

LDVA

MEMORIA DE CALCULO

---

15562 - Centro Cultural Lo Prado.

Agosto 2022



Luis Della Valle & Asociados  
Cálculo Estructural

Apoquindo 6410 of.1010  
Santiago  
+56 9 9789 1655

## Contenido

1.	Bases de Cálculo .....	4
1.1	Antecedentes Generales .....	4
1.2	Estructura.....	4
1.3	Normas de Diseño.....	6
1.4	Consideraciones de Diseño.....	7
1.5	Método de Diseño.....	7
1.6	Combinaciones de Carga.....	7
1.6.1	Diseño Último .....	8
1.6.2	Tensiones Admisibles .....	8
1.7	Materiales.....	8
2	Resistencia de Diseño en Elementos de Acero .....	8
3	Resistencia de Diseño en Elementos de Hormigón Armado.....	9
4	Solicitaciones.....	10
4.1	Cargas de Peso Propio.....	10
4.2	Sobrecargas de Uso.....	10
4.3	Sobrecarga de Techo.....	11
4.4	Viento .....	11
4.5	Antecedentes de Análisis Sísmico .....	12
5	Criterios de Diseño .....	13
5.1	Hormigón Armado.....	13
5.1.1	Cuantías .....	13
5.1.2	Recubrimientos .....	13
5.1.3	Diseño de Vigas .....	14
5.2	Fundaciones.....	16

## **1. Bases de Cálculo**

### **1.1 Antecedentes Generales**

Nombre del proyecto: Centro Cultural Lo Prado.

Mandante: Secretaría comunal de planificación  
SECPLA.

### **1.2 Estructura**

Tipo de estructura: Marco de acero estructural.

Sistema estructural: La estructura está compuesta por marcos de acero estructural los cuales se vinculan con la estructura existente a través de anclajes.

Fundaciones: No aplica a este caso.

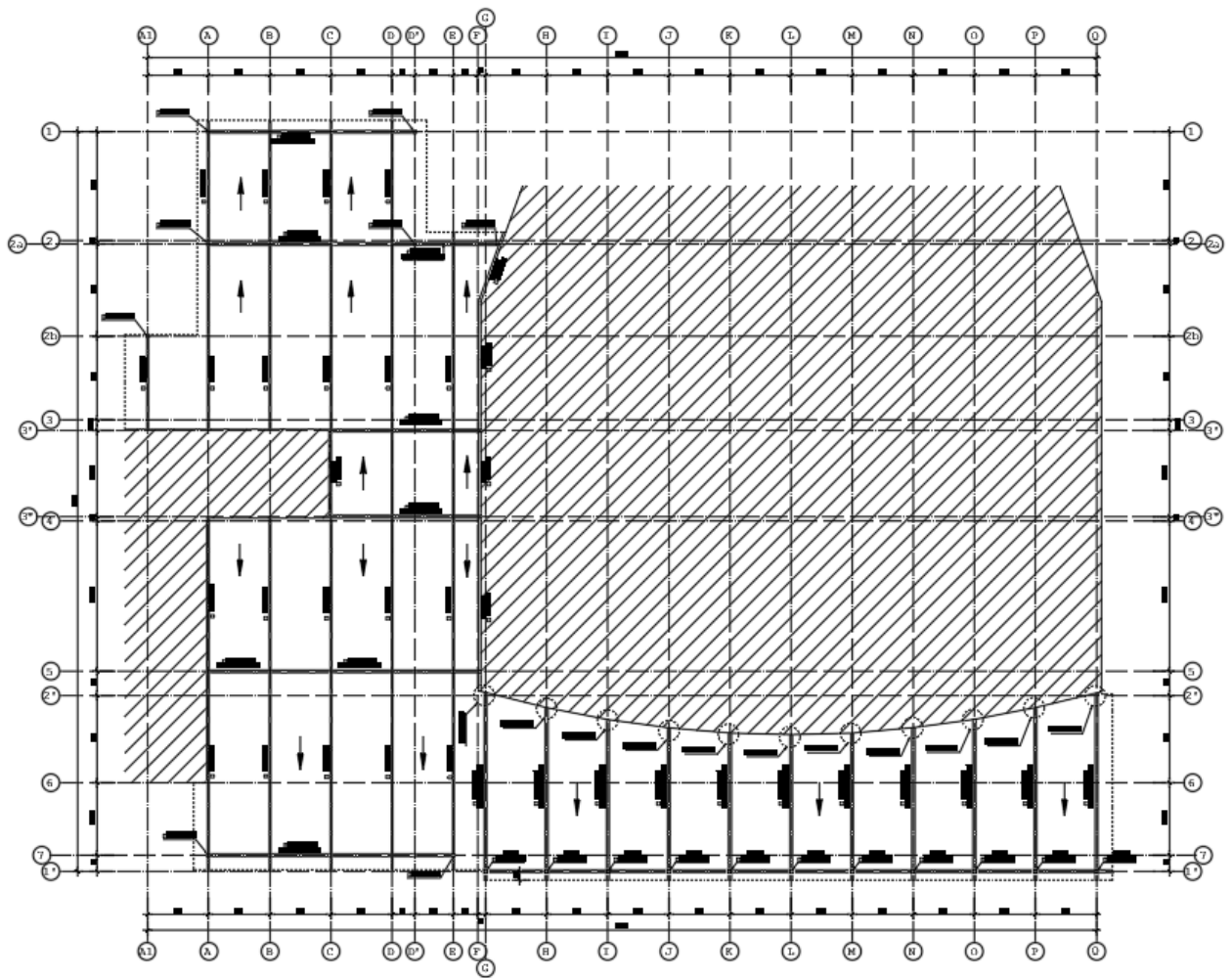


Figura 1: Planta de estructura cielo.

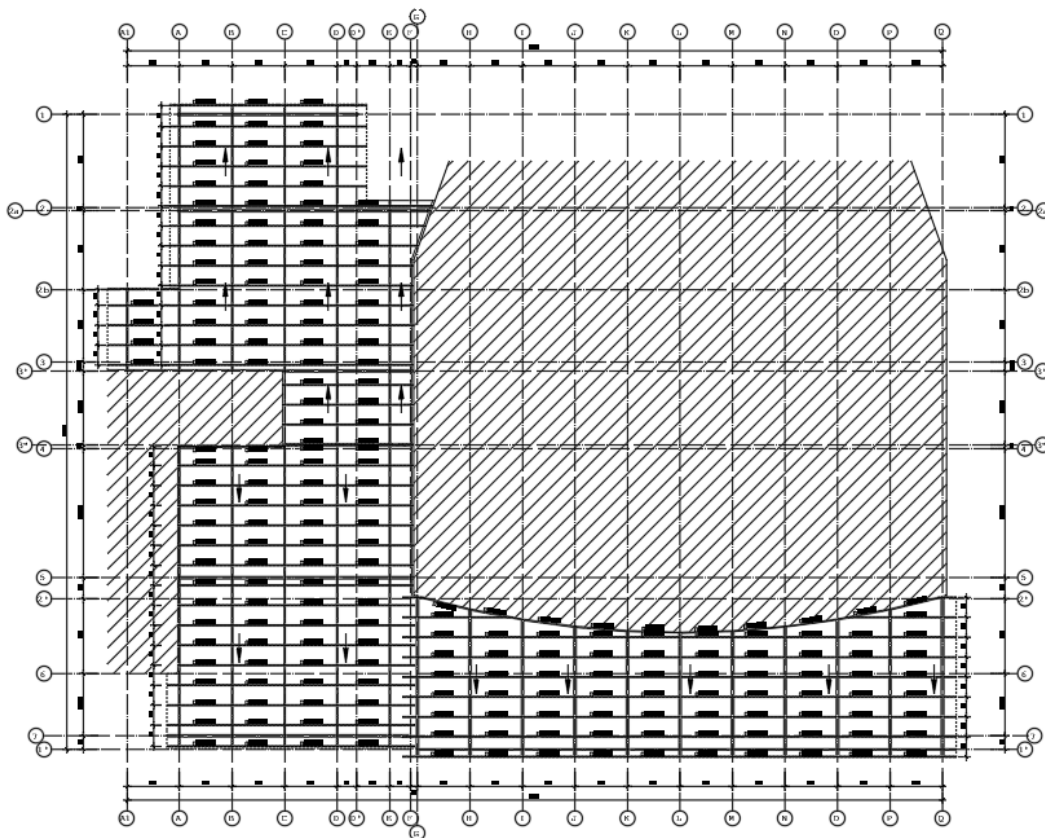


Figura 2: Planta de cubierta.

### 1.3 Normas de Diseño

NCh1537Of.2009:	Diseño Estructural de Edificios - Cargas Permanentes y sobrecargas de uso.
NCh4330f96-2012:	Diseño sísmico de edificios
NCh4320f71-2010:	Cálculo de la acción del viento sobre las construcciones.
NCh2030f2006:	Acero de uso estructural - Requisitos.
ANSI/AISC 360-10:	Specification for Structural Steel Building.
NCh4300f08:	Hormigón armado - Requisitos de diseño y cálculo.
NCh31710f.2010:	Diseño estructural - Disposiciones generales y combinaciones de cargas.

DS60:	Requisitos de Diseño y Cálculo Para el Hormigón armado
DS61:	Diseño Sísmico de Edificios

#### **1.4 Consideraciones de Diseño**

Método de diseño para estructuras de hormigón armado: A.C.I. 318-08 (American Concrete Institute) y NCh4300f.2009 - D.S. 61.

Método de diseño para estructuras de acero: A.I.S.C. en su versión Allowable Stress Design 2005. (American Institute of Steel Construction) y las disposiciones de la NCh2030f.2006.

Método de diseño para estructuras de acero: ASME BTH -1-2008 (Design of below the hook lifting devices)

#### **1.5 Método de Diseño**

La filosofía de diseño sísmico adoptada es la indicada en la norma NCh4330f.96 mod.2009 (Diseño Sísmico), la cual tiene por objetivo lograr que las estructuras:

- Resistan sin daños movimientos sísmicos de intensidad moderada.
- Limiten los daños en elementos no estructurales durante sismos de mediana intensidad.
- Aunque presenten daños, eviten colapso durante sismos de mediana intensidad.
- Aunque presenten daños, eviten el colapso durante sismos de intensidad excepcionalmente severa.

#### **1.6 Combinaciones de Carga**

Según lo dispuesto en la NCh4330f96 Mod. 2009, se consideran las combinaciones de cargas de la NCh31710f.2010 para el diseño por tensiones admisibles y para tensiones últimas. Estas combinaciones son las que se detallan a continuación.

### 1.6.1 Diseño Último

1.  $1.4D$
2.  $1.2D + 1.6L + 0.5 \cdot Lr$
3.  $1.2D + 1.6 \cdot Lr + L$
4.  $1.2D + 1.6W + L + 0.5 \cdot Lr$
5.  $1.2D + 1.4E + L$
6.  $0.9D + 1.6W$
7.  $0.9D + 1.4E$

### 1.6.2 Tensiones Admisibles

1.  $D$
2.  $D + L$
3.  $D + Lr$
4.  $D + 0.75L + 0.75 \cdot Lr$
5.  $D + W$
6.  $D + E$
7.  $D + 0.75W + 0.75L + 0.75 \cdot Lr$
8.  $D + 0.75E + 0.75L$

## 1.7 Materiales

- Acero estructural A270ES

## 2 Resistencia de Diseño en Elementos de Acero

Para acero A270ES:

- Tensión de fluencia  $F_y$  [kgf/cm<sup>2</sup>]: 2700
- Resistencia a la tracción  $F_u$  [kgf/cm<sup>2</sup>]: de 4200

Las resistencias de diseño admisibles son:  $P_n/\Omega_x$  y  $M_n/\Omega_x$ , donde  $\Omega_x$  toma los valores:

- En tracción:  $\Omega_t = 1.67$
- En compresión:  $\Omega_c = 1.67$
- En flexión:  $\Omega_f = 1.67$

Para el acero se diseñaron los elementos según las disposiciones de diseño presentadas en el punto 1.4 del presente documento y considerando la siguiente ecuación de interacción (AISC 360-10, para diseño de acuerdo con sección B3.4 (ASD)):

$$\left(\frac{P_r}{P_c} + \frac{M_r}{M_c}\right) + \left(\frac{V_r}{V_c} + \frac{T_r}{T_c}\right)^2 \leq 1.0$$



Donde,

$P_r =$  Resistencia axial requerida usando las combinaciones de carga ASD.

$P_c = P_n / \Omega =$  Resistencia de tracción o compresión axial admisible.

$M_r =$  Resistencia de flexión requerida usando las combinaciones de carga ASD.

$M_c = M_n / \Omega_b =$  Resistencia de flexión admisible

$V_r =$  Resistencia de corte requerida usando las combinaciones de carga ASD.

$V_c = V_n / \Omega_v =$  Resistencia de corte admisible.

$T_r =$  Resistencia torsional requerida usando combinaciones de carga ASD.

$T_c = T_n / \Omega_T =$  Resistencia torsional admisible.

### 3 Resistencia de Diseño en Elementos de Hormigón Armado

En el diseño de los elementos de hormigón armado se utilizó el método de los factores de carga y resistencia establecido en la norma A.C.I. 318-08, considerando las siguientes resistencias básicas de cálculo:

- Resistencia prismática a la compresión  $f'_c = 200[\text{kgf}/\text{cm}^2]$
- Resistencia de diseño a la compresión  $P_n \leq 0.8\phi(0.85f'_c A_c)$

Donde,

$\phi = 0.65$  para estribos

$\phi = 0.70$  para espirales

$A_c =$  área de la sección transversal que resiste la compresión

- Resistencia de diseño al corte  $V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} A_v$

Donde,

$\phi = 0.75$  para corte estático.

$\phi = 0.60$  para diseño sísmico.

$A_v =$  área efectiva de la sección transversal que resiste el corte.

- Factores de reducción para la flexo-compresión.

Para una deformación unitaria del acero en tracción  $\epsilon_s > 0.005$  el factor de reducción es  $\phi = 0.9$ . Para una deformación unitaria  $\epsilon_s < 0.002$ , el factor de reducción es  $\phi = 0.65$ . Para valores de  $\epsilon_s$  intermedios se debe interpolar linealmente.

## **4 Solicitaciones**

### **4.1 Cargas de Peso Propio**

Se considera una carga de peso propio del techo de 30 [Kgf/m<sup>2</sup>], sin considerar el peso de los elementos que componen la estructura (Elementos estructurales).

### **4.2 Sobrecargas de Uso**

La sobrecarga de uso está de acuerdo con las disposiciones de la norma NCh1537 Of 2009, según tipo de estructura y uso, con lo cual se tiene una sobrecarga de 500[kgf/m<sup>2</sup>].

### 4.3 Sobrecarga de Techo

Según la norma NCh1537 Of 2009 se tiene una sobrecarga de techo de 100 [kgf/m<sup>2</sup>] la cual con las reducciones por área tributaria y pendiente se llega a:

Tabla 1: Tabla 3, extraída de la Norma NCh1537 Of 2009.

Pendiente del techo F %	Area tributaria A m <sup>2</sup>										
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45	≥ 50
0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,80	0,76	0,72	0,68	0,64	0,60
5	1,00	1,00	0,81	0,78	0,74	0,71	0,67	0,64	0,60	0,57	0,53
10	0,77	0,74	0,71	0,67	0,64	0,61	0,58	0,55	0,52	0,49	0,46
15	0,65	0,62	0,60	0,57	0,55	0,52	0,49	0,47	0,44	0,42	0,39
20	0,53	0,51	0,49	0,47	0,45	0,43	0,41	0,38	0,36	0,34	0,32
25	0,42	0,40	0,38	0,37	0,35	0,33	0,32	0,30	0,30	0,30	0,30
≥ 30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30	0,30

NOTA - Estos valores son graficados en Anexo D.

Estas modificaciones dependen de la pendiente del techo y del área solicitante sobre el elemento diseñado, según se aprecia en la tabla 3 del punto 8.2 de la norma NCh1537 Of 2009 y que se adjunta a este informe, con lo cual se tiene una sobrecarga de techo de 80 [kgf/m<sup>2</sup>].

### 4.4 Viento

Según la norma NCh432 Of 1971 se tiene una sobrecarga de viento que varían con respecto a la velocidad del viento como sigue:

$$q = \frac{u^2}{16}$$

Donde

- q = es la presión básica en kg/m<sup>2</sup>.
- u = es la velocidad máxima instantánea del viento en m/s.

La velocidad es función de la altura y del lugar donde se encuentre la estructura. Los valores ocupados se encuentran en la NCh432 Of 1971, y podemos ver en la tabla 2, los valores entregados por la norma.

Tabla 2: Presiones básicas entregadas por la norma NCh432 Of 1971

Tabla 1 - Presión básica para diferentes alturas sobre el suelo <sup>3)</sup>

Construcciones situadas en la ciudad o lugares de rugosidad comparable, a juicio de la Autoridad Revisora		Construcciones situadas en campo abierto, ante el mar, o en sitios asimilables a estas condiciones, a juicio de la Autoridad Revisora	
Altura sobre el suelo, m	Presión básica, q, en kg/m <sup>2</sup> *)	Altura sobre el suelo, m	Presión básica, q, en kg/m <sup>2</sup> *)
0	55	0	70
15	75	4	70
20	85	7	95
30	95	10	106
40	103	15	118
50	108	20	126
75	121	30	137
100	131	40	145
150	149	50	151
200	162	75	163
300	186	100	170
		150	182
		200	191
		300	209

\*) Para valores intermedios se interpola.

#### 4.5 Antecedentes de Análisis Sísmico

- Zona sísmica: 2
- Tipo de Suelo: D
- Coef. De importancia: 1.0
- Masa Sísmica: PP+0.25SC
- Módulo de elasticidad:  $E_c = 15100 * \sqrt{f'c}$

Para el análisis sísmico se utilizó un modelo tridimensional con elementos de tipo "shell" para muros y "frame" en vigas.

Se realizó un análisis Modal Espectral para zona sísmica 2 y suelo según sea el caso.

## Parámetros Según Zona y Tipo de Suelo

Tabla 3: Parámetros según zona sísmica y tipo de suelo.

Zona sísmica:	2
Tipo suelo:	D
I :	1.00
R:	3
Ro:	5.00
Ao:	0.30
S:	1.20
To s:	0.75
T' s:	0.85
n:	1.80
p:	1.00

## 5 Criterios de Diseño

### 5.1 Hormigón Armado

#### 5.1.1 Cuantías

Tabla 4: Cuantía Hormigón Armado

<b>Armadura Longitudinal</b>		
Elemento	Mínima	Máxima
Vigas	2.5 %	2.5
Muros	1 % (de la altura o el	-
Columnas	1%	6%
Losas	1.8 %	

#### 5.1.2 Recubrimientos

- Concreto colocado contra el suelo: 75 [mm]
- Concreto expuesto a suelo o intemperie: 50 [mm] si  $\phi_a > 16$  mm  
40 [mm] si  $\phi_a \leq 16$  mm

Concreto no expuesto a superficie ni intemperie:

- Losas, muros y viguetas: 20 [mm], si  $\phi_a \leq 36$  mm
- Vigas y columnas: 40 [mm].
- Cáscaras y placas plegadas: 20 [mm].

### 5.1.3 Diseño de Vigas

#### Diseño a flexión

Se establece el límite para armadura simple con deformación del acero traccionado en  $\epsilon_s = 0.005$ , en donde se obtiene un factor de minoración  $\phi = 0.9$ . Con estas restricciones se debe cumplir los siguientes máximos para armadura simple:

$$\phi M_n = 0.205 f'_c b d^2$$

$$A_s = 0.271 b d \frac{f'_c}{f_y}$$

Para armadura simple y  $f'_c$  menor a  $280 [\text{kg}/\text{cm}^2]$  el momento nominal es:

$$M_n = \rho b d^2 f_y \left[ 1 - 0.59 \rho \frac{f_y}{f'_c} \right]$$

La cuantía mínima es:

$$\rho_{\min} = \max \left[ \frac{0.8 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y}, \frac{14}{f_y} \right]$$

Sin embargo, el área de acero requerida no tiene que ser superior a 1.33 veces el área según cálculo.

La cuantía máxima es:

$$\rho_{\max} = 0.025$$

Si el momento último es mayor al momento nominal máximo establecido, se tiene que el momento adicional que debe soportar la sección es:

$$\Delta M_n = \frac{M}{\phi} - M_n$$

Donde  $\Delta M_n$  es el momento adicional proporcionado por la armadura de acero extra. En esta condición se define  $\Delta M_n$  como:

$$\Delta M = A'_s \cdot f_y \cdot (d - d')$$

De esta manera, el área adicional de acero que proporciona la capacidad adicional a la sección es:

$$A'_s = \frac{\Delta M}{A'_s \cdot f_y \cdot (d - d')}$$

### Diseño a corte

El código ACI establece que una sección sometida a esfuerzo de corte debe cumplir:

$$\phi \cdot V_n \geq V_u$$

Donde la resistencia nominal es:

$$V_n = V_{cu} + V_s$$

La resistencia última nominal que proporciona el hormigón es:

$$V_{cu} = 0.53 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Por lo tanto, el corte que debe tomar el acero es:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_{cu}$$

Para la resistencia nominal última que aportan los estribos se tiene:

$$V_s = A_v \cdot f_y \cdot \frac{d}{s} < 2,2 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

Desarrollando las ecuaciones anteriores se tiene:

$$A_v = \left( \frac{V_u}{\phi} - V_{cu} \right) \cdot \frac{s}{f_y \cdot d}$$

Donde el espaciamiento máximo está dado por:

$$s = \text{mín} \left[ \frac{d}{2} \right] \\ \left[ 60[\text{cm}] \right]$$

Si el esfuerzo de corte solicitante es menor a un medio de la resistencia última del hormigón a corte se tiene que el área mínima de acero queda definida por:

$$A_{v,min} = \frac{0.0625 \cdot \sqrt{f'_c}}{f_y} \cdot b \cdot s > 0.35 \frac{bs}{f_y}$$

Si  $V_s > 1,1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$  entonces:

$$s = \text{mín} \left[ \begin{array}{l} \frac{d}{4} \\ 30[\text{cm}] \end{array} \right]$$

Cabe mencionar que en el presente proyecto también se armaron vigas por capacidad.

## 5.2 Fundaciones

Las fundaciones bajo muros se diseñan como elementos de hormigón en masa y acuerdo al método de factores de carga y resistencia de diseño.

El diseño por resistencia para flexión y cargas axiales se basa principalmente en relaciones esfuerzo - deformación, tanto en tracción como en compresión.

El diseño de secciones transversales sometidas a flexión se basa en:

$$\phi M_n \geq M_u$$

Donde en términos de tensiones se debe cumplir:

$$\phi M_n = 1.33 \sqrt{f_c'} S_m$$

$$M_u \leq 0.65 M_n$$

Donde  $S_m$  corresponde al módulo elástico de la sección.

Para las secciones transversales que están sometidas a compresión se debe cumplir:

$$\phi P_n \geq P_u$$

Donde,

$$P_n = 0.60 f_c' \left[ 1 - \left( \frac{l_c}{32h} \right)^2 \right] A_1$$

En que  $A_1$  es el área cargada correspondiente.

Para el diseño de corte en las secciones transversales se debe cumplir:

$$\phi V_n \geq V_u$$



Donde el corte nominal es:

$$V_n = 0.53\sqrt{f_c'}b_w h$$

Para el caso de zapatas corridas  $b_w$  se considera de largo unitario.

Para el proyecto se comprueban, según cálculo, todos los puntos señalados verificándose que se necesita armadura.



Luis A. Della Valle S.  
Ingeniero Civil Estructural P.U.C.