 2388\ mm^2 \geq 1225\ mm^2$ ***OK***

$A_{st} \leq A_{st,max} \quad \rightarrow \quad 2388\ mm^2 \leq 4900\ mm^2$ ***OK***

C.21.3.5.6 — En ambos extremos del elemento debe proporcionarse estribos cerrados de confinamiento con un espaciamiento de s_o por una longitud ℓ_o, medida desde la cara del nudo. El espaciamiento s_o no debe exceder el menor de (a), (b), (c) y (d):

(a) Ocho veces el diámetro de la barra longitudinal confinada de menor diámetro.

(b) 16 veces el diámetro de la barra del estribo cerrado de confinamiento.

(c) Un tercio de la menor dimensión de la sección transversal de la columna.

(d) 150 mm.

$(a)\ 8 * \emptyset_{min} = 127\ mm$
$(b)\ 16 * \emptyset_{estribo} = 152\ mm$
$(c)\ \frac{c_{menor}}{3} = 117\ mm$
$(d)\ 150\ mm$

Entonces: $s_0 \leq s_{max}\ \ donde\ s_{max}: Valor\ mínimo\ de\ a, b, c\ y\ d. \quad \rightarrow \quad s_{max} = 117\ mm$

Comprobando:

$s_0 \leq s_{max} \quad \rightarrow \quad 110\ mm \leq 117\ mm$ ***OK***

C.21.3.5.7 — El área total de la sección transversal del refuerzo de estribos cerrados de confinamiento rectangulares, A_{sh}, colocados en la longitud ℓ_o no debe ser menor que la requerida por las ecuaciones (C.21-2) y (C.21-3).

$$A_{sh} = 0.2\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}}\left[\left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1\right] \qquad \text{(C.21-2)}$$

$$A_{sh} = 0.06\frac{sb_c f'_c}{f_{yt}} \qquad \text{(C.21-3)}$$

Siendo:
Espaciamiento medido de centro a centro de la armadura transversal (s): 110 mm

Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal (b_c): 270 mm
Resistencia a la compresión del concreto (f'c): 24.5 MPa
Resistencia especificada a la fluencia del refuerzo transversal (f_{yt}): 420 MPa
Área bruta de la sección de concreto (Ag): 122500 mm^2
Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal (A_{ch}): 72900 mm^2

Entonces:
(C.21-2) $A_{sh} = 235.71\ mm^2$
(C.21-3) $A_{sh} = 103.93\ mm^2$

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre (C.21-2) y (C.21-3) → $A_{sh,min} = 235.71\ mm^2$

Comprobando:
$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ → $285.02\ mm^2 \geq 235.71\ mm^2$ ***OK***

> **C.21.3.5.8 —** El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm), con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra con el mismo espaciamiento de los estribos cerrados de confinamiento. Cada extremo del gancho suplementario debe enlazar una barra perimetral del refuerzo longitudinal. Los extremos de los ganchos suplementarios consecutivos deben alternarse a lo largo del refuerzo longitudinal. El espaciamiento de los ganchos suplementarios o ramas con estribos de confinamiento rectilíneos dentro de una sección del elemento no debe exceder de 350 mm centro a centro en la dirección perpendicular al eje longitudinal del elemento estructural.

Comprobando:
$d_b \geq 9.5\ mm$ → $9.5\ mm \geq 9.5\ mm$ ***OK***
$h_x \leq 350\ mm$ → $91\ mm \leq 350\ mm$ ***OK***

9. DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA

Para todas las columnas						
Planta	Dimensiones (cm)	Coeficiente de empotramiento		Coeficiente de pandeo		Coeficiente de rigidez axial
		Cabeza	Pie	X	Y	
2	35x35	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
1	35x35	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

10. RECUBRIMIENTOS

10.1. Columnas

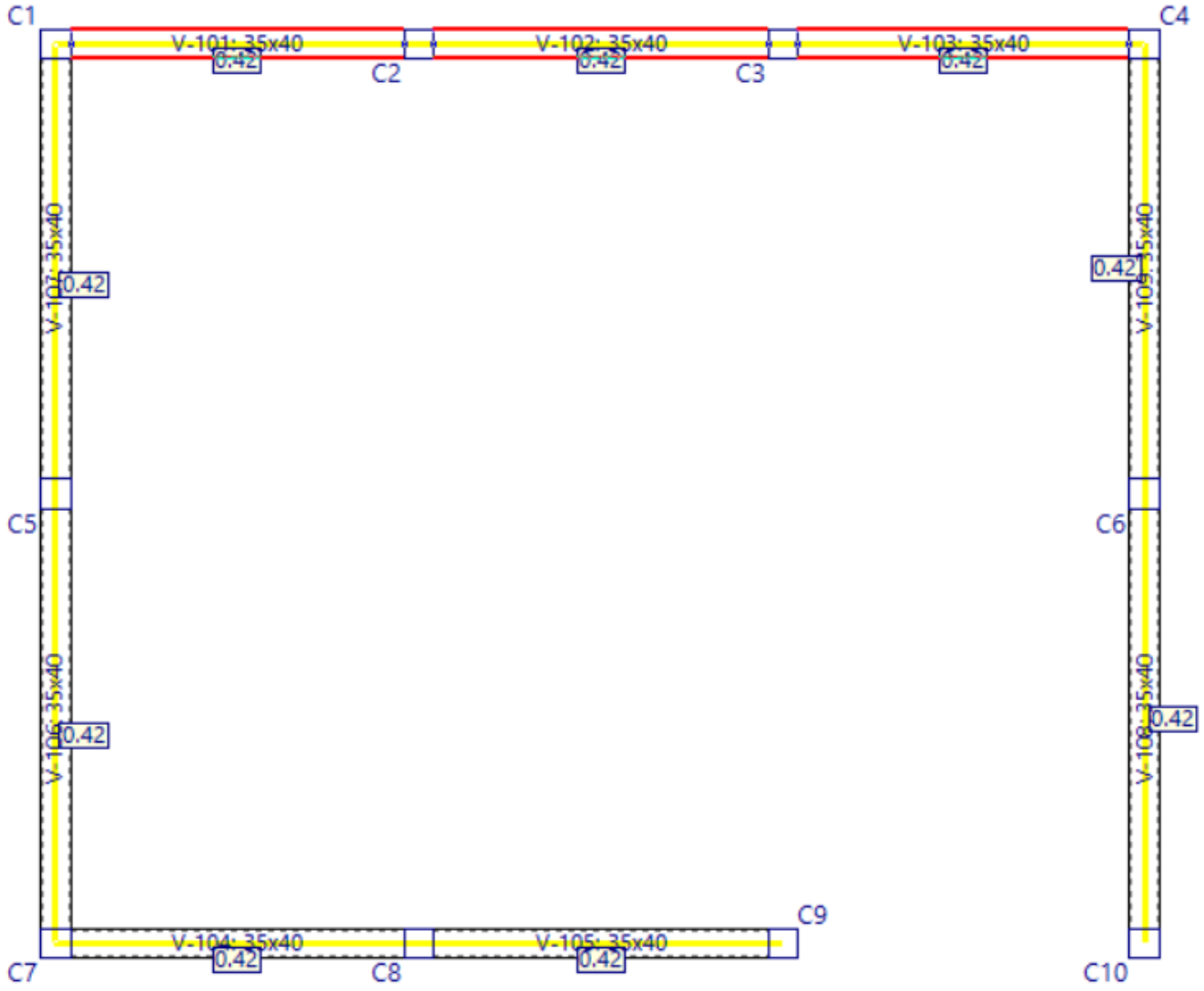
El recubrimiento en pilares es **4.0 cm**.

10.2. Vigas

DISEÑO A FLEXIÓN DE VIGAS

Para la presentación del diseño de las vigas, siguiendo lo establecido en la NSR-10, se toma aleatoriamente una viga tipo. Dicha viga corresponde a la siguiente ubicación:

NIVEL +2.80: Pórtico 1 (V-101, V-102, V-103)



DISEÑO A FLEXIÓN

PROYECTO: Caseta de sales Planta de tratamiento el curval
PRESENTADO A:

DESCRIPCIÓN: Diseño a flexión vigas

1)Propiedades de los materiales.

f'c:	245	kgf/cm2
fy:	4200	kgf/cm2
Es:	2.000.000	kgf/cm2
εy :	0,0021	
m:	20,17	

2)Propiedades geométricas.,

ELEMENTO	VIGA	
b:	35	cm
d:	36,0	cm
h:	40,0	cm
d':	4,0	cm

3)Cuantias

β :	0,85
ρ_{min}:	0,0033
$\rho_{balanceada}$:	0,0250
$\rho_{máx}$:	0,0187

ELEMENTO	ρ mínimo
VIGA	0,0033
LOSA	0,0018

VIGAS SIMPLEMENTE REFORZADAS

	Momento x		Momento y	
Mu^- (ton-cm)		355,00		355,00
Mu^+ (ton-cm)	232,00		232,00	
K^- (ton/cm^2)		0,00783		0,00783
K^+ (ton/cm^2)	0,00511		0,00511	
ϕ inicial		0,90		0,90
	0,90		0,90	
$\rho_{calculado}^-$		0,0021		0,0021
$\rho_{calculado}^+$	0,0014		0,0014	
$\rho_{diseño}^-$		0,0033		0,0033
$\rho_{diseño}^+$	0,0033		0,0033	
As^- (cm^2)		4,16		4,16
As^+ (cm^2)	4,16		4,16	
a (cm)		2,40		2,40
	2,40		2,40	
c (cm)		2,8188		2,8188
	2,8188		2,8188	
c/d (cm/cm)		0,0783		0,0783
	0,0783		0,0783	
ϕ real		0,90		0,90
	0,90		0,90	
$\rho_{calculado}^-$		0,0021		0,0021
$\rho_{calculado}^+$	0,0014		0,0014	
$\rho_{definitivo}^-$		0,0033		0,0033
$\rho_{definitivo}^+$	0,0033		0,0033	
		3 #5		3 #5
As(-) cm2		4,16		4,16
As(+) cm2	4,16		4,16	
	3 #5		3 #5	

Página 1

Elemento	Superior (cm)	Inferior (cm)	Lateral (cm)
Vigas	4.0	4.0	4.0

11. INTERACCIÓN TERRENO-ESTRUCTURA (ZAPATAS Y ENCEPADOS)

Referencias	Datos de cálculo
C1	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 145 cm Ancho zapata Y: 145 cm No se considera la interacción
C2	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 200 cm Ancho zapata Y: 200 cm No se considera la interacción
C3	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 185 cm Ancho zapata Y: 185 cm No se considera la interacción
C4	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 145 cm Ancho zapata Y: 145 cm No se considera la interacción
C5	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 145 cm Ancho zapata Y: 145 cm No se considera la interacción
C6	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 185 cm Ancho zapata Y: 185 cm No se considera la interacción
C7	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 145 cm Ancho zapata Y: 145 cm No se considera la interacción
C8	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 185 cm Ancho zapata Y: 185 cm No se considera la interacción
C9	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 185 cm Ancho zapata Y: 185 cm No se considera la interacción
C10	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 145 cm Ancho zapata Y: 145 cm No se considera la interacción

11.1. LOSAS Y ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

11.1.1. Zapatas

-Tensión admisible en situaciones persistentes: 1.02 kg/cm²

-Tensión admisible en situaciones accidentales: 1.36 kg/cm²

12. MATERIALES UTILIZADOS

12.1. Concretos

Elemento	Concreto	f'_c (kg/cm²)	Árido		E_c (kg/cm²)
			Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Vigas y losas de cimentación	f'c=210	210	Origen metamórfico	15	219689
Elementos de cimentación	f'c=210	210	Origen metamórfico	15	219689
Losas	f'c=24.5 MPa	245	Origen metamórfico	15	237136
Columnas y muros de cortante	f'c=24.5 MPa	245	Origen metamórfico	15	237136
Muros	f'c=24.5 MPa	245	Origen metamórfico	15	237136

12.2. Aceros por elemento y posición

12.2.1. Aceros en barras

Elemento	Acero	f_{yk} (kg/cm²)	γ_s
Todos	Grado 60 (Latinoamérica)	4200	1.00