

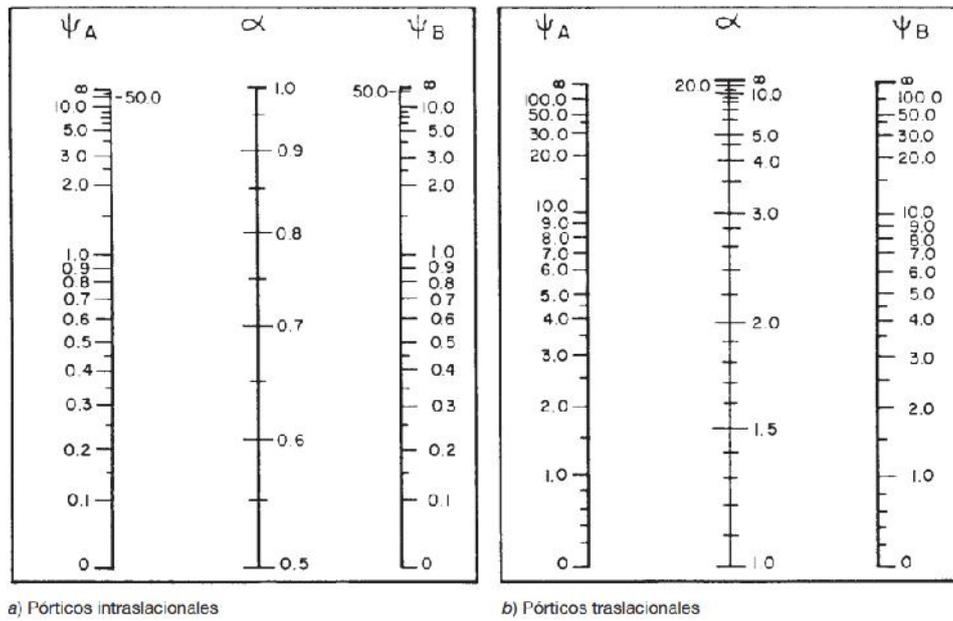
ANEXO I

ABACOS- TABLAS- ANALISIS DE CARGAS

ANEXO 1. Ábacos – Tablas – Análisis de Cargas.

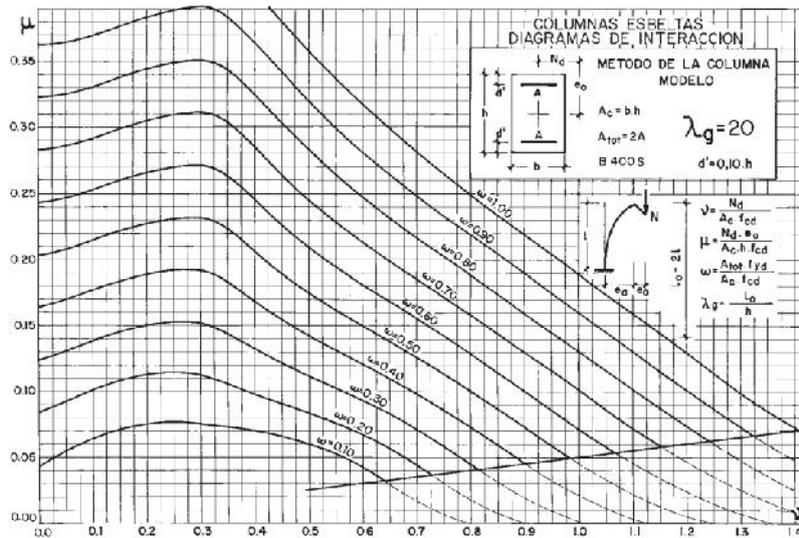
1.1 Ábacos.

Figura A1.1 Nomogramas para Pórticos Intraslacionales y traslacionales



Fuente: Norma Bolivia del Hormigón Armado CBH87 pag. 269

Figura A1.2 Abaco de Diagrama de Interacción para Columnas



Fuente: H°A° Jiménez Montoya, 15 edición pag. 272.

1.2 Tablas

1.2.1 Tablas para el diseño de perfiles metálicos de acero conformado.

Tabla A1.1 Tipos de Acero

ASTM	Esfuerzo mínimo de fluencia F_y (Ksi)	Esfuerzos de tensión mínima F_r (Ksi)
A - 36	36 – 32	58 – 80
A – 529	42	60 – 85
A – 441	40 – 50	60 – 70
A – 572	42 – 65	60 – 80
A – 242	42 – 50	63 – 70
A – 588	42 – 50	63 – 70
A – 514	90 – 100	100 – 130

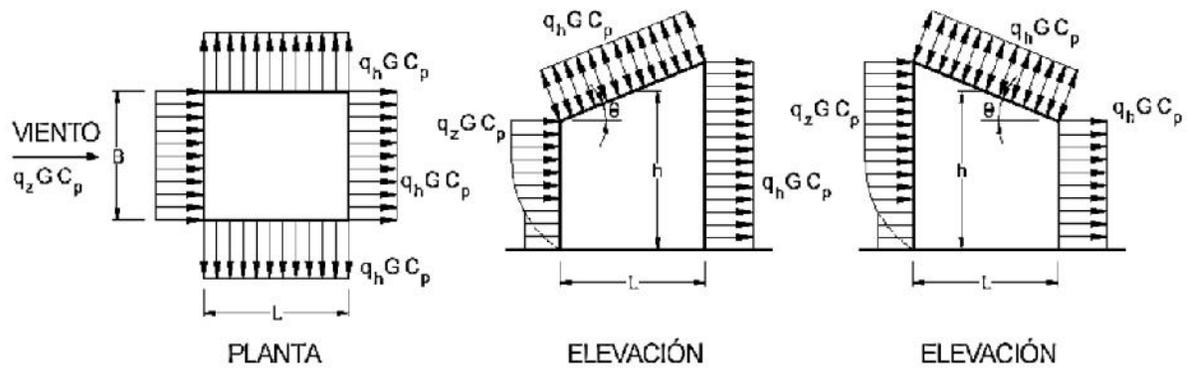
Fuente: Norma AISI S100-2016 (LRFD).

Tabla A1.2 Factor de reducción de resistencias.

Factor de Reduccion (ϕ)	Situacion
1	Aplasteamiento en areas proyectantes de pasadores, fluencia del alma bajo de cargas encontradas, cortante en tornillo en juntas de tipo de friccion
0.9	Vigas sometidas a flexion y corte, filetes de soldaduras con esfuerzos paralelos al eje de la soldadura, soldadas de ranura en el metal de base, fluencia de la seccion totalde miembros a tension
0.85	Columnas, aplastamiento del alma distancia al borde y capacidad de aplastamiento de agujeros
0.8	Cortante en el area afectiva de soldaduras de ranura con penetracion completa, tension normal ala area efectiva de soldadura de ranura con penetracion parcial
0.75	Tornillos a tension soldadura de tapon o muesca, fractura en la seccion neta de miembros a tension.
0.65	Aplastamiento en tornillos (que no sea Tipo A307)
0.6	Aplastamiento en cimentaciones de concreto

Fuente: Norma AISI S100-2016 (LRFD).

Tabla A1.3 Acción del viento en cubierta a 1 agua y valores de C_p .



Superficie	L / B	C_p	Usar con
Pared a Barlovento	Todas	0,8	q_z
Pared a Sotavento	0 - 1	-0,5	q_z
	2	-0,3	
	≥ 4	-0,2	
Paredes Laterales	Todas	-0,7	q_z

Fuente: Normativa Boliviana de acción del viento NB 1225003-1

Tabla A1.4 Velocidades Básicas del viento en ciudades

Nº	ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V (m/seg)
1	Achiri	La Paz	33,04
2	Achumani	La Paz	14,80
3	Aguaraycito	Tarija	18,50
4	Aiquile	Cochabamba	26,40
5	Alcantari	Chuquisaca	24,61
6	Andamarca	Oruro	50,19
7	Anzaldo	Cochabamba	21,73
8	Apolo	La Paz	21,73
9	Arani	Cochabamba	17,82
10	Ayo Ayo	La Paz	32,24
11	Ayoma	Potosí	28,24
12	Azurduy	Chuquisaca	32,76

Nº	ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V (m/seg)
13	Belen	La Paz	39,19
14	Bermejo, Aeropuerto	Tarija	50,20
15	Cabaña Forestal	Oruro	19,96
16	Calacoto	La Paz	30,49
17	Calcha Nor Chichas	Potosí	25,27
18	Camata	La Paz	20,98
19	Campanario	Tarija	30,49
20	Cañas	Tarija	26,41
21	Capinota	Tarija	16,97
22	Carabuco	Cochabamba	26,03
23	Caracollo Cadea	La Paz	25,86
24	Caranavi	Oruro	21,19
25	Catacora	La Paz	42,33
26	Chacaltaya	La Paz	8,10
27	Challviri	Potosí	26,40
28	Chaqui	Potosí	32,35
29	Charaña	La Paz	24,33
30	Chirapaca	La Paz	13,41
31	Chico Chico	Potosí	15,81
32	Chillca	Oruro	17,70
33	Chinoli	Potosí	30,31
34	Chipiriri	Cochabamba	15,77
35	Chocloca	Tarija	14,32
36	Chorocona	La Paz	21,10
37	Chuma	La Paz	24,94
38	Chuqui Chuqui	Chuquisaca	22,51
39	Chuquiña	Oruro	16,21
40	Cobija Aeropuerto	Pando	12,60
41	Cochabamba	Cochabamba	44,30
42	Coimata	Tarija	22,10
43	Colcha K	Potosí	27,52

Nº	ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V (m/seg)
44	Collana	La Paz	12,10
45	Colomi	Cochabamba	15,90
46	Colquechaca_Pti	Potosí	23,05
47	Comanche	La Paz	26,71
48	Copacabana	La Paz	24,50
49	Copancara	La Paz	22,00
50	Coripata	La Paz	7,80
51	Cotagaita_Mosoj Llajta	Potosí	27,03
52	Culpina	Chuquisaca	4,44
53	Curahuara de Carangas	Oruro	31,94
54	El Alto Aeropuerto	La Paz	36,70
55	El quiñe	Santa Cruz	10,84
56	El Salvador	Chuquisaca	48,72
57	El Villar	Chuquisaca	7,60
58	El Tejar Tarija	Tarija	12,20
59	Entre Ríos Tarija	Tarija	41,60
60	Guayaramerin Aeropuerto	Beni	15,40
61	Hichucota	La Paz	45,55
62	Huarina Cota Cota	La Paz	30,16
63	Huayllamarca	Oruro	40,80
64	Huayrocondo	La Paz	19,70
65	Independencia	Cochabamba	14,20
66	Isla Del Sol	La Paz	19,34
67	Juntas	Tarija	21,40
68	Koa Koa	Potosí	24,97
69	La Asunta	La Paz	14,71
70	La Jota (Chimore)	Cochabamba	12,74
71	La Paz	La Paz	29,50
72	La Torre	Chuquisaca	12,32
73	Laykacota	La Paz	22,12
74	Llica	Potosí	32,71

N°	ESTACIÓN	DEPARTAMENTO	V (m/seg)
75	Magdalena	Beni	23,73
76	Mizque	Cochabamba	29,11
77	Mojo	Potosí	32,15

Fuente: Normativa Boliviana de acción del viento NB 1225003-1

Tabla A1.5 Tabla de Direccionalidad K_d

Factor de Direccionalidad K_d	
Tipo de estructura	Factor de direccionalidad
	K_d
Edificios	0,85
Sistema principal resistente a la fuerza de viento	
Componentes y revestimientos	
Cubiertas abovedadas	0,85
Chimeneas, tanques y estructuras similares	0,90
Cuadradas	
Hexagonales	
Redondas	
Carteles llenos	0,85
Carteles abiertos y estructura reticulada	0,85
Torres reticuladas	0,85
Triangular, cuadrada, rectangular	
Toda otra sección transversal	
NOTA:El factor de direccionalidad K_d se ha calibrado con las combinaciones de carga especificadas en la norma NB 1225002	

Fuente: Normativa Boliviana de acción del viento NB 1225003-1

Tabla A1.6 Categorías de Estructuras

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Edificios y otras estructuras que representan un bajo riesgo para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a:	I
Instalaciones Agrícolas.	
Ciertas instalaciones temporarias.	
Instalaciones menores para almacenamiento.	
Todos los edificios y otras estructuras excepto aquellos listados en Categorías I, III y IV.	II
Edificios y otras estructuras que representan un peligro substancial para la vida humana en caso de falla incluyendo, pero no limitado a:	III
Edificios y otras estructuras donde se reúnen más de 300 personas en un área.	
Edificios y otras estructuras con escuelas primarias, secundarias o instalaciones para guarderías con capacidad mayor que 150 personas.	
Edificios y otras estructuras con instalaciones para el cuidado diurno con capacidad mayor que 150 personas.	
Edificios y otras estructuras con una capacidad mayor que 500 para universidades o instalaciones para educación de adultos.	
Instalaciones para el cuidado de la salud con una capacidad de 50 o más pacientes residentes pero sin instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.	
Instalaciones para cárceles y detenciones.	
Estaciones de generación de energía y otras instalaciones de utilidad pública no incluidas en la Categoría IV	
Edificios y otras estructuras que contienen suficientes cantidades de sustancias tóxicas o explosivas como para ser peligrosas al público si se liberan, incluyendo, pero no limitado, a:	
Instalaciones petroquímicas.	
Instalaciones para almacenamiento de combustibles.	
Plantas de fabricación o almacenamiento de productos químicos peligrosos.	
Plantas de fabricación o almacenamiento de explosivos.	
Edificios y otras estructuras equipados con contención secundaria de sustancias tóxicas, explosivas u otras peligrosas (incluyendo, pero no limitado a, tanques de doble pared, receptáculos de tamaño suficiente para contener un derrame u otros medios de contención de derrames o explosiones dentro de los límites de la instalación y prevenir la liberación de cantidades de contaminantes nocivas para el aire, el suelo, el agua freática o superficial) deben clasificarse como estructuras de Categoría II.	
Edificios y otras estructuras diseñadas como instalaciones esenciales, incluyendo, pero no limitados	IV
Hospitales y otras instalaciones para el cuidado de la salud que tienen instalaciones para cirugía o tratamientos de emergencia.	
Cuarteles de bomberos, centros de rescate, estaciones de policía y garajes para vehículos de emergencia.	
Refugios diseñados contra sismos, huracanes y otras emergencias.	

Naturaleza de la Ocupación	Categoría
Centros de comunicaciones y otras instalaciones necesarias para respuestas a emergencias.	
Estaciones generadoras de energía y otras instalaciones de utilidad pública necesarias en una emergencia.	
Estructuras auxiliares necesarias para la operación de aquellas de Categoría IV durante una emergencia (incluyendo pero no limitado a torres de comunicación, tanques de almacenamiento de combustible, torres de refrigeración, estructuras de sub-estaciones de electricidad, tanques de agua para incendio u otras estructuras de alojamiento o soporte de agua, otros materiales o equipamiento para combatir el fuego.	
Torres de control de aviación, centros de control de tráfico aéreo y hangares de emergencia.	
Instalaciones de almacenamiento de agua y estructuras de bombeo requeridas para mantener la presión de agua para combatir incendios.	
Edificios y otras estructuras con funciones críticas de defensa nacional.	

Fuente: Normativa Boliviana de acción del viento NB 1225003-1

Tabla A1.7 Coeficiente de exposición K_z y K_h .

Altura sobre el nivel del terreno z(m)	EXPOSICIÓN					
	A		B		C	D
	Caso 1	Caso 2	Caso 1	Caso 2	Casos 1 y 2	Casos 1 y 2
0 – 5	0,68	0,33	0,72	0,59	0,87	1,05
6	0,68	0,36	0,72	0,62	0,90	1,08
7,50	0,68	0,39	0,72	0,66	0,94	1,12
10	0,68	0,44	0,72	0,72	1,00	1,18
12,50	0,68	0,48	0,77	0,77	1,05	1,23
15	0,68	0,51	0,81	0,81	1,09	1,27
17,50	0,68	0,55	0,84	0,84	1,13	1,30
20	0,68	0,57	0,88	0,88	1,16	1,33
22,50	0,68	0,60	0,91	0,91	1,19	1,36
25	0,68	0,63	0,93	0,93	1,21	1,38
30	0,68	0,68	0,98	0,98	1,26	1,43
35	0,72	0,72	1,03	1,03	1,30	1,47
40	0,76	0,76	1,07	1,07	1,34	1,50
45	0,80	0,80	1,10	1,10	1,37	1,53
50	0,83	0,83	1,14	1,14	1,40	1,56
55	0,86	0,86	1,17	1,17	1,43	1,59
60	0,89	0,89	1,20	1,20	1,46	1,61
75	0,98	0,98	1,28	1,28	1,53	1,68
90	1,05	1,05	1,35	1,35	1,59	1,73
105	1,12	1,12	1,41	1,41	1,64	1,78
120	1,18	1,18	1,46	1,46	1,69	1,82
135	1,23	1,23	1,51	1,51	1,73	1,86
150	1,29	1,29	1,56	1,56	1,77	1,89

Fuente: Normativa Boliviana de acción del viento NB 1225003-1

Tabla A1.8 Factor topográfico Kzt

Multiplicadores topográficos para exposición C										
H/Lh	Multiplicador K1			x/Lh	Multiplicador K2		z/Lh	Multiplicador K3		
	Loma bidim.	Escarpa bidim.	Colina tridim axialsim.		Escarpa bidim.	Todos los otros casos		Loma bidim.	Escarpa bidim.	Colina tridim axialsim.
0,20	0,29	0,17	0,21	0,00	1,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00
0,25	0,36	0,21	0,26	0,50	0,88	0,67	0,10	0,74	0,78	0,67
0,30	0,43	0,26	0,32	1,00	0,75	0,33	0,20	0,55	0,61	0,45
0,35	0,51	0,30	0,37	1,50	0,63	0,00	0,30	0,41	0,47	0,30
0,40	0,58	0,34	0,42	2,00	0,50	0,00	0,40	0,30	0,37	0,20
0,45	0,65	0,38	0,47	2,50	0,38	0,00	0,50	0,22	0,29	0,14
0,50	0,72	0,43	0,53	3,00	0,25	0,00	0,60	0,17	0,22	0,09
				3,50	0,13	0,00	0,70	0,12	0,17	0,06
				4,00	0,00	0,00	0,80	0,09	0,14	0,04
							0,90	0,07	0,11	0,03
							1,00	0,05	0,08	0,02
							1,50	0,01	0,02	0,00
							2,00	0,00	0,00	0,00

Fuente: Normativa Boliviana de acción del viento NB 1225003-1

Tabla A1.9 Resistencias del hormigón en función del tipo de acero

Tipo de acero	Solicitud	Valor mínimo de la resistencia de proyecto del hormigón a los 28 días, f_{ck} , en MPa	Tipo de hormigón
AH 215 L	Estática	12,5	H 12,5
AH 400	Estática	15	H 15
	Dinámica	20	H 20
AH 500	Estática	17,5	H 17,5
	Dinámica	20	H 20
AH 600	Estática	20	H 20
	Dinámica	20	H 20

Fuente: Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Tabla A1.10 Tabla Resistencia característica del hormigón.

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
$f_{ctk, 0.05}$	1,5	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8
f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,5	2,8	3,1	3,4	3,7	4,0
$f_{ctk, 0.05}$	2,0	2,4	2,8	3,2	3,6	4,0	4,4	4,8	5,2

Fuente: Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Tabla A1.11 Coeficientes de reducción de resistencias.

Material	Coeficiente básico	Nivel de control	Corrección
Acero	$\gamma_s = 1.15$	Reducido	+ 0,05
		Normal	0
		Intenso	- 0,05
Hormigón	$\gamma_c = 1.50$	Reducido (1)	+ 0,20
		Normal	0
		Intenso (2)	- 0,10

En el caso de las piezas hormigonadas en vertical, la resistencia del proyecto del hormigón deberá, además, minorarse en un 10 %.

(1) No se adoptará en el cálculo una resistencia de proyecto del hormigón mayor de 15 MPa.
 (2) En especial, para hormigones destinados a elementos prefabricados en instalación industrial con control a nivel intenso.

Fuente: Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Tabla A1.12 Valores de Sobrecarga de Uso.

Categoría de uso		Subcategorías de uso		Carga uniforme [kN/m ²]	Carga concentrada [kN]
A	Zonas residenciales	A1	Viviendas y zonas de habitaciones en, hospitales y hoteles	2	2
		A2	Trasteros	3	2
B	Zonas administrativas			2	2
C	Zonas de acceso al público (con la excepción de las superficies pertenecientes a las categorías A, B, y D)	C1	Zonas con mesas y sillas	3	4
		C2	Zonas con asientos fijos	4	4
		C3	Zonas sin obstáculos que impidan el libre movimiento de las personas como vestíbulos de edificios públicos, administrativos, hoteles; salas de exposición en museos; etc.	5	4
		C4	Zonas destinadas a gimnasio u actividades físicas	5	7
		C5	Zonas de aglomeración (salas de conciertos, estadios, etc.)	5	4
D	Zonas comerciales	D1	Locales comerciales	5	4
		D2	Supermercados, hipermercados o grandes superficies	5	7
E	Zonas de tráfico y de aparcamiento para vehículos ligeros (peso total < 30 kN)			2	20 ⁽¹⁾
F	Cubiertas transitables accesibles sólo privadamente ⁽²⁾			1	2
G	Cubiertas accesibles únicamente para conservación ⁽³⁾	G1 ⁽⁷⁾	Cubiertas con inclinación inferior a 20°	1 ⁽⁴⁾ 5 ⁽⁵⁾	2
			Cubiertas ligeras sobre correas (sin forjado) ⁽⁶⁾	0,4 ⁽⁴⁾	2
		G2	Cubiertas con inclinación superior a 40°	0	2

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya (15ta. Ed.).

Tabla A1.13 Cargas Gravitacionales Norma AISI

Tipo de servicio	Sobrecargas	
	Uniforme en kPa (kN/m ²)	Concentrada en kN
ALMACENES Y BODEGAS		
Depósitos (serán diseñados para cargas más pesadas si el almacenamiento previsto lo requiere)		
- Liviano	6,0	
- Pesado (Véase 4.13)	12,0	
- Frigorífico, debe estimarse, pero no menor a:	15,0	
BAÑOS		
- Viviendas	2,0	
- Otros casos	3,0	
BIBLIOTECAS Y ARCHIVOS		
- Salas de lectura	3,0	4,5
- Salas de almacenamiento de libros (5)	7,0	4,5
- Áreas de archivos:		
o Apilamiento de hasta 1,80 m de altura	4,0	-
o Por cada 0,30 m adicionales sobre 1,80 m	0,5	-
- Corredores.	4,0	4,5

CUBIERTAS		
- Cubiertas livianas (Techos de calamina, tejas, plásticos.)	0,5	2,0
- Techos normales planos, inclinados y curvados	1,00	
- Las áreas del techo se utilizan para fines de reuniones y asambleas	5,00	
- Techos vegetales y paisajísticos		
o No están destinadas para la ocupación humana	1,00	
o Las áreas del techo se utilizan para fines de reuniones y asambleas	5,00	
o Las áreas de techo utilizadas para otras ocupaciones	Igual que la ocupación servida	
- Toldos y marquesinas, construcción de tela apoyada sobre una estructura de armazón	0,25	
- Todas las demás cubiertas	1,00	
- Elementos principales del techo, que cubre a un piso de trabajo	0,25	
o Punto del cordón inferior de la cercha de las estructuras de techo o cualquier punto a lo largo de los elementos estructurales principales que soportan los techos sobre la fábrica, almacenes y garajes de reparación (galpón)		9,00
o Todos los otros elementos principales del techo		1,50

Fuente: Norma AISI S100-2016 (LRFD).

Tabla A1.14 Cuantías geométricas para elementos de H°A°.

ACERO	f_{yk}	ε_{lim}	μ	ω
B 400 S y B 400 SD	400	0,668	0,3916	0,5344
B 500 S y B 500 SD	500	0,6168	0,3717	0,4934

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya (15ta. Ed.).

Tabla A1.15 Cuantías geométricas mínimas.

Elemento	Posición	AH 215 L	AH 400	AH 500	AH 600
Pilares (*)		8	6	5	4
Losa (**)		2	1,8	1,5	1,4
Vigas (***)		5	3,3	2,8	2,3
Muros(****)	Horizontal	2,5	2	1,6	1,4
	Vertical	1,5	1,2	0,9	0,8

Fuente: Norma Bolivia del Hormigón Armado CBH87.

Tabla A1.16 Abaco Universal Para flexión simple

ξ	μ	ω				
0,0816	0,03	0,0308		0,2636	0,19	0,2134
0,0953	0,04	0,0414		0,2796	0,2	0,2263
0,1078	0,05	0,052	D	0,2958	0,21	0,2395
0,1194	0,06	0,0627	O	0,3123	0,22	0,2529
0,1306	0,07	0,0735	M	0,3292	0,23	0,2665
0,1413	0,08	0,0844	I	0,3464	0,24	0,2804
0,1518	0,09	0,0953	N	0,3639	0,25	0,2946
0,1623	0,1	0,1064	I	0,3818	0,26	0,3091
0,1729	0,11	0,1177	O	0,4001	0,27	0,3239
0,1836	0,12	0,1291		0,4189	0,28	0,3391
0,1944	0,13	0,1407		0,4381	0,29	0,3546
0,2054	0,14	0,1524	2	0,45	0,2961	0,3643
0,2165	0,15	0,1643		0,4577	0,3	0,3706
0,2277	0,16	0,1762		0,478	0,31	0,3869
0,2391	0,17	0,1884		0,4988	0,32	0,4038
0,2507	0,18	0,2008		0,5202	0,33	0,4211
0,2592	0,1872	0,2098		0,5423	0,34	0,439
				0,5652	0,35	0,4576
				0,589	0,36	0,4768
				0,6137	0,37	0,4968
				0,6168	0,3712	0,4993

Fuente: Hormigón Armado, Jiménez Montoya (15ta. Ed.).

Tabla A1.17 Perfiles Costanera Conformado en frío



Descripción:

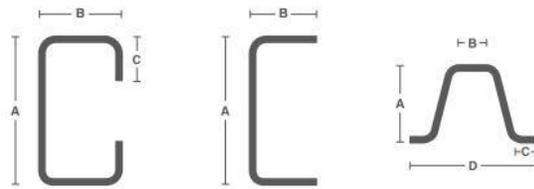
Producto de sección transversal en formas de C, U, O obtenidos por un proceso de conformado en frío.

Normas:

Fabricados a partir de flejes laminados en frío y caliente que cumplen con los requisitos de dimensiones, tolerancias, etc., descritos en la norma IRAM-IAS U500 206.

Longitudes:

Piezas en largos de 2 a 12 m..



Dimensiones

Tipo	A	B	C	0.80	0.90	1.20	1.50	1.80	2.00	2.50	3.00	3.20	4.00
PC	50	25	10	*	*	*	*	*	*				
PC	60	40	10	*	*	*	*	*	*				
PC	80	40	15	*	*	*	*	*	*	*	*		
PC	90	40	15	*	*	*	*	*	*	*	*		
PC	100	40	15	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
PC	100	50	15			*	*	*	*	*	*	*	*
PC	120	50	15			*	*	*	*	*	*	*	*
PC	150	50	15				*	*	*	*	*	*	*
PC	200	70	25			*	*	*	*	*	*	*	*
PU	60	40				*	*	*	*				
PU	70	40				*	*	*	*				
PU	80	40				*	*	*	*	*			
PU	90	40				*	*	*	*	*	*		
PU	100	40				*	*	*	*	*	*	*	*
PU	100	50				*	*	*	*	*	*	*	*
PU	200	70				*	*	*	*	*	*	*	*

Fuente: Ficha técnica de Acero conformado “Ferrotodo”.

Tabla A1.18 Perfiles Tipo Cajon Conformado en frio.



Tubos de acero al carbono laminado en frío con y sin aceite protector, disponible en chapa laminada en frío caliente y galvanizada.

Presentación:

Largos comerciales de 6 mts y a pedido del cliente desde 10 cm hasta 8 mt.

Normas:

Las dimensiones, pesos, espesores y ensayos de calidad se rigen bajo las Normas IRAM 228 e IRAM 2592.

Propiedades mecánicas:

El material base de los tubos cumple con una Resistencia a la Tracción Mínima de 310 Mpa.

	mm.	0.80	0.90	1.20	1.50	1.60	1.80	2.00	3.00	3.20
TUBOS RECTANGULARES	10 x 15	•								
	15 x 20	•	•	•	•		•	•		
	15 x 25	•	•	•	•		•	•		
	15 x 30	•	•	•	•		•	•		
	20 x 30	•	•	•	•		•	•		
	20 x 40	•	•	•	•		•	•	•	
	20 x 50	•	•	•	•		•	•	•	
	20 x 60	•	•	•	•		•	•	•	•
	30 x 40	•	•	•	•		•	•	•	•
	30 x 50	•	•	•	•		•	•	•	•
	30 x 60	•	•	•	•		•	•	•	•
	40 x 50	•	•	•	•		•	•	•	•
	40 x 60			•	•		•	•	•	•
	40 x 80			•	•		•	•	•	•
	40 x 100							•		
	40 x 120							•		•
	50 x 70			•	•		•	•	•	•
	50 x 100				•	•		•		
	60 x 80							•		
	60 x 100							•		•
60 x 120							•		•	
80 x 100							•		•	
80 x 120							•		•	

Fuente: Ficha técnica de Acero conformado “Ferrotodo”.

Tabla A1.19 Tabla de momentos admisibles para viguetas pretensadas.

TABLA N° 3		50 cm. (ancho teórico)					62 cm. (ancho teórico)					
		9		13		17	13		17			
Altura Bovedilla h (cm)		13		14		17	17		18		21	22
Espesor Total de Losa e (cm)		4		5		4	4		5		4	5
Capa de Compresión d (cm)		4		5		4	4		5		4	5
Series de Viguetas	ASTER 1 a 3 - cada 20 cm.	317	367	544	608	831	912	806	904	1226	1349	
	A1 3.20 - 3.40	378	438	649	725	992	1088	901	1009	1369	1508	
	A2 3.60 - 3.80	439	509	754	843	1152	1265	1118	1252	1699	1872	
	B1 4.00 - 4.20	566	657	973	1087	1485	1630	1441	1615	2191	2413	
	B2 4.40 - 4.60	630	731	1082	1210	1652	1813	1603	1796	2436	2684	
	C 4.80 - 5.20 cada 20 cm.	814	944	1398	1562	2134	2342	2071	2319	3147	3467	
	D 5.60 a 6.20 cada 20 cm.	987	1147	1697	1897	2591	2843	2514	2816	3821	4209	
E 6.40 a 7.20 cada 20 cm.	1162	1348	1996	2231	3047	3344	2957	3312	4495	4951		

Fuente: Ficha Técnica de viguetas TENSOLITE.

Tabla A1.20 Relación de vacíos, contenido de agua y peso específico seco, típicos de algunos suelos.

Tipo de suelo	Relación de vacíos e	Contenido de agua natural en condición saturada (%)	Peso específico seco, γ_s	
			(lb/pie ³)	(kN/m ³)
Arena uniforme suelta	0.8	30	92	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	115	18
Arena limosa suelta de grano anguloso	0.65	25	102	16
Arena limosa densa de grano anguloso	0.4	15	120	19
Arcilla dura	0.6	21	108	17
Arcilla suave	0.9-1.4	30-50	73-92	11.5-14.5
Loes	0.9	25	86	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5-3.2	90-120	38-51	6-8
Morrena glacial	0.3	10	134	21

Fuente: Principios de Ingeniera de Cimentaciones Braja M. Das pag. 11.

Tabla A1.21 Planilla de cálculos métricos

N°	DESCRIPCION	UNID.	MEDICIONES AUXILIARES			MEDICIONES GENERALES						OBSERVACIONES
			LARGO	ANCHO	ALTO	ML	M2	M3	PIEZA/ GLB	Nro. Veces	TOTAL	

Fuente: Elaboración Propia Excel.

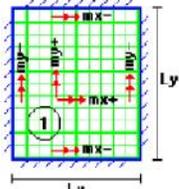
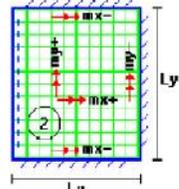
Tabla A1.22 Planilla para Presupuesto General

Proyecto: CENTRO INTEGRAL SOCIAL Y CULTURAL DEL MUNICIPIO				Lugar: Entre Rios - Tarija	
Módulo: (M01) - MOD 1 OBRAS PRELIMINARES				Fecha: 03/jun/2022	
Universitario: Andres Fernandez Figueroa				Tipo de cambio: 6.96	

N°	Descripción	Und.	Cantidad	P Unitario	Parcial (Bs)
1	Instalacion de faenas	glb	1.00	634.44	634.44
2	Limpieza de terreno y deshierve	m²	4,123.99	51.75	213,416.48
3	Letrero de obras	pza	1.00	410.74	410.74
4	Replanteo (estructuras y edificaciones)	m²	4,001.42	6.64	26,569.43
Total presupuesto:					241,031.09

Fuente: Programa Prescom 2013.

Tabla A1.23 Tablas para diseño de losas nervadas.

LOSA	FÓRMULA	coef.	LX / LY						
			1.0 0	0.9	0.80	0.70	0.60	0.50	
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	200	241	281	315	336	339	
	$M_{y_1} = 0.0001 q \cdot m_{y_1} \cdot L_x^2$	m_{y_1}	564	659	752	830	878	887	
	$M_{y_2} = 0.0001 q \cdot m_{y_2} \cdot L_x^2$	m_{y_2}	258	319	378	428	459	461	
	$M_{x_1} = 0.0001 q \cdot m_{x_1} \cdot L_x^2$	m_{x_1}	564	577	574	559	538	520	
	$M_{x_2} = 0.0001 q \cdot m_{x_2} \cdot L_x^2$	m_{x_2}	258	242	208	157	126	123	
	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	265	347	443	545	635	691	
	$M_{y_1} = 0.0001 q \cdot m_{y_1} \cdot L_x^2$	m_{y_1}	597	736	899	1071	1222	1317	
	$M_{y_2} = 0.0001 q \cdot m_{y_2} \cdot L_x^2$	m_{y_2}	269	362	473	590	694	759	
	$M_{x_1} = 0.0001 q \cdot m_{x_1} \cdot L_x^2$	m_{x_1}	718	779	819	829	808	773	
	$M_{x_2} = 0.0001 q \cdot m_{x_2} \cdot L_x^2$	m_{x_2}	354	368	359	318	239	179	

	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	265	297	322	339	345	339
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	718	790	850	888	902	888
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	354	401	439	464	473	464
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	597	586	568	548	532	520
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	269	240	205	185	167	177

	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	323	456	644	894	1191	1479
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	231	340	496	705	952	1191
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	855	985	1119	1232	1288	1268
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	440	498	547	566	525	400
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	440	498	547	566	525	400

	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	323	340	351	351	348	335
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	853	891	914	921	909	878
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	440	465	481	485	477	458
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	231	199	183	174	165	178
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	231	199	183	174	165	178

	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	406	489	572	644	693	712
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	839	980	1120	1240	1323	1353
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	428	525	621	704	761	782
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	839	857	852	827	793	764
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	428	409	369	310	271	238

	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	569	630	681	715	729	718
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	1118	1220	1303	1360	1382	1364
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	616	687	746	785	802	790
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	433	375	311	260	252	238
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	433	375	311	260	252	238

	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	569	754	979	1230	1469	1644
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	433	587	775	984	1183	1329
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	1118	1225	1304	1334	1308	1246
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	616	654	659	615	527	434
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	616	654	659	615	527	434

	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	969	1170	1371	1550	1684	1749
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	765	932	1101	1250	1361	1416
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	765	737	665	547	439	397
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	765	737	665	547	439	397
	$M_{x-} = 0.0001 q \cdot m_{x-} \cdot L_x^2$	m_{x-}	765	737	665	547	439	397

Tabla A1.24 Tabla de recubrimiento mínimo en [mm].

Valores básicos			Correcciones para			
Condiciones ambientales			Armaduras sensibles a la corrosión	Losas o laminas	Hormigón	
No severas	Moderadamente severas	Severas			H 12,5	H 40
					H 15	H 45
					H 17,5	H 50
					H 20	H 55
15	25	35	± 10	- 5	+ 5	- 5

Las correcciones indicadas en la tabla, pueden acumularse; pero en ningún caso, el recubrimiento resultante podrá ser inferior a 25 mm.

Fuente: Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87.

Tabla A1.25 Tabla Características de electrodo respecto al acero

User Note: The following User Note Table summarizes the AWS D1.1/D1.1M provisions for matching filler metals. Other restrictions exist. For a complete list of base metals and prequalified matching filler metals, see AWS D1.1/D1.1M Table 3.1 and Table 3.2.

Base Metal (ASTM)	Matching Filler Metal
A36 ≤ 3/4 in. thick	60- and 70-ksi filler metal
A36 > 3/4 in., A588 ^[a] , A1011, A572 Gr. 50 and 55, A913 Gr. 50, A992, A1018	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Other processes: 70-ksi filler metal
A913 Gr. 60 and 65	80-ksi filler metal
A913 Gr. 70	90-ksi filler metal

^[a] For corrosion resistance and color similar to the base metal, see AWS D1.1/D1.1M clause 3.7.3.
Notes:
In joints with base metals of different strengths, either a filler metal that matches the higher strength base metal or a filler metal that matches the lower strength and produces a low hydrogen deposit may be used when matching strength is required.

Fuente: Norma ANSI/AWS D1.1. 2000

Tabla A1.26 Valores de coeficientes de seguridad para soldadura.

Load Type and Direction Relative to Weld Axis	Pertinent Metal	ϕ and Ω	Nominal Stress (F_{tBM} or F_{nw}), ksi (MPa)	Effective Area (A_{BM} or A_{we}), in. ² (mm ²)	Required Filler Metal Strength Level ^{[a][b]}
FILLET WELDS INCLUDING FILLETS IN HOLES AND SLOTS AND SKEWED T-JOINTS					
Shear	Base	Governed by J4			Filler metal with a strength level equal to or less than matching filler metal is permitted.
	Weld	$\phi = 0.75$ $\Omega = 2.00$	$0.60F_{EXX}$ ^[d]	See J2.2a	
Tension or compression—Parallel to weld axis	Tension or compression in parts joined parallel to a weld is permitted to be neglected in design of welds joining the parts.				

Fuente: Norma ANSI/AWS D1.1. 2000.

Tabla A1.27 Tabla Características de acero ACINDAR.

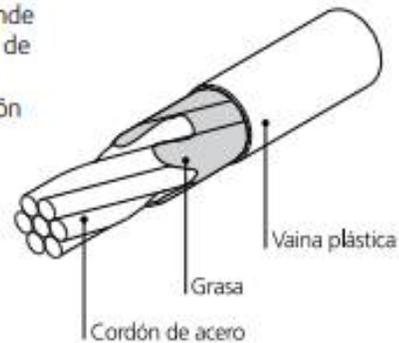
Cordones de acero engrasados y envainados

Son cordones de siete alambres de acero para hormigón pretensado que se deslizan libremente en el interior de una vaina plástica, donde el espacio entre el cordón y la vaina se halla íntegramente relleno de una grasa anticorrosiva. Con ello se logra reducir las pérdidas de pretensado por fricción y asegurar al mismo tiempo una protección eficaz contra la corrosión.

Fabricados según norma IRAM 5170.

Aplicaciones

Entre otras, se usan para losas pretensadas, estructuras de edificios, estacionamientos, elementos de enlace y anclaje de cimentaciones, cubiertas en altura, postesados exteriores, refuerzos estructurales, silos, etc.



Propiedades mecánicas

Las características de estos cordones coinciden con las de los cordones de 7 alambres sin plastificar, excepto el diámetro y el peso, que debido a la vaina de plástico y a la grasa aumentan unos 3 mm y 10% respectivamente.

Designación del cordón ¹	Designación comercial	Diámetro nominal del cordón desnudo	Diámetro del cordón engrasado -envainado	Sección nominal del cordón desnudo	Peso por unidad de longitud ²	Carga al 1% del alargamiento	Carga de rotura mínima	Alargamiento de rotura bajo carga sobre 200 mm mínimo
		mm	mm	mm ²	kg/m	kN	kN	%
CEE 1900	Grado 270	12,7	15,7	98,7	0,87	166	184	3,5
CEE 1900	Grado 270	15,2	18,2	140	1,2	235	261	3,5

1. Los valores de designación corresponden aproximadamente a la resistencia a la tracción nominal del cordón expresada en MPa.

2. Los valores están calculados considerando que la densidad del acero es de 7,85 kg/dm³.

Presentación

Forma de suministro	Diámetro interior	Diámetro exterior	Ancho	Peso máximo
Medidas orientativas	cm	cm	cm	kg
Bobina coreless	80	140	75	3.000

Fuente: Catalogo ACINCAR.

Tabla A1.28 Características Electrodo ACINDAR

Clasificación

Electrodo	DIN 1913	AWS A 5.1	IRAM-IAS U500-601/87
E-6010 celulósico	E 43 43 C4	E 6010	E 4310
E-6011 celulósico	E 43 43 C13	E 6011	E 4311
E-6013 rutilico	E 43 22 R 3	E 6013	E 4313
E-7015 básico	E51 55B (R) 10	E 7015	E 5115
E-7018 básico	E Y42 66 MnB	E 7018	E 5118

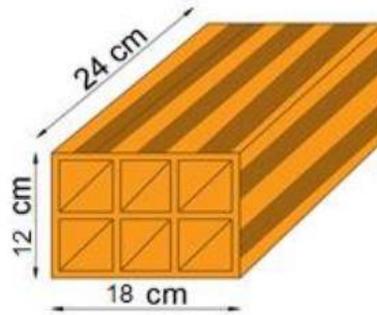
Fuente: Catalogo ACINCAR.

1.3 Análisis y Metrado de Cargas.

1.3.1 Carga Muertas

1.3.1.1 Calculo de peso de muros para sobre cimientos:

Dimensiones de Ladrillo:



$$b = 24\text{cm} \quad ; \quad h = 18\text{cm} \quad ; \quad l = 12\text{cm}$$

$$P = 3.6 \text{ kgN} = 20 \text{ número de ladrillos por } 1\text{m}^2 \text{ (Soguillo)}$$

a) Calculo de Peso de ladrillo

Se usará un espesor de muro de 12cm

$$\text{Peso de ladrillos} = P * N * 9.81\text{m/s}^2 = 0.706 \text{ kN}$$

b) Calculo de peso de Mortero de Cemento

$$\text{Volumen de ladrillo} = b * h * N = 0.104 \text{ m}^3$$

$$\text{Vol. muro} = 1\text{m}^2 * e = 0.12 \text{ m}^3$$

$$\text{Volumen del mortero} = \text{Vol. muro} - \text{Vol. ladrillos} = 0.016\text{m}^3$$

$$Y_{\text{mortero}} = 22 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso mortero} = 0.014 * 22 = 0.359 \text{ kN}$$

c) Calculo de peso de Revestimiento.

$e = 1.5\text{cm}$ Espesor de revestimiento de mortero bastardo

$$Y_{\text{yeso}} = 13 \frac{kN}{m^3}$$

$$\text{Peso revestimiento} = e * Y_{\text{yeso}} * 1m^2 * 2 = 0.016 * 13 * 1 * 2 = 0.39 kN$$

Se multiplica 2 por ambas caras (interna, externa)

d) Cálculo de peso de muro por 1m².

$$\text{Peso total} = \text{Peso ladrillos} + \text{Peso mortero} + \text{Peso revestimiento} = 1.455 kN$$

$$\text{Peso total} = 1.455 \frac{kN}{m^2}$$

e) Carga para los diferentes niveles

$$h = 3 m$$

$$\text{Peso de muro} = \text{Peso total} * h = 1.553 * 2.9 = 4.504 \frac{kN}{m}$$

1.3.1.2 Cargas por viento.

Se adoptó una velocidad de 41.6 m/s obtenida de la Norma NB 1225003 – 1 Acciones de viento:

$$V = 41.6 m/s \quad \text{Velocidad de viento.}$$

$$K_d = 0.85 \quad \text{Factor de direccionalidad.}$$

$$K_z = 0.87 \quad \text{Coeficiente de exposición.}$$

$$I = 0.87 \quad \text{Factor de importancia.}$$

$$G = 0.85 \quad \text{Factor de efecto de Ráfaga.}$$

$$k_1 = 0.3 \quad k_2 = 0.5 \quad k_3 = 0.22$$

$$k_{zt} = (1 + k_1 + k_2 + k_3)^2 = (1 + 0.3 + 0.5 + 0.22)^2 = 1.07$$

Factor topográfico

$$q_h = 0.613 * k_z * k_{zt} * k_d * V^2 * I = 0.613 * 1.07 * 0.85 * 41.6^2 * 0.87 = 0.73 \frac{kN}{m^2}$$

Una vez determinada la carga dinámica de viento, se procede a calcular la carga de Barlovento y sotavento en función del ángulo de la cubierta y coeficiente de exposición.

La sobre carga de Viento viene dada por la siguiente formula:

$$Pb = qh * G * Cp$$

Obteniendo los valores par a

$$\text{Barlovento } Cp = -0.9$$

$$\text{Sotavento } Cp = -0.55$$

Para Barlovento

$$Pb = qh * G * Cp = 0.73 * 0.85 * -0.9 = -0.56 \frac{kN}{m^2}$$

Para Sotavento

$$Ps = qh * G * Cp = 0.73 * 0.85 * -0.55 = -0.34 \frac{kN}{m^2}$$

1.3.1.3 Cargas Permanentes.

a) Peso Propio de la Estructura

El peso propio de los elementos estructurales se calculará para cada elemento estructural de acuerdo a sus dimensiones y en función del peso específico del material:

$$PP = \text{Volumen del elemento} * \gamma H^{\circ}A^{\circ}$$

Donde

Volumen del elemento = Volumen del elemento estructural.

$\gamma H^{\circ}A^{\circ}$ = Peso específico del hormigón armado ($\gamma H^{\circ}A^{\circ} = 24 \frac{kN}{m^3}$).

b) Peso de la carpeta de nivelación de hormigón simple (PH^os).

El espesor de la carpeta de nivelación sobre las losas será de 5 cm y esta ira disminuyendo para tener una pendiente para lluvias

$$PH^{\circ}S^{\circ} = \gamma H^{\circ}S^{\circ} * h = 24 \frac{kN}{m^3} * 0.05 = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

1.3.1.5 Resumen de Cargas Consideradas en la Edificación.

Cargas Consideradas en la Edificación		
Tipo	Descripción	kN/m ²
Cargas Muertas	Peso Propio	Para cada elemento
	Acabado	1.2 kN/m ²
	Muro e = 10cm	4.504 kN/m
	Peso de Traga Luz	0.3 kN/m ²
	Cielo Falso	0.06 kN/m ²
Sobre Carga	Servicio	1 kN/m ²
Viento	Barlovento	-1.01 kN/m ²
	Sotavento	-0.62 kN/m ²

ANEXO II

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO

ANEXO 2. Levantamiento Topográfico.

Anexos 2.1 Levantamiento Topográfico con Estación total SOKKIA 610

LEVANTAMIENTO TOPOGRAFICO	
EQUIPO:	ESTACION TOTAL SOKKIA 610
COORD:	UTM
DATUM:	GWS 84
P. PART.	GPS. GARMIN ETREX VISTA
ORIEN.:	NORTE MAGNETICO

PTO	NORTE	ESTE	ELEVACION	DESCRIPCION
1	7620140	377118	1293	E1
2	7620140	377118	1293	E1
3	7620144.54	377114.191	1293.544	BM1
4	7620163.89	377158.02	1280.686	P
5	7620151.21	377170.133	1280.337	P
6	7620160.91	377152.771	1280.484	P
7	7620146.23	377164.779	1279.915	P
8	7620156.18	377144.227	1283.857	P
9	7620138.61	377156.445	1282.857	P
10	7620151.61	377132.702	1285.592	P
11	7620127.39	377149.231	1282.893	P
12	7620147.01	377124.143	1288.045	P
13	7620116.14	377134.661	1285.154	P
14	7620126.43	377129.966	1288.233	P
15	7620143.93	377119.286	1292.521	P
16	7620120.4	377121.178	1285.695	P
17	7620140.52	377114.345	1292.87	P
18	7620115.87	377111.309	1282.735	P
19	7620134.95	377107.558	1285.225	P
20	7620099.79	377112.174	1279.468	P
21	7620128.83	377101.993	1283.198	P

PTO	NORTE	ESTE	ELEVACION	DESCRIPCION
22	7620085.51	377105.069	1276.377	P
23	7620072.84	377095.694	1273.891	P
24	7620115.25	377094.377	1282.863	P
25	7620053.97	377093.392	1272.105	P
26	7620101.94	377087.131	1281.937	P
27	7620041.75	377086.136	1269.108	P
28	7620096.82	377081.602	1279.157	P
29	7620087.97	377075.059	1281.232	P
30	7620077.73	377066.193	1278.65	P
31	7620070.13	377068.155	1277.837	P
32	7620061.96	377045.727	1270.529	P
33	7620064.88	377043.83	1270.614	P
34	7620033.23	377097.927	1271.136	P
35	7620078.69	377044.271	1272.817	P
36	7620052.57	377103.634	1271.67	P
37	7620093.38	377055.974	1273.499	P
38	7620058.1	377114.342	1275.467	P
39	7620104.35	377067.385	1274.545	P
40	7620064.59	377128.428	1276.004	P
41	7620119.53	377077.268	1277.542	P
42	7620074.67	377138.269	1278.187	P
43	7620082.92	377145.546	1279.644	P
44	7620088.54	377149.828	1282.186	P
45	7620138.2	377076.865	1280.834	P
46	7620093.7	377160.977	1289.502	P
47	7620080.78	377162.342	1284.478	P
48	7620151.34	377069.86	1283.53	P
49	7620074.29	377153.591	1283.108	P
50	7620167.39	377055.55	1293.619	P
51	7620055.79	377174.908	1283.768	P
52	7620160.69	377044.51	1288.607	P
53	7620040.03	377176.69	1290.159	P

PTO	NORTE	ESTE	ELEVACION	DESCRIPCION
54	7620145.75	377024.306	1285.428	P
55	7620028.95	377181.491	1289.873	P
56	7620124.46	377030.251	1284.302	P
57	7620022.52	377173.455	1288.92	P
58	7620106.71	377028.373	1281.939	P
59	7620005.59	377158.704	1286.626	P
60	7620094.4	377033.039	1278.902	P
61	7619988.72	377149.982	1284.061	P
62	7620078.18	377029.419	1273.446	P
63	7619963.4	377130.569	1279.175	P
64	7620094.71	377044.651	1274.786	P
65	7619957.8	377113.483	1275.039	P
66	7619987.23	377124.406	1279.857	P
67	7620107.54	377045.896	1278.219	P
68	7620011.51	377130.082	1281.748	P
69	7620119.68	377050.569	1277.109	P
70	7620119.68	377050.562	1277.107	P
71	7620025.94	377131.394	1279.401	P
72	7620123.66	377069.871	1281.267	P
73	7620034.85	377115.778	1275.357	P
74	7620128.86	377075.27	1279.315	P
75	7620058.54	377113.487	1275.247	P
76	7620072.67	377126.46	1275.655	P
77	7620121.36	377161.93	1285.728	P
78	7620103.44	377171.681	1284.414	P
79	7620131.74	377171.362	1283.345	P
80	7620085.07	377181.133	1283.991	P
81	7620121.91	377176.981	1280.613	P
82	7620076.95	377195.09	1281.566	P
83	7620063.81	377209.027	1284.203	P
84	7620065.75	377217.041	1280.303	PC
85	7620070.24	377219.654	1279.939	PC

PTO	NORTE	ESTE	ELEVACION	DESCRIPCION
86	7620160.83	377120.411	1292.481	P
87	7620174.49	377122.934	1291.483	P
88	7620167.52	377110.241	1292.863	P
89	7620183.79	377142.357	1281.546	P
90	7620157.39	377105.183	1293.624	P
91	7620148.72	377107.45	1293.792	P

ANEXO III
ESTUDIO DE SUELOS



EMPRESA CONSULTORA EOLO S.R.L.
SERVICIO DE LABORATORIO DE SUELOS Y GEOTECNIA

RESUMEN INFORME Y CONCLUSIONES

PROYECTO:

ESTUDIO INTEGRAL TESA
“CONSTRUCCION CENTRO
INTEGRAL SOCIAL Y CULTURAL

PROPIETARIO:

ENTRE RIOS”

GOBIERNO AUTONOMO MUNICIPAL DE ENTRE RIOS

SOLICITANTES:

EMPRESA CONSULTORA ACHE S.R.L.

SUPERVISOR

ING. MOISES LOZANO

MARZO DEL 2013



EMPRESA CONSULTORA EOLO S.R.L.
SERVICIO DE LABORATORIO DE SUELOS Y GEOTECNIA

ENSAYOS NORMALIZADO DE CARGA S.P.T.

1.- ANTECEDENTES.- El ensayo SPT, se realiza a requerimiento de la EMPRESA CONSULTORA ACHÉ con el objeto de determinar las características físicas mecánicas del sub suelo para encarar la “EL ESTUDIO TESA DE LA CONSTRUCCION DEL CENTRO DE SALUD EN TIMBOY PROVINCIA O’CONNOR”

EL ESTUDIO INTEGRAL TESA “CONSTRUCCION CENTRO INTEGRAL SOCIAL Y CULTURAL ENTRE RIOS”

2.- UBICACIÓN.- La construcción esta proyectada en la Comunidad de Timboy de la Provincia
La construcción está proyectada en la Comunidad de Las Lomas
jurisdicción Del Municipio de Entre Rios Provincia O’Connor del Departamento de
hay nivel freático.

4.- GEOTECNIA.- Se realizó los ensayos de S.P.T en cada pozo y, los datos obtenidos se adjuntan en planillas. Trabajo que se desarrolló en 3 fases: Trabajo de campo, de laboratorio y gabinete.

4.1.- Trabajos de campo.- Se efectúa inspección ocular y una descripción de los estratos visibles en el pozo excavado, luego procedemos al montaje del equipo para ejecutar el ensayo.

- Ensayo de penetración normal (STP) a nivel del fondo del pozo excavado.
- Toma de muestra directa para cada ensayo a las profundidades referidas.

4.2.- Trabajos de laboratorio.- Determinación de la humedad natural, Granulometrías, Limite Liquido, Plástico e Índices y Clasificación del material.

4.3.- Trabajos de Gabinete.- Los resultados obtenidos en laboratorio y ensayo de campo permiten determinar el tipo de suelo encontrado y calcular la capacidad soporte del suelo.

La relación de numero de golpes a diferentes profundidades y el calculo de las probables fatigas admisibles, han sido obtenidos utilizando tablas de Procedimientos de sondeos de Jesús Puy Huarte. Dr. Ing. en minas. y gráficos según B.K Hough “Basic Soil Engineering.

4.4.- Informe

Se presenta en hojas adjuntas los cuadros de resumen de los valores obtenidos a las profundidades de sondeo y las conclusiones y recomendaciones pertinentes.

TEL. /FAX 466 37069 CEL. 70211201 G. SALOMÓN BENÍTEZ 0321
ESQ. CBBA. LA LOMA TJA. consultoraeolo@hotmail.com





EMPRESA CONSULTORA EOLO S.R.L.
SERVICIO DE LABORATORIO DE SUELOS Y GEOTECNIA

Como
conclusión
del estudio
de suelos de
la

RESUMEN INFORME GEOTECNICO

Características de los sondeos SPT y tipos de suelos

Sondeo S.P.T	Profundidad Ensayo (m)	Humedad Natural (%)	Tipo de suelo encontrado (AASHTO) (a profundidad de ensayo)
Pozo 01	1.50 – 1.95	23,8	Suelo limoso, color café y con densidad media A-4(8)

Capacidad portante del terreno en relación a N del ensayo de penetración Normal

Sondeo	Prof. (m)	N Nro. Golpes	σ_N (Kg/cm ²)	σ_{adm} (Kg/cm ²)
Pozo 01	1.50 – 1.95	12	1,19	1,00

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El terreno objeto del presente estudio es un terreno plano y de conformación homogénea, con una capa superficial de suelo orgánico y en profundidad encontramos un suelo limoso, textura fina y con densidad media, con regular capacidad portante.

Para fundación se sugiere el valor de tensión admisible encontrado igual a 1,00 Kg/cm².

Tarija Febrero del 2014


Abel A. Villena Subelza
INGENIERO CIVIL
R.N.I. 6979
SOCIEDAD DE INGENIEROS DE BOLIVIA



TEL. /FAX 466 37069 CEL. 70211201 C. SALOMÓN BENÍTEZ 0321
ESQ. CBBA. LA LOMA TJA. consultoraeolo@hotmail.com

CONSULTORA EOLO de la capacidad portante del suelo

$$\sigma_{adm} = 1 \frac{kg}{cm^2} * g = 98.07 \frac{kN}{m^2}$$

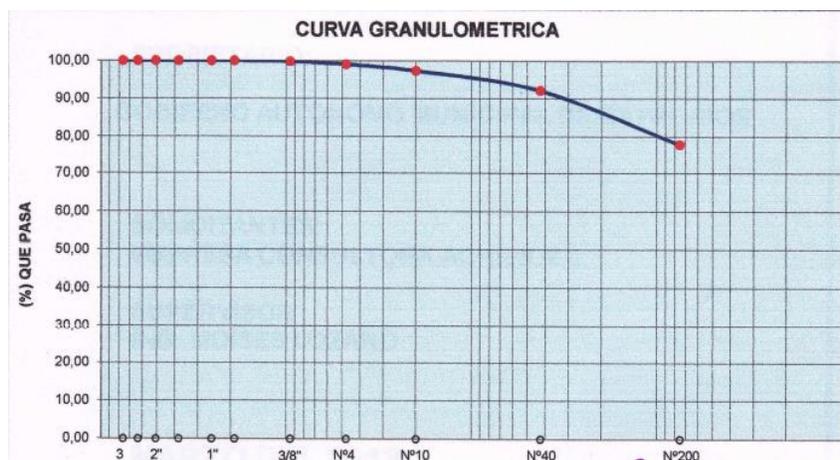
Es la capacidad portante del suelo.

A continuación se realizara la comprobación de resultados del estudio de suelos:

a) Clasificación de Suelos mediante SUCS:

Granulometría:

Peso total de la muestra tomada [gr]					1500
Tamiz	Abertura [mm]	Retenido [gr]	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			[gr]	[%]	
3"	76.2	0	0	0	100
2 1/2"	63.5	0	0	0	100
2"	50.8	0	0	0	100
1 1/2"	38.1	0	0	0	100
1"	25.4	0	0	0	100
3/4"	19.05	0	0	0	100
3/8"	9.53	2.3	2.3	0.15	99.85
N° 4	4.75	11.4	13.7	0.91	99.09
N° 10	2	25.3	39	2.6	97.4
N° 40	0.425	78.3	117.3	7.82	92.18
N° 200	0.075	213.7	331	22.07	77.93



Observaciones	
Gravas [%]	0.92
Arenas [%]	21.15
Finos [%]	77.93
Total	100

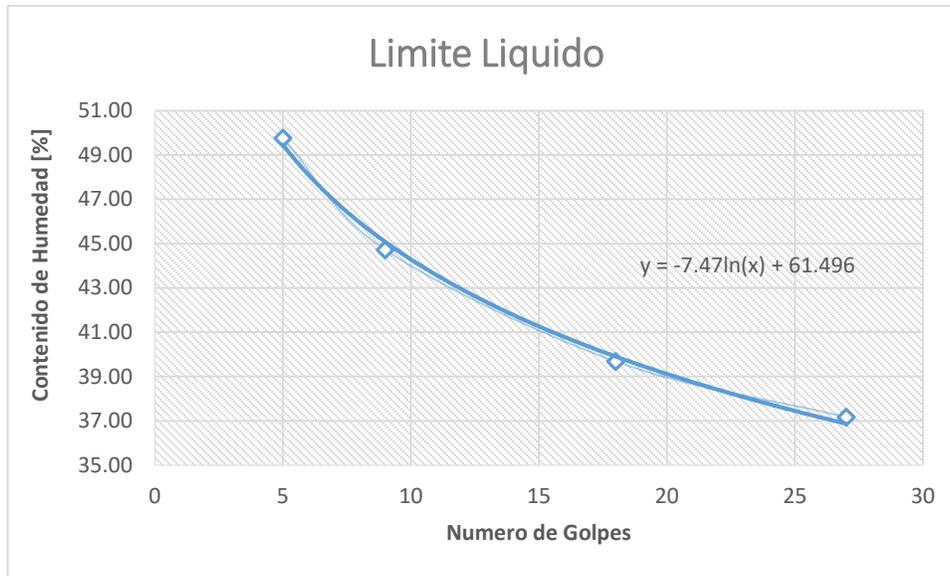
Determinación de Limite Plástico			
Capsula N°	5	7	9
Peso capsula [gr]	15.63	16.28	15.67
Peso capsula + muestra húmeda [gr]	19.27	20.36	19.58
Peso capsula + muestra seca [gr]	18.38	19.36	18.63
Peso muestra seca [gr]	2.75	3.08	2.96
Peso agua [gr]	0.89	1	0.95
Contenido de Humedad [%]	32.36	32.47	32.09

Determinación de Limite Liquido				
Capsula N°	3	4	8	11
Numero de golpes	5	9	18	27
Peso capsula [gr]	14.32	14.38	14.56	17.29
Peso capsula + muestra húmeda [gr]	23.77	24.93	25.12	27.66
Peso capsula + muestra seca [gr]	20.63	21.67	22.12	24.85
Peso muestra seca [gr]	6.31	7.29	7.56	7.56
Peso agua [gr]	3.14	3.26	3	2.81
Contenido de Humedad [%]	49.76	44.72	39.68	37.17

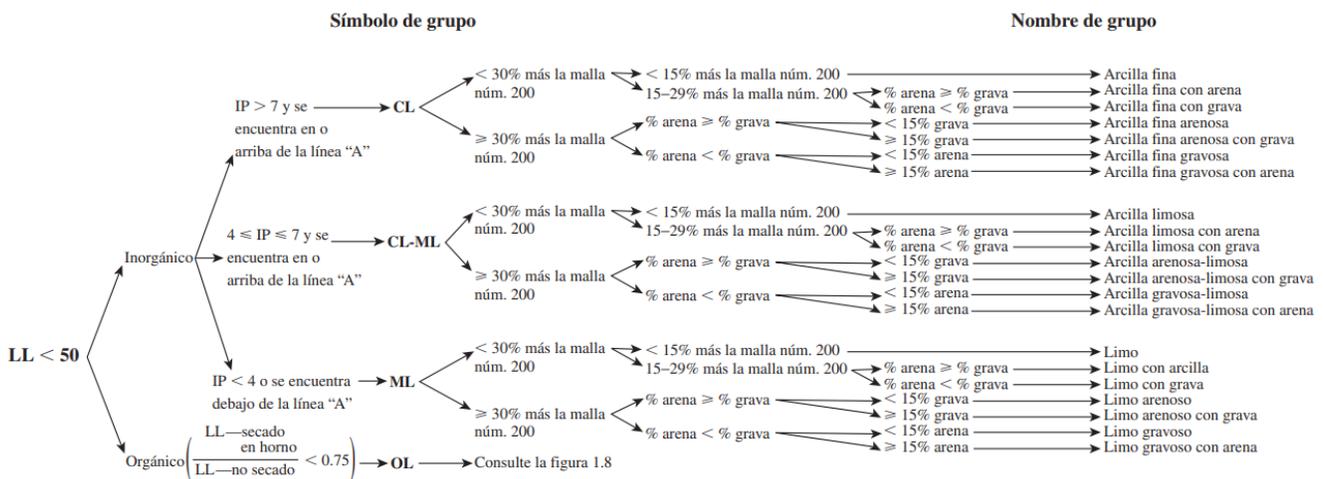
$$IG = (F200 - 35)[0.2 + 0.005(LL - 40)] + 0.01(F200 - 15)(IP - 10)$$

Datos Generales	
Limite Liquido [%] [LL]	32.31
Limite Plástico [%] [LP]	38.43
Índice Plástico [%] [IP]	0
[%] que pasa por el Tamiz N°10	97.40
[%] que pasa por el Tamiz N°40	92.18
[%] que pasa por el Tamiz N°200	77.93

F200 - 35, a=	43
F200 - 15, b=	63.00
LL - 40, c=	0.00
IP - 10, d=	0.00
Índice de grupo	0



b) Clasificación de suelo método S.U.C.S



Clasificación del suelo S.U.C.S: Arcilla arenosa-limosa "CL"

Por consiguiente, tenemos un Angulo de fricción que va a tender a $\emptyset' = 0^\circ$, pero se calculara

$$\text{Sen}(\emptyset') = 0 \Rightarrow \emptyset' = \text{sen}(0)^{-1} = 0 \quad \emptyset' = 0$$

3.2 Verificando la capacidad portante del suelo

$B = 1.35 \text{ m}$ Base de la zapata.

$D_f = 1.5 \text{ m}$. Profundidad de la cimentación medida desde la superficie del terreno.



$\emptyset = 0^\circ$ Angulo de fricción de suelo $L = B$

$\beta = 0^\circ$ Angulo de Inclinación de la carga

Determinación de Peso específico.

Tipo de suelo	Relación de vacíos e	Contenido de agua natural en condición saturada (%)	Peso específico seco, γ_d (lb/pie ³)	(kN/m ³)
Arena uniforme suelta	0.8	30	92	14.5
Arena uniforme densa	0.45	16	115	18
Arena limosa suelta de grano anguloso	0.65	25	102	16
Arena limosa densa de grano anguloso	0.4	15	120	19
Arcilla dura	0.6	21	108	17
Arcilla suave	0.9-1.4	30-50	73-92	11.5-14.5
Loes	0.9	25	86	13.5
Arcilla orgánica suave	2.5-3.2	90-120	38-51	6-8
Morrena glacial	0.3	10	134	21

Fuente: Braja M.das ed7

Y peso específico $\gamma = 14,5 \frac{kN}{m^3}$

Determinación de la cohesión de la arcilla.

Sowers (1979)	CH	Arcillas no orgánicas de plasticidad pequeña y media	12.5 N		
	CL	Arcillas no orgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.	3.75 N		
Nixon (1982)	CL/CH	Arcillas no orgánicas de plasticidad pequeña y media / Arcillas no orgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.	12 N		
Sivrikaya & Toğrol (2002)	CH	Arcillas no orgánicas de plasticidad pequeña y media	4.85 N	6.82 N	5.119 N
	CL	Arcillas no orgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.	3.35 N	4.93 N	3.700 N
Stroud (1974)	CL/CH	Arcillas no orgánicas de plasticidad pequeña y media / Arcillas no orgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.	4.4 N		
Décourt (1990)	CL/CH	Arcillas no orgánicas de plasticidad pequeña y media / Arcillas no orgánicas de alta plasticidad, arcillas grasas.	12.5 N	15 N	11.259 N

$N = 12$ Numero de golpes de SPT.

$$Sowers = 3.75kPa * N = 3.75 kPa * 12 = 45 kPa$$

$$Togrol = 3.35 kPa * 12 = 40.2 kPa$$

$$Stroud = 4.4kPa * N = 4.4 * 12 = 52.8 kPa$$

$$C'_{min} = (sowers, Togrol, Stroud) = 40.2 kPa.$$

$C = 40.2 \text{ kN/m}^2$ Cohesión del suelo.

$$q_u = c' N_c * F_{cs} * F_{cd} * F_{ci} + q * N_q * F_{qs} * F_{qd} * F_{qi} + \frac{1}{2} Y * B * N_y * F_{ys} * F_{yd} * F_{yi}$$

Donde:

C= cohesión

q= esfuerzo efectivo al nivel del fondo de la cimentación.

Y= peso específico del suelo

B= ancho de la cimentación (=diámetro para una cimentación circular).

F_{cs}, F_{qs}, F_{ys}=factores de forma

F_{cd}, F_{qd}, F_{yd}= factores de profundidad.

F_{ci}, F_{qi}, F_{yi}= factores de inclinación de la carga.

N_c, N_q, N_y= factores de capacidad de carga.

Tabla

Tabla 3.3 Factores de capacidad de carga para la teoría de Meyerhof.

ϕ'	N_c	N_q	N_y	ϕ'	N_c	N_q	N_y
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.62	42.82	66.10

Fuente:

Factor de Inclinación de la Carga

$$F_{ci} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)^2 = 1 \quad F_{qi} = F_{ci} = 1 \quad F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right) = 1$$

Para el valor de ϕ' de la tabla se puede sacar los siguientes valores:

Para $\phi' = 0$

$$Nc = 5,14$$

$$Nq = 1$$

$$Ny = 0$$

Factor de Forma:

$$Fcs = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) * \left(\frac{Nq}{Nc}\right) \quad Fcs = 1,19$$

$$Fqs = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) * \tan(\phi') \quad Fqs = 1$$

$$Fys = 1 - 0,4 * \left(\frac{B}{L}\right) \quad Fys = 0,6$$

Factor de Profundidad

$$\frac{Df}{B} = 1,11$$

$$\frac{Df}{B} > 1$$

$$Fqd = 1$$

$$Fcd = 1 + 0,4 * \frac{1}{\tan\left(\frac{Df}{B}\right)} \quad Fcd = 1,2$$

$$Fyd = 1$$

Línea de carga del suelo hasta el nivel del desplante

$$q = Df * \gamma$$

$$q = 21,75 \frac{kN}{m^2}$$

Ecuación general de la capacidad de carga

$$qu = c' * Nc * Fcs * Fcd * Fci + q * Nq * Fqs * Fqd * Fqi + \frac{1}{2} * \gamma * B * Ny * Fys * Fyi$$

$$qu = 317,456 \frac{kN}{m^2}$$

Por lo tanto la capacidad de carga permisible por área unitaria de la cimentación es:

$$FS = 3$$

Factor de seguridad

$$qadm = \frac{qu}{FS}$$

$$qadm = 105,819 \frac{kN}{m^2}$$

Se calculó la capacidad portante mediante el método de Terzaghi en el que convirtiendo al sistema Internacional de unidades se tuvo

$$qadm = 105,819 \frac{kN}{m^2} = 0.106 MPa$$

Conversión de unidades

$$g = 9,81 \frac{m}{s^2}$$

$$\sigma adm = \frac{qadm}{g}$$

$$\sigma adm = 1,08 \frac{kg}{m^2}$$

Se tiene una capacidad portante del suelo 1.079 kg/cm^2 , pero en el diseño de la estructura se diseñará con 0.11 MPa debido a que sea más seguro el diseño.

ANEXO IV
MEMORIA DE CALCULO Y DISEÑO

ANEXO 4 Memoria de cálculo y diseño.

4.1 Diseño de junta de dilatación.

La Norma Boliviana del Hormigón recomienda las siguientes separaciones entre juntas de dilatación:

- En regiones secas o con gran variación de temperatura (superior a 10°C), 25 a 30 m.
- En regiones húmedas y de temperatura poco variable (variación no mayor de 10°C).
50 m.

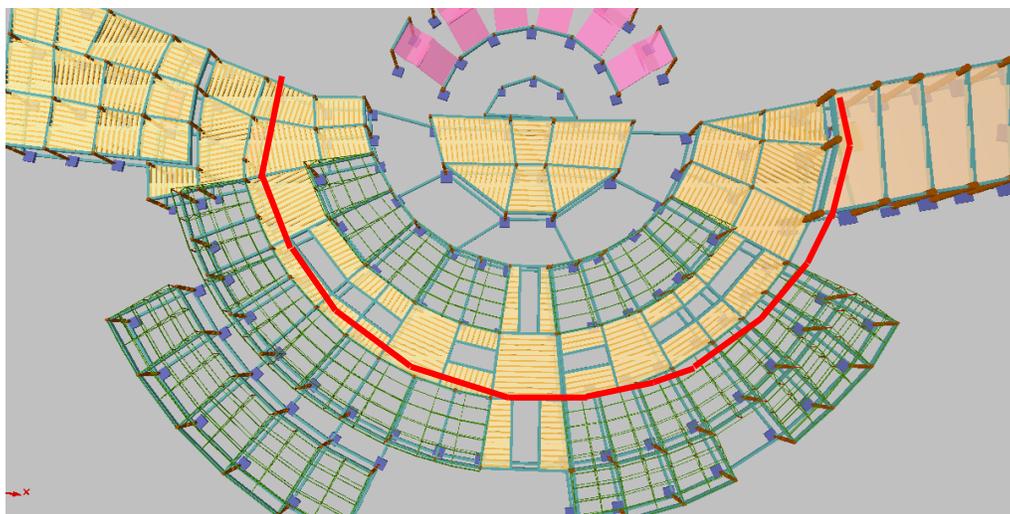
Dato de la variación de temperatura (SENAMHI).

Temperatura máxima diaria: $T_{max} = 32.9^{\circ}\text{C}$

Temperatura mínima diaria: $T_{min} = 3.2^{\circ}\text{C}$

Amplitud térmica diaria: $\Delta T = T_{max.m} - T_{min.m} = 29.7^{\circ}\text{C}$

Figura A4.1 Junta de dilatación de la estructura



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Variación de longitud.

Coefficiente de expansión y contracción termina $\alpha = 1.0 \times 10^{-5} (1/^{\circ}\text{C})$

L1= 80 m; L2= 60m

$$\Delta L1 = \alpha \cdot \Delta T \cdot L1 = 1.0 \times 10^{-5} (1/^{\circ}C) * 80m * 29.7 ^{\circ}C = 2.32 \text{ cm.}$$

$$\Delta L2 = \alpha \cdot \Delta T \cdot L2 = 1.0 \times 10^{-5} (1/^{\circ}C) * 80m * 29.7 ^{\circ}C = 1.74 \text{ cm.}$$

$$\Delta L_{total} = \Delta L1 + \Delta L2 = 4.06 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm}$$

Por razones constructivas se adoptará 5 cm de junta de dilatación.

4.2 Estructura de Sustentación de Cubierta

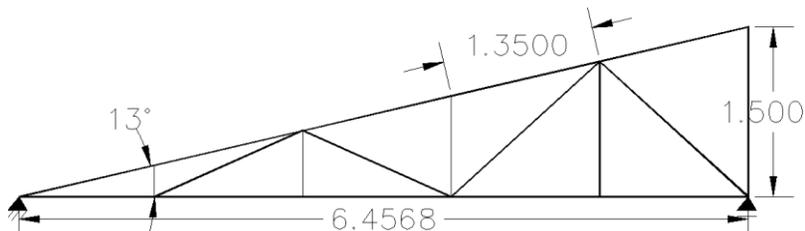
Para el diseño de las estructuras metálicas se tomó en cuenta la Norma AISI S100-2016 (LRFD), para el cual se usará un Acero conformado en frío de 36 ksi representado como (A36) el cual tiene un límite de fluencia de 250 MPa.

4.2.1 Geometría de Cerchas metálicas.

En el proyecto se tiene 5 cubiertas metálicas y 1 atirantada

El modelo de cercha para Cubierta 1 cubre una luz de 6m y una altura de 1.5m dándonos así una pendiente de 13%, esto con el fin de distribuir de manera adecuada las cargas de la estructura metálica hacia los elementos de vigas y columnas.

Figura A4.2 Idealización de la cercha



Fuente: Elaboración propia

La separación entre cerchas de la cubierta está comprometida 2.5 m – 2.7 m debido a la geometría de la edificación. Esto con el fin de distribuir de manera adecuada las cargas de la estructura hacia los apoyos (Columnas y vigas).

4.2.2 Análisis y Determinación de cargas.

El análisis de los resultados debe ser una de las tareas más importantes ya que en esta se analizará todas las cargas y acciones que llegaran a presentarse en la vida útil de la estructura.

Las cargas que actuaran en las cubiertas son:

- Carga de Viento
- Cargas de peso propio de la estructura.
- Cargas de peso de cielo falso.
- Cargas de peso de Calamina galvanizada.
- Carga de Servicio o mantenimiento.
- Carga de granizo

a) Cargas de Viento.

Se tiene una presión Dinámica:

$$qh = 0.73 \frac{kN}{m^2}$$

Una vez determinada la carga dinámica de viento, se procede a calcular la carga de Barlovento y sotavento en función del ángulo de la cubierta y coeficiente de exposición.

La sobre carga de Viento viene dada por la siguiente formula:

$$Pb = qh * G * Cp \quad [Barlovento] \quad Ps = qh * G * Cp \quad [Sotavento]$$

Obteniendo los valores para:

Barlovento $Cp = -0.9$

Sotavento $Cp = -0.55$

$G = 0.85$

Para Barlovento.

$$Pb = qh * G * Cp = 0.73 * 0.85 * -0.9 = -0.56 \frac{kN}{m^2}$$

Para Sotavento.

$$Ps = qh * G * Cp = 0.73 * 0.85 * -0.55 = -0.34 \frac{kN}{m^2}$$

b) Cargas Muertas.

1.- Cargas por peso propio de las armaduras.

El peso propio de las cerchas lo determina el programa al momento del análisis estructural tomando en cuenta las secciones de nuestros elementos metálicos multiplicados por el peso específico,

$$Y_{\text{acero}} = 77.01 \frac{kN}{m^3}$$

2.- Cargas por peso de las correas.

En los que se usó Acero conformado, de los cuales los perfiles serian:

Perfil CF 100x50x15x2.5mm	$Pp = 41.116 \frac{N}{m}$
Perfil CF 100x50x15x2mm	$Pp = 33.399 \frac{N}{m}$
Perfil CF 120x50x15x2.5mm	$Pp = 44.966 \frac{N}{m}$
Perfil CF 120x50x15x2mm	$Pp = 36.48 \frac{N}{m}$
Perfil CF 150x50x15x2mm	$Pp = 41.10 \frac{N}{m}$
Perfil CF 120x50x15x2.5mm	$Pp = 50.742 \frac{N}{m}$
Perfil Cajón 120x40x2mm	$Pp = 64.72 \frac{N}{m}$
Perfil Cajón 80x40x3mm	$Pp = 50.827 \frac{N}{m}$

El catálogo de los perfiles se mostrará en Anexo 1 en la Tabla A1.18 Perfiles Tipo Cajón Conformado en frío y Tabla A1.17 Perfiles Costanera Conformado en frío.

3.- Cargas por peso del material de cubierta.

Se utilizó calamina galvanizada trapezoidal tomando en cuenta el tipo según catalogo que se mostrara en Anexo 1.

Calamina N° 26: $44.13 N/m^2$.

Recubrimiento : $3.92 N/m^2$.

c) Cielo Falso.

Para el cielo falso este compuesto por placas de PVC, el peso de está aproximadamente a los 58.84 N/m^2 , a eso sumando accesorios de soporte se adoptó:

Cielo falso: 64.72 N/m^2 .

Su ficha técnica se mostrará en Anexo1.

d) Cargas Vivas:

Como Carga de servicio y para mantenimiento se tomará un valor del peso propio de una persona adulta para que pueda realizar estos trabajos de limpieza que será

$$Q_{viva} = 1 \frac{kN}{m^2}$$

Este valor se adoptó tomando en cuenta la Tabla 1.2.12 Cargas Gravitaciones Norma AISI S100-2016 (LRFD) en Anexo 1.

e) Carga de granizo.

Para la carga de granizo se tomará en cuenta el peso específico de este el cual tiene un valor de

$$qg = 700 \frac{kg}{m^3} = 6.865 \frac{kN}{m^3}$$

Se tomó en cuenta de datos de Senahmi como alturas de granizo registrada en la zona de Entre Ríos, nos dio alturas de granizo registradas desde los 10 cm hasta los 15 cm.

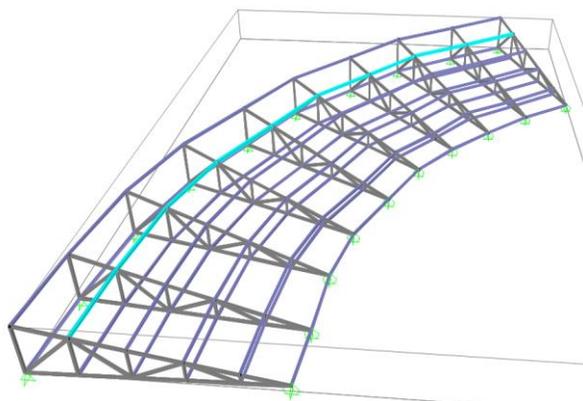
Por lo que tuviéramos como Carga de Granizo de:

$$qg = 6.865 \frac{kN}{m^3} * 0.15m = 1.03 \frac{kN}{m^2}$$

4.2.3 Distribución de cargas sobre las correas.

Para cargar a nuestras correas se tomará en cuenta la separación de estas para el cálculo de peso $s_1=1.35 \text{ m}$ (espaciamiento entre correas) esto para usar mediante áreas de distribución sobre las correas de la cercha y $s_2=2.5 \text{ m}$ (espaciamiento entre cerchas).

Figura A4.3 Geometría de Cubierta 1



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

a) Determinación de Cargas sobre la Correa superior.

Carga muerta: $Q_{muerta} = (Q_{calamina} + Q_{recubrimiento}) * Scorrea + Pp =$

$$Q_{muerta} = \left(44.13 \frac{N}{m^2} + 3.92 \frac{N}{m^2}\right) * 1.35 m + 44.966 \frac{N}{m} = 99.52 \frac{N}{m}$$

Carga de viento: $Q_{viento} = (Q_{sotabento} + Q_{barlovento}) * Scorrea =$

$$Q_{viento} = \left(-557.14 \frac{kN}{m^2} - 340.48 \frac{kN}{m^2}\right) * 1.35m = -1211.79 \frac{N}{m}$$

Carga Viva $Q_{viva} = Q_{viva} * Scorrea =$

$$Q_{viva} = 1 \frac{kN}{m^2} * 1.35m = 1.35 \frac{kN}{m} = 1350 \frac{N}{m}$$

Carga Granizo $Q_{granizo} = qg * Scorrea =$

$$Q_{viva} = 1.03 \frac{kN}{m^2} * 1.35m = 1.39 \frac{kN}{m} = 1390 \frac{N}{m}$$

b) Determinación de Cargas sobre la Correa inferior.

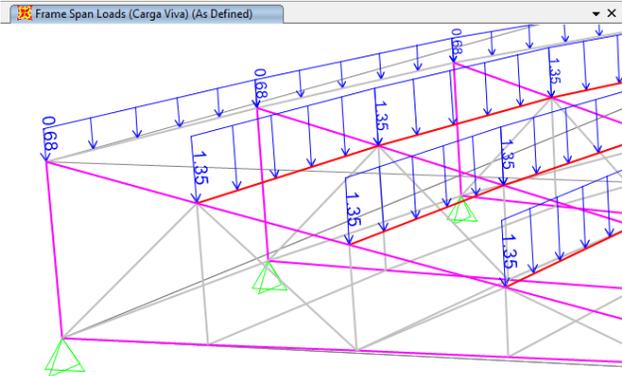
Carga muerta $Q_{muerta} = Q_{cielo\ falso} * Scorrea =$

$$Q_{muerta} = 64.72 \frac{N}{m} * 1.35m = 87.37 \frac{N}{m}$$

c) Introducción de los Valores al programa CYPE 3D y SAP 2000.

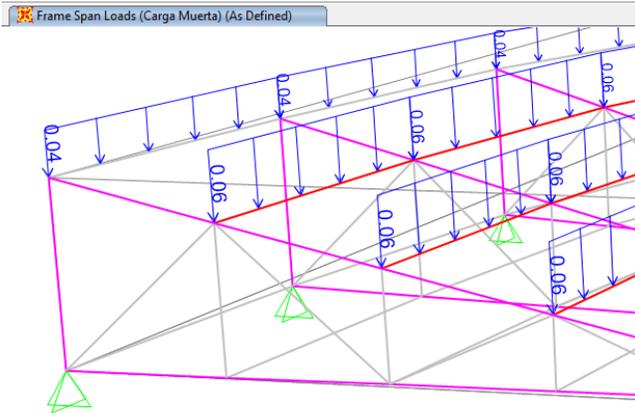
Una vez obtenidas los valores de los diferentes tipos de cargas que se presentan a la estructura, se procede a introducir las mismas al programa Sap2000 v.20, para realizar el análisis estructural de los elementos, en base a las combinaciones la Norma AISI S100-2016 (LRFD), indicado en el punto 2.5.1.4 Combinaciones de Carga del Cap.2, se calcularán los máximos esfuerzo que puedan presentarse.

Figura A4.4 Representación de Carga Viva



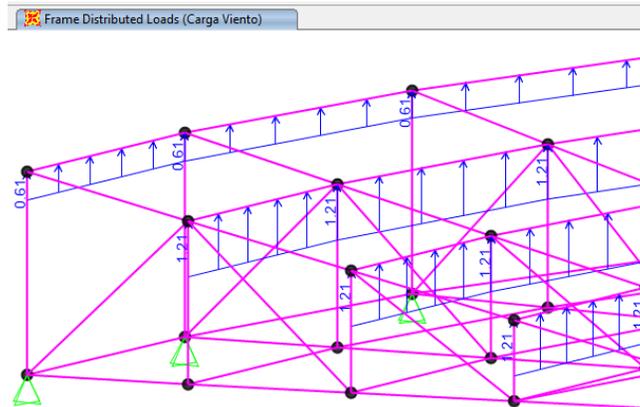
Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Figura A4.5 Representación Carga Muerta



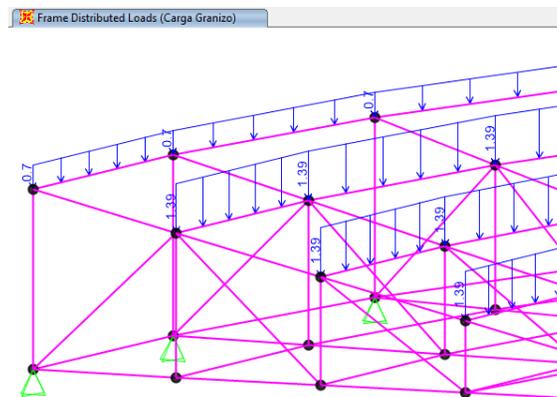
Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Figura A4.6 Representación Carga de Viento



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Figura A4.7 Representación Carga de Granizo



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

4.2.4 Análisis estructural de estructuras metálicas

Tomando en cuenta las combinaciones más desfavorables para la estructura metálica de la cubierta, se adoptará las Combinaciones de carga de la Norma AISI S100-2016 (LRFD), esto para tener un correcto análisis de la estructura metálica.

Se tomara en cuenta el siguiente programa computacional para el análisis estructural:

- Sap2000 v20.

Tomando en cuenta que tendrá las mismas dimensiones para ser comparadas una con otra se tiene las siguientes combinaciones de carga:

a) Combinaciones de Cargas

Se determinará la combinación más desfavorable para las estructuras metálicas, usando las combinaciones nos especifica la Norma AISI S100-2016 (LRFD).

$$\text{Estructura vacía: } U_1 = 1,4 (D + F) \quad (9-1)$$

$$U_1 = 1,4 * \left(95,67 \frac{N}{m} + 0 \right) = 133,94 \frac{N}{m}$$

$$\text{Estructura con sobrecargas: } U = 1,2 (D + F + T) + 1,6 (L + H) + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-2)$$

$$U_2 = 1,2 * \left(95,67 \frac{N}{m} + 0 + 0 \right) + 1,6 * (0) + 0,5 * \left(1350 \frac{N}{m} \right) = 809,80 \frac{N}{m}$$

$$\text{Estructura de cubierta: } U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) + (1,0 L \text{ ó } 0,80 W) \quad (9-3)$$

$$U_3 = 1,2 * 95,67 \frac{N}{m} + 1,6 * \left(1390 \frac{N}{m} \right) + 1 * 1350 \frac{N}{m} = 2338,80 \frac{N}{m}$$

$$\text{Acción de viento: } U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ ó } S \text{ ó } R) \quad (9-4)$$

$$U_4 = 1,2 * 95,67 \frac{N}{m} + 1 * \left(-1211,79 \frac{N}{m} \right) + 0 + 0,5 * \left(1390 \frac{N}{m} \right) = -401,989 \frac{N}{m}$$

Donde:

D = Cargas muertas.

E = Efectos de carga producidos por el sismo.

F = Cargas debidas al peso y presión de fluidos con densidades bien definidas y alturas máximas controlables.

H = Cargas debidas al peso y empuje del suelo, del agua en el suelo, u otros materiales.

L = Cargas vivas.

L_r = Cargas vivas de cubierta.

R = Cargas por lluvia.

S = Cargas por nieve.

T = Efectos acumulados de variación de temperatura, fluencia lenta, retracción, asentamiento diferencial, y retracción del hormigón de retracción compensada.

U = Resistencia requerida para resistir las cargas mayorales.

W = Carga por viento.

La “Combinación 3” es la combinación más deformable que se presenta en Norma AISI S100-2016 (LRFD), con la que se estará usando para las estructuras de Acero.

4.2.5 Diseño de Elementos.

Para la verificación de los elementos de la cubierta se tomará en cuenta todos los componentes que la cercha tiene como ser:

1. Diseño de Correa.
2. Diseño de Cordón superior - inferior.
3. Diseño de Diagonal.
4. Diseño de Montante.
5. Diseño de uniones soldadas.
6. Diseño de placa base y apoyo fijo de cubiertas.

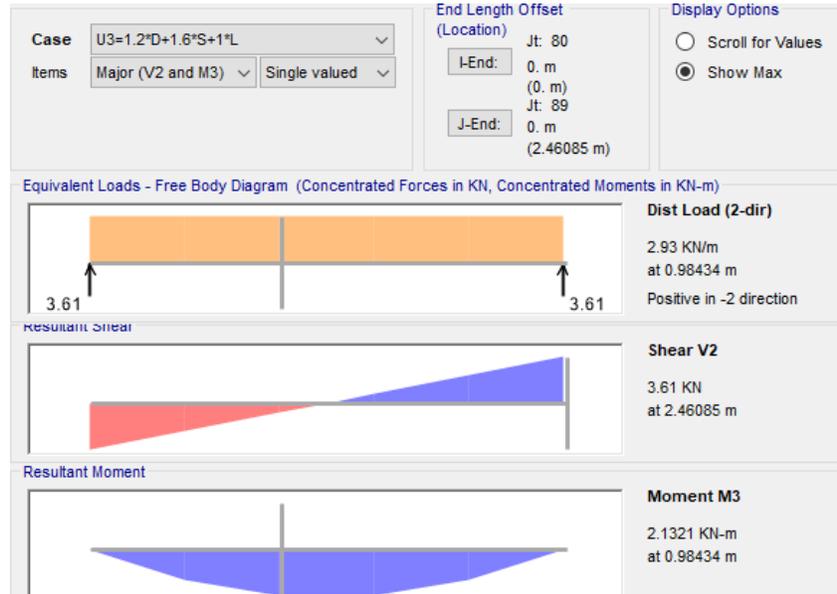
Los cuales cada elemento tendrá su respectiva verificación dependiendo a las solicitaciones que este se vaya a presentar.

4.2.5.1 Diseño de Correa.

a) Análisis Estructural para la Correa

Utilizando la combinación más desfavorable que se puede presentar en las correas, usando programas computacionales se tiene los siguientes resultados para ambos ejes tanto para el eje “X” como para el eje “Y”.

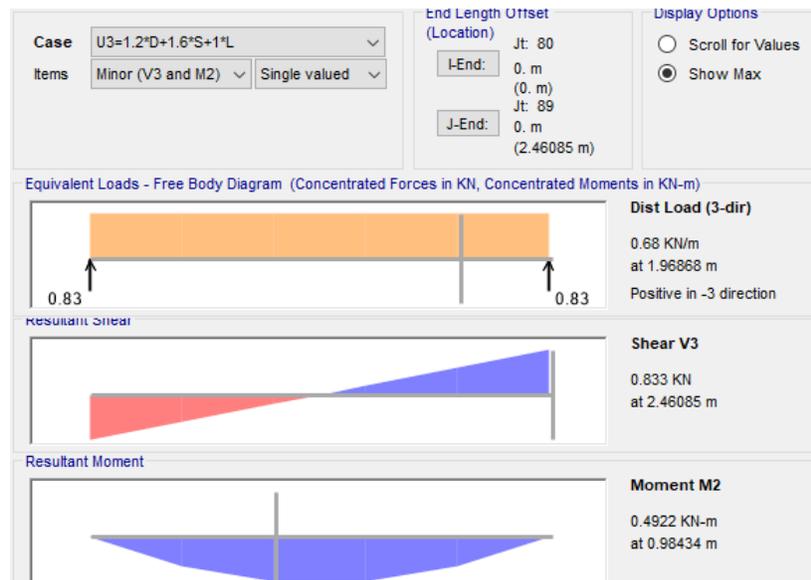
Figura A4.8 Análisis Estructural de Correa en eje “X”.



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$M_x = 2.13 \text{ kN} \cdot \text{m} ; \quad V_x = 3.61 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

Figura A4.9 Análisis Estructural de Correa en eje “Y”.



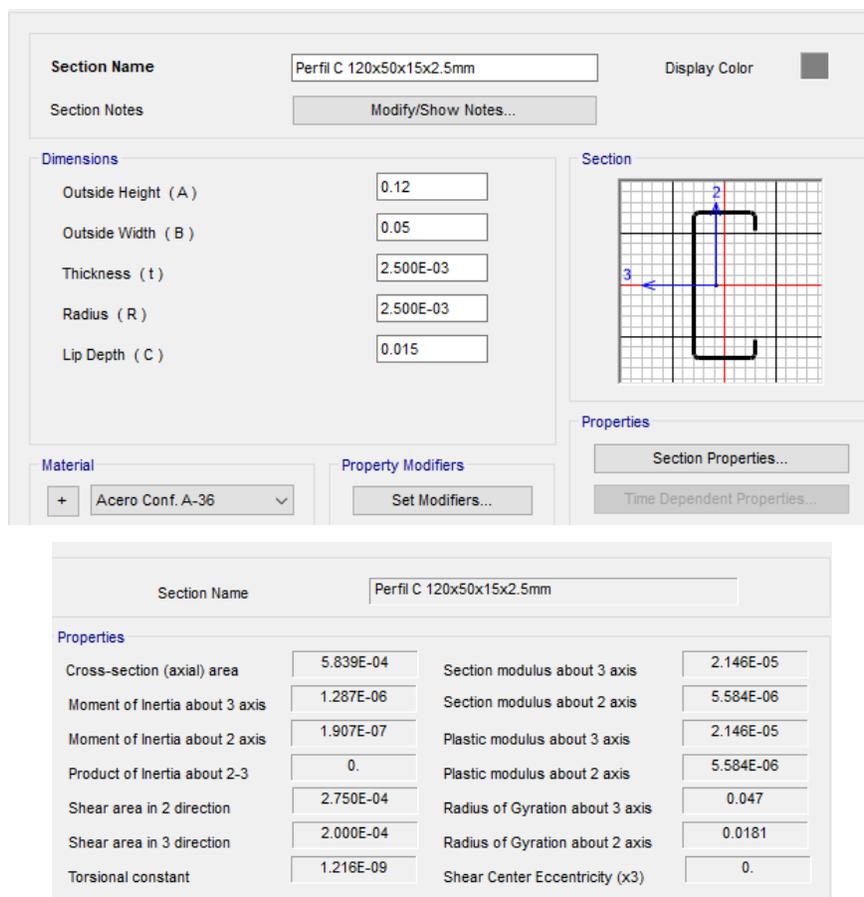
Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$M_y = 0.492 \text{ kN} \cdot \text{m} ; \quad V_y = 0.833 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

b) Diseño de Flexión Asimétrica.

Para una correa de la cubierta 1 Con un Perfil CF 120x50x15x2.5mm, sus dimensiones se encuentran en la ficha técnica presente en ANEXO 1 en la Tabla 1.2.14 Perfiles Costanera Conformados en frío.

Figura A4.10 Perfil Tipo C 120x50x15x2.5 mm para las correas.



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Se determina la relación para el Eje "X".

$F_y = 250\text{MPa}$ Limite Elástico del Acero.

$Y = 60\text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$X = 10.84\text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$I_{ex} = 128.73\text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$I_{ey} = 19.07 \text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$I_{exy} = 0.00 \text{ cm}^4$ Producto eficaz de inercia.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{128.73 * 19.07 - 0^2}{19.07 * 6 - 0 * 1.08} = 21.46 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 21.46 \text{ cm}^3 = 5.364 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$M_{rx} = \phi * M_n = 5.364 * 0.95 = 5.096 \text{ kN} * \text{m}$$

$M_f = 2.13 \text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$nb = \frac{M_{fx}}{M_{rx}} = \frac{2.13}{5.096} = 0.418 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

Se determina la relación para el Eje “Y”.

$F_y = 250 \text{ MPa}$ Limite Elástico del Acero.

$Y = 45 \text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$X = 33.36 \text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$I_{ex} = 128.73 \text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje X.

$I_{ey} = 19.07 \text{ cm}^4$ Momento eficaz de inercia respecto al eje Y.

$I_{exy} = 0.00 \text{ cm}^4$ Producto eficaz de inercia.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ex} * X - I_{exy} * Y} = \frac{128.73 * 19.07 - 0^2}{19.07 * 4.5 - 0 * 4.5} = 5.716 \text{ cm}^3$$

$$M_{ny} = S_{ex} * F_y = 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} * 5.716 \text{ cm}^3 = 1.429 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$M_{ry} = \phi * M_n = 1.375 * 0.95 = 1.358 \text{ kN} * \text{m}$$

$M_{fy} = 0.46 \text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$nb = \frac{M_{fy}}{M_{ry}} = \frac{0.46}{1.258} = 0.339 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

Para Flexión asimétrica se hace una sumatoria de ambas relaciones, en las que se toma los 2 ejes:

$$nb = \left(\frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{M_{fy}}{M_{ry}} \right) \leq 1$$

$$nb = \left(\frac{2.13}{5.096} + \frac{0.46}{1.258} \right) = 0.757 \leq 1 \text{ ; Si Cumple!!!}$$

b) Diseño a Corte.

$F_y = 250 \text{ MPa}$ Limite elástico del acero

$$F_v = 0.6 * f_y = 0.6 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Donde:

$t = 2.5 \text{ mm}$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante

$E = 203000 \text{ MPa}$ Modulo de Young

$h = 110 \text{ mm}$ Altura del tramo recto del alma

$k_v = 5.34$ Coeficiente de Abolladura [Para Almas no reforzadas].

Verificación por Abolladura según Norma AISI S100-2016 (LRFD).

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E k_v}{F_v}} = \frac{110 \text{ mm}}{2.5 \text{ mm}} \leq \sqrt{\frac{203000 \text{ MPa} * 5.34}{150 \text{ MPa}}}$$

$$29.33 \leq 85,011$$

Calculo de Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$A_w = h * t = 110 \text{ mm} * 2.5 \text{ mm} = 2.75 \text{ cm}^2$$

A_w = Área de los elementos paralelos a la dirección.

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w * F_v = 2.767 * 150 = 41.25 \text{ kN}$$

V_n = La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$\phi = 0.95$$

Factor de resistencia para cortante

$$V_c = V_n * \phi = 41.25 * 0.95 = 39.19 \text{ kN}$$

$$V_f = 3.61 \text{ kN}$$

Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

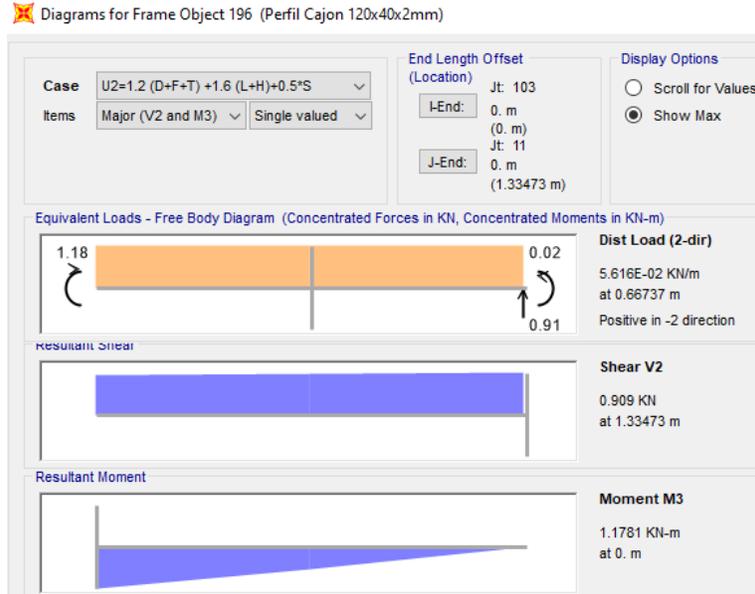
$$n = \frac{V_f}{V_c} \leq 1 = \frac{3.61}{39.19} = 0.163 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

4.2.5.2 Diseño de Cordón superior – inferior.

a) Análisis Estructural de Montante Superior- Inferior.

Se obtuvo el análisis estructural para el cual se verificará si es una sección eficiente.

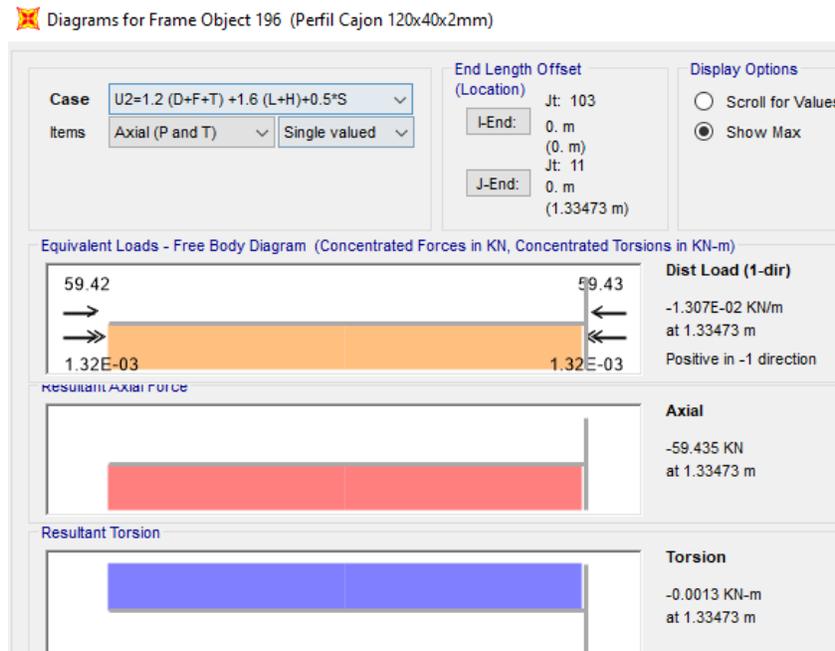
Figura A4.11 Análisis Estructural de Cordón Superior [Momento y Cortante].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$M_f = 1.18 \text{ kN} * m ; V_f = 0.91 \text{ kN} \text{ [Sap 2000 v. 20]}$$

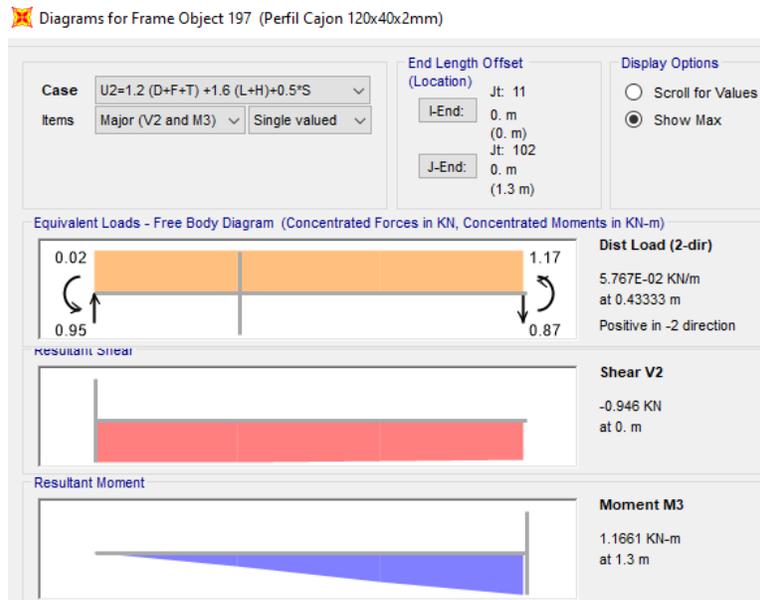
Figura A4.12 Análisis Estructural de Cordón Superior [Axial].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$P_f = -59.43 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

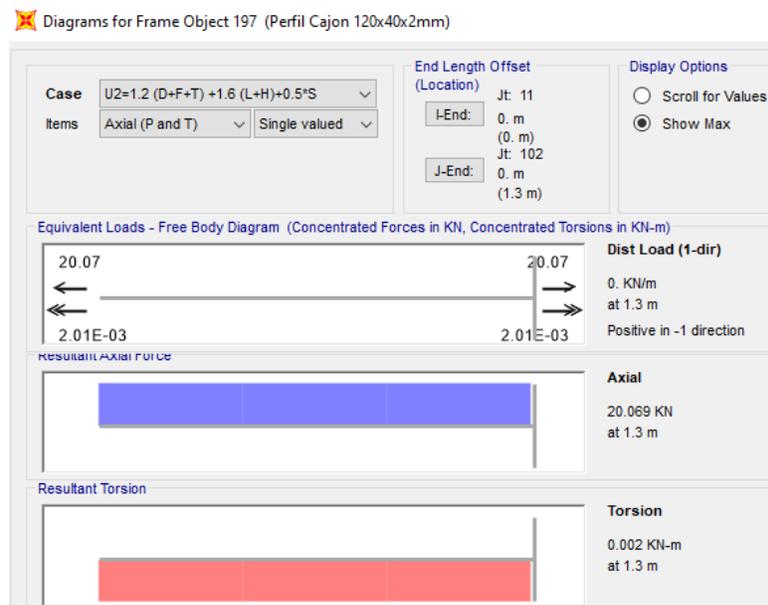
Figura A4.13 Análisis Estructural de Cordón Inferior [Momento y Cortante].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$M_f = 1.17 \text{ kN} * \text{m} ; \quad V_f = -0.95 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

Figura A4.14 Análisis Estructural de Cordón Inferior [Axial].



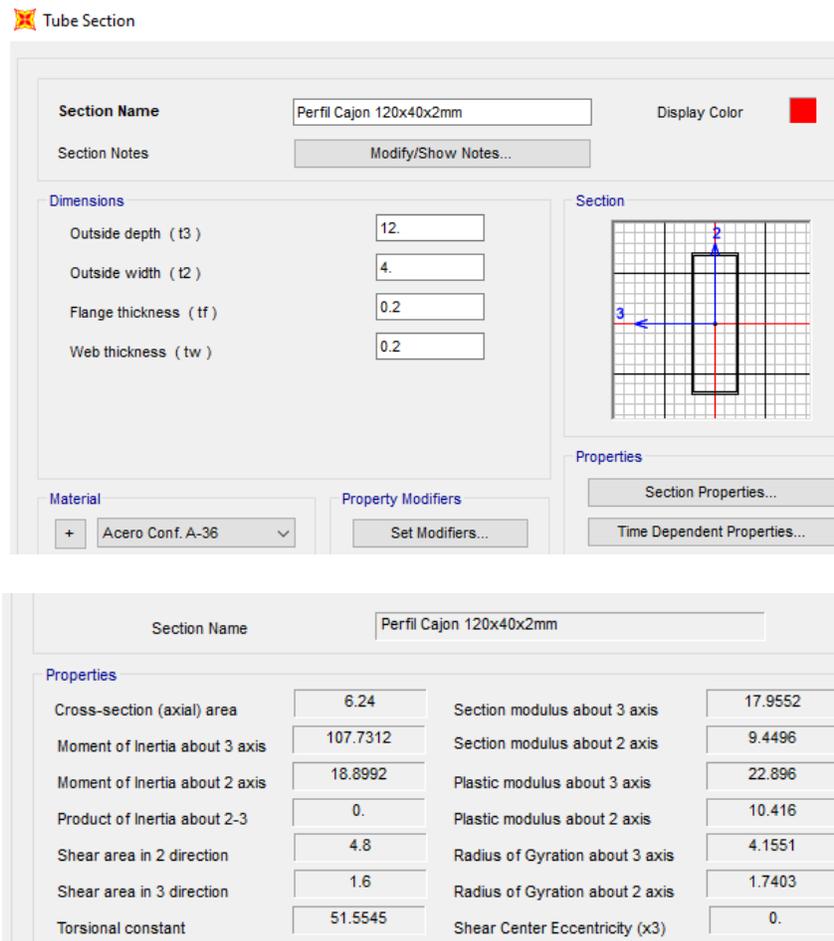
Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$Tf = 22.51 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

b) Diseño de Flexión Montante Superior.

Para el cordón de la cubierta 1 Con un Perfil Cajón CF 120x40x2mm, sus dimensiones se encuentran en la ficha técnica presente en ANEXO 1 en la Tabla A1.18 Perfiles Tipo Cajon Conformado en frio.

Figura A4.15 Perfil Tipo Cajon 120x40x2 mm para Cordón Sup-Inf.



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Se determina la relación para el Eje “X”.

$F_y = 250\text{MPa}$ Limite Elástico del Acero.

$Y = 60 \text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$X = 16 \text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$I_y = 18.90 \text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje Y [cm^4].

$I_x = 107.73 \text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje X [cm^4].

$I_{xy} = 0.00 \text{ cm}^4$ Producto eficaz de inercia.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{107.73 * 18.90 - 0^2}{18.90 * 6 - 0 * 1.08} = 11.81 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 11.81 \text{ cm}^3 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2.95 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$M_{rx} = \phi * M_n = 0.95 * 2.95 = 2.805 \text{ kN} * \text{m}$$

$M_f = 1.18 \text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$nb = \frac{M_{fx}}{M_{rx}} = \frac{1.18}{2.805} = 0.42 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

b) Diseño a Corte Montante Superior.

$F_y = 250 \text{ MPa}$ Limite elástico del acero

$$F_v = 0.6 * f_y = 0.6 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Donde:

$t = 2 \text{ mm}$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante

$E = 203000 \text{ MPa}$ Modulo de Young

$h = 112 \text{ mm}$ Altura del tramo recto del alma

$k_v = 5.34$ Coeficiente de Abolladura [Para Almas no reforzadas].

Verificación por Abolladura según Norma AISI S100-2016 (LRFD).

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ek_v}{F_v}} = \frac{112 \text{ mm}}{2 \text{ mm}} \leq \sqrt{\frac{203000 \text{ MPa} * 5.34}{150 \text{ MPa}}}$$

$$29.33 \leq 85,011$$

Calculo de Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$A_w = h * t = 112 \text{ mm} * 2 \text{ mm} = 2.24 \text{ cm}^2$$

A_w = Área de los elementos paralelos a la dirección.

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w * F_v = 2.24 * 150 = 33.6 \text{ kN}$$

V_n = La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para cortante

$$V_c = V_n * \phi = 33.6 * 0.95 = 31.92 \text{ kN}$$

$V_f = 0.91 \text{ kN}$ Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n = \frac{V_f}{V_c} \leq 1 = \frac{0.91}{31.92} = 0.03 \leq 1 \text{ ; } \mathbf{Si \text{ cumple!!!}}$$

c) Diseño de Compresión Montante Superior.

$L = 6m$ Longitud de barra [m].

$K_y = 0.49$ Factor de longitud eficaz para el eje Y.

$E = 203000 \text{ MPa}$ Módulo de Young [MPa].

Propiedades Geométricas

$A = 6.24 \text{ cm}^2$ Área de sección bruta [cm^2].

$I_y = 18.90 \text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje Y [cm^4].

$I_x = 107.73 \text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje X [cm^4].

Calculo de Radios de giro.

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{18.90}{6.24}} = 1.74 \text{ cm} \quad [\text{Radio de giro en Y}]$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A}} = \sqrt{\frac{107.73}{6.24}} = 4.155 \text{ cm} \quad [\text{Radio de giro en X}]$$

Calculo de Tensión elástica de pandeo a flexión:

$$F_{ex} = \frac{(\pi * r_y)^2 * E}{(k_y * L)^2} = \frac{(\pi * 4.155 \text{ cm})^2 * 203000 \text{ MPa}}{(0.49 * 6 \text{ m})^2} = 400.18 \text{ MPa}$$

$$F_{ey} = \frac{(\pi * r_x)^2 * E}{(k_x * L)^2} = \frac{(\pi * 1.74 \text{ cm})^2 * 203000 \text{ MPa}}{(0.49 * 6 \text{ m})^2} = 70.207 \text{ MPa}$$

El cual se escoge el valor mas critico entre ambos ejes:

$$F_{crit} = \min(F_{ex}, F_{ey}) = 70.207 \text{ MPa}$$

$$\lambda_c = \sqrt{\frac{F_y}{F_{crit}}} = \sqrt{\frac{250}{70.207}} = 1.455$$

Donde:

$$F_n = (0.658^{\lambda_c}) * F_y = (0.658^{1.455}) * 250 = 135.975 \text{ MPa}$$

Luego se determina la resistencia nominal a compresión:

$$P_n = A * F_n = 6.24 * 135.975 = 84.85 \text{ kN}$$

$\phi_c = 0.85$

Coficiente de Compresión.

$$P_c = P_n * \phi_c = 84.85 * 0.85 = 72.12 \text{ kN}$$

$P_f = 59.43 \text{ kN}$

Resistencia a compresión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

$$n = \frac{P_f}{P_c} \leq 1 = \frac{59.43}{72.12} = 0.82 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

d) Diseño de Flexión Montante Inferior.

Se determina la relación para el Eje "X".

$F_y = 250 \text{ MPa}$ Limite Elástico del Acero.

$Y = 60 \text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$X = 16 \text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$I_y = 18.90 \text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje Y [cm^4].

$I_x = 107.73 \text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje X [cm^4].

$I_{xy} = 0.00 \text{ cm}^4$ Producto eficaz de inercia.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{107.73 * 18.90 - 0^2}{18.90 * 6 - 0 * 1.08} = 11.81 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 11.81 \text{ cm}^3 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2.95 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$M_{rx} = \phi * M_n = 0.95 * 2.95 = 2.805 \text{ kN} * \text{m}$$

$M_f = 1.17 \text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n_b = \frac{M_{fx}}{M_{rx}} = \frac{1.17}{2.805} = 0.42 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

e) Diseño a Corte Montante Inferior.

$F_y = 250 \text{ MPa}$ Limite elástico del acero

$$F_v = 0.6 * f_y = 0.6 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Donde:

$t = 2 \text{ mm}$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante

$E = 203000 \text{ MPa}$	Módulo de Young
$h = 112 \text{ mm}$	Altura del tramo recto del alma
$kv = 5.34$	Coefficiente de Abolladura [Para Almas no reforzadas].

Verificación por Abolladura según Norma AISI S100-2016 (LRFD).

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E kv}{Fv}} = \frac{88 \text{ mm}}{3 \text{ mm}} \leq \sqrt{\frac{203000 \text{ MPa} * 5.34}{150 \text{ MPa}}}$$

$$29.33 \leq 85,011$$

Calculo de Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$Aw = h * t = 112 \text{ mm} * 2 \text{ mm} = 2.24 \text{ cm}^2$$

Aw = Área de los elementos paralelos a la dirección.

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$Vn = Aw * Fv = 2.24 * 150 = 33.6 \text{ kN}$$

Vn = La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para cortante

$$Vc = Vn * \phi = 33.6 * 0.95 = 31.92 \text{ kN}$$

$Vf = 0.95 \text{ kN}$ Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n = \frac{Vf}{Vc} \leq 1 = \frac{0.95}{31.92} = 0.03 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

f) Diseño de Tracción Montante Inferior.

$A = 6.24 \text{ cm}^2$ Área de sección bruta [cm^2].

$Fy = 250 \text{ MPa}$ Límite de Fluencia del acero

Determinamos:

$$T_n = F_y * A_g = 250 * 6.24 = 156 \text{ kN.}$$

$$\phi_c = 0.89$$

Factor de resistencia para Tracción.

$$T_c = T_n * \phi = 156 * 0.9 = 140.4 \text{ kN}$$

$$T_f = 22.51 \text{ kN}$$

Resistencia a compresión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)

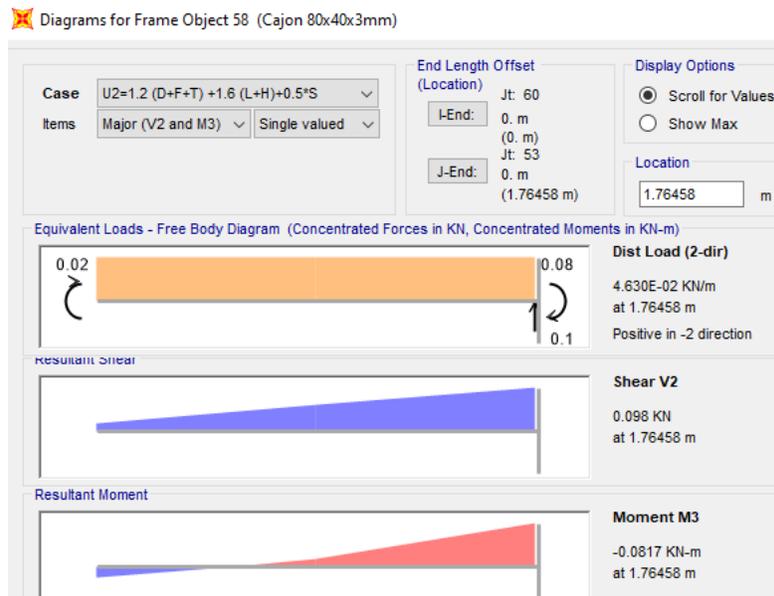
$$n_t = \frac{T_f}{T_c} \leq 1 = \frac{22.51}{140.4} = 0.16 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

4.2.5.3 Diseño de Diagonal.

a) Análisis estructural de la Diagonal.

Se obtuvo el análisis estructural para el cual se verificará si es una sección eficiente.

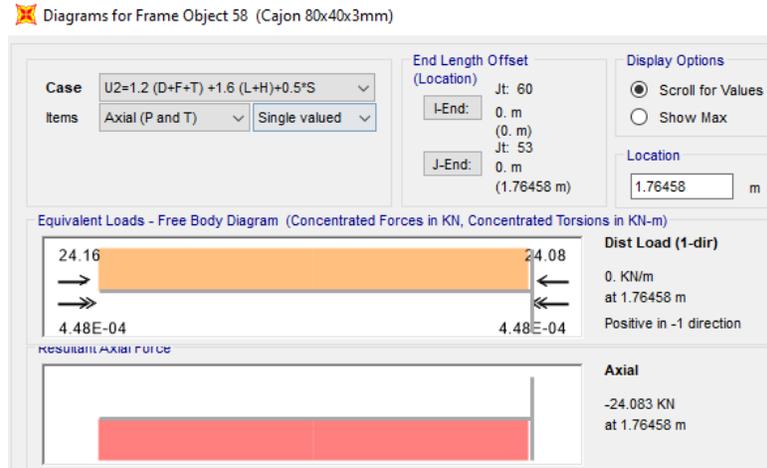
Figura A4.16 Análisis Estructural de la Diagonal [Momento y Cortante].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$M_f = 0.082 \text{ kN} * m \text{ ; } V_f = -0.098 \text{ kN} \text{ [Sap 2000 v. 20]}$$

Figura A4.17 Análisis Estructural de la Diagonal [Axial].



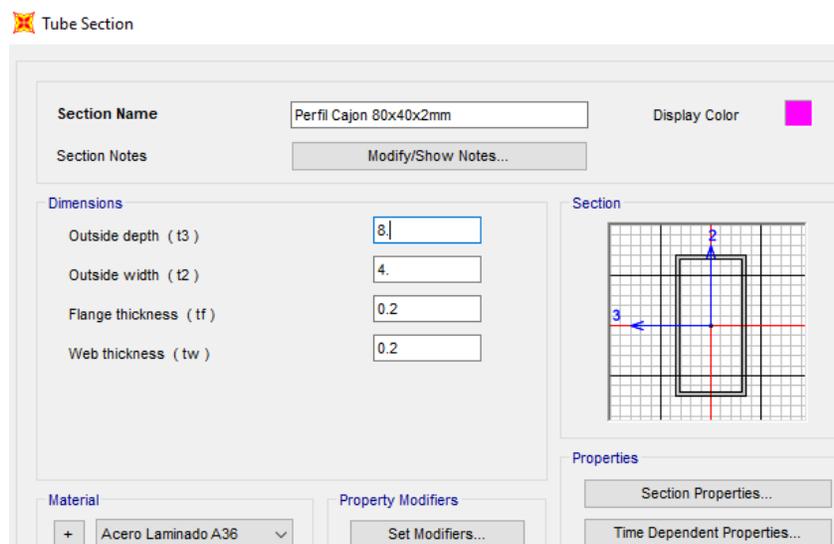
Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$Tf = 24.08 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

b) Diseño de Flexión.

Para la Diagonal de la cubierta 1 Con un Perfil Cajón CF 80x40x2mm, sus dimensiones se encuentran en la ficha técnica presente en ANEXO 1 en la Tabla A1.18 Perfiles Tipo Cajon Conformado en frio.

Figura A4.18 Perfil Tipo Cajon 80x40x2 para las Diagonales.



Property Data

Section Name		Perfil Cajon 80x40x2mm	
Properties			
Cross-section (axial) area	4.64	Section modulus about 3 axis	9.7435
Moment of Inertia about 3 axis	38.9739	Section modulus about 2 axis	6.5589
Moment of Inertia about 2 axis	13.1179	Plastic modulus about 3 axis	12.016
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	7.376
Shear area in 2 direction	3.2	Radius of Gyration about 3 axis	2.8982
Shear area in 3 direction	1.6	Radius of Gyration about 2 axis	1.6814
Torsional constant	30.2941	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Se determina la relación para el Eje “X”.

$F_y = 250\text{MPa}$ Limite Elástico del Acero.

$Y = 40\text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$X = 16\text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$I_y = 13.12\text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje Y [cm^4].

$I_x = 38.97\text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje X [cm^4].

$I_{xy} = 0.00\text{ cm}^4$ Producto eficaz de inercia.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{38.97 * 13.12 - 0^2}{13.12 * 6 - 0 * 1.08} = 8.2\text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 8.2\text{ cm}^3 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2.05\text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$M_{rx} = \phi * M_n = 0.95 * 2.95 = 1.95\text{ kN} * \text{m}$$

$M_f = 0.082\text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2\text{ D} + 1,6\text{ (S)} + (1,0\text{ L})$

$$nb = \frac{Mfx}{Mrx} = \frac{0.082}{1.95} = 0.04 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

b) Diseño a Corte.

$Fy = 250 \text{ MPa}$ Limite elástico del acero

$$Fv = 0.6 * fy = 0.6 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Donde:

$t = 2 \text{ mm}$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante

$E = 203000 \text{ MPa}$ Módulo de Young

$h = 72 \text{ mm}$ Altura del tramo recto del alma

$kv = 5.34$ Coeficiente de Abolladura [Para Almas no reforzadas].

Verificación por Abolladura según Norma AISI S100-2016 (LRFD).

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{Ekv}{Fv}} = \frac{72\text{mm}}{2\text{mm}} \leq \sqrt{\frac{203000 \text{ MPa} * 5.34}{150\text{MPa}}}$$

$$29.33 \leq 85,011$$

Calculo de Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$Aw = h * t = 72 \text{ mm} * 2 \text{ mm} = 1.44 \text{ cm}^2$$

$Aw =$ Área de los elementos paralelos a la dirección.

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$Vn = Aw * Fv = 1.44 * 150 = 21.6 \text{ kN}$$

$Vn =$ La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$\emptyset = 0.95$ Factor de resistencia para cortante

$$Vc = Vn * \emptyset = 21.6 * 0.95 = 20.95 \text{ kN}$$

$Vf = 0.098 \text{ kN}$ Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n = \frac{Vf}{Vc} \leq 1 = \frac{0.098}{20.95} = 0.005 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

d) Diseño de Tracción.

$A = 4.64 \text{ cm}^2$ Área de sección bruta [cm^2].

$Fy = 250 \text{ MPa}$ Límite de Fluencia del acero

Determinamos:

$$Tn = Fy * Ag = 250 * 4.64 = 116 \text{ kN}.$$

$\phi_c = 0.89$ Factor de resistencia para Tracción.

$$Tc = Tn * \phi = 116 * 0.9 = 104.4 \text{ kN}$$

$Tf = 24.08 \text{ kN}$ Resistencia a compresión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

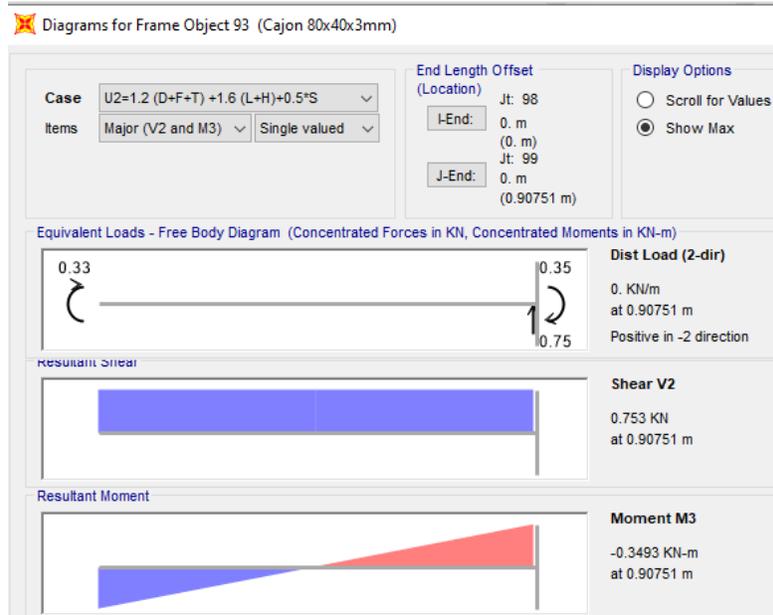
$$nt = \frac{Tf}{Tc} \leq 1 = \frac{24.08}{104.4} = 0.23 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

4.2.5.4 Diseño de Montante.

a) Análisis estructural de Montante.

Se obtuvo el análisis estructural para el cual se verificará si es una sección eficiente.

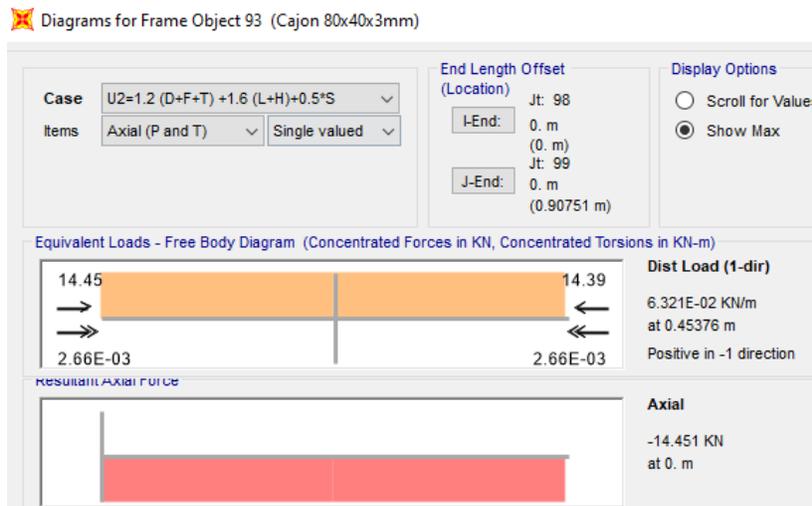
Figura A4.19 Análisis Estructural de Montante [Momento y Cortante].



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$M_f = 0.35 \text{ kN} * m ; \quad V_f = -0.75 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

Figura A4.20 Análisis Estructural de Montante [Axial].



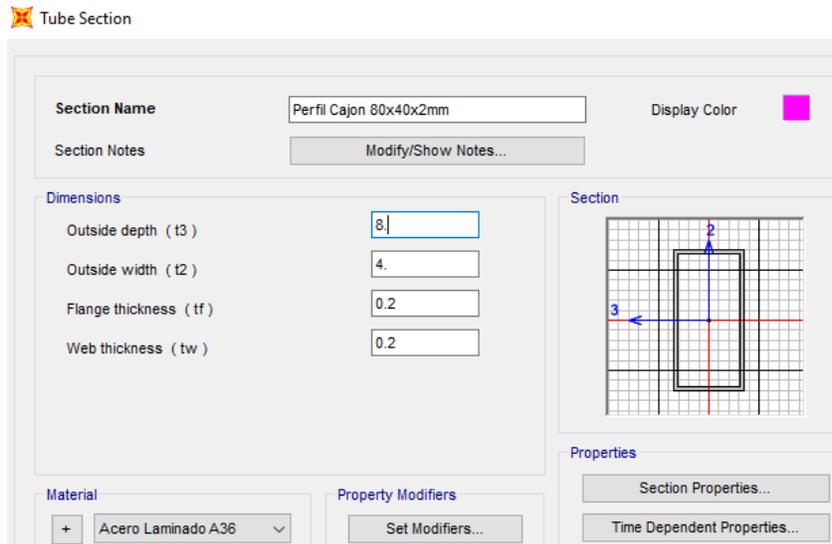
Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$P_f = 14.45 \text{ kN} \quad [\text{Sap 2000 v. 20}]$$

b) Diseño de Flexión.

Para la Diagonal de la cubierta 1 Con un Perfil Cajón CF 80x40x2mm, sus dimensiones se encuentran en la ficha técnica presente en ANEXO 1 en la Tabla A1.17 Perfiles Costanera Conformado en frío

Figura A4.21 Perfil Tipo Cajon 80x40x2 mm para Montantes.



Property Data

Section Name: Perfil Cajon 80x40x2mm

Properties			
Cross-section (axial) area	4.64	Section modulus about 3 axis	9.7435
Moment of Inertia about 3 axis	38.9739	Section modulus about 2 axis	6.5589
Moment of Inertia about 2 axis	13.1179	Plastic modulus about 3 axis	12.016
Product of Inertia about 2-3	0.	Plastic modulus about 2 axis	7.376
Shear area in 2 direction	3.2	Radius of Gyration about 3 axis	2.8982
Shear area in 3 direction	1.6	Radius of Gyration about 2 axis	1.6814
Torsional constant	30.2941	Shear Center Eccentricity (x3)	0.

Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Se determina la relación para el Eje “X”.

$F_y = 250\text{MPa}$ Limite Elástico del Acero.

$Y = 40\text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$X = 16\text{ mm}$ Distancia a la fibra extrema en flexión.

$I_y = 13.12 \text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje Y [cm^4].

$I_x = 38.97 \text{ cm}^4$ Momento de Inercia respecto al eje X [cm^4].

$I_{xy} = 0.00 \text{ cm}^4$ Producto eficaz de inercia.

Calculo de Resistencia nominal de la sección:

$$S_{ex} = \frac{I_{ex} * I_{ey} - I_{exy}^2}{I_{ey} * Y - I_{exy} * X} = \frac{38.97 * 13.12 - 0^2}{13.12 * 6 - 0 * 1.08} = 8.2 \text{ cm}^3$$

$$M_{nx} = S_{ex} * F_y = 8.2 \text{ cm}^3 * 25 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} = 2.05 \text{ kN} * \text{m}$$

$\phi = 0.95$ Factor de resistencia para flexión.

$$M_{rx} = \phi * M_n = 0.95 * 2.95 = 1.95 \text{ kN} * \text{m}$$

$M_f = 0.082 \text{ kN} * \text{m}$ Resistencia a flexión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$nb = \frac{M_{fx}}{M_{rx}} = \frac{0.082}{1.95} = 0.04 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

b) Diseño a Corte.

$F_y = 250 \text{ MPa}$ Limite elástico del acero

$$F_v = 0.6 * f_y = 0.6 * 250 = 150 \text{ MPa}$$

Donde:

$t = 2 \text{ mm}$ Espesor de los elementos paralelos a la dirección del cortante

$E = 203000 \text{ MPa}$ Módulo de Young

$h = 72 \text{ mm}$ Altura del tramo recto del alma

$k_v = 5.34$ Coeficiente de Abolladura [Para Almas no reforzadas].

Verificación por Abolladura según Norma AISI S100-2016 (LRFD).

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{E k v}{F v}} = \frac{72 \text{ mm}}{2 \text{ mm}} \leq \sqrt{\frac{203000 \text{ MPa} * 5.34}{150 \text{ MPa}}}$$

$$29.33 \leq 85,011$$

Calculo de Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$A_w = h * t = 72 \text{ mm} * 2 \text{ mm} = 1.44 \text{ cm}^2$$

A_w = Área de los elementos paralelos a la dirección.

Resistencia a cortante del alma descontando los agujeros.

$$V_n = A_w * F_v = 1.44 * 150 = 21.6 \text{ kN}$$

V_n = La resistencia a cortante del alma descontando los agujeros

$$\phi = 0.95$$

Factor de resistencia para cortante

$$V_c = V_n * \phi = 21.6 * 0.95 = 20.95 \text{ kN}$$

$$V_f = 0.75 \text{ kN}$$

Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n = \frac{V_f}{V_c} \leq 1 = \frac{0.75}{20.95} = 0.037 \leq 1 ; \text{Si cumple!!!}$$

d) Diseño de Tracción.

$$A = 4.64 \text{ cm}^2$$

Área de sección bruta [cm^2].

$$F_y = 250 \text{ MPa}$$

Límite de Fluencia del acero

Determinamos:

$$T_n = F_y * A_g = 250 * 4.64 = 116 \text{ kN}.$$

$$\phi_c = 0.89$$

Factor de resistencia para Tracción.

$$T_c = T_n * \phi = 116 * 0.9 = 104.4 \text{ kN}$$

$$T_f = 14.45 \text{ kN}$$

Resistencia a compresión requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

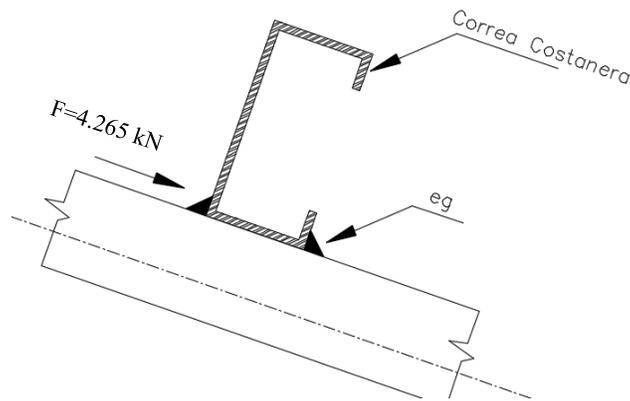
$$nt = \frac{Tf}{Tc} \leq 1 = \frac{14.45}{104.4} = 0.14 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

4.2.5.5 Diseño de uniones soldadas.

Para el diseño de soldadura se utilizará la Norma ANSI/AWS D1.1. 2000. Se utilizará una soldadura tipo filete para todos los elementos que componen la cercha, ya que son más resistentes a la tensión y a la compresión que al corte, y también son usados a menudo en nuestro medio.

El siguiente esquema, detalla el tipo de unión que tendrán estos dos elementos estructurales.

Figura A4.22 Esquema de las uniones, cuerda superior y correa.



Fuente: Elaboración propia.

Tabla A4.32 Características de electrodo respecto al acero

Base Metal (ASTM)	Matching Filler Metal
A36 $\leq \frac{3}{4}$ in. thick	60- and 70-ksi filler metal
A36 $> \frac{3}{4}$ in., A588 ^[a] , A1011, A572 Gr. 50 and 55, A913 Gr. 50, A992, A1018	SMAW: E7015, E7016, E7018, E7028 Other processes: 70-ksi filler metal
A913 Gr. 60 and 65	80-ksi filler metal
A913 Gr. 70	90-ksi filler metal

^[a] For corrosion resistance and color similar to the base metal, see AWS D1.1/D1.1M clause 3.7.3.
Notes:
In joints with base metals of different strengths, either a filler metal that matches the higher strength base metal or a filler metal that matches the lower strength and produces a low hydrogen deposit may be used when matching strength is required.

Fuente: Norma ANSI/AWS D1.1. 2000.

Se usará consideración que nos especifica la Norma ANSI/AWS D1.1. 2000 que para nuestro tipo de Acero A36 podemos usar E60 y E70.

Por lo cual se determinó para este caso usar un electrodo de tipo E-6010, su catálogo esta en Anexo 1 Figura 1.2.26 Características electrodos ACINDAR.

Donde Tenemos un Límite de Rotura de:

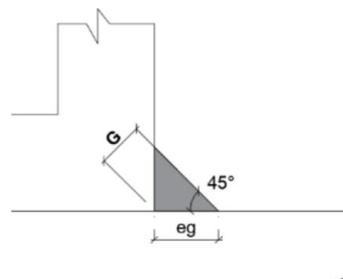
$$F_{exx} = 400 \frac{N}{mm^2} = 400MPa \quad \text{Para } E - 6010 \text{ celulosico.}$$

Para el coeficiente ϕ se especifica en la normativa tomando en cuenta el tipo de la estructura que se encuentra en la Tabla 1.2.15 Valores de coeficientes de seguridad para soldadura en cual nos da un valor de $\phi=0.75$.

Para la determinación del tamaño de la soldadura. Se recomienda que el tamaño mínimo de soldadura para un espesor hasta 6 mm, es de 3 mm,

Cálculo del espesor efectivo de la garganta:

Figura A4.23 Espesor efectivo de la garganta



Fuente: Elaboración propia

$$G = \sin 45^\circ \cdot eg = \sin 45^\circ \cdot 3 \text{ mm} = 2,12 \text{ mm}$$

Resistencia de la soldadura de diseño en 0.5 cm. Dónde: $\phi = 0.75$.

$$q = \phi * 0.6 * F_{exx} * G = 0.75 * 0.6 * 40 \frac{kN}{cm^2} * 0.5cm = 900 \frac{kN}{m}$$

Longitud adoptada inicial. $L_o = 1 \text{ cm}$

$V_{act} = 4.265 \text{ kN}$ Resistencia a Corte requerida se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

Resistencia admisible final de la soldadura.

$$V_{adm} = q * L_o = 900 \frac{kN}{m} * 0.01m = 9kN$$

$$n = \frac{V_{act}}{V_{adm}} = \frac{4.265}{9} = 0.474 \leq 1 \text{ ; Si cumple!!!}$$

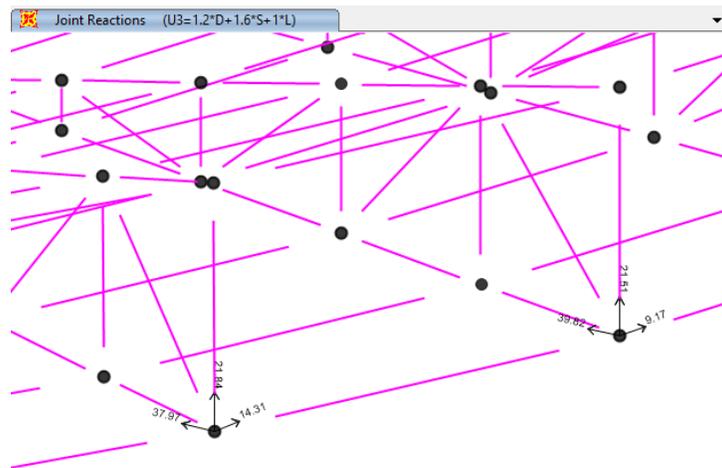
4.2.5.6 Diseño de la placa base y apoyo fijo de cubiertas.

El refuerzo de diseño en el área de apoyo de la viga de hormigón armado, cuando las barras metálicas se apoyan en la viga es necesario que se distribuya en el área suficiente para evitar que sobre esfuerce el hormigón la carga se transmite a través de la placa que está ligada a la viga con cuatro pernos.

a) Area de Placa Base

La resistencia de diseño por aplastamiento del concreto debajo de la placa base la resistencia es $\Phi = 0,6$ por aplastamiento del concreto multiplicado por la resistencia nominal del concreto $0,85 \cdot t_c \cdot A$. se necesita saber los esfuerzos que vayan a caer a los apoyos.

Figura A4.24 Esfuerzos en los apoyos de cerchas



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$P_u \max = 21.84 \text{ kN} \text{ ; } V_{\max} = 37.97 \text{ kN} \text{ [Sap 2000 v. 20]}$$

1) Area requerida para la placa

Para el diseño de la placa de apoyo tenemos los siguientes datos Perfil C 100x50x15x2

La Resistencia a compresión del hormigón $f_{cd} = 25 \text{ MPa}$. y la resistencia de fluencia del acero $F_y = 500 \text{ MPa}$, la carga axial última $P_u = 21.84 \text{ kN}$

$$A_{req} = \frac{P_u}{\phi_c * 0.85 * f_{cd}} = \frac{21.84}{0.6 * 0.85 * 16.67} = 25.689 \text{ cm}^2$$

Las placas de apoyos que asumiremos será de 20 cm x 15 cm puesto que la viga en la que se apoyaran las cerchas son de 20 cm de ancho y el área requerida es mucho menor que el área de apoyo del perfil.

$$B \cdot N = 20 \text{ cm} \cdot 15 \text{ cm} = 300 \text{ cm}^2$$

2) Espesor mínimo requerido para las placas:

$$n = \frac{B - 0.8 * d}{2} = \frac{20 - 0.8 * 8}{2} = 6.8 \text{ cm}$$

$$t \geq \sqrt{\frac{2 * P_u * l^2}{0.9 * B * N * F_y}} = \sqrt{\frac{2 * 18.15 * 6.8^2}{0.9 * 20 * 15 * 500}} = 0.89 \text{ cm} \approx 1 \text{ cm}$$

Utilizar un espesor de placa $t_p = 1.00 \text{ cm}$.

El tamaño y la cantidad de pernos debido a una carga axial basta con la sujeción de 4 pernos $\phi 12 \text{ mm}$ y una longitud de 20 cm de anclaje a la viga o columna

b) Apoyo fijo de la cercha

Se hará el diseño del apoyo fijo el cual tendrá su respectivo anclaje con la columna de H°A°, conectada a un pedestal de hormigón de 30cm x 30cm y una profundidad de 15cm

Las solicitaciones se sacaron de las cerchas se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U_3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$P_u \text{ max} = 21.84 \text{ kN} ; \quad V_{\text{max}} = 37.97 \text{ kN}$$

Las dimensiones de la placa de base son:

$$B = 20 \text{ cm} \quad H = 15 \text{ cm} \quad A_1 = B * H = 300 \text{ cm}^2$$

Las dimensiones de la columna son:

$$bc = 30cm \quad hc = 30cm \quad A2 = bc * hc = 900cm^2$$

1) Diseño a Compresión:

Se determina la capacidad por aplastamiento del hormigón:

$$\phi f_{pmax} = 0.65 * 0.85 * f_c * \min \left(\sqrt{\frac{A2}{A1}}, 1 \right) = 23.924 MPa.$$

Se determina también la excentricidad crítica:

$$e_{cr} = \frac{B}{2} - \frac{Pu}{2 * \phi f_{pmax} * B} = \frac{20}{2} - \frac{21.84}{2 * 23.92 * 20} = 9.77 cm.$$

Por tanto, el diseño se hará siguiendo el procedimiento de grandes momentos flectores:

$f = 5cm$ Distancia del centro e los anclajes al centro de la placa

$$X = \left(f + \frac{H}{2} \right) - \sqrt{\left(f + \frac{H}{2} \right)^2 - \frac{2 * Pu * (e_{cr} + f)}{\phi f_{pmax} * B}} = 0.55 cm.$$

$$C = X * \phi f_{pmax} * B = 26.39 kN.$$

Por la sumatoria de fuerzas verticales se obtiene la fuerza en la fila de anclajes

$$T = C - Pu = 26.39 - 21.84 = 4.55 kN.$$

Se proponen anclajes F1554 Gr 36 de 1/2 in

Las características del acero de los anclajes:

$$Fu = 58 ksi = 399.89 MPa \quad Fy = 36 ksi = 248.21 MPa$$

$$nt = \frac{10}{in} \quad da = \frac{1}{2} in = 1.59 cm$$

Numero de hilos por pulgada

$$Ab = \frac{\pi * \left(da - \frac{0.9743}{nt} \right)^2}{4} = 1.41 cm^2$$

$$\phi N_{sa} = 0.75 * \min(F_u, 1.9 * F_y, 125000\text{psi}) * A_b = 42.30 \text{ kN}$$

$P_u = 21.84 \text{ kN}$ Resistencia normal última se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

$$n_p = \frac{P_u}{\phi N_{sa}} = \frac{21.84}{42.30} = 0.52 \leq 1 \quad \text{¡ Si cumple!!!}$$

2) Diseño a Corte:

$$A_b = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$\phi V_{sa} = 0.65 * 0.6 * \min(F_u, 1.9 * F_y, 125000\text{psi}) * A_b = 21.99 \text{ kN}$$

$V_u = 37.97 \text{ kN}$ Resistencia cortante última se obtuvo del análisis estructural, de combinación de carga $U3 = 1,2 D + 1,6 (S) + (1,0 L)$

Considerando que cada anclaje se lleva el cortante en la misma proporción:

$$V_a = \frac{V_u}{2 * N} = \frac{37.97 \text{ kN}}{2 * 1} = 18.985 \text{ kN}$$

La relación demanda capacidad para un anclaje:

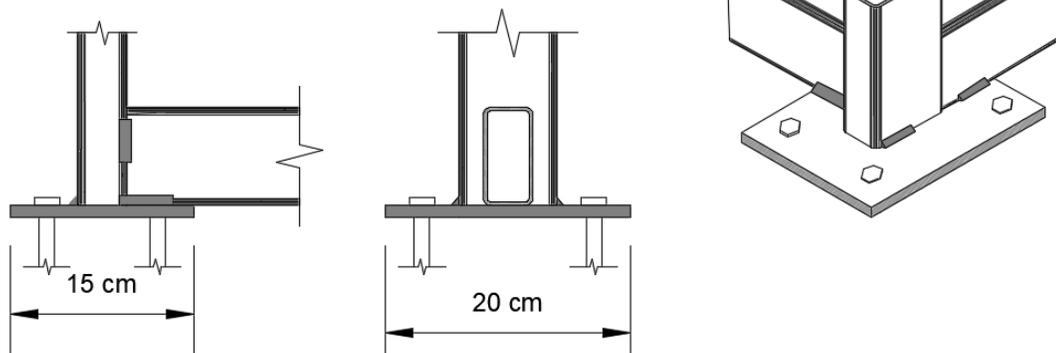
$$n_v = \frac{V_a}{\phi V_{sa}} = \frac{18.985}{21.99} = 0.86 \text{ kN} \leq 1 \quad \text{Si Cumple!!!}$$

Figura A4.25 Diseño de apoyo fijo de cerchas

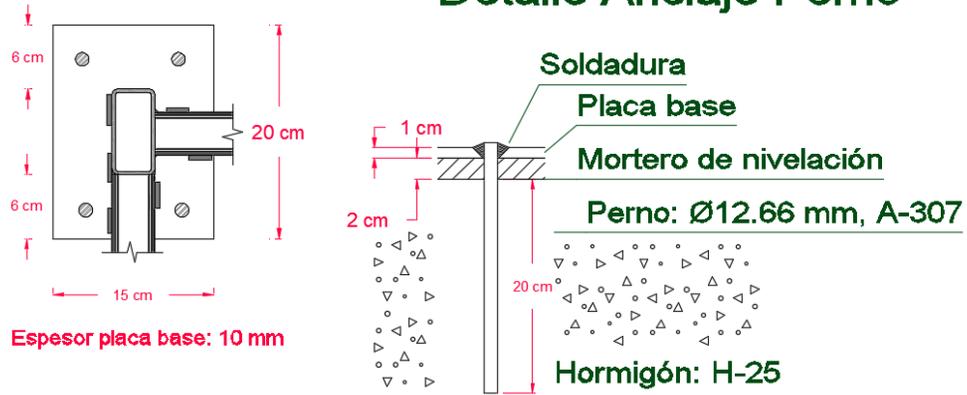
Dimensiones Placa = 150x200x10 mm (ASTM A 36 36 ksi)

Pernos = 4Ø12.66 mm, A-307

Escala 1 : 10



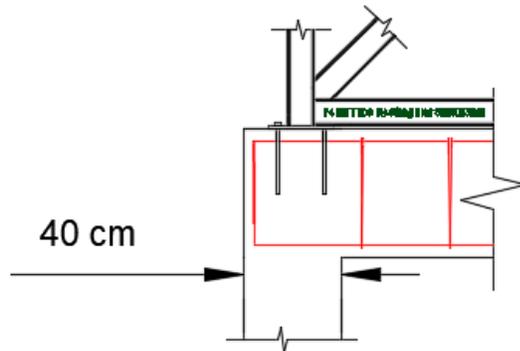
Detalle Anclaje Perno



Fuente: Elaboración propia.

Figura A4.26 Detalla miento de apoyo fijo para cerchas.

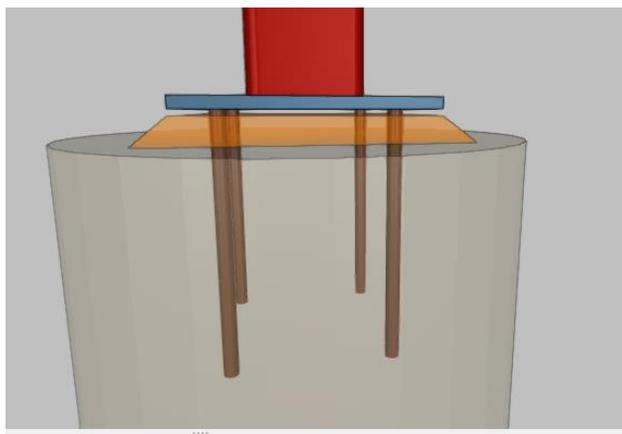
Detalle de apoyo en la viga



Fuente: Elaboración propia.

También se tiene el apoyo en modelo 3D para mayor visualización.

Figura A4.27 Modelo 3d de apoyo fijo para cerchas.



Fuente: Programa Cypecad v2018.

4.3 Estructura de sustentación de la edificación:

4.3.1 Diseño de elementos de H°A°.

En este punto se aclarará que se realizará el diseño para un solo elemento, y los resultados de los demás elementos de presentar en la memoria de cálculo que nos proporciona el Software CYPECAD v2018 utilizando la Normativa Boliviana de Hormigón CBH-87 para los cálculos de los elementos de H°A°.

Usando los siguientes materiales, el hormigón y el acero estructural, los cuales tendrán las siguientes resistencias características:

$$f_{ck} = 25 \text{ Mpa (para Hormigon)} \quad ; \quad f_{yk} = 500 \text{ MPa (para acero)}$$

Para los cuales se hará el diseño de estructural de los siguientes elementos:

1. Diseño de Losas Alivianadas con viguetas pretensadas
2. Diseño de Losa Casetonada (Nervada)
3. Diseño de Viga más solicitada
4. Diseño de la Columna más solicitada
5. Diseño de Gradería de H°A°.
6. Diseño de Fundación (Zapata Aislada)
7. Diseño de Fundación para Junta de Dilatación (Zapata Combinada)

4.3.1.1 Diseño de Losas Aliviadas con Viguetas Pretensadas:

El espaciamiento entre viguetas permite aumentar la capacidad resistente de las losas, de la misma manera la variación de la altura del complemento permite generar losas más rígidas y estables.

Se asumirá una distancia entre ejes de:

$$D = 50 \text{ cm}$$

Se recomienda una altura del paquete estructural de:

$$\frac{l}{25} = \text{para losas unidireccionales}$$

Por lo tanto:

Se hará el cálculo se hará para 2 longitudes para 4.5 m y 6 m.

$$\frac{l}{25} = \frac{450}{25} = 18 \text{ cm} = 20 \text{ cm Asumiendo Constructivamente}$$

Entonces se asumirá una altura de complemento de: $h=15\text{cm}$.

Se adoptará un ancho de capa de hormigón de: $e = 5\text{cm}$.

$$\frac{l}{25} = \frac{600}{25} = 24 \text{ cm} = 25 \text{ cm Asumiendo Constructivamente}$$

Entonces se asumirá una altura de complemento de: $h=20\text{cm}$

Se adoptará un ancho de capa de hormigón de $e = 5\text{cm}$

a) Determinación armadura de reparto.

La armadura de reparto se dispone para resistir las tensiones debidas a la retracción del hormigón y a las variaciones térmicas, evitando la figuración y contribuyendo a la rigidez del forjado en su plano.

Resistencia característica del acero: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$, $f_{yd} = 434.78 \text{ MPa}$

a) **Calculo de momento flector que debe resistir la vigueta**

Característica técnica de las viguetas de CONCRETEC.

Figura A4.28 Características técnicas de la vigueta

CARGA MUERTA = PESO PROPIO + CARGAS PERMANENTES								
EJE ENTRE VIGUETAS a	TIPO DE EPS	ESPESORES			PESO PROPIO	COMPONENTES DE LA LOSA		VOLUMEN DE HORMIGON
		h	e	d		VIGUETAS	EPS	
cm		cm	cm	cm	kg/m ²	ml/m ²	piezas/m ²	m ³ /m ²
40	PB 10/100/34	10	5	15	175	2.50	2.50	0.055
50	PB 10/100/44				165	2.00	2.00	0.054
60	PB 10/100/54				158	1.67	1.67	0.053
40	PB 12/100/34	12	5	17	193	2.50	2.50	0.062
50	PB 12/100/44				179	2.00	2.00	0.059
60	PB 12/100/54				169	1.67	1.67	0.058
40	PB 15/100/34	15	5	20	215	2.50	2.50	0.071
50	PB 15/100/44				196	2.00	2.00	0.067
60	PB 15/100/54				184	1.67	1.67	0.064
40	PB 17/100/34	17	5	22	236	2.50	2.50	0.080
50	PB 17/100/44				213	2.00	2.00	0.074
60	PB 17/100/54				198	1.67	1.67	0.070
40	PB 20/100/34	20	5	25	272	2.50	2.50	0.095
50	PB 20/100/44				243	2.00	2.00	0.086
60	PB 20/100/54				223	1.67	1.67	0.080

Fuente: Ficha técnica Concretec.

b) **Cargas actuantes en la losa.**

$$Q_{muerta} = 1.2 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{viva} = 1 \frac{kN}{m^2} \quad \text{Peso propio} = 2.383 \frac{kN}{m^2}$$

$$CM = 3.867 \frac{kN}{m^2} \quad Q_{muerta} = 1 \frac{kN}{m^2}$$

Combinación de carga:

$$Q = 1,6 \cdot CM + 1,6 \cdot CV \rightarrow Q = 7.787 \text{ kN/m}^2$$

Multiplicamos por nuestro Intereje 50cm.

$$Ql = 7.787 * 0.5 = 3.804 \text{ kN/m.}$$

Para $L = 4.5 \text{ m.}$

$$M_{max} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{3.804 * 4.5^2}{8} = 9.856 \text{ kN * m}$$

Según la ficha técnica propuesta por la empresa CONCRETEC nos proporciona sus tipos de viguetas y sus respectivos esfuerzos admisibles según producción estándar. Para la Vigueta Tipo 7 su momento flector admisible es de 11.02 kN*m cumpliendo así con lo requerido, entonces se usará Vigueta Tipo 7.

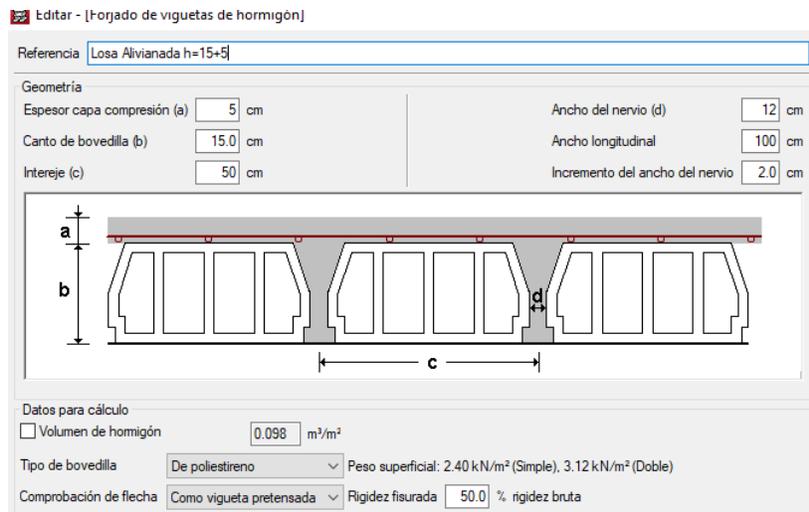
Para h=20cm

H total	Altura Compleme nto	Serie							
		T-1 [kN*m]	T-2 [kN*m]	T-3 [kN*m]	T-4 [kN*m]	T-5 [kN*m]	T-6 [kN*m]	T-7 [kN*m]	T-8 [kN*m]
20	15	3.59	5.15	5.72	7.21	8.55	9.56	11.02	13.68

$$M_{adm} > M_{max}$$

$$11.02 \text{ kN} * m > 9.856 \text{ kN} * m \quad \text{¡ Si Cumple!!}$$

Figura A4.29 Geometría de losa alivianada h=20cm



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Para L= 6 m

$$M_{max} = \frac{q * l^2}{8} = \frac{3.804 * 6^2}{8} = 17.521 \text{ kN} * m$$

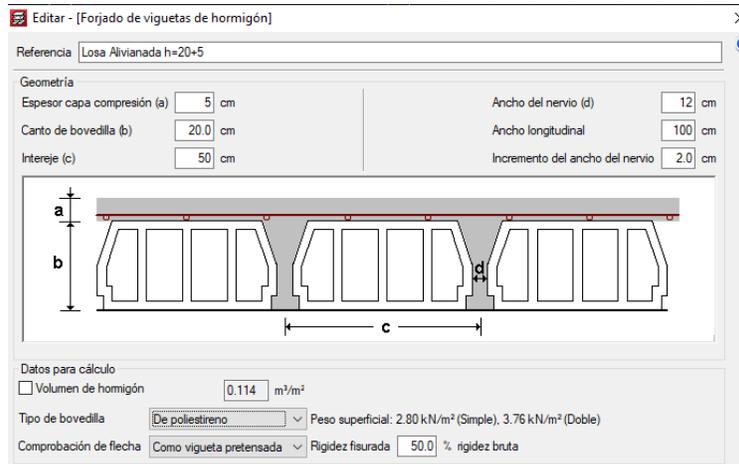
Según la ficha técnica propuesta por la empresa CONCRETEC nos proporciona sus tipos de viguetas y sus respectivos esfuerzos admisibles según producción estándar. Para la Vigueta A-6 su momento flector admisible es de 20.93Kn*m cumpliendo así con lo requerido, entonces se usará Vigueta A-6.

Para h=25cm

H total	Altura Complemento	Serie							
		A-1 [kN*m]	A-2 [kN*m]	A-3 [kN*m]	A-4 [kN*m]	A-5 [kN*m]	A-6 [kN*m]	A-7 [kN*m]	A-8 [kN*m]
25	20	8.15	9.73	11.3	14.56	16.2	20.93	25.42	29.89

$M_{adm} > M_{max}$ $20.93 \text{ kN} \cdot \text{m} > 17.521 \text{ kN} \cdot \text{m}$; **Si Cumple!!**

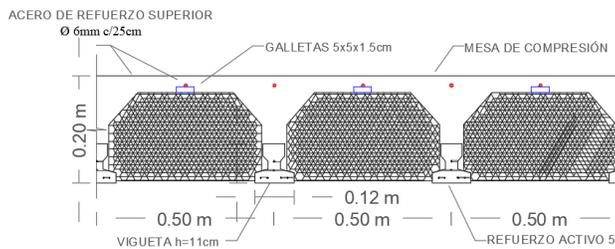
Figura A4.30 Geometría de losa alivianada h=20cm



Fuente: Programa Cypecad v2018.

El diseño de las viguetas pretensadas y la flecha máxima admisible según normativa NB997. Nota: Debido que las piezas son prefabricadas, la empresa comercializadora fabrica la pieza en función a la resistencia que requiere el cliente (M_{final}), se recomienda consulta técnica que la empresa brinda para la correcta selección de tipo de vigueta a usar.

Figura A4.31 Disposición de viguetas pretensadas



Fuente: Elaboración propia.

4.3.1.2 Diseño de Losa Casetonada (Nervada)

La estructura de sustentación de los entrepisos estará constituida por losas casetonadas en las que se realizará el análisis de la losa de mayores dimensiones, Se realizará la verificación de la losa casetonada con las siguientes Características.

a) Datos de los materiales.

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad f_{cd} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa.} \quad ; \quad Y_{H^{\circ}A} = 24 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{Peso Especifico})$$

$$f_{ck} = 500 \text{ MPa} \quad f_{cd} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa.} \quad ; \quad Y_a = 77.01 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad (\text{Peso Especifico})$$

b) Dimensiones de la losa casetonada.

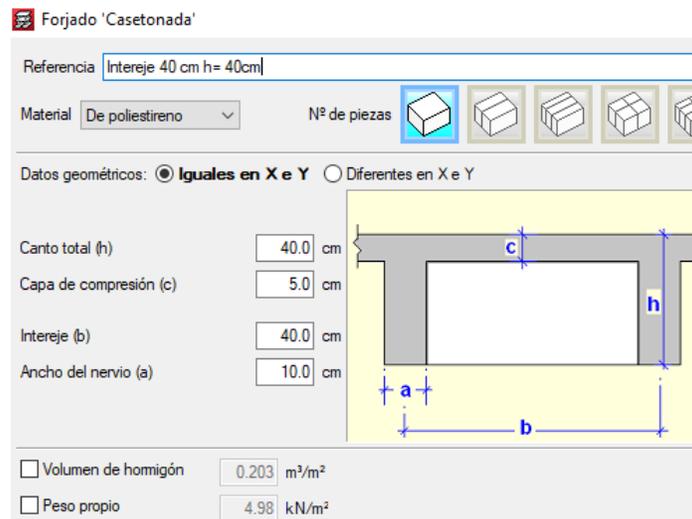
H = 40cm Canto total de la losa.

c = 5cm Capa de compresión de la losa.

b = 40cm Intereje de nervios.

a = 10cm Ancho de nervios.

Figura A4.32 Dimensiones de Losa Casetonada



Fuente: Programa Cypecad v2018.

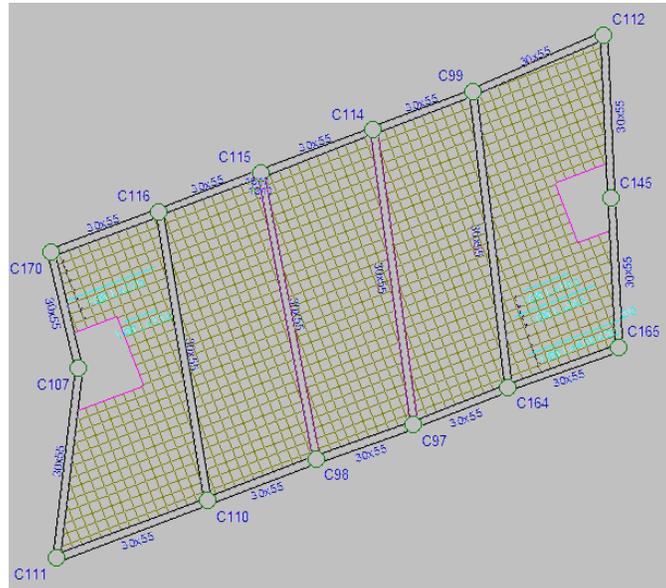
Dimensión de Casetón:

Tomando en cuenta Fichas técnicas para la dimensión del casetón de (30x30x35)

c) Esquema de losas

Para el diseño de losas casetonadas se tiene el siguiente esquema de losa como muestra la siguiente figura, en la cual se realizó el análisis manual.

Figura A4.33 Datos de Forjado Casetonado



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Datos de la losa analizada:

$L = 400 \text{ cm}$ Luz de cálculo de la viga.

$B = 40 \text{ cm}$ Ancho de loseta.

$b_w = 10 \text{ cm}$ Ancho de nervio.

$h = 40 \text{ cm}$ Altura de nervio.

$e = 5 \text{ cm}$ Capa de compresión.

d) Determinación de las cargas.

Peso propio de la losa.

Se tiene que aclarar que se hará el cálculo por 1 m^2 .

$$V = 1 \text{ m} * 1 \text{ m} * 0.4 \text{ m} - 4 * 0.3 * 0.3 * 0.35 = 0.274 \text{ m}^3$$

$$Pp = V * YA^{\circ}H^{\circ} = 6.576 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Carpeta de nivelación} = CM = 5\text{cm} * Y H^{\circ}A^{\circ} = 1.2 \frac{kN}{m^2}$$

$$\text{Carga de Servicio } CV = 1 \frac{kN}{m^2}$$

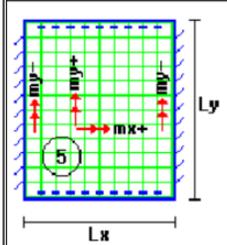
$$C1 = 1.6 * CM + 1.6Pp + 1.6 * CV = 14.042 \frac{kN}{m^2}$$

e) Determinación de momentos

Los coeficientes para el diseño de la losa casetonada se obtendrán de un momentos de tablas que son para losas nervadas, considerando que la dirección Larga es L_y y la mas corta L_x , con el fin de determinar los coeficientes

Nuestro caso 5 en tablas donde se tiene partes cortas discontinuas y en las partes largas continuas

Figura A4.34 Tabla de Coeficiente de Calculo Losa Casetonada.

	$D = 0.0001 d \cdot L_x^2 / (E \cdot h^3)$	d	323	340	351	354	348	335
	$M_{y-} = 0.0001 q \cdot m_{y-} \cdot L_x^2$	m_{y-}	853	891	914	921	909	878
	$M_{y+} = 0.0001 q \cdot m_{y+} \cdot L_x^2$	m_{y+}	440	465	481	485	477	458
	$M_{x+} = 0.0001 q \cdot m_{x+} \cdot L_x^2$	m_{x+}	231	199	183	174	165	178

Fuente: Tablas para losas nervadas

Con el valor de (L_x/L_y) y entrando al caso correspondiente de losa se obtiene los siguientes datos:

Tipo Losa	L_x	L_y	L_x/L_y	$m_y (-)$	$m_y (+)$	$m_x (+)$
5	4.539m	11.502	0.4	878	458	178

Realizando los cálculos se tiene como resultado de los momentos actuantes en la losa:

Muy(-)	Muy(+)	Mux (-)
kN*m/m	kN*m/m	kN*m/m
25.411	13.255	5.152

Donde se usó:

$$Muy (-) = 0.0001 * q * my (-) Lx2 \quad Muy (+) = 0.0001 * q * my (+) Lx2$$

$$Mux (+) = 0.0001 * q * mx (+) Lx2$$

Analizando nervio con una franja de 50 cm los momentos por nervio son:

Muy (-)	Muy (+)	Mux (-)
kN*m/m	kN*m/m	kN*m/m
12.483	6.512	2.531

El cálculo de las armaduras para las losas casetonadas se realiza de la misma manera que para las vigas T.

Calculo de Armadura en los ejes X.

$$Mo = 0.85 * fcd * b * hf * (d - 0.5 * hf) = 114.24kN * m$$

$$Mo = 114.24kN * m > Md = 2.531kN * m$$

Por lo tanto, se puede diseñar como una viga rectangular:

$$ud = \frac{Md}{b * d^2 * fcd} = 0.021$$

$$u = 0.021 < 0.252 \text{ la seccion no requiere armadura de compresion}$$

Nos da una cuantía mecánica de $w = 0.0308$

f) Determinación de Armaduras.

$$A = w * b * d \frac{fcd}{fyd} = 0.003 * 50cm * 37cm * \frac{16.67}{434.783} = 1.19 cm^2$$

$$Amin = 0.0028 * b * h = 0.0028(10 * 35 + 40 * 5) = 1.54m^2$$

Se asume la mayor en este caso asumimos $Amin = 1.54 cm^2$

Se utilizará $2\emptyset 10 \text{ mm} = 1.57 \text{ cm}^2$

g) Armadura mínima de compresión A.

$$A = 0.3 * A_{min} = 0.3 * 1.54 = 0.462 \text{ cm}^2$$

Momento negativo Muy (-)

$$M_o = 0.85 * f_{cd} * b * h_f * (d - 0.5 * h_f) = 114.24 \text{ kN} * m$$

$$M_o = 114.24 \text{ kN} * m > M_d = 12.48 \text{ kN} * m$$

Por lo tanto, se diseña como viga rectangular:

$$ud = \frac{Md}{b * d^2 * f_{cd}} = 0.013$$

$u = 0.003 < 0.252$ la sección no requiere armadura de compresión.

Nos da una cuantía mecánica de $w = 0.0308$.

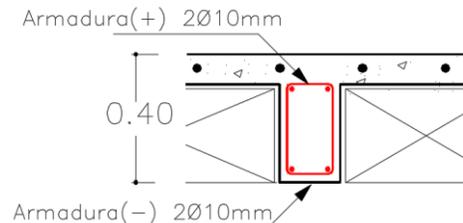
Se utilizará $2 \emptyset 10 \text{ mm} = 1.57 \text{ cm}^2$

$$A = w * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 0.003 * 50 \text{ cm} * 37 \text{ cm} * \frac{16.67}{434.783} = 0.179 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.0028 * b * h = 0.0028 * (10 * 35 + 40 * 5) = 1.54 \text{ cm}^2$$

Se asume la mayor en este caso asumimos $A_{min} = 1.54 \text{ cm}^2$

Figura A4.35 Disposición de Losa Casetonada.



Fuente: Elaboración propia.

h) Verificación a corte.

Se deberá cumplir la condición para que nos cumpla cortantes en nuestra losa casetonada

$$V_c < V_{cu}$$

Determinando el cortante máximo.

Se toma la sección de diseño con ancho unitario (un metro de diseño) La ultima carga superficial tomando en cuenta las combinaciones de carga es:

$$Q_u = 13.80 \frac{kN}{m^2}$$

Longitud de cálculo;

$$L = \frac{L_y}{2} - 0.395 = 2.27 \text{ m}$$

La fuerza cortante que actúa sobre un metro de ancho de la zona crítica a cortante es:

$$V_d = 1 \text{ m} * 2.2226 \text{ m} * 13,802 \frac{kN}{m^2} = 31.262 \text{ kN}$$

Cálculo de la resistencia virtual del hormigón a esfuerzo cortante

$$f_{cv} = 0.131 \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 0.131 \sqrt[3]{25^2} = 1.12 \text{ MPa}$$

Cálculo de la resistencia al esfuerzo cortante de la sección

$$V_{cu} = \frac{V_d}{b * d} = \frac{30.723}{20 * 37} = 0.422 \text{ MPa}$$

Como $f_{cv} = 1.12 \text{ MPa} > 0.422 \text{ MPa}$, no se necesita armadura de corte.

Determinando Armadura mínima de corte

$$A_{min} = 0.02 \left(\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \right) * b = 0.02 * \left(\frac{16.67}{434} \right) * 20 * 100 = 1.533 \text{ cm}^2$$

Asumiendo un diámetro de 6mm se tiene:

$$\text{Separacion de estribos} = \frac{0.283 * 100 * 2}{1.533} = 36.88 \text{ cm} = 30 \text{ cm}$$

Se utilizará estribos $\emptyset 6 \text{ c}/30 \text{ cm}$

Armadura de reparto por temperatura y retracción de fraguado

Para absorber los esfuerzos generados en el hormigón de la loseta de compresión, por concepto de cambios de temperatura y retracción de fraguado, y permitir un control eficiente de las figuraciones:

$$As_{\text{minimo}} = 0.018 * b * d = 0.018 * 100\text{cm} * 5\text{cm} = 0.9 \text{ cm}^2$$

El máximo espaciamiento entre alambres electro soldadas es 5 veces el espesor de la loseta o 30cm el que sea menor

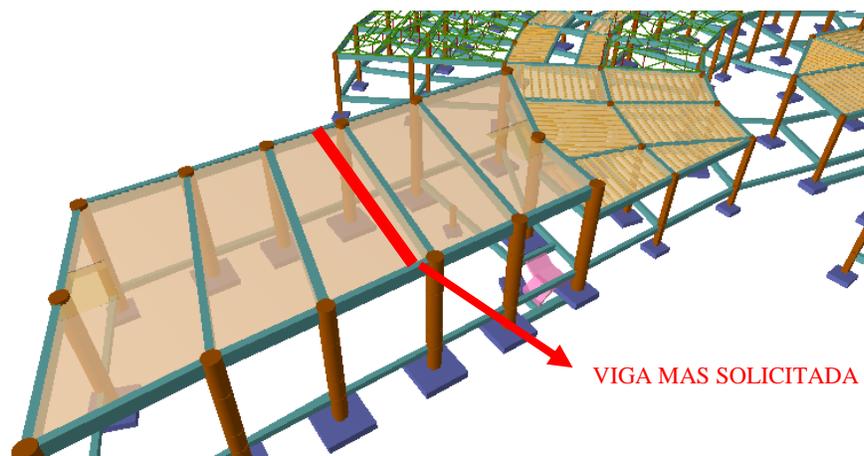
$$e_{\text{max}} = 5 \cdot (5) = 25\text{cm}$$

Se utilizará una malla con aceros de $\varnothing 6\text{mm}$ c/25cm

4.3.1.3 Diseño de Viga más solicitada

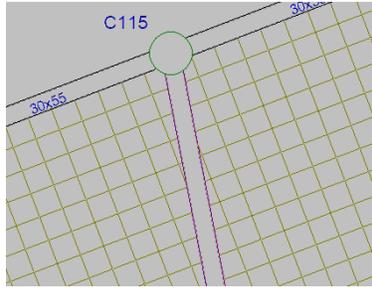
El cálculo de las vigas que forma parte de la estructura se lo realizo con el uso del programa CYPECAD v2018, el cual se hará una verificación manual tomando en cuenta la Normativa Boliviana de Hormigón CBH-87 para la viga más cargada o critica que se presente, la cual está ubicada entre C115 y C98 del forjado de la última planta.

Figura A4.36 Viga de mayor sollicitación



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Figura A4.37 Viga Solicitada entre C115 – C98



Fuente: Programa Cypecad v2018.

4.4.1 Pre dimensionamiento. -

Para un pre-dimensionamiento tomaremos en cuenta Norma Boliviana de hormigón CBH-87 pag 99 Canto útil mínimo

$$L = 11.47 \text{ m} \qquad Fy = 500 \text{ MPa} \qquad Es = 200000 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_y = \frac{Fy}{Es} = \frac{500}{200000} = 0.0025 \qquad Li = 0.6 * 11.47 \text{ m} = 6.88 \text{ m}$$

$$d \geq 30 * \varepsilon_y * li = 30 * 0.0025 * 6.88 \text{ m} = 0.51 \text{ m}$$

$$h = d + r = 51 \text{ cm} + 3 \text{ cm} = 54 \text{ cm} = 55 \text{ cm (redondeando)}$$

Al ser una dimensión grande de viga se adoptará un valor de ancho mínimo 30cm.

a) Determinación de armadura positiva.

1) Resistencia de cálculo:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ Mpa}; \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ MPa}$$

$$d = h - r = 55 - 3 = 52 \text{ cm} \qquad bw = 30 \text{ cm}$$

2) Determinación del momento reducido de cálculo

$$ud = \frac{Md}{f_{cd} * bw * d^2} = \frac{151.58}{16.67 * 0.3 * 0.52^2} = 0.112$$

De acuerdo al valor de $u_{lim} = 0.3712$ para un acero AH-500 donde:

$$u_{lim} \geq ud = 0.3712 \geq 0.112 \qquad \text{No se necesita armadura de compresión.}$$

3) Determinación de la cuantía mecánica.

$ud = 0.112 \Rightarrow ws = 0.1199$, valor inmediato superior.

4) Determinación de Armadura de calculo

$$As = ws * bw * d * \frac{fcd}{fyd} \Rightarrow As = 0.1199 * 30 * 52 * \frac{16.67}{434.78} = 7.21 \text{ cm}^2$$

5) Determinación de la armadura mínima.

Según la norma CBH nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

De Tabla 4.2.12 se obtiene la cuantía mecánica mínima para nuestra sección de viga.

$$Amin = ws.min * bw * h = 0.0028 * 30 * 55 = 5.06 \text{ cm}^2.$$

Como $As > Amin$ adoptamos el mayor valor de área para el diseño $As = 7.21 \text{ cm}^2$.

Según programa de CYPE CAD v2018 tenemos una $A nec = 7.53 \text{ cm}^2$.

Figura A4.38 Resultados de Cypecad

Inferior	Izquierda	Centro	Derecha
A. nec.	4.62	7.53	4.62
A. real	8.04	8.04	8.04
Posición	2.62	5.71	9.49

Fuente: Programa Cypecad v2018.

Teniendo así una diferencia de un 4 % en el cálculo de armaduras, Con lo que tenemos valores muy similares

$$Diferencia = \frac{As \text{ manual}}{As \text{ cypecad}} = 1 - \frac{7.21}{7.53} = 4 \%$$

6) Determinación del número de barras de acero

Se utilizará barras de $4\phi 16$ para armadura longitudinal.

$$As1 = 4 * 2.01 = 8.04 \text{ cm}^2$$

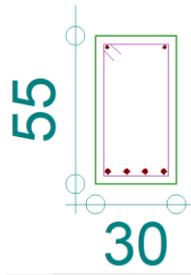
7) Disposición de Armaduras

$$d1 = \frac{bw - Nb.long * \phi long - Nb.trans * 2 - 2r}{Nb.long - 1}$$

$$d1 = \frac{30 - 4 * 1.6 - 2 * 0.6 - 2 * 3}{4 - 1} = 5.47 \text{ cm} \approx 5 \text{ cm (redondeando)} < 2.5 \text{ cm}$$

El espaciamiento de las barras longitudinales son cada 5 cm.

Figura A4.39 Armado de viga más solicitada.



Fuente: Programa Cypecad v.2018.

b) Determinación de Armadura Transversal.

Figura A4.40 Viga más Solicitada



Fuente: Programa Cypecad v2018.

El cortante de diseño es $Vd = 265.43 \text{ kN}$ (Cortante situada a una distancia del borde del apoyo directo igual al canto útil de la pieza “d” hacia el centro de la luz).

1) Comprobamos que no se produce rotura de Hormigón por compresión oblicua del alma.

$$Vd < Vou$$

$$Vou = 0.30 * fcd * bw * d = 0.30 * 16.67 * 30 * 52 = 780 \text{ kN}$$

$$265.43 < 780 \Rightarrow \text{Cumple}$$

2) Determinación de la resistencia virtual de cálculo del hormigón a esfuerzo cortante.

$$fcv = 0.131 \sqrt[3]{fck} = 0.131 * \sqrt[3]{25 \text{ MPa}} = 1.12 \text{ MPa}$$

entonces la contribución del hormigón a la resistencia del esfuerzo cortantes es:

$$Vcu = fcv * bw * d = 1.12 * 30 * 52 = 174.73 \text{ kN}$$

Se calculará el cortante que requiere ser resistido por la armadura que será:

$$Vsu = Vd - Vcu = 265.43 - 174.73 = 90.7 \text{ kN}$$

3) Calculo de Armadura.

Se hará el cálculo para faja de 1m

Para la armadura transversal se tiene que hacer una comparación y escoger el valor menor entre:

$$fyd \leq \left\{ \frac{fyk}{\gamma_s} \right\}; \left\{ \begin{matrix} 434.43 \\ 420 \end{matrix} \right\}; 420 \text{ MPa}$$

$$As = \frac{Vsu * s}{0.9 * d * fyd} = \frac{90.7 \text{ kN} * 100 \text{ cm}}{0.9 * 52 \text{ cm} * 420 \text{ MPa}} = 4.61 \text{ cm}^2$$

4) Verificación con programa.

Comparando resultados con el programa Cypecad v2018. Se puede verificar que hay una armadura de $As = 4.57 \text{ cm}^2$.

Figura A4.41 Armadura Transversal de viga.

Armadura transversal vertical (cm ² /m) (Área Total de Estribos y Ramas / p.m.)		
Intervalo	Área Cálculo	Área Real
[0.66-11.47]	4.57	4.57

Fuente: Programa Cypecad v2018.

Teniendo así una diferencia de un 2 % en el cálculo de armaduras, con lo que tenemos valores muy similares

$$Diferencia = \frac{As_{manual}}{As_{cypecad}} = 1 - \frac{4.61}{4.57} = 1 \%$$

5) Cálculo de Espaciamiento.

Previamente se define que se usará Armadura transversal a 2 piernas:

$$As = \frac{As}{2} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Se usará barras transversales de $\emptyset 8 = 8\text{mm}$.

$$A_{\emptyset 8} = \frac{\emptyset^2 * \pi}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Con esto se puede determinar el número de barras

$$N^{\circ} \text{ estribos} = \frac{As}{A_{\emptyset 8}} = \frac{2.31}{0.503} = 4.59 \text{ barras} \approx 5 \text{ barras } \emptyset 8$$

$$Arm. Real = A_{\emptyset 8} * N^{\circ} \text{ barras} = 0.503 * 5 = 2.515 \text{ cm}^2 \text{ [1 pierna]}$$

Tomando en cuenta que se hará para cada 1 m.

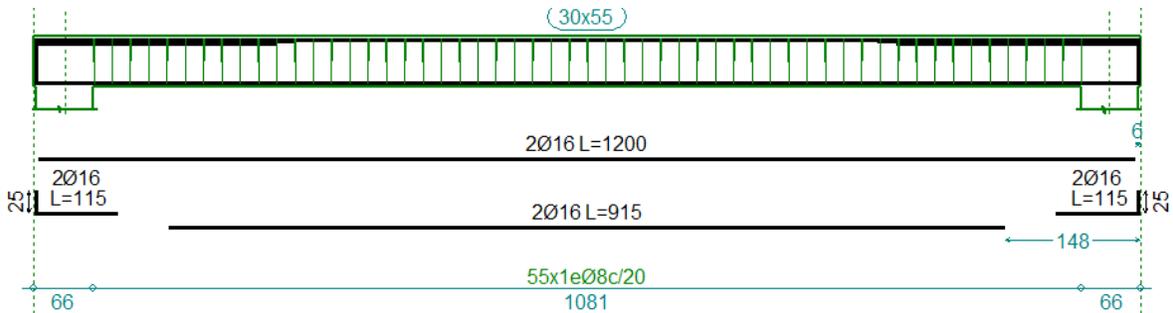
6) Determinar espaciamiento de estribos.

$$e = \frac{1\text{m}}{5 \text{ barras}} = 20\text{cm} \text{ (se tomara este valor de espaciamiento)}$$

7) Determinar cuántos estribos se usará para toda la viga.

$$N^{\circ} \text{ barras total} = \frac{L}{e} = \frac{1081}{20} = 54.05 \approx 55 \text{ barras de } \varnothing 8 \text{ mm}$$

Figura A4.42 Resultados de Cypecad



Fuente: Programa Cypecad v2018.

4.3.1.4 Diseño de la Columna más solicitada

Se hará la verificación de la columna C140

a) Resistencias de Materiales y esfuerzos

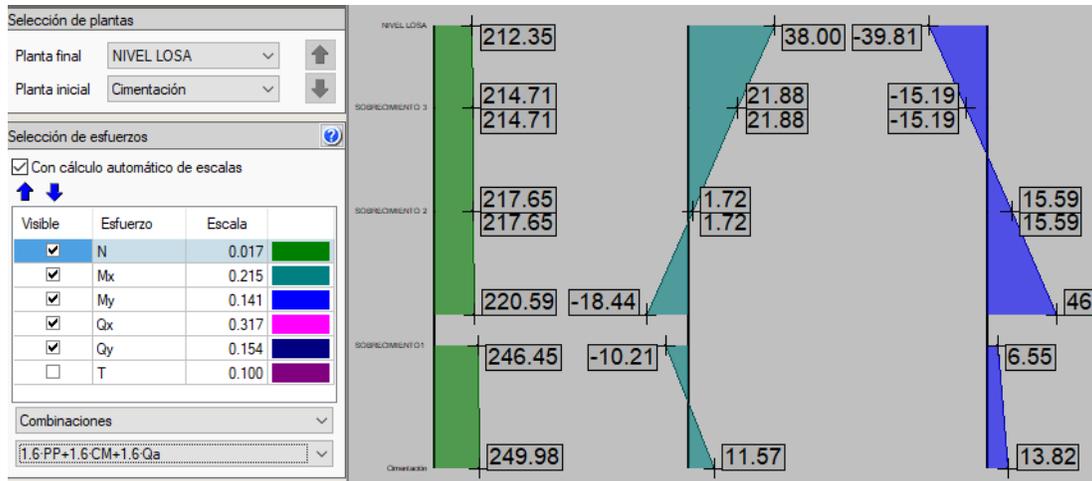
$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1.5 \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_s} = 16.67 \text{ MPa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad \gamma_d = 1.15 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_d} = 434.783 \text{ MPa}$$

Del análisis estructural tenemos las siguientes reacciones en la columna:

$$N_d = 249.98 \text{ kN} \quad M_x = 11.57 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad M_y = 13.82 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Figura A4.43 Esfuerzos en la Columna C 140



Fuente: Programa Cypecad v2018.

b) Propiedades Geométricas de Columna y vigas.

Las Dimensiones de Columna:

$$bc = 25 \text{ cm}$$

$$hc = 30 \text{ cm}$$

$$lc = 3.2 \text{ m}$$

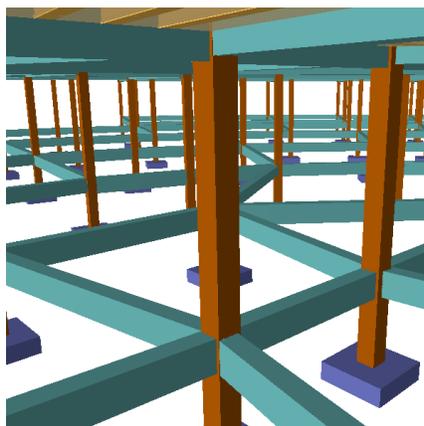
Las Dimensiones de Vigas en Punto A:

NºViga	Base de viga	Altura de viga	Longitud de viga
Viga 1	bv1 = 25 cm	hv1 = 40 cm	Lv1 = 2.60 m
Viga 2	bv2 = 25 cm	hv2 = 40 cm	Lv2 = 4.90 m
Viga 3	bv3 = 25 cm	hv3 = 40 cm	Lv3 = 7.14 m
Viga 4	bv4 = 25 cm	hv4 = 40 cm	Lv4 = 4.57 m

Las Dimensiones De Vigas en Punto B:

Nº Viga	Base de viga	Altura de viga	Longitud de viga
Viga 5	bv5 = 25 cm	hv5 = 40 cm	Lv5 = 2.60 m
Viga 6	bv6 = 25 cm	hv6 = 40 cm	Lv6 = 4.90 m
Viga 7	bv7 = 25 cm	hv7 = 40 cm	Lv7 = 7.14 m
Viga 8	bv8 = 25 cm	hv8 = 40 cm	Lv8 = 4.57 m

Figura A4.44 Perspectiva y vista de la columna analizada



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Calculo de propiedades geométricas columna:

Área

Inercia en “X”

Inercia en “Y”

$$Ac = bc \cdot hc = 0.075 \text{ m}^2 \quad I_{cx} = \frac{bc \cdot hc^3}{12} = 0.00039 \text{ m}^4 \quad I_{cy} = \frac{bc \cdot hc^3}{12} = 0.00056 \text{ m}^4$$

Calculo de propiedades geométricas de las vigas:

$$\text{Para viga 1: } Av1 = bv1 \cdot hv1 = 0.1 \text{ m}^2 \quad I_{xv1} = \frac{(bv1 + hv1^3)}{12} = 0.00133 \text{ m}^4$$

$$I_{yv1} = \frac{(bv1^3 + hv1)}{12} = 0.00052 \text{ m}^4$$

$$\text{Para viga 2: } Av2 = bv2 \cdot hv2 = 0.1 \text{ m}^2 \quad I_{xv2} = \frac{(bv2 + hv2^3)}{12} = 0.00133 \text{ m}^4$$

$$I_{yv2} = \frac{(bv2^3 + hv2)}{12} = 0.052 \text{ m}^4$$

$$\text{Para viga 3: } Av3 = bv3 \cdot hv3 = 0.1 \text{ m}^2 \quad I_{xv3} = \frac{(bv3 + hv3^3)}{12} = 0.00133 \text{ m}^4$$

$$I_{yv3} = \frac{(bv3^3 + hv3)}{12} = 0.052 \text{ m}^4$$

$$\text{Para viga 4: } Av4 = bv4 \cdot hv4 = 0.1 \text{ m}^2 \quad I_{xv4} = \frac{(bv4 + hv4^3)}{12} = 0.00133 \text{ m}^4$$

$$I_{yv4} = \frac{(bv4^3 + hv4)}{12} = 0.052m^4$$

Para viga 5: $Av5 = bv5 \cdot hv5 = 0.1m^2$ $I_{xv5} = \frac{(bv5+ hv5^3)}{12} = 0.00133m^4$

$$I_{yv5} = \frac{(bv5^3 + hv5)}{12} = 0.052m^4$$

Para viga 6: $Av6 = bv6 \cdot hv6 = 0.1 m^2$ $I_{xv6} = \frac{(bv6+ hv6^3)}{12} = 0.00133m^4$

$$I_{yv6} = \frac{(bv6^3 + hv6)}{12} = 0.052m^4$$

Para viga 7: $Av7 := bv7 \cdot hv7 = 0.1m^2$ $I_{xv7} = \frac{(bv7+ hv7^3)}{12} = 0.00133m^4$

$$I_{yv7} = \frac{(bv7^3 + hv7)}{12} = 0.052m^4$$

Para viga 8: $Av8 = bv8 \cdot hv8 = 0.1 m^2$ $I_{xv8} = \frac{(bv8+ hv8^3)}{12} = 0.00133m^4$

$$I_{yv8} = \frac{(bv8^3 + hv8)}{12} = 0.052m^4$$

c) Determinación de los coeficientes de pandeo.

En el eje X

$$\psi_{ax} = \frac{\frac{I_{cx}}{I_c}}{\frac{I_{xv1}}{Iv1} + \frac{I_{xv2}}{Iv2} + \frac{I_{xv3}}{Iv3} + \frac{I_{xv4}}{Iv4}} = 0.091 \quad \psi_{bx} = \frac{\frac{I_{cx}}{I_c}}{\frac{I_{xv5}}{Iv5} + \frac{I_{xv6}}{Iv6} + \frac{I_{xv7}}{Iv7} + \frac{I_{xv8}}{Iv8}} = 0.097$$

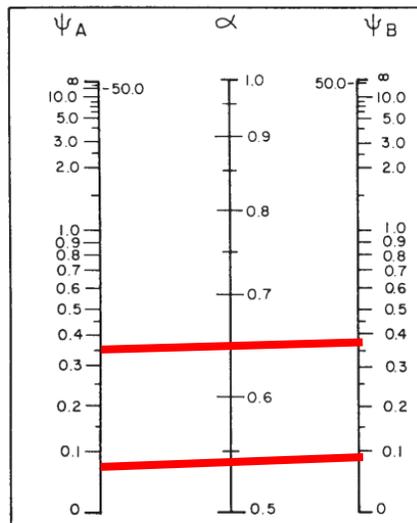
$$\alpha = 0.54$$

En el eje Y

$$\psi_{ay} = \frac{\frac{I_{cy}}{I_c}}{\frac{I_{yv1}}{Iv1} + \frac{I_{yv2}}{Iv2} + \frac{I_{yv3}}{Iv3} + \frac{I_{yv4}}{Iv4}} = 0.35 \quad \psi_{by} = \frac{\frac{I_{cy}}{I_c}}{\frac{I_{yv5}}{Iv5} + \frac{I_{yv6}}{Iv6} + \frac{I_{yv7}}{Iv7} + \frac{I_{yv8}}{Iv8}} = 0.356$$

$$\alpha = 0.65$$

Figura A4.45 Abaco de Pórticos Intraslacionales



a) Pórticos intraslacionales

$$\psi_a = 0.35$$

$$\psi_b = 0.356$$

$$\alpha = 0.65$$

d) Longitud de Pandeo y Radio de Giro.

$$l_o = l_c \cdot \alpha = 2.08 \text{ m}$$

$$r = \sqrt{\frac{I_{cx}}{A_c}} = 0.072 \text{ m}$$

f) Excentricidades.

$$e1 = \frac{Mx}{Nd} = 0.0463 \text{ m} \quad e2 = \frac{My}{Nd} = 0.0553 \text{ m} \quad ee = \max(e1, e2) = 0.055 \text{ m}$$

g) Esbeltez Mecánica y Esbeltez Geometría.

$$\lambda g = \frac{l_0}{hc} = 8.32 \quad \lambda m = \frac{l_0}{r} = 28.821$$

h) Esbeltez limite λ_{lim} .

$$\lambda_{lim} = 35 \cdot \sqrt{\frac{C}{v} \left(1 + \frac{0.24}{\frac{e2}{hc}} + 3.4 \left(\frac{e1}{e2} - 1 \right)^2 \right)} = 55.368$$

$$\lambda m = 28.821 \quad \lambda_{lim} = 55.368$$

$$\lambda m < \lambda_{lim} \quad 28.821 < 55.368 \quad \text{No se verifica a pandeo}$$

Según la Normativa CBH-87 Esbeltez $\lambda m < 35$, No se verifica a Pandeo.

Esbeltez mecánica $\lambda m = 28 < 35$ No se verifica a Pandeo.

i) Determinación de Axil Reducido.

$$v = \frac{Nd}{Uc} = \frac{249.98}{1250} = 0.2$$

Con el Axil reducido podemos determinar nuestro valor de β que está en la siguiente tabla:

Figura A4.46 Tabla Relación Axil Reducido con B

MÉTODO DE JIMÉNEZ MONTOYA

v	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,1	1,2
β	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

Fuente: H°A° Jiménez Montoya, 15 edición pag. 227.

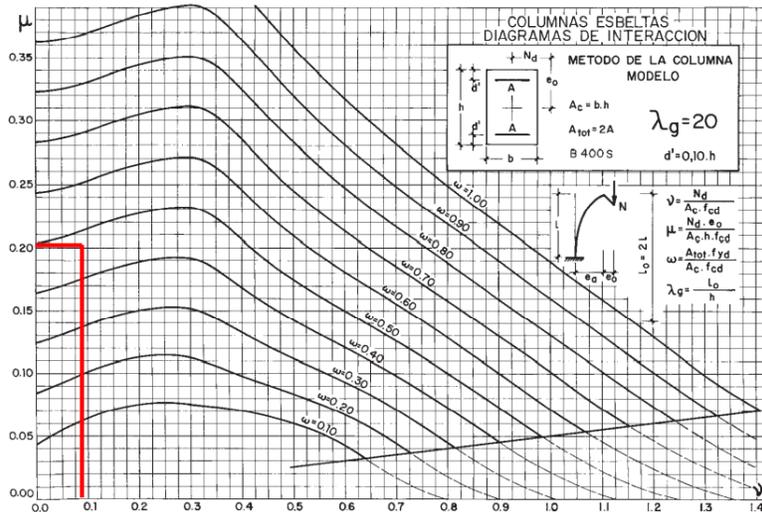
$$v = 0.20 \quad \beta = 0.7$$

$$e = ex + \beta * ey * \frac{bc}{hc} = 10.17 \text{ cm}$$

$$u = \frac{Nd * e}{Uc * hc} = 0.081$$

Usando el ábaco que podemos determinar nuestra cuantía de acero para nuestra columna:

Figura A4.47 Diagrama de interacción Adimensionales



Fuente: H^oA^o Jiménez Montoya, 15 edición pag. 273.

Tenemos una cuantía de $w = 0.4$

i) Calculo de Armadura

$$As = ws * Ac * \frac{fcd}{fyd} = 11.5 \text{ cm}^2$$

j) Armadura Mínima “As min”

Tenemos una cuantía mínima para columnas y tenemos que para $u = 0.005$

$$As \text{ min} = u * Ac = 0.005 * 30 * 25 = 3.75 \text{ cm}^2$$

Usando barras de $\varnothing 16 \text{ mm}$ con una $Ad = 11.5 \text{ cm}^2$

Se usará 2 tipos de diámetros

$$\varnothing 16 = 16 \text{ mm} \quad A \varnothing 16 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\varnothing 12 = 12 \text{ mm} \quad A \varnothing 12 = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\# \emptyset 16 = A \emptyset 16 * N = 2.01 * 4 = 8.04 \text{ cm}^2$$

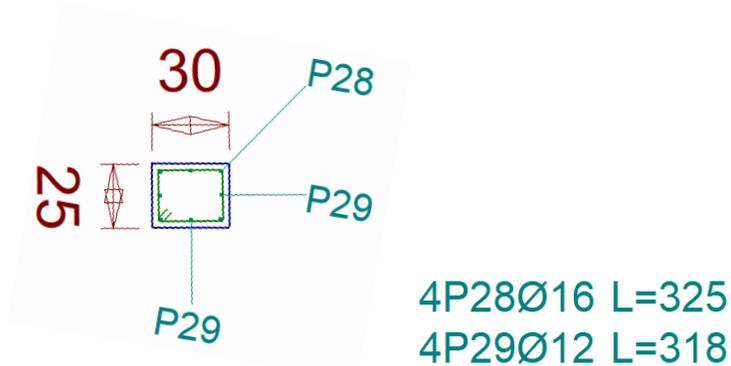
$$\# \emptyset 12 = A \emptyset 12 * N = 1.13 * 4 = 4.52 \text{ cm}^2$$

Área Total longitudinal:

$$A_t = \# \emptyset 16 + \# \emptyset 12 = 12.56 \text{ cm}^2$$

Se tiene un total de 4 Ø12 + 4 Ø16

Figura A4.48 Disposición de Armadura Longitudinal



Fuente: Programa Cypecad v2018.

k) Cálculo de Armadura Transversal

El diámetro del estribo según la normativa CBH-87 será:

$$\emptyset_{trans} = \begin{cases} \frac{1}{4} * \emptyset_{long} = \frac{1}{4} * 16 \text{ mm} = 4 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\emptyset_t = 6 \text{ mm}$$

Cálculo de separación de estribos:

$$S_{trans} = \begin{cases} b \text{ o } h = 25 \text{ o } 30 = 25 \text{ cm} \\ 12 * \emptyset_{long} = 12 * 1.6 = 19.2 \text{ cm} \approx 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Un número de estribos de:

$$N_{barras} = \frac{3.20 \text{ cm}}{15 \text{ cm}} = 21.33 \approx 22 \text{ barras}$$

Se tendrá una disposición de:

$$22 \text{ } \varnothing 6 \text{ mm} \frac{c}{15 \text{ cm}} \text{ [Estribo a 2 piernas]}$$

Figura A4.49 Armadura longitudinal y transversal con el programa CypeCad.

Referencia:	Esquina	Cara X	Cara Y	Estribos	As/Ac(%)
4	<input type="checkbox"/> 0.3 x 0.25 4	4 Ø16 v +2 Ø12 v	+2 Ø12 v +2 Ø12 v	∩ ∩ Ø6 v 15	1.68
3	<input type="checkbox"/> 0.3 x 0.25 4	4 Ø16 v +2 Ø12 v	+2 Ø12 v +2 Ø12 v	∩ ∩ Ø6 v 15	1.68
2	<input type="checkbox"/> 0.3 x 0.25 4	4 Ø16 v +2 Ø12 v	+2 Ø12 v +2 Ø12 v	∩ ∩ Ø6 v 15	1.68
1	<input type="checkbox"/> 0.3 x 0.25 4	4 Ø16 v +2 Ø12 v	+2 Ø12 v +2 Ø12 v	∩ ∩ Ø6 v 15	1.68
Arranques:	4 Ø16 v +2 Ø12 v	+2 Ø12 v +2 Ø12 v	∩ ∩	1.68	

Fuente: Programa Cypecad v2018.

4.3.1.5 Diseño de Gradería de H°A°.

El cálculo de la gradería que compone la estructura del proyecto se calculó con el programa computacional Cypecad 2018. En este punto se realizará el diseño de la Gradería Para el Escenario N°1 con el fin de llegar aproximadamente la misma armadura que el programa nos proporciona para dicha escalera, ya que el programa usa el método preciso de elementos finitos, y en cambio nosotros idealizaremos dicha escalera como un elemento líneas de viga.

a) Datos geométricos y características mecánica de los materiales

Longitud transversal del tramo de la escalera (Ámbito): 3.4 m

- Huella: 0,64 m

- Contrahuella: 0,40 m

- Desnivel = 3.2 m

- N° de escalones garganta 1: 4

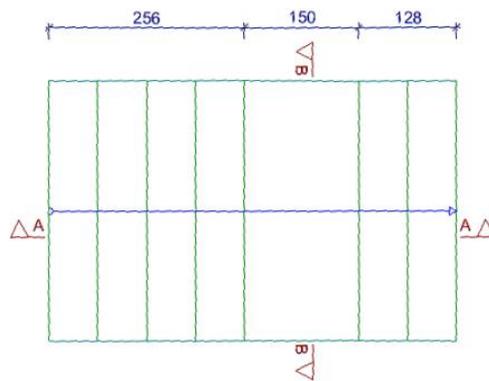
- N° de escalones garganta 2: 2

- Longitud de Descanso: 1.5 m

- Espesor: 0,20 m

- Resistencia característica del hormigón a compresión: 25 MPa .
- Límite elástico característico del acero: $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$
- Coeficiente de seguridad del límite elástico del acero: $\gamma_s = 1,15$
- Coeficiente de seguridad de resistencia del hormigón: $\gamma_c = 1,50$
- Peso específico del Hormigón $\gamma_{hormigon} = 23.536 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- Peso específico de piso Cerámico $\gamma_{ceramico} = 0.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$
- recubrimiento $r = 3\text{cm}$
- Sobre Carga de Uso $S_c = 4.903 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
- Peso de barandilla $\gamma_{barandilla} = 2.94 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
- Peso de Soldado $\gamma_{soldadura} = 0.98 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$

Figura A4.50 Dimensiones en planta de Gradería



Fuente: Programa Cypecad v2018.

a) Pre dimensionamiento:

$$t_1 = \frac{ln}{20} = \frac{406}{20} = 0.203\text{m} \quad t_2 = \frac{Ln}{25} = 0.162\text{m}$$

$$tm = \frac{t_1 + t_2}{2} = 0.183 \text{ m} \Rightarrow \text{Adoptamos } tm = 0.2\text{m}$$

b) Determinación de la inclinación de la gradería:

$$\cos\theta = \frac{h}{\sqrt{h^2 + c^2}} = 0.848$$

c) Calculo de Altura media:

$$Hm = \frac{tf}{\cos\theta} + \frac{c}{2} = 0.436 \text{ m}$$

$$Hm = 0.45 \text{ m Adoptamos}$$

d) Metrado de Cargas:

1) Metrado de Garganta:

$$a = 3.4\text{m} \quad ; \quad Hm = 0.45 \text{ m} \quad ; \quad \gamma_{\text{hormigon}} = 23.536 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad ; \quad \gamma_{\text{Piso}} = 0.981 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$Wd = PP.\text{gar} + P_{\text{piso.gar}} + \gamma_{\text{barandilla}} + P_{\text{soldado}} = 43.783 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$WL = \text{Sobrecarga} = 16.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$Wu1 = 1.6 \cdot Wd + 1.6 \cdot WL = 96.725 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

2) Metrado de Descanso:

$$a = 3.4\text{m} \quad ; \quad tf = 0.2 \text{ m} \quad ; \quad \gamma_{\text{hormigon}} = 23.536 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad ; \quad \gamma_{\text{Piso}} = 0.981 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$$PP.\text{des} = \gamma_{\text{hormigon}} \cdot a \cdot tf = 16.004 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{\text{piso.des}} = \gamma_{\text{Piso}} \cdot a \cdot tf = 0.667 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$P_{\text{soldado}} = \gamma_{\text{soldado}} \cdot a = 3.332 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

$$\text{Sobrecarga} = Sc \cdot a = 16.67 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

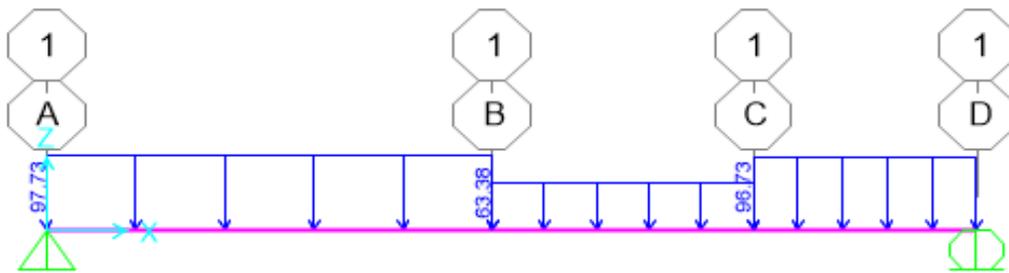
$$Wd = PP.des + Ppiso.des + y barandilla + P soldado = 22.944 \frac{kN}{m}$$

$$WL = Sobrecarga = 16.67 \frac{kN}{m}$$

$$Wu2 = 1.6 \cdot Wd + 1.6 \cdot WL = 63.382 \frac{kN}{m}$$

$$Wu1 = 96.725 \frac{kN}{m} \quad Wu2 = 63.382 \frac{kN}{m} \quad Wu1 = 96.725 \frac{kN}{m}$$

Figura A4.51 Representación de cargas en Gradería.



$$L1 = Lc = 2.56 m$$

$$L2 = Lo = 1.5 m$$

$$L3 = La = 1.28 m$$

Fuente: Programa Sap2000 v.20.

e) Calculo de Resultantes de Cargas:

$$P1 = L1 \cdot Wu1 = 247.616 kN$$

$$P2 = L2 \cdot Wu2 = 95.073 kN$$

$$P3 = L3 \cdot Wu1 = 123.808 kN$$

$$P1 = 247.616 kN$$

$$P2 = 95.073 kN$$

$$P3 = 123.808 kN$$

$$Ptotal = P1 + P2 + P3 = 466.498 kN$$

$$Rb = \frac{(x1 \cdot P1 + x2 \cdot P2 + x3 \cdot P3)}{L1 + L2 + L3} = 227.255 kN \quad \text{Reaccion en B}$$

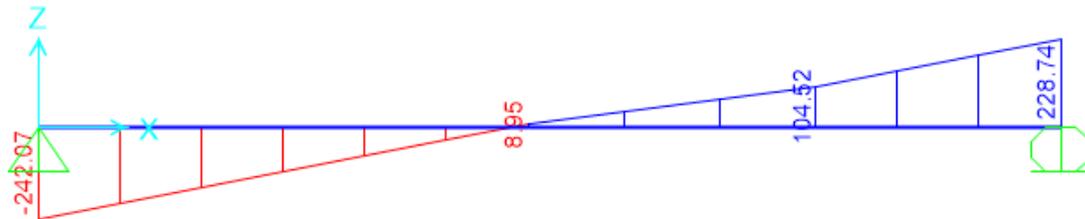
$$Ra = Rtotal - Rb = 239.243 kN \quad \text{Reaccion en A}$$

$$Ra = 239.243 kN$$

$$Rb = 227.255 kN$$

Se realizó calculo en Sap2000 v.20 para una verificación de los esfuerzos presentes en los apoyos de la gradería.

Figura A4.52 Representación de esfuerzos cortantes en gradería.



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

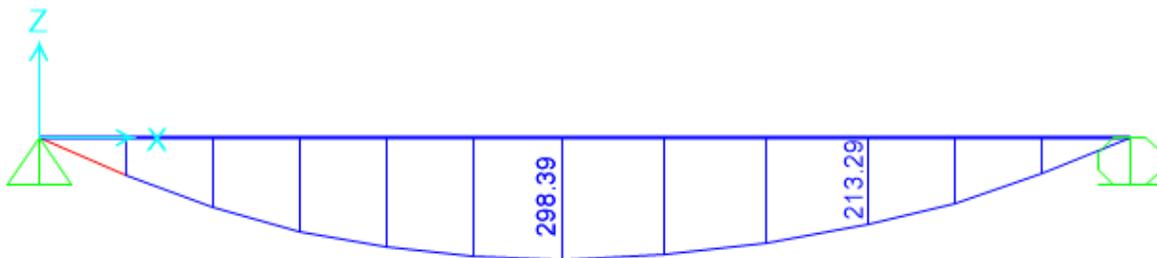
f) Calculo de Momento Máximo:

$$x = \frac{Ra}{Wu1} = 2.473 \text{ m}$$

$$Mx = Ra \cdot x - \frac{Wu1}{2} \cdot x^2 = 295.876 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Se realizó calculo en Sap2000 v.20 para una verificación del momento máximos en la gradería.

Figura A4.53 Representación de esfuerzos de momentos en gradería.



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

g) Calculo de Armadura a Flexión:

$$Mx = 298.876 \text{ kN} \cdot \text{m} \quad fcd = 16.67 \text{ MPa}$$

$$\mu d = \frac{Mx}{a * d^2 * fcd} = \frac{298}{3.4 * 0.17^2 * 16.67} = 0.183$$

De acuerdo al valor de $u_{lim} = 0.3712$ para un acero AH-500 donde:

$$u_{lim} \geq ud = 0.3712 \geq 0.183 \quad \text{No se necesita armadura de compresión.}$$

h) Determinación de la cuantía mecánica.

$$ud = 0.183 \Rightarrow w_s = 0.2098 \text{ valor inmediato superior.}$$

j) Determinación de Armadura de calculo

$$A_s = w_s \cdot a \cdot t_f \cdot \frac{fcd}{fyd} = 0.2462 * 3.4 * 0.2 * \frac{16.67}{434.783} = 54.688 \text{ cm}^2$$

k) Calculo de Armadura mínima:

Según la norma CBH nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

De Tabla 4.2.12 se obtiene la cuantía mecánica mínima para nuestra sección de viga.

$$w_{min} = 0.0028 \text{ Cuantia minima}$$

$$A_{min} = w_s \cdot a \cdot c = 0.0028 * 3.4 * 0.4 = 38.08 \text{ cm}^2$$

Como $A_s > A_{min}$ adoptamos el mayor valor de área para el diseño $A_s = 54.688 \text{ cm}^2$.

$$A_d = \max(A_{min}, A_s) = 54.688 \text{ cm}^2$$

l) Determinación del número de barras de acero

Usando barras de $\emptyset = 20 \text{ mm}$ se hará el diseño:

$$\emptyset = 20 \text{ mm} \quad A_{\emptyset 20} = 3.14 \text{ cm}^2$$

$$N \text{ barras } \emptyset 20 = \frac{A_d}{\phi 20} = \frac{54.688}{3.14} = 17.408 \approx 18 \text{ barras (redondeando)}$$

$$A_c = N b 20 * \emptyset 20 = 56.52 \text{ cm}^2$$

m) Calculo de armadura transversal:

El diámetro del estribo según la normativa CBH-87 sera:

$$\phi_{trans} = \begin{cases} \frac{1}{4} * \phi_{long} = \frac{1}{4} * 20 \text{ mm} = 5 \text{ mm} \\ 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Nota: En normativa nos recomienda usar barras transversales con diámetro de $\phi_t = 8 \text{ mm}$ cuando se tiene $\phi = 20 \text{ mm}$ o más, por lo tanto:

$$\phi_t = 8 \text{ mm}$$

Calculo de separación de estribos:

$$S_{trans} = \begin{cases} b \text{ o } h = 20 \text{ cm} = 20 \text{ cm} \\ 12 * \phi_{long} = 12 * 20 = 24 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{trans} = 20 \text{ cm}$$

Un numero de estribos de:

$$N^{\circ} \text{barras} = \frac{3.4 \text{ cm}}{20 \text{ cm}} + 1 = 18 \text{ barras}$$

Se tendrá una disposición de:

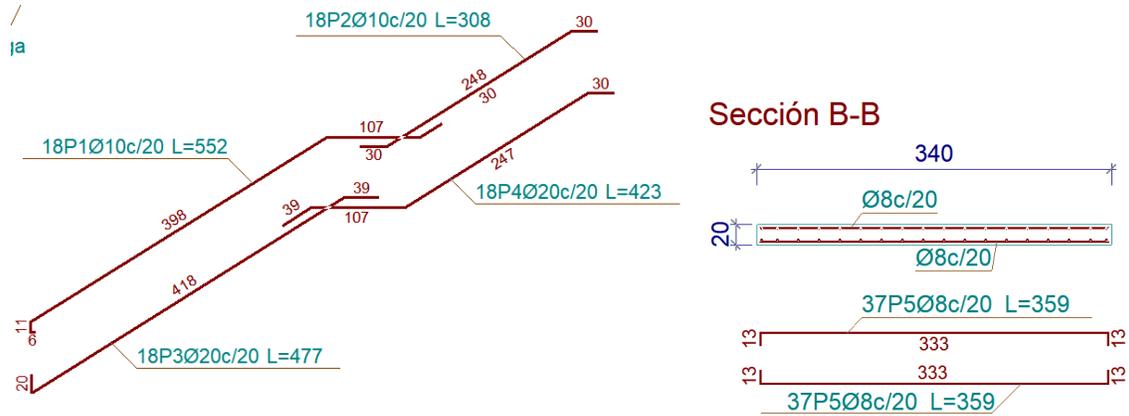
$$18 \phi 8 \text{ mm } c / 20 \text{ cm } [\text{Estribo a 2 piernas}]$$

n) Calculo de espaciamiento de barras longitudinales:

$$S_{long} = \frac{a - N_{long} * D_{long} - N_{trans} * D_{trans} - 2 * r}{N_{long} - 1} =$$

$$S_{long} = \frac{3.4 \text{ m} - 18 * 0.20 \text{ m} - 2 * 0.08 \text{ m} - 2 * 0.03 \text{ m}}{18 - 1} = 17.435 \text{ cm} \approx 17 \text{ cm}$$

Figura A4.54 Detalle de armadura de Gradería.



Fuente: Programa Cypacad v2018.

Se usará 18Ø20 y también se verificará conjunto el programa CypeCad 3d sobre las armaduras longitudinales.

4.3.1.6 Diseño de Fundación (Zapata Aislada)

Tenemos Zapatas en las que por los esfuerzos que resisten son Biaxiales

1) Propiedades de los materiales

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \quad y_s = 1.5 \quad f_{cd} = \frac{f_{ck}}{y_s} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ Mpa}$$

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa} \quad y_d = 1.15 \quad f_{yd} = \frac{f_{yk}}{y_d} = \frac{500}{1.15} = 434.783 \text{ Mpa}$$

De estudio de suelos tenemos una capacidad de Suelo que se mostró en el Anexo 3, donde se tuvo una conclusión

$$\sigma_{adm} = 106 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Con un recubrimiento de fundación se hará tomando las recomendaciones que nos indica la Normativa Boliviana de Hormigón Armado CBH-87 que es de 25mm para un Hormigón de $f_c=25 \text{ MPa}$ que está en la Tabla 1.2.21 Tabla de recubrimiento mínimo en [mm] en Anexo 1.

$$r = 50 \text{ mm} = 5 \text{ cm}$$

2) Dimensiones del Pedestal

Lado Corto de Columna $bc = 25 \text{ cm}$

Lado Largo de Columna $lc = 30 \text{ cm}$

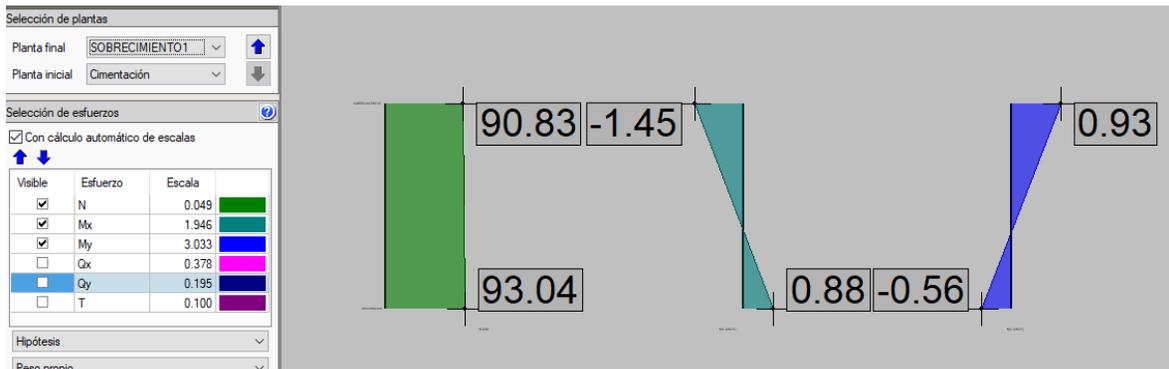
Lado corto de Pedestal $bp = bc + 2 r = 35 \text{ cm}$

Lado largo de Pedestal $lp = lc + 2 r = 40 \text{ cm}$

3) Reacciones

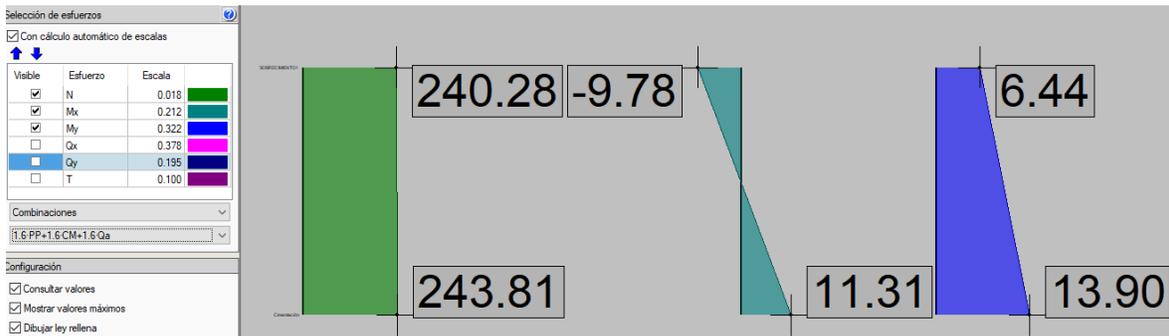
Sacamos las reacciones del análisis estructural que se analizó en el programa Cypecad v.2018, en los que se tomara en cuenta 2 estados: esfuerzos por estado de Servicio y esfuerzos últimos.

Figura A4.55 Esfuerzos por estado de servicio Columna C140.



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Figura A4.56 Esfuerzos Últimos en Columna C140.



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Por lo tanto:

Carga por Servicio $P_s = 90.83 \text{ kN}$

Momento de Servicio en "x" $M_{sx} = 0.88 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento de Servicio en "y" $M_{sy} = -0.56 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Carga Ultima $P_u = 243.81 \text{ kN}$

Momento último en "x" $M_{xu} = 11.31 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento último en "y" $M_{yu} = 13.9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

4) Obtener el ancho mínimo de la zapata

Excentricidad en "x"

$$e_l = \frac{M_{sx}}{P_s} = \frac{0.88}{90.83} = 0.009 \text{ m}$$

Excentricidad en "y"

$$e_b = \frac{M_{sy}}{P_s} = \frac{-0.56}{90.83} = -0.006 \text{ cm}$$

Por lo tanto, la Base mínima se determinará:

$$B_{\min} = |e_l| + |e_b| + \sqrt{\frac{P_s}{\sigma_{adm}} + (|e_l|^2 - |e_b|^2)}$$

$$B_{\min} = |0.009\text{m}| + |0.006\text{m}| + \sqrt{\frac{90.83 \text{ kN}}{106 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} + (|0.009\text{m}|^2 - |0.006\text{m}|^2)} = 1.01 \text{ m}$$

$$B_{\min} = 1.01 \text{ m} \approx 1.05\text{m}$$

Se Asumirá un ancho de B=1.05 m y como nuestra zapata será cuadrada B=L

Se hace unas verificaciones y comparaciones con la capacidad portante del suelo:

$$q_s = \frac{P_s}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_l}{L} \pm \frac{6 \cdot e_b}{B} \right) =$$

$$\sigma_1 = \frac{90.83}{1.05 \cdot 1.05} * \left(1 - \frac{6 * 0.009}{1.05} - \frac{6 * 0.006}{1.05} \right) = 82.73 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{90.83}{1.05 \cdot 1.05} * \left(1 - \frac{6 * 0.009}{1.05} + \frac{6 * 0.006}{1.05} \right) = 79.93 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{90.83}{1.05 \cdot 1.05} * \left(1 + \frac{6 * 0.009}{1.05} + \frac{6 * 0.006}{1.05} \right) = 86.05 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{90.83}{1.05 \cdot 1.05} * \left(1 + \frac{6 * 0.009}{1.05} - \frac{6 * 0.006}{1.05} \right) = 91.85 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Verificando con la Capacidad portante del suelo:

$$\sigma_{adm} > \sigma_1 = 106 > 83; \text{ Si Cumple!!!}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_2 = 106 > 80 \text{ ; Si Cumple!!!}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_3 = 106 > 86 \text{ ; Si Cumple!!!}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_4 = 106 > 91 \text{ ; Si Cumple!!!}$$

5) Suponer una altura de zapata

Asumir valor una altura $h = 30 \text{ cm}$

Carpeta de hormigón pobre $r_1 = 5 \text{ cm}$

Diámetro Barra de Ø12 $\Phi = 1.27 \text{ cm}$

Peralte Efectivo $d = h - r_1 - \frac{\Phi}{2} = 24.365 \text{ cm}$

6) Revisar el punzonamiento.

Para esta parte se revisa con los esfuerzos últimos

Excentricidad en "x"

Excentricidad en "y"

$$eL = \frac{M_{uy}}{P_u} = 0.057 \text{ m}$$

$$eB = \frac{M_{ux}}{P_u} = 0.046 \text{ m}$$

$$\sigma_v = \frac{P_u}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6 \cdot eL}{L} \pm \frac{6 \cdot eB}{B} \right) =$$

$$\sigma_{v1} = \frac{243.81}{1.05 * 1.05} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.057}{1.05} - \frac{6 \cdot 0.046}{1.05} \right) = 90.48 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{v2} = \frac{243.81}{1.05 * 1.05} \left(1 - \frac{6 \cdot 0.057}{1.05} + \frac{6 \cdot 0.046}{1.05} \right) = 207.72 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{v3} = \frac{243.81}{1.05 * 1.05} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.057}{1.05} + \frac{6 \cdot 0.046}{1.05} \right) = 351.81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_{v4} = \frac{243.81}{1.05 * 1.05} \left(1 + \frac{6 \cdot 0.057}{1.05} - \frac{6 \cdot 0.046}{1.05} \right) = 234.57 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{prom} = \left(\frac{q_{v1} + q_{v2} + q_{v3} + q_{v4}}{4} \right) = 221 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Calculando el esfuerzo bidireccional::

$$V_{ubd} = Pu - q_{prom} \cdot (lp + d) \cdot (bp + d) =$$

$$V_{ubd} = 243.81 \text{ kN} - 221 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cdot (0.40 \text{ m} + 0.244 \text{ m}) \cdot (0.35 \text{ m} + 0.244 \text{ m}) = 159.31 \text{ kN}$$

Posición de la columna en la zapata $\alpha s = 40$

Perímetro de la sección crítica $b_o = 2 \cdot (bp + lp + 2 d) = 2274.6 \text{ mm}$

$$b_o = 2 \cdot (0.35 \text{ m} + 0.4 \text{ m} + 2 \cdot 244) = 2.475 \text{ m}$$

Coefficiente de reducción de resistencia $\Phi_v = 0.75$

Relación entre el lado largo y lado corto del pedestal $\beta = \frac{l_c}{b_c} = 1.2$

Concreto de peso normal $\lambda = 1$

$$v_1 = \Phi_v \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f_c} \cdot b_o \cdot d =$$

$$v_1 = 0.75 \cdot 0.17 \cdot \left(1 + \frac{2}{1.2}\right) \cdot 1 \cdot \sqrt[2]{25 \text{ MPa}} \cdot 2.475 \cdot 0.244 \text{ m} = 1024.99 \text{ kN}$$

$$v_2 = \Phi_v \cdot 0.083 \cdot \left(\frac{\alpha s \cdot d}{b_o} + 2\right) \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f_c} \cdot b_o \cdot d =$$

$$v_2 = 0.75 \cdot 0.083 \cdot \left(\frac{40 \cdot 0.24 \text{ m}}{2.475 \text{ m}} + 2\right) \cdot 1 \cdot \sqrt[2]{25 \text{ MPa}} \cdot 2.475 \cdot 0.244 \text{ m} = 1114.42 \text{ kN}$$

$$v_3 = \Phi_v \cdot 0.33 \cdot \lambda \cdot \sqrt[2]{f_c} \cdot b_o \cdot d =$$

$$v_3 = 0.75 \cdot 0.33 \cdot 1 \cdot \sqrt[2]{25 \text{ MPa}} \cdot 2.275 \cdot 0.244 \text{ m} = 746.13 \text{ kN}$$

$$V_u = \min(v_1, v_2, v_3) = 746.13 \text{ kN}$$

$$V_u > V_{ubd} \quad 746.13 > 159.311 \quad \text{¡Si Cumple!!!}$$

7) Revisar la cortante unidireccional

Cortante unidireccional en "x"

$$V_{uud} = Q_{u\max} \cdot \left(\frac{B - dp}{2} - d\right) L =$$

$$Vuud = 395.07 \frac{kN}{m^2} * \left(\frac{1.05m - 0.35m}{2} - 0.244m \right) * 1.05m = 32.139 kN$$

$$Vc = \emptyset c * 0.17 * \lambda * \sqrt[2]{fc} * L * d =$$

$$Vc = 0.75 * 0.17 * 1 * \sqrt[2]{25} * 1.05m * 0.244m = 155.327 kN$$

$$Vu > Vuud \quad 155.327 > 42.016 \quad ; \text{Si Cumple!!!}$$

8) Revisar el momento para calcular el Acero de Refuerzo

$$Lv = \frac{L - lp}{2} = 0.3m \quad Mu = \left(qmax * \frac{Lv^2}{2} \right) * B$$

$$Mu = \left(395.07 \frac{kN}{m^2} * \frac{(0.3m)^2}{2} \right) * 1.00m = 17.78 kN * m$$

9) Determinación del momento reducido de cálculo

$$ud = \frac{Md}{fcd * bw * d^2} = \frac{17.78}{16.67 * 1.05 * 0.25^2} = 0.017$$

De acuerdo al valor de $ulim = 0.3712$ para un acero AH-500 donde:

$$ulim \geq ud = 0.3712 \geq 0.011 \quad \text{No se necesita armadura de compresión.}$$

10) Determinación de la cuantía mecánica.

$ud = 0.015 \Rightarrow ws = 0.0308$ valor inmediato superior de tabla 1.2.13 Universal para flexión simple

11) Determinación de Armadura de calculo

$$As = ws * bw * d * \frac{fcd}{fyd} \Rightarrow As = 0.0308 * 105 * 25 * \frac{16.67}{434.78} = 3.099 cm^2$$

12) Determinación de la armadura mínima.

Según la norma CBH nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

De Tabla 4.2.12 se obtiene la cuantía mecánica mínima para nuestra sección de viga.

$$A_{min} = w_s \cdot min * bw * h = 0.0015 * 105 * 30 = 4.5 \text{ cm}^2.$$

Como $A_{min} > A_s$ adoptamos el mayor valor de área para el diseño $A_s = 4.5 \text{ cm}^2$.

13) Determinación del número de barras de acero

Se utilizará barras de $4\phi 12$ para armadura longitudinal.

$$A_{s1} = 4 * 1.13 = 4.524 \text{ cm}^2$$

14) Disposición de Armaduras

$$d1 = \frac{bw - Nb \cdot long * \phi_{long} - 2r}{Nb \cdot long - 1}$$

$$d1 = \frac{105 - 4 * 1.2 - 2 * 0.6 - 2 * 5}{4 - 1} = 0.31m \approx 30cm$$

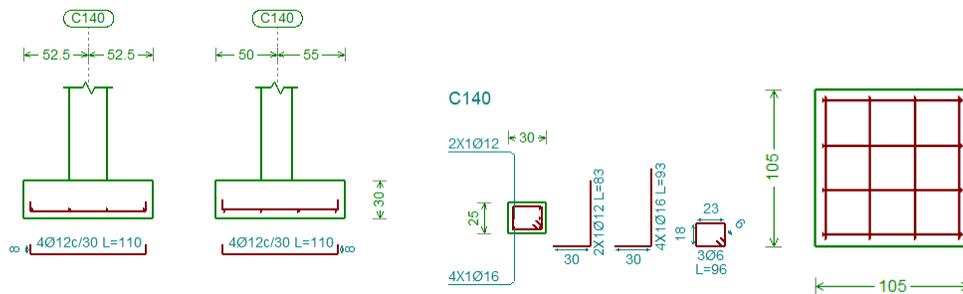
El espaciamiento de las barras longitudinales son cada 30 cm.

Se usará armadura con un diámetro de $\phi 12$

Siendo: $4\phi 12c/30cm$ para la dirección en X como en dirección en Y

Ya que se calculó con el momento máximo entre estos esfuerzos

Figura A4.57 Disposición de Armaduras de Fundaciones.



Fuente: Programa Cypecad v2018.

4.3.1.7 Diseño de Fundación para Junta de Dilatación (Zapata Combinada)

1) Reacciones en Columnas.

Datos C124:

Cargas de Servicio:

$$N_{124} = 40.14 \text{ kN} * m$$

$$M_{x124} = 0.44 \text{ kN} * m$$

$$M_{y124} = 2.00 \text{ kN} * m$$

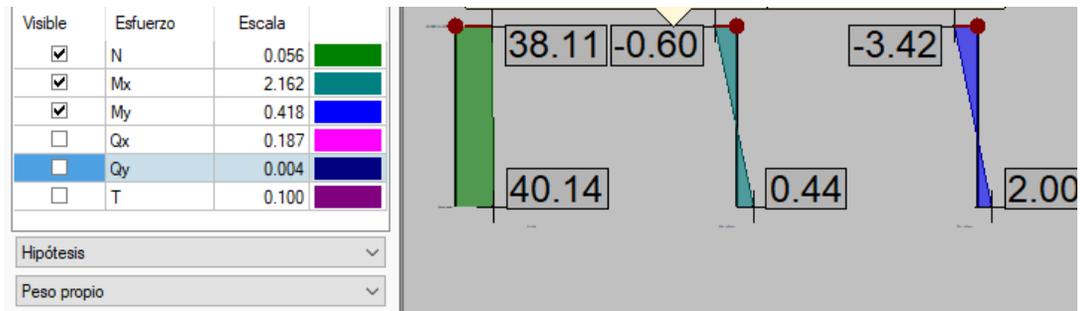
Cargas Ultimas:

$$N_{d124} = 106.07 \text{ kN} * m$$

$$M_{xd124} = 2.94 \text{ kN} * m$$

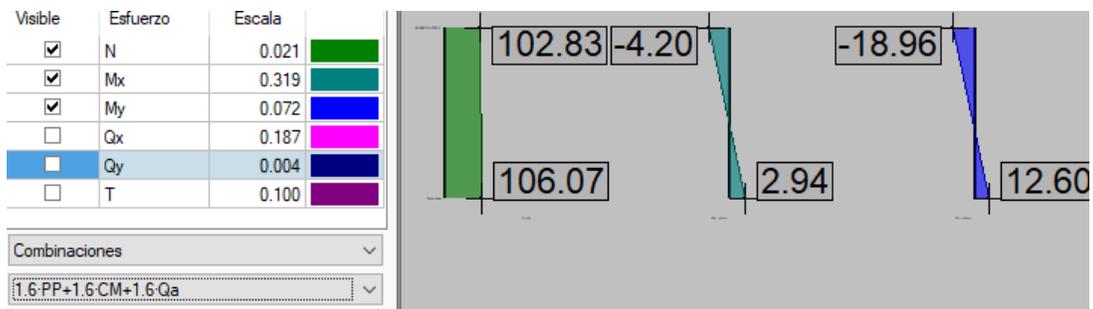
$$M_{yd124} = 12.60 \text{ kN} * m$$

Figura A4.58 Cargas de Servicio para C124



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Figura A4.59 Cargas ultimas para C124



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Datos C175:

Cargas de Servicio:

$$N_{175} = 18.39 \text{ kN}$$

$$M_{x175} = -0.14 \text{ kN} * m$$

$$M_{y175} = -0.28 \text{ kN} * m$$

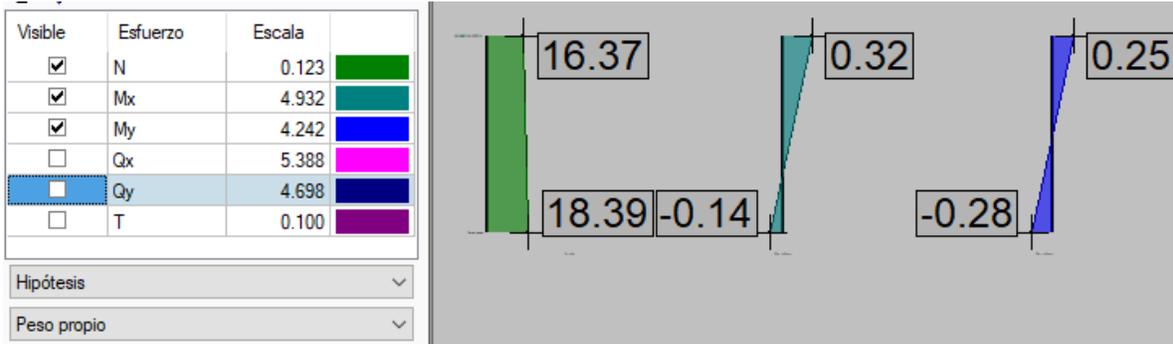
Cargas Ultimas:

$$N_{d175} = 40.08 \text{ kN}$$

$$M_{xd175} = -0.94 \text{ kN} * m$$

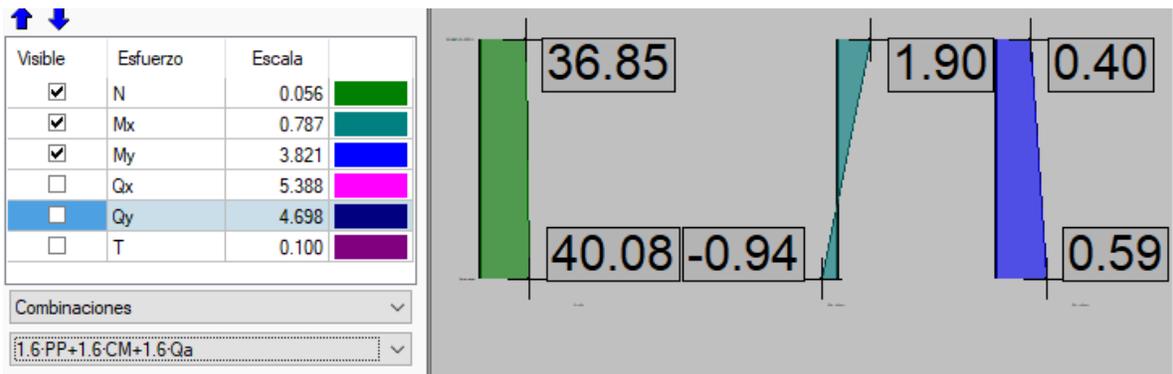
$$M_{yd175} = 0.59 \text{ kN} * m$$

Figura A4.60 Cargas de Servicio para C175



Fuente: Programa Cypecad v2018.

Figura A4.61 Cargas ultimas para C175

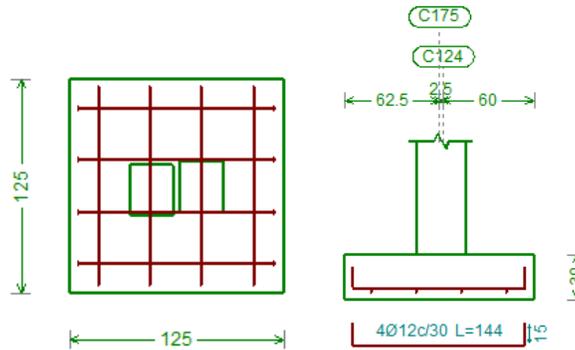


Fuente: Programa Cypecad v2018.

2) Dimensionamiento

El diseño y dimensionamiento fue elaborado en el programa Cypecad, sin embargo, se realizó la verificación correspondiente de manera manual si cumple con los requerimientos requeridos, tomando en cuenta las dimensiones ya propuestas.

Figura A4.62 Dimensiones de la fundación.



Fuente: Programa Cypecad v2018.

$$L = 1.25m \quad B = 1.25m \quad h = 0.3m \quad r = 5cm$$

$$d = h - r = 0.3m - 0.05m = 0.25m.$$

3) Verificación de excentricidades

Realizando equilibrio de fuerzas

$$\sum My = N1 * d1 + N2 * d1 + Mx1 + My1 = 16.49kN * m$$

$$\sum Mx = Mx1 + Mx2 = 0.72 kN * m$$

$$R = N1 + N2 = 58.53 kN$$

$$ex = \frac{\sum Mx}{R} = \frac{9.74}{53.97} = 0.012m$$

$$ey = \frac{\sum My}{R} = \frac{10.31}{53.97} = 0.282 cm$$

$$ex = 0.18 < \frac{B}{6} = 0.208m$$

$$ey = 0.19 < \frac{L}{6} = 0.208m$$

Las excentricidades caen dentro del núcleo central, esto significa que todas las presiones sobre el suelo son de compresión, entonces la distribución sigue la ley de NAVIER, se tiene:

$$\sigma = \frac{R}{L * B} \pm \frac{6 * \sum Mx}{L * B^2} \pm \frac{6 * \sum My}{B * L^2}$$

$$\sigma_1 = \frac{R}{L * B} - \frac{6 * \sum Mx}{L * B^2} + \frac{6 * \sum My}{B * L^2} =$$

$$\sigma_1 = \frac{58.53\text{kN}}{1.25\text{m} * 1.25\text{m}} - \frac{6 * 0.72 \text{ kN} * \text{m}}{1.25\text{m} * (1.25\text{m})^2} + \frac{6 * 16.49\text{kN} * \text{m}}{1.25\text{m} * (1.25\text{m})^2} = 85.91 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_2 = \frac{R}{L * B} - \frac{6 * \sum M_x}{L * B^2} - \frac{6 * \sum M_y}{B * L^2} =$$

$$\sigma_2 = \frac{58.53\text{kN}}{1.25\text{m} * 1.25\text{m}} - \frac{6 * 0.72 \text{ kN} * \text{m}}{1.25\text{m} * (1.25\text{m})^2} - \frac{6 * 16.49\text{kN} * \text{m}}{1.25\text{m} * (1.25\text{m})^2} = -15.42 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_3 = \frac{R}{L * B} + \frac{6 * \sum M_x}{L * B^2} + \frac{6 * \sum M_y}{B * L^2} =$$

$$\sigma_3 = \frac{58.53\text{kN}}{1.25\text{m} * 1.25\text{m}} + \frac{6 * 0.72 \text{ kN} * \text{m}}{1.25\text{m} * (1.25\text{m})^2} + \frac{6 * 16.49\text{kN} * \text{m}}{1.25\text{m} * (1.25\text{m})^2} = 90.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$\sigma_4 = \frac{R}{L * B} + \frac{6 * \sum M_x}{L * B^2} - \frac{6 * \sum M_y}{B * L^2} =$$

$$\sigma_4 = \frac{58.53\text{kN}}{1.25\text{m} * 1.25\text{m}} + \frac{6 * 0.72 \text{ kN} * \text{m}}{1.25\text{m} * (1.25\text{m})^2} - \frac{6 * 16.49\text{kN} * \text{m}}{1.25\text{m} * (1.25\text{m})^2} = -10.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

Se tomará las tensiones máximas de cada esquina en sentido longitudinal, para hacer una comparación con la capacidad portante del suelo.

$$\sigma_{adm} > \sigma_1 = 106 > 85 ; \text{Si Cumple!!!}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_2 = 106 > -15.42 ; \text{Si Cumple!!!}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_3 = 106 > 90.34 ; \text{Si Cumple!!!}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_4 = 106 > -10.99 ; \text{Si Cumple!!!}$$

4) Diseño en sentido longitudinal

Para el diseño se tomará el mayor considerando que actúa la presión de manera recta en la fundación.

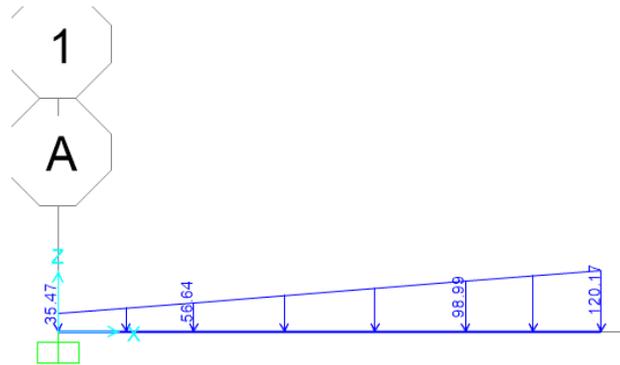
$$\sigma_{\text{max}} = 90.34 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \quad \sigma_{\text{pmin}} = 10.99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

$$q_{\text{max}} = \sigma_{\text{prom. max}} * L = 120.168 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad q_{\text{min}} = \sigma_{\text{prom. min}} * L = 35.47 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Tomando en cuenta el lado más desfavorable donde tengamos mayor longitud es de costado
 $La=0.575$ m

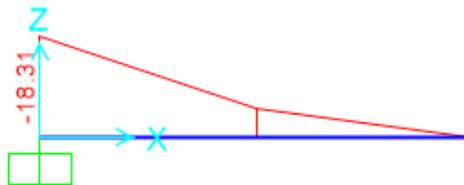
Como tenemos una carga distribuida, se analizará para el peor caso

Figura A4.63 Introducción de cargas



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

Figura A4.64 Esfuerzos de momentos en zapata



Fuente: Programa Sap 2000 v.20.

$$\sum My C124 = q \cdot \max * \frac{La^2}{2} = 120.17 \text{ kN} * \frac{(0.55\text{m})^2}{2} = 18.04 \text{ kN} * \text{m}$$

$$Md = 18.04 \text{ kN} * \text{m}$$

5) Determinación del momento reducido de cálculo

$$ud = \frac{Md}{B * d^2 * fcd} = \frac{18.04}{1.25 * 0.25^2 * 16.67} = 0.014$$

De acuerdo al valor de $ulim = 0.3712$ para un acero AH-500 donde:

$$ulim \geq ud = 0.3712 \geq 0.014 \quad \text{No se necesita armadura de compresión.}$$

6) Determinación de la cuantía mecánica.

$ud = 0.014$ $w = 0.03080$ Se busca en Tabla 1.2.13 en Anexos 1 y se obtiene el valor de la cuantía geométrica.

7) Determinación de Armadura de calculo

$$As = ws * bw * d * \frac{fcd}{fyd} \Rightarrow As = 0.0308 * 125 * 25 * \frac{16.67}{434.78} = 3.69 \text{ cm}^2$$

8) Determinación de la armadura mínima.

Según la norma CBH nos recomienda una cuantía geométrica mínima de armadura para evitar la aparición de fisuras por retracción o efectos térmicos.

De Tabla 4.2.12 se obtiene la cuantía mecánica mínima para nuestra sección de viga.

$$As_{min} = w_{min} * B * h = 0.001 * 1.25m * 0.30m = 3.75 \text{ cm}^2$$

Como $As_{min} > As_{cal}$, adoptamos la mayor cuantía para el diseño $Asd = 3.75 \text{ cm}^2$

9) Determinación del número de barras de acero

Se utilizará barras de $\phi 12mm$ para armadura longitudinal su Área es de $A_{\phi 12} = 1.13 \text{ cm}^2$

$$N_{barras} = \frac{Asd}{A_{\phi 12}} = \frac{3.75}{1.13} = 3.32 \text{ barras} \approx 4 \text{ barras}$$

$$A_{real} = 4 * 1.13 = 4.524 \text{ cm}^2$$

10) Disposición de Armaduras

$$d1 = \frac{bw - Nb_{long} * \phi_{long} - 2r}{Nb_{long} - 1}$$

$$d1 = \frac{125 - 4 * 1.2 - 2 * 5}{4 - 1} = 0.367 \text{ m} \approx 30 \text{ cm}$$

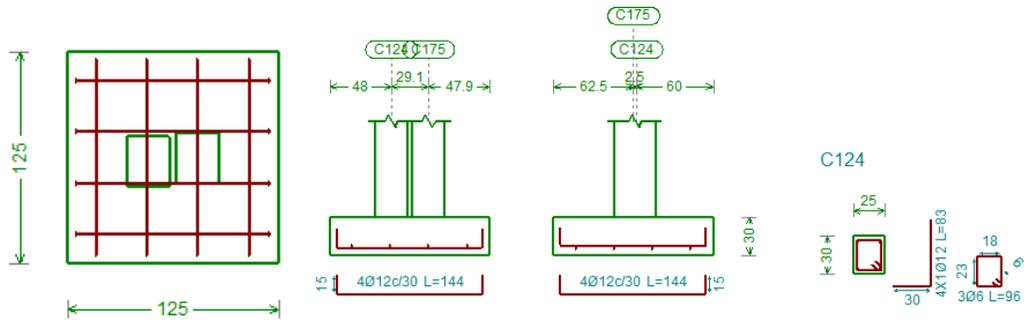
El espaciamiento de las barras longitudinales son cada 30 cm.

Se usará armadura con un diámetro de $\phi 12$

Siendo: $4\phi 12c/30cm$ para la dirección en X como en dirección en Y

Ya que se calculó con el momento máximo entre estos esfuerzos

Figura A4.65 Zapata junta de dilatación.



Fuente: Programa Cypecad v2018.