MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

"DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL D.S. N°10"

ELABORADO:

ALEJANDRO CALDERÓN CORTES

C.I.N°

INGENIERO CONSTRUCTOR

ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE LA LIGUA
JEFE OFICINA VIVIENDA

REVISADO:
MANUEL GODOY

INGENIERO CIVIL

PROPIETARIO: PATRICIA ANA TELLO MOURGUES

DIRECCIÓN:

ROL: 341-194

Fecha: julio 2025

ÍNDICE

1.0 Bases de cálculo 2
1.1 Códigos y Reglamentos: 2
1.2 Materiales: 3
1.3 Consideraciones de modelación estructural: 4
2.0 Modelamiento de cargas 5
2.1 Viento 5
2.2 Sobrecargas de uso 5
2.2.1 Sobrecarga de uso de piso 5
2.2.2 Sobrecarga de uso de Techo 5
2.2.3 Sobrecarga de Panel Solar 5
2.3 Sismos 6
3.0 Combinaciones de cargas 10
4.0 Diseño y verificación de fundaciones 12
4.A Diseño y verificación de Muros de Albañilería 14
5.0 Verificación Estructura Metálica Auxiliar de Soporte Colector 19
(solo cuando se requiera) 20
6.0 Resultados y comentarios 23
6.1 Zonas Críticas del sistema estructural: 23
7.0 Firmas 27

1.0 Bases de cálculo

Esta memoria se orienta al diseño estructural de una vivienda Habitacional para el programa de Subsidios DS10, esta construcción se efectuará en el Sector de Placilla, Comuna de La Ligua. La estructura estará destinada a uso habitacional y será diseñada con muros de Albañilería Armada, cadenas y sobrecimientos de hormigón armado. Las tabiquerías divisorias se considerarán solo como elementos divisorios no estructurales permitiéndose el uso de cualquier material que no condicione la estabilidad estructural de la edificación, las cerchas serán de metalcon estructural en 0.85 mm. Estos elementos se verificarán por medio de los requisitos específicos para estos tipos de estructuras, las disposiciones de los reglamentos exigidos. Se recurrirá a elementos finitos para analizar el problema, ingresando los correspondientes parámetros de diseño para cada material.

1.1 Códigos y Reglamentos:

El cálculo de la estructura se inició siguiendo las disposiciones presentes en las normas chilenas, entre ellas:

- ✓ NCH 433 of 1996 Mod. 2009 "Diseño sísmico de edificios"
- ✓ NCH 1537 of 2009 "Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso"
- ✓ NCH 3171 of 2010 "Diseño estructural -Disposiciones generales y combinaciones de cargas."
- ✓ NCH 432 of 2010 "Calculo de la acción del viento sobre las construcciones"
- ✓ DS 61 2011 "Reglamento que rige el diseño sísmico de edificios"
- ✓ DS 60 2011 "Diseño y cálculo de hormigón armado"
- ✓ ACI 318-08 "Reglamento para concreto estructural"
- ✓ Especificación ANSI/AISC 360-05 para construcciones de Acero
- ✓ Norma Chilena Oficial NCh 1928 Of. 1993 Mod. 2003

1.2 Materiales:

Acero: A 36 ES

- *Módulo de elasticidad* : $2{,}1 * 10^6 \left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Fluencia*: 2.700 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Rotura*: 4.200 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 7.850 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-10 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 100 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 151.000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-15 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 150 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 184.936 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-20 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 200 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 213.546 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Malla Electro-soldada AT56-50H

- *Fluencia*: 50 $\left[\frac{kgf}{mm^2}\right]$
- *Rotura*: 56 $\left[\frac{kgf}{mm^2}\right]$

Ladrillo Princesa SANTIAGO LISO

- f_p: 11 $[MPa]$
- *Módulo de elasticidad* : 33000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- τ_m: 0.5$[MPa]$
- *Módulo de Corte* : 9900 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 1,800 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

1.3 Consideraciones de modelación estructural:

1. El diseño se realizará utilizando elementos finitos por medio del Software ETABS 2015.

2. Las vigas y columnas se modelarán considerándose elementos "Frame".

3. Las uniones entre elementos de acero y los elementos no estructurales –Tabiquería Divisoria- se consideran colaborante, tomando en cuenta la transmisión de esfuerzos que ocurren desde la tabiquería hacia los perfiles estructurales y considerando el aporte de rigidez en la longitud de arriostramiento.

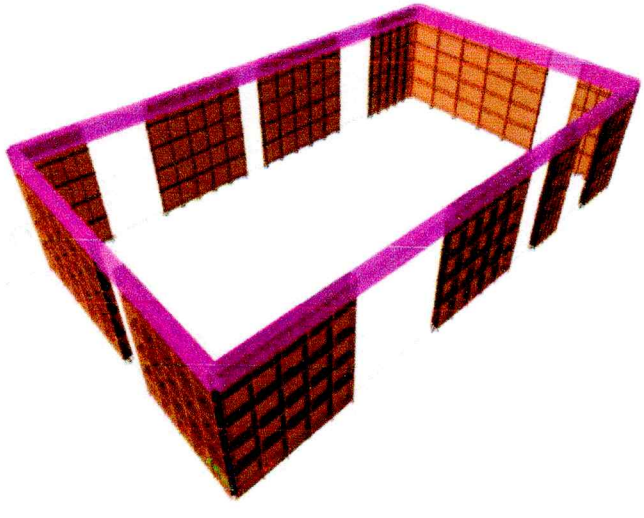
4. Las cargas sísmicas se supondrán actuantes en los centros de masas de cada barra por medio de un análisis Estático según la Norma NCh 433.

5. El análisis del local se realizará para el núcleo resistente conformado por vigas y muros de corte. La estructura se considera empotraba a nivel de piso.

6. El suelo de fundación se analizará de forma visual por medio de calicatas, de las cuales el profesional inspeccionará y tomará los parámetros más desfavorables del suelo.

En la Figura N°1 podemos observar la estructura Sismo-Resistente de la edificación, está se encuentra conformada por muros de albañilería armada y cadenas de Hormigón armado. Estos elementos estructurales tienen el objetivo de otorgar rigidez a la estructura y limitar las deformaciones.

Figura 1: Núcleo Resistente de la estructura



Fuente: Elaboración propia

2.0 Modelamiento de cargas

2.1 Viento

Para el cálculo de las solicitaciones producidas por el viento, se utilizó las disposiciones de la norma NCh432.Of2010

Para el cálculo de las presiones básicas, se utilizó una altura característica correspondientes para una altura 3 metros, se utilizará conservadoramente $60[kgf/m2]$.

$$Presión\ (H = 3[m]) = 60\ \left[\frac{kgf}{m2}\right]$$

Una vez realizado el cálculo de las presiones básicas, se procede con el cálculo de las presiones efectivas sobre los elementos estructurales (Elementos de Techumbre, Columnas, Vigas y elementos de la tabiquería estructural) por lo que se utilizó el procedimiento de áreas tributarias para individualizar las cargas actuantes en cada elemento.

La transmisión de la carga desde el nivel de techumbre hacia el nivel de fundación se realizará por medio de las reacciones impuestas cerchas de Metal con a las columnas o Muros estructurales, las cargas impuestas en la techumbre producto del efecto del viento se distribuyeron en las vigas con el objetivo simular la realidad.

2.2 Sobrecargas de uso

Para las sobrecargas de uso se utilizarán las disposiciones impuestas por la NCh1537.Of 2009 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso".

2.2.1 Sobrecarga de uso de piso

El radier se cargó con una sobrecarga de uso de $200\ [kgf/m2]$, debido a que la habitacional de la vivienda. Para la verificación capacidad de soporte se redujo con un factor de 0,6 según el método establecido en la norma NCh1537.Of 2009.

2.2.2 Sobrecarga de uso de Techo

El techo se considera solo accesible para mantención, por lo cual se utilizará una sobrecarga de $40\ [kgf/m2]$, producto de la reducción de los $100\ [kgf/m2]$ por área tributaria y pendiente por medio de la tabla 3 de la NCh1537.Of 2009 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso". Este valor es mayor al mínimo exigido $30\ [kgf/m2]$.

El proceso de carga desde la techumbre hacia los elementos resistentes del primer piso se realizó analizando la cercha al igual que en el caso de viento.

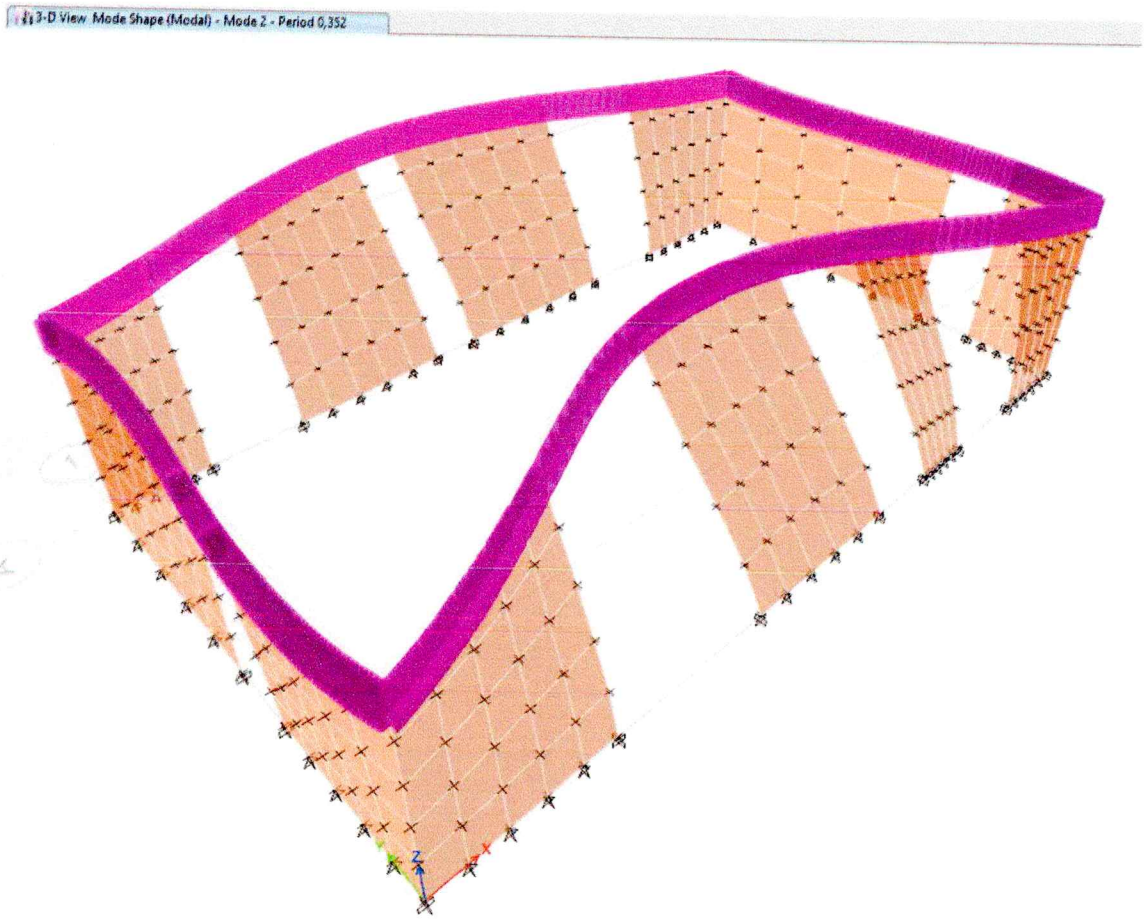
2.2.3 Sobrecarga de Panel Solar

Se considera una sobrecarga de 300 kgf para la instalación de un colector solar térmico.

2.3 Sismos

El periodo fundamental de vibración de estructura condiciona completamente el diseño de una obra, debido a que en general si se logra una similitud entre el periodo del suelo y el de la edificación se generará un proceso de resonancia que amplificará el efecto dinámico de la estructura. A continuación, se presenta el primer modo de vibración de la estructura.

Figura 2: Deformación del modo fundamental de Vibración



Fuente: ETABS 2016

El análisis por elemento finito permite analizar todos los posibles modos de vibración de una estructura y sus porcentajes de masa que mueve en cada dirección, es importante destacar que en la presente estructura el periodo fundamental de vibración corresponde al modo 2 con un periodo cercano a 0,352 [seg] desplazando un 42% de masa en la dirección Y, tal como se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 1: Modos de Vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec		
Modal	1	0,373	0%	0%
Modal	2	0,352	0%	42%
Modal	3	0,206	18%	0%
Modal	4	0,178	0%	0%
Modal	5	0,159	0%	0%
Modal	6	0,137	9%	0%
Modal	7	0,095	0%	6%
Modal	8	0,088	0%	0%
Modal	9	0,067	0%	0%
Modal	10	0,058	0%	1%
Modal	11	0,055	0%	0%
Modal	12	0,051	0%	0%
Modal	13	0,04	31%	2%
Modal	14	0,039	19%	3%
Modal	15	0,037	14%	0%
Modal	16	0,035	3%	8%
Modal	17	0,031	3%	1%
Modal	18	0,03	0%	7%
Modal	19	0,028	0%	15%
Modal	20	0,026	0%	2%
Modal	21	0,026	2%	9%
Modal	22	0,022	0%	0%
Modal	23	0,02	0%	0%
Modal	24	0,019	0%	0%

Por lo que se tiene:

$$T_n = 0{,}352\ [seg] \quad Periodo\ fundamental$$

Para el cálculo de las acciones dinámicas producidas por el sismo, se utilizó la NCh433 y el DS 61.

La estructura se encuentra en el sector de Placilla, Comuna de La Ligua, correspondiente a una Zona Sísmica 3 por lo que la aceleración máxima del suelo se considerará $A_0 = 0{,}4 * g$

El método utilizado corresponde al método estático. Este define un coeficiente sísmico que se multiplica por la masa sísmica correspondiente a la zona de la estructura.

El coeficiente sísmico se define como:

$$C = 2{,}75 * S * \frac{A_0}{g * R} * \left(\frac{T'}{Tn}\right)^n$$

Dónde:

n, T' = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación DS 61.

A_0 = Aceleración máxima del suelo zona sísmica en cuestión.

R = Factor de reducción.

Tn = Periodo con mayor masa traslacional.

Tabla 2: Parámetros suelo tipo E.

S	T_0	T'	n	p
1,30	1,20	1,35	1,8	1

Fuente: Decreto Supremo 61, 2011.

Está constituida por albañilería armada, pero con el objetivo de asegurar un grado de ductilidad, se utilizará el factor de reducción más desfavorable que corresponde a R=3. En la siguiente figura se presentan los factores de reducción de respuesta espectral para distintos tipos de albañilería.

Figura 3 Factor reducción de respuesta Estructural

	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada		
	- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4
	- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3

Fuente: NCh433.

El periodo fundamental de la estructura es 0,352 [seg] (Figura 2), por lo que el coeficiente sísmico es mayor a lo requerido en la norma, por lo que se hace necesario determinar la

limitación que realiza NCh433 en respecto a este punto. A continuación, se presenta el coeficiente sísmico máximo que corresponde a una estructura rígida

Figura 4: Valores máximos del coeficiente sísmico.

R	$C_{máx.}$
2	0,90 SA_o / g
3	0,60 SA_o / g
4	0,55 SA_o / g
5,5	0,40 SA_o / g
6	0,35 SA_o / g
7	0,35 SA_o / g

Fuente: Nch433.

Se tiene que:

$$C_{max} = 0{,}60 * S * \frac{A_0}{g} = \mathbf{0,312}$$

Por lo tanto, se utiliza el valor de coeficiente sísmico máximo de 0,312.

3.0 Combinaciones de cargas

Se utilizaron las combinaciones establecidas por NCh3171.Of2010, considerando las indicaciones para cargas sísmicas impuesta en la Norma NCh433, con las modificaciones generadas en el DS 61. Cabe destacar que el tipo de diseño lo condiciona la materialidad del elemento:

Combinaciones para diseño ASD:

Estas combinaciones son utilizables para la comprobación de las tensiones solicitantes en el suelo de fundación, elementos de madera y albañilería.

1. D
2. $D + L$
3. $D + (L_r \; o \; S \; o \; R)$
4. $D + 0.75 * L + 0.75 * (L_r \; o \; S \; o \; R)$
5. $D + W$
6. $D + E$
7. $D + 0.75 * W + 0.75 * L + 0.75 * (L_r \; o \; S \; o \; R)$
8. $D + 0.75 * E + 0.75 * L$
9. $0.6 * D + W$
10. $0.6 * D + E$

Combinaciones para diseño LRFD:

Se verificará los elementos de acero A36 además de los elementos de hormigón armado presente en el sistema de fundación y confinamiento.

1. $1.4 * D$
2. $1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 \; (L_r \; o \; S \; o \; R)$
3. $1.2 * D + 1.6 \; (L_r \; o \; S \; o \; R) + L$
4. $1.2 * D + 1.6 \; (L_r \; o \; S \; o \; R) + 0.8W$
5. $1.2 * D + 1.6 * W + L + 0.5 \; (L_r \; o \; S \; o \; R)$
6. $1.2 * D + 1.4 * E + L + 0.2 * S$
7. $0.9 * D + 1.6 * W$
8. $0.9 * D + 1.4 * E$

Donde las condiciones de carga utilizadas fueron:

D : *Carga permanente*

E : *Carga Sísmica según NCh* 433

L : *Carga de uso según NCh* 1537

L_r : *Carga de uso según NCh* 1537

W : *Carga de viento según NCh* 432

Cabe destacar que las combinaciones en "Roja", fueron las que condicionaron el diseño de los elementos por lo que se utilizó estas, para el dimensionamiento de la estructura.

4.0 Diseño y verificación de fundaciones

Verificación
Fundación Corrida PIER 2- Zona mas Solicitada Bajo Muro

1.0 Propiedades de la zona estudiada:

$N_u := 3534\ kgf$

$M_u := 137100\ kgf \cdot cm$ SE TRABAJARA CON CARGAS ULTIMAS

$V_u := 724\ kgf$

$c := 500 \cdot \frac{kgf}{m^2}$

$\phi := 30°$ Angulo de Fricción efectivo

$A := 0.4 \cdot m \cdot (2 + 0.2 + 0.2) \cdot m$ Área Contacto que transmite la carga

$H := 65 \cdot cm$ Altura del cimiento SE CONSIDERA 5 CM DE EMPLANTILLADO

$b := 40 \cdot cm$ Ancho de cimiento

$\phi := 0.65$ Factor de reducción

$fc' := 100$ Resistencia Cilíndrica a la compresión

Verificación de Flexión:

1.0 Tension Ultima de tracción del hormigon:

$$\sigma_{tu} := \frac{(6 \cdot M_u)}{b \cdot H^2} = 4.867\ \frac{kgf}{cm^2}$$

2.0 Capacidad Ultima de tracción del hormigon:

$$f_{tn} := 1.33 \cdot \sqrt[2]{fc' \cdot \frac{kgf}{cm^2}} = 13.3\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi f_{tn} := \phi \cdot f_{tn} = 8.645\ \frac{kgf}{cm^2}$$

3.0 Verificación:

$Ratio := \frac{\sigma_{tu}}{\phi f_{tn}} = 0.563$ El cimiento cumple, no es necesario enfierrarlo <1

Se especifican fundaciones de 0.40[m] de ancho por 0.60[m] de profundidad (Como mínimo).

if $\phi f_{tn} > \sigma_{tu}$ = "No necesita refuerzo a Flexión"

"No necesita refuerzo a Flexión"

else

"Necesita Refuerzo a Flexión"

Se considera el Peso del cimiento, sobrecimiento y peso del suelo sobre el en un ancho de 2m

$PP_{CIMIENTO} := 1.5 \cdot 5335\ kgf$

$$FS_{VOCAMIENTO} := \frac{\left((N_u + PP_{CIMIENTO}) \cdot \frac{b}{2}\right)}{M_u} = 1.683$$

CUMPLE >1.5

$$FS_{DESLIZAMIENTO} := \frac{(N_u \cdot \tan(\phi) + A \cdot c)}{V_u} = 4.374$$

CUMPLE >1.5

$$e := \frac{M_u}{(N_u + PP_{CIMIENTO})} = 11.884\ cm$$

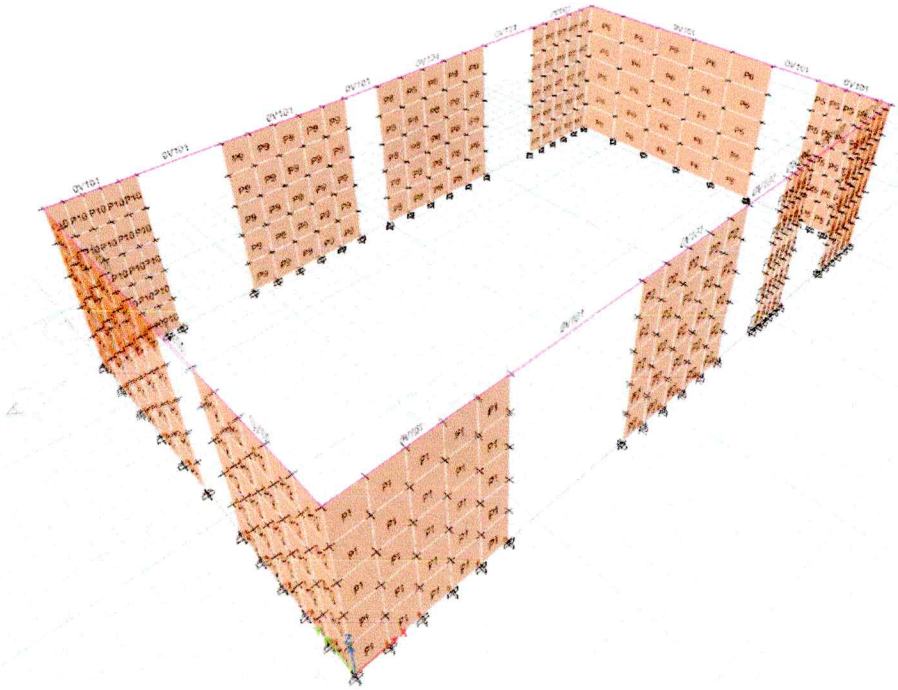
$$B_{EFECTIVO} := 2 \cdot \left(\frac{2 \cdot m}{2} - e\right) = 1.762\ m$$

$$\frac{B_{EFECTIVO}}{2 \cdot m} = 88.12\%$$

La fundación se encuentra en compresión mayor a un 80%

Se especifica sobrecimiento de 0.14[m] de ancho por 0.30[m] de alto

4.A Diseño y verificación de Muros de Albañilería



PIER 2	P	V3	M2
L=2.2	kgf	kgf	kgf-m
MAXIMO	-1837	165	309
MINIMO	-3534	-724	-1371

PIER LABEL 2				
Pier	Load Case/Combo	P	V3	M2
		kgf	kgf	kgf-m
P2	DWal1	-3316	-362	-685
P2	DWal2	-2843	-310	-587
P2	DWal3	-3059	-440	-832
P2	DWal4	-3534	-724	-1371
P2	DWal5	-2843	-310	-587
P2	DWal6	-2843	-310	-587
P2	DWal7	-2843	-310	-587
P2	DWal8	-2843	-310	-587
P2	DWal9	-2843	-310	-587
P2	DWal10	-2843	-310	-587
P2	DWal11	-2843	-310	-587

P2	DWal12	-2843	-310	-587
P2	DWal13	-3059	-440	-832
P2	DWal14	-3059	-440	-832
P2	DWal15	-3059	-440	-832
P2	DWal16	-3059	-440	-832
P2	DWal17	-3059	-440	-832
P2	DWal18	-3059	-440	-832
P2	DWal19	-3059	-440	-832
P2	DWal20	-3059	-440	-832
P2	DWal21	-3534	-724	-1371
P2	DWal22	-3534	-724	-1371
P2	DWal23	-3534	-724	-1371
P2	DWal24	-3534	-724	-1371
P2	DWal25	-3534	-724	-1371
P2	DWal26	-3534	-724	-1371
P2	DWal27	-3534	-724	-1371
P2	DWal28	-3534	-724	-1371
P2	DWal29	-2132	-233	-441
P2	DWal30	-2132	-233	-441
P2	DWal31	-2132	-233	-441
P2	DWal32	-2132	-233	-441
P2	DWal33	-2132	-233	-441
P2	DWal34	-2132	-233	-441
P2	DWal35	-2132	-233	-441
P2	DWal36	-2132	-233	-441
P2	DWal37 Max	-3021	-336	-634
P2	DWal37 Min	-3021	-336	-634
P2	DWal38 Max	-3138	-336	-638
P2	DWal38 Min	-3138	-336	-638
P2	DWal39 Max	-3088	35	65
P2	DWal39 Min	-3088	35	65
P2	DWal40 Max	-3071	-708	-1337
P2	DWal40 Min	-3071	-708	-1337
P2	DWal41 Max	-1837	-207	-390
P2	DWal41 Min	-1837	-207	-390
P2	DWal42 Max	-1953	-207	-394
P2	DWal42 Min	-1953	-207	-394
P2	DWal43 Max	-1904	165	309
P2	DWal43 Min	-1904	165	309
P2	DWal44 Max	-1886	-579	-1093
P2	DWal44 Min	-1886	-579	-1093

VERIFICACIÓN ALBAÑILERIA MURO DE MAYORES DIMENSIONES PIER 2

- *Se considera inspección especializada, toma menos del 45% de la carga de piso*

1.0 PARAMETROS DE CALCULO

$F_{SISMICO} := 1.33$ Factor (1 Para Analisis estatico, 1.33 Analisis Sismico)

$M := 137100$ [Kgf*cm] Momento Solicitante

$V := 724$ [Kgf] Corte Solicitante

$N := 3534$ [Kgf] Axial Solicitante

$B := 14$ [cm] Ancho Efectivo

$H := 200$ [cm] Altura Muro

$L := 200$ [cm] Largo Muro

$t := 14$ [cm] Espesor Muro

$Rec := 7$ [cm] Recubrimiento

$S_{CORTE} := 40$ [cm] Separación Escalerrilas

$S := 60$ [cm] Separación Barras Longitudinales

$f_p := 110$ [Kgf/cm^2]

$f_m := 0.25 \cdot f_p$ [Kgf/cm^2] Para ladrillos ceramicos

$E_S := 2100000$ [Kgf/cm^2] Modulo Elasticidad Acero

$E_m := 700 \cdot f_m = 19250$ [Kgf/cm^2] Modulo Elasticidad Albañileria sin relleno

$G := 0.3 \cdot E_m$ [Kgf/cm^2] Modulo de Corte Albañileria

$n := \frac{E_S}{(F_{SISMICO} \cdot E_m)}$ Relación entre modulos de Elasticidad

$d := L - Rec$

$\gamma := \frac{Rec}{d}$ Relación entre el Recubrimiento y Altura Util

$F_{sacero} := 185 \cdot 10.1972$ [Kgf/cm^2] Tensión Admisible sismica del Acero

2.0 ANALISIS FLEXIÓN-COMPRESIÓN EJE FUERTE

$PPmuro := 0$ (YA CONSIDERADO PESO DEL MURO)

$e := \frac{(M + V \cdot H)}{(N + PPmuro)} = 79.768$ [cm] Excentricidad en Base del Muro

$Fcombtrab := 2 \cdot \frac{(N + PPmuro)}{3 \cdot B \cdot \left(\frac{L}{2} - e\right)}$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante Ley Triangular

$F_{COMADMI} := 0.33 \cdot f_m$ [Kgf/cm^2] Tensión Admisible combinada

$Rel := \frac{Fcombtrab}{F_{COMADMI}} = 91.66\%$ Relación de Desempeño

3.0 CALCULO DE FUNCIÓNES CALCULO ENFIERRADURAS

$kb := \frac{1}{1 + \frac{(F_{SISMICO} \cdot F_{sacero})}{n \cdot F_{SISMICO} \cdot F_{COMADMI}}} = 0.28$ Factor en Balance del cual depende el eje neutro

$\gamma = 0.04$

$X := kb \cdot d$ Profundidad de la Fibra Neutra en Balance

$A_{OB} := 0.1269$ $Fb := 0.31$ $S_B := 0.91$

4.0 COMPROBACIÓN DE CARGA AXIAL

$f_a := \frac{(N + PPmuro)}{(B \cdot (d + Rec))}$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante Carga Axial

$F_a := 0.2 \cdot f_m \cdot \left(1 - \left(\frac{H}{40 \cdot t}\right)^3\right)$ [Kgf/cm^2] Vensión admisible Carga Axial

$Rel := \frac{f_a}{F_{SISMICO}\, F_a} = 18.1\%$

5.0 ANALISIS DE ESFUERZO DE CORTE

$$Fcorteadm1 := 0.06 \cdot \sqrt[2]{\left(\frac{f_m}{10.1972}\right)} \cdot 10.1972 = 1.005$$ [Kgf/cm^2] Tensión admisible sin aporte de acero

$$Fcorteadm2 := 0.13 \cdot \sqrt[2]{\frac{f_m}{10.1972}} \cdot 10.1972 = 2.177$$ [Kgf/cm^2] Tensión admisble con aporte del acero

$$F_{CORTETRAB} := \frac{V}{(B \cdot d)}$$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante

$$A_V := \text{if } F_{CORTETRAB} > Fcorteadm1 \text{ } = \text{"Armar con Minimo"}$$
$$\left\| \frac{(1.1 \cdot V \cdot S_{CORTE})}{(F_{SISMICO} \cdot F_{sacero} \cdot d)} \right.$$ [cm^2] Area de Corte Necesario
$$\text{else}$$
$$\left\| \text{"Armar con Minimo"} \right.$$

$$Rel := \text{if } F_{CORTETRAB} > Fcorteadm1 \text{ } = 26.67\%$$
$$\left\| \frac{F_{CORTETRAB}}{Fcorteadm2} \right.$$
$$\text{else}$$
$$\left\| \frac{F_{CORTETRAB}}{Fcorteadm1} \right.$$

6.0 CALCULO ENFIERRADURAS DE BORDE

$$M_{ext} := (N + PPmuro) \cdot \left(e + \frac{(d - Rec)}{2}\right)$$ [kgf*cm] Momento Respecto a armadura en Tracción

$$M_{extBal} := A_{OB} \cdot B \cdot d^2 \cdot 1.33 \cdot F_{COMADMI}$$ [kgf*cm] Momento de Balance

$$A' := \text{if } M_{extBal} < M_{ext} \text{ } = \text{"Armar con minimo"}$$
$$\left\| \begin{array}{l} \Delta M \leftarrow M_{ext} - M_{extBal} \\ \dfrac{\Delta M}{Fb \cdot F_{sacero} \cdot (d - Rec)} \end{array} \right.$$ [cm2] Area de acero en compresión 1 Fi 12
$$\text{else}$$
$$\left\| \text{"Armar con minimo"} \right.$$

$$A := \text{if } M_{extBal} < M_{ext} \text{ } = -0.023$$
$$\left\| \frac{M_{extBal}}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero} \cdot d \cdot S_B} + A' \cdot Fb - \frac{(N + PPmuro)}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero}} \right.$$ [cm2] Area de acero en tracción, al ser negativo se armara con minimo 1 fi 12
$$\text{else}$$
$$\left\| \frac{M_{ext}}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero} \cdot d \cdot S_B} - \frac{(N + PPmuro)}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero}} \right.$$

7.0 ARMADURAS MINIMAS

$A_{SMINVERTICAL} := \frac{0.06}{100} \cdot B \cdot 100 = 0.84$ [cm2] Armadura Vertical en Tramo vertical de 1 metro de ancho

Se dispondra fi 12 @60 cm =1.6 cm2> MINIMO

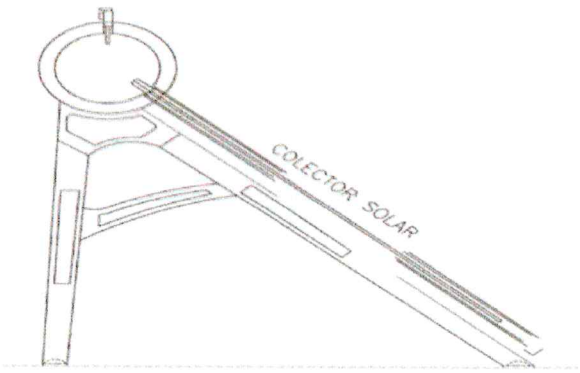
$A_{SMINHOR} := \frac{(0.15 - 0.06)}{(100)} \cdot 10.76 \cdot 100 = 0.968$ [cm2] Armadura Vertical en Tramo Horizontal de 1 metro de ancho

Se dispondra Escalerrilla cada 3 Hiladas en cada Hilada tenemos 0.6 cm2, son 3 Hiladas x 3 =1.8cm2> 0.968cm2 Cumple

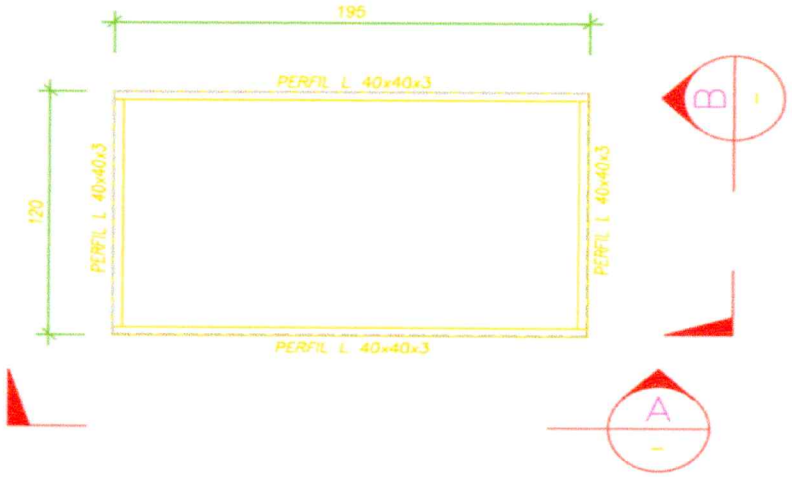
Se especifica Vigas y Cadenas de coronación de 0.14[m] de ancho por 0.35[m] de alto.

5.0 Verificación Estructura Metálica Auxiliar de Soporte Colector (solo cuando se requiera)

Como fue expuesto en las bases de cálculo del presente informe, se debe tomar en cuenta la presencia de un Colector Solar Térmico, fijado directamente sobre la estructura de techumbre. A continuación, se ilustra el termo panel:

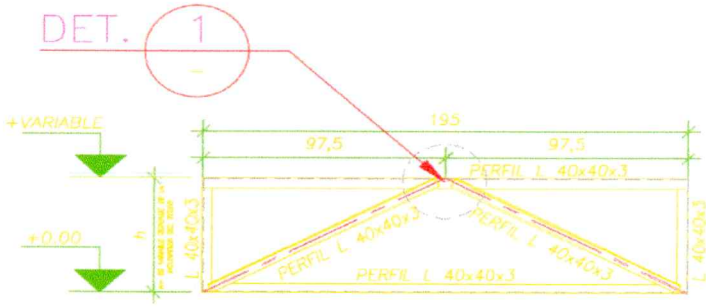


Se propone una estructura de nivelación para la instalación del colector, solo cuando no sea posible la instalación siguiendo la pendiente de la techumbre, que es la mejor en términos de la integración arquitectónica a la vivienda, en el cálculo, la estructura fue modelada en su totalidad por perfiles ángulo de 40x40x3 mm, con una altura de 42 cm. A continuación, se ilustra la estructura metálica de soporte:



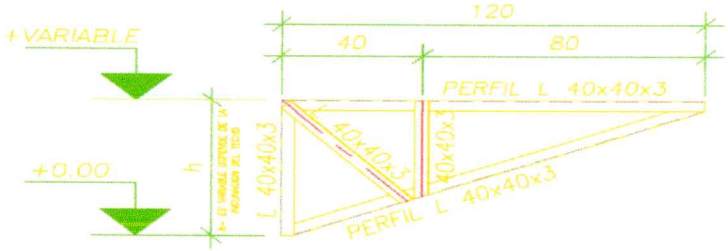
PLANTA ESTRUCTURA NIVEL SUPERIOR

ESCALA 1:25



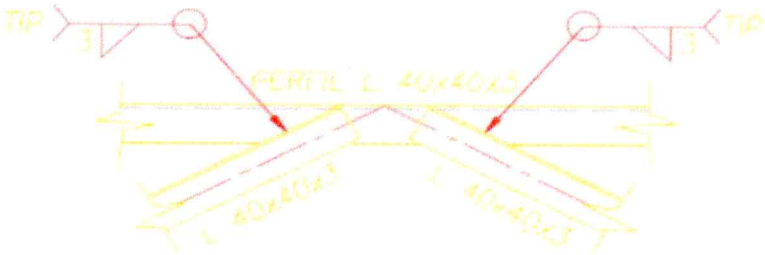
VISTA A

ESCALA 1:25



VISTA B

ESCALA 1:25



DEATALLE 1

ESCALA 1:10

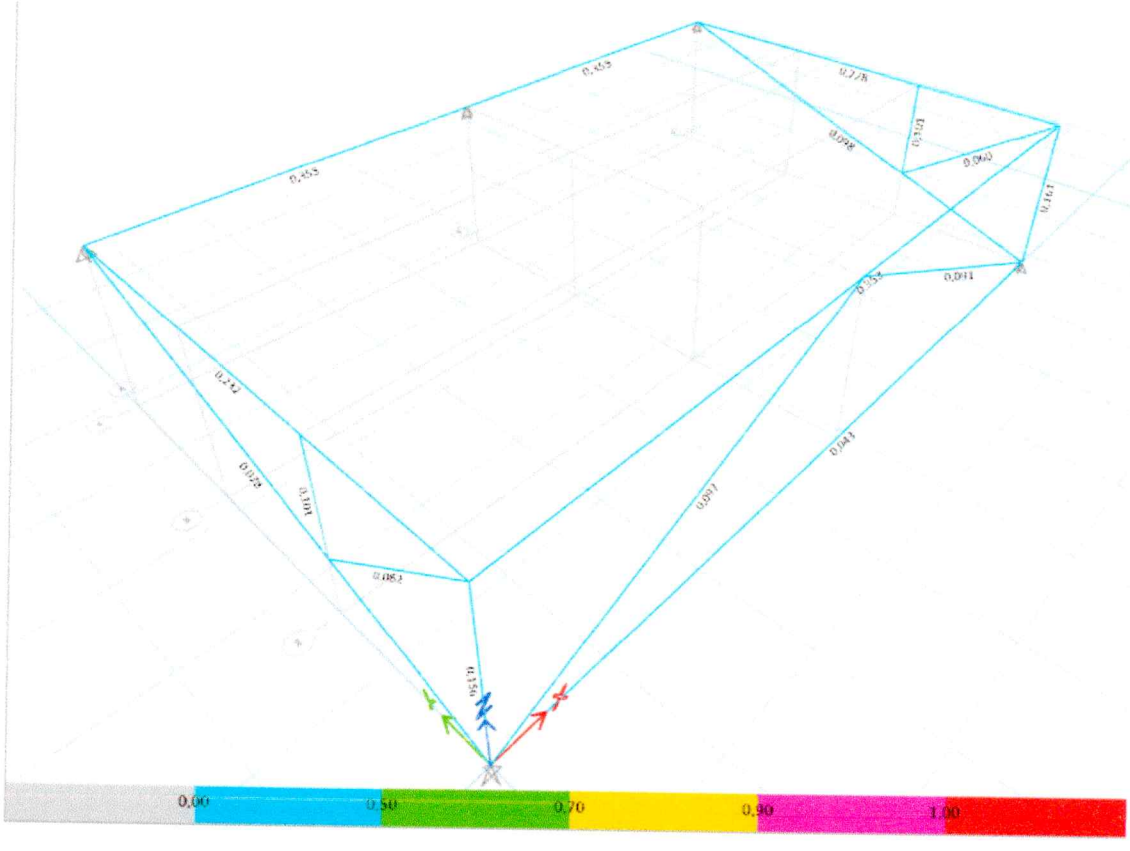
Para realizar la verificación de la estructura presentada, se tomaron en consideración las siguientes cargas y esfuerzos solicitantes:

- Peso Colector Solar Térmico = 300 Kgf.

- Presión del Viento = 60 Kgf/m².

- Acción del Sismo.

Tomando en cuenta lo anterior, la estructura fue modelada en ETABS. A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la modelación de la estructura:



Con lo anterior podemos asegurar que la estructura de soporte satisface las solicitaciones impuestas en él y cumple su funcionamiento estructural sin problemas.

Cercha C1 (Se especifica separación de cerchas cada 83 [cm] aproximadamente.)

Montante: 60 CA 0.85 mm

Cuerda Superior: 90 CA 0.85 mm

Cuerda Inferior: 90 CA 0.85 mm

Diagonal: 60 CA 0.85 mm

Costaneras: 35OMA0.85 mm Separación 60 cm

Se recomienda que para el uso de elementos de Termo con una carga de 300 Kgf se utilice los siguientes elementos en techumbre:

Cercha C1 (Se especifica separación de cerchas cada 83 [cm] aproximadamente.)

Montante: 60 CA 1.0 mm

Cuerda Superior: 90 CA 1.0 mm

Cuerda Inferior: 90 CA 1.0 mm

Diagonal: 60 CA 1.0 mm

Costaneras: 35OMA 1.0mm Separación 60 cm

6.0 Resultados y comentarios

El diseño y verificación de los elementos de hormigón armado y albañilería se estudió en cada pórtico de la estructura, tomando en consideración las cargas de peso propio, sobrecargas, viento y eventuales cargas sísmicas.

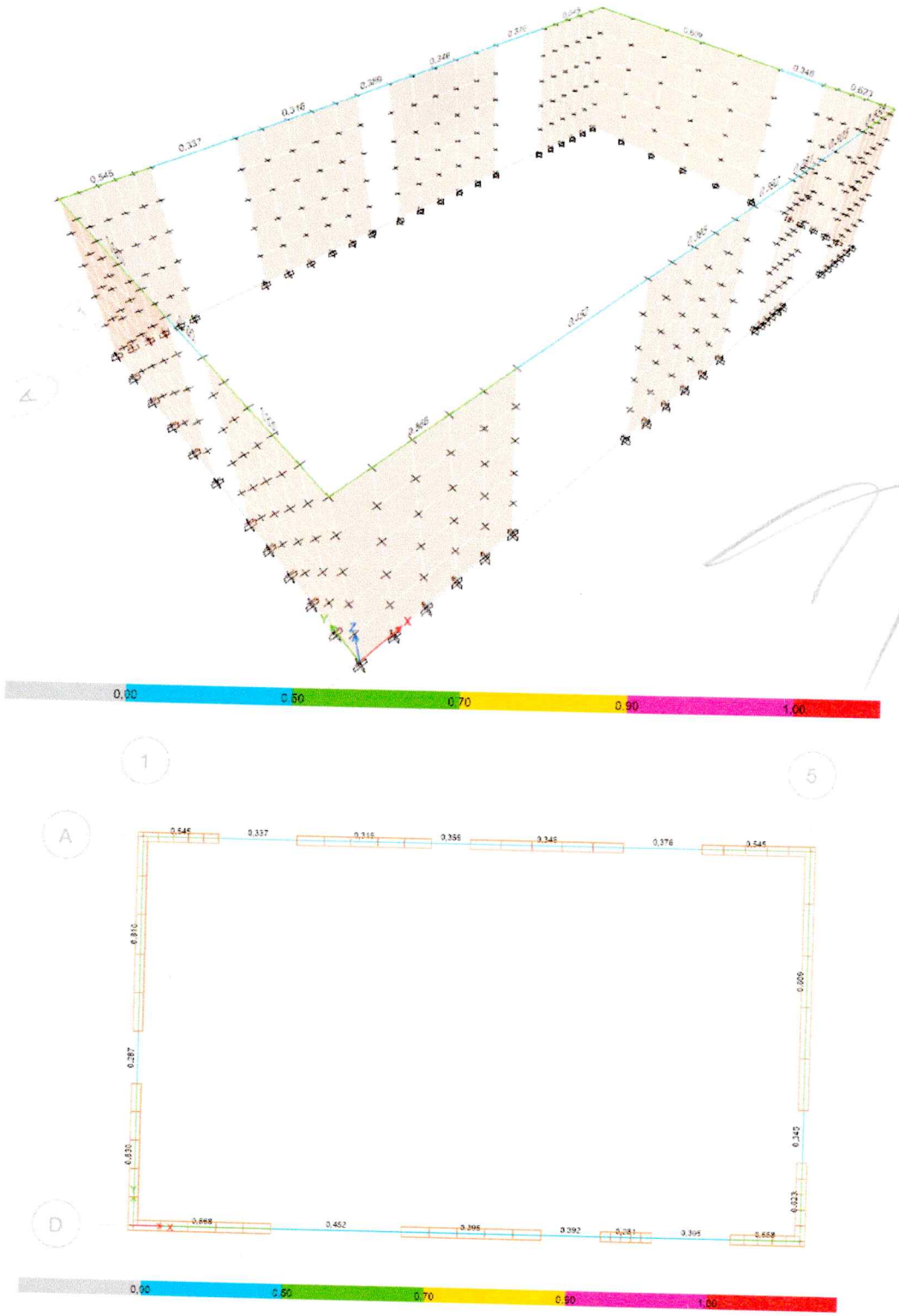
El uso de elementos finitos por medio de software de análisis estructural permite analizar solicitaciones y capacidades del sistema, por lo anterior realizó el diseño por medio de este instrumento y luego se verificó la capacidad de los perfiles por medio de las instrucciones de diseño aclararas por AISC 360-10, elementos de hormigón por medio ACI 318-08 y elementos de albañilería por su correspondiente normativa.

6.1 Zonas Críticas del sistema estructural:

La Figura N° 5 corresponde al resultado de los elementos de Hormigón Armado presentes en toda la estructura, se generaron zonas críticas cerca de las aberturas de mayores dimensiones, debido poca rigidez longitudinal de dichas zonas.

Se tiene que la relación Solicitación-Resistencia (Ratio) de las vigas en el estado último, presenta un valor máximo de 0.630 lo que representa que las solicitaciones son un 63.0% de la capacidad de las vigas, verificándose de esta manera que el sistema resiste las cargas impuestas por el diseño.

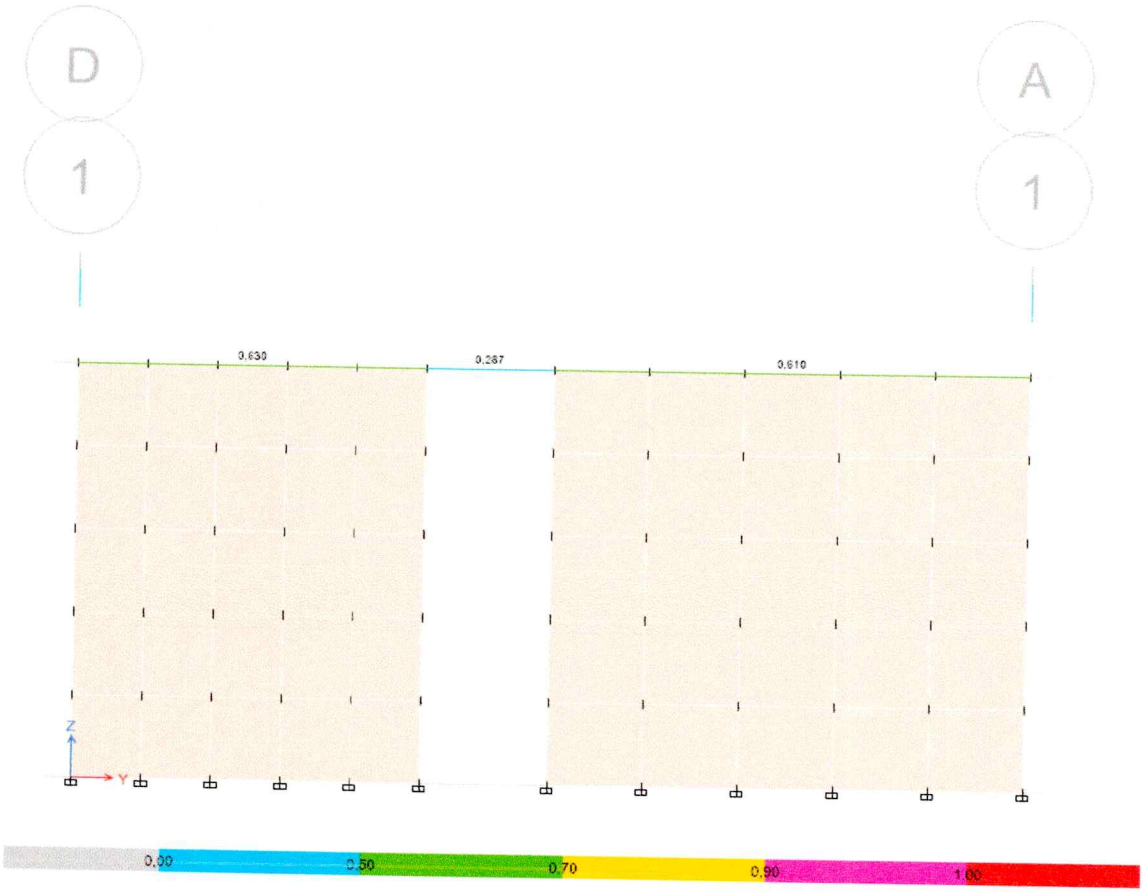
Figura 5: Factores de Utilización de las Vigas de presentes en la estructura.



Fuente: Elaboración propia

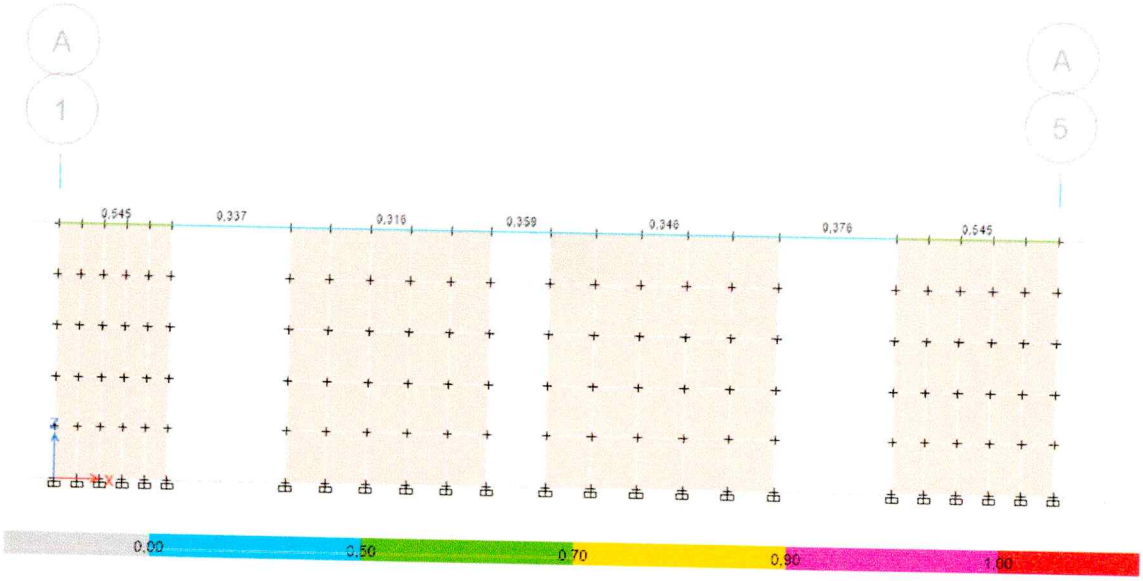
En la Figura 6 se observa el factor de utilización de los elementos presentes en el eje 1 estableciéndose que la viga con mayor utilización es la que presenta mayor carga de flexión, llegándose a una utilización de un 63,0% de la capacidad del sistema, por lo que se tiene un sistema estable y estructuralmente correcto, que cumple la normativa vigente y además trabaja colaborativamente con cada una de sus partes.

Figura 6: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE 1



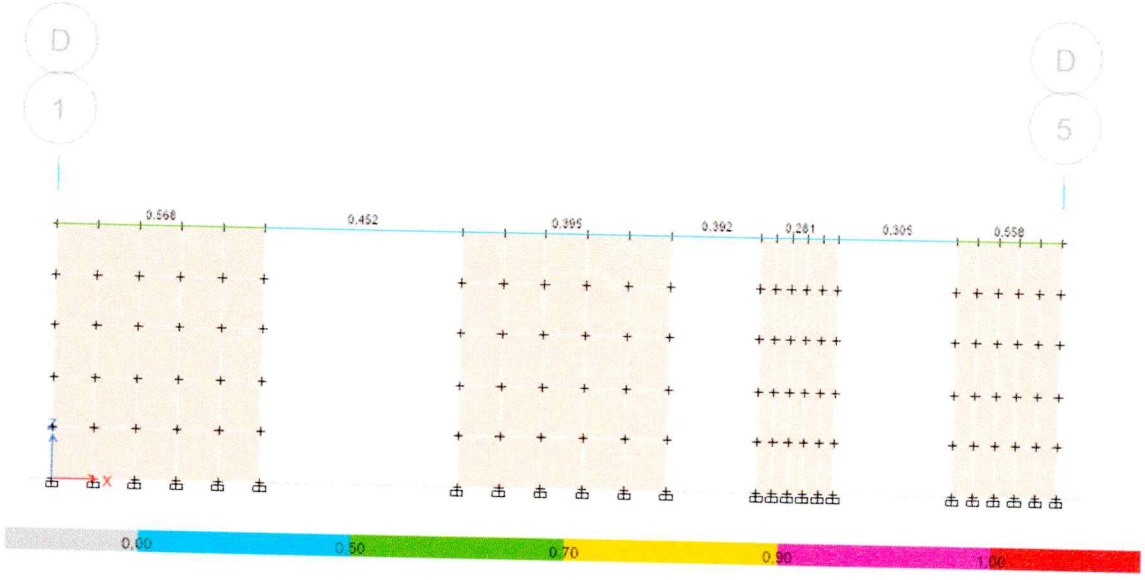
Fuente: Elaboración propia

Figura 7: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE A



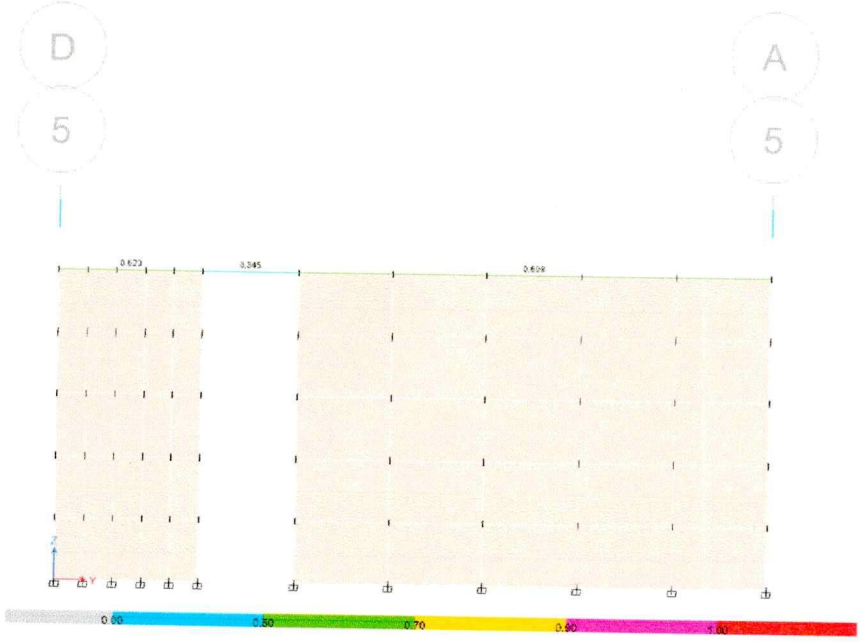
Fuente: Elaboración propia

Figura 8: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE D



Fuente: Elaboración propia

Figura 9: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE 5



Fuente: Elaboración propia

7.0 Firmas

Alejandro Calderón Cortes

Ingeniero Constructor

Manuel Godoy Órdenes

Ingeniero Civil
PUCV

NOTAS GENERALES

1.- NORMAS EN CHILE NCh 511/1. TODAS LAS DISPOSICIONES PRESENTES DEBERAN SER VERIFICADAS DE ACUERDO A LAS CONDICIONES QUE DEFINE EL PROYECTO DE ARQUITECTURA EN CASO DE HABER DIFERENCIAS QUE REQUIERA NOTIFICAR EL PROYECTO, SE DEBERA CONTAR CON LA AUTORIZACION DEL CALCULISTA.

2.- NORMAS DE REFERENCIA

NCH 1.209/1 OF 2003	DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS E INSTALACIONES INDUSTRIALES
NCH 1537/2 DE	CARGAS PERMANENTES Y SOBRE CARGAS DE USO
NCH 431 OF 2010	ACCION DE VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES
NCH 432 OF 1971	CALCULO DE LA NIEVE
AZ 318-08	CODIGO DE DISEÑO DE HORMIGON ARMADO
ASTM A 615 2005	ARMADURAS NORMALES DE ACERO ESTRUCTURAL

3.- PARAMETROS SISMICOS SEGUN NCH 1.209

ZONA SISMICA 3
TIPO DE SUELO D
CATEGORIA DEL EDIFICIO CC I (+0)

4.- DETALLAMIENTO

- TODAS LAS COTAS DEBERAN SER VERIFICADAS DE ACUERDO A LOS PLANOS DE ARQUITECTURA
- LAS COTAS PREVALECEN ANTE EL DIBUJO.
- LOS PLANOS DE DETALLE PRIMAN POR SOBRE ESPECIFICACIONES. LAS ARMADURAS INDICADAS EN PLANTAS DE ESTRUCTURAS SON REFERENCIAS PREVALECIENDO LAS INDICADAS EN LOS PLANOS DE ELEVACION.

5.- BASES PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES
(SEGUN ESTUDIO DE SUELOS DEL PROYECTO)

6.- MATERIALES

HORMIGON ARMADO
HORMIGON TRADICIONAL SOBREDOSIFICADO G-25 Y BAJO CONTROLO 10% Y FABRICACION SUPERVISADA Tamaño = 20 mm
ACERO PARA HORMIGON ARMADO A63-42H

ESPECIFICACIONES MINIMAS ELEMENTOS HORMIGON (S.I.C.)		HORMIGON	GRADO CONFIANZA	RECUBRIMIENTO
FUNDACIONES Y MUROS FUNDACION		VER ESP. LAMINA	90%	4 cm
HORMIGON EXPUESTO AL SUELO O AL AIRE LIBRE				
BARRAS #18 A #38				4 cm
BARRAS #16 Y DIAMETROS MENORES				3 cm
HORMIGON NO EXPUESTO AL AIRE LIBRE NI EN CONTACTO CON SUELO				
MUROS (SUBTERRANEO o SN)	BARRAS #16 o #34	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	BARRAS #13 Y MENORES			1.5cm
PLANOS (SUBTERRANEO o SN)	ARMADURA PRINCIPAL	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	MALLAZOS, ESTRIBOS, ZUNCHOS			2 cm
VIGAS	ARMADURA PRINCIPAL	VER ESP. LAMINA	90%	4 cm
	MALLAZOS, ESTRIBOS, ZUNCHOS			2 cm
LOSAS	BARRAS #16 o #38	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	BARRAS #13 Y MENORES			1.5cm
ENTURTALLADOS (en Obra)		C/I	85%	---
BADENES PARA CARGAS (OTRAS) (en Obra)		C/I	90%	---

PREVALECE LO INDICADO EN PLANOS DE DETALLES

- LAS JUNTAS DE HORMIGONADO SE REALIZARAN DE ACUERDO A LO ESPECIFICADO EN LA NCh 170.
- LOS RELLENOS BAJO RADIER SE HARAN DE ACUERDO CON LO ESPECIFICADO POR EL MECANICO DE SUELOS
- LAS MUESTRAS DE HORMIGON SE TOMARAN DE ACUERDO A LO INDICADO EN LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS Y EN NORMAS NCh 170 Y NCh 171.
- EL CURADO DE MORTEROS DEBE INDURASE DENTRO DE UN PLAZO NO MAYOR A 6 HORAS Y SERE EXTENDERSE AL MENOS 7 DIAS

ARMADURAS MINIMAS GENERALES (S.I.C.)	MALLAS	ESTRIBOS LATERALES	PERFORACION PE
SOBRECIMIENTO	-----	#8a@	-----
MUROS Y CADENAS	-----	#8a@	3/4"
BADENES ARMADOS	-----	-----	-----
PERIMETRO DE HORGADO EN PLANOS DE DETALLES			

- LOS EMPALMES NO INDICADOS SE HARAN DE ACUERDO AL CODIGO ACI 318-08, CONSULTAR CON EL INGENIERO.

7.- FUNDACIONES
SE EJECUTARAN DE ACUERDO A LOS PLANOS DE ESTRUCTURA DEL PROYECTO Y A LAS INDICACIONES Y ESPECIALES DEFINIDAS POR EL MECANICO DE SUELOS.

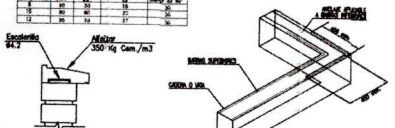
DOCE HORAS DESPUES DE HACHO EL FRAGUADO DEL HORMIGON DE FUNDACIONES, SE PODRA COMENZAR A HORMIGONAR LAS COLUMNAS, MUROS U OTROS ELEMENTOS DE LAS ESTRUCTURAS APOYADAS EN ELLAS.

TODAS LAS FUNDACIONES LLEVARAN UNA CAPA DE EMPAREJADO FORMADA POR HORMIGON POBRE DE 80kg/cm/m3 Y DE 5 ESPESOR INDICADO EN LOS PLANOS DEL PROYECTO. EL HORMIGON DEL EMPAREJADO SE COLOCARA UNA VEZ PREPARADA LA SUPERFICIE DEL SELLO DE FUNDACION, DE ACUERDO A LOS RESULTADOS POR EL MECANICO DE SUELOS.

EN CASO DE QUE A LA PROFUNDIDAD DEL SELLO DE FUNDACION SE ENCUENTRE UN LENTE DE ARENA O SUELO FINO, EL LENTE DEBE SER SOBRE-EXCAVADO HASTA ALCANZAR UNA CONSISTENCIA DE SUELO FIRME Y RELLENADO CON HORMIGON POBRE.

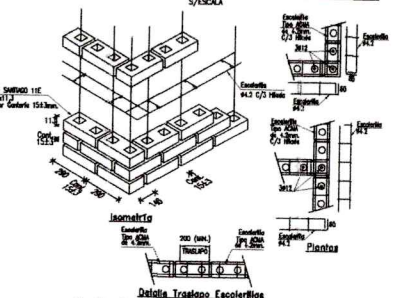
CONCRETO CH con ESTRIBOS + ANCLAJES + CONECTORS EN SOBREPUESTOS, MUROS Y CADENAS SEGUN TIPO DE ZAPATAS					
LONGITUD DE TRASLAPO Y ANCLAJE EN HORMIGON G-30					
Diámetro	Posición	cm	Posición	cm	Cantidad mín.
12	1	30	2	30	4
16	1	40	2	40	4
20	1	50	2	50	4
22	1	55	2	55	4
25	1	70	2	70	4
32	1	90	2	90	4
36	1	95	2	95	4

FUNDACION TIPO

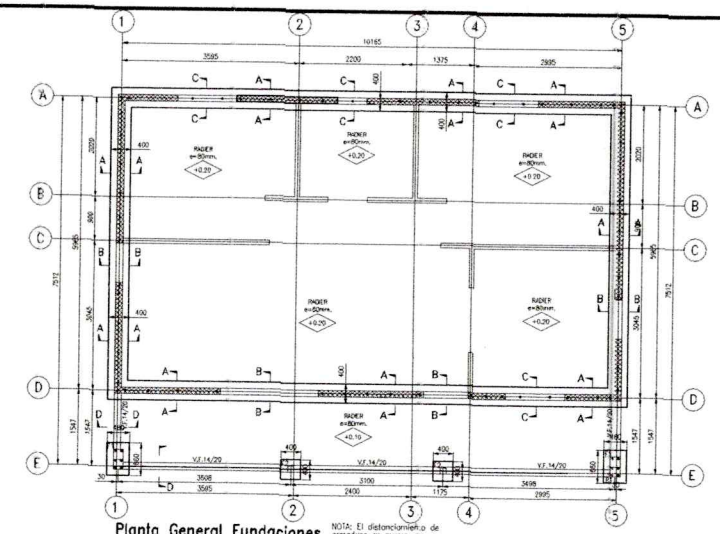


Refuerzo Alfeizar
ESC.1/10

DETALLE ANCLAJE BARRAS EN VIGAS
S/ESCALA

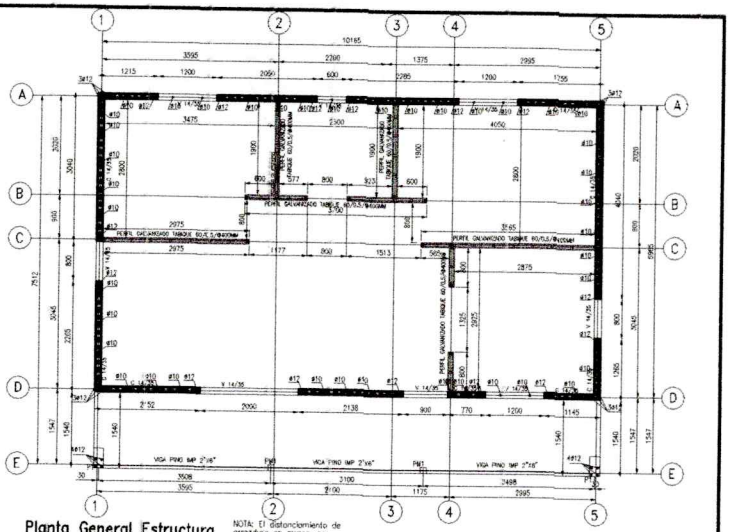


Corte Detalle Esquina Albañileria
S/ESC.



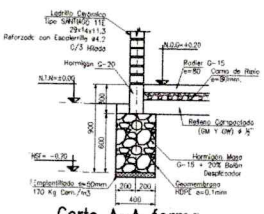
Planta General Fundaciones
ESCALA.- 1:50

NOTA: El distanciamiento de armadura en muros, se especifica en elevaciones correspondientes

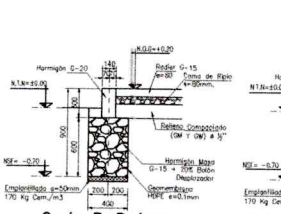


Planta General Estructura
ESCALA.- 1:50

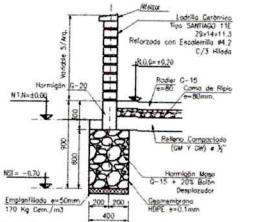
NOTA: El distanciamiento de armadura en muros, se especifica en elevaciones correspondientes



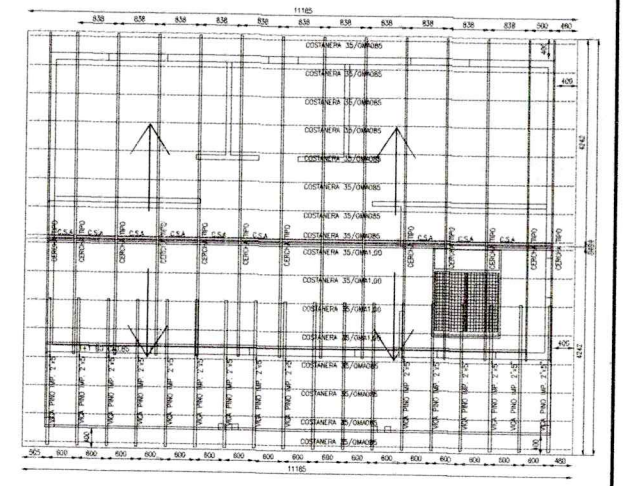
Corte A-A forma
ESC 1:25



Corte B-B forma
ESC 1:25

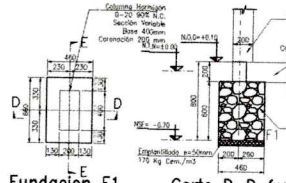


Corte C-C forma
ESC 1:25

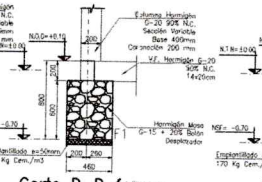


Planta General Techumbre
ESCALA.- 1:50

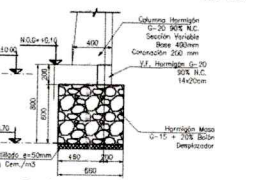
Nota: Para todas los casos, el distanciamiento máximo entre costaneras debe ser 600 mm.



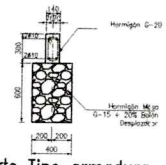
Fundacion F1
ESC 1:25



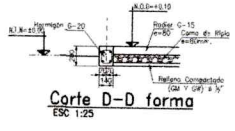
Corte D-D forma
ESC 1:25



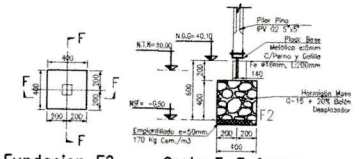
Corte E-E forma
ESC 1:25



Corte Tipo armadura
ESC 1:25

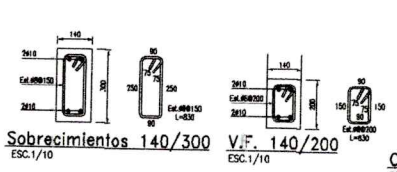


Corte D-D forma
ESC 1:25



Fundacion F2
ESC 1:25

Corte F-F forma
ESC 1:25



CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg cem./m3
Fundaciones	G-15 + 20% Bolón Desp.
Radieres	G-15 90% N.C.
Hormigón Armado	G-20 90% N.C.
Albañileria	
Mortero de pega	M10 (mpa 10% fracc. defect.)
Acero refuerzo	A630-420H
Escalerillas	AT56-50H
Perfil Acero galvanizado	ASTM A 653 SQ Gr 40

REVISIONES	No.	DSCP.	RNG.	J.P.	FECHA	DESCRIPCION
	A	-	MGO.		07/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA

PROYECTO: Estructural
COMUNA: La Ligua
PROPIETARIO: Patricio Ana Tello Mourgues

ELABORADO POR:
MANUEL GODOY ORDENES G.
18.224.648-2
INGENIERO CIVIL
CEL: (+56) 9 6638 8701
E-MAIL: manuel_godoy.o@hotmail.com

	CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
	PROYECTISTA	M. GODOY O.		JULIO 2025

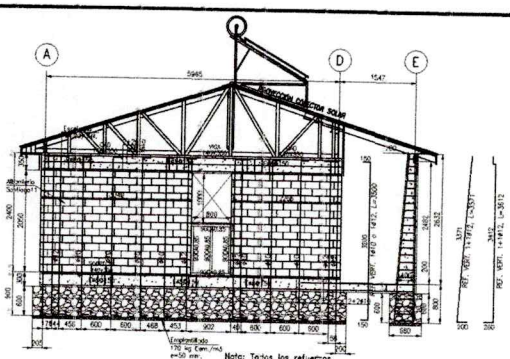
FASE: INGENIERIA DE DETALLE

CONTENIDO:
- PLANTA DE FUNDACIONES
- PLANTA DE ESTRUCTURA
- PLANTA DE TECHUMBRE
- DETALLES DE FUNDACIONES
- DETALLES

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL

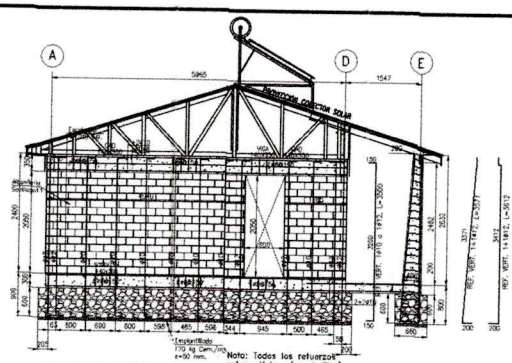
ESCALA: INDICADA
HOJA 1 DE 2
A1

SOLICITUD DE PERMISO DE EDIFICACION
JEFE DEPARTAMENTO DE VIVIENDA



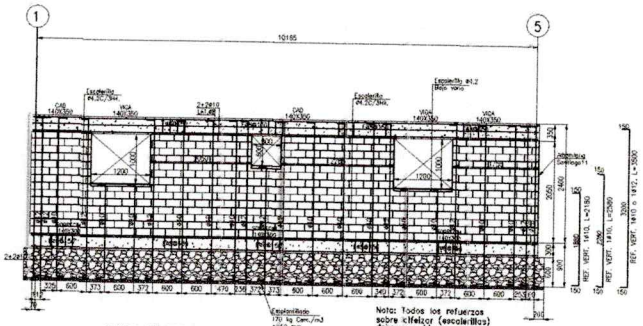
ELEVACIÓN EJE 1
ESCALA:- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



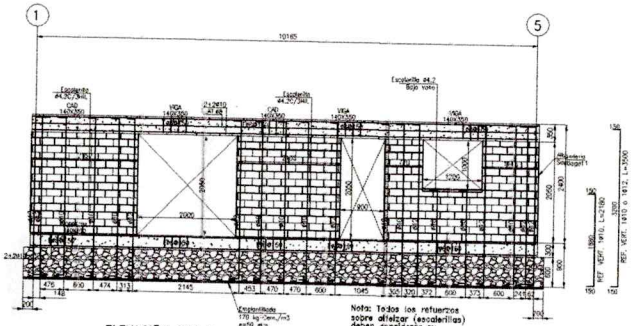
ELEVACIÓN EJE 5
ESCALA:- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



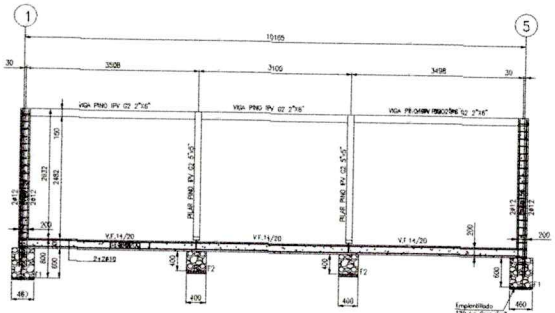
ELEVACIÓN EJE A
ESCALA:- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



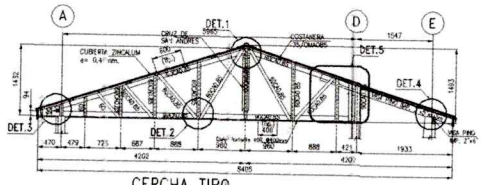
ELEVACIÓN EJE D
ESCALA:- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.

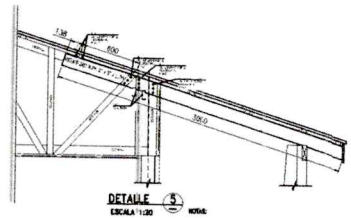


ELEVACIÓN EJE E
ESCALA:- 1:50

NOTA: Ver detalle de armadura de columnas en elevaciones Eje 1 ó Eje 5



CERCHA TIPO
ESCALA:- 1:50



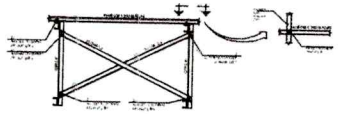
DETALLE 5
ESCALA 1:20



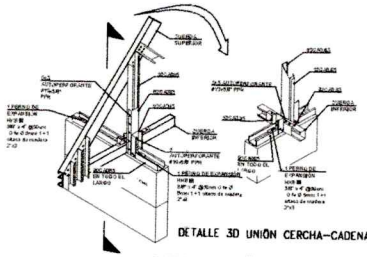
DETALLE 1
ESCALA 1:20



DETALLE 2
ESCALA 1:20

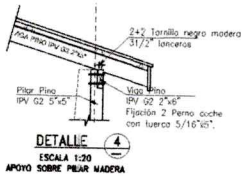


DETALLE CRUZ DE SAN ANDRES
ESCALA 1:20

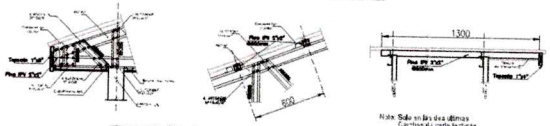


DETALLE 3D UNIÓN CERCHA–CADENA

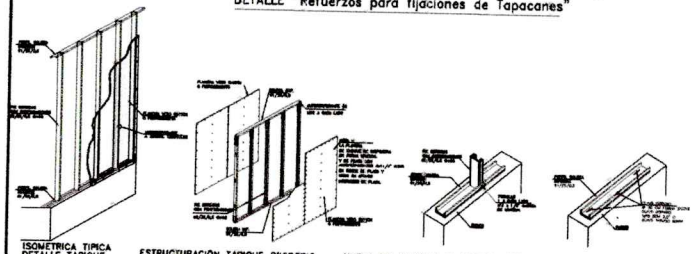
DETALLE 3
ESCALA 1:50



DETALLE 4
ESCALA 1:20
APOYO SOBRE PILAR MADERA



DETALLE "Refuerzos para fijaciones de Tapacanes"

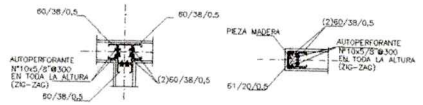


ISOMETRICA TIPICA DETALLE TABIQUE

ESTRUCTURACIÓN TABIQUE DIVISORIO

UNION PIE DERECHO ● SOLERA

DETALLE ANCLAJE CLAVO DISPARO



ENCUENTRO EN T
ESC 1:10

FIN TABIQUE Y VANO
ESC 1:10

NOTAS:

1. LAS DIMENSIONES PREVALECEN POR SOBRE EL DIBUJO.
2. DIMENSIONES EN mm Ø REDONDO EN mm (SLC)
3. VERIFIC LAS MEDIDAS TERRENO RESTRICCIONES EN TERRENO ANTES DE FABRICACION.
4. ZONA SISMICA Y TIPO DE SUELO
   - SEGUN NCH433 DS 61, MODIFICADO
   - ZONA SISMICA 3
   - TIPO DE SUELO E

A.- ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. EMPLEARE NO DETALLADOS USAR 60 n
2. RECUBRIMIENTOS
   - FUNDACIONES 75 mm
   - MUROS Y CADENAS 30 mm.
   - COLUMNAS 30mm.
3. TENSIONES MINIMAS DE TERRENO = ESTATICAS 1,0 Kg/cm2
   ESTATICA + SISMO 1,33 Kg/cm2
4. SE DEBERA EXCAVAR HASTA PENETRAR 10 cm. MIN. EN TERRENO FIRME.
5. LAS EXCAVACIONES SERAN RECIBIDAS POR LA I.T.O.
6. LOS SELLOS DE EXCAVACION SERAN HORIZONTALES Y SERAN/AN EXENTOS LIBRES DE MATERIAL SUELTO AL MOMENTO DE SER HORMIGONADOS.
7. CONSIDERAR ARMADURA VERTICAL #10 SEGÚN DISPOSICION INDICADA EN PLANTA Y ELEVACIONES DEL PROYECTO. EL DISTANCIAMIENTO MÁXIMO ENTRE ARMADURAS VERTICALES SERÁ DE 48 cm. EN ENCUENTROS DE MUROS, DISPONER MÍNIMO 3Ø12.

NOTA:

SOBRECIMIENTOS CONSIDERAN NIVELES DE TERRENO NATURAL SEGÚN PROYECTO DE ARQUITECTURA. EN CASO DE QUE NIVELES DE TERRENO CONSIDERADOS DIFIEREN RESPECTO DE NIVELES REALES, CONSIDERAR ADECUAR ALTURA DE SOBRECIMIENTOS RESPETANDO LAS SIGUIENTES INDICACIONES:

- ARMADURA DE SOBRECIMIENTOS: REFUERZO LONGITUDINAL 3Ø10 (SUPERIOR E INFERIOR) MÁS ESTRIBOS EMBEBIDOS

- NÚMERO DE LATERALES (A CADA LADO), RESPECTO A ALTURA DE SOBRECIMIENTOS:
  - SOBRECIMIENTOS ENTRE 25 Y 60 CM DE ALTO, INCORPORAR 1 LATERAL Ø8 A CADA LADO DE SOBRECIMIENTO.
  - SOBRECIMIENTOS ENTRE 60 Y 85 CM DE ALTO, INCORPORAR 2 LATERALES Ø8 A CADA LADO DE SOBRECIMIENTO.
  - SOBRECIMIENTOS CON ALTURAS SUPERIOR A 85 CM, SOLICITAR ANALISIS A INGENIERO ESPECIALISTA.

NOTAS:

1. VER NOTAS GENERALES EN LAMINA 01 DE 02

CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg Cem./m3
Fundaciones	G-15 + 20% Bolón Desh.
Radieres	G-15 90% N.C.
Hormigón Armado	G-20 90% N.C.
Albañilería	Ladrillo Santiago 11E (Mag1)
Morteros de pega	M10 (mas 10% fraco. defect.)
Acero refuerzo	A630-420H
Escalerillas	AT56-50H
Perfil Acero estructural	ASTM A 653 SQ Gr 40

No.	PROY	ING	JP	FECHA	DESCRIPCION
A	-	MGO	-	07/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA

REVISIONES

PROYECTO:	COMUNA:
Estructural	La Ligua

ELABORADO POR:

DIRECCION Pedro Prado 176, La Ligua
FONO +56 332732774
EMAIL nanuel.goodyo@gmail.com

NANUEL GODOY ORDENES O.
18.224.649-2
INGENIERO CIVIL

CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
PROYECTISTA	M. GODOY O.		JULIO 2025

PROPIETARIO:	ARQUITECTO:
Patricia Ana Tello Maurgues	Oscar Lielmil Arias

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL D.S. N°10

FASE: INGENIERIA DE DETALLE

CONTENIDO:
- ELEVACIONES
- DETALLE DE CERCHAS
- DETALLES

HOJA 2 DE 2

REV.

ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE LA LIGUA
JEFE OFICINA VIVIENDA

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL

PROGRAMA DE SUBSIDIO HABITACIONAL D.S 10

ELABORADO:

ALEJANDRO CALDERÓN CORTES

C.I.N°

INGENIERO CONSTRUCTOR



REVISADO:
MANUEL GODOY

INGENIERO CIVIL

PROPIETARIO: IGNACIO ALBERTO ALTAMIRANO MONTES.

DIRECCIÓN:

ROL:

Fecha: julio del 2025

ÍNDICE

1.0 Bases de cálculo 2
1.1 Códigos y Reglamentos: 2
1.2 Materiales: 3
1.3 Consideraciones de modelación estructural: 4
2.0 Modelamiento de cargas 5
2.1 Viento 5
2.2 Sobrecargas de uso 5
2.2.1 Sobrecarga de uso de piso 5
2.2.2 Sobrecarga de uso de Techo 5
2.3 Sismos 6
3.0 Combinaciones de cargas 9
4.0 Diseño y verificación de fundaciones 10
4.A Diseño y verificación de Muros de Albañilería 13
5.0 Verificación Estructura Metálica Auxiliar de Soporte Colector 19
6.0 Resultados y comentarios 23
6.1 Zonas Críticas del sistema estructural: 23
7.0 Firmas 26

1.0 Bases de cálculo

Esta memoria se orienta al diseño estructural de una vivienda Habitacional para el programa de Subsidios DS10, esta construcción se efectuará en el Sector de El Carmen, Comuna de La Ligua. La estructura estará destinada a uso habitacional y será diseñada mediante muros de Albañilería Armada, cadenas y sobrecimientos de hormigón armado. Las tabiquerías divisorias se considerarán solo como elementos divisorios no estructurales permitiéndose el uso de cualquier material que no condicione la estabilidad estructural de la edificación, las cerchas serán de metalcon Estructural de 0.85 mm, y en algunos casos 1 mm. Estos elementos se verificarán por medio de los requisitos específicos para estos tipos de estructuras, las disposiciones de los reglamentos exigidos. Se recurrirá a elementos finitos para analizar el problema, ingresando los correspondientes parámetros de diseño para cada material.

1.1 Códigos y Reglamentos:

El cálculo de la estructura se inició siguiendo las disposiciones presentes en las normas chilenas, entre ellas:

- ✓ NCH 433 of 1996 Mod. 2009 "Diseño sísmico de edificios"
- ✓ NCH 1537 of 2009 "Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso"
- ✓ NCH 3171 of 2010 "Diseño estructural -Disposiciones generales y combinaciones de cargas."
- ✓ NCH 432 of 2010 "Calculo de la acción del viento sobre las construcciones"
- ✓ DS 61 2011 "Reglamento que rige el diseño sísmico de edificios"
- ✓ DS 60 2011 "Diseño y cálculo de hormigón armado"
- ✓ ACI 318-08 "Reglamento para concreto estructural"
- ✓ Especificación ANSI/AISC 360-05 para construcciones de Acero
- ✓ Norma Chilena Oficial NCh 1928 Of. 1993 Mod. 2003

1.2 Materiales:

Acero: A 36 ES

- *Módulo de elasticidad* : $2{,}1 * 10^6 \left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Fluencia*: 2.700 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Rotura*: 4.200 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 7.850 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-10 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 100 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 151.000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-15 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 150 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 184.936 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-20 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 200 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 213.546 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Malla Electro-soldada AT56-50H

- *Fluencia*: 50 $\left[\frac{kgf}{mm^2}\right]$
- *Rotura*: 56 $\left[\frac{kgf}{mm^2}\right]$

Ladrillo Princesa SANTIAGO 11

- f_p: 11 $[MPa]$
- *Módulo de elasticidad* : 33000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- τ_m: 0.5$[MPa]$
- *Módulo de Corte* : 9900 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 1,800 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

1.3 Consideraciones de modelación estructural:

1. El diseño se realizará utilizando elementos finitos por medio del Software ETABS 2015.

2. Las vigas y columnas se modelarán considerándose elementos "Frame".

3. Las uniones entre elementos de acero y los elementos no estructurales –Tabiquería Divisoria- se consideran colaborante, tomando en cuenta la transmisión de esfuerzos que ocurren desde la tabiquería hacia los perfiles estructurales y considerando el aporte de rigidez en la longitud de arriostramiento.

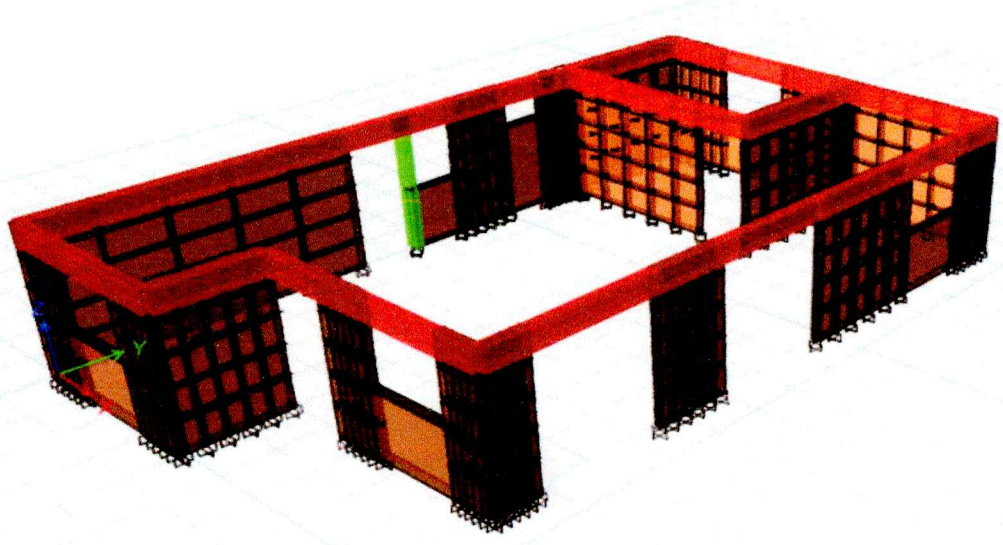
4. Las cargas sísmicas se supondrán actuantes en los centros de masas de cada barra por medio de un análisis Estático según la Norma NCh 433.

5. El análisis del local se realizará para el núcleo resistente conformado por vigas y muros de corte. La estructura se considera empotraba a nivel de piso.

6. El suelo de fundación se analizará de forma visual por medio de calicatas, de las cuales el profesional inspeccionará y tomará los parámetros más desfavorables del suelo.

En la Figura N°1 podemos observar la estructura Sismo-Resistente de la edificación, está se encuentra conformada por muros de albañilería armada y cadenas de Hormigón armado. Estos elementos estructurales tienen el objetivo de otorgar rigidez a la estructura y limitar las deformaciones.

Figura 1: Núcleo Resistente de la estructura



Fuente: Elaboración propia

2.0 Modelamiento de cargas

2.1 Viento

Para el cálculo de las solicitaciones producidas por el viento, se utilizó las disposiciones de la norma NCh432.Of2010

Para el cálculo de las presiones básicas, se utilizó una altura característica correspondientes para una altura 3 metros, se utilizará conservadoramente $60[kgf/m2]$.

$$Presión\ (H = 3[m]) = 60\ \left[\frac{kgf}{m2}\right]$$

Una vez realizado el cálculo de las presiones básicas, se procede con el cálculo de las presiones efectivas sobre los elementos estructurales (Elementos de Techumbre, Columnas, Vigas y elementos de la tabiquería estructural) por lo que se utilizó el procedimiento de áreas tributarias para individualizar las cargas actuantes en cada elemento.

La transmisión de la carga desde el nivel de techumbre hacia el nivel de fundación se realizará por medio de las reacciones impuestas cerchas de Metal con a las columnas estructurales o Muros estructurales, las cargas impuestas en la techumbre producto del efecto del viento se distribuyeron en las vigas con el objetivo simular la realidad.

2.2 Sobrecargas de uso

Para las sobrecargas de uso se utilizaran las disposiciones impuestas por la NCh1537.Of 2009 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso".

2.2.1 Sobrecarga de uso de piso

El radier se cargó con una sobrecarga de uso de 200 $[kgf/m2]$, debido a que la habitacional de la vivienda. Para la verificación capacidad de soporte se redujo con un factor de 0,6 según el método establecido en la norma NCh1537.Of 2009.

2.2.2 Sobrecarga de uso de Techo

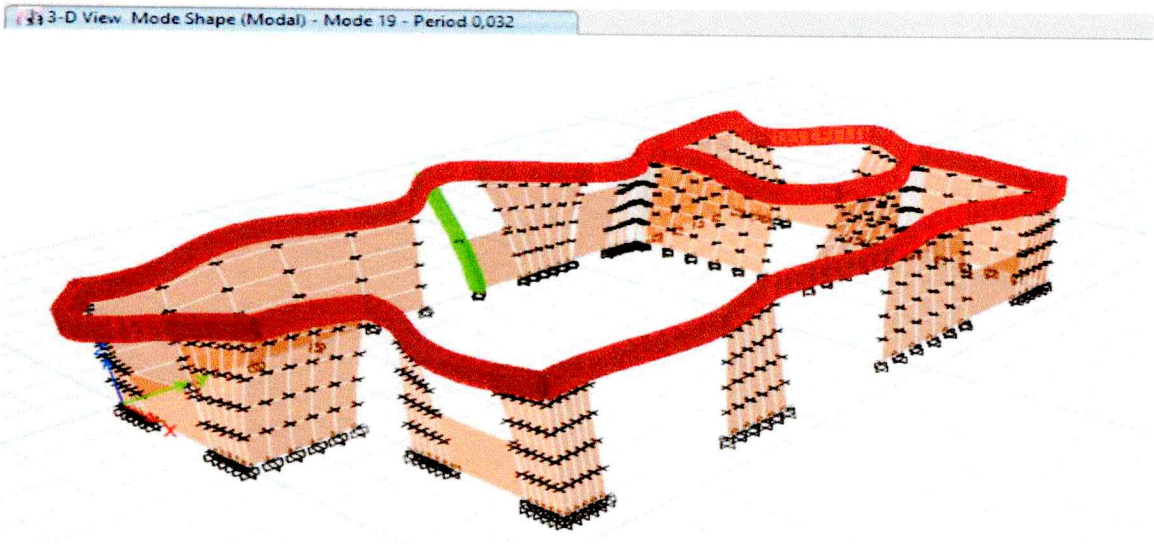
El techo se considera solo accesible para mantención, por lo cual se utilizará una sobrecarga de 40 $[kgf/m2]$, producto de la reducción de los $100\ [kgf/m2]$ por área tributaria y pendiente por medio de la tabla 3 de la NCh1537.Of 2009 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso". Este valor es mayor al mínimo exigido $30\ [kgf/m2]$.

El proceso de carga desde la techumbre hacia los elementos resistentes del primer piso se realizó analizando la cercha al igual que en el caso de viento.

2.3 Sismos

El periodo fundamental de vibración de estructura condiciona completamente el diseño de una obra, debido a que en general si se logra una similitud entre el periodo del suelo y el de la edificación se generará un proceso de resonancia que amplificará el efecto dinámico de la estructura.

Figura 4: Deformación del modo fundamental de Vibración



Fuente: ETABS 2016

El análisis por elemento finito permite analizar todos los posibles modos de vibración de una estructura y sus porcentajes de masa que mueve en cada dirección, es importante destacar que en la presente estructura el periodo fundamental de vibración corresponde al modo 19 con un periodo cercano a 0,032[seg] desplazando un 21% de masa en la dirección X, tal como se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 1: Modos de Vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec	%MASA X	%MASA Y
Modal	1	0,272	14%	0%
Modal	2	0,207	14%	0%
Modal	3	0,15	0%	0%
Modal	4	0,101	0%	1%
Modal	5	0,087	0%	7%
Modal	6	0,077	0%	1%
Modal	7	0,075	4%	0%
Modal	8	0,072	0%	10%
Modal	9	0,069	2%	6%
Modal	10	0,054	12%	0%
Modal	11	0,051	0%	2%
Modal	19	0,032	21%	0%

Por lo que se tiene:

$$T_n = 0{,}032\ [seg]\ \ Periodo\ fundamental$$

Para el cálculo de las acciones dinámicas producidas por el sismo, se utilizó la NCh433 y el DS 61.

La estructura se encuentra en el Sector de El Carmen, Comuna de Cabildo, correspondiente a una Zona Sísmica 3 por lo que la aceleración máxima del suelo se considerará $A_0 = 0{,}4 * g$

El método utilizado corresponde al método estático. Este define un coeficiente sísmico que se multiplica por la masa sísmica correspondiente a la zona de la estructura.

El coeficiente sísmico se define como:

$$C = 2{,}75 * S * \frac{A_0}{g * R} * \left(\frac{T'}{Tn}\right)^n$$

Dónde:

n, T' = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación DS 61.

A_0 = Aceleración máxima del suelo zona sísmica en cuestión.

R = Factor de reducción.

Tn = Periodo con mayor masa traslacional.

Tabla 2: Parámetros suelo tipo E.

S	T_0	T'	n	p
1,30	1,20	1,35	1,8	1

Fuente: Decreto Supremo 61, 2011.

Está constituida por albañilería armada, pero con el objetivo de asegurar un grado de ductilidad, se utilizará el factor de reducción más desfavorable que corresponde a R=3. En la siguiente figura se presentan los factores de reducción de respuesta espectral para distintos tipos de albañilería.

Figura 5 Factor reducción de respuesta Estructural

	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada		
	- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4
	- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3

Fuente: NCh433.

El periodo fundamental de la estructura es 0,032 [seg] (Figura 4), por lo que el coeficiente sísmico es mayor a lo requerido en la norma, por lo que se hace necesario determinar la limitación que realiza NCh433 en respecto a este punto. A continuación, se presenta el coeficiente sísmico máximo que corresponde a una estructura rígida

Figura 6: Valores máximos del coeficiente sísmico.

R	$C_{máx.}$
2	0,90 SA_o / g
3	0,60 SA_o / g
4	0,55 SA_o / g
5.5	0,40 SA_o / g
6	0,35 SA_o / g
7	0,35 SA_o / g

Fuente: Nch433.

Se tiene que:

$$C_{max} = 0{,}60 * S * \frac{A_0}{g} = \mathbf{0{,}312}$$

Por lo tanto, se utiliza el valor de coeficiente sísmico máximo de 0,312

3.0 Combinaciones de cargas

Se utilizaron las combinaciones establecidas por NCh3171.Of2010, considerando las indicaciones para cargas sísmicas impuesta en la Norma NCh433, con las modificaciones generadas en el DS 61. Cabe destacar que el tipo de diseño lo condiciona la materialidad del elemento:

Combinaciones para diseño ASD:

Estas combinaciones son utilizables para la comprobación de las tensiones solicitantes en el suelo de fundación, elementos de madera y albañilería.

1. D
2. $D + L$
3. $D + (L_r \; o \; S \; o \; R)$
4. $D + 0.75 * L + 0.75 * (L_r \; o \; S \; o \; R)$
5. $D + W$
6. $D + E$
7. $D + 0.75 * W + 0.75 * L + 0.75 * (L_r \; o \; S \; o \; R)$
8. $D + 0.75 * E + 0.75 * L$
9. $0.6 * D + W$
10. $0.6 * D + E$

Combinaciones para diseño LRFD:

Se verificará los elementos de acero A36 además de los elementos de hormigón armado presente en el sistema de fundación y confinamiento.

1. $1.4 * D$
2. $1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 \; (L_r \; o \; S \; o \; R)$
3. $1.2 * D + 1.6 \; (L_r \; o \; S \; o \; R) + L$
4. $1.2 * D + 1.6 \; (L_r \; o \; S \; o \; R) + 0.8W$
5. $1.2 * D + 1.6 * W + L + 0.5 \; (L_r \; o \; S \; o \; R)$
6. $1.2 * D + 1.4 * E + L + 0.2 * S$
7. $0.9 * D + 1.6 * W$
8. $0.9 * D + 1.4 * E$

Donde las condiciones de carga utilizadas fueron:

D : $Carga\ permanente$

E : $Carga\ Sismica\ según\ NCh\ 433$

L : $Carga\ de\ uso\ según\ NCh\ 1537$

L_r : $Carga\ de\ uso\ según\ NCh\ 1537$

W : $Carga\ de\ viento\ según\ NCh\ 432$

Cabe destacar que las combinaciones en "Roja", fueron las que condicionaron el diseño de los elementos por lo que se utilizó estas, para el dimensionamiento de la estructura.

4.0 Diseño y verificación de fundaciones

Consideraciones Especiales:

Para efectos de aplicación de la norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh433 Of.2009 y DS N° 61, se considerará conservadoramente que se trata de un suelo tipo E, suelo de baja competencia.

Se considera un suelo tipo E de baja competencia, principalmente por las características visuales presentes en la calicata en obra –Suelo arcilloso resultando las siguientes variables de diseño (Se consideró la condición más desfavorable)

$$\sigma_{adm} = 1{,}0 * \frac{kgf}{cm^2} \quad (Estatico)$$

$$\sigma_{adm} = 1{,}3 * \frac{kgf}{cm^2} \quad (Dinamico)$$

Verificación Fundación Corrida PIER 1- Zona mas Solicitada Bajo Muro

1.0 Propiedades de la zona estudiada:

$N_u := 1.4 \cdot 6363\ kgf$

$M_u := 1.4 \cdot 55600\ kgf \cdot cm$ SE TRABAJARA CON CARGAS ULTIMAS

$V_u := 1.4 \cdot 1190\ kgf$

$c := 500 \cdot \frac{kgf}{m^2}$

$\phi f := 30°$ Angulo de Fricción

$A := 0.4 \cdot m \cdot (4.68 + 0.13 + 0.13) \cdot m$ Área Contacto que transmite la carga

$H := 65 \cdot cm$ Altura del cimiento SE CONSIDERAN 5cm DE EMPLANTILLADO

$b := 40 \cdot cm$ Ancho de cimiento

$\phi := 0.65$ Factor de reducción

$fc' := 100$ Resistencia Cilíndrica a la compresión

Verificación de Flexión:

1.0 Tensión Ultima de tracción del hormigón:

$$\sigma_{tu} := \frac{(6 \cdot M_u)}{b \cdot H^2} = 2.764\ \frac{kgf}{cm^2}$$

2.0 Capacidad Ultima de tracción del hormigón:

$$f_{tu} := 1.33 \cdot \sqrt[2]{fc'} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 13.3\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi f_{tu} := \phi \cdot f_{tu} = 8.645\ \frac{kgf}{cm^2}$$

3.0 Verificación:

$Ratio := \frac{\sigma_{tu}}{\phi f_{tu}} = 0.32$ El cimiento cumple, no es necesario enfierrarlo <1

Se especifican fundaciones de 0.40[m] de ancho por 0.60[m] de profundidad (Como mínimo).

if $\phi f_{tn} > \sigma_{tu}$ = "No necesita refuerzo a Flexión"

"No necesita refuerzo a Flexión"

else

"Necesita Refuerzo a Flexión"

Se considera el Peso del cimiento, sobrecimiento y peso del suelo sobre el en un largo de 4.68 m

$$PP_{CIMIENTO} := A \cdot 360 \frac{kgf}{m^2} = (6.976 \cdot 10^3) \frac{kg \cdot m}{s^2}$$

$$FS_{VOCAMIENTO} := \frac{\left((N_u + PP_{CIMIENTO}) \cdot \frac{b}{2}\right)}{M_u} = 2.472$$

CUMPLE >1.5

$$FS_{DESLIZAMIENTO} := \frac{(N_u \cdot \tan(\phi) + A \cdot c)}{V_u} = 4.658$$

CUMPLE >1.5

$$e := \frac{M_u}{(N_u + PP_{CIMIENTO})} = 8.092\ cm$$

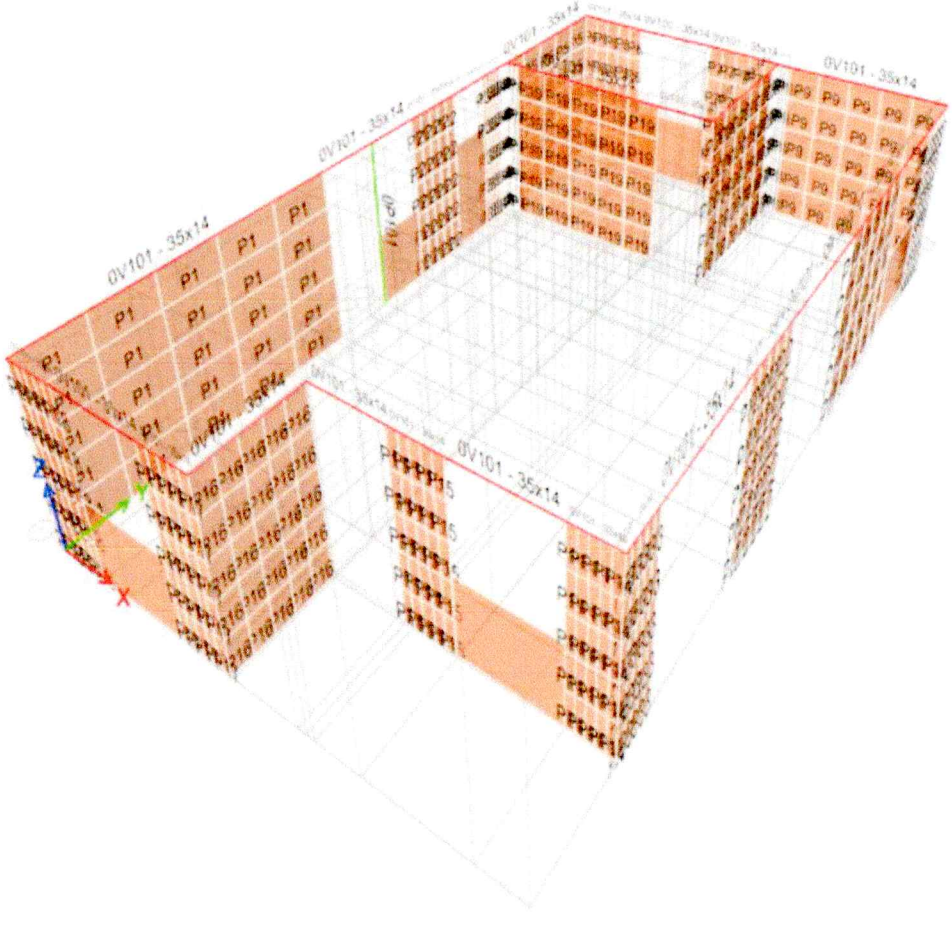
$$B_{EFECTIVO} := 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - e\right) = 0.357\ m$$

$$\frac{B_{EFECTIVO}}{b} = 0.893$$

La fundación se encuentra en compresión mayor a un 80%

Se especifica sobrecimiento de 0.14[m] de ancho por 0.30[m] de alto

4.A Diseño y verificación de Muros de Albañilería



PIER 1 L=4.68m	P	V2	V3	M2	M3
	kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m
MAXIMO	-2579	1190	325	556	1775
MINIMO	-6363	-1138	-312	-549	-1716

TABLE: Pier Forces PIER 1						
Pier	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
		kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m
P1	DWal1	-5961	35	9	4	39
P1	DWal2	-5110	30	8	4	34
P1	DWal3	-5429	28	9	4	30
P1	DWal4	-6130	24	10	5	22
P1	DWal5	-5182	-12	207	346	-204
P1	DWal6	-5037	71	-192	-338	272
P1	DWal7	-5110	30	8	4	34
P1	DWal8	-5110	30	8	4	34
P1	DWal9	-5110	30	8	4	34
P1	DWal10	-5110	30	8	4	34
P1	DWal11	-5110	30	8	4	34
P1	DWal12	-5110	30	8	4	34
P1	DWal13	-5501	-14	208	346	-208
P1	DWal14	-5356	70	-191	-338	268
P1	DWal15	-5429	28	9	4	30
P1	DWal16	-5429	28	9	4	30
P1	DWal17	-5429	28	9	4	30
P1	DWal18	-5429	28	9	4	30
P1	DWal19	-5429	28	9	4	30
P1	DWal20	-5429	28	9	4	30
P1	DWal21	-6167	3	110	176	-97
P1	DWal22	-6094	45	-90	-166	141
P1	DWal23	-6130	24	10	5	22
P1	DWal24	-6130	24	10	5	22
P1	DWal25	-6130	24	10	5	22
P1	DWal26	-6130	24	10	5	22
P1	DWal27	-6130	24	10	5	22
P1	DWal28	-6130	24	10	5	22
P1	DWal29	-3905	-19	206	345	-213
P1	DWal30	-3759	64	-194	-339	263
P1	DWal31	-3832	22	6	3	25
P1	DWal32	-3832	22	6	3	25
P1	DWal33	-3832	22	6	3	25
P1	DWal34	-3832	22	6	3	25
P1	DWal35	-3832	22	6	3	25
P1	DWal36	-3832	22	6	3	25
P1	DWal37 Max	-4708	-39	-309	-548	1686
P1	DWal37 Min	-4708	-39	-309	-548	1686
P1	DWal38 Max	-6363	103	325	556	-1613
P1	DWal38 Min	-6363	103	325	556	-1613
P1	DWal39 Max	-5871	1190	32	34	1775
P1	DWal39 Min	-5871	1190	32	34	1775
P1	DWal40 Max	-5199	-1126	-15	-26	-1702
P1	DWal40 Min	-5199	-1126	-15	-26	-1702
P1	DWal41 Max	-2579	-51	-312	-549	1672
P1	DWal41 Min	-2579	-51	-312	-549	1672
P1	DWal42 Max	-4234	91	322	554	-1627
P1	DWal42 Min	-4234	91	322	554	-1627
P1	DWal43 Max	-3742	1178	28	32	1761
P1	DWal43 Min	-3742	1178	28	32	1761
P1	DWal44 Max	-3070	-1138	-18	-27	-1716
P1	DWal44 Min	-3070	-1138	-18	-27	-1716

VERIFICACIÓN ALBAÑILERIA ARMADA PIER P1

1.0 PARAMETROS DE CALCULO

- *Se considera inspección especializada, toma menos del 45% de la carga de piso*

$F_{SISMICO} := 1.3$ Factor (1 Para Análisis estático, 1.3 Análisis Sísmico)

$M := 177500$ [Kgf*cm] Momento Solicitante

$V := 1190$ [Kgf] Corte Solicitante

$N := 6363$ [Kgf] Axial Solicitante

$B := 7$ [cm] Ancho Efectivo

$H := 205$ [cm] Altura Muro

$L := 468$ [cm] Largo Muro

$t := 14$ [cm] Espesor Muro

$Rec := 7$ [cm] Recubrimiento

$S_{CORTE} := 40$ [cm] Separación Escalerrilas

$S := 60$ [cm] Separación Barras Longitudinales

$f_p := 110$ [Kgf/cm^2]

$f_m := 0.25 \cdot f_p$ [Kgf/cm^2] Para ladrillos ceramicos

$E_S := 2100000$ [Kgf/cm^2] Modulo Elasticidad Acero

$E_m := 700 \cdot f_m = 19250$ [Kgf/cm^2] Modulo Elasticidad Albañileria sin relleno

$G := 0.3 \cdot E_m$ [Kgf/cm^2] Modulo de Corte Albañileria

$n := \frac{E_S}{(F_{SISMICO} \cdot E_m)}$ Relación entre modulos de Elasticidad

$d := L - Rec$

$\gamma := \frac{Rec}{d}$ Relación entre el Recubrimiento y Altura Util

$F_{acero} := 185 \cdot 10.1972$ [Kgf/cm^2] Tensión Admisible sismica del Acero

2.0 ANALISIS FLEXIÓN-COMPRESIÓN EJE FUERTE

$PPmuro := L \cdot B \cdot H \cdot 0.0025$

$e := \frac{(M + V \cdot H)}{(N + PPmuro)} = 52.406$ [cm] Excentricidad en Base del Muro

$Fcombtrab := 2 \cdot \frac{(N + PPmuro)}{3 \cdot B \cdot \left(\frac{L}{2} - e\right)}$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante Ley Triangular

$F_{COMADMI} := 0.33 \cdot f_m$ [Kgf/cm^2] Tensión Admisible combinada

$Rel := \frac{Fcombtrab}{F_{COMADMI}} = 46.48\%$ Relación de Desempeño

3.0 CALCULO DE FUNCIÓNES CALCULO ENFIERRADURAS

$kb := \frac{1}{1 + \frac{(F_{SISMICO} \cdot F_{acero})}{n \cdot F_{SISMICO} \cdot F_{COMADMI}}} = 0.29$ Factor en Balance del cual depende el eje neutro

$\gamma = 0.02$

$X := kb \cdot d$ Profundidad de la Fibra Neutra en Balance

$A_{OB} := 0.1269$ $Fb := 0.31$ $S_B := 0.91$

4.0 COMPROBACIÓN DE CARGA AXIAL

$f_a := \frac{(N + PPmuro)}{(B \cdot (d + Rec))}$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante Carga Axial

$F_a := 0.2 \cdot f_m \cdot \left(1 - \left(\frac{H}{40 \cdot t}\right)^3\right)$ [Kgf/cm^2] Tensión admisible Carga Axial

$Rel := \frac{f_a}{F_{SISMICO}\, F_a} = 36.1\%$

5.0 ANALISIS DE ESFUERZO DE CORTE

$$Fcorteadm1 := 0.06 \cdot \sqrt[2]{\left(\frac{f_m}{10.1972}\right)} \cdot 10.1972 = 1.005$$ [Kgf/cm^2] Tensión admisible sin aporte de acero

$$Fcorteadm2 := 0.13 \cdot \sqrt[2]{\frac{f_m}{10.1972}} \cdot 10.1972 = 2.177$$ [Kgf/cm^2] Tensión admisble con aporte del acero

$$F_{CORTETRAB} := \frac{V}{(B \cdot d)}$$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante

$A_V :=$ if $F_{CORTETRAB} > Fcorteadm1$ = "Armar con Minimo"
$\left\| \frac{(1.1 \cdot V \cdot S_{CORTE})}{(F_{SISMICO} \cdot F_{acero} \cdot d)} \right.$ [cm^2] Area de Corte Necesario
else
"Armar con Minimo"

$Rel :=$ if $F_{CORTETRAB} > Fcorteadm1$ = 36.7%
$\left\| \frac{F_{CORTETRAB}}{Fcorteadm2} \right.$
else
$\left\| \frac{F_{CORTETRAB}}{Fcorteadm1} \right.$

6.0 CALCULO ENFIERRADURAS DE BORDE

$$M_{ext} := (N + PPmuro) \cdot \left(e + \frac{(d - Rec)}{2}\right)$$ [kgf*cm] Momento Respecto a armadura en Tracción

$$M_{extBal} := A_{OB} \cdot B \cdot d^2 \cdot 1.33 \cdot F_{COMADMI}$$ [kgf*cm] Momento de Balance

$A' :=$ if $M_{extBal} < M_{ext}$ = "Armar con minimo"
$\left\| \begin{matrix} \Delta M \leftarrow M_{ext} - M_{extBal} \\ \frac{\Delta M}{Fb \cdot F_{acero} \cdot (d - Rec)} \end{matrix} \right.$ [cm2] Area de acero en compresión 1 Fi 12
else
"Armar con minimo"

$A :=$ if $M_{extBal} < M_{ext}$ = −1.095
$\left\| \frac{M_{extBal}}{F_{SISMICO} \cdot F_{acero} \cdot d \cdot S_B} + A' \cdot Fb - \frac{(N + PPmuro)}{F_{SISMICO} \cdot F_{acero}} \right.$ [cm2] Area de acero en tracción, al ser negativo se armara con minimo 1 fi 12
else
$\left\| \frac{M_{ext}}{F_{SISMICO} \cdot F_{acero} \cdot d \cdot S_B} - \frac{(N + PPmuro)}{F_{SISMICO} \cdot F_{acero}} \right.$

7.0 ARMADURAS MINIMAS

$$A_{SMINVERTICAL} := \frac{0.06}{100} \cdot B \cdot 100 = 0.42$$ [cm2] Armadura Vertical en Tramo vertical de 1 metro de ancho

Se dispondra fi 8@50 cm =1.6 cm2> MINIMO

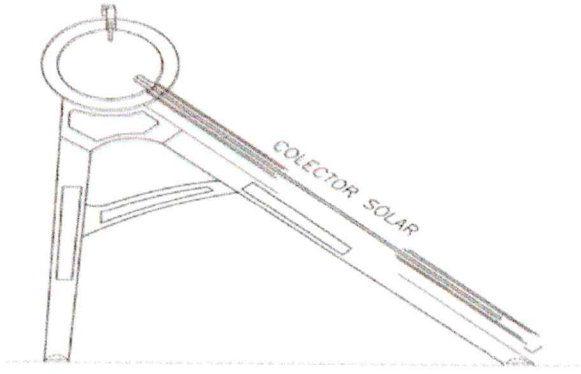
$$A_{SMINHOR} := \frac{(0.15 - 0.06)}{(100)} \cdot 10.76 \cdot 100 = 0.968$$ [cm2] Armadura Vertical en Tramo Horizontal de 1 metro de ancho

Se dispondra Escalerrilla cada 3 Hiladas en cada Hilada tenemos 0.6 cm2, son 3 Hiladas x 3 =1.8cm2> 0.968 cm2 Cumple

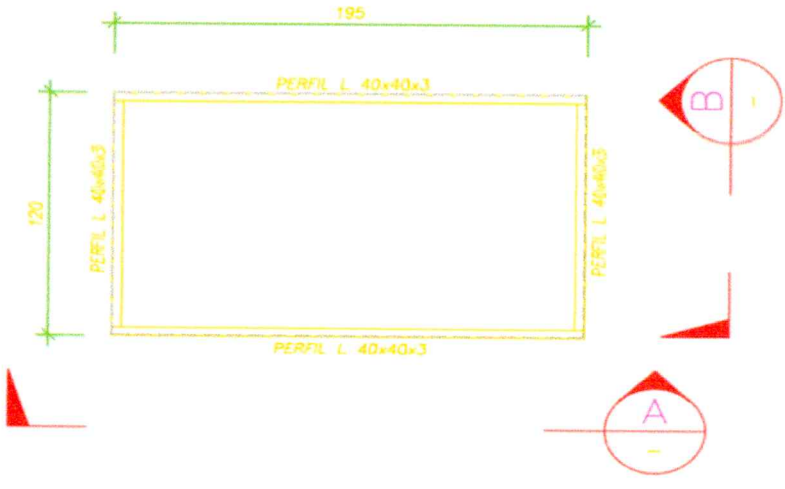
Se especifica Vigas y Cadenas de coronación de 0.14[m] de ancho por 0.35[m] de alto.

5.0 Verificación Estructura Metálica Auxiliar de Soporte Colector

Como fue expuesto en las bases de cálculo del presente informe, se debe tomar en cuenta la presencia de un Colector Solar Térmico, fijado directamente sobre la estructura de techumbre. A continuación, se ilustra el termo panel:

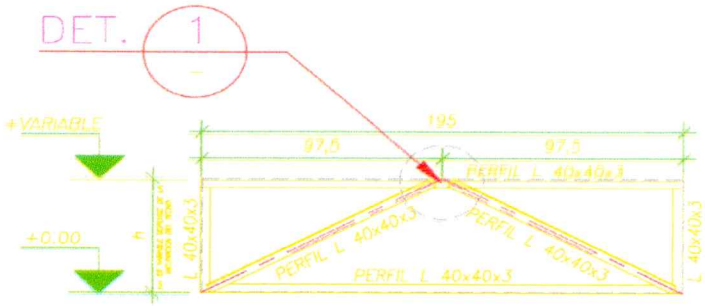


Se propone una estructura de nivelación para la instalación del colector, solo cuando no sea posible la instalación siguiendo la pendiente de la techumbre, que es la mejor en términos de la integración arquitectónica a la vivienda, en el cálculo, la estructura fue modelada en su totalidad por perfiles ángulo de 40x40x3 mm, con una altura de 42 cm. A continuación, se ilustra la estructura metálica de soporte:



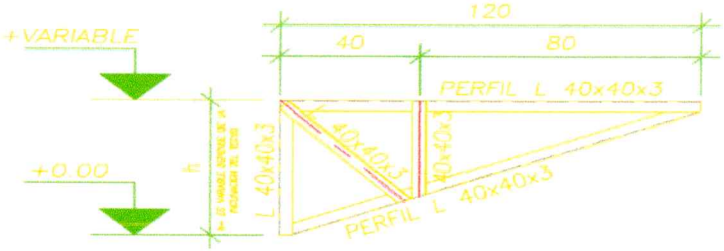
PLANTA ESTRUCTURA NIVEL SUPERIOR

ESCALA 1:25



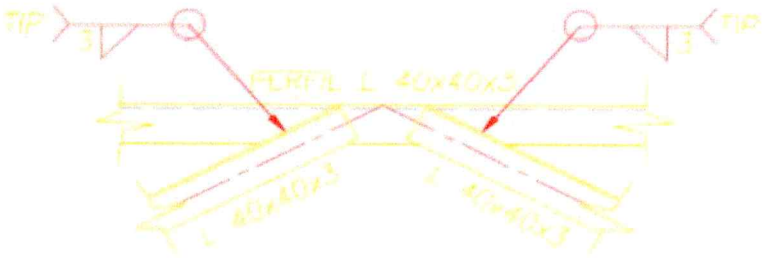
VISTA A

ESCALA 1:25



VISTA B

ESCALA 1:25



DEATALLE 1

ESCALA 1:10

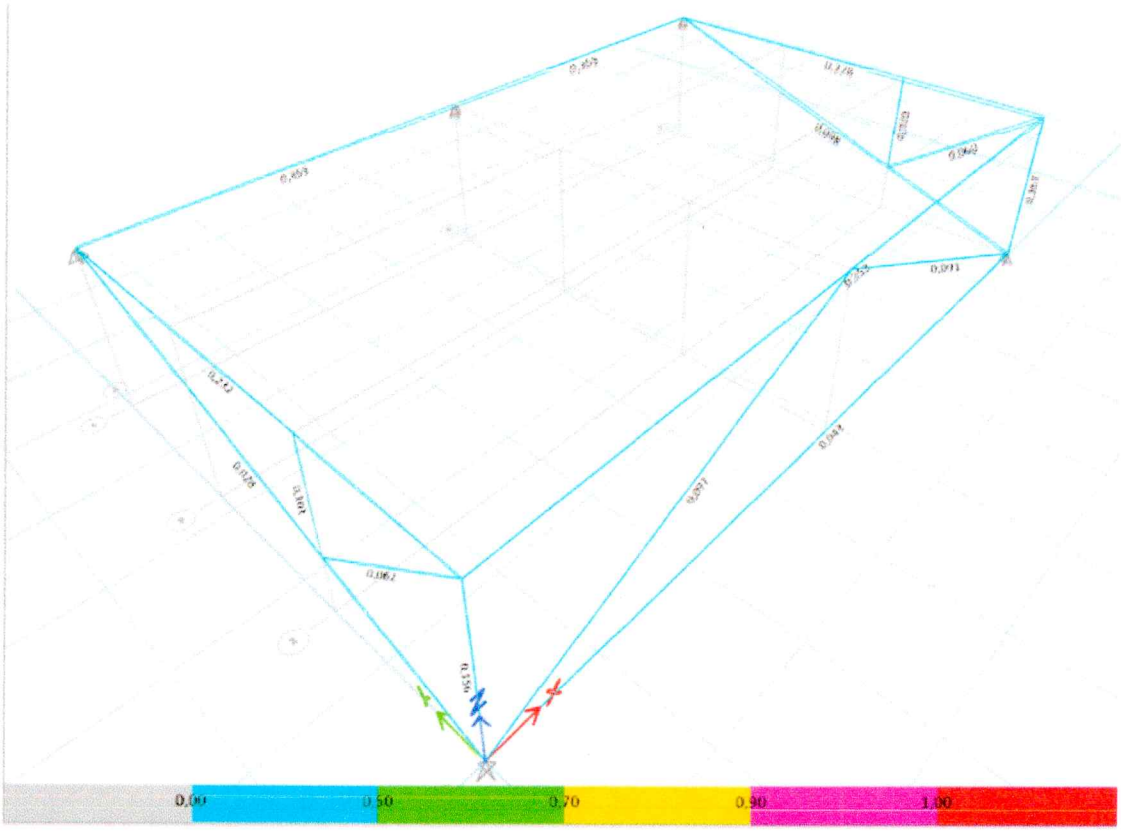
Para realizar la verificación de la estructura presentada, se tomaron en consideración las siguientes cargas y esfuerzos solicitantes:

- Peso Colector Solar Térmico = 300 Kgf.

- Presión del Viento = 60 Kgf/m².

- Acción del Sismo.

Tomando en cuenta lo anterior, la estructura fue modelada en ETABS. A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la modelación de la estructura:



Con lo anterior podemos asegurar que la estructura de soporte satisface las solicitaciones impuestas en él y cumple su funcionamiento estructural sin problemas.

Cercha C1 (Se especifica separación de cerchas cada 80 [cm] aproximadamente.)

Montante: 60 CA 0.85 mm

Cuerda Superior: 90 CA 0.85 mm

Cuerda Inferior: 90 CA 0.85 mm

Diagonal: 60 CA 0.85 mm

Costaneras: 35OMA0.85 mm Separación 60 cm

Se recomienda que para el uso de elementos de Termo con una carga de 300 Kgf se utilice los siguientes elementos en techumbre:

Cercha C1 (Se especifica separación de cerchas cada 80[cm] aproximadamente.)

Montante: 60 CA 1.0 mm

Cuerda Superior: 90 CA 1.0 mm

Cuerda Inferior: 90 CA 1.0 mm

Diagonal: 60 CA 1.0 mm

Costaneras: 35OMA 1.0mm Separación 60 cm

6.0 Resultados y comentarios

El diseño y verificación de los elementos de hormigón armado y albañilería se estudió en cada pórtico de la estructura, tomando en consideración las cargas de peso propio, sobrecargas, viento y eventuales cargas sísmicas.

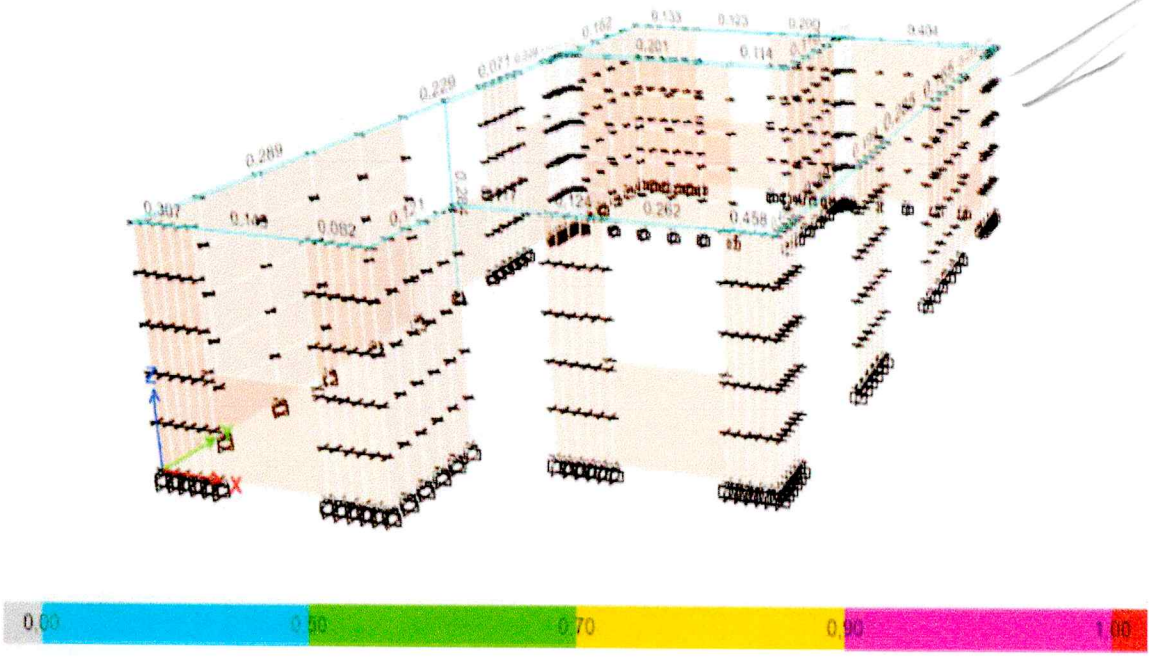
El uso de elementos finitos por medio de software de análisis estructural permite analizar solicitaciones y capacidades del sistema, por lo anterior realizó el diseño por medio de este instrumento y luego se verificó la capacidad de los perfiles por medio de las instrucciones de diseño aclararas por AISC 360-10, elementos de hormigón por medio ACI 318-08 y elementos de albañilería por su correspondiente normativa.

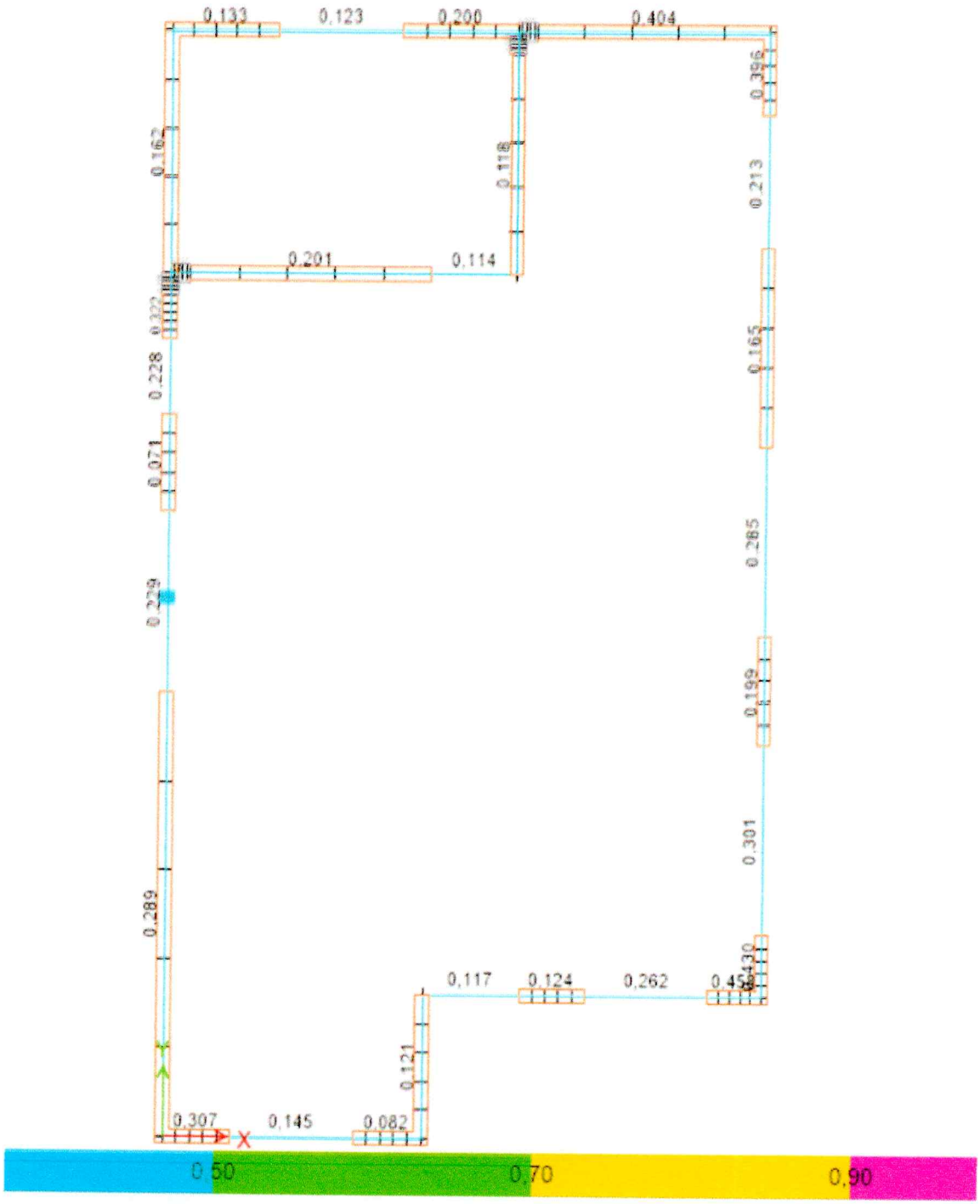
6.1 Zonas Críticas del sistema estructural:

La Figura N° 7 corresponde al resultado de los elementos de Hormigón Armado presentes en toda la estructura. Se generaron zonas críticas cerca de las aberturas de mayores dimensiones. Por lo que se recomendó, reforzar la armadura de las cadenas, cambiando la armadura de sus esquinas de 4ϕ10 a 4ϕ12, las guías de ϕ8 deben mantenerse; además, también deben reforzarse las armaduras de los Pilares H.A. P2 utilizando la armadura ϕ12 en cada elemento longitudinal.

Se tiene que la relación Solicitación-Resistencia (Ratio) de las vigas en el estado último, presenta un valor máximo de 0.458 lo que representa que las solicitaciones son un 45.8% de la capacidad de las vigas, verificándose de esta manera que el sistema resiste las cargas impuestas por el diseño.

Figura 7: Factores de Utilización de las Vigas de presentes en la estructura.

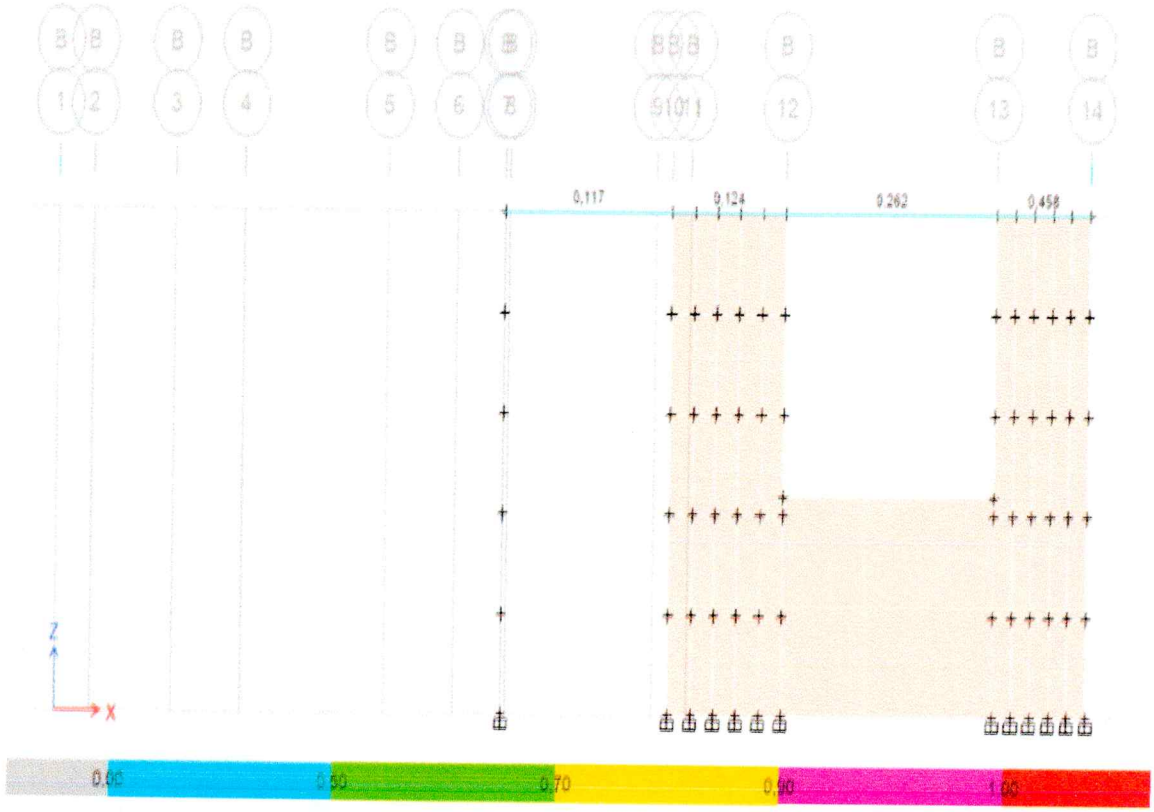




Fuente: Elaboración propia

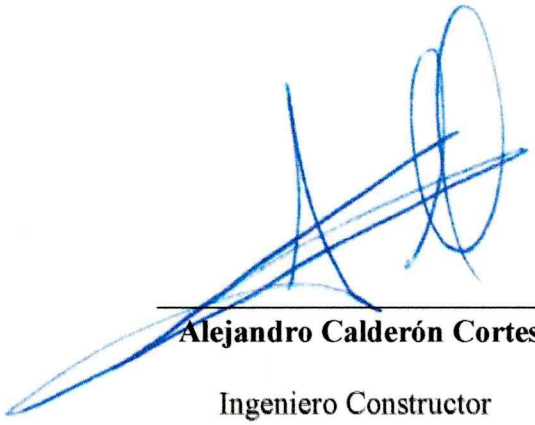
En la Figura 8 se observa el factor de utilización de los elementos presentes en el eje B estableciéndose que la viga con mayor utilización es la que presenta mayor carga de flexión, llegándose a una utilización de un 45,8% de la capacidad del sistema, por lo que se tiene un sistema estable y estructuralmente correcto, que cumple la normativa vigente y además trabaja colaborativamente con cada una de sus partes.

Figura 8: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE B



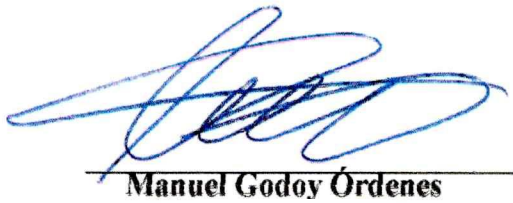
Fuente: Elaboración propia

7.0 Firmas



Alejandro Calderón Cortes

Ingeniero Constructor



Manuel Godoy Órdenes

Ingeniero Civil
PUCV

NOTAS GENERALES

1.- DISEÑO EN DF y MA S.U.C. TODAS LAS ENMIENDAS PROPUESTAS DEBERAN SER VERIFICADAS DE ACUERDO A LAS CONDICIONES QUE RIJAN EL PROYECTO DE ARQUITECTURA EN CASO DE HABER DIFERENCIAS QUE AFECTEN EL PROYECTO, SE DEBERA CONTAR CON LA AUTORIZACION DEL CALCULISTA.

2.- NORMAS DE APLICACION

NCh 1198-DF 2003	DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS e INSTALACIONES INDUSTRIALES
NCh 1537-DF 86	CARGAS PERMANENTES Y SOBRE CARGAS DE USO
NCh 433 DF 2010	ACERO DE REFUERZO PARA LAS CONSTRUCCIONES
NCh 433 DF 1972	DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS
ACI 318-08	CODIGO DE DISEÑO DE HORMIGON ARMADO
ASCC-AISC 2005	AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

3.- MATERIALES SEGUN NCH 1198

ZONA SISMICA 3
TIPO DE SUELO II
CATEGORIA DEL EDIFICIO C2 (1.4)

4.- DETALLADOS
- TODAS LAS COTAS DEBERAN SER VERIFICADAS DE ACUERDO A LOS PLANOS DE ARQUITECTURA
- LAS COTAS PREVALECEN ANTE EL DIBUJO.
- LOS PLANOS DE DETALLE PRIMAN POR SOBRE ESPECIFICACIONES, LAS ANOMALIAS INDICADAS EN PLANTAS DE ESTRUCTURAS SON MENCIONADAS PREVALECIENDO LAS INDICADAS EN LOS PLANOS DE ELEVACION.

5.- BASES PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES
(SEGUN ESTUDIO DE SUELOS DEL PROYECTO)

6.- MATERIALES
HORMIGON ARMADO
HORMIGON FUNDACIONES: SOBRECIMIENTO G-20 Y SOLERA SOBRE 100 KG/CM2 ESPESOR 10cm + 20 cm
HORMIGON PARA HORMIGON ARMADO: H25 +5%

ESPECIFICACIONES MINIMAS ELEMENTOS HORMIGON (N.C.H.)

	DOSIFICACION	GRADO CONTROLA	RECUBRIMIENTO
FUNDACIONES Y VIGAS FUNDACION	VER ESP. LAMINA	90%	4 cm
HORMIGON EXPUESTO AL SUELO O AL AIRE LIBRE :			
BARRAS Ø16 o Ø25			4 cm
BARRAS Ø16 Y DIAMETROS MENORES			3 cm
HORMIGON NO EXPUESTO AL AIRE LIBRE NI EN CONTACTO CON SUELO :			
MUROS (SUBTERRANEO o TA)	BARRAS Ø16 o Ø18	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	BARRAS Ø12 Y MENORES			1.5cm
PILARES (SUBTERRANEO o TA)	ARMADURA PRINCIPAL	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	ARMADURA ESTRIBOS ZUNCHOS			2 cm
VIGAS	ARMADURA PRINCIPAL	VER ESP. LAMINA	90%	4 cm
	ARMADURA ESTRIBOS ZUNCHOS			3 cm
LOSAS	BARRAS Ø16 o Ø18	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	BARRAS Ø12 Y MENORES			1.5cm
EMPLANTILLADOS (sin fierro)		G2	80%	---
RADIERES PARA CARGAS LITORAS (sin fierro)		G15	90%	---
PREVALECE LO INDICADO EN PLANOS DE DETALLES				

- LOS APOYOS DE REVESTIMIENTOS SE REALIZARAN DE ACUERDO A LO ESPECIFICADO EN LA Norm 170.
- LOS MUROS DEBEN CONTAR CON LA APROBACION DEL CALCULISTA.
- LOS ANCLAJES DEL REVESTIMIENTO DEBERAN SE ACEPTADOS A LO INDICADO EN LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS Y EN NORMAS Norm 170 Y Norm 175.
- EL TIEMPO DE MONTAJES ENTRE ANCLAJES CONTRA EL UN PISO NO MAYOR A 5 HORAS Y DEBE EXTENDERSE AL MENOS 2 DIAS

ARMADURAS MINIMAS SOBRESALIENTES (N.C.H.)

	MUROS	CADENAS	LATERALES	REVANCHA PS
ESTACIONAMIENTO	------	4Ø12	------	------
ATRIO Y EXTERIOR	------	4Ø12	2Ø8	------
INTERIOR ARMADOS	------	------	------	------
DETALLES SE INDICARA EN PLANOS DE DETALLES				

- LOS DETALLES NO INDICADOS SE HARAN DE ACUERDO AL CODIGO ACI 318-08, CONSULTAR CON EL INGENIERO.

7.- FUNDACIONES
- EL ESTUDIO DE MECANICA DE SUELOS Y LOS PLANOS DE ESTRUCTURAS DEL PROYECTO Y SUS INDICACIONES ESPECIALES DIFERENCIAN PUNTO, INDICANDO MECANICA DE SUELOS.

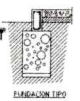
DOS HORAS ESPERA EL RELLENO EL FRAGUADO DEL HORMIGON DE 7 DIAS ENTRE CADA 1 HORMIGONADO, SE PODRA COMENZAR A HORMIGONAR CUANDO LLEVAR 3 DIAS ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA APOYADOS O SUELOS.

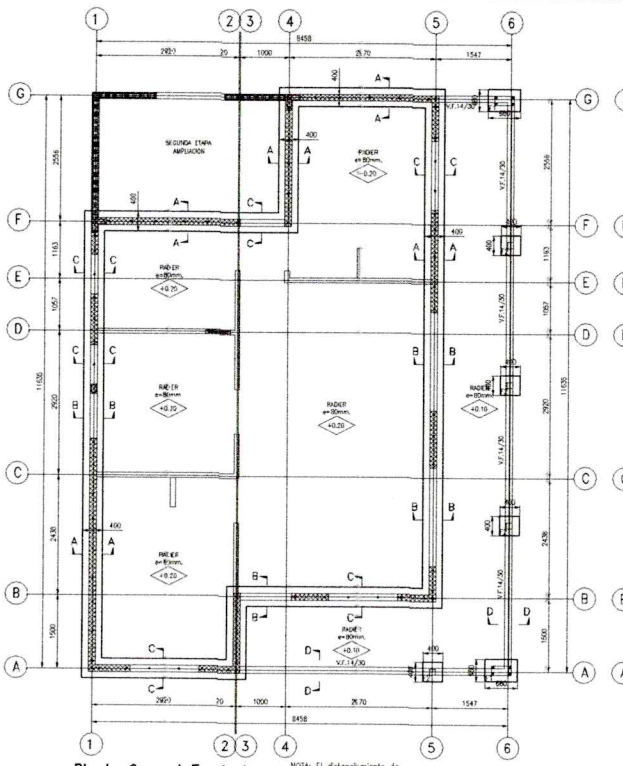
TODAS LAS EXCAVACIONES EJECUTADAS EN FORMA DE EMPLANTILLADO ALCANZARAN POR MINIMO PODRE DE 250 kg/cm2 Y NO SUPERAR LAS INDICADAS EN LOS PLANOS DEL PROYECTO. EL HORMIGON DEL EMPLANTILLADO SE COLOCARA CON MAS PRONTO AL PERFECTO DE EL SUELO DE EXCAVACION, DEBIENDO RETIRAR PREVIO POR EL INTERIOR MECANICO DE SUELOS.

EN CASO DE QUE LA PROFUNDIDAD DEL SUELO DE FUNDACIONES INDICADO SEA MENOR QUE EL DE ARENA O SUELO NO EL LIBRE DEBE SER RETIRADO HASTA ALCANZAR DICHA CALIDAD MEDIANTE EXCAVACION Y RELLENO CON HORMIGON POBRE.

Material	Tensión adm.	Ángulo de fricción	Cohesión
GRAVA ARENOSA	3,0 kg/cm²	35°	0,0 kg/cm²

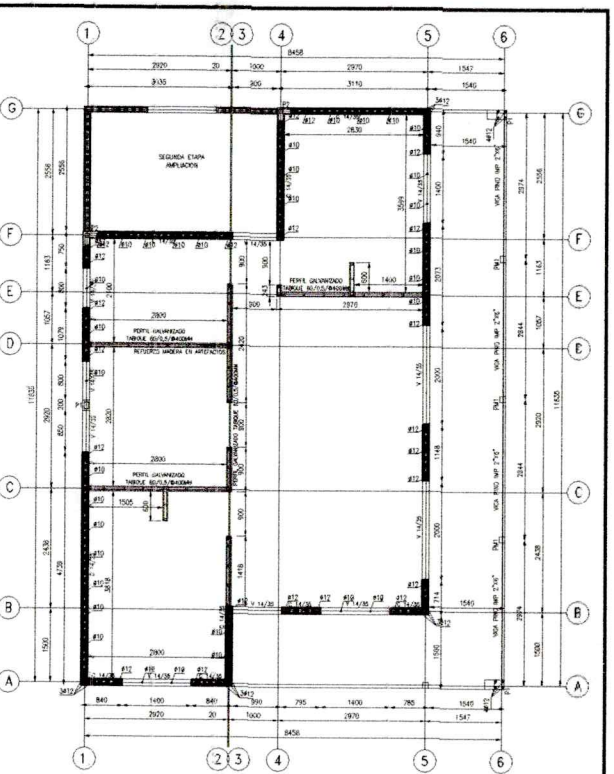
Hormigón	Tensión adm.		Ángulo de fricción	Cohesión
H°	Suelo	Roca		
15	80	150	30	30
20	90	180	35	35
25	95	190	37	35





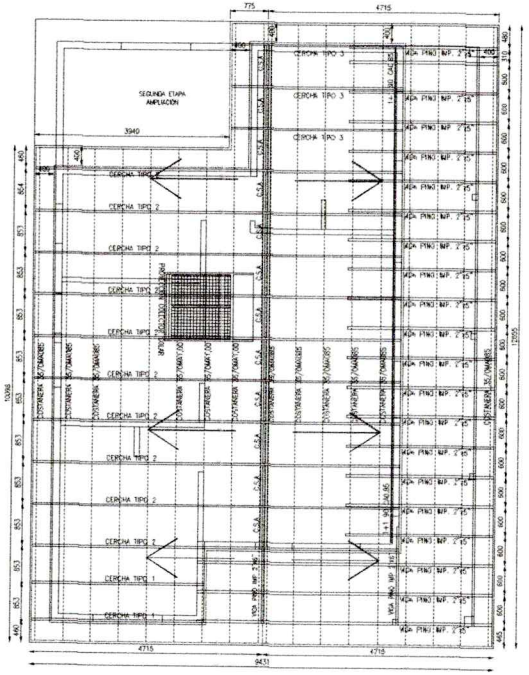
Planta General Fundaciones
ESCALA.- 1:50

NOTA: El distanciamiento de armadura en muros, se especifica en elevaciones correspondientes



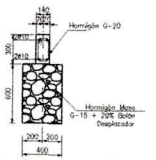
Planta General Estructura
ESCALA.- 1:50

NOTA: El distanciamiento de armadura en muros, se especifica en elevaciones correspondientes

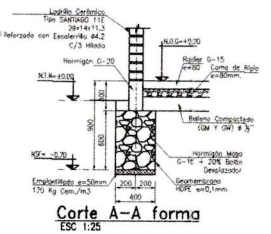


Planta General Techumbre
ESCALA.- 1:50

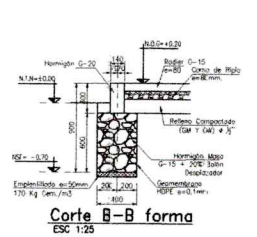
Nota: Para todas las cosas, el distanciamiento máximo entre costaneros debe ser 600 mm.



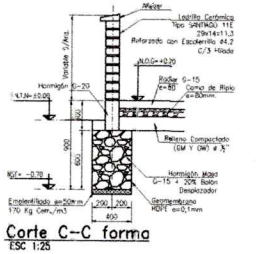
Corte Tipo armadura
ESC 1:25



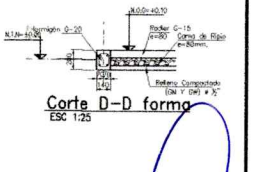
Corte A-A forma
ESC 1:25



Corte B-B forma
ESC 1:25



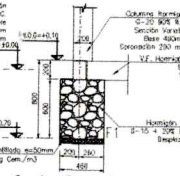
Corte C-C forma
ESC 1:25



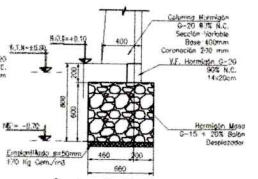
Corte D-D forma
ESC 1:25



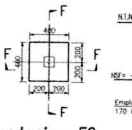
Fundacion F1
ESC 1:25



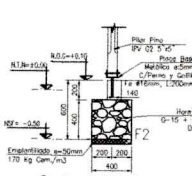
Corte D-D forma
ESC 1:25



Corte E-E forma
ESC 1:25



Fundacion F2
ESC 1:25



Corte F-F forma
ESC 1:25

CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg Cem./m3
Fundaciones	G-15 + 20% Bolón Desp.
Radieres	G-15 90% N.C.
Hormigón Armado	G-20 90% N.C.
Albañilería	
Mortero de pega	M10 (mpa 10% fracc. defect.)
Acero refuerzo	A630-420H
Escalerillas	AT56-50H
Perfil Ac. galvanizado	ASTM A 653 SQ Gr 40

PROYECTO: Estructural
COMUNA: La Ligue
ELABORADO POR: NAMUEL GODDY ORDENES O. 19.324.649-2 INGENIERO CIVIL
PROPIETARIO: Ignacio Alberto Altamirano Pontes
ARQUITECTO: Oscar Lizana Arias
FASE: INGENIERIA DE DETALLE

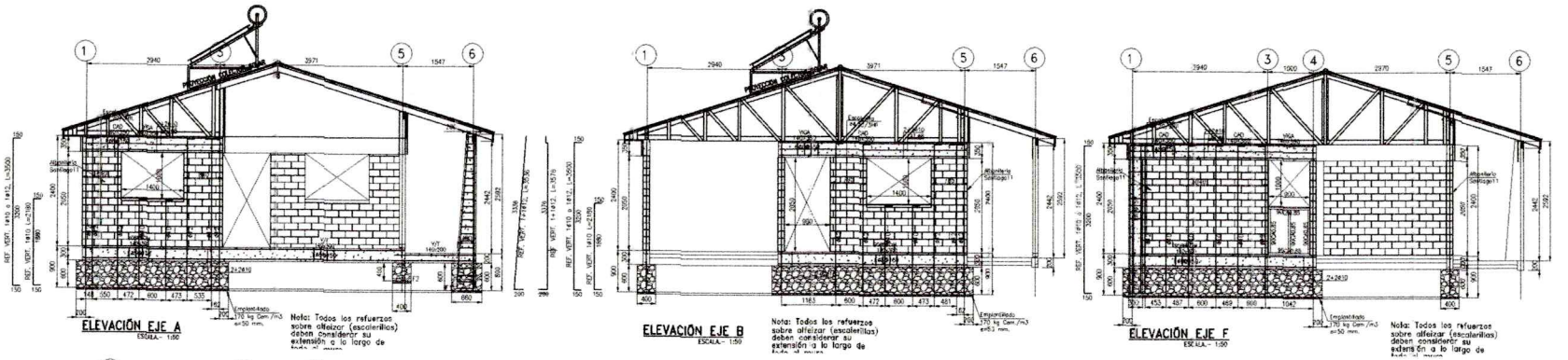
No.	PROY	ING.	J.P.	FECHA	DESCRIPCION	CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
A	-	MGO	-	07/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA	PROYECTISTA	M. GODDY O.		JULIO 2025

CONTENIDO:
- PLANTA DE FUNDACIONES
- PLANTA DE ESTRUCTURA
- PLANTA DE TECHUMBRE
- DETALLES DE FUNDACIONES
- DETALLES

DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL D.S.10

ESCALA: 1:50 | HOJA: 1 | REV: A

DIRECCION DE OBRAS MUNICIPALES
V°B°
JEFE OFICINA VIVIENDA



ELEVACIÓN EJE A
ESCALA.- 1:50

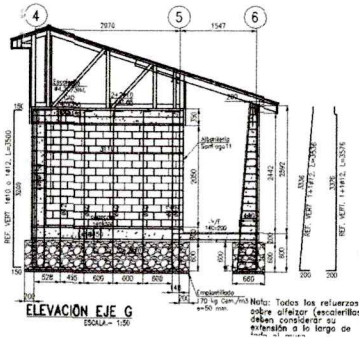
Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.

ELEVACIÓN EJE B
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.

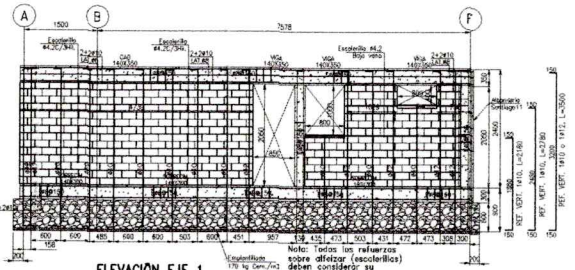
ELEVACIÓN EJE F
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



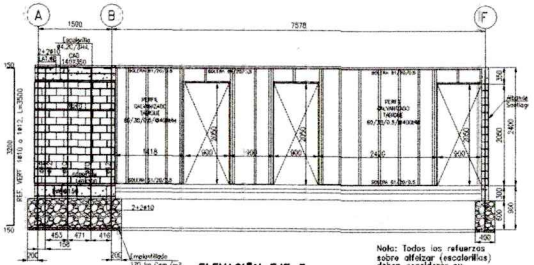
ELEVACIÓN EJE G
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



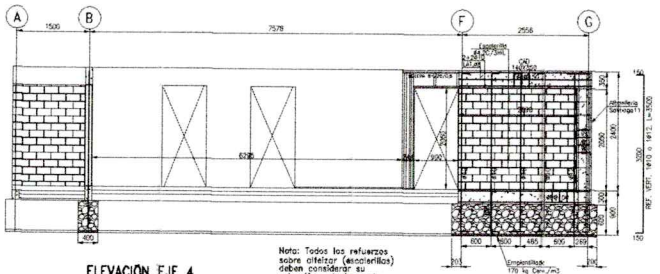
ELEVACIÓN EJE 1
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



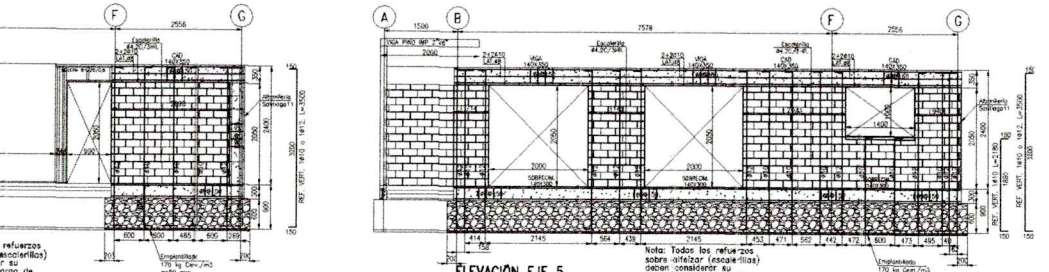
ELEVACIÓN EJE 3
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



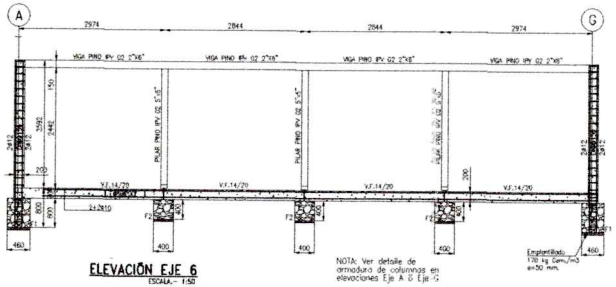
ELEVACIÓN EJE 4
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



ELEVACIÓN EJE 5
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



ELEVACIÓN EJE 6
ESCALA.- 1:50

NOTA: Ver detalle de armadura de columnas en elevaciones Eje A ó Eje G

CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg. cem./m3
Fundaciones	G-15 .4 20% Bolón Desf.
Radieres	G-15 90% N.C.
Hormigón Armado	G-20 90% N.C.
Albañilería	Ladrillo Santiago 11E (Mapi)
Mortero de pega	M10 (mas 10% fibra, defect.)
Acero refuerzo	A630-420H
Escalerillas	AT56-50H
Perfil Ac.galvanizado	ASTM A 653 SQ Gr 40

PROYECTO: Estructural	COMUNA: La Ligua
ELABORADO POR: MANUEL GODOY ORDENES O. 18.224.849-2 INGENIERO CIVIL	
PROPIETARIO: Ignacio Alberto Altamirano Montes	ARQUITECTO: Oscar Lielmil Arias

NOTAS:
1.- VER NOTAS GENERALES EN LAMINA 01 DE 02

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL D.S. N°10

FASE: INGENIERIA DE DETALLE

CONTENIDO:
- ELEVACIONES
- DETALLE DE CERCHAS
- DETALLES

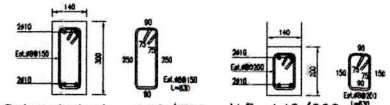
ESCALA: INDICADAS

HOJA 02 DE 02

REVISIONES	No.	Dscp.	Rev.	Ltr.	FECHA	DESCRIPCION
	A	-	MGO	-	07/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA

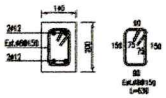
CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
PROYECTISTA	M. GODOY O.		JULIO 2025

ILUSTRE MUNICIPALIDAD LA LIGUA
JEFE OFICINA VIVIENDA

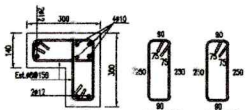


Sobrecimientos 140/300
ESC.1/10

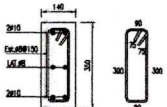
V.F. 140/200
ESC.1/10



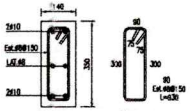
Pilar H.A. P1
ESC.1/10



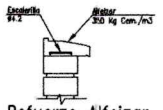
Pilar H.A. P2
ESC.1/10



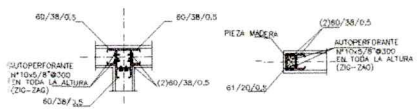
CADENA 140/350
ESC.1/10



VIGA 140/350
ESC.1/10

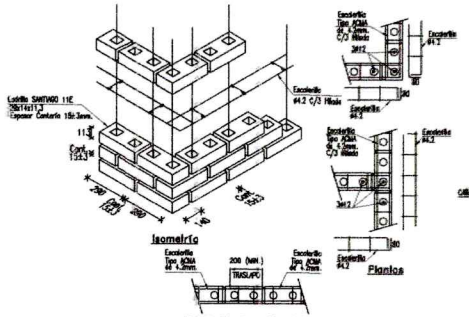


Refuerzo Alfeizar
ESC.1/10

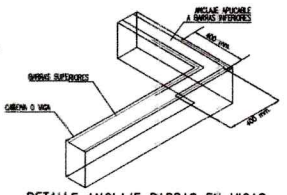


ENCUENTRO EN T
ESC 1:10

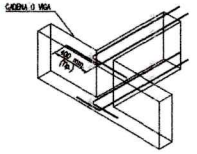
FIN TABIQUE Y VANO
ESC 1:10



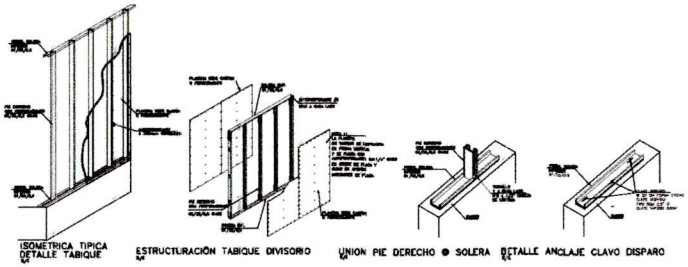
Corte Detalle Esquina Albañileria
S/ESC.



DETALLE ANCLAJE BARRAS EN VIGAS
S/ESCALA



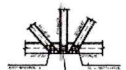
DETALLE ANCLAJE PERPENDICULAR AL PLANO
S/ESCALA



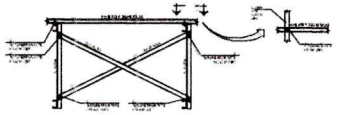
ISOMETRICA TIPICA DETALLE TABIQUE
ESTRUCTURACIÓN TABIQUE DIVISORIO
UNION PIE DERECHO @ SOLERA
DETALLE ANCLAJE CLAVO DISPARO



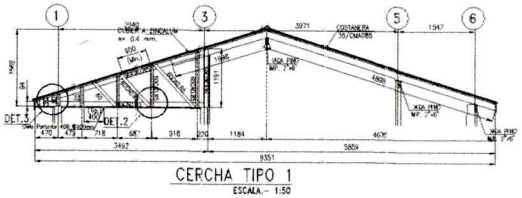
DETALLE 1
ESCALA 1:20



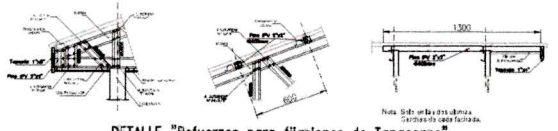
DETALLE 2
ESCALA 1:20



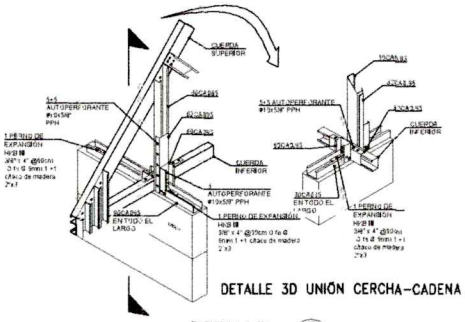
DETALLE CRUZ DE SAN ANDRES
ESCALA 1:20



CERCHA TIPO 1
ESCALA.- 1:50

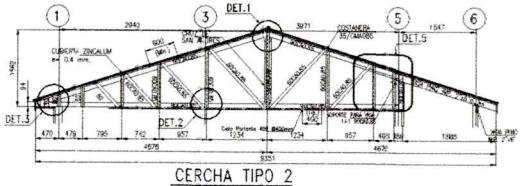


DETALLE "Refuerzos para fijaciones de Tapacanes"
ESCALA 1:20

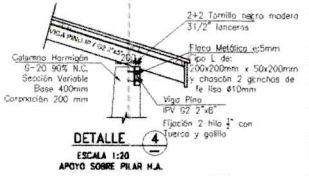


DETALLE 3D UNIÓN CERCHA-CADENA

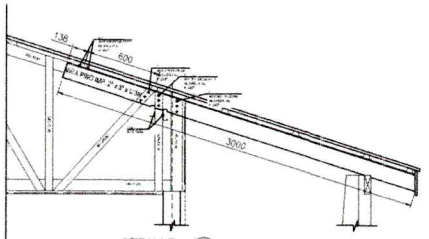
DETALLE 3
ESCALA 1:50



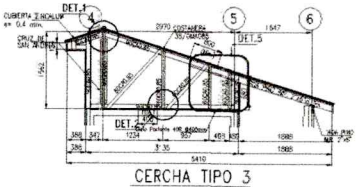
CERCHA TIPO 2
ESCALA.- 1:50



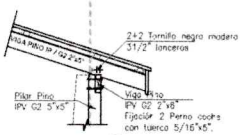
DETALLE 4
ESCALA 1:20
APOYO SOBRE PILAR H.A.



DETALLE 5
ESCALA 1:20



CERCHA TIPO 3
ESCALA.- 1:50



DETALLE 4
ESCALA 1:20
APOYO SOBRE PILAR MADERA

NOTAS:

1. LAS DIMENSIONES PREVALECEN POR SOBRE EL DIBUJO.
2. DIMENSIONES EN mm o MEDIDOS EN mm (S.I.C.)
3. TODAS LAS MEDIDAS SERAN RECTIFICADAS EN TERRENO ANTES DE FABRICACION.
4.- ZONA SISMICA Y TIPO DE SUELO
   - SEGUN NCH433 OF 96, MODIF 2
   - ZONA SISMICA 3
   - TIPO DE SUELO E
A.- ESPECIFICACIONES TECNICAS
1. EMPLEAR NO DETALLADOS USAR D3 o.
2. RECUBRIMIENTOS
   - FUNDACIONES 80 mm
   - VIGAS Y CADENAS 30 mm.
   - COLUMNAS 30mm.
3. FATIGA ADMISIBLE DE TERRENO = ESTATICAS 1,0 Kg/cm2
   ESTATICAS + SISMO 1,33 Kg/cm2
4. SE DEBERA EXCAVAR HASTA PENETRAR 10 cm. MIN. EN TERRENO FIRME.
5. LAS EXCAVACIONES SERAN RECIBIDAS POR LA I.T.O.
6. LOS SELLOS DE EXCAVACION SERAN HORIZONTALES Y DEBERAN ESTAR LIBRES DE MATERIAL SUELTO AL MOMENTO DE SER HORMIGONADOS.
7. CONSIDERAR ARMADURA VERTICAL #10 SEGÚN DISPOSICIÓN INDICADA EN PLANTA Y ELEVACIONES DEL PROYECTO. EL ESTANCAMIENTO MAXIMO ENTRE ARMADURAS VERTICALES SERA DE 60 cm. EN ENCUENTROS DE MUROS, ESPESOR MINIMO 30#2.

NOTA:

SOBRECIMIENTOS CONSIDERAN NIVELES DE TERRENO NATURAL SEGÚN PROYECTO DE ARQUITECTURA, EN CASO DE QUE NIVELES DE TERRENO CONSIDERADOS DIFIERAN RESPECTO DE NIVELES REALES, CONSEGUIR AUMENTAR ALTURA DE SOBRECIMIENTOS RESPETANDO LAS SIGUIENTES INDICACIONES:

- ARMADURA DE SOBRECIMIENTOS: REFUERZO LONGITUDINAL 3Ø10 (SUPERIOR E INFERIOR) MÁS ESTRIBOS Ø8@15.
- NÚMERO DE LATERALES (A CADA LADO), RESPECTO A ALTURA DE SOBRECIMIENTOS:
  - SOBRECIMIENTOS ENTRE 35 Y 90 CM DE ALTO, INCORPORAR 1 LATERAL Ø8 A CADA LADO DE SOBRECIMIENTO.
  - SOBRECIMIENTOS ENTRE 90 Y 135 CM DE ALTO, INCORPORAR 2 LATERALES Ø8 A CADA LADO DE SOBRECIMIENTO.
  - SOBRECIMIENTOS CON ALTURAS SUPERIOR A 135 CM, SOLICITAR ANALISIS A INGENIERO ESPECIALISTA.

NOTAS:

1. VER NOTAS GENERALES EN LAMINA 01 DE 03

CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg cem./m3
Fundaciones	G-15 + 25% Bolón Desf.
Radieres	G-15 90% N.C.
Hormigón Armado	G-20 90% N.C.
Albañileria	Ladrillo Santiago 11E (Mapil)
Mortero de pega	M10 (mix 10% fraco. defect.)
Acero refuerzo	A630-420H
Escalerillas	AT56-50H
Perfil Acero galvanizado	ASTM A 653 SQ Gr 40

PROYECTO: Estructural
COMUNA: La Ligua
PROPIETARIO: Ignacio Alberto Altamirano Montes
ARQUITECTO: Oscar Lielmil Arias
ELABORADO POR: MANUEL GODOY ORDENES Q. 16.724.819-7 INGENIERO CIVIL
DIRECCIÓN: Pedro Prado 181, La Ligua
FONO: +56 33 2328 211
E-MAIL: manuel.g.ingenieria@gmail.com

REVISIONES	No.	ORDEN	REF.	J.P.	FECHA	DESCRIPCION
	A	-	MOD	-	07/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA

CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
PROYECTISTA	M. GODOY O.		JULIO 2025

CONTENIDO:
- ELEVACIONES
- DETALLE DE CERCHAS
- DETALLES

FASE: INGENIERIA DE DETALLE

ILUSTRE MUNICIPALIDAD
DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL D.S. N°10
JEFE OFICINA VIVIENDA
ESCALA: 1:50 | INDICADO
HOJA 2 DE 3

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL

PROGRAMA DE SUBSIDIO HABITACIONAL D.S 10

ELABORADO:

ALEJANDRO CALDERÓN CORTES

C.I.N°

INGENIERO CONSTRUCTOR

ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE LA LIGUA
JEFE OFICINA VIVIENDA

REVISADO:
MANUEL GODOY

INGENIERO CIVIL

PROPIETARIO: ONDINA DEL CARMEN BRITO VALDIVIA.

DIRECCIÓN:

ROL:

Fecha: julio del 2025

ÍNDICE

1.0 Bases de cálculo 2
1.1 Códigos y Reglamentos: 2
1.2 Materiales: 3
1.3 Consideraciones de modelación estructural: 4
2.0 Modelamiento de cargas 5
2.1 Viento 5
2.2 Sobrecargas de uso 5
2.2.1 Sobrecarga de uso de piso 5
2.2.2 Sobrecarga de uso de Techo 5
2.3 Sismos 6
3.0 Combinaciones de cargas 9
4.0 Diseño y verificación de fundaciones 10
4.A Diseño y verificación de Muros de Albañilería 13
5.0 Verificación Estructura Metálica Auxiliar de Soporte Colector 19
6.0 Resultados y comentarios 22
6.1 Zonas Críticas del sistema estructural: 22
7.0 Firmas 26

1.0 Bases de cálculo

Esta memoria se orienta al diseño estructural de una vivienda Habitacional para el programa de Subsidios DS10, esta construcción se efectuará en el Sector Quebrada El Pobre – Valle Hermoso, Comuna La Ligua. La estructura estará destinada a uso habitacional y será diseñada mediante muros de Albañilería Armada, cadenas y sobrecimientos de hormigón armado. Las tabiquerías divisorias se considerarán solo como elementos divisorios no estructurales permitiéndose el uso de cualquier material que no condicione la estabilidad estructural de la edificación, las cerchas serán de metalcon Estructural de 0.85 mm, y en algunos casos 1 mm. Estos elementos se verificarán por medio de los requisitos específicos para estos tipos de estructuras, las disposiciones de los reglamentos exigidos. Se recurrirá a elementos finitos para analizar el problema, ingresando los correspondientes parámetros de diseño para cada material.

1.1 Códigos y Reglamentos:

El cálculo de la estructura se inició siguiendo las disposiciones presentes en las normas chilenas, entre ellas:

- ✓ NCH 433 of 1996 Mod. 2009 "Diseño sísmico de edificios"
- ✓ NCH 1537 of 2009 "Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso"
- ✓ NCH 3171 of 2010 "Diseño estructural -Disposiciones generales y combinaciones de cargas."
- ✓ NCH 432 of 2010 "Calculo de la acción del viento sobre las construcciones"
- ✓ DS 61 2011 "Reglamento que rige el diseño sísmico de edificios"
- ✓ DS 60 2011 "Diseño y cálculo de hormigón armado"
- ✓ ACI 318-08 "Reglamento para concreto estructural"
- ✓ Especificación ANSI/AISC 360-05 para construcciones de Acero
- ✓ Norma Chilena Oficial NCh 1928 Of. 1993 Mod. 2003

1.2 Materiales:

Acero: A 36 ES

- *Módulo de elasticidad* : $2{,}1 * 10^6 \left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Fluencia*: 2.700 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Rotura*: 4.200 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 7.850 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-10 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 100 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 151.000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-15 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 150 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 184.936 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-20 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 200 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 213.546 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Malla Electro-soldada AT56-50H

- *Fluencia*: 50 $\left[\frac{kgf}{mm^2}\right]$
- *Rotura*: 56 $\left[\frac{kgf}{mm^2}\right]$

Ladrillo Princesa SANTIAGO 11

- f_p: 11 $[MPa]$
- *Módulo de elasticidad* : 33000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- τ_m: 0.5$[MPa]$
- *Módulo de Corte* : 9900 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 1,800 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

1.3 Consideraciones de modelación estructural:

1. El diseño se realizará utilizando elementos finitos por medio del Software ETABS 2015.

2. Las vigas y columnas se modelarán considerándose elementos "Frame".

3. Las uniones entre elementos de acero y los elementos no estructurales –Tabiquería Divisoria- se consideran colaborante, tomando en cuenta la transmisión de esfuerzos que ocurren desde la tabiquería hacia los perfiles estructurales y considerando el aporte de rigidez en la longitud de arriostramiento.

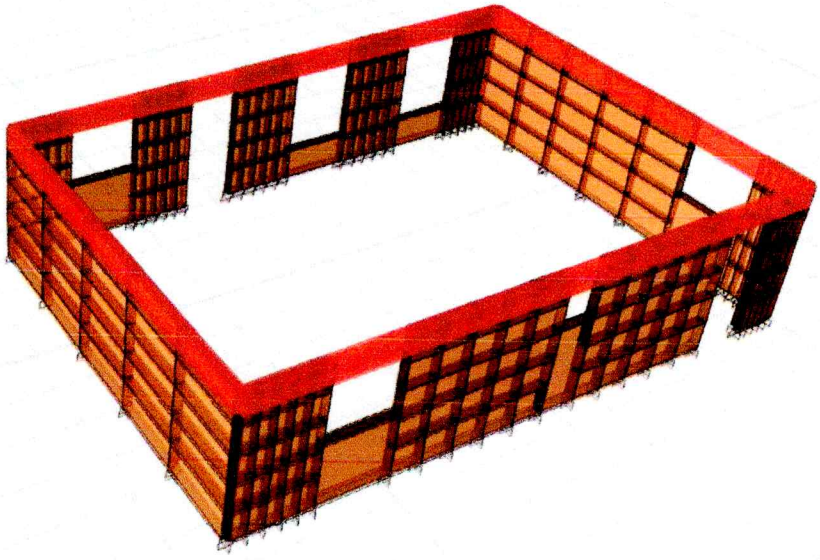
4. Las cargas sísmicas se supondrán actuantes en los centros de masas de cada barra por medio de un análisis Estático según la Norma NCh 433.

5. El análisis del local se realizará para el núcleo resistente conformado por vigas y muros de corte. La estructura se considera empotraba a nivel de piso.

6. El suelo de fundación se analizará de forma visual por medio de calicatas, de las cuales el profesional inspeccionará y tomará los parámetros más desfavorables del suelo.

En la Figura N°1 podemos observar la estructura Sismo-Resistente de la edificación, está se encuentra conformada por muros de albañilería armada y cadenas de Hormigón armado. Estos elementos estructurales tienen el objetivo de otorgar rigidez a la estructura y limitar las deformaciones.

Figura 1: Núcleo Resistente de la estructura



Fuente: Elaboración propia

2.0 Modelamiento de cargas

2.1 Viento

Para el cálculo de las solicitaciones producidas por el viento, se utilizó las disposiciones de la norma NCh432.Of2010

Para el cálculo de las presiones básicas, se utilizó una altura característica correspondientes para una altura 3 metros, se utilizará conservadoramente $60[kgf/m2]$.

$$Presión\ (H = 3[m]) = 60\ \left[\frac{kgf}{m2}\right]$$

Una vez realizado el cálculo de las presiones básicas, se procede con el cálculo de las presiones efectivas sobre los elementos estructurales (Elementos de Techumbre, Columnas, Vigas y elementos de la tabiquería estructural) por lo que se utilizó el procedimiento de áreas tributarias para individualizar las cargas actuantes en cada elemento.

La transmisión de la carga desde el nivel de techumbre hacia el nivel de fundación se realizará por medio de las reacciones impuestas cerchas de Metal con a las columnas estructurales o Muros estructurales, las cargas impuestas en la techumbre producto del efecto del viento se distribuyeron en las vigas con el objetivo simular la realidad.

2.2 Sobrecargas de uso

Para las sobrecargas de uso se utilizaran las disposiciones impuestas por la NCh1537.Of2009 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso".

2.2.1 Sobrecarga de uso de piso

El radier se cargó con una sobrecarga de uso de 200 $[kgf/m2]$, debido a que la habitacional de la vivienda. Para la verificación capacidad de soporte se redujo con un factor de 0,6 según el método establecido en la norma NCh1537.Of2009.

2.2.2 Sobrecarga de uso de Techo

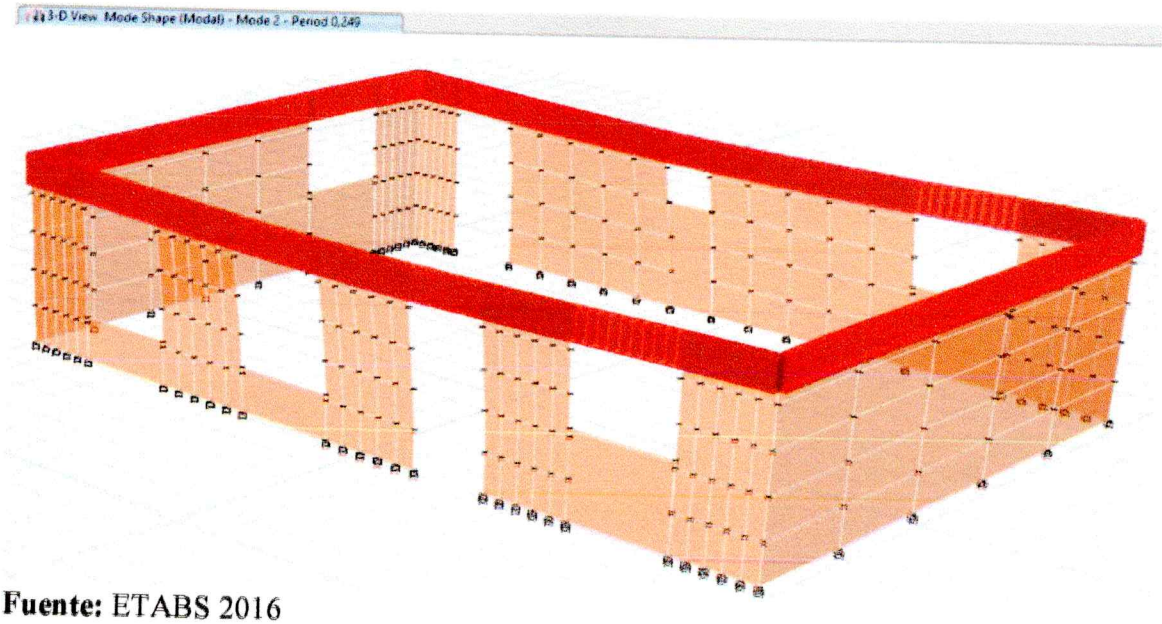
El techo se considera solo accesible para mantención, por lo cual se utilizará una sobrecarga de 40 $[kgf/m2]$, producto de la reducción de los 100 $[kgf/m2]$ por área tributaria y pendiente por medio de la tabla 3 de la NCh1537.Of 2009 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso". Este valor es mayor al mínimo exigido 30 $[kgf/m2]$.

El proceso de carga desde la techumbre hacia los elementos resistentes del primer piso se realizó analizando la cercha al igual que en el caso de viento.

2.3 Sismos

El periodo fundamental de vibración de estructura condiciona completamente el diseño de una obra, debido a que en general si se logra una similitud entre el periodo del suelo y el de la edificación se generará un proceso de resonancia que amplificará el efecto dinámico de la estructura.

Figura 4: Deformación del modo fundamental de Vibración



Fuente: ETABS 2016

El análisis por elemento finito permite analizar todos los posibles modos de vibración de una estructura y sus porcentajes de masa que mueve en cada dirección, es importante destacar que en la presente estructura el periodo fundamental de vibración corresponde al modo 2 con un periodo cercano a 0,249[seg] desplazando un 39% de masa en la dirección Y, tal como se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 1: Modos de Vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec	%MASA X	%MASA Y
Modal	1	0,255	0%	3%
Modal	2	0,249	0%	39%
Modal	3	0,169	14%	0%
Modal	4	0,141	0%	0%
Modal	5	0,136	0%	0%
Modal	6	0,117	9%	0%
Modal	7	0,086	0%	5%
Modal	8	0,078	0%	0%
Modal	9	0,067	0%	1%
Modal	10	0,057	0%	0%
Modal	11	0,047	0%	0%
Modal	12	0,045	3%	0%

Por lo que se tiene:

$$T_n = 0{,}249\ [seg]\ \ Periodo\ fundamental$$

Para el cálculo de las acciones dinámicas producidas por el sismo, se utilizó la NCh433 y el DS 61.

La estructura se encuentra en el Sector Quebrada El Pobre – Valle Hermoso, Comuna La Ligua., correspondiente a una Zona Sísmica 3 por lo que la aceleración máxima del suelo se considerará $A_0 = 0{,}4 * g$

El método utilizado corresponde al método estático. Este define un coeficiente sísmico que se multiplica por la masa sísmica correspondiente a la zona de la estructura.

El coeficiente sísmico se define como:

$$C = 2{,}75 * S * \frac{A_0}{g * R} * \left(\frac{T'}{Tn}\right)^n$$

Dónde:

n, T' = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación DS 61.

A_0 = Aceleración máxima del suelo zona sísmica en cuestión.

R = Factor de reducción.

Tn = Periodo con mayor masa traslacional.

Tabla 2: Parámetros suelo tipo E.

S	T_0	T'	n	p
1,30	1,20	1,35	1,8	1

Fuente: Decreto Supremo 61, 2011.

Está constituida por albañilería armada, pero con el objetivo de asegurar un grado de ductilidad, se utilizará el factor de reducción más desfavorable que corresponde a R=3. En la siguiente figura se presentan los factores de reducción de respuesta espectral para distintos tipos de albañilería.

Figura 5 Factor reducción de respuesta Estructural

	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada		
	- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4
	- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3

Fuente: NCh433.

El periodo fundamental de la estructura es 0,249 [seg] (Figura 4), por lo que el coeficiente sísmico es mayor a lo requerido en la norma, por lo que se hace necesario determinar la limitación que realiza NCh433 en respecto a este punto. A continuación, se presenta el coeficiente sísmico máximo que corresponde a una estructura rígida

Figura 6: Valores máximos del coeficiente sísmico.

R	$C_{máx.}$
2	0,90 SA_o / g
3	0,60 SA_o / g
4	0,55 SA_o / g
5.5	0,40 SA_o / g
6	0,35 SA_o / g
7	0,35 SA_o / g

Fuente: Nch433.

Se tiene que:

$$C_{max} = 0{,}60 * S * \frac{A_0}{g} = \mathbf{0{,}312}$$

Por lo tanto, se utiliza el valor de coeficiente sísmico máximo de 0,312

3.0 Combinaciones de cargas

Se utilizaron las combinaciones establecidas por NCh3171.Of2010, considerando las indicaciones para cargas sísmicas impuesta en la Norma NCh433, con las modificaciones generadas en el DS 61. Cabe destacar que el tipo de diseño lo condiciona la materialidad del elemento:

Combinaciones para diseño ASD:

Estas combinaciones son utilizables para la comprobación de las tensiones solicitantes en el suelo de fundación, elementos de madera y albañilería.

1. D
2. $D + L$
3. $D + (L_r \; o \; S \; o \; R)$
4. $D + 0.75 * L + 0.75 * (L_r \; o \; S \; o \; R)$
5. $D + W$
6. $D + E$
7. $D + 0.75 * W + 0.75 * L + 0.75 * (L_r \; o \; S \; o \; R)$
8. $D + 0.75 * E + 0.75 * L$
9. $0.6 * D + W$
10. $0.6 * D + E$

Combinaciones para diseño LRFD:

Se verificará los elementos de acero A36 además de los elementos de hormigón armado presente en el sistema de fundación y confinamiento.

1. $1.4 * D$
2. $1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 \; (L_r \; o \; S \; o \; R)$
3. $1.2 * D + 1.6 \; (L_r \; o \; S \; o \; R) + L$
4. $1.2 * D + 1.6 \; (L_r \; o \; S \; o \; R) + 0.8W$
5. $1.2 * D + 1.6 * W + L + 0.5 \; (L_r \; o \; S \; o \; R)$
6. $1.2 * D + 1.4 * E + L + 0.2 * S$
7. $0.9 * D + 1.6 * W$
8. $0.9 * D + 1.4 * E$

Donde las condiciones de carga utilizadas fueron:

D : $Carga\ permanente$

E : $Carga\ Sismica\ según\ NCh\ 433$

L : $Carga\ de\ uso\ según\ NCh\ 1537$

L_r : $Carga\ de\ uso\ según\ NCh\ 1537$

W : $Carga\ de\ viento\ según\ NCh\ 432$

Cabe destacar que las combinaciones en "Roja", fueron las que condicionaron el diseño de los elementos por lo que se utilizó estas, para el dimensionamiento de la estructura.

4.0 Diseño y verificación de fundaciones

Consideraciones Especiales:

Para efectos de aplicación de la norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh433 Of.2009 y DS N° 61, se considerará conservadoramente que se trata de un suelo tipo E, suelo de baja competencia.

Se considera un suelo tipo E de baja competencia, principalmente por las características visuales presentes en la calicata en obra –Suelo arcilloso resultando las siguientes variables de diseño (Se consideró la condición más desfavorable)

$$\sigma_{adm} = 1{,}0 * \frac{kgf}{cm^2} \quad (Estatico)$$

$$\sigma_{adm} = 1{,}3 * \frac{kgf}{cm^2} \quad (Dinamico)$$

Verificación Fundación Corrida PIER 8- Zona mas Solicitada Bajo Muro

1.0 Propiedades de la zona estudiada:

$N_u := 1.4 \cdot 8593\ kgf$

$M_u := 1.4 \cdot 35300\ kgf \cdot cm$ SE TRABAJARA CON CARGAS ULTIMAS

$V_u := 1.4 \cdot 1718\ kgf$

$c := 500 \cdot \frac{kgf}{m^2}$

$\phi f := 30°$ Angulo de Fricción

$A := 0.4 \cdot m \cdot (6.44 + 0.2 + 0.2) \cdot m$ Área Contacto que transmite la carga

$H := 65 \cdot cm$ Altura del cimiento SE CONSIDERAN 5cm DE EMPLANTILLADO

$b := 40 \cdot cm$ Ancho de cimiento

$\phi := 0.65$ Factor de reducción

$fc' := 100$ Resistencia Cilíndrica a la compresión

Verificación de Flexión:

1.0 Tensión Ultima de tracción del hormigón:

$$\sigma_{tu} := \frac{(6 \cdot M_u)}{b \cdot H^2} = 1.755\ \frac{kgf}{cm^2}$$

2.0 Capacidad Ultima de tracción del hormigón:

$$f_{tn} := 1.33 \cdot \sqrt[2]{fc'} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 13.3\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi f_{tn} := \phi \cdot f_{tn} = 8.645\ \frac{kgf}{cm^2}$$

3.0 Verificación:

$Ratio := \frac{\sigma_{tu}}{\phi f_{tn}} = 0.203$ El cimiento cumple, no es necesario enfierrarlo <1

Se especifican fundaciones de 0.40[m] de ancho por 0.60[m] de profundidad (Como mínimo).

if $\phi f_{tn} \geq \sigma_{tu}$ = "No necesita refuerzo a Flexión"

"No necesita refuerzo a Flexión"

else

"Necesita Refuerzo a Flexión"

Se considera el Peso del cimiento, sobrecimiento y peso del suelo sobre el en un largo de 6.44 m

$$PP_{CIMIENTO} := A \cdot 360 \frac{kgf}{m^2} = (9.659 \cdot 10^3) \frac{kg \cdot m}{s^2}$$

$$FS_{VOCAMIENTO} := \frac{\left((N_u + PP_{CIMIENTO}) \cdot \frac{b}{2}\right)}{M_u} = 5.267$$

CUMPLE >1.5

$$FS_{DESLIZAMIENTO} := \frac{(N_u \cdot \tan(\phi) + A \cdot c)}{V_u} = 4.371$$

CUMPLE >1.5

$$e := \frac{M_u}{(N_u + PP_{CIMIENTO})} = 3.797\ cm$$

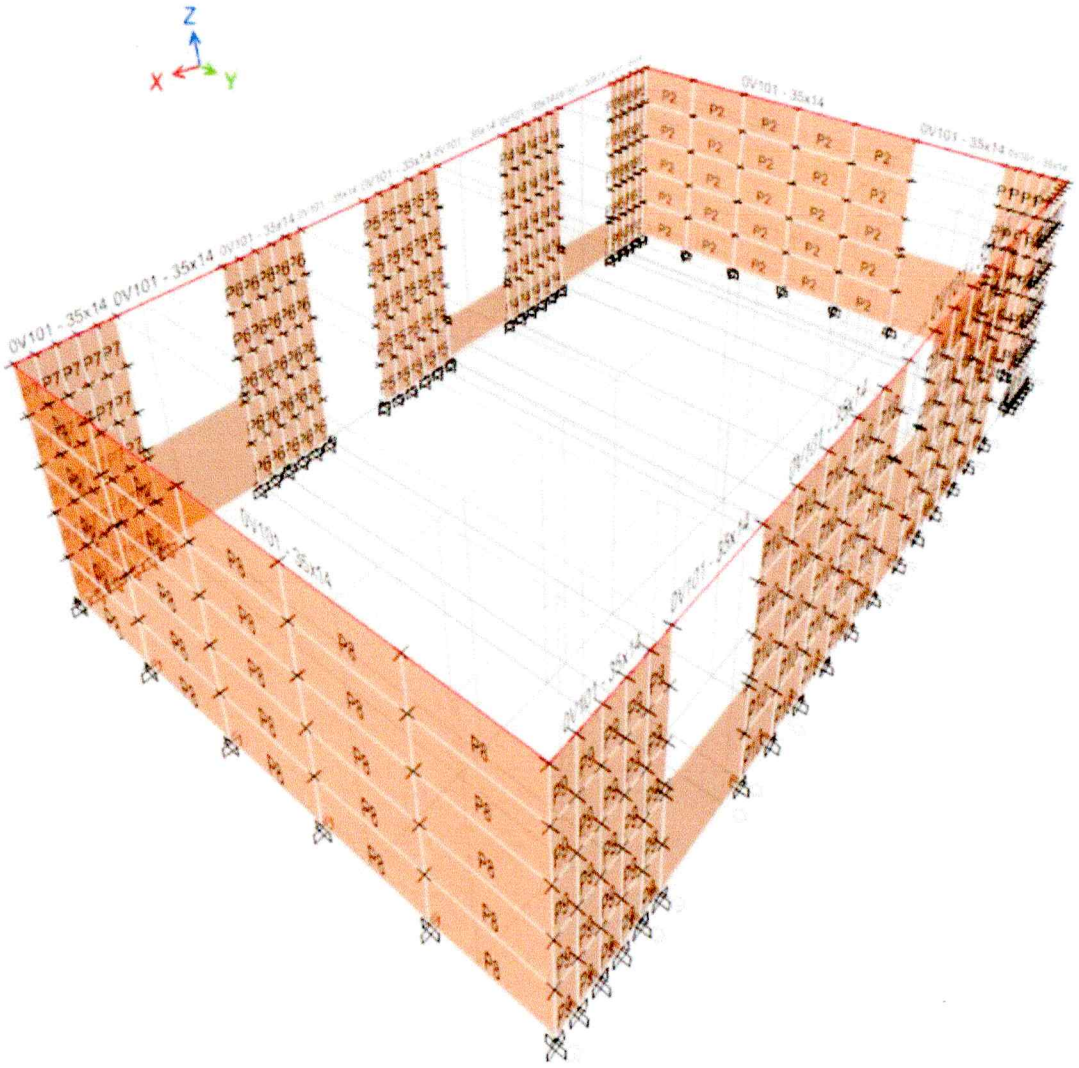
$$B_{EFECTIVO} := 3 \cdot \left(\frac{b}{2} - 2 \cdot e\right) = 0.372\ m$$

$$\frac{B_{EFECTIVO}}{b} = 0.93$$

La fundación se encuentra en compresión mayor a un 80%

Se especifica sobrecimiento de 0.14[m] de ancho por 0.30[m] de alto

4.A Diseño y verificación de Muros de Albañilería



PIER 8 L=6.44m	P	V2	V3	M2	M3
	kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m
MAXIMO	-3547	1718	226	339	2402
MINIMO	-8593	-1718	-260	-353	-2410

TABLE: Pier Forces PIER 8						
Pier	Load Case/Combo	P	V2	V3	M2	M3
		kgf	kgf	kgf	kgf-m	kgf-m
P8	DWal1	-8093	0	-23	-9	-6
P8	DWal2	-6937	0	-20	-8	-5
P8	DWal3	-7343	0	-21	-9	-11
P8	DWal4	-8237	0	-25	-11	-23
P8	DWal5	-6929	-7	-93	-141	0
P8	DWal6	-6945	6	54	125	-9
P8	DWal7	-6937	0	-20	-8	-5
P8	DWal8	-6937	0	-20	-8	-5
P8	DWal9	-6937	0	-20	-8	-5
P8	DWal10	-6937	0	-20	-8	-5
P8	DWal11	-6937	0	-20	-8	-5
P8	DWal12	-6937	0	-20	-8	-5
P8	DWal13	-7335	-7	-95	-142	-6
P8	DWal14	-7352	6	52	124	-15
P8	DWal15	-7343	0	-21	-9	-11
P8	DWal16	-7343	0	-21	-9	-11
P8	DWal17	-7343	0	-21	-9	-11
P8	DWal18	-7343	0	-21	-9	-11
P8	DWal19	-7343	0	-21	-9	-11
P8	DWal20	-7343	0	-21	-9	-11
P8	DWal21	-8233	-3	-62	-77	-21
P8	DWal22	-8241	3	11	56	-25
P8	DWal23	-8237	0	-25	-11	-23
P8	DWal24	-8237	0	-25	-11	-23
P8	DWal25	-8237	0	-25	-11	-23
P8	DWal26	-8237	0	-25	-11	-23
P8	DWal27	-8237	0	-25	-11	-23
P8	DWal28	-8237	0	-25	-11	-23
P8	DWal29	-5195	-7	-88	-139	1
P8	DWal30	-5211	6	59	127	-8
P8	DWal31	-5203	0	-15	-6	-4
P8	DWal32	-5203	0	-15	-6	-4
P8	DWal33	-5203	0	-15	-6	-4
P8	DWal34	-5203	0	-15	-6	-4
P8	DWal35	-5203	0	-15	-6	-4
P8	DWal36	-5203	0	-15	-6	-4
P8	DWal37 Max	-8593	1	-260	-353	-768
P8	DWal37 Min	-8593	1	-260	-353	-768
P8	DWal38 Max	-6437	-1	217	336	758
P8	DWal38 Min	-6437	-1	217	336	758
P8	DWal39 Max	-7509	1717	-22	-10	2400
P8	DWal39 Min	-7509	1717	-22	-10	2400
P8	DWal40 Max	-7521	-1718	-21	-8	-2410
P8	DWal40 Min	-7521	-1718	-21	-8	-2410
P8	DWal41 Max	-5703	1	-252	-350	-766
P8	DWal41 Min	-5703	1	-252	-350	-766
P8	DWal42 Max	-3547	-1	226	339	760
P8	DWal42 Min	-3547	-1	226	339	760
P8	DWal43 Max	-4619	1718	-14	-6	2402
P8	DWal43 Min	-4619	1718	-14	-6	2402
P8	DWal44 Max	-4631	-1718	-12	-4	-2408
P8	DWal44 Min	-4631	-1718	-12	-4	-2408

VERIFICACIÓN ALBAÑILERIA ARMADA PIER P12

1.0 PARAMETROS DE CALCULO

- *Se considera inspección especializada, toma menos del 45% de la carga de piso*

$F_{SISMICO} := 1.3$ Factor (1 Para Análisis estático, 1.3 Análisis Sísmico)

$M := 241000$ [Kgf*cm] Momento Solicitante

$V := 1718$ [Kgf] Corte Solicitante

$N := 8593$ [Kgf] Axial Solicitante

$B := 7$ [cm] Ancho Efectivo

$H := 205$ [cm] Altura Muro

$L := 644$ [cm] Largo Muro

$t := 14$ [cm] Espesor Muro

$Rec := 7$ [cm] Recubrimiento

$S_{CORTE} := 40$ [cm] Separación Escalerrilas

$S := 60$ [cm] Separación Barras Longitudinales

$f_p := 110$ [Kgf/cm^2]

$f_m := 0.25 \cdot f_p$ [Kgf/cm^2] Para ladrillos ceramicos

$E_S := 2100000$ [Kgf/cm^2] Modulo Elasticidad Acero

$E_m := 700 \cdot f_m = 19250$ [Kgf/cm^2] Modulo Elasticidad Albañileria sin relleno

$G := 0.3 \cdot E_m$ [Kgf/cm^2] Modulo de Corte Albañileria

$n := \frac{E_S}{(F_{SISMICO} \cdot E_m)}$ Relación entre modulos de Elasticidad

$d := L - Rec$

$\gamma := \frac{Rec}{d}$ Relación entre el Recubrimiento y Altura Util

$F_{acero} := 185 \cdot 10.1972$ [Kgf/cm^2] Tensión Admisible sismica del Acero

2.0 ANALISIS FLEXIÓN-COMPRESIÓN EJE FUERTE

$PPmuro := L \cdot B \cdot H \cdot 0.0025$

$e := \frac{(M + V \cdot H)}{(N + PPmuro)} = 54.404$ [cm] Excentricidad en Base del Muro

$Fcombtrab := 2 \cdot \frac{(N + PPmuro)}{3 \cdot B \cdot \left(\frac{L}{2} - e\right)}$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante Ley Triangular

$F_{COMADMI} := 0.33 \cdot f_m$ [Kgf/cm^2] Tensión Admisible combinada

$Rel := \frac{Fcombtrab}{F_{COMADMI}} = 42.76\%$ Relación de Desempeño

3.0 CALCULO DE FUNCIÓNES CALCULO ENFIERRADURAS

$kb := \frac{1}{1 + \frac{(F_{SISMICO} \cdot F_{acero})}{n \cdot F_{SISMICO} \cdot F_{COMADMI}}} = 0.29$ Factor en Balance del cual depende el eje neutro

$\gamma = 0.01$

$X := kb \cdot d$ Profundidad de la Fibra Neutra en Balance

$A_{OB} := 0.1269$ $Fb := 0.31$ $S_B := 0.91$

4.0 COMPROBACIÓN DE CARGA AXIAL

$f_a := \frac{(N + PPmuro)}{(B \cdot (d + Rec))}$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante Carga Axial

$F_a := 0.2 \cdot f_m \cdot \left(1 - \left(\frac{H}{40 \cdot t}\right)^3\right)$ [Kgf/cm^2] Tensión admisible Carga Axial

$Rel := \frac{f_a}{F_{SISMICO}\, F_a} = 35.6\%$

5.0 ANALISIS DE ESFUERZO DE CORTE

$$Fcorteadm1 := 0.06 \cdot \sqrt[2]{\left(\frac{f_m}{10.1972}\right)} \cdot 10.1972 = 1.005$$ [Kgf/cm^2] Tensión admisible sin aporte de acero

$$Fcorteadm2 := 0.13 \cdot \sqrt[2]{\frac{f_m}{10.1972}} \cdot 10.1972 = 2.177$$ [Kgf/cm^2] Tensión admisble con aporte del acero

$$F_{CORTETRAB} := \frac{V}{(B \cdot d)}$$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante

$$A_V := \text{if } F_{CORTETRAB} > Fcorteadm1 \text{ } \| \frac{(1.1 \cdot V \cdot S_{CORTE})}{(F_{SISMICO} \cdot F_{acero} \cdot d)} \text{ else } \| \text{“Armar con Minimo”} = \text{“Armar con Minimo”}$$

[cm^2] Area de Corte Necesario

$$Rel := \text{if } F_{CORTETRAB} > Fcorteadm1 \text{ } \| \frac{F_{CORTETRAB}}{Fcorteadm2} \text{ else } \| \frac{F_{CORTETRAB}}{Fcorteadm1} = 38.35\%$$

6.0 CALCULO ENFIERRADURAS DE BORDE

$$M_{ext} := (N + PPmuro) \cdot \left(e + \frac{(d - Rec)}{2}\right)$$ [kgf*cm] Momento Respecto a armadura en Tracción

$$M_{extBal} := A_{OB} \cdot B \cdot d^2 \cdot 1.33 \cdot F_{COMADMI}$$ [kgf*cm] Momento de Balance

$$A' := \text{if } M_{extBal} < M_{ext} \text{ } \| \Delta M \leftarrow M_{ext} - M_{extBal} \text{ } \| \frac{\Delta M}{Fb \cdot F_{acero} \cdot (d - Rec)} \text{ else } \| \text{“Armar con minimo”} = \text{“Armar con minimo”}$$

[cm2] Area de acero en compresión 1 Fi 12

$$A := \text{if } M_{extBal} < M_{ext} \text{ } \| \frac{M_{extBal}}{F_{SISMICO} \cdot F_{acero} \cdot d \cdot S_B} + A' \cdot Fb - \frac{(N + PPmuro)}{F_{SISMICO} \cdot F_{acero}} \text{ else } \| \frac{M_{ext}}{F_{SISMICO} \cdot F_{acero} \cdot d \cdot S_B} - \frac{(N + PPmuro)}{F_{SISMICO} \cdot F_{acero}} = -1.613$$

[cm2] Area de acero en tracción, al ser negativo se armara con minimo 1 fi 12

7.0 ARMADURAS MINIMAS

$$A_{SMINVERTICAL} := \frac{0.06}{100} \cdot B \cdot 100 = 0.42$$ [cm2]

Armadura Vertical en Tramo vertical de 1 metro de ancho

Se dispondra fi 8@50 cm =1.6 cm2> MINIMO

$$A_{SMINHOR} := \frac{(0.15 - 0.06)}{(100)} \cdot 10.76 \cdot 100 = 0.968$$ [cm2]

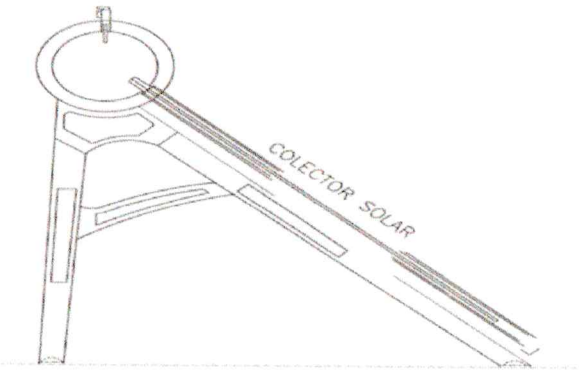
Armadura Vertical en Tramo Horizontal de 1 metro de ancho

Se dispondra Escalerrilla cada 3 Hiladas en cada Hilada tenemos 0.6 cm2, son 3 Hiladas x 3 =1.8cm2> 0.968 cm2 Cumple

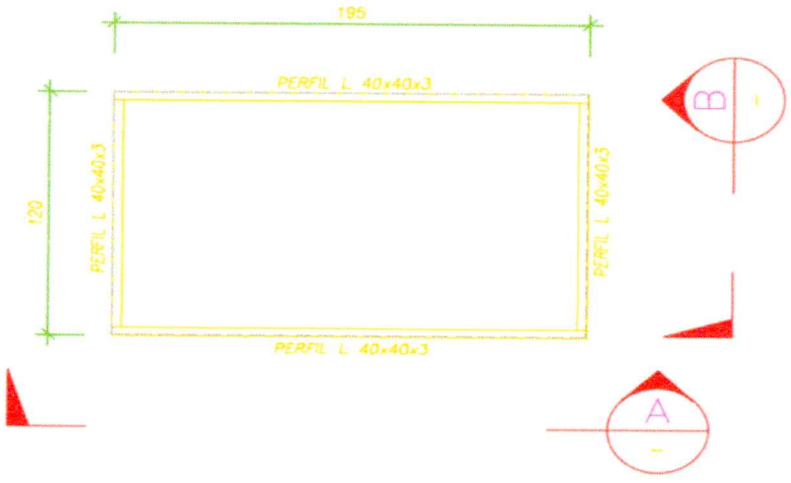
Se especifica Vigas y Cadenas de coronación de 0.14[m] de ancho por 0.35[m] de alto.

5.0 Verificación Estructura Metálica Auxiliar de Soporte Colector

Como fue expuesto en las bases de cálculo del presente informe, se debe tomar en cuenta la presencia de un Colector Solar Térmico, fijado directamente sobre la estructura de techumbre. A continuación, se ilustra el termo panel:

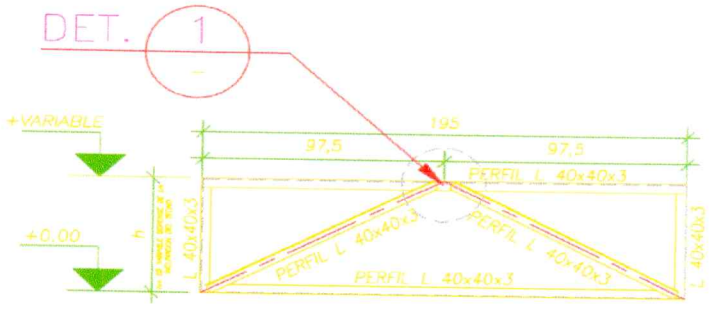


Se propone una estructura de nivelación para la instalación del colector, solo cuando no sea posible la instalación siguiendo la pendiente de la techumbre, que es la mejor en términos de la integración arquitectónica a la vivienda, en el cálculo, la estructura fue modelada en su totalidad por perfiles ángulo de 40x40x3 mm, con una altura de 42 cm. A continuación, se ilustra la estructura metálica de soporte:



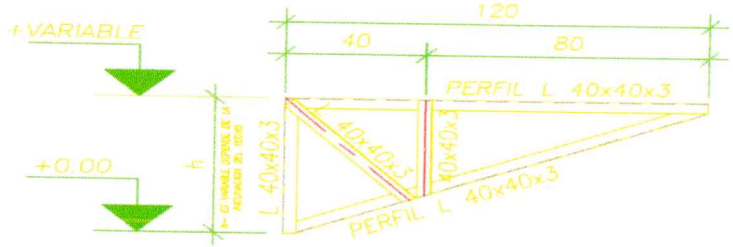
PLANTA ESTRUCTURA NIVEL SUPERIOR

ESCALA 1:25



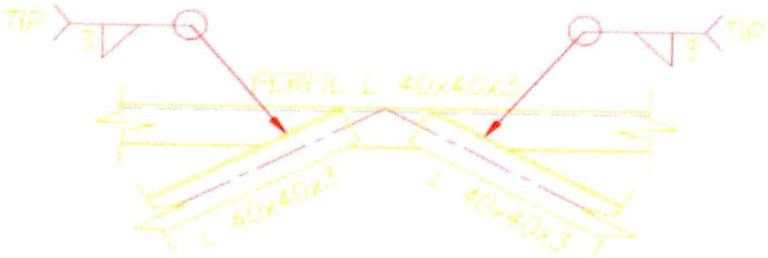
VISTA A

ESCALA 1:25



VISTA B

ESCALA 1:25



DEATALLE 1

ESCALA 1:10

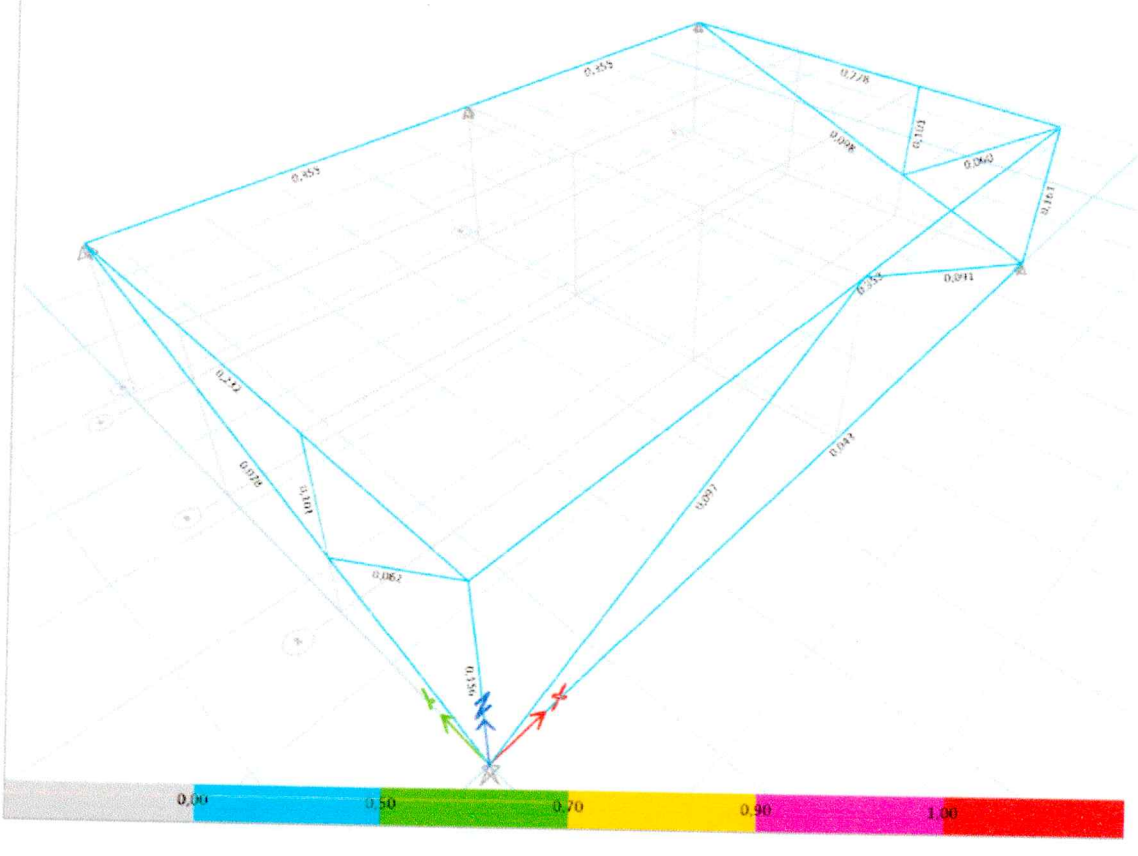
Para realizar la verificación de la estructura presentada, se tomaron en consideración las siguientes cargas y esfuerzos solicitantes:

- Peso Colector Solar Térmico = 300 Kgf.

- Presión del Viento = 60 Kgf/m².

- Acción del Sismo.

Tomando en cuenta lo anterior, la estructura fue modelada en ETABS. A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la modelación de la estructura:



Con lo anterior podemos asegurar que la estructura de soporte satisface las solicitaciones impuestas en él y cumple su funcionamiento estructural sin problemas.

Cercha C1 (Se especifica separación de cerchas cada 80 [cm] aproximadamente.)

Montante: 60 CA 0.85 mm

Cuerda Superior: 90 CA 0.85 mm

Cuerda Inferior: 90 CA 0.85 mm

Diagonal: 60 CA 0.85 mm

Costaneras: 35OMA0.85 mm Separación 60 cm

Se recomienda que para el uso de elementos de Termo con una carga de 300 Kgf se utilice los siguientes elementos en techumbre:

Cercha C1 (Se especifica separación de cerchas cada 80[cm] aproximadamente.)

Montante: 60 CA 1.0 mm

Cuerda Superior: 90 CA 1.0 mm

Cuerda Inferior: 90 CA 1.0 mm

Diagonal: 60 CA 1.0 mm

Costaneras: 35OMA 1.0mm Separación 60 cm

6.0 Resultados y comentarios

El diseño y verificación de los elementos de hormigón armado y albañilería se estudió en cada pórtico de la estructura, tomando en consideración las cargas de peso propio, sobrecargas, viento y eventuales cargas sísmicas.

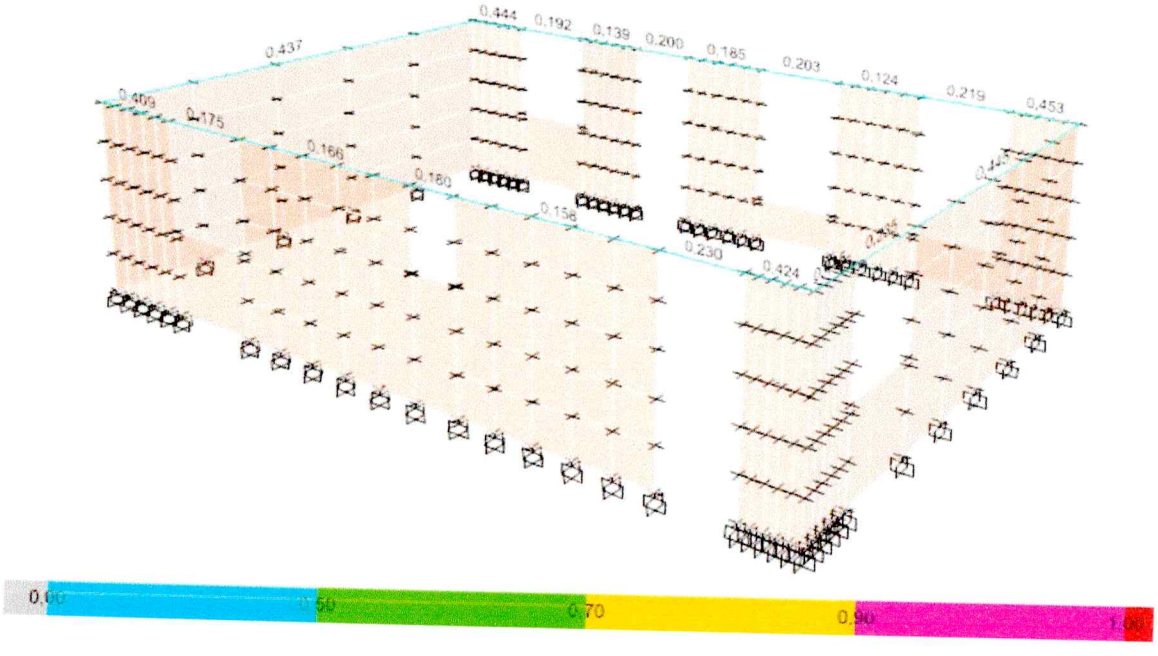
El uso de elementos finitos por medio de software de análisis estructural permite analizar solicitaciones y capacidades del sistema, por lo anterior realizó el diseño por medio de este instrumento y luego se verificó la capacidad de los perfiles por medio de las instrucciones de diseño aclararas por AISC 360-10, elementos de hormigón por medio ACI 318-08 y elementos de albañilería por su correspondiente normativa.

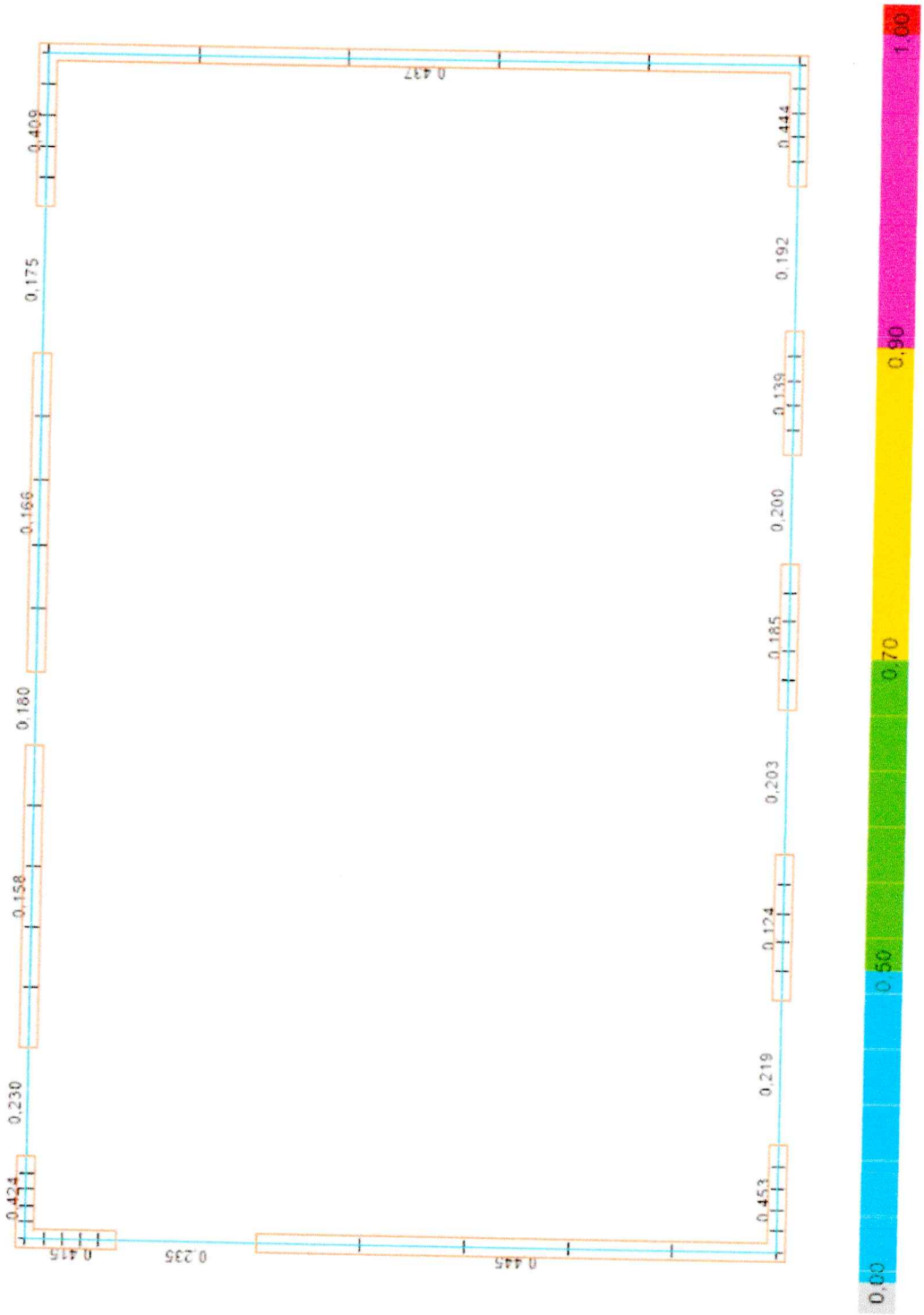
6.1 Zonas Críticas del sistema estructural:

La Figura N° 7 corresponde al resultado de los elementos de Hormigón Armado presentes en toda la estructura. Se generaron zonas críticas cerca de las aberturas de mayores dimensiones, debido a la poca rigidez longitudinal de dichas zonas. Por lo que se recomendó, reforzar la armadura de las cadenas, cambiando la armadura de sus esquinas de 4ϕ10 a 4ϕ12, las guías de ϕ8 deben mantenerse, además.

Se tiene que la relación Solicitación-Resistencia (Ratio) de las vigas en el estado último, presenta un valor máximo de 0.453 lo que representa que las solicitaciones son un 45.3% de la capacidad de las vigas, verificándose de esta manera que el sistema resiste las cargas impuestas por el diseño.

Figura 7: Factores de Utilización de las Vigas de presentes en la estructura.



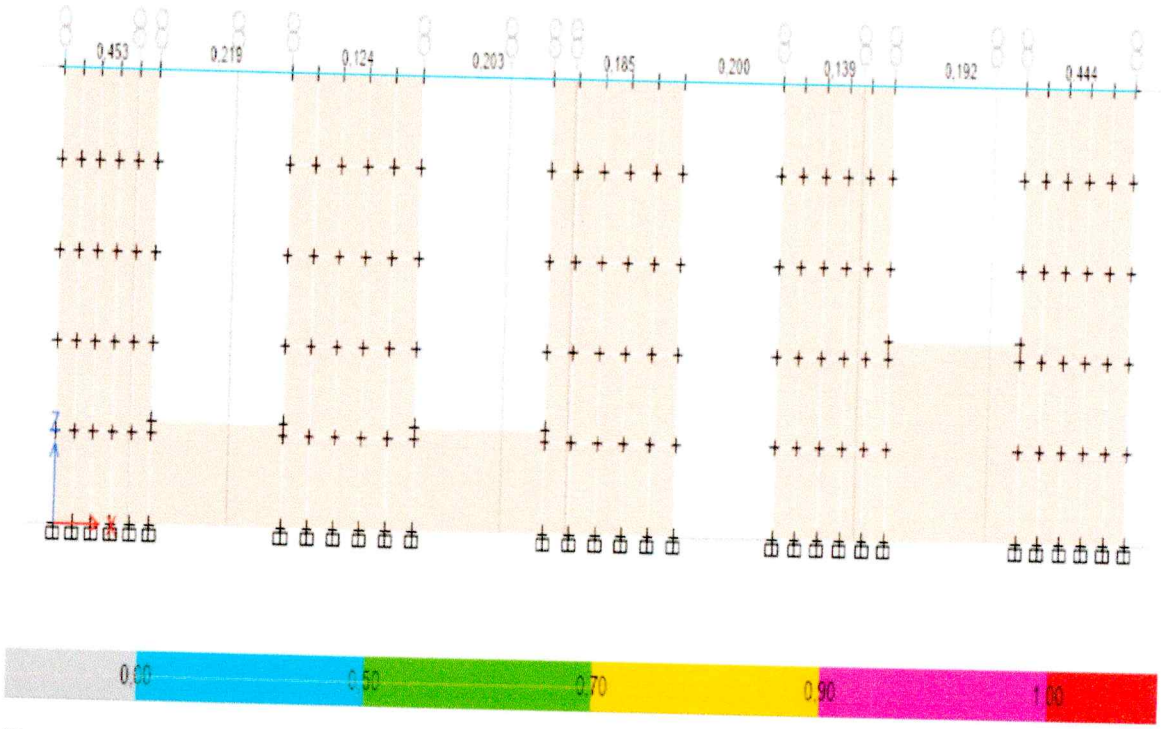


Fuente: Elaboración propia

En la Figura 8 se observa el factor de utilización de los elementos presentes en el eje N°4 estableciéndose que la viga con mayor utilización es la que presenta mayor carga de flexión,

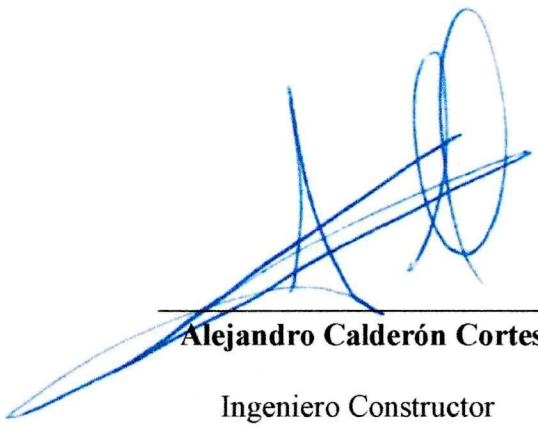
llegándose a una utilización de un 45,3% de la capacidad del sistema, por lo que se tiene un sistema estable y estructuralmente correcto, que cumple la normativa vigente y además trabaja colaborativamente con cada una de sus partes.

Figura 8: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE 4



Fuente: Elaboración propia

7.0 Firmas



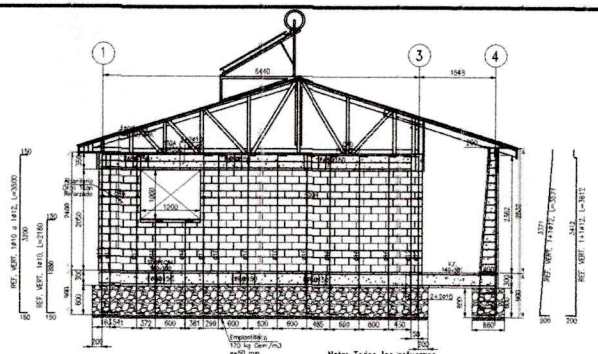
Alejandro Calderón Cortes

Ingeniero Constructor



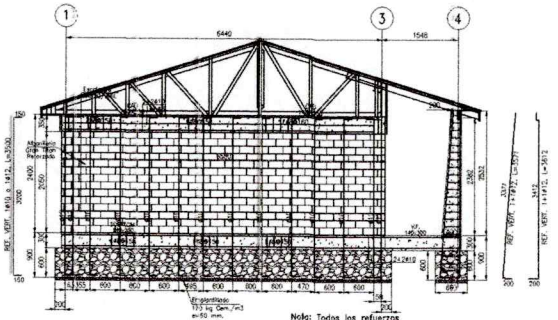
Manuel Godoy Órdenes

Ingeniero Civil
PUCV



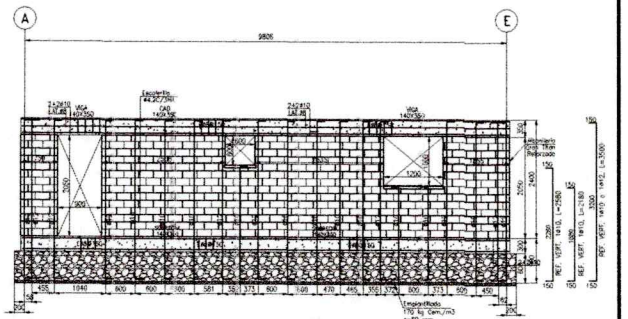
ELEVACIÓN EJE A
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



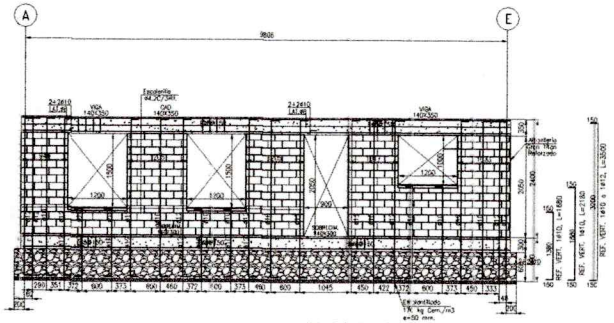
ELEVACIÓN EJE E
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



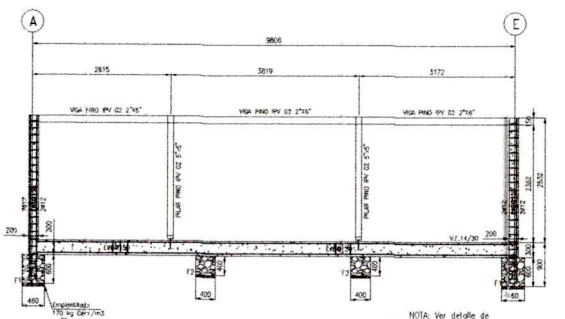
ELEVACIÓN EJE 1
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



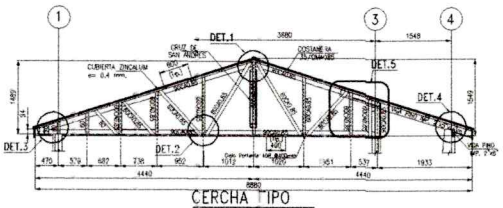
ELEVACIÓN EJE 3
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



ELEVACIÓN EJE 4
ESCALA.- 1:50

NOTA: Ver detalle de armadura de columnas en elevaciones Eje A ó Eje E



CERCHA TIPO
ESCALA.- 1:50

NOTAS:

1. LAS DIMENSIONES PREVALECEN POR SOBRE EL DIBUJO.
2. DIMENSIONES EN mm Y HORMIGÓN EN mm (S.I.C.)
3. TODAS LAS MEDIDAS SERÁN RECTIFICADAS EN TERRENO ANTES DE FABRICACIÓN.
4. ZONA SÍSMICA Y TIPO DE SUELO
   - SEGÚN NORMAS DE INN, NSCh2369
   - ZONA SÍSMICA 3
   - TIPO DE SUELO E

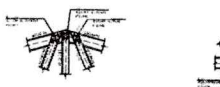
A.- ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. EMPALMES NO DETALLADOS USAR 50 Ø.
2. RECUBRIMIENTOS
   - FUNDACIONES 30 mm
   - VIGAS Y CADENAS 20 mm.
   - COLUMNAS 30mm.
3. PATRON mínimo DE TERRENO = ESTÁTICO: 1,0 Kg/cm2
   ESTÁTICA + SISMO: 1,33 Kg/cm2
4. SE DEBERÁ EXCAVAR HASTA PODER TRABAR 10 cm. MIN. EN TERRENO FIRME.
5. LAS EXCAVACIONES SERÁN REVISADAS POR LA I.T.O.
6. LOS SELLOS DE EXCAVACIÓN SERÁN HORIZONTALES Y DEBERÁN ESTAR LIBRES DE MATERIAL SUELTO AL MOMENTO DE SER HORMIGONADOS.
7. CUALQUIERA ARMADURA VERTICAL QUE SEGÚN DISPOSICIÓN INDICADA EN PLANTA Y ELEVACIONES DEL PROYECTO, EL DISTANCIAMIENTO MÁXIMO ENTRE ARMADURAS VERTICALES SERÁ DE 60 cm. EN ENCUENTROS DE MUROS, DISPONER MINIMO 5ø13.

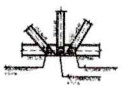
NOTA:

SOBRECIMIENTOS CONSIDERAN ANGULOS DE TERRENO NATURAL SEGÚN PROYECTO DE ARQUITECTURA, EN CASO DE QUE ANGULOS DE TERRENOS CONSIDERADOS DIFIERAN RESPECTO DE ANGULOS REALES, CONSIDERAR AUMENTAR ALTURA DE SOBRECIMIENTOS RESPETANDO LAS SIGUIENTES INDICACIONES:

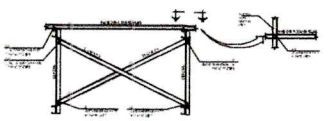
- ARMADURA DE SOBRECIMIENTOS: REFUERZO LONGITUDINAL 2Ø10 (SUPERIOR E INFERIOR) MÁS ESTRIBOS EST.Ø6@15.
- NÚMERO DE LATERALES (A CADA LADO), RESPECTO A ALTURA DE SOBRECIMIENTOS:
  - SOBRECIMIENTOS ENTRE 35 Y 60 CM DE ALTO, INCORPORAR 1 LATERAL EN A CADA LADO DE SOBRECIMIENTO.
  - SOBRECIMIENTOS ENTRE 60 Y 80 CM DE ALTO, INCORPORAR 2 LATERALES MÁS A CADA LADO DE SOBRECIMIENTO.
  - SOBRECIMIENTOS CON ALTURAS SUPERIOR A 80 CM. SOLICITAR ANÁLISIS A INGENIERO ESPECIALISTA.



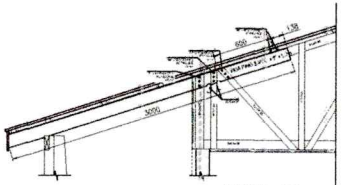
DETALLE (1)
ESCALA 1:20



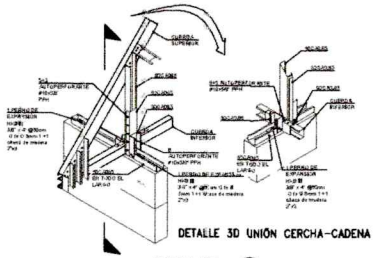
DETALLE (2)
ESCALA 1:20



DETALLE CRUZ DE SAN ANDRES
ESCALA 1:20

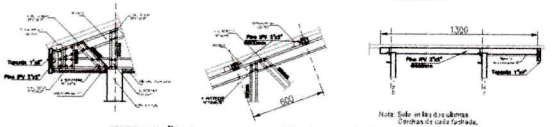


DETALLE (5)
ESCALA 1:25



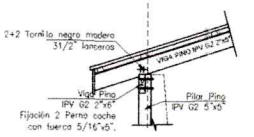
DETALLE 3D UNIÓN CERCHA-CADENA

DETALLE (3)
ESCALA S/E



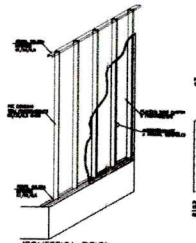
DETALLE "Refuerzos para fijaciones de Tapacanes"

Nota: Sólo en las dos últimas Cerchas de cada fachada.

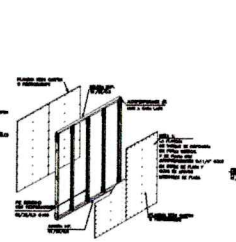


2+2 Tornillo negro madera 31/2" lanceros
Viga Pino IPV 02 2"x6"
Pilar Pino IPV 02 5"x5"
Fijación 2 Perno coche con tuerca 5/16"x5".

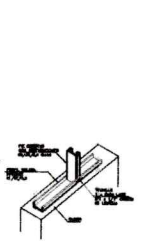
DETALLE (4)
ESCALA 1:20
APOYO SOBRE PILAR MADERA



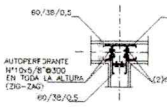
ISOMETRICA TIPICA DETALLE TABIQUE S/E



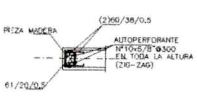
ESTRUCTURACIÓN TABIQUE DIVISORIO



UNION PIE DERECHO ⊕ SOLERA DETALLE ANCLAJE CLAVO DISPARO S/E



ENCUENTRO EN T
ESC 1:10



FIN TABIQUE Y VANO
ESC 1:10

CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg cem./m3
Fundaciones	G-15 + 20% Bolón Desl.
Pedreros	G-15 90% N.C.
Hormigón Armado	G-20 90% N.C.
Albañilería	Ladrillo Santiago 1E (Mapi)
Mastelos de pega	M10 (mas 10% fraga. defect.)
Acero refuerzo	A630-420H
Escalerillas	AT56-50H
Perfil Acero galvanizado	ASTM A 653, SQ Gr. 40

No.	PROY.	ING.	J.P.	FECHA	DESCRIPCION
A	-	MGO.	-	07/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA

REVISIONES

PROYECTO:	COMUNA:
Estructural	La Ligua

ELABORADO POR:

MANUEL GODOY ORDENES G.
11.624.644-2
INGENIERO CIVIL

DIRECCION: Pedro Prado 196, La Ligua
FONO: 9 91183017
E-MAIL: manuel.godoyo@gmail.com

PROPIETARIO:	ARQUITECTO:
Ondina del Carmen Brito Valdivia	Oscar Valerio Arias

PROYECTO:
DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL D.S. N°10

FASE: INGENIERIA DE DETALLE

CONTENIDO:
- ELEVACIONES
- DETALLE DE CERCHAS
- DETALLES

CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
PROYECTISTA	M. GODOY O.		JULIO 2025

NOTAS:
1. VER NOTAS GENERALES EN LAMINA 01 DE 02

VALIDADO
DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL D.S. N°10
JEFE OFICINA VIVIENDA

HOJA 2 DE 2

ILUSTRE MUNICIPALIDAD

NOTAS GENERALES

1.- DESDE EN CM y MM S.I.C. TODAS LAS DIMENSIONES PROPUESTAS DEBERAN SER VERIFICADAS DE ACUERDO A LAS CONDICIONES QUE EXISTAN EL PROYECTO DE ARQUITECTURA Y EL CALCULO DE MASAS DE ENCONTRAR QUE REQUIERA MODIFICAR EL PROYECTO, SE DEBERA CONTAR CON LA AUTORIZACION DEL CALCULISTA.

2.- NORMAS DE REFERENCIA

NCh 2369-OF 2003	DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS e INSTALACIONES INDUSTRIALES
NCh 1537-R 86	CARGAS PERMANENTES Y SOBRE CARGAS DE USO
NCh 431 - 09 2010	ACCION DE LA NIEVE SOBRE LAS CONSTRUCCIONES
NCh 432 - 71 1972	CALCULO DE LA ACCION DEL VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES
ACI 318-08	CODIGO DE DISEÑO DE HORMIGON ARMADO
ASCE-ASCE 2002	MINIMUM DESIGN LOADS FOR BUILDINGS AND OTHER STRUCTURES

3.- PARAMETROS SISMICOS SEGUN NCH 2369

ZONA SISMICA 3
TIPO DE SUELO III
CATEGORIA DEL EDIFICIO II (I=1)

4.- RECUBRIMIENTO

- FORJAS LAS COTAS DEBERAN SER VERIFICADAS DE ACUERDO A LOS PLANOS DE ARQUITECTURA
- LAS COTAS PREVALECEN ANTE EL DIBUJO.
- LOS PLANOS DE DETALLE REGIRAN POR SOBRE ESPECIFICACIONES. LAS ARMADURAS INDICADAS EN PLANTAS DE ESTRUCTURAS SON NAVI-BARRAS PRETALLEADO LAS INDICADAS EN LOS PLANOS DE ELEVACIONES.

5.- BASES PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES
(SEGUN ESTUDIO DE SUELOS DEL PROYECTO)

6.- MATERIALES

HORMIGON ARMADO

HORMIGON PREMEZCLADO, CORRESPONDIENTE G-25 Y 310 GRADO 10A (RESISTENCIA CARACTERISTICA 1mm = 25 mm
ACERO PARA HORMIGON ARMADO A63-42H

ESPECIFICACIONES MINIMAS ELEMENTOS HORMIGON (S.I.C.)		HORMIGON	GRADO CONFIANZA	RECUBRIMIENTO
FUNDACIONES Y VIGAS FUNDACION		VER ESP. LAMINA	90%	4 cm
HORMIGON EXPUESTO AL SUELO O AL AIRE LIBRE :				
BARRAS #16 o #56				4 cm
BARRAS #16 Y DIAMETROS MENORES				3 cm
HORMIGON NO EXPUESTO AL AIRE LIBRE NI EN CONTACTO CON SUELO :				
MUROS (SUBTERRANEO o TIE)	BARRAS #18 o #56	VER ESP. LAMINA	90%	2 cm
	BARRAS #12 Y MENORES			1.5cm
PLANOS (SUBTERRANEO o TIE)	ARMADURA PRINCIPAL	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	ARMADURA ESTRIBOS, ZUNCHOS			2 cm
VIGAS	ARMADURA PRINCIPAL	VER ESP. LAMINA	90%	4 cm
	ARMADURA ESTRIBOS, ZUNCHOS			3 cm
LOSAS	BARRAS #16 o #56	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	BARRAS #12 Y MENORES			1.5cm
CONTRAPISOS (en3cm)		G5	80%	---
RADIERES PARA CARGAS LINEALES (en8cm)		G15	90%	---
DETALLE LO INDICADO EN PLANOS DE DETALLES				

- LAS JUNTAS DE HORMIGONADO SE REALIZARAN DE ACUERDO A LO ESPECIFICADO EN LA Nch 170.
- LOS RELLENOS BAJO RADIER SE HARAN DE ACUERDO CON LO ESPECIFICADO POR EL MECANICO DE SUELOS
- LAS MUESTRAS DE HORMIGON SE TOMARAN DE ACUERDO A LO INDICADO EN LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS Y EN NORMAS Nch 170 Y Nch 171.
- EL CURADO DE HORMIGONES DEBE EMPEZARSE DENTRO DE UN PLAZO NO MAYOR A 6 HORAS Y DEBE EXTENDERSE AL MENOS 7 DIAS

ARMADURAS NORMAS GENERALES (S.I.C.)	MALLAS	ESTRIBOS	LATERALES	REPARTICION
SOBRECIMIENTO	----	#8a15	----	----
VIGAS Y CADENAS	----	#8a15	2#8	----
RADIERES ARMADOS	----	----	----	----
DETALLE LO INDICADO EN PLANOS DE DETALLES				

- LOS EMPALMES NO INDICADOS SE HARAN DE ACUERDO AL CODIGO ACI 318-08, CONSULTAR CON EL INGENIERO.

7.- FUNDACIONES

SE EXCAVARAN DE ACUERDO A LOS PLANOS DE ESTRUCTURA DEL PROYECTO Y A LAS INDICACIONES ESPECIALES EMPLEADAS POR EL INGENIERO MECANICO DE SUELOS

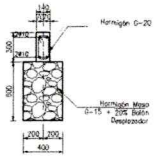
DOS HORAS DESPUES DE HACHADO EL FONDO DEL HORMIGON DE FUNDACIONES, SE PODRA COMENZAR A HORMIGONAR LAS COLUMNAS, MUROS O DEMAS ELEMENTOS DE LA CONSTRUCCION ANCLADOS EN ELLOS.

TODAS LAS FUNDACIONES LLEVARAN UNA CAPA DE EMPLANTILLADO (TERRENO) POR HORMIGON PUESTO DE 10KG/cm2/m2 Y DEL ESPESOR INDICADO EN LOS PLANOS DEL PROYECTO. EL HORMIGON DEL EMPLANTILLADO SE COLOCARA UNA VEZ PREPARADA LA SUPERFICIE DEL SUELO DE FUNDACION, SEGUN LO INDIQUE POR EL INGENIERO MECANICO DE SUELOS.

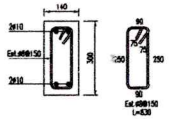
EN CASO DE QUE A LA PROFUNDIDAD DEL SELLO DE FUNDACION SE ENCONTRARE LAS LOSAS DE ARENA O SUELO FINO, EL LLENO BAJO ESTE SERA COMPACTADO HASTA ALCANZAR UNA DENSIDAD DE 1.5 DE DENSIDAD DE CAMPO, EXCAVACION DEBE SER RELLENADA CON HORMIGON POBRE.

LONGITUD DE ANCLAJE Y EMPALME DE BARRAS EN TRACCION					
Diametro (Ø) mm	Traslapo cm	Anclaje cm	Estribos cm	Estribos cm	
8	50	30	20	20	
10	60	40	25	25	
12	85	70	37	35	

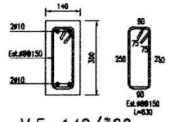




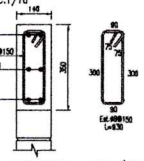
Corte Tipo armadura
ESC 1:25



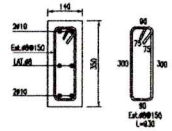
Sobrecimientos 140/300
ESC.1/10



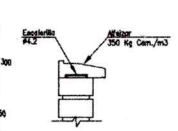
V.F. 140/300
ESC.1/10



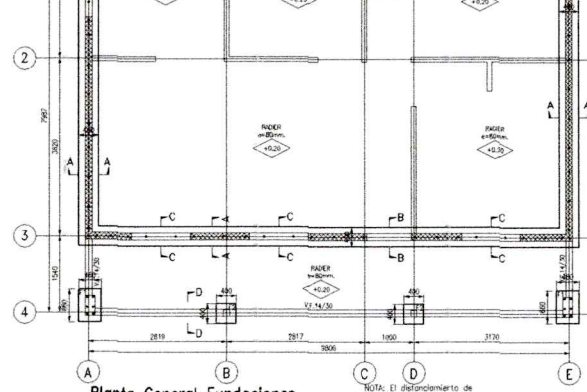
CADENA 140/350
ESC.1/10



VIGA 140/350
ESC.1/10

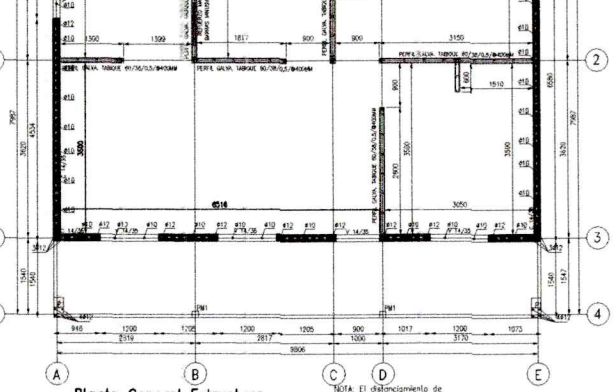


Refuerzo Alfeizar
ESC.1/10



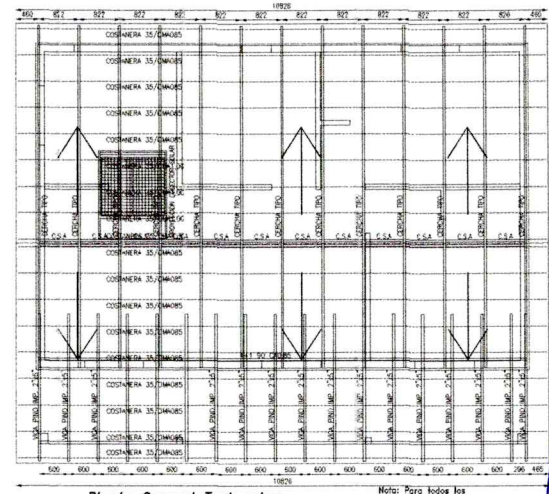
Planta General Fundaciones
ESCALA.- 1:50

NOTA: El distanciamiento de armadura en muros, se especifica en elevaciones correspondientes



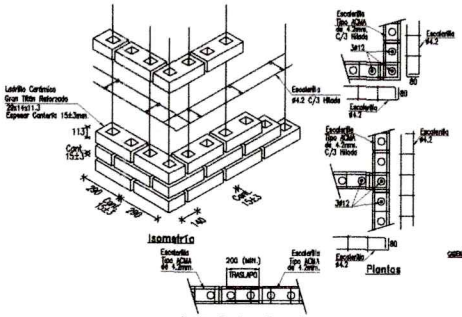
Planta General Estructura
ESCALA.- 1:50

NOTA: El distanciamiento de armadura en muros, se especifica en elevaciones correspondientes



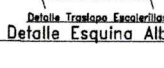
Planta General Techumbre
ESCALA.- 1:50

Nota: Para todos los casos, el distanciamiento máximo entre costaneras debe ser 600 mm.



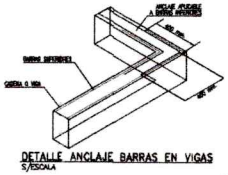
Isometria

Plantas

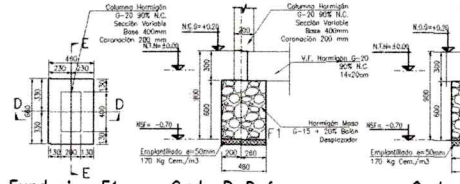


Detalle Traslapo Escalerillas

Corte Detalle Esquina Albañileria
S/ESC.



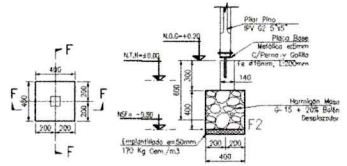
DETALLE ANCLAJE BARRAS EN VIGAS
S/ESCALA



Fundacion F1
ESC 1:25

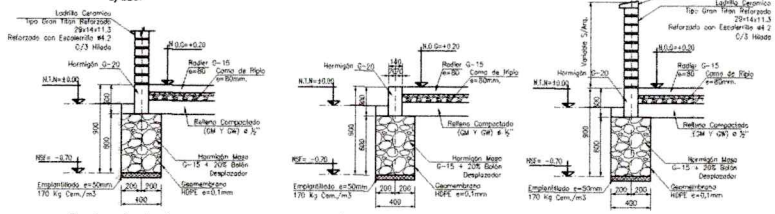
Corte D-D forma
ESC 1:25

Corte E-E forma
ESC 1:25



Fundacion F2
ESC 1:25

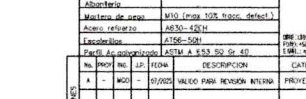
Corte F-F forma
ESC 1:25



Corte A-A forma
ESC 1:25

Corte B-B forma
ESC 1:25

Corte C-C forma
ESC 1:25



Corte D-D forma
ESC 1:25

CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg. cem./m3
Fundaciones	G-15 + 20% Bolón Desp.
Radieres	G-15 90% N.C.
Hormigón Armado	G-20 90% N.C.
Albañileria	
Mortero de pega	M10 (max 10% tracc. defect.)
Acero refuerzo	A630 - 420H
Escalerillas	ATS6-5001
Perfil Ac galvanizado	ASTM A 653 SQ Gr 40

REVISIONES						
No.	PROY.	ING.	J.P.	FECHA	DESCRIPCION	
A	-	MGO	-	10/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA	

PROYECTO: Estructural
COMUNA: La Ligua
PROPIETARIO: Ondina del Carmen Brito Valdivia
ARQUITECTO: Daniel Arias
ELABORADO POR:
MANUEL GODOY ORDENES G.
18.224.644-2
INGENIERO CIVIL
FONO: +56 9 65538707
E-MAIL: manuel.godoy@gmail.com

CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
PROYECTISTA	M. GODOY O.		JULIO 2025

FASE: INGENIERIA DE DETALLE

CONTENIDO:
- PLANTA DE FUNDACIONES
- PLANTA DE ESTRUCTURA
- PLANTA DE TECHUMBRE
- DETALLES DE FUNDACIONES
- DETALLES

ESCALA : INDICADO
HOJA 1 DE 2
REV. A

DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL

I. MUNICIPALIDAD DE LA LIGUA
DIRECCION DE OBRAS MUNICIPALES
VISADO

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

"DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL D.S. N°10"

ELABORADO:

ALEJANDRO CALDERÓN CORTES

C.I.N°

INGENIERO CONSTRUCTOR

ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE LA LIGUA
JEFE OFICINA VIVIENDA

REVISADO:
MANUEL GODOY

INGENIERO CIVIL

PROPIETARIO: NANCY DEL CARMEN BUSTAMANTE BUSTAMANTE

DIRECCIÓN:

ROL:

Fecha: julio 2025

ÍNDICE

1.0 Bases de cálculo 2
1.1 Códigos y Reglamentos: 2
1.2 Materiales: 3
1.3 Consideraciones de modelación estructural: 4
2.0 Modelamiento de cargas 5
2.1 Viento 5
2.2 Sobrecargas de uso 5
2.2.1 Sobrecarga de uso de piso 5
2.2.2 Sobrecarga de uso de Techo 5
2.2.3 Sobrecarga de Panel Solar 5
2.3 Sismos 6
3.0 Combinaciones de cargas 9
4.0 Diseño y verificación de fundaciones 11
4.A Diseño y verificación de Muros de Albañilería 14
5.0 Verificación Estructura Metálica Auxiliar de Soporte Colector 20
(solo cuando se requiera) 20
6.0 Resultados y comentarios 23
6.1 Zonas Críticas del sistema estructural: 23
7.0 Firmas 26

1.0 Bases de cálculo

Esta memoria se orienta al diseño estructural de una vivienda Habitacional para el programa de Subsidios DS10, esta construcción se efectuará en el Sector La Canela - Longotoma, Comuna de La Ligua. La estructura estará destinada a uso habitacional y será diseñada con muros de Albañilería Armada, cadenas y sobrecimientos de hormigón armado. Las tabiquerías divisorias se considerarán solo como elementos divisorios no estructurales permitiéndose el uso de cualquier material que no condicione la estabilidad estructural de la edificación, las cerchas serán de metalcon estructural en 0.85 mm. Estos elementos se verificarán por medio de los requisitos específicos para estos tipos de estructuras, las disposiciones de los reglamentos exigidos. Se recurrirá a elementos finitos para analizar el problema, ingresando los correspondientes parámetros de diseño para cada material.

1.1 Códigos y Reglamentos:

El cálculo de la estructura se inició siguiendo las disposiciones presentes en las normas chilenas, entre ellas:

- ✓ NCH 433 of 1996 Mod. 2009 "Diseño sísmico de edificios"
- ✓ NCH 1537 of 2009 "Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso"
- ✓ NCH 3171 of 2010 "Diseño estructural -Disposiciones generales y combinaciones de cargas."
- ✓ NCH 432 of 2010 "Calculo de la acción del viento sobre las construcciones"
- ✓ DS 61 2011 "Reglamento que rige el diseño sísmico de edificios"
- ✓ DS 60 2011 "Diseño y cálculo de hormigón armado"
- ✓ ACI 318-08 "Reglamento para concreto estructural"
- ✓ Especificación ANSI/AISC 360-05 para construcciones de Acero
- ✓ Norma Chilena Oficial NCh 1928 Of. 1993 Mod. 2003

1.2 Materiales:

Acero: A 36 ES

- *Módulo de elasticidad* : $2{,}1 * 10^6 \left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Fluencia*: 2.700 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Rotura*: 4.200 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 7.850 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-10 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 100 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 151.000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-15 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 150 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 184.936 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-20 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 200 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 213.546 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Malla Electro-soldada AT56-50H

- *Fluencia*: 50 $\left[\frac{kgf}{mm^2}\right]$
- *Rotura*: 56 $\left[\frac{kgf}{mm^2}\right]$

Ladrillo Princesa SANTIAGO LISO

- f_p: 11 $[MPa]$
- *Módulo de elasticidad* : 33000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- τ_m: 0.5$[MPa]$
- *Módulo de Corte* : 9900 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$

- *Peso específico*: 1,800 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

1.3 Consideraciones de modelación estructural:

1. El diseño se realizará utilizando elementos finitos por medio del Software ETABS 2015.

2. Las vigas y columnas se modelarán considerándose elementos "Frame".

3. Las uniones entre elementos de acero y los elementos no estructurales –Tabiquería Divisoria- se consideran colaborante, tomando en cuenta la transmisión de esfuerzos que ocurren desde la tabiquería hacia los perfiles estructurales y considerando el aporte de rigidez en la longitud de arriostramiento.

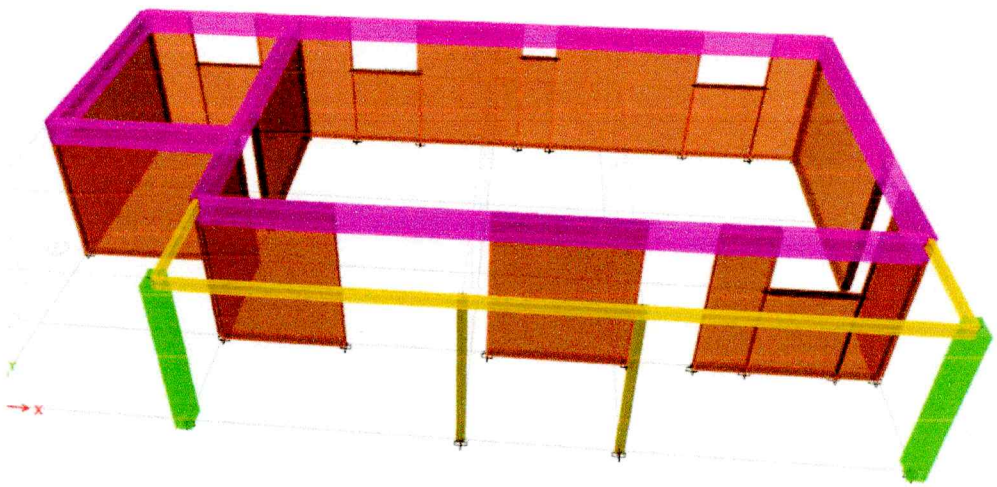
4. Las cargas sísmicas se supondrán actuantes en los centros de masas de cada barra por medio de un análisis Estático según la Norma NCh 433.

5. El análisis del local se realizará para el núcleo resistente conformado por vigas y muros de corte. La estructura se considera empotraba a nivel de piso.

6. El suelo de fundación se analizará de forma visual por medio de calicatas, de las cuales el profesional inspeccionará y tomará los parámetros más desfavorables del suelo.

En la Figura N°1 podemos observar la estructura Sismo-Resistente de la edificación, está se encuentra conformada por muros de albañilería armada y cadenas de Hormigón armado. Estos elementos estructurales tienen el objetivo de otorgar rigidez a la estructura y limitar las deformaciones.

Figura 1: Núcleo Resistente de la estructura



Fuente: Elaboración propia

2.0 Modelamiento de cargas

2.1 Viento

Para el cálculo de las solicitaciones producidas por el viento, se utilizó las disposiciones de la norma NCh432.Of2010

Para el cálculo de las presiones básicas, se utilizó una altura característica correspondientes para una altura 3 metros, se utilizará conservadoramente $60[kgf/m2]$.

$$Presión\ (H = 3[m]) = 60\ \left[\frac{kgf}{m2}\right]$$

Una vez realizado el cálculo de las presiones básicas, se procede con el cálculo de las presiones efectivas sobre los elementos estructurales (Elementos de Techumbre, Columnas, Vigas y elementos de la tabiquería estructural) por lo que se utilizó el procedimiento de áreas tributarias para individualizar las cargas actuantes en cada elemento.

La transmisión de la carga desde el nivel de techumbre hacia el nivel de fundación se realizará por medio de las reacciones impuestas cerchas de Metal con a las columnas o Muros estructurales, las cargas impuestas en la techumbre producto del efecto del viento se distribuyeron en las vigas con el objetivo simular la realidad.

2.2 Sobrecargas de uso

Para las sobrecargas de uso se utilizarán las disposiciones impuestas por la NCh1537.Of 2009 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso".

2.2.1 Sobrecarga de uso de piso

El radier se cargó con una sobrecarga de uso de 200 $[kgf/m2]$, debido a que la habitacional de la vivienda. Para la verificación capacidad de soporte se redujo con un factor de 0,6 según el método establecido en la norma NCh1537.Of 2009.

2.2.2 Sobrecarga de uso de Techo

El techo se considera solo accesible para mantención, por lo cual se utilizará una sobrecarga de 40 $[kgf/m2]$, producto de la reducción de los 100 $[kgf/m2]$ por área tributaria y pendiente por medio de la tabla 3 de la NCh1537.Of 2009 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso". Este valor es mayor al mínimo exigido 30 $[kgf/m2]$.

El proceso de carga desde la techumbre hacia los elementos resistentes del primer piso se realizó analizando la cercha al igual que en el caso de viento.

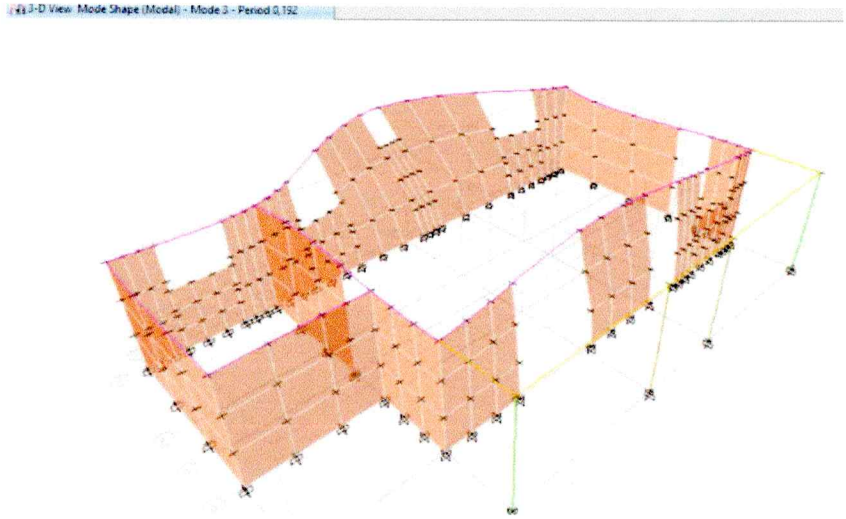
2.2.3 Sobrecarga de Panel Solar

Se considera una sobrecarga de 300 kgf para la instalación de un colector solar térmico.

2.3 Sismos

El periodo fundamental de vibración de estructura condiciona completamente el diseño de una obra, debido a que en general si se logra una similitud entre el periodo del suelo y el de la edificación se generará un proceso de resonancia que amplificará el efecto dinámico de la estructura. A continuación, se presenta el primer modo de vibración de la estructura.

Figura 2: Deformación del modo fundamental de Vibración



Fuente: ETABS 2016

El análisis por elemento finito permite analizar todos los posibles modos de vibración de una estructura y sus porcentajes de masa que mueve en cada dirección, es importante destacar que en la presente estructura el periodo fundamental de vibración corresponde al modo 3 con un periodo cercano a 0,192 [seg] desplazando un 23% de masa en la dirección X, tal como se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 1: Modos de Vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
		Periodo	UX	UY
Case	Mode	sec	%MASA X	%MASA Y
Modal	1	0,263	0%	0%
Modal	2	0,201	0%	8%
Modal	3	0,192	0%	23%
Modal	4	0,163	0%	0%
Modal	5	0,116	8%	0%
Modal	6	0,094	1%	0%
Modal	7	0,094	2%	0%
Modal	8	0,086	2%	0%
Modal	9	0,063	0%	1%
Modal	10	0,058	7%	3%
Modal	11	0,056	6%	1%
Modal	12	0,053	3%	1%
Modal	13	0,044	0%	1%
Modal	14	0,035	0%	13%
Modal	15	0,034	0%	6%

Por lo que se tiene:

$$T_n = 0{,}192\ [seg] \quad Periodo\ fundamental$$

Para el cálculo de las acciones dinámicas producidas por el sismo, se utilizó la NCh433 y el DS 61.

La estructura se encuentra en el sector de la Canela - Longotoma, Comuna de La Ligua, correspondiente a una Zona Sísmica 3 por lo que la aceleración máxima del suelo se considerará $A_0 = 0{,}4 * g$

El método utilizado corresponde al método estático. Este define un coeficiente sísmico que se multiplica por la masa sísmica correspondiente a la zona de la estructura.

El coeficiente sísmico se define como:

$$C = 2{,}75 * S * \frac{A_0}{g * R} * \left(\frac{T'}{Tn}\right)^n$$

Dónde:

n, T' = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación DS 61.

A_0 = Aceleración máxima del suelo zona sísmica en cuestión.

R = Factor de reducción.

Tn = Periodo con mayor masa traslacional.

Tabla 2: Parámetros suelo tipo E.

S	T_0	T'	n	p
1,30	1,20	1,35	1,8	1

Fuente: Decreto Supremo 61, 2011.

Está constituida por albañilería armada, pero con el objetivo de asegurar un grado de ductilidad, se utilizará el factor de reducción más desfavorable que corresponde a R=3. En la siguiente figura se presentan los factores de reducción de respuesta espectral para distintos tipos de albañilería.

Figura 3 Factor reducción de respuesta Estructural

	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada		
	- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4
	- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3

Fuente: NCh433.

El periodo fundamental de la estructura es 0,192 [seg] (Figura 2), por lo que el coeficiente sísmico es mayor a lo requerido en la norma, por lo que se hace necesario determinar la limitación que realiza NCh433 en respecto a este punto. A continuación, se presenta el coeficiente sísmico máximo que corresponde a una estructura rígida

Figura 4: Valores máximos del coeficiente sísmico.

R	$C_{máx.}$
2	0,90 SA_o / g
3	0.60 SA_o / g
4	0,55 SA_o / g
5.5	0,40 SA_o / g
6	0,35 SA_o / g
7	0,35 SA_o / g

Fuente: Nch433.

Se tiene que:

$$C_{max} = 0{,}60 * S * \frac{A_0}{g} = \mathbf{0,312}$$

Por lo tanto, se utiliza el valor de coeficiente sísmico máximo de 0,312.

3.0 Combinaciones de cargas

Se utilizaron las combinaciones establecidas por NCh3171.Of2010, considerando las indicaciones para cargas sísmicas impuesta en la Norma NCh433, con las modificaciones generadas en el DS 61. Cabe destacar que el tipo de diseño lo condiciona la materialidad del elemento:

Combinaciones para diseño ASD:

Estas combinaciones son utilizables para la comprobación de las tensiones solicitantes en el suelo de fundación, elementos de madera y albañilería.

1. D
2. $D + L$
3. $D + (L_r \; o \; S \; o \; R)$
4. $D + 0.75 * L + 0.75 * (L_r \; o \; S \; o \; R)$
5. $D + W$
6. $D + E$
7. $D + 0.75 * W + 0.75 * L + 0.75 * (L_r \; o \; S \; o \; R)$
8. $D + 0.75 * E + 0.75 * L$
9. $0.6 * D + W$
10. $0.6 * D + E$

Combinaciones para diseño LRFD:

Se verificará los elementos de acero A36 además de los elementos de hormigón armado presente en el sistema de fundación y confinamiento.

1. $1.4 * D$
2. $1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 \; (L_r \; o \; S \; o \; R)$

3. $1.2 * D + 1.6\ (L_r\ o\ S\ o\ R) + L$
4. $1.2 * D + 1.6\ (L_r\ o\ S\ o\ R) + 0.8W$
5. $1.2 * D + 1.6 * W + L + 0.5\ (L_r\ o\ S\ o\ R)$
6. $1.2 * D + 1.4 * E + L + 0.2 * S$
7. $0.9 * D + 1.6 * W$
8. $0.9 * D + 1.4 * E$

Donde las condiciones de carga utilizadas fueron:

D : *Carga permanente*

E : *Carga Sismica según NCh* 433

L : *Carga de uso según NCh* 1537

L_r : *Carga de uso según NCh* 1537

W : *Carga de viento según NCh* 432

Cabe destacar que las combinaciones en "Roja", fueron las que condicionaron el diseño de los elementos por lo que se utilizó estas, para el dimensionamiento de la estructura.

4.0 Diseño y verificación de fundaciones

Verificación
Fundacion Corrida BAJO PIER 10

1.0 Propiedades de la zona estudiada:

$N_u := 4570\ kgf$

$M_u := 72800 \cdot kgf \cdot cm$ SE TRABAJARA CON CARGAS ULTIMAS

$V_u := 890 \cdot kgf$

$c := 0 \cdot \frac{kgf}{m^2}$

$\phi := 30°$ Angulo de Fricción

$A := 0.4 \cdot m \cdot (4.30) \cdot m$ Area Contacto que transmite la carga

$H := 60 \cdot cm$ Altura del cimiento

$b := 40 \cdot cm$ Ancho de cimiento I

$\phi := 0.65$ Factor de reducción

$fc' := 100$ Resistencia Cilindrica a la compresión

Verificación de Flexión:

1.0 Tension Ultima de tracción del hormigon:

$$\sigma_{tu} := \frac{(6 \cdot M_u)}{b \cdot H^2} = 3.033\ \frac{kgf}{cm^2}$$

2.0 Capacidad Ultima de tracción del hormigon:

$$f_{tn} := 1.33 \cdot \sqrt[2]{fc'} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 13.3\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi f_{tn} := \phi \cdot f_{tn} = 8.645\ \frac{kgf}{cm^2}$$

3.0 Verificación:

$Ratio := \frac{\sigma_{tu}}{\phi f_{tn}} = 0.351$ El cimiento cumple, no es necesario enfierrarlo <1

Se especifican fundaciones de 0.40[m] de ancho por 0.60[m] de profundidad (Como mínimo).

if $\phi f_{tn} > \sigma_{tu}$ = "No necesita refuerzo a Flexión"

"No necesita refuerzo a Flexión"

else

"Necesita Refuerzo a Flexión"

Se considera el Peso del cimiento, sobrecimiento y peso del suelo sobre y peso de estructura

$$PP_{CIMIENTO} := 2134\ kgf$$

$$FS_{VOCAMIENTO} := \frac{\left((N_u + PP_{CIMIENTO}) \cdot \frac{b}{2}\right)}{M_u} = 1.842$$

CUMPLE >1.5

$$FS_{DESLIZAMIENTO} := \frac{(N_u \cdot \tan(\phi) + A \cdot c)}{V_u} = 3.904$$

CUMPLE >1.5

$$e := \frac{M_u}{(N_u + PP_{CIMIENTO})} = 10.859\ cm$$

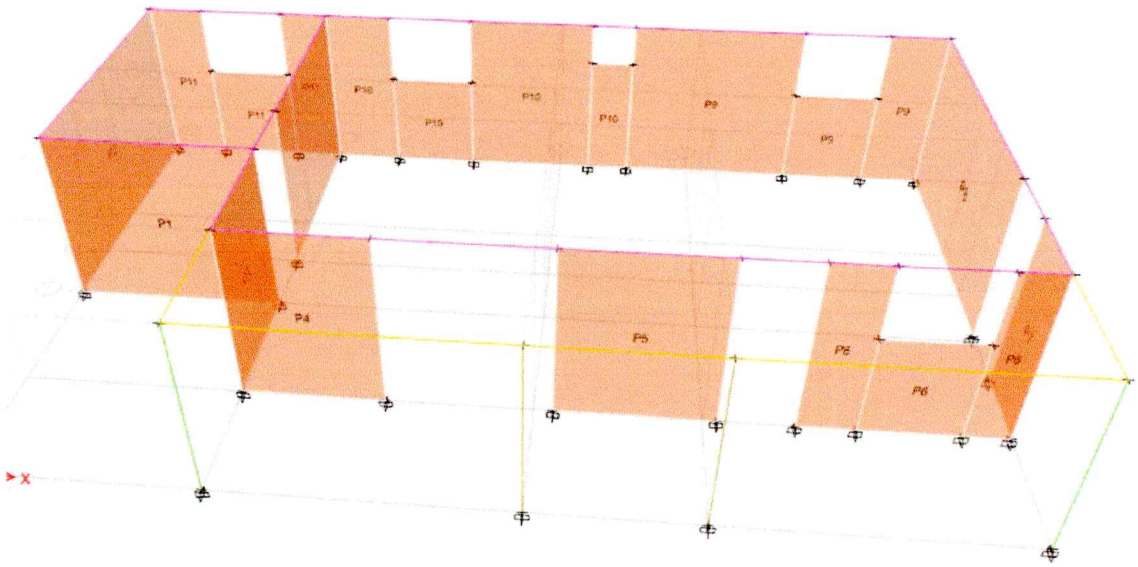
$$B_{EFECTIVO} := 3 \cdot \left(\frac{4.30 \cdot m}{2} - e\right) = 6.124\ m$$

$$\frac{B_{EFECTIVO}}{4.3 \cdot m} = 142.42\%$$

La fundación se encuentra en compresión mayor a un 80%

Se especifica sobrecimientos de 0.14[m] de ancho por 0.30[m] de alto

4.A Diseño y verificación de Muros de Albañilería



FUERZAS PIER 10	P	V2	M3
	kgf	kgf	kgf-m
MAX	-2190	863	728
MIN	-4570	-890	-460

FUERZAS PIER 10				
Pier	**Load Case/Combo**	**P**	**V2**	**M3**
		kgf	kgf	kgf-m
P10	DWal1	-4422	-18	178
P10	DWal2	-3790	-16	153
P10	DWal3	-4034	-16	164
P10	DWal4	-4570	-15	188
P10	DWal5	-3790	-16	153
P10	DWal6	-3790	-16	153
P10	DWal7	-3790	-16	153
P10	DWal8	-3790	-16	153
P10	DWal9	-3790	-16	153
P10	DWal10	-3790	-16	153
P10	DWal11	-3790	-16	153
P10	DWal12	-3790	-16	153
P10	DWal13	-4034	-16	164
P10	DWal14	-4034	-16	164

P10	DWal15	-4034	-16	164
P10	DWal16	-4034	-16	164
P10	DWal17	-4034	-16	164
P10	DWal18	-4034	-16	164
P10	DWal19	-4034	-16	164
P10	DWal20	-4034	-16	164
P10	DWal21	-4570	-15	188
P10	DWal22	-4570	-15	188
P10	DWal23	-4570	-15	188
P10	DWal24	-4570	-15	188
P10	DWal25	-4570	-15	188
P10	DWal26	-4570	-15	188
P10	DWal27	-4570	-15	188
P10	DWal28	-4570	-15	188
P10	DWal29	-2843	-12	115
P10	DWal30	-2843	-12	115
P10	DWal31	-2843	-12	115
P10	DWal32	-2843	-12	115
P10	DWal33	-2843	-12	115
P10	DWal34	-2843	-12	115
P10	DWal35	-2843	-12	115
P10	DWal36	-2843	-12	115
P10	DWal37 Max	-4059	856	105
P10	DWal37 Min	-4059	856	105
P10	DWal38 Max	-4154	-890	226
P10	DWal38 Min	-4154	-890	226
P10	DWal39 Max	-4443	124	-397
P10	DWal39 Min	-4443	124	-397
P10	DWal40 Max	-3769	-158	728
P10	DWal40 Min	-3769	-158	728
P10	DWal41 Max	-2479	863	41
P10	DWal41 Min	-2479	863	41
P10	DWal42 Max	-2574	-884	163
P10	DWal42 Min	-2574	-884	163
P10	DWal43 Max	-2864	131	-460
P10	DWal43 Min	-2864	131	-460
P10	DWal44 Max	-2190	-152	664
P10	DWal44 Min	-2190	-152	664

VERIFICACIÓN ALBAÑILERIA MURO DE MAYORES DIMENSIONES PIER 10

- *Se considera inspección especializada, toma menos del 45% de la carga de piso*

1.0 PARAMETROS DE CALCULO

$F_{SISMICO} := 1.33$ Factor (1 Para Analisis estatico, 1.33 Analisis Sismico

$M := 72800$ [Kgf*cm] Momento Solicitante

$V := 890$ [Kgf] Corte Solicitante

$N := 4507$ [Kgf] Axial Solicitante

$B := 7$ [cm] Ancho Efectivo

$H := 240$ [cm] Altura Muro

$L := 408$ [cm] Largo Muro

$t := 15$ [cm] Espesor Muro

$Rec := 7$ [cm] Recubrimiento

$S_{CORTE} := 40$ [cm] Separación Escalerrilas

$S := 60$ [cm] Separación Barras Longitudinales

$f_p := 110$ [Kgf/cm^2]

$f_m := 0.25 \cdot f_p$ [Kgf/cm^2] Para ladrillos ceramicos

$E_S := 2100000$ [Kgf/cm^2] Modulo Elasticidad Acero

$E_m := 700 \cdot f_m = 19250$ [Kgf/cm^2] Modulo Elasticidad Albañileria sin relleno

$G := 0.3 \cdot E_m$ [Kgf/cm^2] Modulo de Corte Albañileria

$n := \frac{E_S}{(F_{SISMICO} \cdot E_m)}$ Relación entre modulos de Elasticidad

$d := L - Rec$

$\gamma := \frac{Rec}{d}$ Relación entre el Recubrimiento y Altura Util

$F_{saccro} := 185 \cdot 10.1972$ [Kgf/cm^2] Tensión Admisible sismica del Acero

2.0 ANALISIS FLEXIÓN-COMPRESIÓN EJE FUERTE

$PPmuro := 0$ (YA CONSIDERADO PESO DEL MURO)

$e := \frac{(M + V \cdot H)}{(N + PPmuro)} = 63.546$ [cm] Excentricidad en Base del Muro

$Fcombtrab := 2 \cdot \frac{(N + PPmuro)}{3 \cdot B \cdot \left(\frac{L}{2} - e\right)}$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante Ley Triangular

$F_{COMADMI} := 0.33 \cdot f_m$ [Kgf/cm^2] Tensión Admisible combinada

$Rel := \frac{Fcombtrab}{F_{COMADMI}} = 33.68\%$ Relación de Desempeño

3.0 CALCULO DE FUNCIÓNES CALCULO ENFIERRADURAS

$kb := \frac{1}{1 + \frac{(F_{SISMICO} \cdot F_{acero})}{n \cdot F_{SISMICO} \cdot F_{COMADMI}}} = 0.28$ Factor en Balance del cual depende el eje neutro

$\gamma = 0.02$

$X := kb \cdot d$ Profundidad de la Fibra Neutra en Balance

$A_{OB} := 0.1269$ $Fb := 0.31$ $S_B := 0.91$

4.0 COMPROBACIÓN DE CARGA AXIAL

$f_a := \frac{(N + PPmuro)}{(B \cdot (d + Rec))}$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante Carga Axial

$F_a := 0.2 \cdot f_m \cdot \left(1 - \left(\frac{H}{40 \cdot t}\right)^3\right)$ [Kgf/cm^2] Vensión admisible Carga Axial

$Rel := \frac{f_a}{F_{SISMICO}\, F_a} = 23\%$

5.0 ANALISIS DE ESFUERZO DE CORTE

$$Fcorteadm1 := 0.06 \cdot \sqrt[2]{\left(\frac{f_m}{10.1972}\right)} \cdot 10.1972 = 1.005$$ [Kgf/cm^2] Tensión admisible sin aporte de acero

$$Fcorteadm2 := 0.13 \cdot \sqrt[2]{\frac{f_m}{10.1972}} \cdot 10.1972 = 2.177$$ [Kgf/cm^2] Tensión admisble con aporte del acero

$$F_{CORTETRAB} := \frac{V}{(B \cdot d)}$$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante

$A_V :=$ if $F_{CORTETRAB} > Fcorteadm1$ = "Armar con Minimo"
$\quad \frac{(1.1 \cdot V \cdot S_{CORTE})}{(F_{SISMICO} \cdot F_{sacero} \cdot d)}$
else
"Armar con Minimo"

[cm^2] Area de Corte Necesario

$Rel :=$ if $F_{CORTETRAB} > Fcorteadm1$ $= 31.56\%$
$\quad \frac{F_{CORTETRAB}}{Fcorteadm2}$
else
$\quad \frac{F_{CORTETRAB}}{Fcorteadm1}$

6.0 CALCULO ENFIERRADURAS DE BORDE

$$M_{ext} := (N + PPmuro) \cdot \left(e + \frac{(d - Rec)}{2}\right)$$ [kgf*cm] Momento Respecto a armadura en Tracción

$$M_{extBal} := A_{OB} \cdot B \cdot d^2 \cdot 1.33 \cdot F_{COMADMI}$$ [kgf*cm] Momento de Balance

$A' :=$ if $M_{extBal} < M_{ext}$ = "Armar con minimo"
$\quad \Delta M \leftarrow M_{ext} - M_{extBal}$
$\quad \frac{\Delta M}{Fb \cdot F_{sacero} \cdot (d - Rec)}$
else
"Armar con minimo"

[cm2] Area de acero en compresión 1 Fi 12

$A :=$ if $M_{extBal} < M_{ext}$ $= -0.514$
$\quad \frac{M_{extBal}}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero} \cdot d \cdot S_B} + A' \cdot Fb - \frac{(N + PPmuro)}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero}}$
else
$\quad \frac{M_{ext}}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero} \cdot d \cdot S_B} - \frac{(N + PPmuro)}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero}}$

[cm2] Area de acero en tracción, al ser negativo se armara con minimo 1 fi 12

7.0 ARMADURAS MINIMAS

$$A_{SMINVERTICAL} := \frac{0.06}{100} \cdot B \cdot 100 = 0.42$$ [cm2] Armadura Vertical en Tramo vertical de 1 metro de ancho

Se dispondra fi 10@60 cm =1.6 cm2> MINIMO

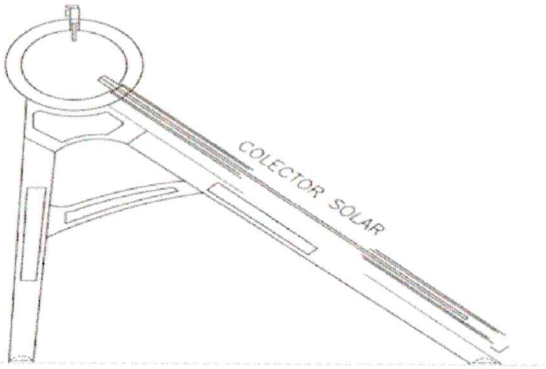
$$A_{SMINHOR} := \frac{(0.15 - 0.06)}{(100)} \cdot 10.76 \cdot 100 = 0.968$$ [cm2] Armadura Vertical en Tramo Horizontal de 1 metro de ancho

Se dispondra Escalerrilla cada 3 Hiladas en cada Hilada tenemos 0.6 cm2, son 3 Hiladas x 3 =1.8cm2> 0.968 cm2 Cumple

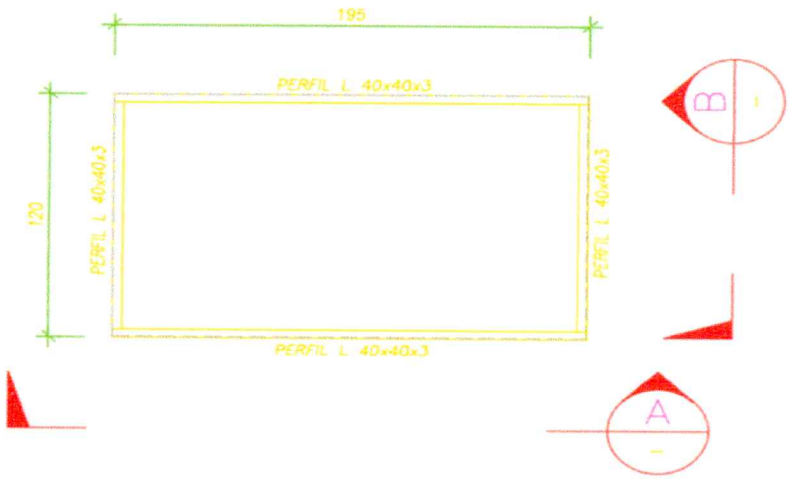
Se especifica vigas y cadenas de coronación de 0.14[m] de ancho por 0.35[m] de alto.

5.0 Verificación Estructura Metálica Auxiliar de Soporte Colector (solo cuando se requiera)

Como fue expuesto en las bases de cálculo del presente informe, se debe tomar en cuenta la presencia de un Colector Solar Térmico, fijado directamente sobre la estructura de techumbre. A continuación, se ilustra el termo panel:

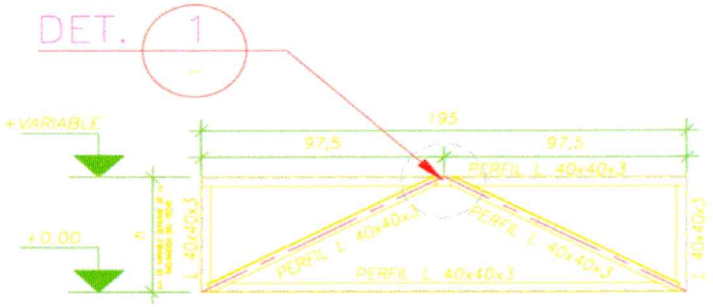


Se propone una estructura de nivelación para la instalación del colector, solo cuando no sea posible la instalación siguiendo la pendiente de la techumbre, que es la mejor en términos de la integración arquitectónica a la vivienda, en el cálculo, la estructura fue modelada en su totalidad por perfiles ángulo de 40x40x3 mm, con una altura de 42 cm. A continuación, se ilustra la estructura metálica de soporte:



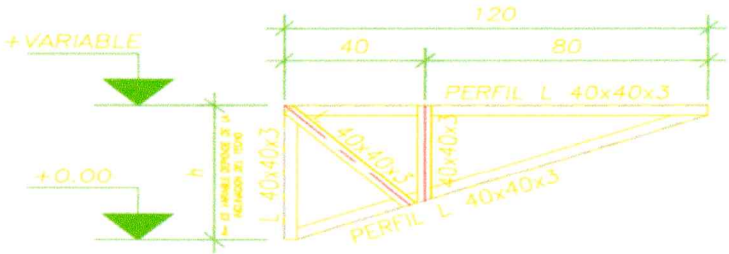
PLANTA ESTRUCTURA NIVEL SUPERIOR

ESCALA 1:25



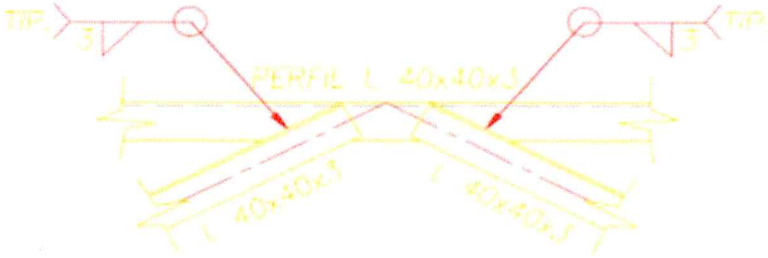
VISTA A

ESCALA 1:25



VISTA B

ESCALA 1:25



DEATALLE 1

ESCALA 1:10

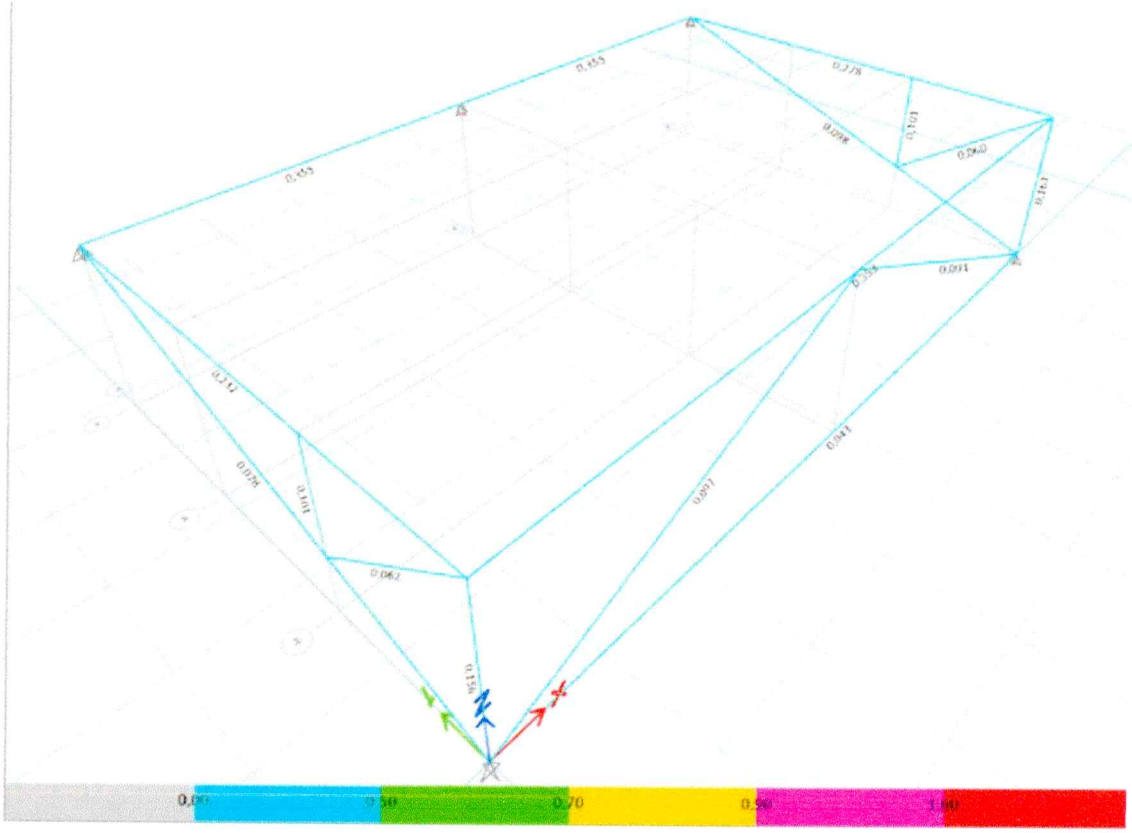
Para realizar la verificación de la estructura presentada, se tomaron en consideración las siguientes cargas y esfuerzos solicitantes:

- Peso Colector Solar Térmico = 300 Kgf.

- Presión del Viento = 60 Kgf/m².

- Acción del Sismo.

Tomando en cuenta lo anterior, la estructura fue modelada en ETABS. A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la modelación de la estructura:



Con lo anterior podemos asegurar que la estructura de soporte satisface las solicitaciones impuestas en él y cumple su funcionamiento estructural sin problemas.

Cercha C1 (Se especifica separación de cerchas cada 83 [cm] aproximadamente.)

Montante: 60 CA 0.85 mm

Cuerda Superior: 90 CA 0.85 mm

Cuerda Inferior: 90 CA 0.85 mm

Diagonal: 60 CA 0.85 mm

Costaneras: 35OMA0.85 mm Separación 60 cm

Se recomienda que para el uso de elementos de Termo con una carga de 300 Kgf se utilice los siguientes elementos en techumbre:

Cercha C1 (Se especifica separación de cerchas cada 83 [cm] aproximadamente.)

Montante: 60 CA 1.0 mm

Cuerda Superior: 90 CA 1.0 mm

Cuerda Inferior: 90 CA 1.0 mm

Diagonal: 60 CA 1.0 mm

Costaneras: 35OMA 1.0mm Separación 60 cm.

6.0 Resultados y comentarios

El diseño y verificación de los elementos de hormigón armado y albañilería se estudió en cada pórtico de la estructura, tomando en consideración las cargas de peso propio, sobrecargas, viento y eventuales cargas sísmicas.

El uso de elementos finitos por medio de software de análisis estructural permite analizar solicitaciones y capacidades del sistema, por lo anterior realizó el diseño por medio de este instrumento y luego se verificó la capacidad de los perfiles por medio de las instrucciones de diseño aclararas por AISC 360-10, elementos de hormigón por medio ACI 318-08 y elementos de albañilería por su correspondiente normativa.

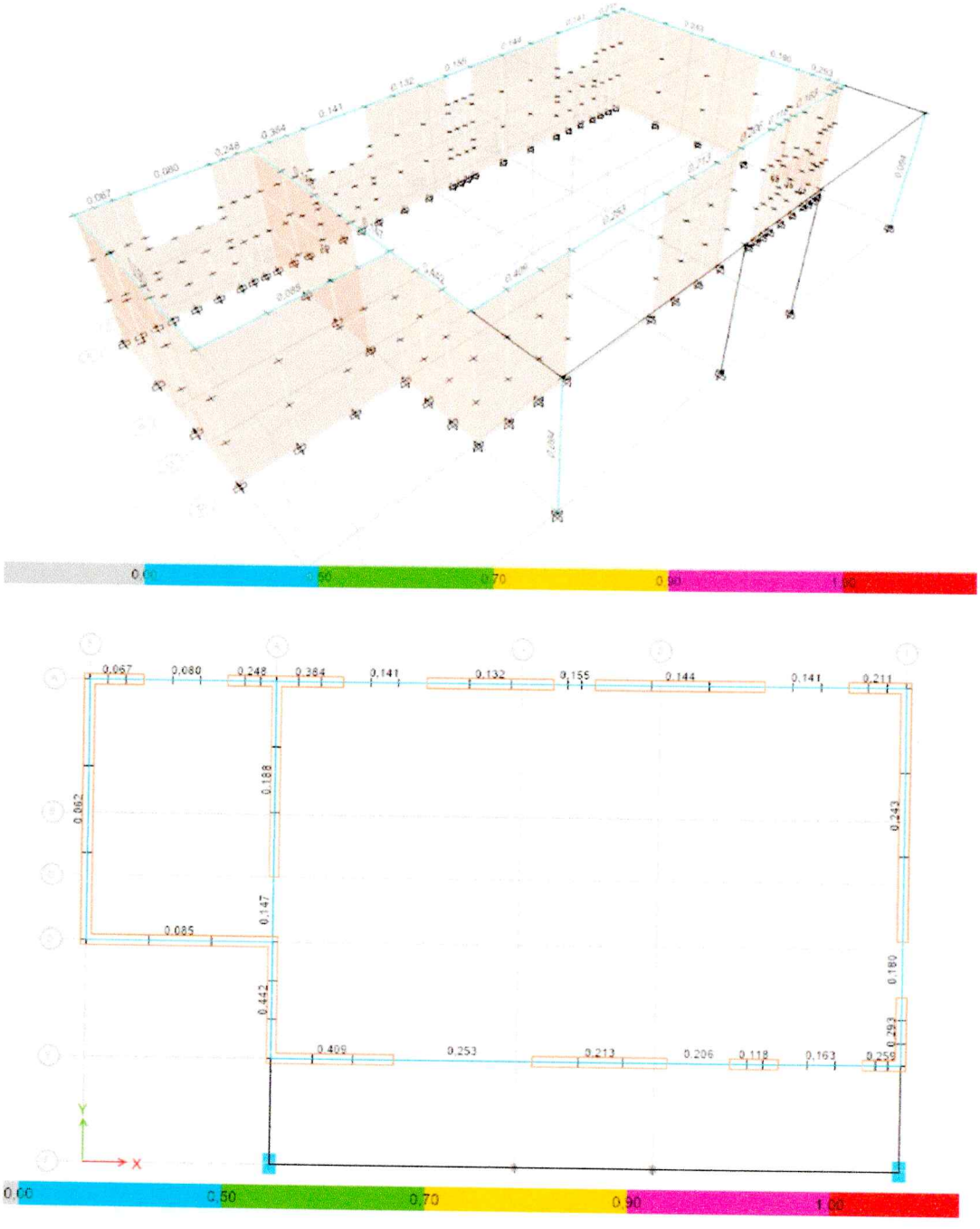
6.1 Zonas Críticas del sistema estructural:

La Figura N° 8 corresponde al resultado de los elementos de Hormigón Armado presentes en toda la estructura, se generaron zonas críticas cerca de las aberturas de mayores dimensiones, debido poca rigidez longitudinal de dichas zonas. Por lo que se recomendó usar cadenas de 35 cm de altura

Se tiene que la relación Solicitación-Resistencia (Ratio) de las vigas en el estado último, presenta un valor máximo de 0.442, lo que representa que las solicitaciones son un 44.2%

de la capacidad de las vigas, verificándose de esta manera que el sistema resiste las cargas impuestas por el diseño.

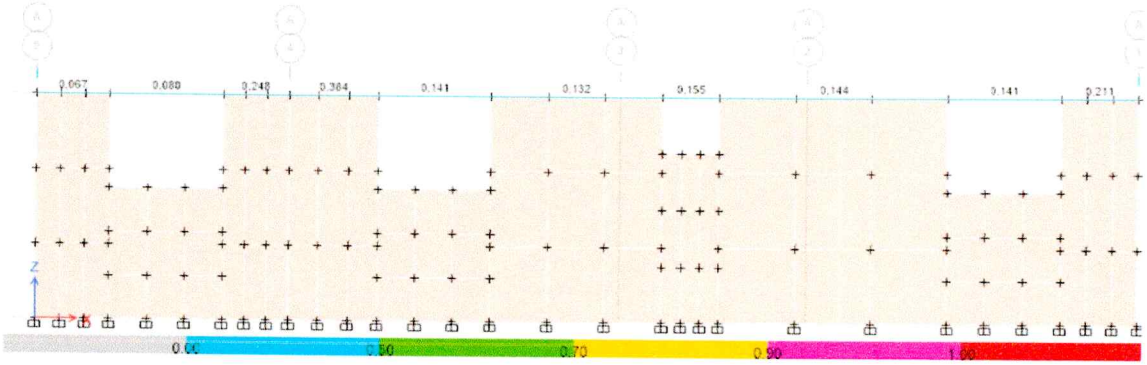
Figura 5: Factores de Utilización de las Vigas de presentes en la estructura.



Fuente: Elaboración propia

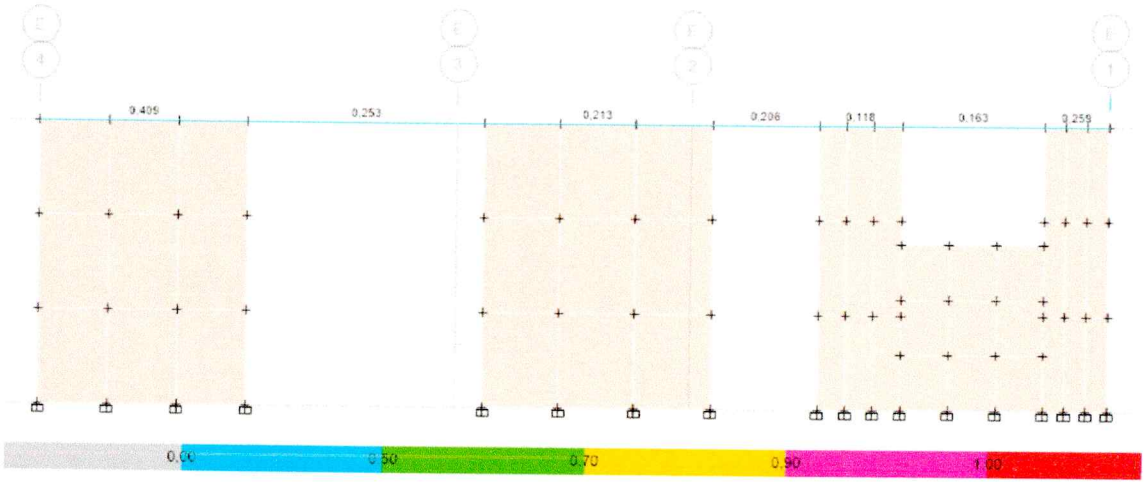
En la Figura 8 se observa el factor de utilización de los elementos presentes en el eje N°1 estableciéndose que la viga con mayor utilización es la que presenta mayor carga de flexión, llegándose a una utilización de un 44,2% de la capacidad del sistema, por lo que se tiene un sistema estable y estructuralmente correcto, que cumple la normativa vigente y además trabaja colaborativamente con cada una de sus partes.

Figura 6: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE A



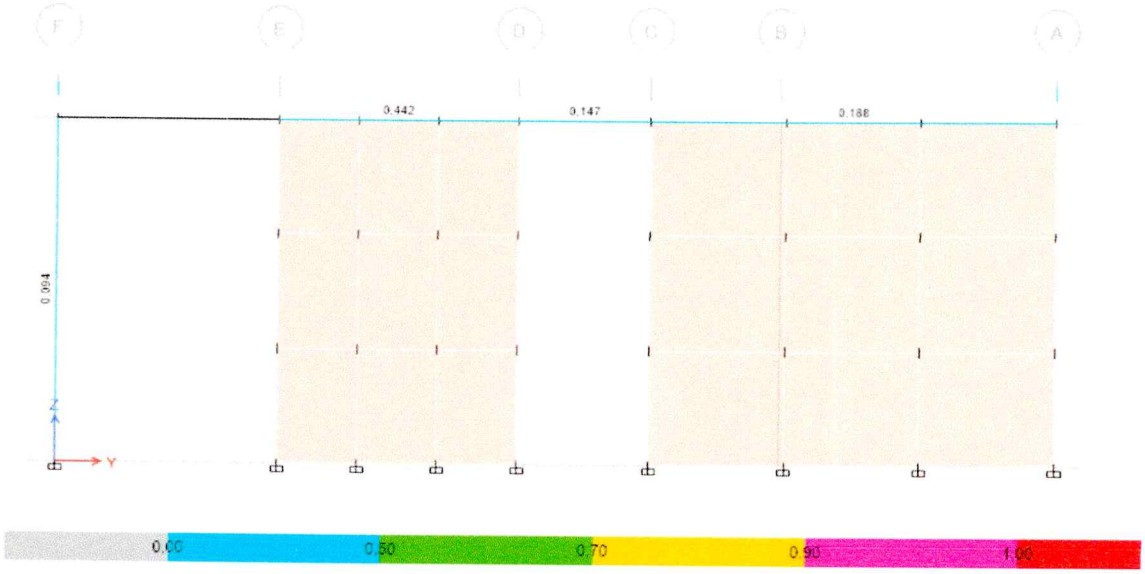
Fuente: Elaboración propia

Figura 7: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE E



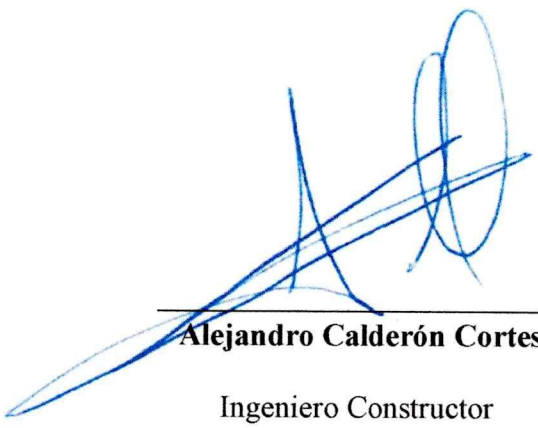
Fuente: Elaboración propia

Figura 8: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE 1



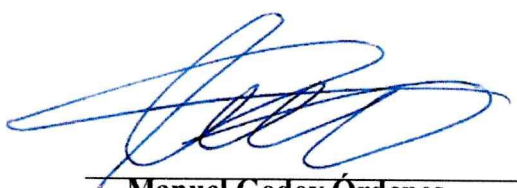
Fuente: Elaboración propia

7.0 Firmas



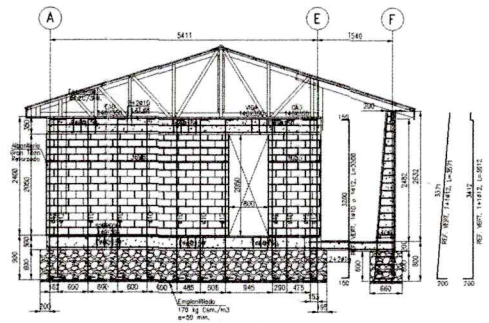
Alejandro Calderón Cortes

Ingeniero Constructor



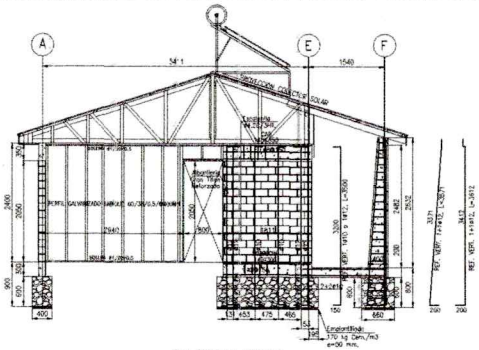
Manuel Godoy Órdenes

Ingeniero Civil
PUCV



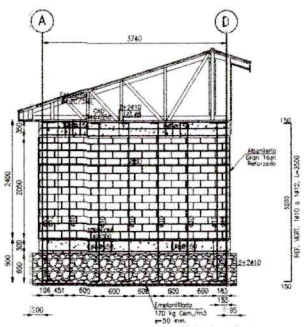
ELEVACIÓN EJE 1
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



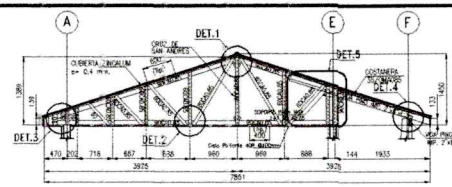
ELEVACIÓN EJE 4
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.

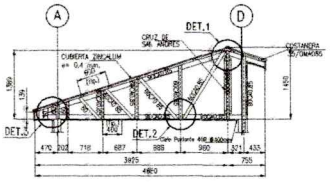


ELEVACIÓN EJE 5
ESCALA.- 1:50

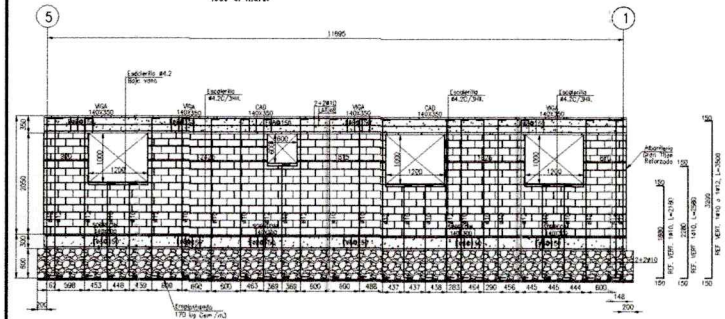
Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



CERCHA TIPO 1
ESCALA.- 1:50

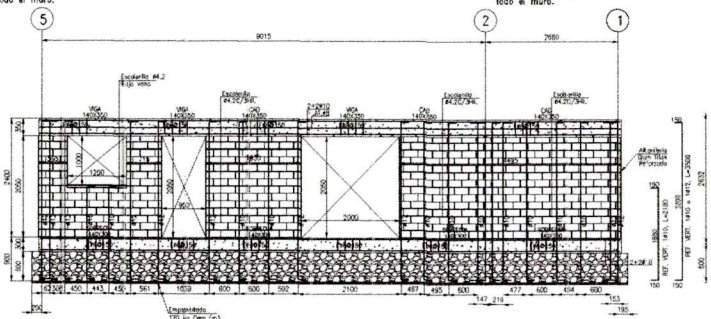


CERCHA TIPO 2
ESCALA.- 1:50



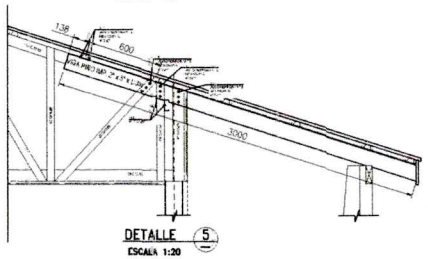
ELEVACIÓN EJE A
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.

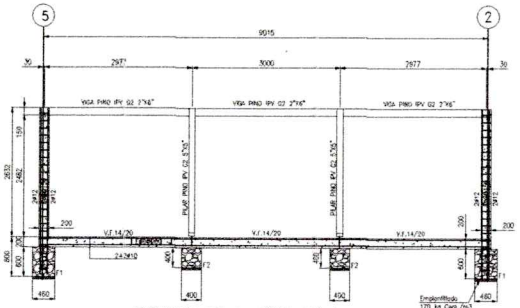


ELEVACIÓN EJE D,E
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.

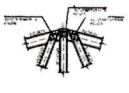


DETALLE 5
ESCALA 1:20

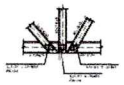


ELEVACIÓN EJE F
ESCALA.- 1:50

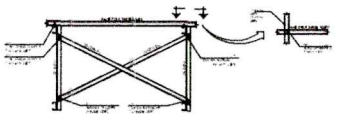
NOTA: Ver detalle de armadura de columnas en elevaciones Eje 1 a Eje 5



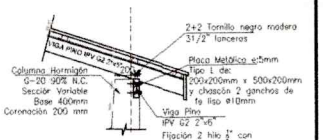
DETALLE 1
ESCALA 1:20



DETALLE 2
ESCALA 1:20



DETALLE CRUZ DE SAN ANDRES
ESCALA 1:20



DETALLE 4
ESCALA 1:20
APOYO SOBRE PILAR H.A.

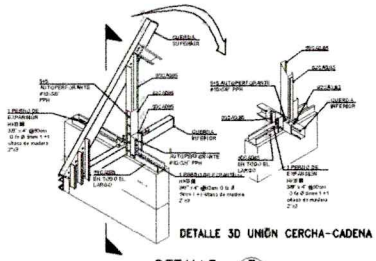


DETALLE 4
ESCALA 1:20
APOYO SOBRE PILAR MADERA



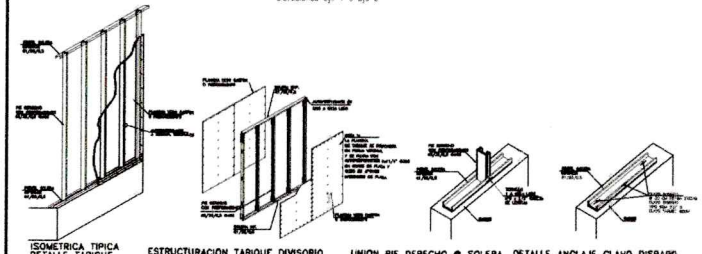
DETALLE "Refuerzos para fijaciones de Tapacanes"
ESCALA 1:20

Nota: Solo en las dos últimas fijaciones de cada Tapacán.



DETALLE 3D UNIÓN CERCHA-CADENA

DETALLE
ESCALA S/E

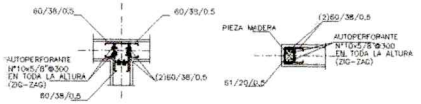


ISOMETRICA TIPICA DETALLE TABIQUE S/E

ESTRUCTURACION TABIQUE DIVISORIO S/E

UNION PIE DERECHO ● SOLERA S/E

DETALLE ANCLAJE CLAVO DISPARO S/E



ENCUENTRO EN T
ESC 1:10

FIN TABIQUE Y VANO
ESC 1:10

NOTAS:
1. VER NOTAS GENERALES EN LAMINA 01 DE 02

CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg cem./m3
Fundaciones	G-15 + 20% Bolón Desf.
Radieres	G-15 90% N.C.
Hormigón Armado	G-20 90% N.C.
Albañilería	Ladrillo Santiago H.E. (Magil)
Mastero de pega	M10 (mas 10% fraco. defect.)
Acero refuerzo	A630-420H
Escalerillas	A756-50H
Perfil Ac.galvanizado	ASTM A 653 SQ Gr 40

PROYECTO: Estructural
COMUNA: La Ligua
PROPIETARIO: Nancy Bustamante Bustamante
ARQUITECTO: Oscar Ulloa L.
ELABORADO POR:
MANUEL GODOY ORDENES O.
18.224.849-2
INGENIERO CIVIL
FASE: INGENIERIA DE DETALLE

REVISIONES	No.	PROY.	REV.	A.P.	FECHA	DESCRIPCION	CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
	A	-	MGO	-	07/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA	PROYECTISTA	M. GODOY O.		JULIO 2025

CONTENIDO:
- ELEVACIONES
- DETALLE DE CERCHAS
- DETALLES

DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL
LOTE N°10

HOJA 2 DE

ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE LA LIGUA
JEFE OFICINA VIVIENDA

NOTAS GENERALES

1.- NORMAS EN CHI y NCh. S.I.C. VIGAS LOS DIMENSIONES PROYECTADAS DEBERAN SER VERIFICADOS DE ACUERDO A LAS DIMENSIONES QUE DEFINE EL PROYECTO DE ARQUITECTURA EN CASO DE HABER DISCREPANCIAS QUE PUDIERAN MODIFICAR EL PROYECTO, SE DEBERA CONSULTAR CON LA ARQUITECTURA DEL CALCULISTA.

2.- NORMAS DE APLICACION

NCh 1537 Of 2009	DISEÑO GENERAL DE ESTRUCTURAS Y EDIFICACIONES INDUSTRIALES
NCh 1537 Of 86	CARGAS PERMANENTES Y SOBRE CARGAS DE USO
NCh 431 - 77 Of 210	ACCION DE VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES
NCh 433 - 77 Of 1977	SISMO DISEÑO SISMICO
ACI 318-08	CODIGO DE DISEÑO DE HORMIGON ARMADO
ASTC - ATIC 2005	MATERIALES MUTUOS DE OTRAS CONSTRUCCION

3.- PARAMETROS SISMICOS SEGUN NCH 2369

ZONA SISMICA 3
TIPO DE SUELO D
OPTIMIZAR EL ESPESOR DE (tal)

4.- DETALLAMIENTO
- PUNTAS LOS LOSAS DEBERAN SER VERIFICADOS DE ACUERDO A LOS PLANOS DE ARQUITECTURA
- LAS COTAS PREVALECEN ANTE EL DIBUJO.
- LOS PLANOS DE DETALLE REGIRAN POR SOBRE ESPECIFICACIONES. LAS ARMADURAS INDICADAS EN PLANOS DE ESTRUCTURAS SON MINIMAS/BARRAS PREVALECIENDO LAS INDICADAS EN LOS PLANOS DE ELEVACIONES.

5.- BASES PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES
(ESTUDIO ESTUDIO DE SUELOS DEL PROYECTO)

6.- MATERIALES
HORMIGON ARMADO
HORMIGON Y PAVIMENTOS: SOBRECIMIENTO G-25 Y 515 CURADO 10% EMISION EXTENSITIVA Tmax = 20 mm
ACERO PARA HORMIGON ARMADO: A63-42H

ESPECIFICACIONES MINIMAS ELEMENTOS HORMIGON (S.I.C.)				
		HORMIGON	GRADO CONFIANZA	RECUBRIMIENTO
FUNDACIONES Y VIGAS FUNDACION		VER ESP. LAMINA	90%	4 cm
HORMIGON EXPUESTO AL SUELO O AL AIRE LIBRE :				
BARRAS ø16 o ø56				4 cm
BARRAS ø16 Y DIAMETROS MENORES				3 cm
HORMIGON NO EXPUESTO AL AIRE NI EN CONTACTO CON SUELO :				
MUROS (SUBTERRANEO o TAL)	BARRAS ø18 o ø56	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	BARRAS ø12 Y MENORES			1.5cm
PLANOS (SUBTERRANEO o TAL)	ARMADURA PRINCIPAL	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	ARMADURAS ESTRIBOS, ZUNCHOS			2 cm
VIGAS	ARMADURA PRINCIPAL	VER ESP. LAMINA	90%	4 cm
	ARMADURA ESTRIBOS, ZUNCHOS			3 cm
LOSAS	BARRAS ø18 o ø56	VER ESP. LAMINA	90%	3 cm
	BARRAS ø12 Y MENORES			1.5cm
EMPLANTILLADOS (pobres)		G5	80%	---
RADIERES PARA CARGAS LINEALES (e=8 cm)		G15	90%	---

- PINTAR LOS HORMIGON EN PLANOS DE DETALLES
- LAS JUNTAS DE HORMIGONADO SE REALIZARAN DE ACUERDO A LO ESPECIFICADO EN LA Nch 170.
- LOS RELLENOS BAJO RADIER SE HARAN DE ACUERDO CON LO ESPECIFICADO POR EL MECANICO DE SUELOS
- LAS MUESTRAS DE HORMIGON SE TOMARAN DE ACUERDO A LO INDICADO EN LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS Y EN NORMAS Nch 170 Y Nch 171.
- EL CURADO DE MORTEROS DEBE REALIZARSE DENTRO DE UN PLAZO NO MAYOR A 5 HORAS Y DEBE EXTENDERSE AL MENOS 7 DIAS

ARMADURAS MINIMAS GENERALES (S.I.C.)				
	MALLAS	ESTRIBOS	LINEALES	REPARTICION EN
EMPLANTILLADO	----	Ø6@15	----	----
VIGAS Y CADENAS	----	Ø6@15	Ø8	----
MUROS ARMADOS	----	----	----	----
CONTINUAR LO INDICADO EN PLANOS DE DETALLES				

- LOS EMPALMES NO INDICADOS SE HARAN DE ACUERDO AL CODIGO ACI 318-08, CONSULTAR CON EL INGENIERO.

7.- FUNDACIONES
SE EXCAVARAN DE ACUERDO A LOS PLANOS DE ESTRUCTURAS DEL PROYECTO Y A LAS INDICACIONES ESPECIALES EMPLEADAS POR EL INGENIERO MECANICO DE SUELOS

DEBE HACER ESPECIAL DE ENCAGE EL ENCAGADO DEL HORMIGON DE FUNDACIONES, SE PODRA CONSIDERAR A HORMIGONAR LAS FUNDACIONES CONTRA EXCAVACIONES SI LA ESTRUCTURA ANCLADAS EN ELLAS.

TODAS LAS FUNDACIONES ESTARAN UNA CAPA DE EMPLANTILLADO (TOSCA) POR HORMIGON POBRE DE 9Mg/cm2/m3 Y DEL ESPESOR INDICADO EN LOS PLANOS DEL PROYECTO. EL HORMIGON DEL EMPLANTILLO SE COLOCARA UNA VEZ PREPARADA LA SUPERFICIE DEL SUELO DE FUNDACION, SEGUN LO INDIQUE POR EL INGENIERO MECANICO DE SUELOS.

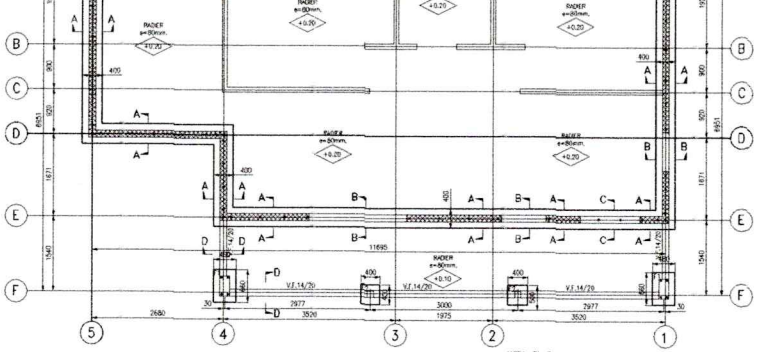
EN CASO DE QUE A LA PROFUNDIDAD DEL SUELO DE FUNDACION SE ENCUENTRE UN LENTE DE ARCILLA O SUELO FINO EL LENTE DEBE SER SOBRE-EXCAVADO HASTA ALCANZAR GRAVA Y LUEGO EJECUTAR DE SOBRE-EXCAVACION DEBE SER RELLENADA CON HORMIGON POBRE

CIMENTACION EN ESCALERAS Y ANCLAJES - CANTIDAD DE HORMIGON EN ESCALERAS, MUROS Y CADENAS SEGUN TIPO DE EXCAVACION

LONGITUD DE TRASLAPO Y ANCLAJE EN ARMADURA G-20

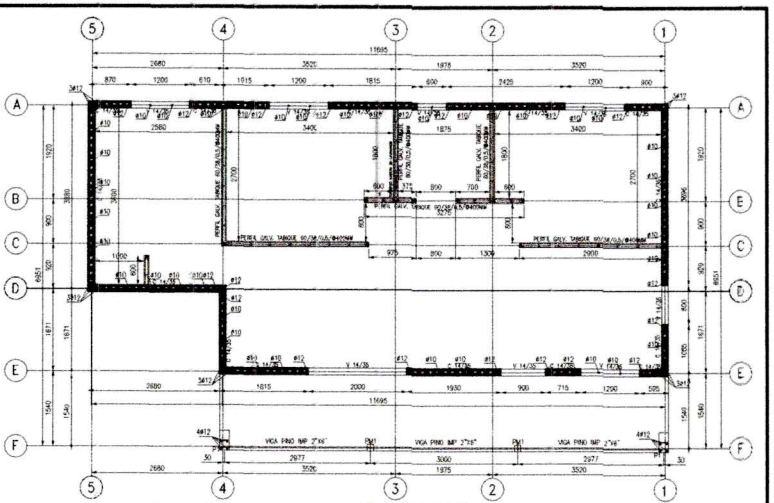
Diámetro (Ø) mm	Traslapo cm SUP.	Traslapo cm INF.	Anclaje cm	Ganchos cm (90°)
8	50	50	24	30
10	60	60	30	30
12	85	70	27	30


FUNDACION TIPO



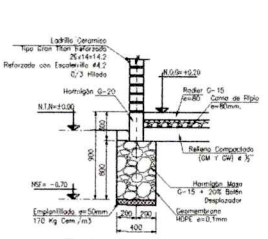
Planta General Fundaciones
ESCALA.- 1:50

NOTA: El distanciamiento de armadura en muros, se especifica en elevaciones correspondientes

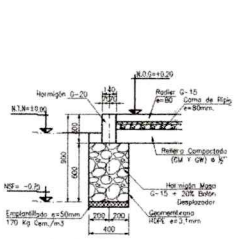


Planta General Estructura
ESCALA.- 1:50

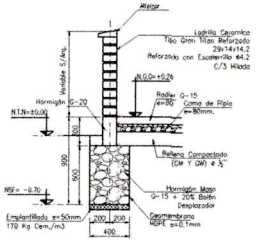
NOTA: El distanciamiento de armadura en muros, se especifica en elevaciones correspondientes



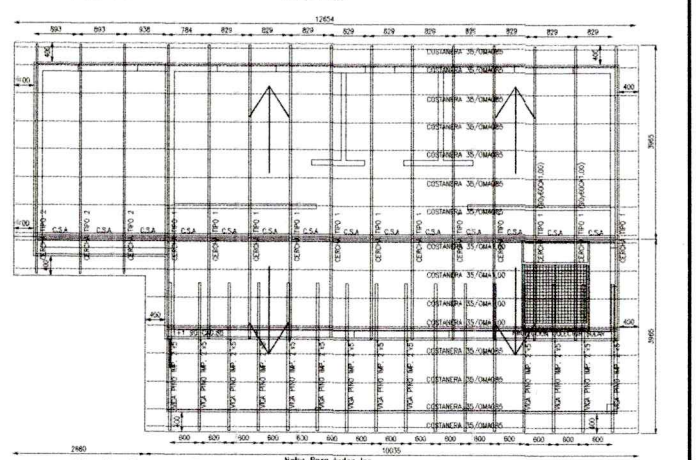
Corte A-A forma
ESC 1:25



Corte B-B forma
ESC 1:25

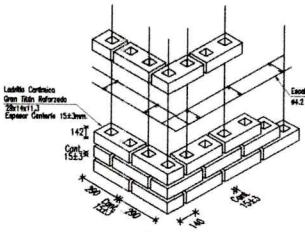


Corte C-C forma
ESC 1:25

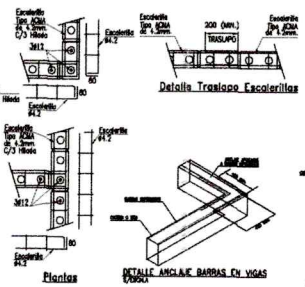


Planta General Techumbre
ESCALA.- 1:50

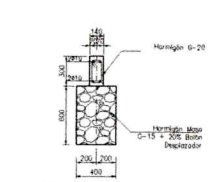
Nota: Para todos los casos, el distanciamiento máximo entre costaneras debe ser 600 mm.



Isometría



Plantas



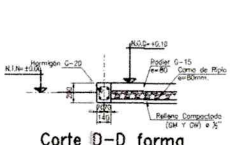
Detalle Traslapo Escalerillas

DETALLE ANCLAJE BARRAS EN VIGAS ESQUINA



DETALLE ANCLAJE PERPENDICULAR AL PLANO ESQUINA

Corte Tipo armadura
ESC 1:25



Corte D-D forma
ESC 1:25

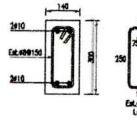
Corte Detalle Esquina Albañilería
S/ESC.

NOTAS:
1. LAS DIMENSIONES PREVALECEN POR SOBRE EL DIBUJO.
2. DIMENSIONES EN mm ó REDONDO EN mm (SLC)
3. TODAS LAS MEDIDAS SERAN RECTIFICADAS EN TERRENO ANTES DE FABRICACION.
4.- ZONA SISMICA Y TIPO DE SUELO
- SEGUN NCH433 OF.96, MOD2012
- ZONA SISMICA: 3
- TIPO DE SUELO: E

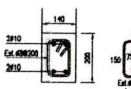
A.- ESPECIFICACIONES TECNICAS
1. EMPALMES NO DETALLADOS USAR 50 ø.
2. RECUBRIMIENTOS
- FUNDACIONES 50 mm
- VIGAS Y CADENAS 30 mm.
- COLUMNAS 30mm.
3. FATIGAS MAXIMAS DE TERRENO = ESTATICAS: 1.0 Kg/cm2
ESTATICAS + SISMO: 1.33 Kg/cm2

1. SE DEBERA EXCAVAR HASTA PENETRAR 10 cm. MIN. EN TERRENO FIRME.
2. LAS EXCAVACIONES SERAN REVISADAS POR LA I.T.O.
3. LOS SELLOS DE EXCAVACION DEBEN HORMIGONARSE Y DEBERAN ESTAR LIBRES DE MATERIAL SUELTO AL MOMENTO DE SER HORMIGONADOS.
4. CONSIDERAR ARMADURA VERTICAL ø10 SEGÚN DISPOSICION INDICADA EN PLANTA Y ELEVACIONES DEL PROYECTO. EL DISTANCIAMIENTO MÁXIMO ENTRE ARMADURAS VERTICALES SERÁ DE 60 cm. EN ENCUENTROS DE MUROS, DISPONER MÍNIMO 3ø10.

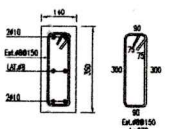
NOTA:
SOBRECIMIENTOS CORRESPONDE MUROS RETENEDORES NATURAL SEGÚN PROYECTO DE ARQUITECTURA, ANTES DE QUE NIVELES DE TERRENO CORRESPONDIDOS DIFERENTE RESPECTO DE NIVELES REALES, CONSIDERAR ADICIONAL ALTURA DE SOBRECIMIENTOS RESPETANDO LAS SIGUIENTES INDICACIONES:
- ARMADURA DE SOBRECIMIENTOS: REFUERZO LONGITUDINAL 2ø10 (SUPERIOR E INFERIOR) MÁS ESTRIBOS CADA 15.
- NÚMERO DE LATERALES (A CADA LADO), RESPECTO A ALTURA DE SOBRECIMIENTOS:
- SOBRECIMIENTOS ENTRE 20 Y 60 CM DE ALTO, INCORPORAR 1 LATERAL ø8 A CADA LADO DE SOBRECIMIENTO.
- SOBRECIMIENTOS ENTRE 60 Y 80 CM DE ALTO, INCORPORAR 2 LATERALES ø8 A CADA LADO DE SOBRECIMIENTO.
- SOBRECIMIENTOS CON ALTURAS SUPERIOR A 80 CM, REQUIERE ANALISIS A INGENIERO ESPECIALISTA.



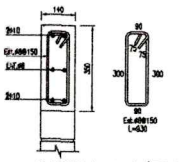
Sobrecimientos 140/300
ESC.1/10



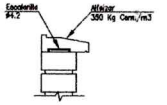
V.F. 140/200
ESC.1/10



VIGA 140/350
ESC.1/10



CADENA 140/350
ESC.1/10



Refuerzo Alfeizar
ESC.1/10

CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg. cem./m3
Fundaciones	G-15 + 20% Bolón Desp.
Radieres	G-15 90% N.C.
Hormigón Armado	G-20 90% N.C.
Albañilería	
Mastero de pega	M10 (mas 10% fracc. defect.)
Acero refuerzo	A630-420H
Escalerillas	A756-50H
Perfil Ac.galvanizado	ASTM A 653 SQ Gr 40

REVISIONES	No.	PROY.	ING.	J.P.	FECHA	DESCRIPCION
	A	-	MGO	-	07/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA

PROYECTO: Estructural
COMUNA: La Ligua
PROPIETARIO: Nancy Bustamante Bustamante
ARQUITECTO: Asesorías Ilemitarios
PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL

ELABORADO POR:
MANUEL GODOY ORDENES O.
18.214.448-2
INGENIERO CIVIL
Dirección: Pedro Prado 116, La Ligua
Fono: +56 33 2732577
E-Mail: manuel.godoy.o@gmail.com

	CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
	PROYECTISTA	M. GODOY O.		JULIO 2025

FASE: INGENIERIA DE DETALLE
ESCALA: INDICADA
CONTENIDO:
- PLANTA DE FUNDACIONES
- PLANTA DE ESTRUCTURA
- PLANTA DE TECHUMBRE
- DETALLES DE FUNDACIONES
- DETALLES

HOJA 1 DE 2
A

CIPAL DE LA LIGUA
VIVIENDA
OFICINA N°10

A1 8bd641

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL

PROGRAMA DE SUBSIDIO HABITACIONAL D.S 10

ELABORADO:

ALEJANDRO CALDERÓN CORTES

C.I.N°

INGENIERO CONSTRUCTOR

ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE LA LIGUA
JEFE OFICINA VIVIENDA

REVISADO:
MANUEL GODOY

INGENIERO CIVIL

PROPIETARIO: FRANCISCA ULLOGA MARTINEZ

DIRECCIÓN:

ROL:

Fecha: julio del 2025

ÍNDICE

1.0 Bases de cálculo 2
1.1 Códigos y Reglamentos:..... 2
1.2 Materiales: 3
1.3 Consideraciones de modelación estructural: 4
2.0 Modelamiento de cargas 5
2.1 Viento..... 5
2.2 Sobrecargas de uso 5
2.2.1 Sobrecarga de uso de piso 5
2.2.2 Sobrecarga de uso de Techo 5
2.3 Sismos 6
3.0 Combinaciones de cargas..... 9
4.0 Diseño y verificación de fundaciones 10
4.A Diseño y verificación de Muros de Albañilería 13
5.0 Verificación Estructura Metálica Auxiliar de Soporte Colector 19
(solo cuando se requiera) 19
6.0 Resultados y comentarios..... 22
6.1 Zonas Críticas del sistema estructural: 22
7.0 Firmas..... 27

1.0 Bases de cálculo

Esta memoria se orienta al diseño estructural de una vivienda Habitacional para el programa de Subsidios DS10, esta construcción se efectuará en el Sector de Valle Hermoso, Comuna La Ligua. La estructura estará destinada a uso habitacional y será diseñada mediante muros de Albañilería Armada, cadenas y sobrecimientos de hormigón armado. Las tabiquerías divisorias se considerarán solo como elementos divisorios no estructurales permitiéndose el uso de cualquier material que no condicione la estabilidad estructural de la edificación, las cerchas serán de metalcon Estructural de 0.85 mm, y en algunos casos 1 mm. Estos elementos se verificarán por medio de los requisitos específicos para estos tipos de estructuras, las disposiciones de los reglamentos exigidos. Se recurrirá a elementos finitos para analizar el problema, ingresando los correspondientes parámetros de diseño para cada material.

1.1 Códigos y Reglamentos:

El cálculo de la estructura se inició siguiendo las disposiciones presentes en las normas chilenas, entre ellas:

- ✓ NCH 433 of 1996 Mod. 2009 "Diseño sísmico de edificios"
- ✓ NCH 1537 of 2009 "Diseño estructural-Cargas permanentes y cargas de uso"
- ✓ NCH 3171 of 2010 "Diseño estructural -Disposiciones generales y combinaciones de cargas."
- ✓ NCH 432 of 2010 "Calculo de la acción del viento sobre las construcciones"
- ✓ DS 61 2011 "Reglamento que rige el diseño sísmico de edificios"
- ✓ DS 60 2011 "Diseño y cálculo de hormigón armado"
- ✓ ACI 318-08 "Reglamento para concreto estructural"
- ✓ Especificación ANSI/AISC 360-05 para construcciones de Acero
- ✓ Norma Chilena Oficial NCh 1928 Of. 1993 Mod. 2003

1.2 Materiales:

Acero: A 36 ES

- *Módulo de elasticidad* : $2{,}1 * 10^6 \left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Fluencia*: 2.700 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Rotura*: 4.200 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 7.850 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-10 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 100 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 151.000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-15 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 150 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 184.936 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Hormigón: G-20 Con un 10% de Fracción defectuosa

- fc': 200 $\left[kg * \frac{f}{cm^2}\right]$
- *Módulo de elasticidad* : 213.546 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 2.500 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

Malla Electro-soldada AT56-50H

- *Fluencia*: 50 $\left[\frac{kgf}{mm^2}\right]$
- *Rotura*: 56 $\left[\frac{kgf}{mm^2}\right]$

Ladrillo Princesa SANTIAGO 11

- f_p: 11 $[MPa]$
- *Módulo de elasticidad* : 33000 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- τ_m: 0.5$[MPa]$
- *Módulo de Corte* : 9900 $\left[\frac{kgf}{cm^2}\right]$
- *Peso específico*: 1,800 $\left[\frac{kgf}{m^3}\right]$

1.3 Consideraciones de modelación estructural:

1. El diseño se realizará utilizando elementos finitos por medio del Software ETABS 2015.

2. Las vigas y columnas se modelarán considerándose elementos "Frame".

3. Las uniones entre elementos de acero y los elementos no estructurales –Tabiquería Divisoria- se consideran colaborante, tomando en cuenta la transmisión de esfuerzos que ocurren desde la tabiquería hacia los perfiles estructurales y considerando el aporte de rigidez en la longitud de arriostramiento.

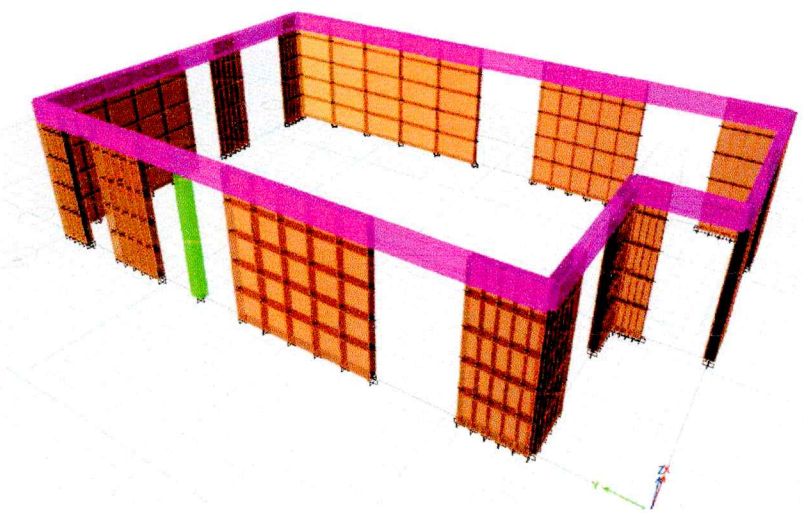
4. Las cargas sísmicas se supondrán actuantes en los centros de masas de cada barra por medio de un análisis Estático según la Norma NCh 433.

5. El análisis del local se realizará para el núcleo resistente conformado por vigas y muros de corte. La estructura se considera empotraba a nivel de piso.

6. El suelo de fundación se analizará de forma visual por medio de calicatas, de las cuales el profesional inspeccionará y tomará los parámetros más desfavorables del suelo.

En la Figura N°1 podemos observar la estructura Sismo-Resistente de la edificación, está se encuentra conformada por muros de albañilería armada y cadenas de Hormigón armado. Estos elementos estructurales tienen el objetivo de otorgar rigidez a la estructura y limitar las deformaciones.

Figura 1: Núcleo Resistente de la estructura



Fuente: Elaboración propia

2.0 Modelamiento de cargas

2.1 Viento

Para el cálculo de las solicitaciones producidas por el viento, se utilizó las disposiciones de la norma NCh432.Of2010

Para el cálculo de las presiones básicas, se utilizó una altura característica correspondientes para una altura 3 metros, se utilizará conservadoramente $60[kgf/m2]$.

$$Presión\ (H = 3[m]) = 60\ \left[\frac{kgf}{m2}\right]$$

Una vez realizado el cálculo de las presiones básicas, se procede con el cálculo de las presiones efectivas sobre los elementos estructurales (Elementos de Techumbre, Columnas, Vigas y elementos de la tabiquería estructural) por lo que se utilizó el procedimiento de áreas tributarias para individualizar las cargas actuantes en cada elemento.

La transmisión de la carga desde el nivel de techumbre hacia el nivel de fundación se realizará por medio de las reacciones impuestas cerchas de Metal con a las columnas estructurales o Muros estructurales, las cargas impuestas en la techumbre producto del efecto del viento se distribuyeron en las vigas con el objetivo simular la realidad.

2.2 Sobrecargas de uso

Para las sobrecargas de uso se utilizaran las disposiciones impuestas por la NCh1537.Of 2009 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso".

2.2.1 Sobrecarga de uso de piso

El radier se cargó con una sobrecarga de uso de 200 $[kgf/m2]$, debido a que la habitacional de la vivienda. Para la verificación capacidad de soporte se redujo con un factor de 0,6 según el método establecido en la norma NCh1537.Of 2009.

2.2.2 Sobrecarga de uso de Techo

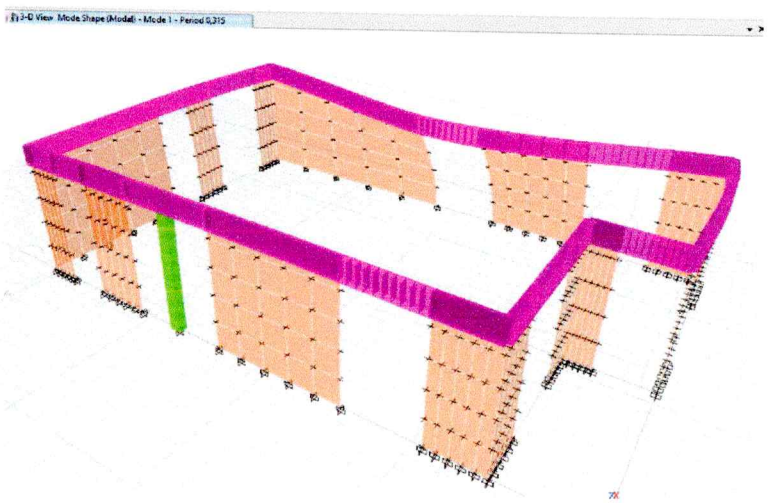
El techo se considera solo accesible para mantención, por lo cual se utilizará una sobrecarga de 40 $[kgf/m2]$, producto de la reducción de los 100 $[kgf/m2]$ por área tributaria y pendiente por medio de la tabla 3 de la NCh1537.Of 2009 "Diseño estructural de edificios – Cargas permanentes y sobrecargas de uso". Este valor es mayor al mínimo exigido 30 $[kgf/m2]$.

El proceso de carga desde la techumbre hacia los elementos resistentes del primer piso se realizó analizando la cercha al igual que en el caso de viento.

2.3 Sismos

El periodo fundamental de vibración de estructura condiciona completamente el diseño de una obra, debido a que en general si se logra una similitud entre el periodo del suelo y el de la edificación se generará un proceso de resonancia que amplificará el efecto dinámico de la estructura.

Figura 4: Deformación del modo fundamental de Vibración



Fuente: ETABS 2016

El análisis por elemento finito permite analizar todos los posibles modos de vibración de una estructura y sus porcentajes de masa que mueve en cada dirección, es importante destacar que en la presente estructura el periodo fundamental de vibración corresponde al modo 1 con un periodo cercano a 0,315[seg] desplazando un 21% de masa en la dirección X, tal como se puede observar en la siguiente tabla.

Tabla 1: Modos de Vibración

TABLE: Modal Participating Mass Ratios				
Case	Mode	Period	UX	UY
		sec	%MASAX	%MASA Y
Modal	1	0,315	21%	0%
Modal	2	0,256	21%	1%
Modal	3	0,202	0%	13%
Modal	4	0,155	0%	0%
Modal	5	0,131	0%	0%
Modal	6	0,117	1%	15%
Modal	7	0,094	5%	0%
Modal	8	0,082	3%	0%
Modal	9	0,07	4%	0%
Modal	10	0,065	0%	0%
Modal	11	0,063	13%	0%
Modal	12	0,055	2%	3%

Por lo que se tiene:

$$T_n = 0{,}315\ [seg] \quad Periodo\ fundamental$$

Para el cálculo de las acciones dinámicas producidas por el sismo, se utilizó la NCh433 y el DS 61.

La estructura se encuentra en el Sector de Valle Hermoso, Comuna La Ligua, correspondiente a una Zona Sísmica 3 por lo que la aceleración máxima del suelo se considerará $A_0 = 0{,}4 * g$

El método utilizado corresponde al método estático. Este define un coeficiente sísmico que se multiplica por la masa sísmica correspondiente a la zona de la estructura.

El coeficiente sísmico se define como:

$$C = 2{,}75 * S * \frac{A_0}{g * R} * \left(\frac{T'}{Tn}\right)^n$$

Dónde:

n, T' = Parámetros relativos al tipo de suelo de fundación DS 61.

A_0 = Aceleración máxima del suelo zona sísmica en cuestión.

R = Factor de reducción.

Tn = Periodo con mayor masa traslacional.

Tabla 2: Parámetros suelo tipo E.

S	T_0	T'	n	p
1,30	1,20	1,35	1,8	1

Fuente: Decreto Supremo 61, 2011.

Está constituida por albañilería armada, pero con el objetivo de asegurar un grado de ductilidad, se utilizará el factor de reducción más desfavorable que corresponde a R=3. En la siguiente figura se presentan los factores de reducción de respuesta espectral para distintos tipos de albañilería.

Figura 5 Factor reducción de respuesta Estructural

	Albañilería confinada	4	4
	Albañilería armada		
	- De bloques de hormigón o unidades de geometría similar en las que se llenan todos los huecos, y albañilería de muros doble chapa	4	4
	- De ladrillos cerámicos tipo rejilla con y sin relleno de huecos y albañilería de bloques de hormigón o unidades de geometría similar en que no se llenan todos los huecos	3	3

Fuente: NCh433.

El periodo fundamental de la estructura es 0,315 [seg] (Figura 4), por lo que el coeficiente sísmico es mayor a lo requerido en la norma, por lo que se hace necesario determinar la limitación que realiza NCh433 en respecto a este punto. A continuación se presenta el coeficiente sísmico máximo que corresponde a una estructura rígida

Figura 6: Valores máximos del coeficiente sísmico.

R	$C_{máx.}$
2	0,90 SA_o / g
3	0,60 SA_o / g
4	0,55 SA_o / g
5.5	0,40 SA_o / g
6	0,35 SA_o / g
7	0,35 SA_o / g

Fuente: Nch433.

Se tiene que:

$$C_{max} = 0{,}60 * S * \frac{A_0}{g} = \mathbf{0{,}312}$$

Por lo tanto, se utiliza el valor de coeficiente sísmico máximo de 0,312

3.0 Combinaciones de cargas

Se utilizaron las combinaciones establecidas por NCh3171.Of2010, considerando las indicaciones para cargas sísmicas impuesta en la Norma NCh433, con las modificaciones generadas en el DS 61. Cabe destacar que el tipo de diseño lo condiciona la materialidad del elemento:

Combinaciones para diseño ASD:

Estas combinaciones son utilizables para la comprobación de las tensiones solicitantes en el suelo de fundación, elementos de madera y albañilería.

1. D
2. $D + L$
3. $D + (L_r \; o \; S \; o \; R)$
4. $D + 0.75 * L + 0.75 * (L_r \; o \; S \; o \; R)$
5. $D + W$
6. $D + E$
7. $D + 0.75 * W + 0.75 * L + 0.75 * (L_r \; o \; S \; o \; R)$
8. $D + 0.75 * E + 0.75 * L$
9. $0.6 * D + W$
10. $0.6 * D + E$

Combinaciones para diseño LRFD:

Se verificará los elementos de acero A36 además de los elementos de hormigón armado presente en el sistema de fundación y confinamiento.

1. $1.4 * D$
2. $1.2 * D + 1.6 * L + 0.5 \; (L_r \; o \; S \; o \; R)$
3. $1.2 * D + 1.6 \; (L_r \; o \; S \; o \; R) + L$
4. $1.2 * D + 1.6 \; (L_r \; o \; S \; o \; R) + 0.8W$
5. $1.2 * D + 1.6 * W + L + 0.5 \; (L_r \; o \; S \; o \; R)$
6. $1.2 * D + 1.4 * E + L + 0.2 * S$
7. $0.9 * D + 1.6 * W$
8. $0.9 * D + 1.4 * E$

Donde las condiciones de carga utilizadas fueron:

D : $Carga\ permanente$

E : $Carga\ Sismica\ según\ NCh\ 433$

L : $Carga\ de\ uso\ según\ NCh\ 1537$

L_r : $Carga\ de\ uso\ según\ NCh\ 1537$

W : $Carga\ de\ viento\ según\ NCh\ 432$

Cabe destacar que las combinaciones en "Roja", fueron las que condicionaron el diseño de los elementos por lo que se utilizó estas, para el dimensionamiento de la estructura.

4.0 Diseño y verificación de fundaciones

Consideraciones Especiales:

Para efectos de aplicación de la norma de Diseño Sísmico de Edificios NCh433 Of.2009 y DS N° 61, se considerara conservadoramente que se trata de un suelo tipo E, suelo de baja competencia.

Se considera un suelo tipo E de baja competencia, principalmente por las características visuales presentes en la calicata en obra –Suelo arcilloso resultando las siguientes variables de diseño (Se consideró la condición más desfavorable)

$$\sigma_{adm} = 1{,}0 * \frac{kgf}{cm^2} \quad (Estatico)$$

$$\sigma_{adm} = 1{,}3 * \frac{kgf}{cm^2} \quad (Dinamico)$$

Verificación
Fundación Corrida PIER 10- Zona mas Solicitada Bajo Muro

1.0 Propiedades de la zona estudiada:

$N_u := 7242\ kgf$

$M_u := 171800\ kgf \cdot cm$ SE TRABAJARA CON CARGAS ULTIMAS

$V_u := 950\ kgf$

$c := 500 \cdot \frac{kgf}{m^2}$

$\phi := 30°$ Angulo de Fricción efectivo

$A := 0.4 \cdot m \cdot (5 + 0.2 + 0.2) \cdot m$ Área Contacto que transmite la carga

$H := 65 \cdot cm$ Altura del cimiento SE CONSIDERA 5 CM DE EMPLANTILLADO

$b := 40 \cdot cm$ Ancho de cimiento

$\phi := 0.65$ Factor de reducción

$fc' := 100$ Resistencia Cilíndrica a la compresión

Verificación de Flexión:

1.0 Tension Ultima de tracción del hormigon:

$$\sigma_{tu} := \frac{(6 \cdot M_u)}{b \cdot H^2} = 6.099\ \frac{kgf}{cm^2}$$

2.0 Capacidad Ultima de tracción del hormigon:

$$f_{tn} := 1.33 \cdot \sqrt[2]{fc'} \cdot \frac{kgf}{cm^2} = 13.3\ \frac{kgf}{cm^2}$$

$$\phi f_{tn} := \phi \cdot f_{tn} = 8.645\ \frac{kgf}{cm^2}$$

3.0 Verificación:

$Ratio := \frac{\sigma_{tu}}{\phi f_{tn}} = 0.706$ El cimiento cumple, no es necesario enfierrarlo <1

Se especifican fundaciones de 0.40[m] de ancho por 0.60[m] de profundidad (Como mínimo).

if $\phi f_{tn} > \sigma_{tu}$ = "No necesita refuerzo a Flexión"

"No necesita refuerzo a Flexión"

else

"Necesita Refuerzo a Flexión"

$PP_{CIMIENTO} := 1.5 \cdot 3600\ kgf$ Se considera el Peso del cimiento, sobrecimiento y peso del suelo sobre el en un ancho de 5m

$$FS_{VOCAMIENTO} := \frac{\left((N_u + PP_{CIMIENTO}) \cdot \frac{b}{2}\right)}{M_u} = 1.472$$ CUMPLE >1.5

$$FS_{DESLIZAMIENTO} := \frac{(N_u \cdot \tan(\phi) + A \cdot c)}{V_u} = 6.932$$ CUMPLE >1.5

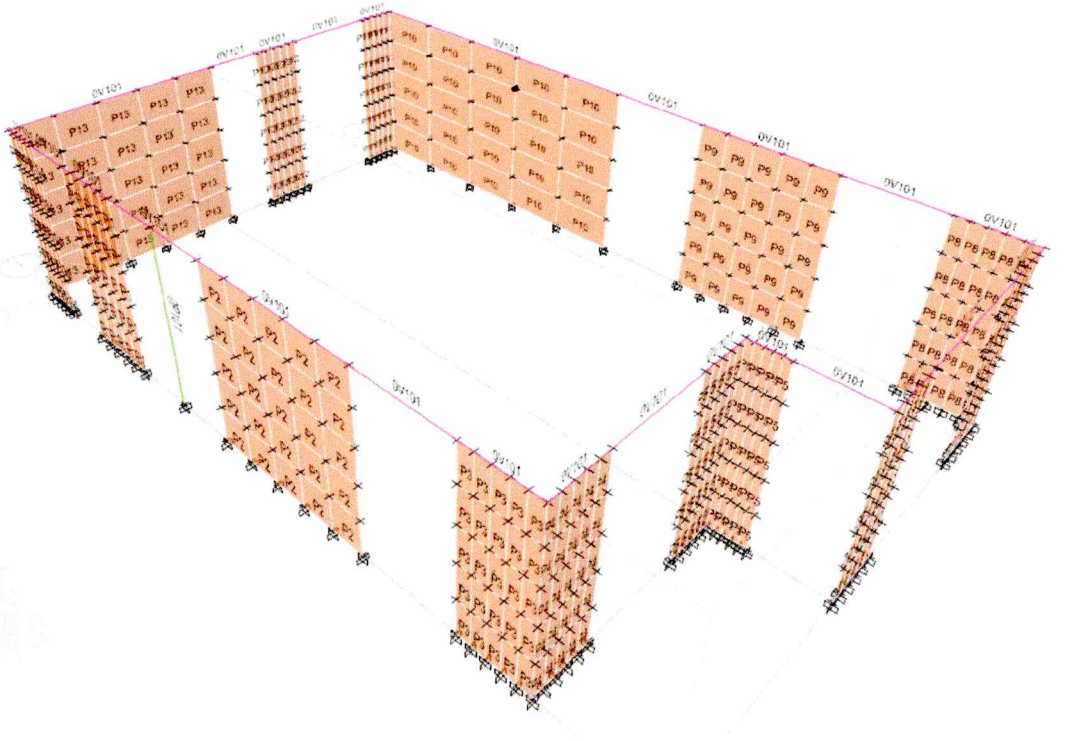
$$e := \frac{M_u}{(N_u + PP_{CIMIENTO})} = 13.59\ cm$$

$$B_{EFECTIVO} := 2 \cdot \left(\frac{5 \cdot m}{2} - e\right) = 4.728\ m$$

$\frac{B_{EFECTIVO}}{5 \cdot m} = 94.56\%$ La fundación se encuentra en compresión mayor a un 80%

Se especifica sobrecimiento de 0.14[m] de ancho por 0.30[m] de alto

4.A Diseño y verificación de Muros de Albañilería



PIER 10	P	V3	M2
L= 5 m	kgf	kgf	kgf-m
MAXIMO	-3658,62	233,5	453,36
MINIMO	-7242	-952	-1744

PIER 10 FUERZAS				
Pier	Load Case/Combo	P	V3	M2
		kgf	kgf	kgf-m
P10	DWal1	-7017	-479	-861
P10	DWal2	-6015	-411	-738
P10	DWal3	-6398	-579	-1044
P10	DWal4	-7242	-950	-1718
P10	DWal5	-6015	-411	-738
P10	DWal6	-6015	-411	-738
P10	DWal7	-6015	-411	-738
P10	DWal8	-6015	-411	-738
P10	DWal9	-6015	-411	-738
P10	DWal10	-6015	-411	-738
P10	DWal11	-6015	-411	-738
P10	DWal12	-6015	-411	-738
P10	DWal13	-6398	-579	-1044
P10	DWal14	-6398	-579	-1044
P10	DWal15	-6398	-579	-1044
P10	DWal16	-6398	-579	-1044
P10	DWal17	-6398	-579	-1044
P10	DWal18	-6398	-579	-1044
P10	DWal19	-6398	-579	-1044
P10	DWal20	-6398	-579	-1044
P10	DWal21	-7242	-950	-1718
P10	DWal22	-7242	-950	-1718
P10	DWal23	-7242	-950	-1718
P10	DWal24	-7242	-950	-1718
P10	DWal25	-7242	-950	-1718
P10	DWal26	-7242	-950	-1718
P10	DWal27	-7242	-950	-1718
P10	DWal28	-7242	-950	-1718
P10	DWal29	-4511	-308	-553
P10	DWal30	-4511	-308	-553
P10	DWal31	-4511	-308	-553
P10	DWal32	-4511	-308	-553
P10	DWal33	-4511	-308	-553
P10	DWal34	-4511	-308	-553
P10	DWal35	-4511	-308	-553
P10	DWal36	-4511	-308	-553
P10	DWal37 Max	-6867	-952	-1744
P10	DWal37 Min	-6867	-952	-1744
P10	DWal38 Max	-6165	62	146
P10	DWal38 Min	-6165	62	146
P10	DWal39 Max	-6215	-347	-668
P10	DWal39 Min	-6215	-347	-668
P10	DWal40 Max	-6817	-543	-931
P10	DWal40 Min	-6817	-543	-931
P10	DWal41 Max	-4361	-781	-1437
P10	DWal41 Min	-4361	-781	-1437
P10	DWal42 Max	-3659	234	453
P10	DWal42 Min	-3659	234	453
P10	DWal43 Max	-3708	-176	-360
P10	DWal43 Min	-3708	-176	-360
P10	DWal44 Max	-4311	-372	-623
P10	DWal44 Min	-4311	-372	-623

VERIFICACIÓN ALBAÑILERIA MURO DE MAYORES DIMENSIONES PIER 10

- *Se considera inspección especializada, toma menos del 45% de la carga de piso*

1.0 PARAMETROS DE CALCULO

$F_{SISMICO} := 1.33$ Factor (1 Para Analisis estatico, 1.33 Analisis Sismico)

$M := 174400$ [Kgf*cm] Momento Solicitante

$V := 952$ [Kgf] Corte Solicitante

$N := 7242$ [Kgf] Axial Solicitante

$B := 7$ [cm] Ancho Efectivo

$H := 200$ [cm] Altura Muro

$L := 500$ [cm] Largo Muro

$t := 14$ [cm] Espesor Muro

$Rec := 7$ [cm] Recubrimiento

$S_{CORTE} := 40$ [cm] Separación Escalerrilas

$S := 60$ [cm] Separación Barras Longitudinales

$f_p := 110$ [Kgf/cm^2]

$f_m := 0.25 \cdot f_p$ [Kgf/cm^2] Para ladrillos ceramicos

$E_S := 2100000$ [Kgf/cm^2] Modulo Elasticidad Acero

$E_m := 700 \cdot f_m = 19250$ [Kgf/cm^2] Modulo Elasticidad Albañileria sin relleno

$G := 0.3 \cdot E_m$ [Kgf/cm^2] Modulo de Corte Albañileria

$n := \frac{E_S}{(F_{SISMICO} \cdot E_m)}$ Relación entre modulos de Elasticidad

$d := L - Rec$

$\gamma := \frac{Rec}{d}$ Relación entre el Recubrimiento y Altura Util

$F_{sacero} := 185 \cdot 10.1972$ [Kgf/cm^2] Tensión Admisible sismica del Acero

2.0 ANALISIS FLEXIÓN-COMPRESIÓN EJE FUERTE

$PPmuro := 0$ (YA CONSIDERADO PESO DEL MURO)

$$e := \frac{(M + V \cdot H)}{(N + PPmuro)} = 50.373$$ [cm] Excentricidad en Base del Muro

$$Fcombtrab := 2 \cdot \frac{(N + PPmuro)}{3 \cdot B \cdot \left(\frac{L}{2} - e\right)}$$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante Ley Triangular

$F_{COMADMI} := 0.33 \cdot f_m$ [Kgf/cm^2] Tensión Admisible combinada

$$Rel := \frac{Fcombtrab}{F_{COMADMI}} = 38.07\%$$ Relación de Desempeño

3.0 CALCULO DE FUNCIÓNES CALCULO ENFIERRADURAS

$$kb := \frac{1}{1 + \frac{(F_{SISMICO} \cdot F_{acero})}{n \cdot F_{SISMICO} \cdot F_{COMADMI}}} = 0.28$$ Factor en Balance del cual depende el eje neutro

$\gamma = 0.01$

$X := kb \cdot d$ Profundidad de la Fibra Neutra en Balance

$A_{OB} := 0.1269$ $Fb := 0.31$ $S_B := 0.91$

4.0 COMPROBACIÓN DE CARGA AXIAL

$$f_a := \frac{(N + PPmuro)}{(B \cdot (d + Rec))}$$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante Carga Axial

$$F_a := 0.2 \cdot f_m \cdot \left(1 - \left(\frac{H}{40 \cdot t}\right)^3\right)$$ [Kgf/cm^2] Vensión admisible Carga Axial

$$Rel := \frac{f_a}{F_{SISMICO}\, F_a} = 29.6\%$$

5.0 ANALISIS DE ESFUERZO DE CORTE

$$Fcorteadm1 := 0.06 \cdot \sqrt[2]{\left(\frac{f_m}{10.1972}\right)} \cdot 10.1972 = 1.005$$ [Kgf/cm^2] Tensión admisible sin aporte de acero

$$Fcorteadm2 := 0.13 \cdot \sqrt[2]{\frac{f_m}{10.1972}} 10.1972 = 2.177$$ [Kgf/cm^2] Tensión admisble con aporte del acero

$$F_{CORTETRAB} := \frac{V}{(B \cdot d)}$$ [Kgf/cm^2] Tensión Solicitante

$$A_V := \text{if } F_{CORTETRAB} > Fcorteadm1 \text{ } \| \text{ } \frac{(1.1 \cdot V \cdot S_{CORTE})}{(F_{SISMICO} \cdot F_{sacero} \cdot d)} \text{ else } \| \text{ "Armar con Minimo"} = \text{"Armar con Minimo"}$$ [cm^2] Area de Corte Necesario

$$Rel := \text{if } F_{CORTETRAB} > Fcorteadm1 \text{ } \| \text{ } \frac{F_{CORTETRAB}}{Fcorteadm2} \text{ else } \| \text{ } \frac{F_{CORTETRAB}}{Fcorteadm1} = 27.46\%$$

6.0 CALCULO ENFIERRADURAS DE BORDE

$$M_{ext} := (N + PPmuro) \cdot \left(e + \frac{(d - Rec)}{2}\right)$$ [kgf*cm] Momento Respecto a armadura en Tracción

$$M_{extBal} := A_{OB} \cdot B \cdot d^2 \cdot 1.33 \cdot F_{COMADMI}$$ [kgf*cm] Momento de Balance

$$A' := \text{if } M_{extBal} < M_{ext} \text{ } \| \text{ } \Delta M \leftarrow M_{ext} - M_{extBal} \text{ } \frac{\Delta M}{Fb \cdot F_{sacero} \cdot (d - Rec)} \text{ else } \| \text{ "Armar con minimo"} = \text{"Armar con minimo"}$$ [cm2] Area de acero en compresión 1 Fi 12

$$A := \text{if } M_{extBal} < M_{ext} \text{ } \| \text{ } \frac{M_{extBal}}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero} \cdot d \cdot S_B} + A' \cdot Fb - \frac{(N + PPmuro)}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero}} \text{ else } \| \text{ } \frac{M_{ext}}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero} \cdot d \cdot S_B} \frac{(N + PPmuro)}{F_{SISMICO} \cdot F_{sacero}} = -0.999$$ [cm2] Area de acero en tracción, al ser negativo se armara con minimo 1 fi 12

7.0 ARMADURAS MINIMAS

$$A_{SMINVERTICAL} := \frac{0.06}{100} \cdot B \cdot 100 = 0.42$$ [cm2] Armadura Vertical en Tramo vertical de 1 metro de ancho

Se dispondra fi 12 @60 cm =1.6 cm2> MINIMO

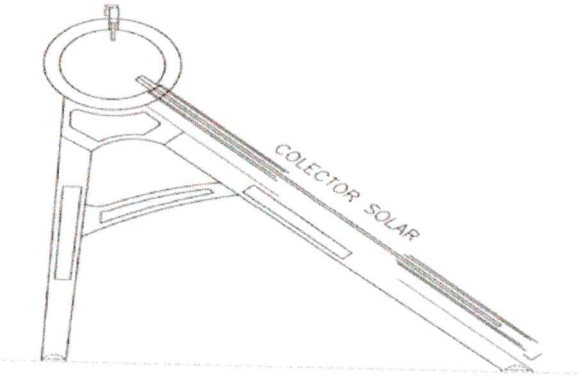
$$A_{SMINHOR} := \frac{(0.15 - 0.06)}{(100)} \cdot 10.76 \cdot 100 = 0.968$$ [cm2] Armadura Vertical en Tramo Horizontal de 1 metro de ancho

Se dispondra Escalerrilla cada 3 Hiladas en cada Hilada tenemos 0.6 cm2, son 3 Hiladas x 3 =1.8cm2> 0.968 cm2 Cumple

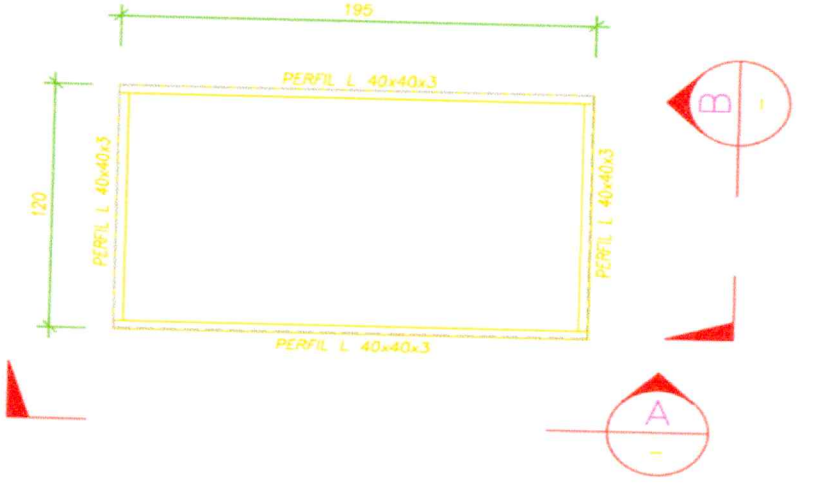
Se especifica Vigas y Cadenas de coronación de 0.14[m] de ancho por 0.35[m] de alto.

5.0 Verificación Estructura Metálica Auxiliar de Soporte Colector (solo cuando se requiera)

Como fue expuesto en las bases de cálculo del presente informe, se debe tomar en cuenta la presencia de un Colector Solar Térmico, fijado directamente sobre la estructura de techumbre. A continuación, se ilustra el termo panel:

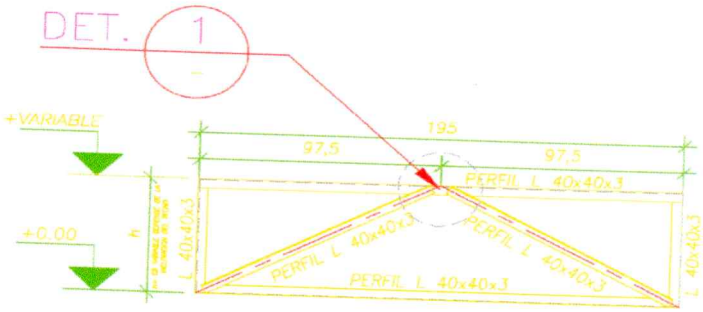


Se propone una estructura de nivelación para la instalación del colector, solo cuando no sea posible la instalación siguiendo la pendiente de la techumbre, que es la mejor en términos de la integración arquitectónica a la vivienda, en el cálculo, la estructura fue modelada en su totalidad por perfiles ángulo de 40x40x3 mm, con una altura de 42 cm. A continuación, se ilustra la estructura metálica de soporte:



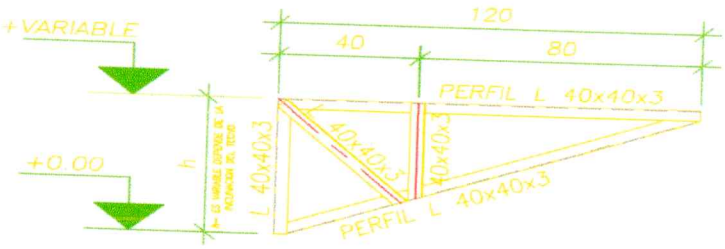
PLANTA ESTRUCTURA NIVEL SUPERIOR

ESCALA 1:25



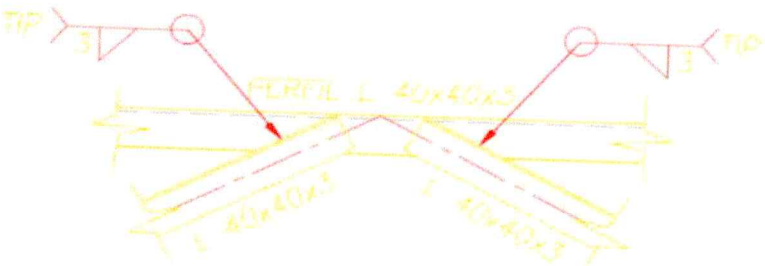
VISTA A

ESCALA 1:25



VISTA B

ESCALA 1:25



DEATALLE 1

ESCALA 1:10

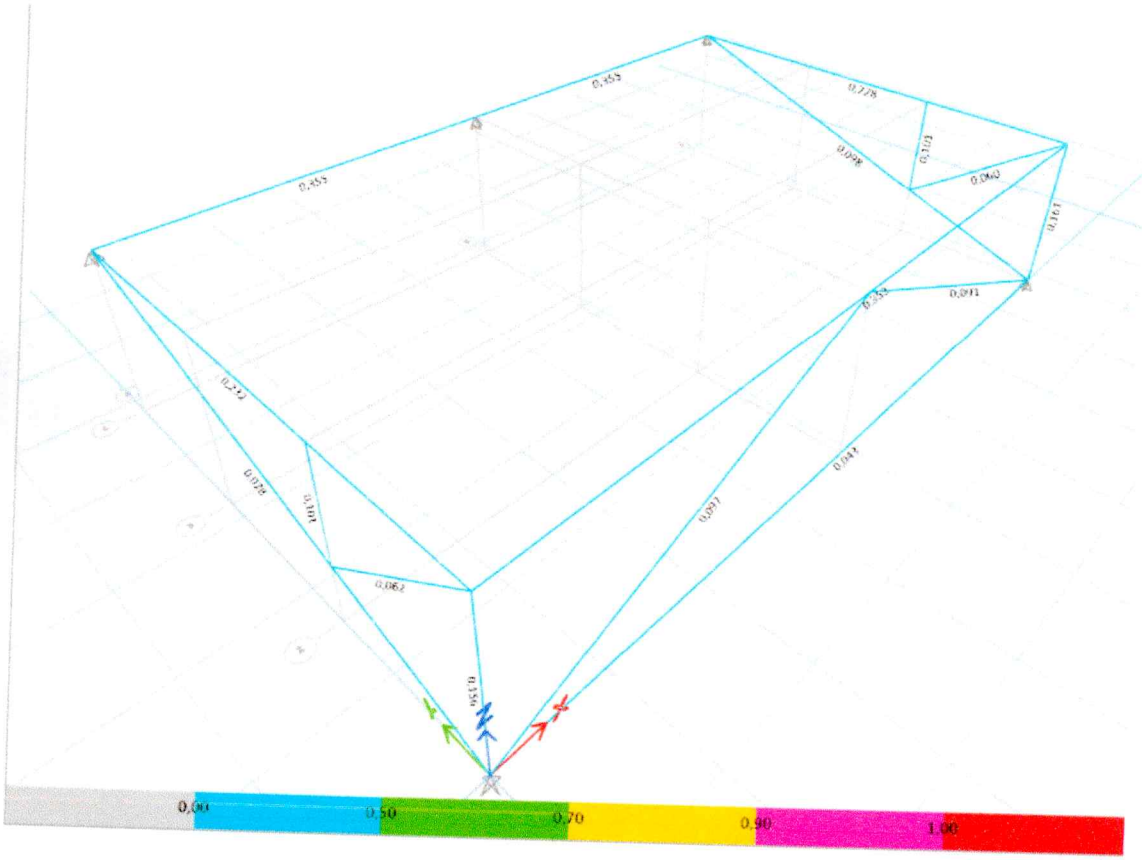
Para realizar la verificación de la estructura presentada, se tomaron en consideración las siguientes cargas y esfuerzos solicitantes:

- Peso Colector Solar Térmico = 300 Kgf.

- Presión del Viento = 60 Kgf/m².

- Acción del Sismo.

Tomando en cuenta lo anterior, la estructura fue modelada en ETABS. A continuación, se presentan los resultados obtenidos de la modelación de la estructura:



Con lo anterior podemos asegurar que la estructura de soporte satisface las solicitaciones impuestas en él y cumple su funcionamiento estructural sin problemas.

Cercha C1 (Se especifica separación de cerchas cada 80 [cm] aproximadamente.)

Montante: 60 CA 0.85 mm

Cuerda Superior: 90 CA 0.85 mm

Cuerda Inferior: 90 CA 0.85 mm

Diagonal: 60 CA 0.85 mm

Costaneras: 35OMA0.85 mm Separación 60 cm

Se recomienda que para el uso de elementos de Termo con una carga de 300 Kgf se utilice los siguientes elementos en techumbre:

Cercha C1 (Se especifica separación de cerchas cada 80[cm] aproximadamente.)

Montante: 60 CA 1.0 mm

Cuerda Superior: 90 CA 1.0 mm

Cuerda Inferior: 90 CA 1.0 mm

Diagonal: 60 CA 1.0 mm

Costaneras: 35OMA 1.0mm Separación 60 cm

6.0 Resultados y comentarios

El diseño y verificación de los elementos de hormigón armado y albañilería se estudió en cada pórtico de la estructura, tomando en consideración las cargas de peso propio, sobrecargas, viento y eventuales cargas sísmicas.

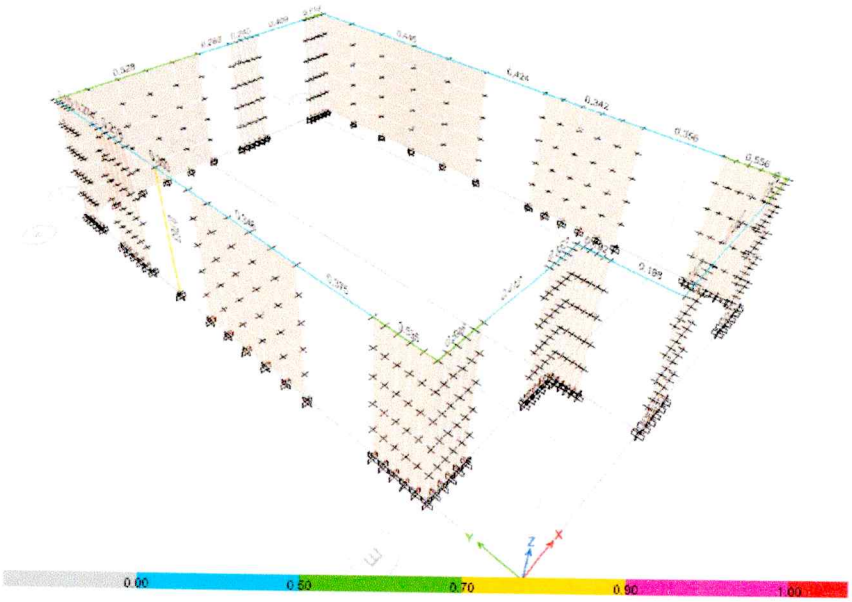
El uso de elementos finitos por medio de software de análisis estructural, permite analizar solicitaciones y capacidades del sistema, por lo anterior realizó el diseño por medio de este instrumento y luego se verificó la capacidad de los perfiles por medio de las instrucciones de diseño aclararas por AISC 360-10, elementos de hormigón por medio ACI 318-08 y elementos de albañilería por su correspondiente normativa.

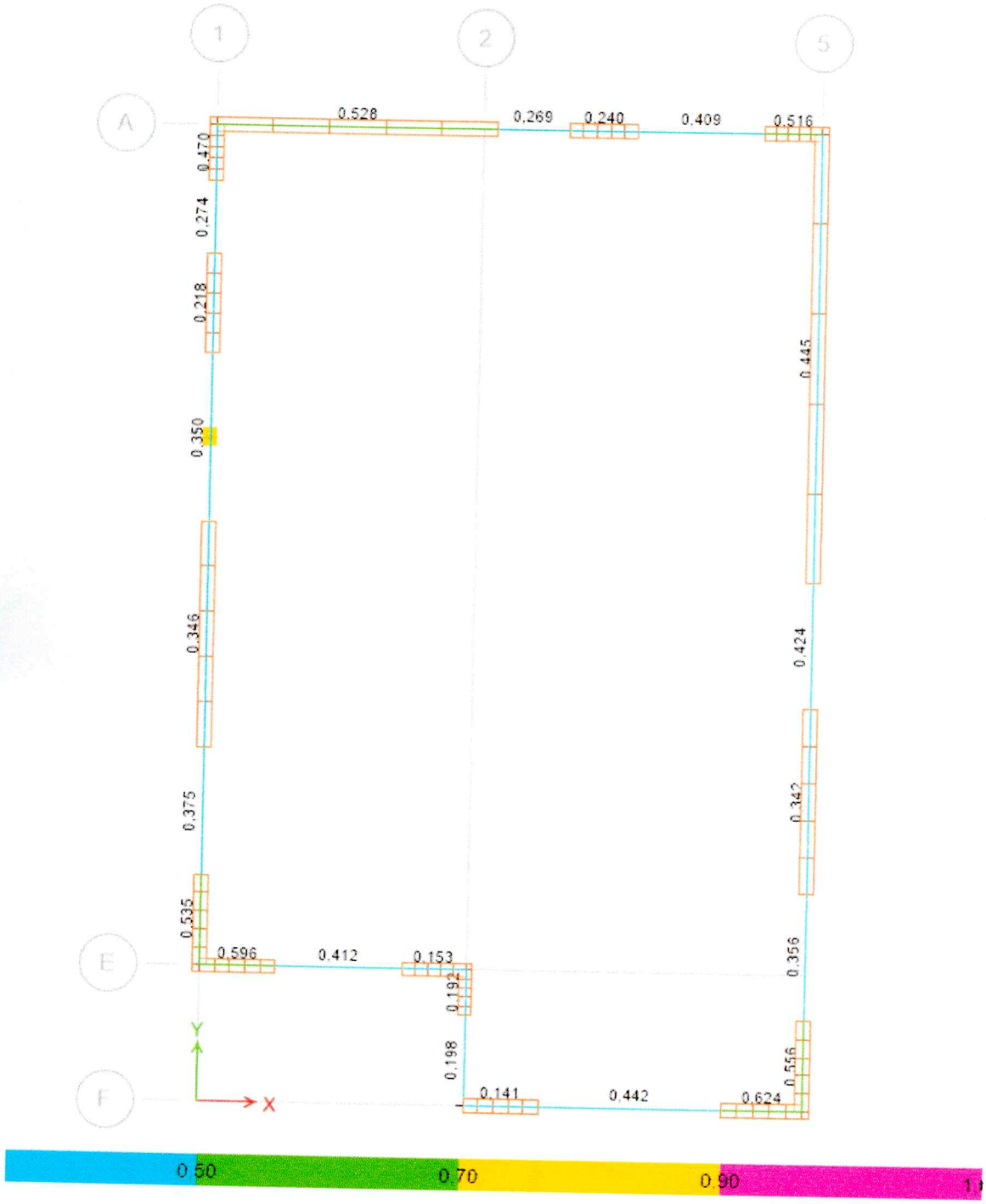
6.1 Zonas Críticas del sistema estructural:

La Figura N° 7 corresponde al resultado de los elementos de Hormigón Armado presentes en toda la estructura. Se generaron zonas críticas cerca de las aberturas de mayores dimensiones, debido a la poca rigidez longitudinal de dichas zonas. Por lo que se recomendó, reforzar la armadura de las cadenas, cambiando la armadura de sus esquinas de 4ϕ10 a 4ϕ12, las guías de ϕ8 deben mantenerse, además.

Se tiene que la relación Solicitación-Resistencia (Ratio) de las vigas en el estado último, presenta un valor máximo de 0.624 lo que representa que las solicitaciones son un 62.4% de la capacidad de las vigas, verificándose de esta manera que el sistema resiste las cargas impuestas por el diseño.

Figura 7: Factores de Utilización de las Vigas de presentes en la estructura.





Fuente: Elaboración propia

En la Figura 8 se observa el factor de utilización de los elementos presentes en el eje N°F estableciéndose que la viga con mayor utilización es la que presenta mayor carga de flexión, llegándose a una utilización de un 62,4% de la capacidad del sistema, por lo que se tiene un

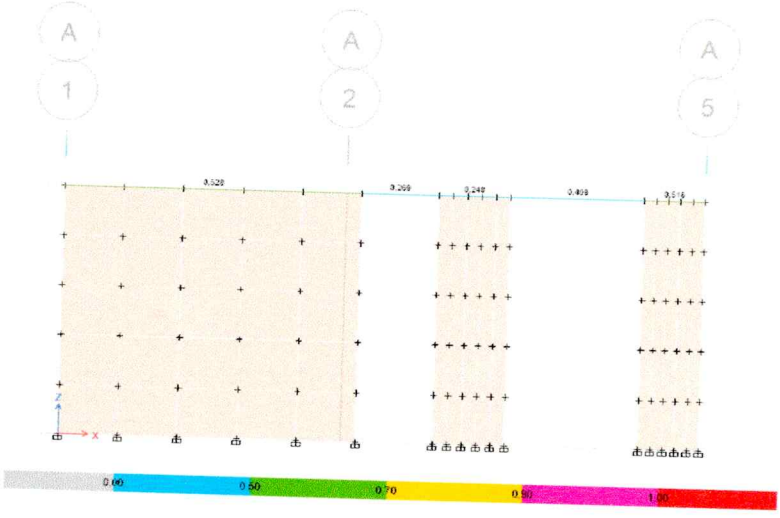
sistema estable y estructuralmente correcto, que cumple la normativa vigente y además trabaja colaborativamente con cada una de sus partes.

Figura 8: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE F



Fuente: Elaboración propia

Figura 9: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE A



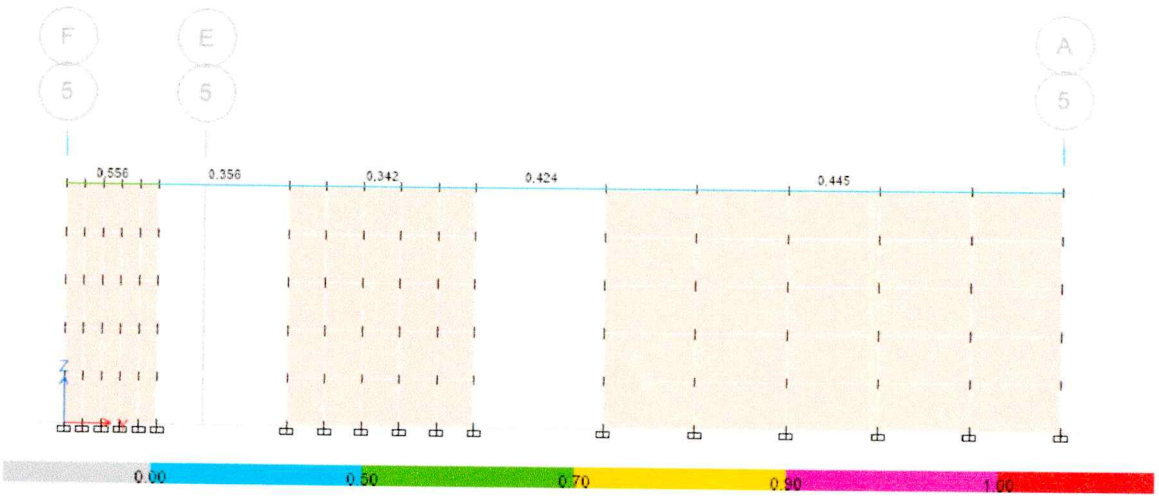
Fuente: Elaboración propia

Figura 10: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE E



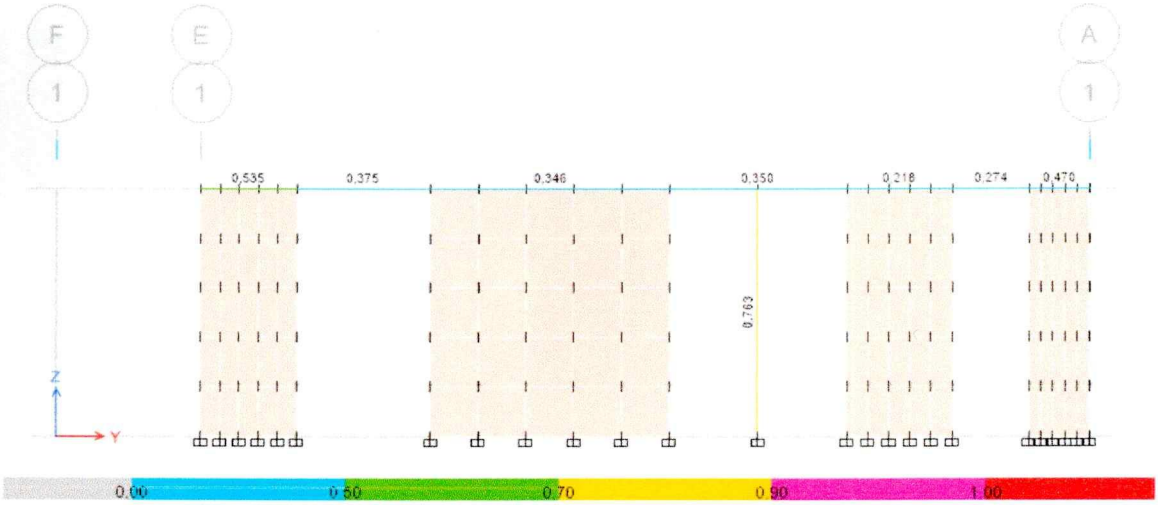
Fuente: Elaboración propia

Figura 11: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE 5



Fuente: Elaboración propia

Figura 12: Factor de Utilización elementos de Hormigón Armado EJE 1



Fuente: Elaboración propia

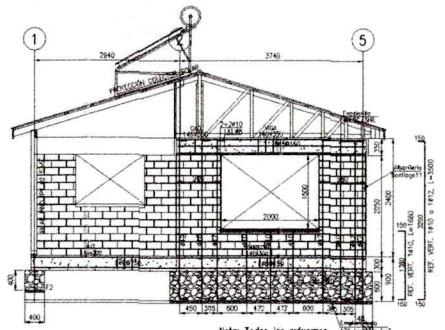
7.0 Firmas

Alejandro Calderón Cortes

Ingeniero Constructor

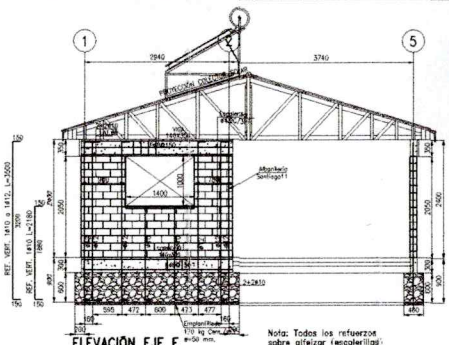
Manuel Godoy Órdenes

Ingeniero Civil
PUCV



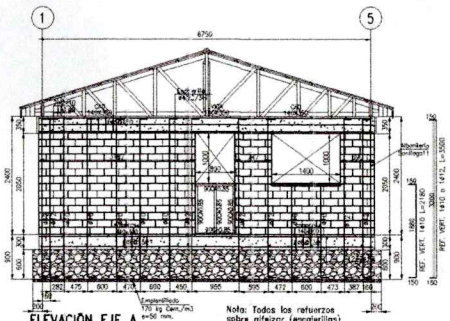
ELEVACIÓN EJE F
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



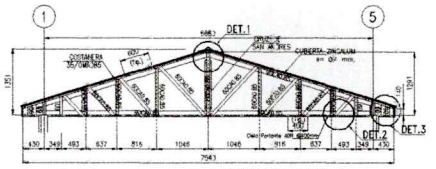
ELEVACIÓN EJE E
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.

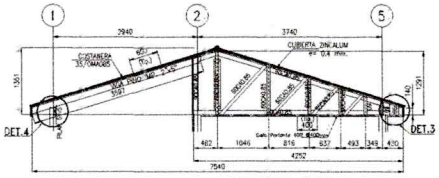


ELEVACIÓN EJE A
ESCALA.- 1:50

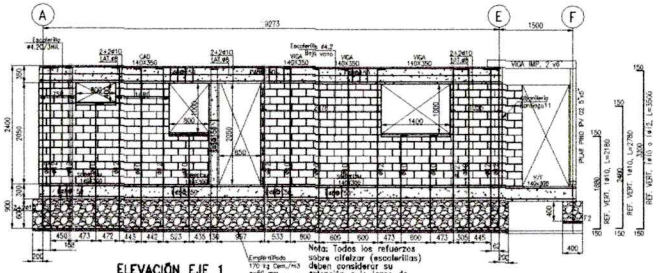
Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



CERCHA TIPO 1
ESCALA.- 1:50

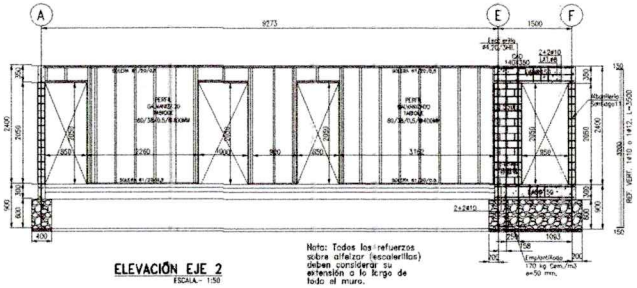


CERCHA TIPO 2
ESCALA.- 1:50



ELEVACIÓN EJE 1
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.

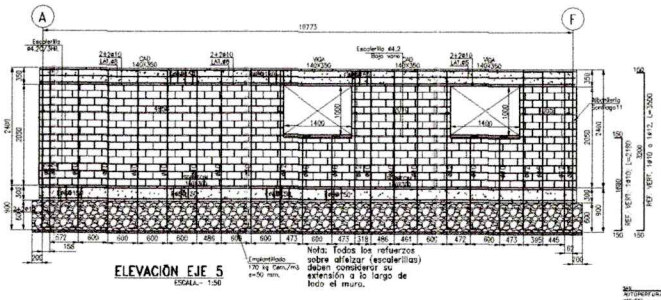


ELEVACIÓN EJE 2
ESCALA.- 1:50

Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



DETALLE 4
ESCALA 1:20
APOYO SOBRE PILAR MADERA

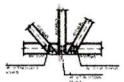


ELEVACIÓN EJE 5
ESCALA.- 1:50

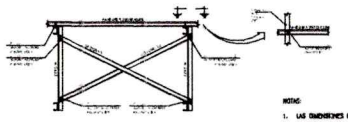
Nota: Todos los refuerzos sobre alfeizar (escalerillas) deben considerar su extensión a lo largo de todo el muro.



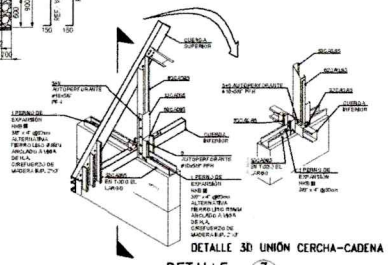
DETALLE 1
ESCALA 1:20



DETALLE 2
ESCALA 1:20



DETALLE CRUZ DE SAN ANDRES
ESCALA 1:20



DETALLE 3D UNIÓN CERCHA-CADENA

DETALLE 3
ESCALA 1:50



DETALLE "Refuerzos para fijaciones de Tapacanes"
ESCALA 1:20

Nota: Sólo en las dos últimas Cerchas de cada Techumbre.

NOTAS:

1. LAS DIMENSIONES PREVALECEN POR SOBRE EL DIBUJO.
2. DIMENSIONES EN mm A MENOS QUE SE INDIQUE EN (M.C)
3. TODAS LAS MEDIDAS DEBEN RECTIFICADAS EN TERRENO ANTES DE FABRICACION
4. ZONA SISMICA Y TIPO DE SUELO
   - ZONA SISMICA 2
   - TIPO DE SUELO E

A.- ESPECIFICACIONES TECNICAS

1. DIAMETROS NO DETALLADOS USAR Ø8 A
2. RECUBRIMIENTOS
   - FUNDACIONES 30 mm
   - MUROS Y CADENAS 20 mm.
   - COLUMNAS 30mm.
3. ESFUERZOS ADMISIBLES DE TERRENO – ESTATICOS: 1,0 Kg/cm2
   – ESTATICOS + SISMO: 1,33 Kg/cm2
4. SE DEBERA ESCOBAR HASTA ENCONTRAR 10 cm. MIN. EN TERRENO FIRME.
5. LAS EXCAVACIONES SOBRE RECORTE-S POR LA E.T.S.
6. LOS SELLOS DE EXCAVACION SERAN HORIZONTALES Y DEBERAN ESCAR LIBRES DE MATERIAL SUELTO AL MOMENTO DE SER HORMIGONADOS
7. CONSIDERAR ARMADURA VERTICAL MIN SEGUN DISPOSICION INDICADA EN PLANTA Y ELEVACIONES DEL PROYECTO. EL ESCANTILLONADO MÁXIMO ENTRE ARMADURAS VERTICALES SERÁ DE 80 cm. EN ENCUENTROS DE MUROS, DISPONER MÍNIMO 3Ø12.

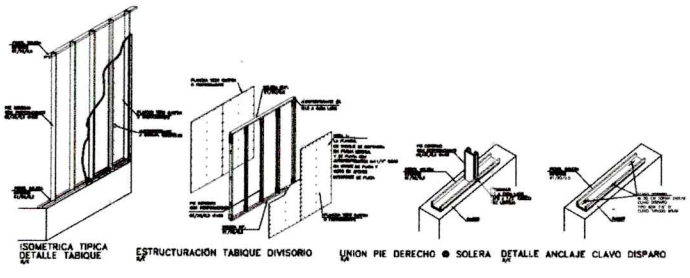
NOTA

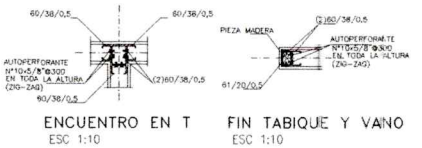
SOBRECIMIENTOS CONSIDERAR ANGULOS DE TERRENO NATURAL SEGÚN PROYECTO DE ARQUITECTURA, EN CASO DE QUE ANGULOS DE TERRENO CONSIDERADOS DIFIERAN RESPECTO DE ANGULOS REALES, CONSULTAR AUMENTAR ALTURA DE SOBRECIMIENTOS RESPETANDO LAS SIGUIENTES INDICACIONES.

- ARMADURA DE SOBRECIMIENTOS REFUERZO LONGITUDINAL 3Ø16 (SUPERIOR E INFERIOR) MÁS ESTRIBOS Ø8@15.
- NÚMERO DE LOSETAS (A CADA LADO), RESPECTO A ALTURA DE SOBRECIMIENTO:
  - SOBRECIMIENTOS ENTRE 35 Y 60 CM DE ALTO, INCORPORAR 1 LOSETA, EN 1 CADA LADO DE SOBRECIMIENTO
  - SOBRECIMIENTOS ENTRE 60 Y 80 CM DE ALTO, INCORPORAR 2 LOSETAS EN 2 CADA LADO DE SOBRECIMIENTO
  - SOBRECIMIENTOS CON ALTURAS SUPERIOR A 80 CM, SOLICITAR ANÁLISIS A INGENIERO ESPECIALISTA.

NOTAS:

1. VER NOTAS GENERALES EN LÁMINA 01 DE 02





ENCUENTRO EN T
ESC 1:10

FIN TABIQUE Y VANO
ESC 1:10

CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg cem./m3
Fundaciones	G-15 + 20% Bolón Dest.
Pedestes	G-15 20% P.G.
Hormigón Armado	G-20 20% P.G.
Albañilería	Ladrillo Santiago 11E (Mapi)
Mortero de pega	M10 (muy 10% fraco. defect.)
Acero refuerzo	A630-420H
Escalerillas	AT56-50H
Perfil Acanalonado	ASTM A 653 SQ Gr 40

PROYECTO:	COMUNA:
Estructural	La Ligua

ELABORADO POR:

MANUEL GODOY ORDENES O.
18.224.649-2
INGENIERO CIVIL

DIRECCION: Pedro Pablo Vial, La Ligua
FONO: +56 9 44230574
E MAIL: manuel.godoy.ord@gmail.com

PROPIETARIO:	ARQUITECTO:
Francisco Ulloga Martinez	Oscar Lielmil Arias

PROYECTO:

DISEÑO ESTRUCTURAL VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL D.S. 10

FASE: INGENIERIA DE DETALLE

CONTENIDO:

- ELEVACIONES
- DETALLE DE CERCHAS
- DETALLES

REVISIONES	No.	PROY.	REV.	LP.	FECHA	DESCRIPCION
	A	-	MGO	-	07/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA

CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
PROYECTISTA	M. GODOY O.		JULIO 2025

JEFE DE CARRERA
VIVIENDA

REV. A

HOJA 2 DE 2

ILUSTRE MUNICIPALIDAD DE LA LIGUA
DIRECCIÓN DE OBRAS MUNICIPALES
V°B°

NOTAS GENERALES

1.- MEDIDAS EN CM y MM S.I.C. TODAS LAS DIMENSIONES PROYECTUALES DEBERAN SER VERIFICADAS EN TERRENO POR EL CONTRATISTA DE OBRA Y EL PROFESIONAL DE ARQUITECTURA EN CASO DE HABER DISTANCIAS QUE DIFIERAN LO MOSTRADO EN EL PROYECTO, SE DEBERA CONSULTAR CON LA ARQUITECTURA DEL PROYECTO.

2.- NORMAS DE REFERENCIA

NCH 2369-Of 2003	DISEÑO SISMICO DE ESTRUCTURAS E INSTALACIONES INDUSTRIALES
NCH 1537-Of 86	CARGAS PERMANENTES Y SOBRE CARGAS DE USO
NCH 433 - Of 1996	ACCION DEL VIENTO SOBRE LAS CONSTRUCCIONES
NCH 432 - Of 1971	CALCULO DE LA NIEVE
ACI 318-08	CODIGO DE DISEÑO DE HORMIGON ARMADO
ANSI / AISC 360-05	AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION

3.- PARAMETROS SISMICOS SEGUN NCH 433

ZONA SISMICA 3
TIPO DE SUELO II
CATEGORIA DEL EDIFICIO C2 (I=1)

4.- DETALLAMIENTO

- TODAS LAS COTAS DEBERAN SER VERIFICADAS EN ACUERDO A LOS PLANOS DE ARQUITECTURA
- LAS COTAS PREVALECEN ANTE EL DIBUJO.
- LOS PLANOS DE DETALLE REGIRAN POR SOBRE ESPECIFICACIONES. LAS ARMADURAS INDICADAS EN PLANTAS DE ESTRUCTURAS SON INFORMATIVAS PREVALECIENDO LAS INDICADAS EN LOS PLANOS DE ELEVACIONES.

5.- BASES PARA EL DISEÑO DE FUNDACIONES
EXISTEN ESTUDIO DE SUELOS DEL PROYECTO

6.- MATERIALES

HORMIGON PREMEZCLADO
HORMIGON FUNDACIONES: DOSIFICACION G-25 Y G-10 CONFORME TUBO FUNCION DEFINITIVOS Tmax = 38 mm
HORMIGON PARA HORMIGON ARMADO: ASD-42H

ESPECIFICACIONES MINIMAS ELEMENTOS HORMIGON (R.A.D.)		HORMIGON	GRADO CONFIANZA	RECUBRIMIENTO
FUNDACIONES Y VIGAS FUNDACION		TIPO ESP. LAMINA	90%	4 cm
HORMIGON EXPUESTO AL SUELO O AL AIRE LIBRE				
BARRAS ø18 o ø36				4 cm
BARRAS ø16 Y DIAMETROS MENORES				3 cm
HORMIGON NO EXPUESTO AL AIRE LIBRE, NI EN CONTACTO CON SUELO :				
MUROS (TABIQUINADO e 30)	BARRAS ø18 o ø36	TIPO ESP. LAMINA	90%	2 cm
	BARRAS ø12 Y MENORES			1.5cm
PILARES (TABIQUINADOS e 30)	ARMADURA PRINCIPAL	TIPO ESP. LAMINA	90%	3 cm
	ARMADURA PRINCIPAL			2 cm
VIGAS	ARMADURA PRINCIPAL	TIPO ESP. LAMINA	90%	4 cm
	ARMADURA ESTRIBOS, CONECTOR			3 cm
LOSAS	BARRAS ø16 o ø36	TIPO ESP. LAMINA	90%	3 cm
	BARRAS ø12 Y MENORES			1.5cm
EMPLANTILLADOS (e=5cm)		ES	80%	---
BADENES PARA CARGAS LIVIANAS (e=8cm)		G10	80%	---

PREVALECE LO INDICADO EN PLANOS DE DETALLES

- LAS JUNTAS DE HORMIGONADO SE REALIZARAN DE ACUERDO A LO ESPECIFICADO EN LA Tabla 17F.
- LOS RELLENOS BAJO RADIER SE HARAN DE ACUERDO CON LO ESPECIFICADO POR EL MECANICO DE SUELOS
- LAS MUESTRAS DE HORMIGON SE REMARAN DE ACUERDO A LO INDICADO EN LAS ESPECIFICACIONES TECNICAS Y EN NORMAS NCh 170 Y Nch 171.
- EL CURADO DE HORMIGONES DEBE INICIARSE DENTRO DE UN PLAZO NO MAYOR A 5 HORAS Y DEBE EXTENDERSE AL MENOS 7 DIAS

ARMADURAS MALLAS CENTRALES (R.A.D.)	MALLAS	BARRAS SUELTAS	REMARKAR EN
SOBRECIMIENTO	-----	-----	-----
VIGAS Y CADENAS	-----	-----	-----
	-----	-----	-----
	-----	-----	-----
BADENES ARMADOS	-----	-----	-----
PM MALLAS EN PREVALE EN PLANOS DE DETALLES			

- LOS ESPACIOS NO ENCHANGADOS SE RELLENARAN DE ACUERDO AL CODIGO ACI 318-08, CONSULTAR CON EL INGENIERO.

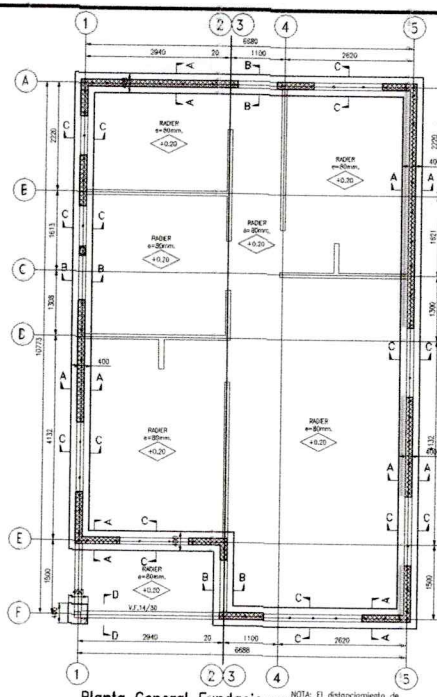
7.- FUNDACIONES
SE CLASIFICARAN DE ACUERDO A LOS PLANOS DE ESTRUCTURAS DEL PROYECTO Y A LAS INDICACIONES ESPECIALES IMPARTIDAS POR EL MECANICO DE SUELOS.

DONDE HUBIERA DEFECTOS EN MOLDAJES O ENRASADOS DEL HORMIGON DE FUNDACIONES, SE PODRA COMPLEMENTAR Y HORMIGONAR LOS FALTANTES. EXPUESTO A CORTE ELEMENTOS DE LA ESTRUCTURA ADYACENTES EN LINEAS.

TODAS LAS FUNDACIONES LLEVARAN UNA CAPA DE EMPLANTILLADO (SOLADO) POBRE HORMIGON PREMIX DE 80kg/cm2 Y DEL ESPESOR INDICADO EN LOS PLANOS DEL PROYECTO. EL HORMIGON DEL EMPLANTILLADO SE COLOCARA SIN AZ PREVIAMENTE LA SUPERFICIE DEL SUELO DE FUNDACION, SEGUN LO PRESENTADO POR EL MECANICO DE SUELOS.
EN CASO DE QUE A LA PROFUNDIDAD DEL SELLO DE FUNDACION SE ENCUENTRE UN SUELO DE MENOR O SIMILAR CALIDAD DEL SUELO SOBRE EL CUAL SE ESTIMO LA CAPACIDAD PORTANTE, SE DEBERA CONSULTAR AL MECANICO DE SUELOS.
EL SUELO SOBRE EL CUAL SE APOYARA FUNDACIONES DEBERA ESTAR LIBRE DE AGUA Y SIN LA PRESENCIA DE MATERIAL ORGANICO.
SE DEBERA CONSULTAR LA INFORMACION PREDIAL.

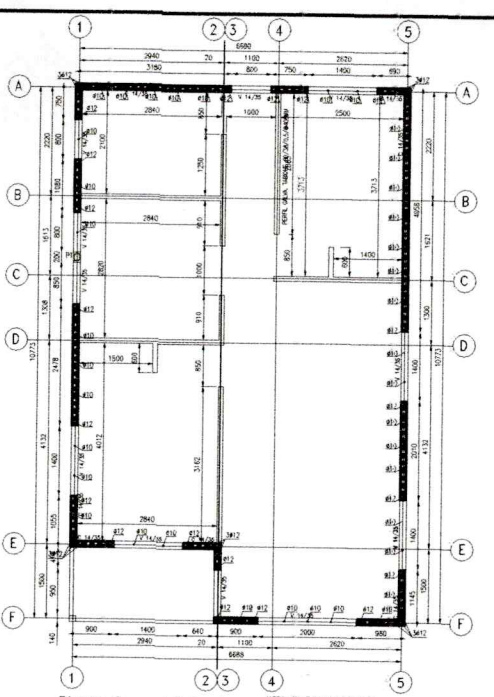
LONGITUD DE EMPALMES Y ANCLAJES EN BARRAS DE TRACCION, VIGAS Y CADENAS SEGUN TIPO DE HORMIGON					
LONGITUD DE EMPALME Y ANCLAJE EN HORMIGON G-25					
Diámetro	Empalme	cm	Anclaje	cm	Gancho cm
Ø					Radio de 3Ø
12	60	30	15		25
16	80	40	20		35
12	95	70	27		45





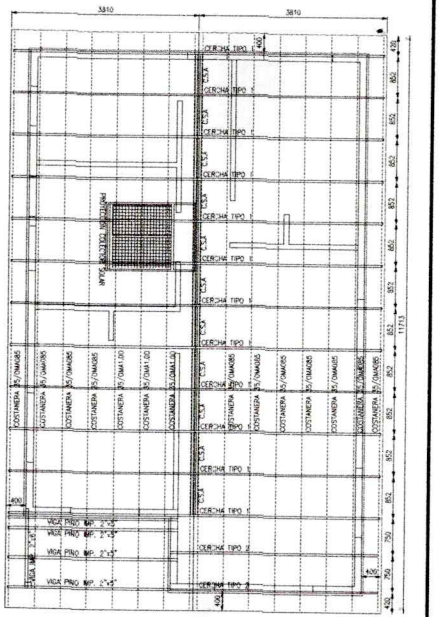
Planta General Fundaciones
ESCALA.- 1:50

NOTA: El distanciamiento de armadura en muros, se especifica en elevaciones correspondientes



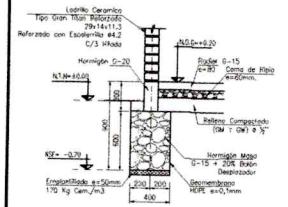
Planta General Estructura
ESCALA.- 1:50

NOTA: El distanciamiento de armadura en muros, se especifica en elevaciones correspondientes

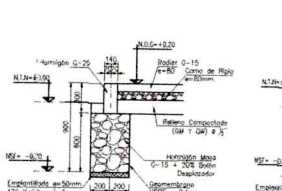


Planta General Techumbre
ESCALA - 1:50

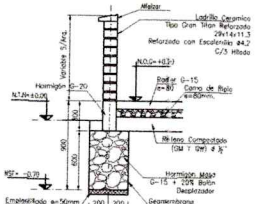
Nota: Para todos los casos, el distanciamiento máximo entre costaneras debe ser 800 mm.



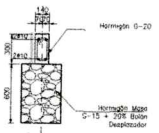
Corte A-A forma
ESC 1:25



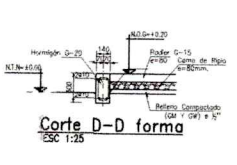
Corte B-B forma
ESC 1:25



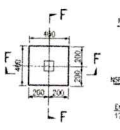
Corte C-C forma
ESC 1:25



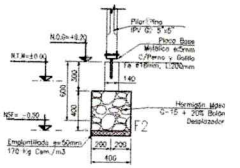
Corte Tipo armadura
ESC 1:25



Corte D-D forma
ESC 1:25



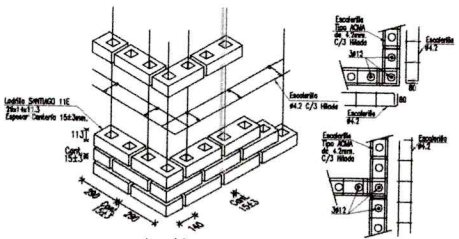
Fundacion F2
ESC 1:25



Corte F-F forma
ESC 1:25



Refuerzo Alfeizar
ESC.1/10



Isometria

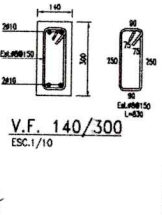
Plantas

Detalle Traslapo Escalerillas

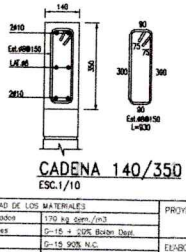
Corte Detalle Esquina Albañileria
S/ESC.



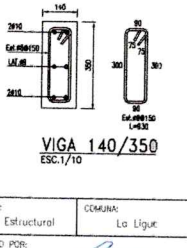
Sobrecimientos 140/300
ESC.1/10



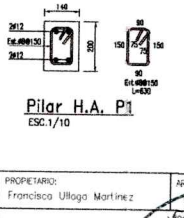
V.F. 140/300
ESC.1/10



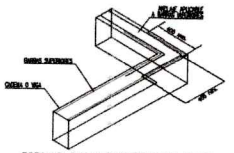
CADENA 140/350
ESC.1/10



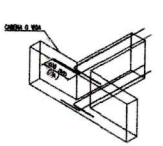
VIGA 140/350
ESC.1/10



Pilar H.A. P1
ESC.1/10



DETALLE ANCLAJE BARRAS EN VIGAS
S/ESCALA



DETALLE ANCLAJE PERPENDICULAR AL PLANO
S/ESCALA

CALIDAD DE LOS MATERIALES	
Emplantillados	170 kg cem./m3
Fundaciones	G-15 + 20% Bolon Desp.
Radieres	G-15 90% N.C.
Hormigón Armado	G-20 90% N.C.
Albañileria	Ladrillo Santiago 11E (Mapi)
Mortero de pega	M10 (mpa 10% frocc. defect.)
Acero refuerzo	A630-420H
Escalerillas	AT56-50H
Perfil Ac. galvanizado	ASTM A 653 SQ Gr 40

REVISIONES	No.	ORIGIN.	IND.	J.P.	FECHA	DESCRIPCION
	A	-	MOD	-	07/2025	VALIDO PARA REVISION INTERNA

PROYECTO: Estructural
COMUNA: La Ligua
PROPIETARIO: Francisca Ulloga Martinez
ARQUITECTO: Oscar Fielgal Arasa

ELABORADO POR:
MANUEL GODOY ORDENES O.
16.124.649-2
INGENIERO CIVIL
DIRE. LEON Prado Prado 146, La Ligua
CORP. +56 33 2450870
E MAIL: manuel.godoy.o@gmail.com

CATEGORIA	NOMBRE	FIRMA	FECHA
INGENIERO	M. GODOY O.		JULIO 2025

FASE: INGENIERIA DE DETALLE
CONTENIDO:
- PLANTA DE FUNDACIONES
- PLANTA DE ESTRUCTURA
- PLANTA DE TECHUMBRE
- DETALLES DE FUNDACIONES
- DETALLES

PROYECTO: DISEÑO ESTRUCTURA, VIVIENDA UNIFAMILIAR HABITABILIDAD RURAL D.S. N°10
ESCALA: 1:50
HOJA N° 1
DE 2
A

JEFE OFICINA VIVIENDA