CHANG
INGENIERIA

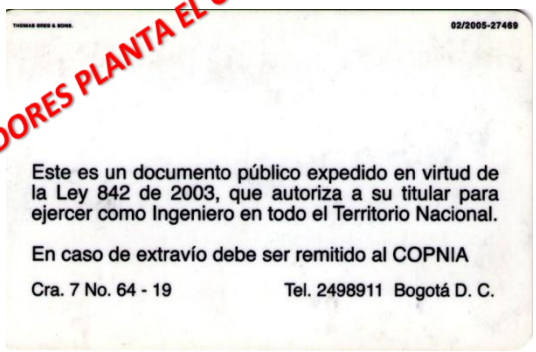
MEMORIA DE CÁLCULO

LOSA ESPESADORES



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





VÁLIDO ESTRUCTURA LOSA ESPESADORES PLANTA EL CURVAL

REVISIÓN Y APROBACIÓN

TÍTULO DOCUMENTO: MEMORIAS DE ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL PARA LOSA ESPESADORES 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_MemoriasLosaEsp					
APROBACIÓN	**NÚMERO DE REVISIÓN**		**1**	**2**	**3**
	Elaboración	**Nombre**		Gustavo Ariel Chang Nieto MP: 1320272728 BLV	
		Firma			
		Fecha		Febrero 2025	
	Alcaldía	**Nombre**		Luis Felipe Gutierrez M.P. BL230-30375	
		Firma			
		Fecha		Febrero 2025	
	Interventoría	**Nombre**		Jorge Zúñiga Cespedes MP: 08202188686 ATL	
		Firma			
		Fecha		Febrero 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 8
4.3.1. Datos generales de sismo 8
4.4. Hipótesis de carga 13
4.5. Listado de cargas 13

5. ESTADOS LÍMITE 15

6. SITUACIONES DE PROYECTO 15
6.1. Coeficientes parciales de seguridad (γ) y coeficientes de combinación (ψ) 15
6.2. Combinaciones 22

7. DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS 24

8. DATOS GEOMÉTRICOS DE COLUMNAS, MUROS DE CORTANTE Y MUROS 24
8.1. Columnas 24

9. DIMENSIONES, COEFICIENTES DE EMPOTRAMIENTO Y COEFICIENTES DE PANDEO PARA CADA PLANTA 28

10. INTERACCIÓN TERRENO-ESTRUCTURA (ZAPATAS Y ENCEPADOS) 29

11. LOSAS Y ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN 29
11.1. Zapatas 29

12. MATERIALES UTILIZADOS 29
12.1. Concretos 29
12.2. Aceros por elemento y posición 30
12.2.1. Aceros en barras 30

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: Losa acondicionadores

Clave: Losa acondicionadores

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

Planta	C.V. (t/m²)	Cargas muertas (t/m²)
Losa soporte tanque	0.05	1.50
Cimentación	0.00	0.00

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 (30cm x 30cm) 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 75 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** : *1.00*
Φ_p: Coeficiente de irregularidad en planta (NSR-10, A.3.3.4)	**Φ_p** : *1.00*
Φ_{rX}: Coeficiente por ausencia de redundancia (X) (NSR-10, A.3.3.8)	**Φ_{rX}** : *0.75*
Φ_{rY}: Coeficiente por ausencia de redundancia (Y) (NSR-10, A.3.3.8)	**Φ_{rY}** : *0.75*

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

Estimación del periodo fundamental de la estructura: Según norma

Tipología estructural (X): I

Tipología estructural (Y): I

h: Altura del edificio **h** : *2.20* 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

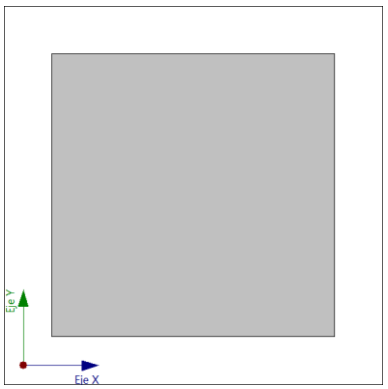
Se realiza análisis de los efectos de 2º orden
Valor para multiplicar los desplazamientos 1.00

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

Direcciones de análisis

Acción sísmica según X

Acción sísmica según Y

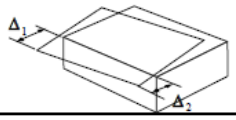
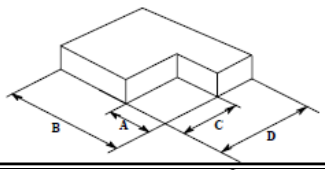
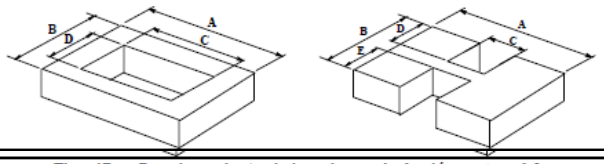
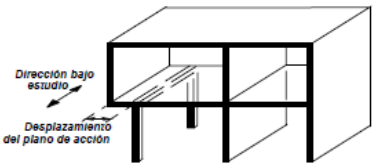
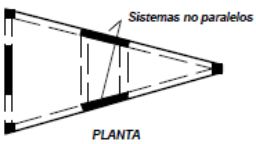


Proyección en planta de la obra

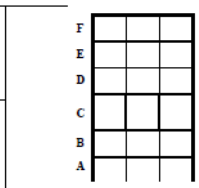
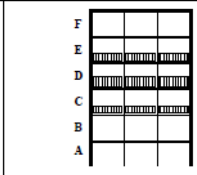
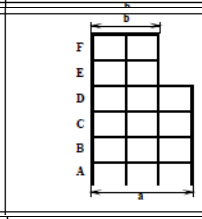
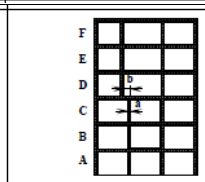
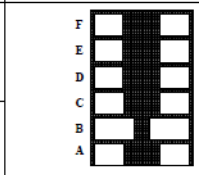
EVALUACIÓN DE IRREGULARIDADES

Evaluación de las irregularidades en altura, planta y redundancia.

IRREGULARIDAD EN PLANTA.

Tipos de irregularidades	ϕ_p
Tipo 1aP — Irregularidad torsional $\phi_p = 0.9$ $1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) \geq \Delta_1 > 1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$ Tipo 1bP — Irregularidad torsional extrema $\phi_p = 0.8$ $\Delta_1 > 1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right)$ 	$\Delta_1 = 0.3\ cm, \Delta_2 = 0.3\ cm$ $1.2\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) = 0.36cm$ $1.4\left(\frac{\Delta_1+\Delta_2}{2}\right) = 0.42cm$ $0.42cm \leq 0.3\ cm\ NO$ $0.36cm \leq 0.3\ cm \leq 0.42\ cm$ NO No hay irregularidad 1.0
Tipo 2P — Retrocesos en las esquinas — $\phi_p = 0.9$ $A > 0.15B$ y $C > 0.15D$ 	1.0
Tipo 3P — Irregularidad del diafragma — $\phi_p = 0.9$ 1) $C \times D > 0.5A \times B$ 2) $(C \times D + C \times E) > 0.5A \times B$ 	1.0
Tipo 4P — Desplazamiento de los planos de Acción — $\phi_p = 0.8$ 	1.0
Tipo 5P — Sistemas no paralelos — $\phi_p = 0.9$ 	1.0
$\phi_p =$	1,0

IRREGULARIDAD EN ALTURA.

Tipos de irregularidades		ϕa
Tipo 1aA — Piso flexible $\phi_a = 0.9$ 0.60 Rigidez $K_D \leq$ Rigidez $K_C <$ 0.70 Rigidez K_D o 0.70 $(K_D+K_E+K_F)$ /3 $\leq$ Rigidez $K_C <$ 0.80 $(K_D+K_E+K_F)$ /3 Tipo 1bA — Piso flexible extremo $\phi_a = 0.8$ Rigidez $K_C <$ 0.60 Rigidez K_D o Rigidez $K_C <$ 0.70 $(K_D+K_E+K_F)$ /3		1.0
Tipo 2A — Distribución masa — $\phi_a = 0.9$ $m_D > 1.50\ m_E$ o $m_D > 1.50\ m_C$		1.0
Tipo 3A — Geométrica — $\phi_a = 0.9$ a > 1.30 b		1.0
Tipo 4A — Desplazamiento dentro del plano de acción — $\phi_a = 0.8$ b > a		1.0
Tipo 5aA — Piso débil $\phi_a = 0.9$ 0.65 Resist. Piso C $\leq$ Resist. Piso B < 0.80 Resist. Piso C Tipo 5bA — Piso débil extremo $\phi_a = 0.8$ Resistencia Piso B < 0.65 Resistencia Piso C		1.0
	ϕ_a=	1.0

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.

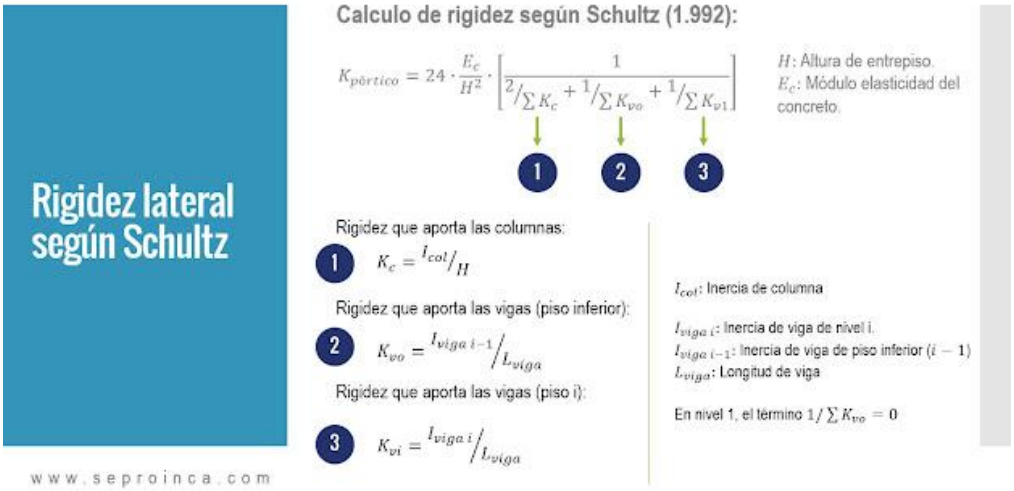
El objetivo es comprobar que la perdida de resistencia de dos extremos de un vínculo (viga) no genera una reducción de más del 33% de la resistencia ante cargas horizontales del piso.

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

- LOSA TANQUES.

COLUMNA	FORMA	b (cm)	h (cm)	d (cm)	Ix (cm4)	Iy (cm4)		VIGAS	FORMA	b (cm)	h (cm)	Ix (cm4)
C1	rectangular	30	30		67500,0	67500,0		20x30	rectangular	20	30	45000,0
C2	rectangular	30	30		67500,0	67500,0						
C3	rectangular	30	30		67500,0	67500,0						
C4	rectangular	30	30		67500,0	67500,0						

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	200	67500,00	337,50
COL	C2	200	67500,00	337,50
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
		ΣKc=		675,00

EJE B		H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL	C3	200	67500,00	337,50
COL	C4	200	67500,00	337,50
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
COL				
		ΣKc=		675,00

EJE C	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
	ΣKc=		0,00

	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
	ΣKc=		0,00

	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
	ΣKc=		0,00

	H(cm)	Iy(cm4)	Kc(cm3)
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
COL			
	ΣKc=		0,00

VIGAS DEL PISO INFERIOR

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

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

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

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

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

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

VIGAS DEL PISO EN ESTUDIO

EJE A	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG 20x30	250	45000,00	180,00
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvi=		180,00

EJE B	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG 20x30	250	45000,00	180,00
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
VIG			
	ΣKvi=		180,00

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

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

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

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

EJE A	16647,43	kgf/cm
EJE B	16647,43	kgf/cm
		kgf/cm
		kgf/cm
		kgf/cm
		kgf/cm
TOTAL	33294,86	kgf/cm

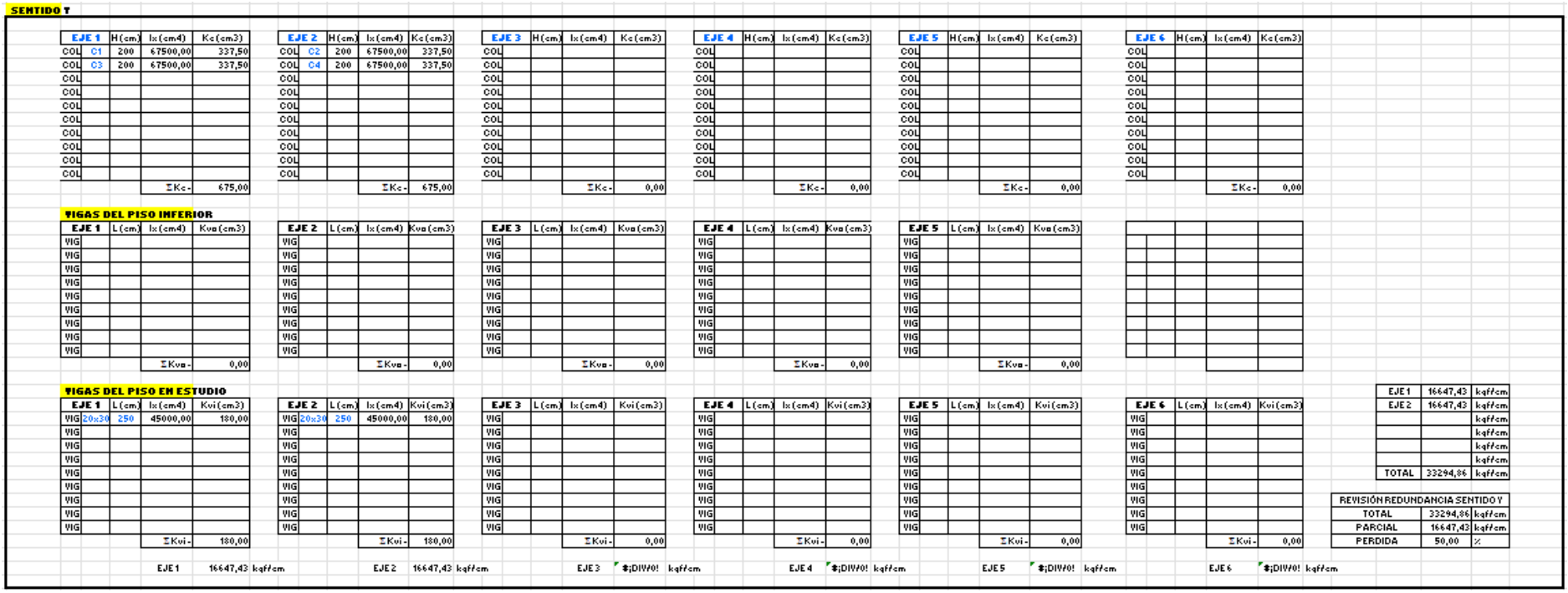
REVISIÓN REDUNDANCIA SENTIDO X		
TOTAL	33294,86	kgf/cm
PARCIAL	16647,43	kgf/cm
PERDIDA	50,00	%

EJE A 16647,43 kgf/cm EJE B 16647,43 kgf/cm EJE C #¡DIV/0! 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 mayores al 33%.

Por lo tanto, el coeficiente de redundancia en sentido X es $\phi r=0.75$

Sentido Y



SENTIDO Y

EJE 1	H(cm)	Ix(cm4)	Kc(cm3)
COL C1	200	67500,00	337,50
COL C3	200	67500,00	337,50
		ΣKc-	675,00

EJE 2	H(cm)	Ix(cm4)	Kc(cm3)
COL C2	200	67500,00	337,50
COL C4	200	67500,00	337,50
		ΣKc-	675,00

EJE 3	H(cm)	Ix(cm4)	Kc(cm3)
		ΣKc-	0,00

EJE 4	H(cm)	Ix(cm4)	Kc(cm3)
		ΣKc-	0,00

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

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

VIGAS DEL PISO INFERIOR

EJE 1	L(cm)	Ix(cm4)	Kvs(cm3)
		ΣKvs-	0,00

EJE 2	L(cm)	Ix(cm4)	Kvs(cm3)
		ΣKvs-	0,00

EJE 3	L(cm)	Ix(cm4)	Kvs(cm3)
		ΣKvs-	0,00

EJE 4	L(cm)	Ix(cm4)	Kvs(cm3)
		ΣKvs-	0,00

EJE 5	L(cm)	Ix(cm4)	Kvs(cm3)
		ΣKvs-	0,00

VIGAS DEL PISO EN ESTUDIO

EJE 1	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG 20x30	250	45000,00	180,00
		ΣKvi-	180,00

EJE 2	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
VIG 20x30	250	45000,00	180,00
		ΣKvi-	180,00

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

EJE 4	L(cm)	Ix(cm4)	Kvi(cm3)
		ΣKvi-	0,00

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

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

EJE1	16647,43	kgf/cm
EJE2	16647,43	kgf/cm
		kgf/cm
		kgf/cm
		kgf/cm
TOTAL	33294,86	kgf/cm

REVISIÓN REDUNDANCIA SENTIDO Y		
TOTAL	33294,86	kgf/cm
PARCIAL	16647,43	kgf/cm
PERDIDA	50,00	%

EJE1 16647,43 kgf/cm EJE2 16647,43 kgf/cm EJE3 #¡DIV/0! kgf/cm EJE4 #¡DIV/0! kgf/cm EJE5 #¡DIV/0! kgf/cm EJE6 #¡DIV/0! kgf/cm

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

Por lo tanto, el coeficiente de redundancia en sentido Y es $\phi r=0.75$

4.4. Hipótesis de carga

Automáticas	Peso propio Cargas muertas Carga viva Sismo X Sismo Y

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

- Donde:

G_k Acción permanente
P_k Acción de pretensado
Q_k Acción variable
A_E Acción sísmica
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

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)		

(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

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

(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

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

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

(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 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500

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

(C.9-7)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	0.900	0.900
Carga viva (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.

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

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

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

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

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)		

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)		
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

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

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

B.2.3-8 (Lr)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
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

Desplazamientos

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

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

(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

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

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

(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 S)		
	Coeficientes parciales de seguridad (γ)	
	Favorable	Desfavorable
Carga permanente (G)	1.200	1.200
Carga viva (Q)	0.000	0.500

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

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

6.2. Combinaciones

- **Nombres de las hipótesis**

PP Peso propio
CM Cargas muertas
Qa Carga viva
SX Sismo X
SY Sismo Y

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

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.400	1.400			
2	1.200	1.200			
3	1.200	1.200	1.600		
4	1.200	1.200		-0.300	-1.000
5	1.200	1.200	0.500	-0.300	-1.000
6	1.200	1.200		0.300	-1.000
7	1.200	1.200	0.500	0.300	-1.000
8	1.200	1.200		-1.000	-0.300
9	1.200	1.200	0.500	-1.000	-0.300
10	1.200	1.200		-1.000	0.300
11	1.200	1.200	0.500	-1.000	0.300
12	1.200	1.200		0.300	1.000
13	1.200	1.200	0.500	0.300	1.000
14	1.200	1.200		-0.300	1.000
15	1.200	1.200	0.500	-0.300	1.000

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
16	1.200	1.200		1.000	0.300
17	1.200	1.200	0.500	1.000	0.300
18	1.200	1.200		1.000	-0.300
19	1.200	1.200	0.500	1.000	-0.300
20	0.900	0.900			
21	0.900	0.900		-0.300	-1.000
22	0.900	0.900		0.300	-1.000
23	0.900	0.900		-1.000	-0.300
24	0.900	0.900		-1.000	0.300
25	0.900	0.900		0.300	1.000
26	0.900	0.900		-0.300	1.000
27	0.900	0.900		1.000	0.300
28	0.900	0.900		1.000	-0.300

- **Tensiones sobre el terreno**

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
1	1.000	1.000			
2	1.000	1.000	1.000		
3	0.600	0.600			
4	0.600	0.600		-0.700	
5	1.000	1.000		-0.700	
6	0.600	0.600		0.700	
7	1.000	1.000		0.700	
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	1.000	1.000	0.750	-0.525	
13	1.000	1.000	0.750	0.525	
14	1.000	1.000	0.750		-0.525
15	1.000	1.000	0.750		0.525

- **Desplazamientos**

Comb.	PP	CM	Qa	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	

Comb.	PP	CM	Qa	SX	SY
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	0.900	0.900			
13	0.900	0.900		-1.000	
14	0.900	0.900		1.000	
15	0.900	0.900			-1.000
16	0.900	0.900			1.000

7. DATOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS Y PLANTAS

Grupo	Nombre del grupo	Planta	Nombre planta	Altura	Cota
1	Losa soporte tanque	1	Losa soporte tanque	2.20	2.20
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

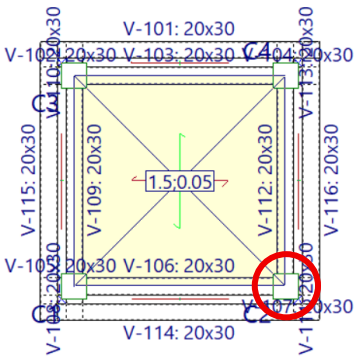
Datos de las columnas

Referencia	Coord(P.Fijo)	GI- GF	Vinculación exterior	Ang.	Punto fijo	Peralte de apoyo
C1	(0.00, 0.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
C2	(2.49, 0.00)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
C3	(0.00, 2.49)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40
C4	(2.49, 2.49)	0-1	Con vinculación exterior	0.0	Centro	0.40

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:

Losa tanques espesadores (Columna 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.

$b_1 \geq 250\ mm \quad \rightarrow \quad 300\ mm \geq 250\ mm$ ***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) = 90000 mm^2

Por lo tanto,

$A_{st,min} = 0.01 * A_g \quad \rightarrow \quad A_{st,min} = 900\ mm^2$

$A_{st,max} = 0.04 * A_g \quad \rightarrow \quad A_{st,max} = 3600\ mm^2$

Comprobando:

$A_{st} \geq A_{st,min} \quad \rightarrow \quad 1302.8\ mm^2 \geq 900\ mm^2$ ***OK***

$A_{st} \leq A_{st,max} \quad \rightarrow \quad 1302.8\ mm^2 \leq 3600\ mm^2$ ***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.

$(a)\ 8 * \emptyset_{min} = 102\ mm$
$(b)\ 16 * \emptyset_{estribo} = 152\ mm$
$(c)\ \frac{c_{menor}}{3} = 100\ mm$
$(d)\ 150\ mm$

Entonces: $s_0 \leq s_{max}$ $donde\ s_{max}: Valor\ mínimo\ de\ a, b, c\ y\ d.$ $\rightarrow$ $s_{max} = 100\ mm$

Comprobando:

$s_0 \leq s_{max}$ $\rightarrow$ $75\ mm \leq 100\ mm$ ***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): 75 mm
Dimensión transversal del núcleo del elemento medida entre los bordes externos del refuerzo transversal (b_c): 220 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): 90000 mm^2
Área de la sección transversal de un elemento estructural, medida entre los bordes exteriores del refuerzo transversal (A_{ch}): 48400 mm^2

Entonces:
(C.21-2) $A_{sh} = 165.42\ mm^2$
(C.21-3) $A_{sh} = 57.74\ mm^2$

$A_{sh,min}$: Valor máximo entre (C.21-2) y (C.21-3) → $A_{sh,min} = 165.42\ mm^2$

Comprobando:
$A_{sh} \geq A_{sh,min}$ → $213.77\ mm^2 \geq 165.42\ mm^2$ ***OK***

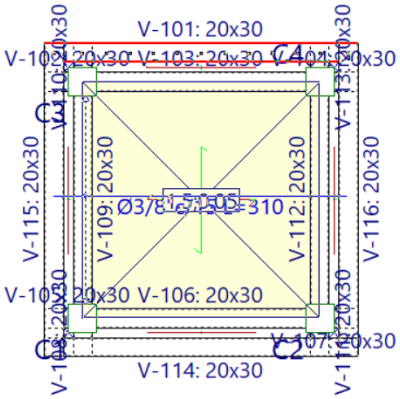
> **C.21.3.5.8 —** El refuerzo transversal debe disponerse mediante estribos cerrados de confinamiento rectilíneos, como mínimo de diámetro Nº 3 (3/8") ó 10M (10 mm), con o sin ganchos suplementarios. Se pueden usar ganchos suplementarios del mismo diámetro de barra con el mismo espaciamiento de los 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***
$h_x \leq 350\ mm$ → $105\ mm \leq 350\ mm$ ***OK***

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:

Losa Espesadores: Pórtico 1 (V-101)



Losa Espesadores: Pórtico 1 (V-101)

DISEÑO A FLEXIÓN											
PROYECTO :	Losa acondicionadores Planta de tratamiento el curval										
PRESENTADO A :											
DESCRIPCIÓN :	Diseño a flexión vigas										
1)Propiedades de los materiales.			2)Propiedades geométricas.,			3)Cuantias				ELEMENTO	ρ mínimo
f'c:	245	kgf/cm2	ELEMENTO	VIGA		β :	0,85			VIGA	0,0033
fy:	4200	kgf/cm2	b:	20	cm	ρ_{min}:	0,0033			LOSA	0,0018
Es:	2.000.000	kgf/cm2	d:	26,0	cm	$\rho_{balanceada}$:	0,0250				
εy :	0,0021		h:	30,0	cm	$\rho_{máx}$:	0,0187				
m:	20,17		d':	4,0	cm						
VIGAS SIMPLEMENTE REFORZADAS											
		Momento x					Momento y				
Mu^- (ton-cm)				11,00					11,00		
Mu^+ (ton-cm)		21,00					21,00				
K^- (ton/cm^2)				0,00081					0,00081		
K^+ (ton/cm^2)		0,00155					0,00155				
$\phi_{inicial}$				0,90					0,90		
		0,90					0,90				
$\rho_{calculado}^-$				0,0002					0,0002		
$\rho_{calculado}^+$		0,0004					0,0004				
$\rho_{diseño}^-$				0,0033					0,0033		
$\rho_{diseño}^+$		0,0033					0,0033				
As^- (cm^2)				1,72					1,72		
As^+ (cm^2)		1,72					1,72				
a (cm)				1,73					1,73		
		1,73					1,73				
c (cm)				2,0358					2,0358		
		2,0358					2,0358				
c/d (cm/cm)				0,0783					0,0783		
		0,0783					0,0783				
ϕ_{real}				0,90					0,90		
		0,90					0,90				
$\rho_{calculado}^-$				0,0002					0,0002		
$\rho_{calculado}^+$		0,0004					0,0004				
$\rho_{definitivo}^-$				0,0033					0,0033		
$\rho_{definitivo}^+$		0,0033					0,0033				
				2 #4					2 #4		
As(-) cm2				1,72					1,72		
As(+) cm2		1,72					1,72				
		2 #4					2 #4				

Página 1

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	
1	30x30	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

10. INTERACCIÓN TERRENO-ESTRUCTURA (ZAPATAS Y ENCEPADOS)

Referencias	Datos de cálculo
C1	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 120 cm Ancho zapata Y: 120 cm No se considera la interacción
C2	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 120 cm Ancho zapata Y: 120 cm No se considera la interacción
C3	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 120 cm Ancho zapata Y: 120 cm No se considera la interacción
C4	Zapata cuadrada Ancho zapata X: 120 cm Ancho zapata Y: 120 cm No se considera la interacción

11. LOSAS Y ELEMENTOS DE CIMENTACIÓN

11.1. Zapatas

-Tensión admisible en situaciones persistentes: 2.54 kg/cm²

-Tensión admisible en situaciones accidentales: 3.38 kg/cm²

12. MATERIALES UTILIZADOS

12.1. Concretos

Elemento	Concreto	f'_c (kg/cm²)	Árido		E_c (kg/cm²)
			Naturaleza	Tamaño máximo (mm)	
Todos	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