



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT" INFORME Y RESUMEN GEOTECNICO

PROYECTO:

**"CONSTRUCCION MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD
PADCAYA"**

PROPIETARIO:

**PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL
UNIVERSIDAD AUTONOMA JUAN MISAEL SARACHO**

SOLICITANTE:

UNIV. ERLING D. FLORES BEJARANO

09 DE SEPTIEMBRE DEL 2016





ENSAYOS NORMALIZADO DE CARGA S.P.T.

1.- **ANTECEDENTES.-** Los ensayos se realizan a requerimiento del universitario Erling David Flores Bejarano con el objeto de determinar las características físicas mecánicas del sub suelo para la construcción del Museo de la Biodiversidad Padcaya.

2.- **UBICACIÓN.** - La construcción se ha proyectado en un terreno de propiedad municipal con su frente principal sobre la calle Aniceto Arce del municipio de Padcaya.

3.- **HIDROLOGIA.-** No se ha encontrado nivel freático a profundidad de ensayo.

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 (SPT) 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.



CONSULTORA
EOLO S.R.L.



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	2,00 – 2,45	7,53	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
	4,00 – 4,45	8,02	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
Pozo 02	2,00 – 2,45	7,07	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
	4,00 – 4,45	7,78	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(10)
Pozo 03	2,00 – 2,45	7,65	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(8)
	4,00 – 4,45	7,93	Arcillas de plasticidad media y regular resistencia A-6(10)

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	2,00 – 2,45	10	1,43	1,25
	4,00 – 4,45	14	1,79	1,54
Pozo 02	2,00 – 2,45	12	1,55	1,36
	4,00 – 4,45	16	2,05	1,79
Pozo 03	2,00 – 2,45	10	1,48	1,30
	4,00 – 4,45	14	1,86	1,63

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El terreno en estudio en el sector presenta una superficie plana conformada por un relleno de suelo limo arcilloso de color marrón oscuro de textura fina y de consistencia suelta.

En profundidad entre -2,00 a -2,45 m. encontramos también suelo arcilloso de coloración oscuro y rojizo de consistencia media con regular capacidad portante.

Posterior a un primer ensayo se realiza una profundización del sondeo a solicitud del interesado alcanzando la profundidad de -4,00 metros donde se hace evidente que continúa el mismo tipo de suelo aunque aumenta un poco la capacidad portante del suelo.

En general se sugiere usar como valor de diseño la tensión admisible de 1,25 kg/cm² para las estructuras de cimentación.

Tarija 12 de Septiembre del 2016.



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT"

PLANILLAS DE ENSAYO POZO N° 1

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT"

CLASIFICACION DE SUELOS NORMA AASHTO

LIMITES DE ATTERBERG

GRANULOMETRIA DE MUESTRAS

PROYECTO:

**"CONSTRUCCION MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD
PADCAYA"**

PROPIETARIO:

**PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL
UNIVERSIDAD AUTONOMA JUAN MISAEL SARACHO**

SOLICITANTE:

UNIV. ERLING D. FLORES BEJARANO

09 DE SEPTIEMBRE DEL 2016





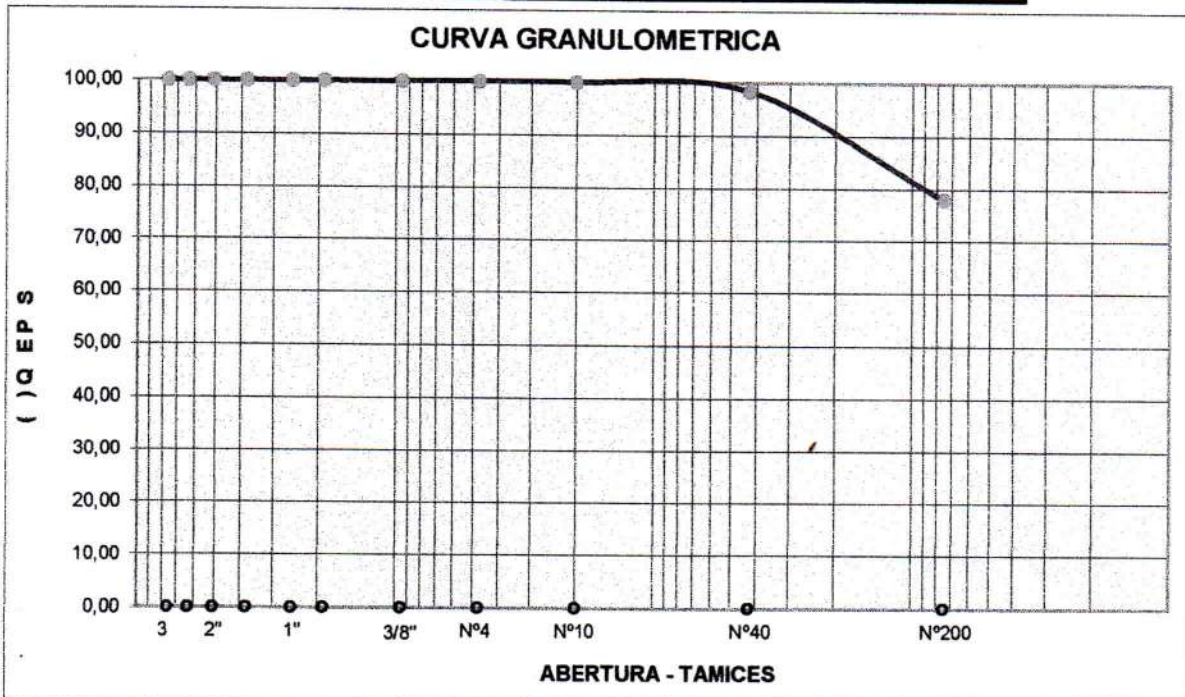
EMPRESA CONSULTORA EOLO S.R.L.
SERVICIO DE LABORATORIO DE SUELOS Y GEOTECNIA

ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA					
PROPIETARIO : PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.			LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.		
SOLICITANTE : UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO			ENSAYO : POZO Nº1 PROF. -2,00 M.		
UBICACIÓN : CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA			FECHA : 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016		

Peso total de la muestra tomada: **1580,00 gr.**

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	0,00	0,00	0,00	100,00
2 1/2"	63,50	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
3/4"	19,05	0,00	0,00	0,00	100,00
3/8"	9,53	0,00	0,00	0,00	100,00
Nº 4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
Nº 10	2,000	1,40	1,40	0,09	99,91
Nº 40	0,425	25,3	26,70	1,69	98,31
Nº 200	0,075	321,4	348,10	22,03	77,97



OBSERVACIONES:

Gravas %	0,00
Arenas %	22,03
Finos %	77,97
Total	100,00

VºBº





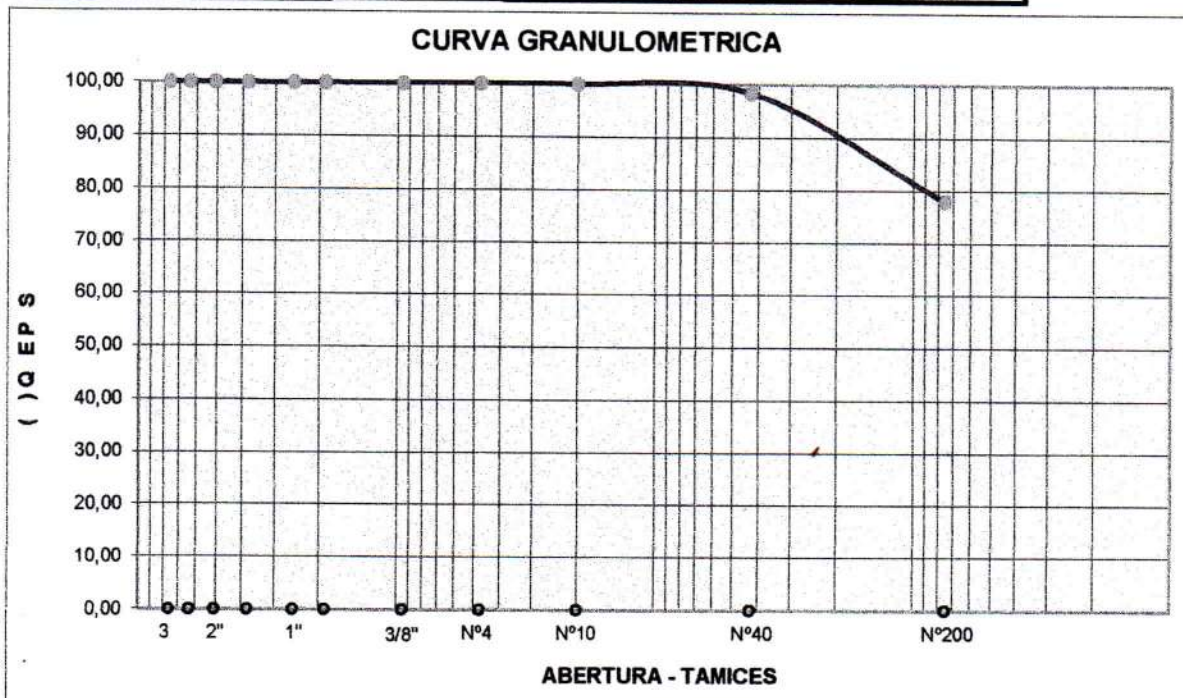
EMPRESA CONSULTORA EOLO S.R.L.
SERVICIO DE LABORATORIO DE SUELOS Y GEOTECNIA

ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO : PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.		LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.	
SOLICITANTE : UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO		ENSAYO : POZO N°1 PROF. -4,00 M.	
UBICACIÓN : CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA		FECHA : 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016	

Peso total de la muestra tomada: **1580,00 gr.**

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	0,00	0,00	0,00	100,00
2 1/2"	63,50	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
3/4"	19,05	0,00	0,00	0,00	100,00
3/8"	9,53	0,00	0,00	0,00	100,00
N° 4	4,75	5,20	5,20	0,33	99,67
N° 10	2,000	7,90	13,10	0,83	99,17
N° 40	0,425	21,6	34,70	2,20	97,80
N° 200	0,075	281,8	316,50	20,03	79,97



OBSERVACIONES:

Gravas %	0,33
Arenas %	19,70
Finos %	79,97
Total	100,00

V°B°

**CONSULTORA
EOLO S.R.L.**



ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

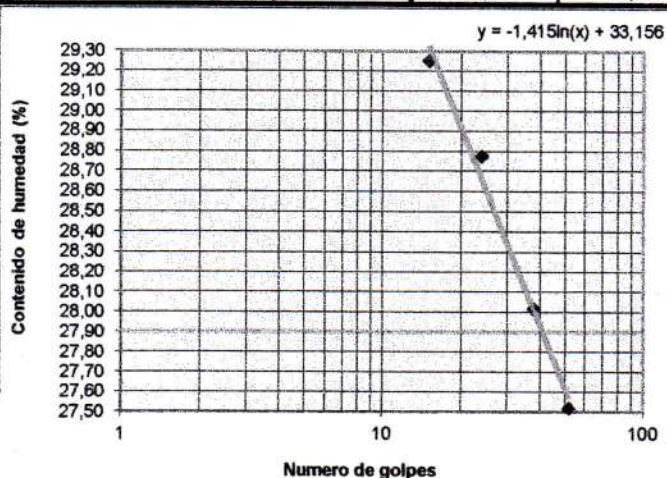
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO :	PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA :	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO :	POZO N°1 PROF. -2,00 M.
UBICACIÓN :	CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA :	07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula N°	62	4	2		
Peso cápsula (gr.)	16,21	16,64	15,71		
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	19,85	19,76	19,53		
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	19,32	19,30	18,95		
Peso muestra seca (gr.)	3,11	2,66	3,24		
Peso agua (gr.)	0,53	0,46	0,58		
Contenido de humedad (%)	17,04	17,29	17,90		

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula N°	2	8	10	17	
Numero de golpes	15	24	38	52	
Peso cápsula (gr.)	14,42	14,62	17,09	20,60	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	30,99	31,76	30,89	34,78	
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	27,24	27,93	27,87	31,72	
Peso muestra seca (gr.)	12,82	13,31	10,78	11,12	
Peso agua (gr.)	3,75	3,83	3,02	3,06	
Contenido de humedad (%)	29,25	28,78	28,01	27,52	



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	28,60
Limite Plastico (%)	17,41
Indice Plastico (%)	11,19

OBSERVACIONES:

suelo con plasticidad media.

V°B°

EOLO S.R.L.



ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

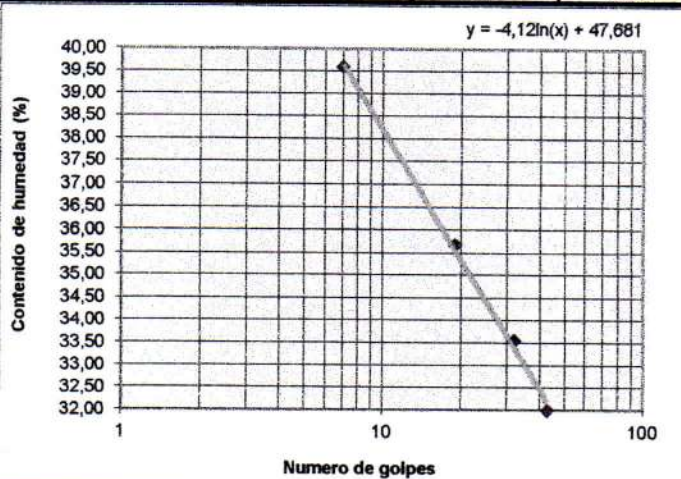
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO :	PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA :	TEC. ENER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO :	POZO N°1 PROF. -4,00 M.
UBICACIÓN :	CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA :	07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula N°	25	50	73		
Peso cápsula (gr.)	16,61	16,06	16,04		
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	20,70	20,24	20,13		
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	19,91	19,45	19,37		
Peso muestra seca (gr.)	3,30	3,39	3,33		
Peso agua (gr.)	0,79	0,79	0,76		
Contenido de humedad (%)	23,94	23,30	22,82		

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula N°	41	2	15	36	
Numero de golpes	7	19	32	43	
Peso cápsula (gr.)	14,44	14,27	13,63	21,68	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	25,97	24,35	23,98	32,57	
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	22,70	21,70	21,38	29,93	
Peso muestra seca (gr.)	8,26	7,43	7,75	8,25	
Peso agua (gr.)	3,27	2,65	2,60	2,64	
Contenido de humedad (%)	39,59	35,67	33,55	32,00	



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	34,42
Limite Plastico (%)	23,36
Indice Plastico (%)	11,06

OBSERVACIONES:

suelo con plasticidad media.

V°B°





CLASIFICACION DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO :	PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA :	TEC. ENER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO :	POZO N°1 PROF. -4,00 M.
UBICACIÓN :	CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA :	07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	34,42
Limite Plastico (%) =	23,36
Indice de Plasticidad (%) =	11,06
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	99,17
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	97,80
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	79,97

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, a = 40,00
(%) pasa Tamiz N°200 - 15, b = 40,00
LL - 40, c = 0,00
IP - 10, d = 1,06

Indice de Grupo, IG = 8

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MAS del 35% pasa el Tamiz N°200
La muestra puede ser clasificada como A4, A5, A6, A7
Por Indice de Plasticidad A-6, A-7
Por Limite Liquido A-6

Por (%) que pasa por Tamiz N°200
Por (%) que pasa por Tamiz N°10
Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A-6 (8)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Suelo arcilloso

OBSERVACIONES:

Suelo arcillo arenoso textura fina, con plasticidad media y presenta regular capacidad portante.

V°B°

 **CONSULTORA
EOLO S.R.L.**



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

CLASIFICACION DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA	
PROPIETARIO: PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA: TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE: UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO: POZO N°1 PROF. -2,00 M.
UBICACIÓN: CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA: 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DATOS GENERALES:

Límite Líquido (%) =	28,60
Límite Plástico (%) =	17,41
Índice de Plasticidad (%) =	11,19
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	99,91
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	98,31
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	77,97

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, a = 40,00
(%) pasa Tamiz N°200 - 15, b = 40,00
LL - 40, c = 0,00
IP - 10, d = 1,19

Índice de Grupo, IG = 8

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MAS del 35% pasa el Tamiz N°200
La muestra puede ser clasificada como A4, A5, A6, A7
Por Índice de Plasticidad A-6, A-7
Por Límite Líquido A-6

Por (%) que pasa por Tamiz N°200
Por (%) que pasa por Tamiz N°10
Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A-6 (8)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Suelo arcilloso

OBSERVACIONES:

Suelo arcillo arenoso textura fina, con plasticidad media y presenta regular capacidad portante.

V°B°

**CONSULTORA
EOLO S.R.L.**



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO :	PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA :	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO :	POZO N°1 PROF. -2,00 Y -4,00 M
UBICACIÓN :	CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA :	07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DATOS ESTANDAR EQU. S.P.T.

Altura de penetración: 30 cm.
Peso del martillo: 65,5 kg.
Altura de caída: 73,2 cm.

DATOS LUGAR DEL ENSAYO

Se ubica cerca la esquina formada por la Av. Bolivar y calle Potosi en la ciudad de Bermejo.

Profundidad .- Se excavó a cielo abierto un pozo escalonado a
- 2,00 y -4,00 m. respecto al nivel de piso actual.



Pozo Nro.	Ensayo Nro.	Profund. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm ²)	Descripcion del perfil del suelo	
		de	a			Literal	clasificado
1		0,00	0,25			Relleno arcilloso , color marrón oscuro y de consistencia suelta.	
		0,25	1,50			Relleno arcilloso , color marrón oscuro, textura fina y de consistencia suelta.	
	1	1,50 2,00	2,00 2,45	10	1,43	Suelo arcilloso , color marrón oscuro y rojizo, textura fina y de consistencia media.	A - 6
	2	4,00	4,45	14	1,79	Suelo arcilloso de coloración marrón rojiza , fino y de consistencia media.	A-6

OBSERVACIONES:

Suelo arcilloso de textura fina y consistencia media, para diseño de fundaciones a la profundidad de - 2,00 m. se sugiere una tensión admisible de 1,25 Kg./cm²

VºBº :

 CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT"

PLANILLAS DE ENSAYO POZO N° 2

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT"

CLASIFICACION DE SUELOS NORMA AASHTO

LIMITES DE ATTERBERG

GRANULOMETRIA DE MUESTRAS

PROYECTO:

**"CONSTRUCCION MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD
PADCAYA"**

PROPIETARIO:

**PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL
UNIVERSIDAD AUTONOMA JUAN MISAEL SARACHO**

SOLICITANTE:

UNIV. ERLING D. FLORES BEJARANO

09 DE SEPTIEMBRE DEL 2016



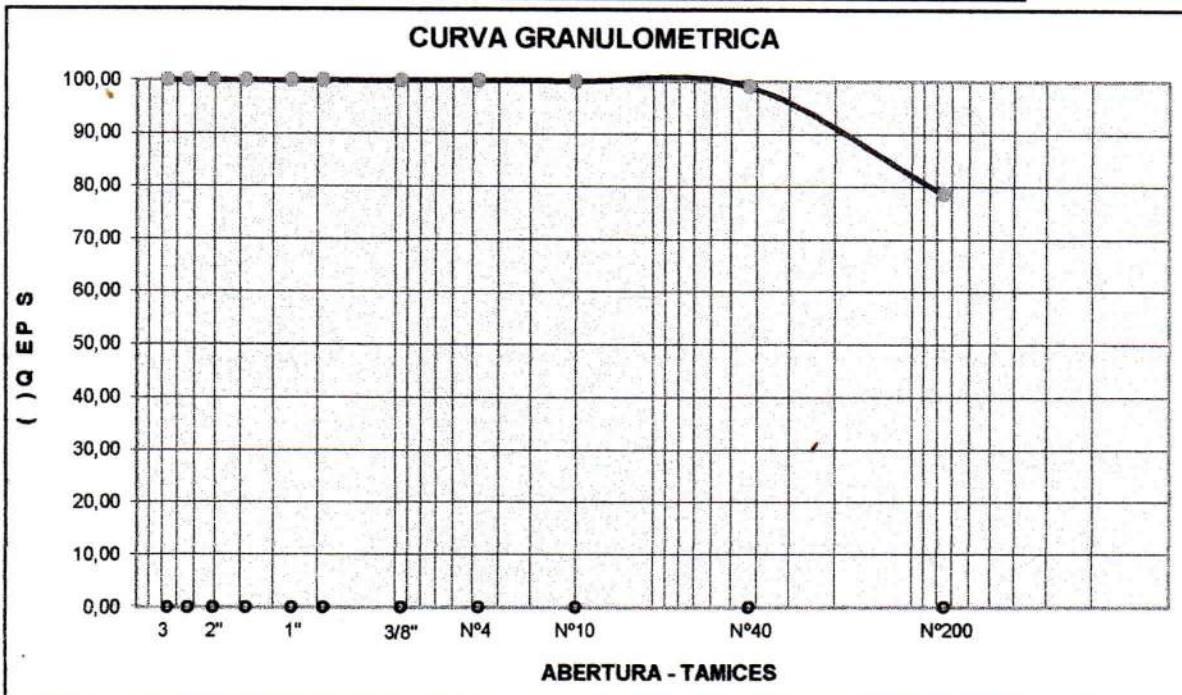


ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO : PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.		LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.	
SOLICITANTE : UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO		ENSAYO : POZO Nº2 PROF. -2,00 M.	
UBICACIÓN : CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA		FECHA : 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016	

Peso total de la muestra tomada: 2000,00 gr.

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	0,00	0,00	0,00	100,00
2 1/2"	63,50	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
3/4"	19,05	0,00	0,00	0,00	100,00
3/8"	9,53	0,00	0,00	0,00	100,00
Nº 4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
Nº 10	2,000	1,40	1,40	0,07	99,93
Nº 40	0,425	20,0	21,40	1,07	98,93
Nº 200	0,075	405,3	426,70	21,34	78,67



OBSERVACIONES:

Gravas %	0,00
Arenas %	21,34
Finos %	78,67
Total	100,00

VºBº





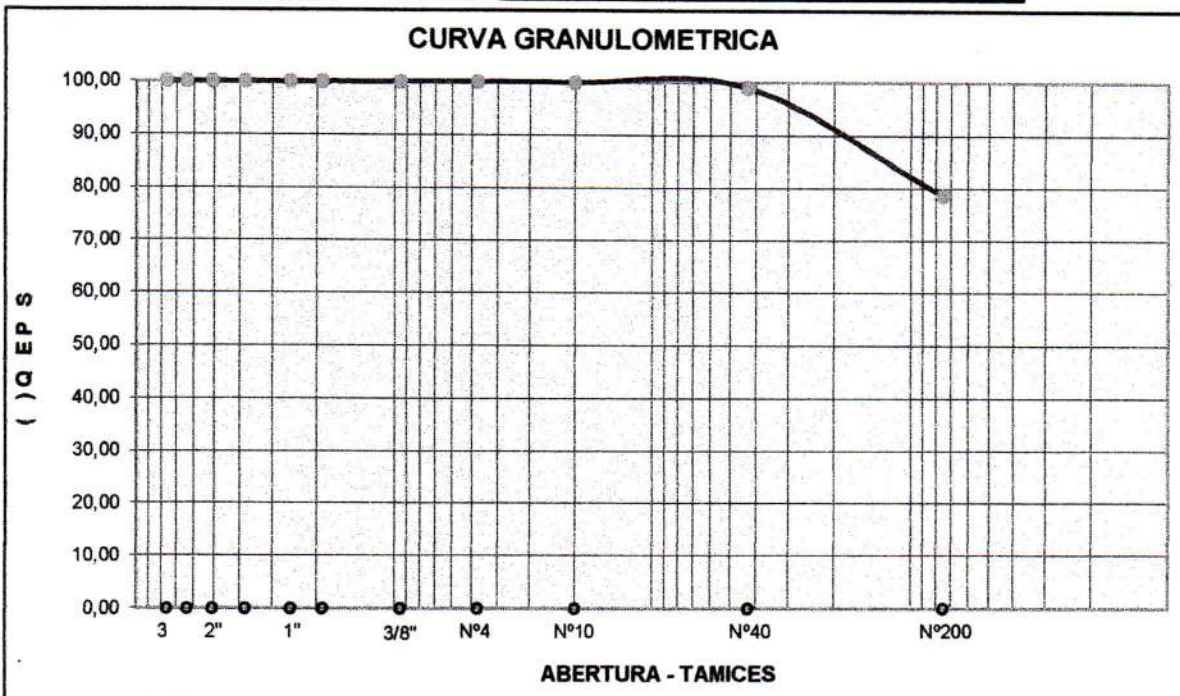
EMPRESA CONSULTORA EOLO S.R.L.
SERVICIO DE LABORATORIO DE SUELOS Y GEOTECNIA

ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO : PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.		LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.	
SOLICITANTE : UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO		ENSAYO : POZO N°2 PROF. -4,00 M.	
UBICACIÓN : CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA		FECHA : 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016	

Peso total de la muestra tomada: 2000,00 gr.

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	0,00	0,00	0,00	100,00
2 1/2"	63,50	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
3/4"	19,05	0,00	0,00	0,00	100,00
3/8"	9,53	0,00	0,00	0,00	100,00
N° 4	4,75	12,60	12,60	0,63	99,37
N° 10	2,000	11,50	24,10	1,21	98,80
N° 40	0,425	34,6	58,70	2,94	97,07
N° 200	0,075	397,7	456,40	22,82	77,18



OBSERVACIONES:

Gravas %	0,63
Arenas %	22,19
Finos %	77,18
Total	100,00

V°B°

CONSULTORA
EOLO



ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

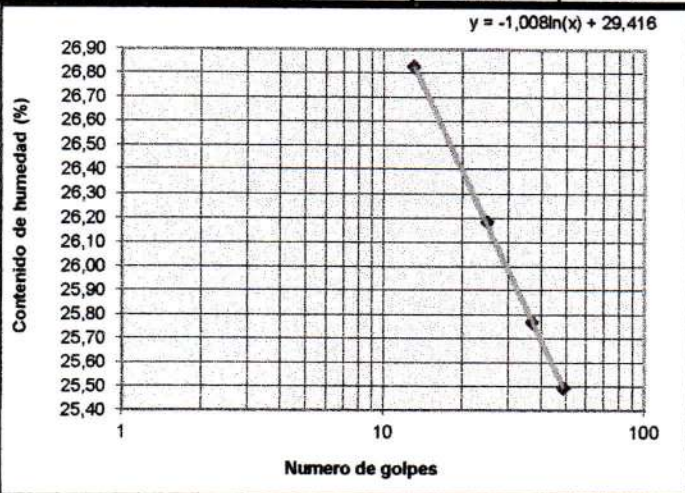
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO :	PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA :	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO :	POZO N°2 PROF. -2,00 M.
UBICACIÓN :	CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA :	07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula N°	6	3	1		
Peso cápsula (gr.)	15,13	15,62	16,11		
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	19,15	19,02	19,41		
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	18,62	18,56	18,96		
Peso muestra seca (gr.)	3,49	2,94	2,85		
Peso agua (gr.)	0,53	0,46	0,45		
Contenido de humedad (%)	15,19	15,65	15,79		

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Capsula N°	41	11	44	13	
Numero de golpes	13	25	37	49	
Peso cápsula (gr.)	14,36	14,45	13,66	13,36	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	30,86	31,27	30,84	31,23	
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	27,37	27,78	27,32	27,60	
Peso muestra seca (gr.)	13,01	13,33	13,66	14,24	
Peso agua (gr.)	3,49	3,49	3,52	3,63	
Contenido de humedad (%)	26,83	26,18	25,77	25,49	



CUADRO DE RESULTADOS

Límite Líquido (%)

26,17

Límite Plástico (%)

15,54

Índice Plástico (%)

10,63

OBSERVACIONES:

Suelo con plasticidad media.

V°B°





ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

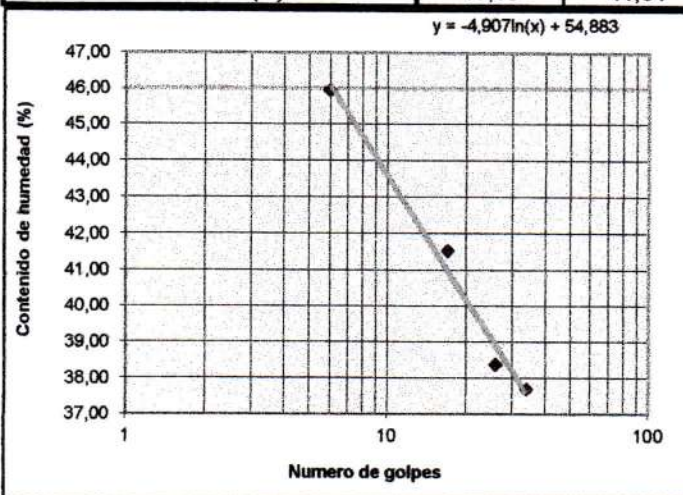
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO :	PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA :	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO :	POZO N°2 PROF. -4,00 M.
UBICACIÓN :	CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA :	07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula N°	6	50	94		
Peso cápsula (gr.)	15,59	16,06	15,61		
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	20,37	20,78	20,43		
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	19,43	19,84	19,49		
Peso muestra seca (gr.)	3,84	3,78	3,88		
Peso agua (gr.)	0,94	0,94	0,94		
Contenido de humedad (%)	24,48	24,87	24,23		

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Capsula N°	8	13	7	15	
Numero de golpes	6	17	26	34	
Peso cápsula (gr.)	14,67	14,70	14,42	13,78	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	24,58	24,99	24,77	25,47	
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	21,46	21,97	21,90	22,27	
Peso muestra seca (gr.)	6,79	7,27	7,48	8,49	
Peso agua (gr.)	3,12	3,02	2,87	3,20	
Contenido de humedad (%)	45,95	41,54	38,37	37,69	



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	39,10
Limite Plastico (%)	24,52
Indice Plastico (%)	14,58

OBSERVACIONES:

Suelo con plasticidad media.

V°B°

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



CLASIFICACION DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA	
PROPIETARIO : PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO : POZO N°2 PROF. -2,00 M.
UBICACIÓN : CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA : 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	26,17
Limite Plastico (%) =	15,54
Indice de Plasticidad (%) =	10,63
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	99,93
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	98,93
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	78,67

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, a = 40,00
(%) pasa Tamiz N°200 - 15, b = 40,00
LL - 40, c = 0,00
IP - 10, d = 0,63

Indice de Grupo, IG = 8

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MAS del 35% pasa el Tamiz N°200
La muestra puede ser clasificada como A4, A5, A6, A7
Por Indice de Plasticidad A-6, A-7
Por Limite Liquido A-6

Por (%) que pasa por Tamiz N°200
Por (%) que pasa por Tamiz N°10
Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A-6 (8)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Suelo arcilloso.

OBSERVACIONES:

Suelo arcillo arenoso con textura fina, y con plasticidad media presenta regular capacidad portante.

V°B°





CLASIFICACION DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA	
PROPIETARIO : PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO : POZO N°2 PROF. -4,00 M.
UBICACIÓN : CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA : 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	39,10
Limite Plastico (%) =	24,52
Indice de Plasticidad (%) =	14,58
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	98,80
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	97,07
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	77,18

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, a = 40,00

(%) pasa Tamiz N°200 - 15, b = 40,00

LL - 40, c = 0,00

IP - 10, d = 4,58

Indice de Grupo, IG = 10

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MAS del 35% pasa el Tamiz N°200

La muestra puede ser clasificada como A4, A5, A6, A7

Por Indice de Plasticidad A-6, A-7

Por Limite Liquido A-6

Por (%) que pasa por Tamiz N°200

Por (%) que pasa por Tamiz N°10

Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A-6 (10)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Suelo arcilloso.

OBSERVACIONES:

Suelo arcillo arenoso con textura fina, y con plasticidad media presenta regular capacidad portante.

V°B°





ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T"

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO :	PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA :	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO :	POZO N°2 PROF. -2,00 Y -4,00 M.
UBICACIÓN :	CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA :	07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

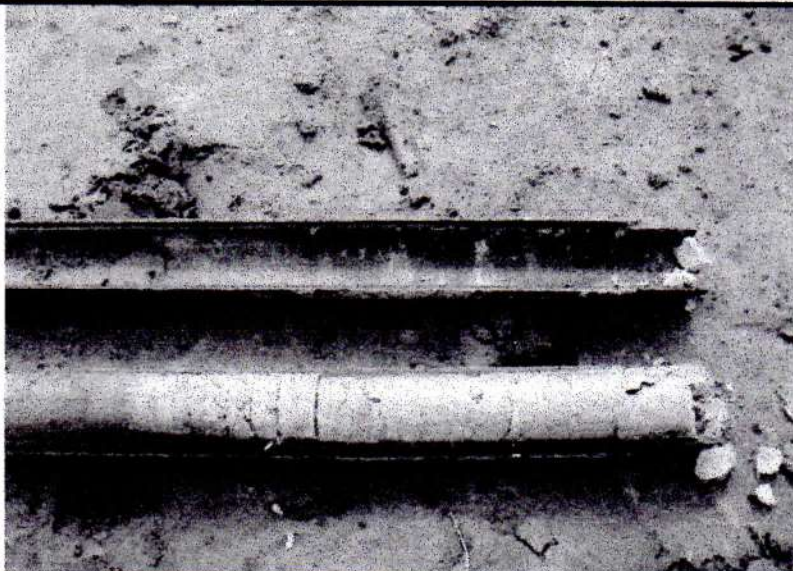
DATOS ESTANDAR EQU. S.P.T.

Altura de penetración: 30 cm.
Peso del martillo: 65,5 kg.
Altura de caída: 73,2 cm.

DATOS LUGAR DEL ENSAYO

Se ubica en el lugar de emplazamiento de la zapata N° 81 de la edificación en construcción.

Profundidad .- Se excavó a cielo abierto un pozo escalonado a
- 2,00 y -4,00 m. respecto al nivel de piso actual.



Pozo Nro.	Ensayo Nro.	Profund. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm ²)	Descripción del perfil del suelo	
		de	a			Literal	clasificado
2		0,00	0,20			Relleno arcilloso , color marrón oscuro y de consistencia suelta.	
		0,20	1,70			Relleno arcilloso , color marrón oscuro, textura fina y de consistencia suelta.	
	3	1,70 2,00	2,00 2,45	12	1,55	Suelo arcilloso , color marrón oscuro y rojizo, textura fina y de consistencia media.	A -6
	4	4,00	4,45	16	2,05	Suelo arcilloso de coloración marrón rojiza , fino y de consistencia media.	A-6

OBSERVACIONES:

Suelo arcilloso de textura fina y consistencia media, para diseño de fundaciones a profundidad de -2,00 m. se sugiere una tensión admisible de 1,35 Kg./cm².

VºBº :





ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT"

PLANILLAS DE ENSAYO POZO N° 3

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "SPT"

CLASIFICACION DE SUELOS NORMA AASHTO

LIMITES DE ATTERBERG

GRANULOMETRIA DE MUESTRAS

PROYECTO:

**"CONSTRUCCION MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD
PADCAYA"**

PROPIETARIO:

**PROYECTO DE INGENIERIA CIVIL
UNIVERSIDAD AUTONOMA JUAN MISAEL SARACHO**

SOLICITANTE:

UNIV. ERLING D. FLORES BEJARANO

09 DE SEPTIEMBRE DEL 2016


EOLO S.R.L.



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

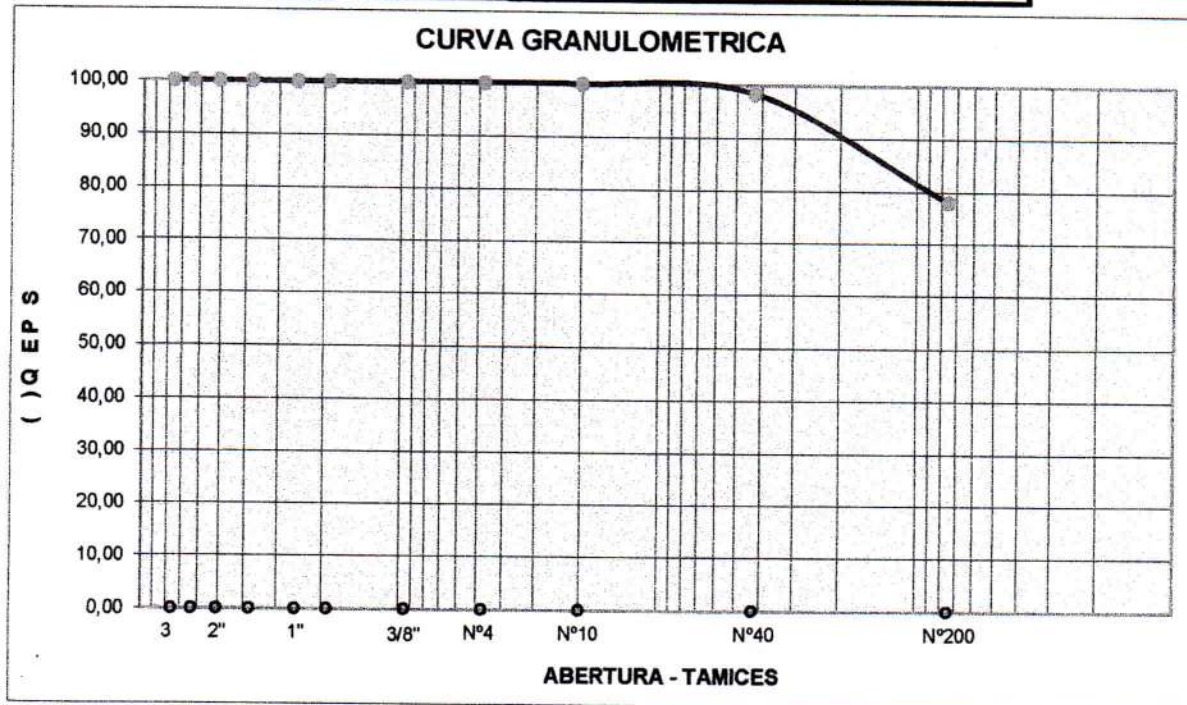
ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO : PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.		LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.	
SOLICITANTE : UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO		ENSAYO : POZO N°3 PROF. -2,00 M.	
UBICACIÓN : CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA		FECHA : 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016	

Peso total de la muestra tomada:

1750,00 gr.

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	0,00	0,00	0,00	100,00
2 1/2"	63,50	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
3/4"	19,05	0,00	0,00	0,00	100,00
3/8"	9,53	0,00	0,00	0,00	100,00
N° 4	4,75	0,00	0,00	0,00	100,00
N° 10	2,000	1,40	1,40	0,09	99,91
N° 40	0,425	24,3	26,90	1,69	98,31
N° 200	0,075	331,7	355,10	22,22	78,75



OBSERVACIONES:

Gravas %	0,00
Arenas %	26,03
Finos %	76,97
Total	100,00

V°B°

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



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

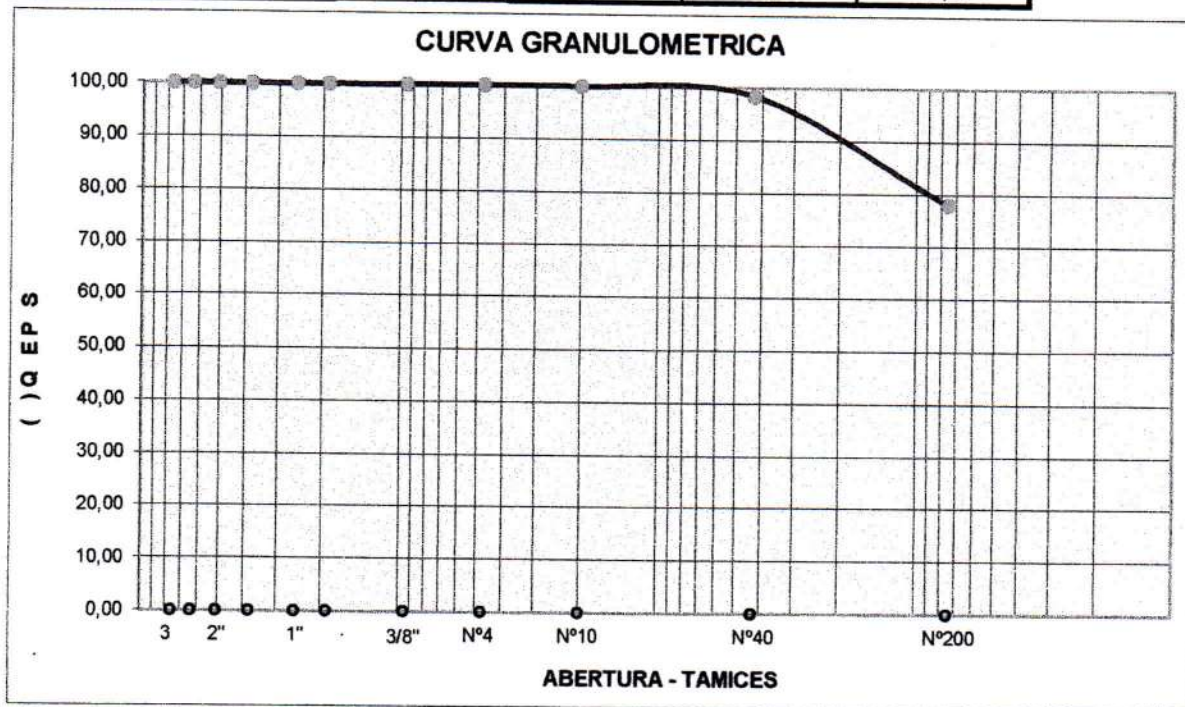
ANALISIS GRANULOMETRICO DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO : PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.		LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.	
SOLICITANTE : UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO		ENSAYO : POZO N°3 PROF. -4,00 M.	
UBICACIÓN : CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA		FECHA : 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016	

Peso total de la muestra tomada:

1750,00 gr.

Tamiz	Abertura (mm)	Retenido (gr.)	Retenido Acumulado		% que pasa del Total
			(gr.)	(%)	
3"	76,20	0,00	0,00	0,00	100,00
2 1/2"	63,50	0,00	0,00	0,00	100,00
2"	50,80	0,00	0,00	0,00	100,00
1 1/2"	38,10	0,00	0,00	0,00	100,00
1"	25,40	0,00	0,00	0,00	100,00
3/4"	19,05	0,00	0,00	0,00	100,00
3/8"	9,53	0,00	0,00	0,00	100,00
N° 4	4,75	5,20	5,20	0,33	99,67
N° 10	2,000	7,90	13,10	0,83	99,17
N° 40	0,425	21,6	34,70	2,20	97,80
N° 200	0,075	288,6	336,50	20,13	79,97



OBSERVACIONES:

Gravas %	0,33
Arenas %	19,70
Finos %	79,97
Total	100,00

V°B°

**CONSULTORA
EOLO S.R.L.**



ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

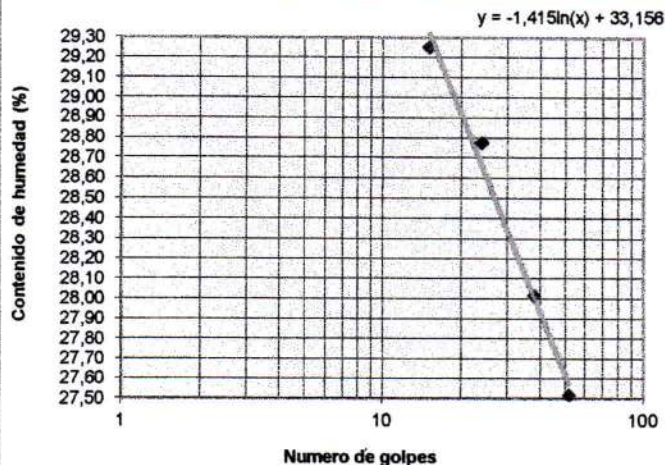
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO :	PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA :	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO :	POZO N°3 PROF. -2,00 M.
UBICACIÓN :	CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA :	07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula N°	62	4	2		
Peso cápsula (gr.)	16,21	16,64	15,71		
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	19,85	19,76	19,53		
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	19,32	19,30	18,95		
Peso muestra seca (gr.)	3,11	2,66	3,24		
Peso agua (gr.)	0,53	0,46	0,58		
Contenido de humedad (%)	17,04	17,29	17,90		

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula N°	2	8	10	17	
Numero de golpes	15	24	38	52	
Peso cápsula (gr.)	14,42	14,62	17,09	20,60	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	30,99	31,76	30,89	34,78	
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	27,24	27,93	27,87	31,72	
Peso muestra seca (gr.)	12,82	13,31	10,78	11,12	
Peso agua (gr.)	3,75	3,83	3,02	3,06	
Contenido de humedad (%)	29,25	28,78	28,01	27,52	



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	28,85
Limite Plastico (%)	17,43
Indice Plastico (%)	11,23

OBSERVACIONES:

suelo con plasticidad media.

VºBº

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



ENSAYO DE LIMITES DE CONSISTENCIA

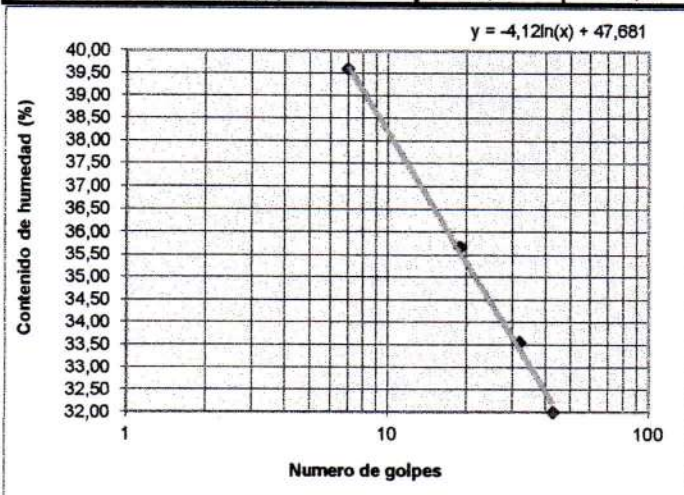
DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO :	PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA :	TEC. ENER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO :	POZO N°3 PROF. -4,00 M.
UBICACIÓN :	CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA :	07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DETERMINACION DEL LIMITE PLASTICO

Cápsula N°	25	50	73		
Peso cápsula (gr.)	16,61	16,06	16,04		
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	20,70	20,24	20,13		
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	19,91	19,45	19,37		
Peso muestra seca (gr.)	3,30	3,39	3,33		
Peso agua (gr.)	0,79	0,79	0,76		
Contenido de humedad (%)	23,94	23,30	22,82		

DETERMINACION DEL LIMITE LIQUIDO

Cápsula N°	41	2	15	36	
Numero de golpes	7	19	32	43	
Peso cápsula (gr.)	14,44	14,27	13,63	21,68	
Peso cápsula + muestra húmeda (gr.)	25,97	24,35	23,98	32,57	
Peso cápsula + muestra seca (gr.)	22,70	21,70	21,38	29,93	
Peso muestra seca (gr.)	8,26	7,43	7,75	8,25	
Peso agua (gr.)	3,27	2,65	2,60	2,64	
Contenido de humedad (%)	39,59	35,67	33,55	32,00	



CUADRO DE RESULTADOS

Limite Liquido (%)	34,62
Limite Plastico (%)	23,52
Indice Plastico (%)	11,09

OBSERVACIONES:

suelo con plasticidad media.

V°B°

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



CLASIFICACION DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA	
PROPIETARIO : PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO : POZO N°3 PROF. -2,00 M.
UBICACIÓN : CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA : 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	28,85
Limite Plastico (%) =	17,43
Indice de Plasticidad (%) =	11,23
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	99,91
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	98,31
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	78,75

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, a = 40,00

(%) pasa Tamiz N°200 - 15, b = 40,00

LL - 40, c = 0,00

IP - 10, d = 1,19

Indice de Grupo, IG = 8

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MAS del 35% pasa el Tamiz N°200

La muestra puede ser clasificada como A4, A5, A6, A7

Por Indice de Plasticidad A-6, A-7

Por Limite Liquido A-6

Por (%) que pasa por Tamiz N°200

Por (%) que pasa por Tamiz N°10

Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A-6 (8)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Suelo arcilloso

OBSERVACIONES:

Suelo arcillo arenoso textura fina, con plasticidad media y presenta regular capacidad portante.

V°B°

CONSULTORA
EOLO S.R.L.



CLASIFICACION DE SUELOS

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA	
PROPIETARIO : PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA : TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE : UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO : POZO N°3 PROF. -4,00 M.
UBICACIÓN : CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA : 07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

DATOS GENERALES:

Limite Liquido (%) =	34,62
Limite Plastico (%) =	23,52
Indice de Plasticidad (%) =	11,09
(%) que pasa por el Tamiz N°10 =	99,17
(%) que pasa por el Tamiz N°40 =	97,80
(%) que pasa por el Tamiz N°200 =	79,97

COEFICIENTES:

(%) pasa Tamiz N°200 - 35, a = 40,00
(%) pasa Tamiz N°200 - 15, b = 40,00
LL - 40, c = 0,00
IP - 10, d = 1,06

Indice de Grupo, IG = 8

CLASIFICACION POR EL SISTEMA AASHTO

MAS del 35% pasa el Tamiz N°200
La muestra puede ser clasificada como A4, A5, A6, A7
Por Indice de Plasticidad A-6, A-7
Por Limite Liquido A-6

Por (%) que pasa por Tamiz N°200
Por (%) que pasa por Tamiz N°10
Por (%) que pasa por Tamiz N°40

LA MUESTRA SE CLASIFICA COMO UN SUELO A-6 (8)

DESCRIPCION DEL MATERIAL CLASIFICADO:

Suelo arcilloso

OBSERVACIONES:

Suelo arcillo arenoso textura fina, con plasticidad media y presenta regular capacidad portante.

V°B°

 **CONSULTORA
EOLO S.R.L.**



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

ENSAYO NORMALIZADO DE CARGA "S.P.T."

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL MUSEO DE LA BIODIVERSIDAD PADCAYA			
PROPIETARIO :	PROYECTO DE ING. CIVIL U.A.J.M.S.	LABORATORISTA :	TEC. ENSER MARTINEZ A.
SOLICITANTE :	UNIV. ERLING DAVID FLORES BEJARANO	ENSAYO :	POZO N°3 PROF. -2,00 Y - 4,00 M
UBICACIÓN :	CALLE ANICETO ARCE - PADCAYA	FECHA :	07 DE SEPTIEMBRE DEL 2016

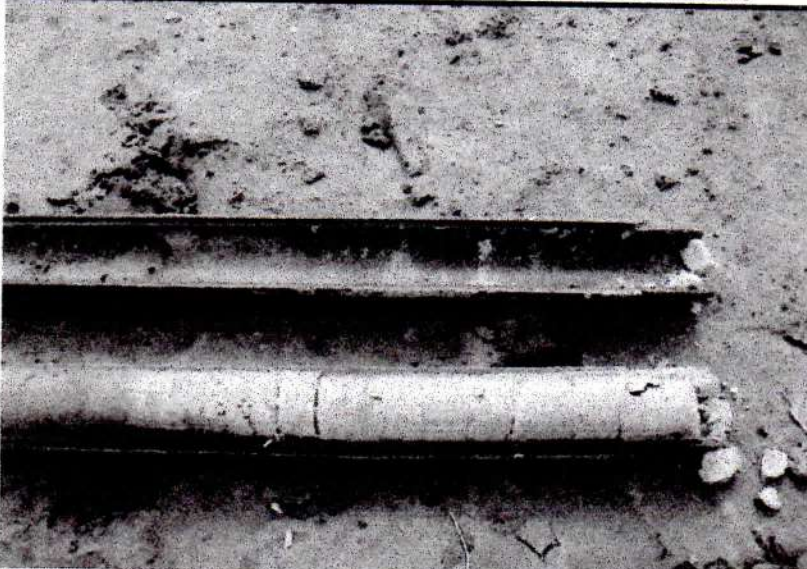
DATOS ESTANDAR EQU. S.P.T.

Altura de penetración: 30 cm.
Peso del martillo: 65,5 kg.
Altura de caída: 73,2 cm.

DATOS LUGAR DEL ENSAYO

Se ubica cerca la esquina formada por la Av. Bolivar y calle Potosi en la ciudad de Bermejo.

Profundidad .- Se excavó a cielo abierto un pozo escalonado a
- 2,00 y -4,00 m. respecto al nivel de piso actual.



Pozo Nro.	Ensayo Nro.	Profund. (m)		Nro. Golpes	Resistencia (kg./cm ²)	Descripción del perfil del suelo	
		de	a			Literal	clasificado
1		0,00	0,25			Relleno arcilloso , color marrón oscuro y de consistencia suelta.	
		0,25	1,55			Relleno arcilloso , color marrón oscuro, textura fina y de consistencia suelta.	
	1	1,55 2,00	2,00 2,45	10	1,48	Suelo arcilloso , color marrón oscuro y rojizo, textura fina y de consistencia media.	A - 6
	2	4,00	4,45	14	1,86	Suelo arcilloso de coloración marrón rojiza , fino y de consistencia media.	A-6

OBSERVACIONES:

Suelo arcilloso de textura fina y consistencia media, para diseño de fundaciones a la profundidad de - 2,00 m. se sugiere una tensión admisible de 1,25 Kg./cm²

VºBº :

CONSULTORA
EOLO S.R.L.

ANÁLISIS DE CARGAS PARA LA ESTRUCTURA

En esta sección se realiza el resumen de las cargas utilizadas en el diseño de la estructura de hormigón armado, tanto para la estructura aporticada y las escaleras.

HIPÓTESIS MAS DESFAVORABLE PARA LA ESTRUCTURA DE H°A°

Se considera la hipótesis de carga que a continuación se indica ya que resulta la más desfavorable para nuestros elementos. (Utilizaremos la Hipótesis I, ya que es la que representa de mejor manera a las condiciones de nuestros elementos).

$$\text{Hipótesis I: } \gamma_{fg} \cdot G + \gamma_{fg} \cdot Q$$

CARGAS CONSIDERADAS EN EL DISEÑO DE LA ESTRUCTURA DE H°A°

Cargas Muertas:

- **Peso Propio:**

Se obtiene de cálculo manual o bien obteniéndolo del software.

- **Carga de muro E=18 cm:**

Se considera peso con todo y revoque = 227,51 kg/m²

- **Carga de Mampostería:**

Se considera peso de cerámicos, cielo raso = 150,00 kg/m²

Cargas Viva:

- **Sobrecarga de Uso:**

Galerías Comerciales, escalera y accesos = 400,00 kg/m²

<i>D. Oficinas y comercios</i>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
<u>Galerías comerciales, escaleras y accesos</u>	400
Locales de almacen	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3.5

Se definió la sobrecarga de uso considerando como una galería ya que es la estructura más cercana a un Museo.

CARGAS CONSIDERADAS PARA EL DISEÑO DE LA ESCALERA DE H°A°

Cargas Muertas:

- **Peso Propio:**
- Se obtiene de cálculo manual o bien por simplificación obteniéndolo del software.
- **Carga de Barandado:**
Se considera peso de baranda metálica = $100,00 \text{ kg/m}^2$
- **Carga de Mampostería:**
Se considera peso de cerámicos = $192,00 \text{ kg/m}^2$

Cargas Viva:

- **Sobrecarga de Uso:**
Galerías Comerciales, escalera y accesos = $400,00 \text{ kg/m}^2$

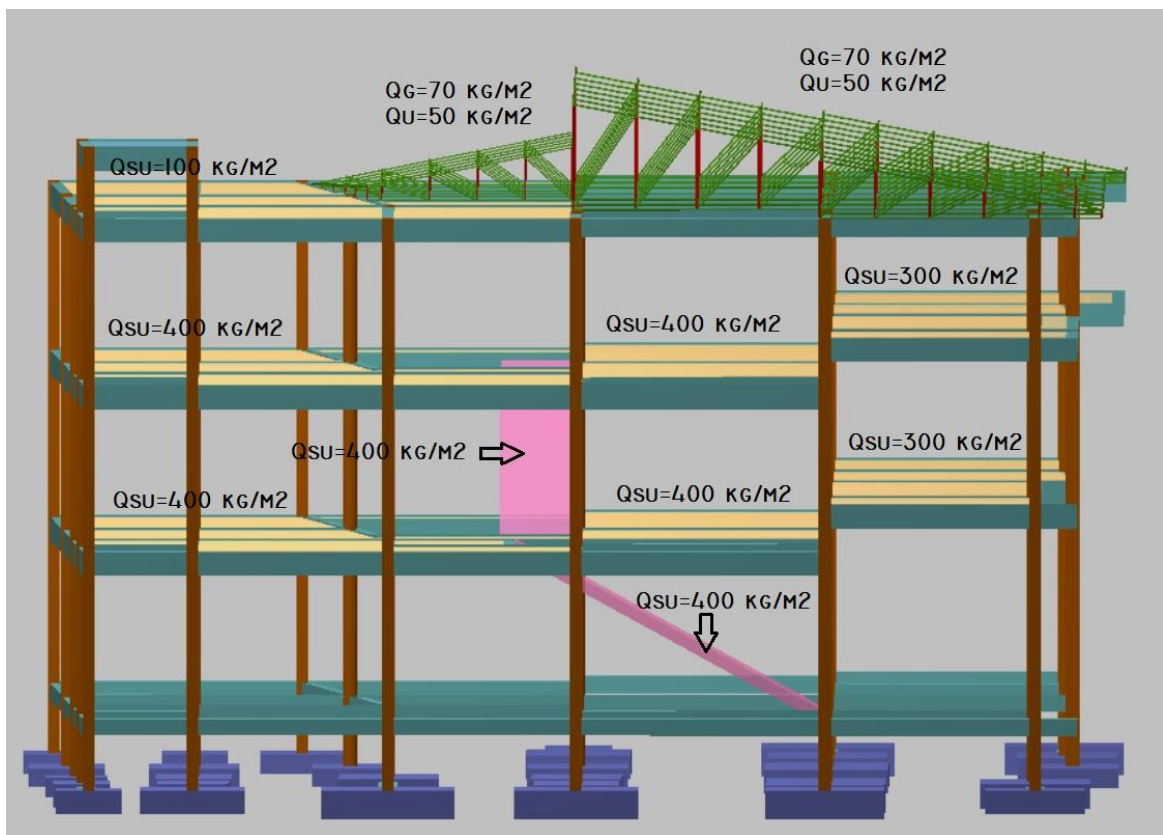


DIAGRAMA DE CARGAS UTILIZADAS PARA EL DISEÑO

Fuente: Propia, CYPECAD v2017

ACCIONES ADOPTADAS EN EL CÁLCULO

TABLA A
SOBRECARGAS DE USO

Uso del elemento	Sobrecarga kg/m ²
<i>A. Azoteas</i>	
Accesibles sólo para conservación	100
Accesibles sólo privadamente	150
Accesibles al público	Según su uso
<i>B. Viviendas</i>	
Habitaciones de viviendas económicas	150
Habitaciones en otro caso	200
Escaleras y accesos públicos	300
Balcones volados	Según art. 3.5
<i>C. Hoteles, hospitales, cárceles, etc.</i>	
Zonas de dormitorio	200
Zonas públicas, escaleras, accesos	300
Locales de reunión y de espectáculo	500
Balcones volados	Según art. 3.5
<i>D. Oficinas y comercios</i>	
Locales privados	200
Oficinas públicas, tiendas	300
Galerías comerciales, escaleras y accesos	400
Locales de almacén	Según su uso
Balcones volados	Según art. 3.5
<i>E. Edificios docentes</i>	
Aulas, despachos y comedores	300
Escaleras y accesos	400
Balcones volados	Según art. 3.5
<i>F. Iglesias, edificios de reunión y de espectáculos</i>	
Locales con asientos fijos	300
Locales sin asientos, tribunas, escaleras	500
Balcones volados	Según art. 3.5
<i>G. Calzadas y garajes</i>	
Sólo automóviles de turismo	400
Camiones	1.000

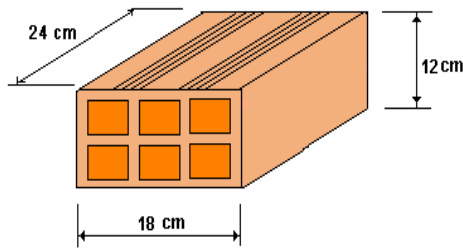
Fuente: P. JIMÉNEZ MONTOYA, A. García Meseguer, F. Morán Cabré

“Hormigón Armado” (Tomo I, 13ª Edición, pág. 684)

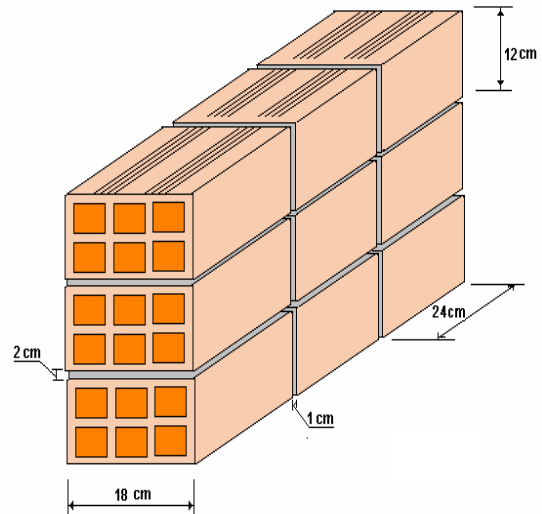
CARGA DE MURO DE LADRILLO 6 HUECOS (e=18 cm.)

El software de cálculo estructural CYPECAD v2017 solicita la introducción de cargas permanentes producto del acabado final es decir de la obra fina, para ello se determinan a continuación las cargas permanentes de los muros exteriores e interiores con sus respectivos recubrimientos de acabado final al igual que del entrepiso.

Dimensiones del Ladrillo:



- *Junta Vertical = 1 cm.*
- *Junta Horizontal = 2 cm.*
- *Mortero Dosificación 1 : 6*



$$\text{Número de ladrillos en 1 ml Horizontal} = \frac{100\text{cm}}{25\text{cm}} = 4 \frac{\text{Pza}}{\text{ml}}$$

$$\text{Número de ladrillos en 1 ml Vertical} = \frac{100\text{cm}}{14\text{cm}} = 7,14 \frac{\text{Pza}}{\text{ml}}$$

$$\text{Número de ladrillos en 1 m}^2 \text{ de muro} = 4 * 7,14 = 28,56 \frac{\text{Pza}}{\text{m}^2}$$

$$\text{Volumen de ladrillo en 1 m}^2 \text{ de muro} = 18 * 12 * 24 * 28,56 = 148055,04 \text{ cm}^3/\text{m}^2$$

$$\text{Vol. de mortero en m}^2 = 100 * 100 * 18 - 148055,04 = 31944,96 \text{ cm}^3/\text{m}^2 = 0,0319 \text{ m}^3/\text{m}^2$$

Del libro de Jiménez Montoya (13ª edición)

Peso de revestimiento por cm de espesor:

- Enfoscado o revoque de cemento 20 kg/m².
- Revoque de yeso 12 kg/m².

Se sabe por laboratorio que 1 ladrillo pesa = 4.5 kg (unidad), el mortero de cemento y arena puede ser cuantificado como = 2100 kg/m³, por lo que el peso de muro por m² es:

$$28,56 \frac{Pza}{m^2} 4.5 \frac{Kg}{Pza} + 20 \frac{kg}{m^2 cm} 1cm + 12 \frac{kg}{m^2 cm} 1cm + 2100 \frac{kg}{m^3} 0,0319 \frac{m^3}{m^2} = 227.51 \frac{kg}{m^2}$$

Se adopta un peso de muro = 227.51 Kg/m²

La altura del muro es variable según las la planta en la que se encuentre, por lo cual el peso del muro por metro lineal es:

$$P = 3.00 \text{ m} * 227.51 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{685.53 \text{ kg/m.}} \text{ (Para Planta Baja y Primer Piso)}$$

$$P = 685.53 \text{ kg/m} = \mathbf{\underline{0.69 \text{ Ton/m}}}$$

$$P = 3.30 \text{ m} * 227.51 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{750.78 \text{ kg/m.}} \text{ (Para Segunda Planta y Muros Interiores)}$$

$$P = 750.78 \text{ kg/m} = \mathbf{\underline{0.75 \text{ Ton/m}}}$$

$$P = 0.50 \text{ m} * 227.51 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{113.75 \text{ kg/m.}} \text{ (Para Muro de Entre Pisos)}$$

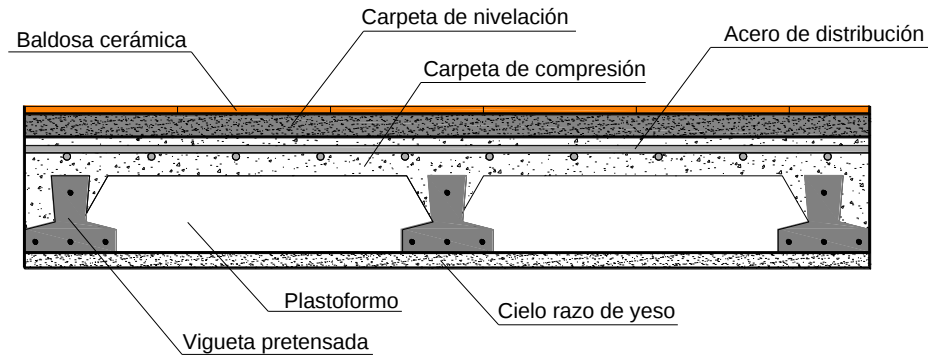
$$P = 113.75 \text{ kg/m} = \mathbf{\underline{0.11 \text{ Ton/m}}}$$

$$P = 0.80 \text{ m} * 227.51 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{182.25 \text{ kg/m.}} \text{ (Para Muro en Cubierta de Losa)}$$

$$P = 182.25 \text{ kg/m} = \mathbf{\underline{0.20 \text{ Ton/m}}}$$

CARGA MUERTA SOBRE ENTREPISO

La carga muerta calculada a continuación se evoca sólo a lo que se refiere a las cargas complementarias por la obra fina que es el revoque de yeso y sobre piso con baldosa cerámica.



Corte transversal del forjado de viguetas

El peso de la baldosa cerámica de espesor = 2 cm es:

$$P. \text{ Baldosa} = 1800 \text{ Kg/m}^3 * 0,02\text{m} = 36 \text{ kg/m}^2$$

El peso del cielo falso de yeso y el peso de las instalaciones, siguiendo un criterio conservador de la Norma NBE- AE- 88 (Norma Española) se toma como:

$$P. \text{ Cielo falso} = 50 \text{ kg/m}^2$$

$$P. \text{ de las instalaciones} = 25 \text{ kg/m}^2.$$

Para introducir el dato de la carga muerta en el programa CYPECAD tenemos que tener cuidado en introducir la carga muerta de lo que es el acabado y las instalaciones, ya que el peso propio debido a la geometría de la estructura, el programa ya lo calcula, por lo que la carga muerta para introducir al paquete viene dada por:

$$CM = 50 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} + 36 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2} = 111 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Debemos emplear para introducción de datos en el programa el siguiente valor:

$$CM = 150 \text{ kp/m}^2 = \underline{\underline{0,15 \text{ tn/m}^2}}$$

RESUMEN DE HIPÓTESIS Y CARGAS PARA LA ESTRUCTURA METÁLICA

En esta sección se realiza el resumen de las cargas utilizadas en el diseño de la estructura metálica del proyecto. El detalle de la obtención de las cargas se encuentra más detallado en la sección de Anexos A-3 (Estructura Metálica).

HIPÓTESIS MAS DESFAVORABLE PARA LA ESTRUCTURA METÁLICA

El análisis de combinaciones de carga se desarrolló según el manual del comité American Iron and Steel Institute (AISI), de las cuales contiene 6 estados, pero con el análisis respectivo seleccionamos el estado U3 ya que se considera el más desfavorable para el diseño de nuestra estructura metálica.

Estado U3: $1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr) + (0,5 \cdot L \text{ o } 0,8 \cdot W)$

CARGAS MUERTAS CONSIDERADAS EN LA ESTRUCTURA METÁLICA

- **Peso de la Cobertura:**
Peso Total = 694.51 kg
- **Peso de las Correas:**
Peso Total = 446.14 kg
- **Peso de Cielo Falso:**
Peso Total = 2767,68 kg
- **Peso de Cerchas Metálicas:**
Peso Total = 472,83 kg

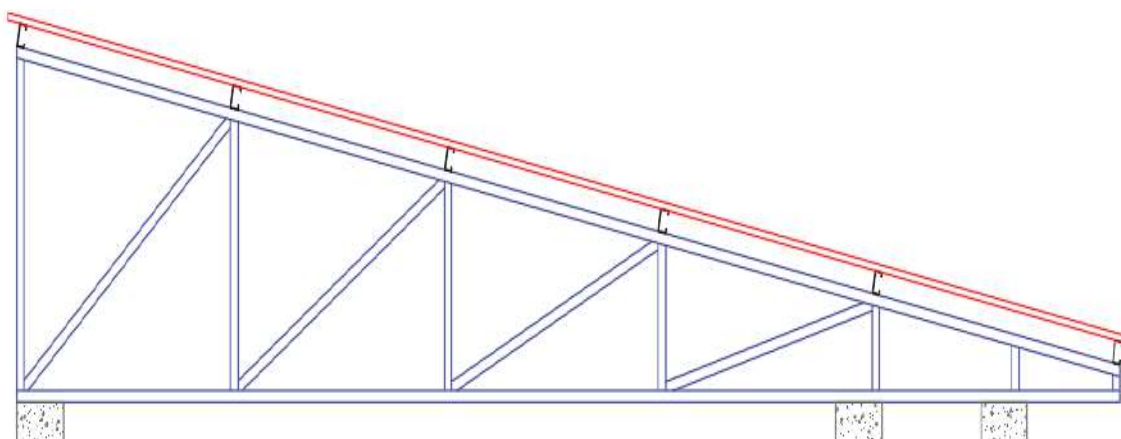
CARGAS VIVAS CONSIDERADAS EN LA ESTRUCTURA METÁLICA

- **Carga de Granizo:**
Para la zona de Padcaya = $70,00 \text{ kg/m}^2$
- **Sobrecarga de Uso o Mantenimiento:**
El peso del personal de mantenimiento = $50,00 \text{ kg/m}^2$

DISEÑO ESTRUCTURAL DE CUBIERTA METÁLICA

Se diseñara la armadura de la cubierta para el edificio, la cual presenta una luz de 4,24 m. dicha armadura sustentara las correas, las cuales a su vez sustentaran ja cubierta a utilizar. Finalmente las armaduras se apoyaran sobre las vigas de H°A°, las cuales transmitiran las cargas a las columnas.

Según la pendiente de la estructura y viendo las mejores condiciones para el diseño se decidió utilizar una cercha tipo Howe.



Geometría de la Estructura Tipo Howe

Para resolver la estructura se modeló los apoyos y nudos, haciendo actuar las cargas en los nudos donde la geometria de la armadura se muestra en la figura anterior.

Datos de la Cubierta:

$L_a = 11.56$	(m)	Longitud máxima de la Armadura
$S = 2.00$	(m)	Separación entre Cerchas
$l_c = 1.30$	(m)	Distancia entre correas
$P = 20,00$	(%)	Pendiente de la Cubierta
$A_c = 172.98$	(m ²)	Área de la Cubierta

1. ESTIMACIÓN DE LA CARGA MUERTA

- Peso del Material de la Cobertura:

Peso de Calamina y Accesorios	=	3.65	kg/m ²
Perdida por Traslapes	=	10.00	%
Peso Total Calamina (P)	=	4.02	kg/m ²
Área de la Cubierta (Ac)	=	172.98	m ²
Peso de la Cobertura (Pc)	=	694.51	kg
$P_c = P_t \cdot A_c$			

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

- Peso de Correa Perfil Costanero:

$$\text{Peso de Perfil (80x40x15x2,00)} = 2.77 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Longitud Total de Correas} = 161.06 \text{ ml}$$

$$\text{Peso Total Correa (P)} = 446.14 \text{ kg}$$

- Peso del Cielo Falso:

$$\text{Peso de Cielo Falso} = 16.00 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área de la Cubierta (Ac)} = 172.98 \text{ m}^2$$

$$\text{Peso Total Cielo Falso (Pc)} = 2767.68 \text{ kg}$$

- Peso de la Estructura Metálica (Cercha):

$$\text{Longitud Perfil (40x50x1,10)} = 78.61 \text{ ml}$$

$$\text{Longitud Perfil (40x40x0,90)} = 326.33 \text{ ml}$$

$$\text{Peso Tubo Rect. (40x50x1,10)} = 1.49 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Peso Tubo Rect. (40x40x0,90)} = 1.09 \text{ kg/ml}$$

$$\text{Peso Total (40x50x1,10)} = 117.13 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Total (40x40x0,90)} = 355.70 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Total Est. Cerchas} = 472.83 \text{ kg}$$

2. ESTIMACIÓN DE LA CARGA VIVA

- Carga debido al Granizo:

Se analiza esta carga actuante en la cubierta con un espesor de 10,00 cm debido que en la zona de Padcaya y alrededores se presentaron estos tipos de granizos de magnitud.

Según experiencia y análisis de especialistas en Bolivia se considera que para cubiertas con una pendiente entre 0° y 15° , lo adecuado es considerar al granizo como una carga actuante y acumulada al 100% sobre la cubierta.

Ecuaciones para el factor de corrección de Granizo:

$$Cs = \begin{cases} 1; 0 \leq \alpha \leq 15 \\ \frac{60 - \alpha}{45}; 15 \leq \alpha \leq 60 \\ 0; \alpha \geq 60 \end{cases}$$

Donde:

Cs = Factor de corrección por pendiente de cubierta (1)

α = $11,00^\circ$ Angulo de Cubierta ($^\circ$)

La Ecuación Para la Carga:

$$q_g = \gamma_g \cdot e \cdot Cs$$

Donde:

$$q_g = \text{Carga de Granizo (kg/m}^2\text{)}$$

$$\gamma_g = \text{Peso Especifico del Granizo} = 700.00 \text{ kg/m}^3$$

$$e = \text{Espesor de Granizo según región}$$

Finalmente la Carga para Granizo:

$$e = 0.100 \text{ m. Para el Municipio de Padcaya}$$

$$C_s = 1.00 \quad \text{Factor de Correccion según el Angulo}$$

$$\gamma_g = 700.00 \text{ kg/m}^3$$

$$q_g = 70.00 \text{ kg/m}^2 \approx 70.00 \text{ kg/m}^2$$

- Sobrecarga de Uso o Mantenimiento:

Se analiza esta carga actuante en la cubierta como la carga aplicada en el proceso de montaje de la estructura así como en el periodo de mantenimiento una vez puesto en uso. Las cargas vivas son las mínimas a considerar según normas ASCE.

Carga en Cubierta:

$$q_v = 50.00 \text{ kg/m}^2$$

- Carga debido al Viento:

Para estimar las cargas debido al viento se considera el mismo actuando a la izquierda y a la derecha, es decir en (Barlovento y Sotavento), considerando la inclinación de 11°. La carga de viento se calculó adoptando una velocidad de 100 km/h o (28 m/s) que es la recomendada para el valle central de Tarija y sus alrededores.

Carga Dinámica del Viento (W):

$$W = \frac{V^2}{16}$$

$$V = 100.00 \text{ km/h} = 27.78 \text{ m/s}$$

$$W = 48.23 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga de Viento a Barlovento (P):

$$P = C \cdot W$$

$$C_1 = -0.20 \quad \text{Tabla N°1. Coeficientes Eólicos - (Anexo A-4)}$$

$$P = -9.65 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga de Viento a Sotavento (P):

$$P = C \cdot W$$

$$C_2 = -0.40 \quad \text{Tabla N°1. Coeficientes Eólicos - (Anexo A-4)}$$

$$P = -19.29 \text{ kg/m}^2$$

Debido a que la carga de viento genera una acción negativa (succión), no se tomara en cuenta para el diseño, porque el caso mas desfavorable sera cuando no haya presencia de viento.

3. CARGAS TOTALES PARA LA CUBIERTA

- Cargas Muertas (D)

Peso de la Cobertura	=	694.51	kg
Peso de la Correas	=	446.14	kg
Peso de Cielo Falso	=	2767.68	kg
Peso de la Estructura	=	472.83	kg
Total Peso de Cargas	=	4381.16	kg
Area de Cobertura	=	172.98	m ²
Carga Muerta (D)	=	25.33	kg/m ²

- Cargas Vivas (CV)

Carga de Granizo (S)	=	70.00	kg/m ²
Sobrecarga de Uso (L)	=	50.00	kg/m ²

4. COMBINACIONES DE CARGA

El análisis de combinaciones de carga se desarrollo según el manual del comité American Iron and Steel Institute (AISI), sobre especificaciones para el diseño de miembros Estructurales de Acero Conformado en Frío. El diseño se efectuara de acuerdo con los requisitos para el Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD).

Estados de Carga u Combinaciones de Carga:

U1	$1,4 \cdot D + L$
U2	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot L + 0,5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
U3	$1,2 \cdot D + 1,6 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr) + (0,5 \cdot L \text{ o } 0,8 \cdot W)$
U4	$1,2 \cdot D + 1,3 \cdot W + 0,5 \cdot L + 0,5 \cdot (Lr \text{ o } S \text{ o } Rr)$
U5	$1,2 \cdot D + 1,5 \cdot E + 0,5 \cdot L + 0,2 \cdot S$
U6	$0,9 \cdot D - (1,3 \cdot W \text{ o } 1,5 \cdot E)$

Donde:

D = Carga permanente, compuesta por peso propio y peso de todos los materiales incorporados a la estructura que son soportados por el mismo.

L = Sobrecargas debido al uso en tiempo de montaje y cargas que la estructura soporta transitoriamente durante su mantenimiento.

Lr = Sobrecarga sobre la Cubierta.

S = Carga de Nieve o de Granizo.

Rr = Carga de lluvia exceptuando el estancamiento.

E = Carga Sismica.

W = Carga de Viento.

Mayoración de Cargas:

D = 25.33 kg/m²

L = 50.00 kg/m²

S = 70.00 kg/m²

Estado U1 = 85.459 kg/m²

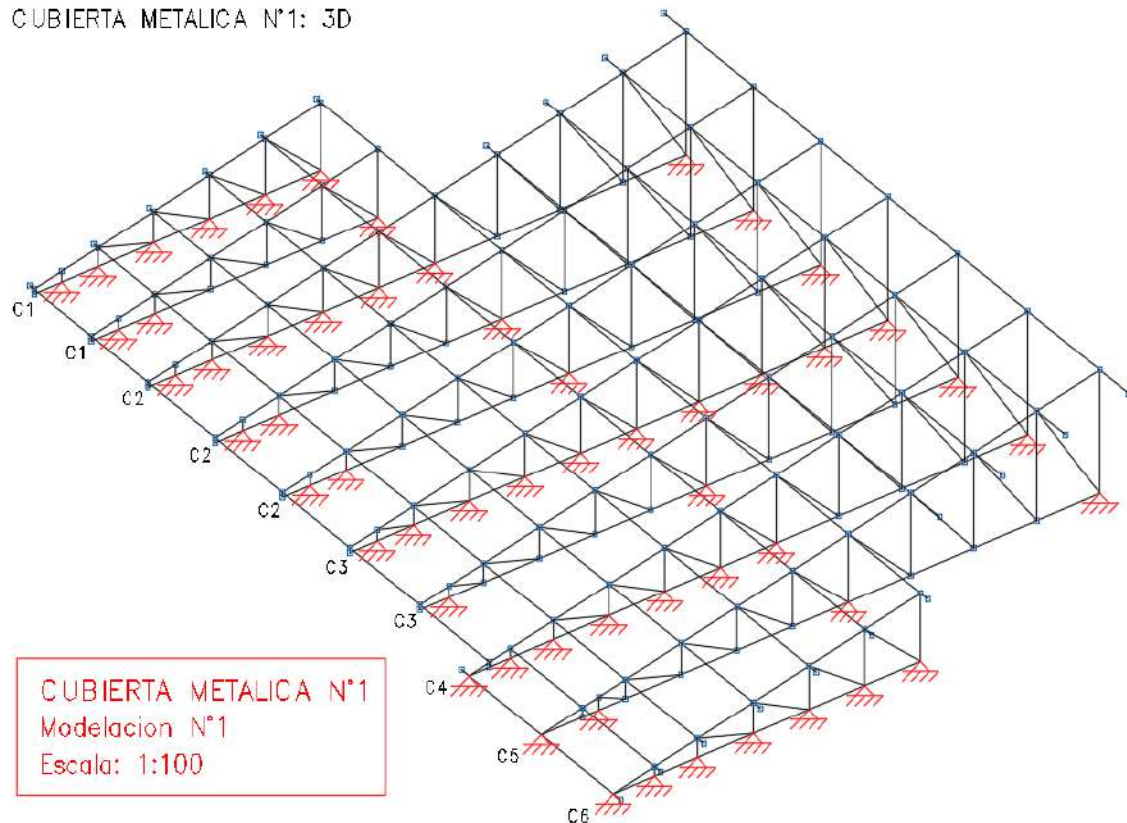
Estado U2 = 145.39 kg/m²

Estado U3 = 167.39 kg/m²

Al realizar la mayoración de cargas con sus respectivas combinaciones se decidió elegir la mayor (U3), ya que trabajamos con el diseño considerando las cargas mas desfavorables.

Idealización de la Estructura:

CUBIERTA METALICA N°1: 3D

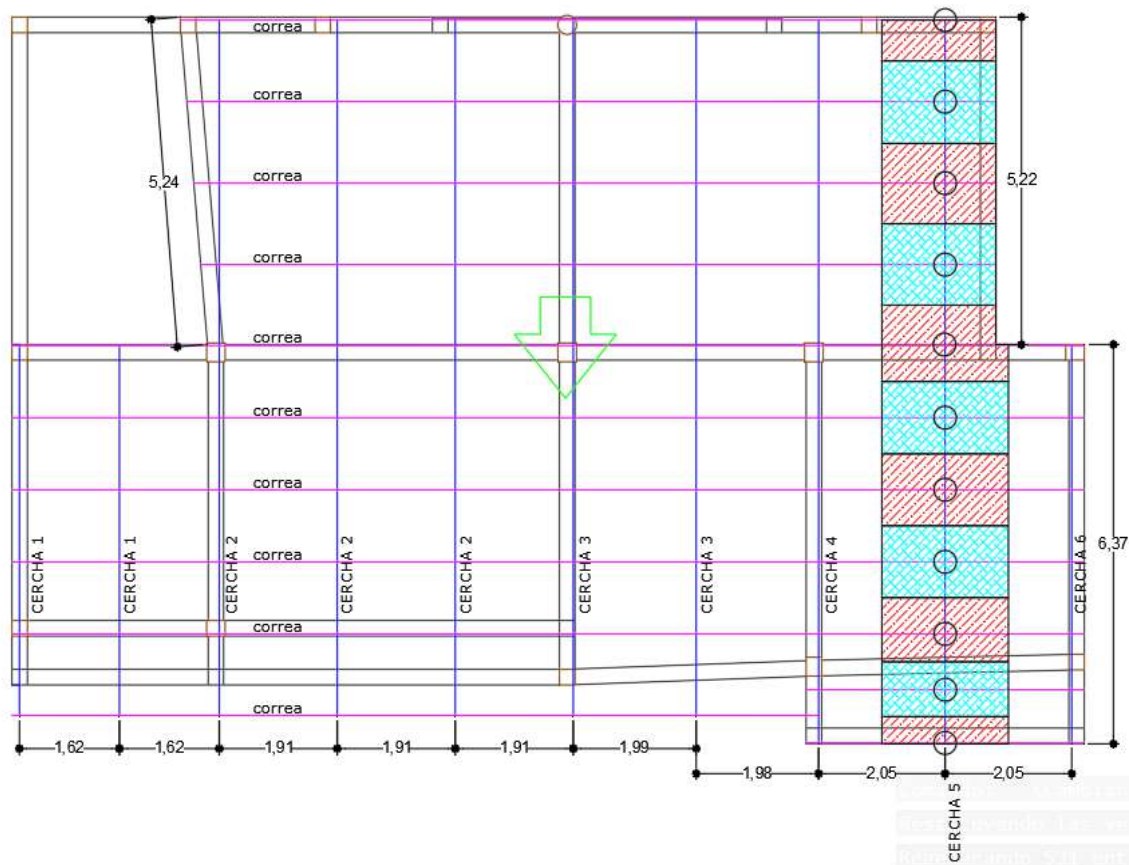


Idealización de la Estructura 3D

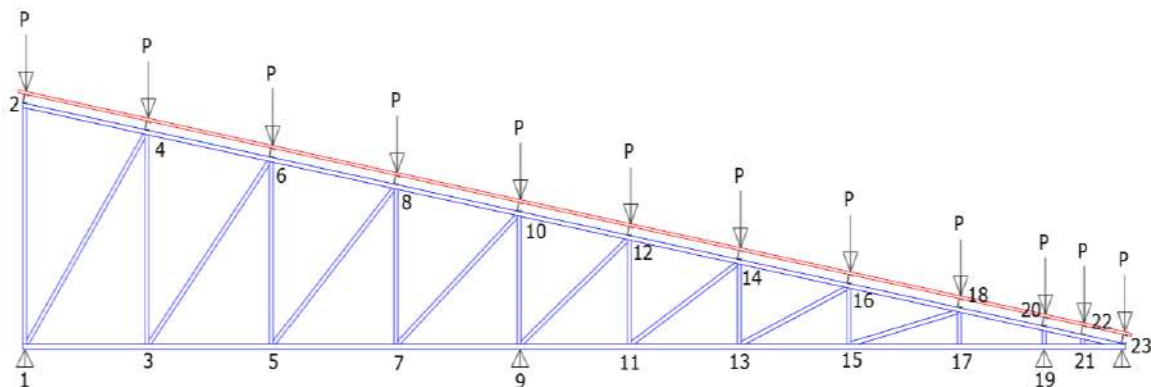
Distribución de Cargas:

Para realizar la distribución de las cargas en toda la estructura y obtener las cargas puntuales en los nudos correspondientes se realizara el cálculo de la distribución por el método de las areas en los cuales se considera toda la carga de la estructura calculada por unidad de area.

CUBIERTA METALICA N°1



Idealizacion Para Distribución de la carga en los nudos de la Cercha N°5



Idealizacion de la Cercha N°5

Los resultados de las fuerzas internas obtenidas de Tracción (+) y Compresión (-), mediante los cálculos en las barras de cercha mas solicitada se muestran en la siguiente tabla:

Barra	Cordón Inferior (kg)	Barra	Cordón Superior (kg)	Barra	Montantes (kg)	Barra	Diagonales (kg)
1 - 3	-1.00	2 - 4	1.00	1 - 2	-207.00	1 - 4	-626.00
3 - 5	29.00	4 - 6	-352.00	3 - 4	183.00	3 - 6	-226.00
5 - 7	20.00	6 - 8	-492.00	5 - 6	-196.00	5 - 8	269.00
7 - 9	-557.00	8 - 10	-308.00	7 - 8	-630.00	7 - 10	916.00
9 - 11	-332.00	10 - 12	374.00	9 - 10	-1151.00	9 - 12	-1014.00
11 - 13	59.00	12 - 14	-409.00	11 - 12	411.00	11 - 14	-738.00
13 - 15	82.00	14 - 16	-1039.00	13 - 14	150.00	13 - 16	-333.00
15 - 17	-38.00	16 - 18	-1346.00	15 - 16	-167.00	15 - 18	575.00
17 - 19	-1209.00	18 - 20	-722.00	17 - 18	-591.00		
19 - 21	-228.00	20 - 22	435.00	19 - 20	-919.00		
21 - 23	12.00	22 - 23	111.00	21 - 22	-251.00		

Con los datos obtenidos de la cercha se procede a realizar la verificación manual en tablas de excel los cuales se encuentran en las páginas siguientes.

El diseño de los elementos que conforman la armadura, se hara para los elementos o barras que tengan las mayores solicitaciones en cada tramo total, es decir en el Cordón Superior, en Cordón Inferior, Montantes y Diagonales, que se diseñaran cada uno de manera individual. Para el diseño de los elementos más solicitados se utilizó el Método L.R.F.D. para el tipo de Acero conformado en frio ASTM A-36, cuyas propiedades son las siguientes:

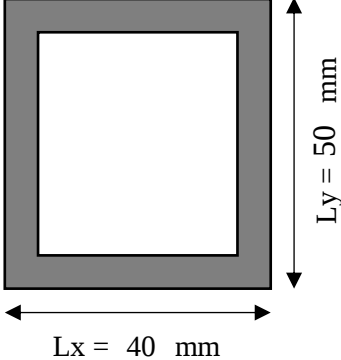
- | | |
|-------------------------|--|
| • Tipo de Acero | ASTM A-36 |
| • Límite de Fluencia | $F_y = 250 \text{ Mpa (36 Ksi)} = 2530.00 \text{ kg/cm}^2$ |
| • Límite de Rotura | $F_r = 400 \text{ MPa (58 Ksi)} = 4080.00 \text{ kg/cm}^2$ |
| • Módulo de Elasticidad | $E = 2069317.00 \text{ kg/cm}^2$ |

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

DISEÑO DEL CORDON INFERIOR BARRA (17 - 19) COMPRESIÓN

- $L = 55.00 \text{ cm}$ Longitud de la barra
- $N_d = 1209.0 \text{ kg}$ Máxima Solicitud a Compresión
- $\phi_c = 0.85$ Coeficiente de Resistencia a Compresión
- $F_y = 2530.0 \text{ kg/cm}^2$ Límite de Fluencia del Acero
- $E = 2069317.00 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de Elasticidad del Acero

(40x50x1,10 mm) $\left\{ \begin{array}{l} A = 1.90 \text{ cm}^2 \\ I_x = 7.06 \text{ cm}^4 \\ I_y = 5.02 \text{ cm}^4 \\ r_x = 1.93 \text{ cm} \\ r_y = 1.63 \text{ cm} \\ e = 1.10 \text{ mm} \end{array} \right.$



$L_x = 40 \text{ mm}$
 $L_y = 50 \text{ mm}$

Verificamos si el elemento posee una rigidez aceptable: $K = 1.0$

$$\lambda_{max} = \frac{K \cdot L}{r_{min}} \leq 200.00$$

$$33.84 \leq 200.00 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

Se define la frontera entre columna elástica e inelástica:

$$r_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}} = 1.625 \text{ cm}$$

$$F_c = \frac{(\pi \cdot r_{min})^2 \cdot E}{(K \cdot L)^2} = 17838.3 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula la tensión de pandeo por flexión: $\lambda \leq 1.50$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} = 0.377 \quad \text{Pandeo Inelastico}$$

Calculando el esfuerzo crítico para el elemento:

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda^2} \cdot F_y = 2384.18 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de resistencia nominal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A = 4529.95 \text{ kg}$$

Cálculo de Resistencia de diseño a Compresión:

$$P_u = \phi_c \cdot P_n = 3850.46 \text{ kg}$$

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

Por lo Tanto:

$$P_u > N_d$$

$$3850.46 > 1209.00 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

Verificación a Flexo - Compresión:

• $P_u = 1209.0 \text{ kg}$	Resistencia requerida a Compresión
• $\phi = 0.85$	Factor de Resistencia para Compresión
• $P_n = 4529.9 \text{ kg}$	Resistencia nominal por Compresión
• $M_{ux} = 3100.0 \text{ kg}\cdot\text{cm}$	Resistencia a Flexión en Eje X
• $M_{uy} = 200.0 \text{ kg}\cdot\text{cm}$	Resistencia a Flexión en Eje Y
• $M_{nx} = 7144.7 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Resistencia a Flexión Nominal en Eje X
• $M_{ny} = 6350.3 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Resistencia a Flexión Nominal en Eje Y
• $F_y = 2530.0 \text{ kg/cm}^2$	Límite de Fluencia del Acero
• $\phi_b = 0.95$	Factor de Resistencia para Flexión
• $Z_x = 2.82 \text{ cm}^3$	Módulo Plástico en Eje X
• $Z_y = 2.51 \text{ cm}^3$	Módulo Plástico en Eje Y
• $C_{mx} = 1.00 \text{ cm}^3$	Coeficiente (AISI - 2007 Sección 5.2.2)
• $C_{my} = 1.00 \text{ cm}^3$	Coeficiente (AISI - 2007 Sección 5.2.2)
• $\alpha_x = 0.97$	Factor de Reducción Eje Y
• $\alpha_y = 0.96$	Factor de Reducción Eje X
• $E = 2069317.00 \text{ kg/cm}^2$	Módulo de Elasticidad del Acero
• $K_x = 1.00$	Factor de Longitud Efectiva para Pandeo en Y
• $K_y = 1.00$	Factor de Longitud Efectiva para Pandeo en X
• $L_b = 55.00 \text{ cm}$	Longitud de la Barra
• $P_{no} = 4807.0 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia Axial Nominal $P_o = F_y$

Calculo para obtención de Variables:

$$M_{nx} = Z_x \cdot F_y = 7144.7 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ny} = Z_y \cdot F_y = 6350.3 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$P_{EX} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L)^2} = 47665.9359 \text{ kg} \quad ; \quad \alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{EY}}$$

$$P_{EY} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L)^2} = 33892.7759 \text{ kg} \quad ; \quad \alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{EX}}$$

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

Condiciones a Satisfacer:

Interacción 1:

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Pn} > 0.15 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{Pu}{\phi \cdot Pn} + \frac{Cmx \cdot Mux}{\phi_b \cdot Mn_x \cdot \alpha_x} + \frac{Cmy \cdot Muy}{\phi_b \cdot Mn_y \cdot \alpha_y} \leq 1,00 \\ \frac{Pu}{\phi \cdot Pno} + \frac{Mux}{\phi_b \cdot Mn_x} + \frac{Muy}{\phi_b \cdot Mn_y} \leq 1,00 \end{array} \right.$$

Interacción 2:

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Pn} \leq 0.15 \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{Pu}{\phi \cdot Pno} + \frac{Mux}{\phi_b \cdot Mn_x} + \frac{Muy}{\phi_b \cdot Mn_y} \leq 1,00 \end{array} \right.$$

Calculo de comprobaciones:

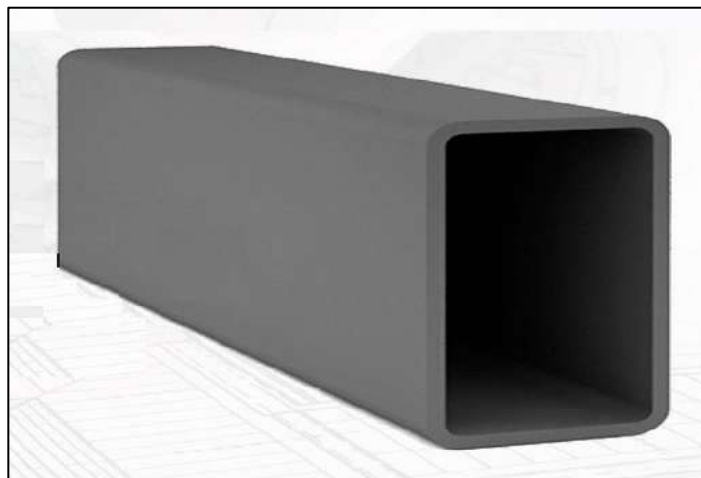
a) Para Interacción 1:

$$\begin{array}{rcl} 0.314 & > & 0.15 \\ 0.817 & \leq & 1.00 \\ 0.786 & \leq & 1.00 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{rcl} 0.314 \\ 0.817 \\ 0.786 \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \text{Cumple condición...!!!} \\ \text{Perfil satisfactorio...!!!} \\ \text{Perfil satisfactorio...!!!} \end{array}$$

b) Para Interacción 2:

$$\begin{array}{rcl} 0.314 & \leq & 0.15 \\ 0.804 & \leq & 1.00 \end{array} \quad \left. \vphantom{\begin{array}{rcl} 0.314 \\ 0.804 \end{array}} \right\} \begin{array}{l} \text{No cumple condición...!!!} \\ \text{Perfil satisfactorio...!!!} \end{array}$$

En el proceso del cálculo para las comprobaciones se tiene que cumplir con una de las dos etapas de Interacción y así mismo para la Interacción N°1 debe cumplir con la condición de las dos ecuaciones para poder verificar si el perfil elegido es satisfactorio.

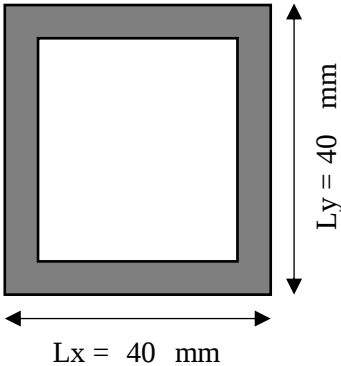


Sección Tubo Rectangular (40x50x1,10 mm)

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

DISEÑO DEL CORDON SUPERIOR BARRA (16 - 18) COMPRESIÓN

- $L = 117.10 \text{ cm}$ Longitud de la barra
- $N_d = 1346.0 \text{ kg}$ Máxima Solicitud a Compresión
- $\phi_c = 0.85$ Coeficiente de Resistencia a Compresión
- $F_y = 2530.0 \text{ kg/cm}^2$ Límite de Fluencia del Acero
- $E = 2069317.00 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de Elasticidad del Acero

$$(40 \times 40 \times 0.90 \text{ mm}) \left\{ \begin{array}{l} A = 1.39 \text{ cm}^2 \\ I_x = 3.50 \text{ cm}^4 \\ I_y = 3.50 \text{ cm}^4 \\ r_x = 1.59 \text{ cm} \\ r_y = 1.59 \text{ cm} \\ e = 0.90 \text{ mm} \end{array} \right.$$


$L_x = 40 \text{ mm}$ $L_y = 40 \text{ mm}$

Verificamos si el elemento posee una rigidez aceptable: $K = 1.0$

$$\lambda_{max} = \frac{K \cdot L}{r_{min}} \leq 200.00$$

$$73.80 \leq 200.00 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

Se define la frontera entre columna elástica e inelástica:

$$r_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}} = 1.587 \text{ cm}$$

$$F_c = \frac{(\pi \cdot r_{min})^2 \cdot E}{(K \cdot L)^2} = 3750.319 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula la tensión de pandeo por flexión: $\lambda \leq 1.50$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_c}} = 0.821 \quad \text{Pandeo Inelastico}$$

Calculando el esfuerzo crítico para el elemento:

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y = 1907.63 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de resistencia nominal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A = 2651.61 \text{ kg}$$

Cálculo de Resistencia de diseño a Compresión:

$$P_u = \phi_c \cdot P_n = 2253.86 \text{ kg}$$

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

Por lo Tanto:

$$P_u > N_d$$

$$2253.86 > 1346.00 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

Verificación a Flexo - Compresión:

• $P_u = 1346.0 \text{ kg}$	Resistencia requerida a Compresión
• $\phi = 0.85$	Factor de Resistencia para Compresión
• $P_n = 2651.6 \text{ kg}$	Resistencia nominal por Compresión
• $M_{ux} = 400.00 \text{ kg}\cdot\text{cm}$	Resistencia a Flexión en Eje X
• $M_{uy} = 0.00 \text{ kg}\cdot\text{cm}$	Resistencia a Flexión en Eje Y
• $M_{nx} = 4427.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Resistencia a Flexión Nominal en Eje X
• $M_{ny} = 4427.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Resistencia a Flexión Nominal en Eje Y
• $F_y = 2530.0 \text{ kg}/\text{cm}^2$	Límite de Fluencia del Acero
• $\phi_b = 0.95$	Factor de Resistencia para Flexión
• $Z_x = 1.75 \text{ cm}^3$	Módulo Plastico en Eje X
• $Z_y = 1.75 \text{ cm}^3$	Módulo Plastico en Eje Y
• $C_{mx} = 1.00 \text{ cm}^3$	Coeficiente (AISI - 2007 Sección 5.2.2)
• $C_{my} = 1.00 \text{ cm}^3$	Coeficiente (AISI - 2007 Sección 5.2.2)
• $\alpha_x = 0.74$	Factor de Reducción Eje Y
• $\alpha_y = 0.74$	Factor de Reducción Eje X
• $E = 2069317.00 \text{ kg}/\text{cm}^2$	Módulo de Elasticidad del Acero
• $K_x = 1.00$	Factor de Longitud Efectiva para Pandeo en Y
• $K_y = 1.00$	Factor de Longitud Efectiva para Pandeo en X
• $L_b = 117.10 \text{ cm}$	Longitud de la Barra
• $P_{no} = 3516.7 \text{ kg}/\text{cm}^2$	Resistencia Axial Nomina $P_o = F_y$

Cálculo para obtención de Variables:

$$M_{nx} = Z_x \cdot F_y = 4427.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ny} = Z_y \cdot F_y = 4427.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$P_{EX} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L)^2} = 5212.94396 \text{ kg} \quad ; \quad \alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{EY}}$$

$$P_{EY} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L)^2} = 5212.94396 \text{ kg} \quad ; \quad \alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{EX}}$$

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

Condiciones a Satisfacer:

Interacción 1:

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Pn} > 0.15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Pu}{\phi \cdot Pn} + \frac{Cmx \cdot Mux}{\phi_b \cdot Mn_x \cdot \alpha_x} + \frac{Cmy \cdot Muy}{\phi_b \cdot Mn_y \cdot \alpha_y} \leq 1,00 \\ \frac{Pu}{\phi \cdot Pno} + \frac{Mux}{\phi_b \cdot Mn_x} + \frac{Muy}{\phi_b \cdot Mn_y} \leq 1,00 \end{array} \right.$$

Interacción 2:

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Pn} \leq 0.15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Pu}{\phi \cdot Pno} + \frac{Mux}{\phi_b \cdot Mn_x} + \frac{Muy}{\phi_b \cdot Mn_y} \leq 1,00 \end{array} \right.$$

Cálculo de comprobaciones:

a) Para Interacción 1:

$$0.597 > 0.15$$

Cumple condición...!!!

$$0.725 \leq 1.00$$

Perfil satisfactorio...!!!

$$0.545 \leq 1.00$$

Perfil satisfactorio...!!!

b) Para Interacción 2:

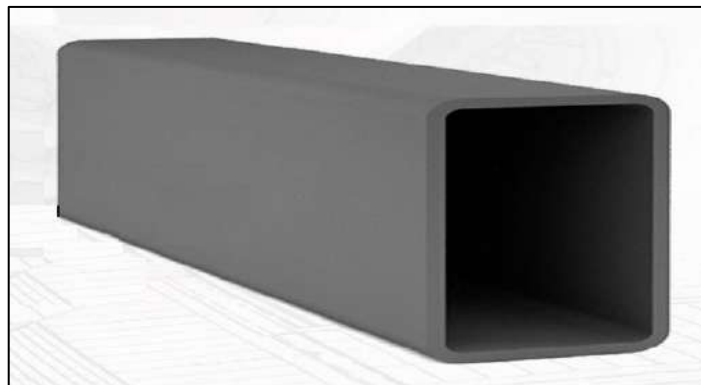
$$0.597 \leq 0.15$$

No cumple condición...!!!

$$0.692 \leq 1.00$$

Perfil satisfactorio...!!!

En el proceso del cálculo para las comprobaciones se tiene que cumplir con una de las dos etapas de Interacción y así mismo para la Interacción N°1 debe cumplir con la condición de las dos ecuaciones para poder verificar si el perfil elegido es satisfactorio.

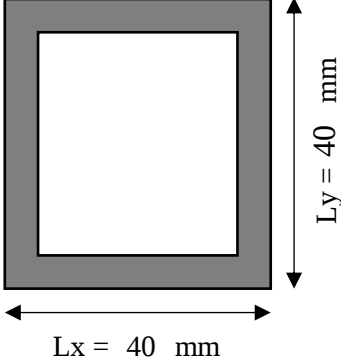


Sección Tubo Cuadrado (40x40x0,90 mm)

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

DISEÑO DE MONTANTE BARRA (9 - 10) COMPRESIÓN

- $L = 121.30 \text{ cm}$ Longitud de la barra
- $N_d = 1151.0 \text{ kg}$ Máxima Solicitud a Compresión
- $\phi_c = 0.85$ Coeficiente de Resistencia a Compresión
- $F_y = 2530.0 \text{ kg/cm}^2$ Límite de Fluencia del Acero
- $E = 2069317.00 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de Elasticidad del Acero

$$(40 \times 40 \times 0.90 \text{ mm}) \left\{ \begin{array}{l} A = 1.39 \text{ cm}^2 \\ I_x = 3.50 \text{ cm}^4 \\ I_y = 3.50 \text{ cm}^4 \\ r_x = 1.59 \text{ cm} \\ r_y = 1.59 \text{ cm} \\ e = 0.90 \text{ mm} \end{array} \right.$$


$L_x = 40 \text{ mm}$ $L_y = 40 \text{ mm}$

Verificamos si el elemento posee una rigidez aceptable: $K = 1.0$

$$\lambda_{max} = \frac{K \cdot L}{r_{min}} \leq 200.00$$

$$76.44 \leq 200.00 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

Se define la frontera entre columna elástica e inelástica:

$$r_{min} = \sqrt{\frac{I_{min}}{A}} = 1.587 \text{ cm}$$

$$F_C = \frac{(\pi \cdot r_{min})^2 \cdot E}{(K \cdot L)^2} = 3495.107 \text{ kg/cm}^2$$

Se calcula la tensión de pandeo por flexión: $\lambda \leq 1.50$

$$\lambda = \sqrt{\frac{F_y}{F_C}} = 0.851 \quad \text{Pandeo Inelastico}$$

Calculando el esfuerzo crítico para el elemento:

$$F_{cr} = 0.658^{\lambda_c^2} \cdot F_y = 1868.70 \text{ kg/cm}^2$$

Cálculo de resistencia nominal por compresión:

$$P_n = F_{cr} \cdot A = 2597.49 \text{ kg}$$

Cálculo de Resistencia de diseño a Compresión:

$$P_u = \phi_c \cdot P_n = 2207.87 \text{ kg}$$

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

Por lo Tanto:

$$P_u > N_d$$

$$2207.87 > 1151.00 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

Verificación a Flexo - Compresión:

- $P_u = 1151.0 \text{ kg}$ Resistencia requerida a Compresión
- $\phi = 0.85$ Factor de Resistencia para Compresión
- $P_n = 2597.5 \text{ kg}$ Resistencia nominal por Compresión
- $M_{ux} = 0.00 \text{ kg}\cdot\text{cm}$ Resistencia a Flexión en Eje X
- $M_{uy} = 0.00 \text{ kg}\cdot\text{cm}$ Resistencia a Flexión en Eje Y
- $M_{nx} = 4427.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$ Resistencia a Flexión Nominal en Eje X
- $M_{ny} = 4427.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$ Resistencia a Flexión Nominal en Eje Y
- $F_y = 2530.0 \text{ kg/cm}^2$ Límite de Fluencia del Acero
- $\phi_b = 0.95$ Factor de Resistencia para Flexión
- $Z_x = 1.75 \text{ cm}^3$ Módulo Plastico en Eje X
- $Z_y = 1.75 \text{ cm}^3$ Módulo Plastico en Eje Y
- $C_{mx} = 1.00 \text{ cm}^3$ Coeficiente (AISI - 2007 Sección 5.2.2)
- $C_{my} = 1.00 \text{ cm}^3$ Coeficiente (AISI - 2007 Sección 5.2.2)
- $\alpha_x = 0.76$ Factor de Reducción Eje Y
- $\alpha_y = 0.76$ Factor de Reducción Eje X
- $E = 2069317.00 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de Elasticidad del Acero
- $K_x = 1.00$ Factor de Longitud Efectiva para Pandeo en Y
- $K_y = 1.00$ Factor de Longitud Efectiva para Pandeo en X
- $L_b = 121.30 \text{ cm}$ Longitud de la Barra
- $P_{no} = 3516.7 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Axial Nomina $P_o = F_y$

Cálculo para obtención de Variables:

$$M_{nx} = Z_x \cdot F_y = 4427.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$M_{ny} = Z_y \cdot F_y = 4427.5 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

$$P_{EX} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_x}{(K_x \cdot L)^2} = 4858.19838 \text{ kg} \quad ; \quad \alpha_y = 1 - \frac{P_u}{P_{EY}}$$

$$P_{EY} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_y}{(K_y \cdot L)^2} = 4858.19838 \text{ kg} \quad ; \quad \alpha_x = 1 - \frac{P_u}{P_{EX}}$$

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

Condiciones a Satisfacer:

Interacción 1:

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Pn} > 0.15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Pu}{\phi \cdot Pn} + \frac{Cmx \cdot Mux}{\phi_b \cdot Mn_x \cdot \alpha_x} + \frac{Cmy \cdot Muy}{\phi_b \cdot Mn_y \cdot \alpha_y} \leq 1,00 \\ \frac{Pu}{\phi \cdot Pno} + \frac{Mux}{\phi_b \cdot Mn_x} + \frac{Muy}{\phi_b \cdot Mn_y} \leq 1,00 \end{array} \right.$$

Interacción 2:

$$\frac{Pu}{\phi \cdot Pn} \leq 0.15$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{Pu}{\phi \cdot Pno} + \frac{Mux}{\phi_b \cdot Mn_x} + \frac{Muy}{\phi_b \cdot Mn_y} \leq 1,00 \end{array} \right.$$

Cálculo de comprobaciones:

a) Para Interacción 1:

$$0.521 > 0.15$$

Cumple condición...!!!

$$0.521 \leq 1.00$$

Perfil satisfactorio...!!!

$$0.385 \leq 1.00$$

Perfil satisfactorio...!!!

b) Para Interacción 2:

$$0.521 \leq 0.15$$

No cumple condición...!!!

$$0.521 \leq 1.00$$

Perfil satisfactorio...!!!

En el proceso del cálculo para las comprobaciones se tiene que cumplir con uno de las dos etapas de Interacción y así mismo para la Interacción N°1 debe cumplir con la condición de las dos ecuaciones para poder verificar si el perfil elegido es satisfactorio.



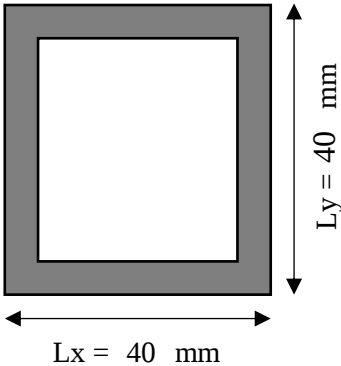
Sección Tubo Cuadrado (40x40x0,90 mm)

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

DISEÑO DE DIAGONAL BARRA (7 - 10) TRACCIÓN

- $L = 59.70$ cm Longitud de la barra
- $N_d = 916.00$ kg Máxima Solicitud a Tracción
- $\phi_t = 0.90$ Coeficiente de Resistencia a Tracción
- $F_y = 2530.0$ kg/cm² Límite de Fluencia del Acero
- $E = 2069317.00$ kg/cm² Módulo de Elasticidad del Acero

(40x40x0,90 mm) $\left\{ \begin{array}{l} A = 1.39 \text{ cm}^2 \\ I_x = 3.50 \text{ cm}^4 \\ I_y = 3.50 \text{ cm}^4 \\ r_x = 1.59 \text{ cm} \\ r_y = 1.59 \text{ cm} \\ e = 0.90 \text{ mm} \end{array} \right.$



$L_x = 40 \text{ mm}$ $L_y = 40 \text{ mm}$

Verificamos si el elemento posee una rigidez aceptable: $K = 1.0$

$$\lambda_{max} = \frac{K \cdot L}{r_{min}} \leq 300.00$$

$$37.62 \leq 300.00$$

Cumple Condición...!!!

Calculamos la resistencia nominal a Tracción:

$$T_n = A \cdot F_y = 3516.7 \text{ kg}$$

$$T_c = \phi_t \cdot T_n = 3165 \text{ kg}$$

Verificación del Esfuerzo Admisible para Tracción:

$$N_d \leq T_c$$

$$916.00 \text{ kg} \leq 3165.03 \text{ kg}$$

Cumple Condición...!!!



Sección Tubo Cuadrado (40x40x0,90 mm)

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

DISEÑO DE CORREAS POR FLEXIÓN ASIMÉTRICA

Datos para Cálculo:

- $L = 2.00 \text{ m}$ Longitud de la barra
- $\alpha = 11.00^\circ$ Inclinación de Correa (grados)
- $E_c = 1.17 \text{ m}$ Espaciamiento entre Correas
- $F_y = 2530.0 \text{ kg/cm}^2$ Límite de Fluencia del Acero
- $E = 2069317.00 \text{ kg/cm}^2$ Módulo de Elasticidad del Acero
- $A_a = 2.34 \text{ m}^2$ Área de aporte a la Correa
- $\phi_b = 0.95$ Factor de Resistencia para Flexión

Cargas para el diseño de la Correa:

- Cargas Muertas (D)

- Peso de la Correas = 2.77 kg/m
- Peso Calamina + Acc. = 3.65 kg/m^2
- Peso Aporte Calamina = 8.55 kg
- Peso Calamina S/C = 4.27 kg/m
- Carga Muerta (D) = 7.04 kg/m

- Cargas de Granizo (S)

- Carga de Granizo = 70.00 kg/m^2
- Carga Ap. de Granizo = 163.94 kg
- Carga de Granizo (S) = 81.97 kg/m

- Cargas de Mantenimiento (L)

- Sobrecarga de Uso = 50.00 kg/m^2
- Sobrecarga de Uso Ap = 117.10 kg
- Sobrecarga de Uso (L) = 58.55 kg/m

Estados de Carga u Combinaciones de Carga:

- U1 $1.4 \cdot D + L$
- U2 $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot L + 0.5 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$
- U3 $1.2 \cdot D + 1.6 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r) + (0.5 \cdot L \text{ o } 0.8 \cdot W)$
- U4 $1.2 \cdot D + 1.3 \cdot W + 0.5 \cdot L + 0.5 \cdot (L_r \text{ o } S \text{ o } R_r)$
- U5 $1.2 \cdot D + 1.5 \cdot E + 0.5 \cdot L + 0.2 \cdot S$
- U6 $0.9 \cdot D - (1.3 \cdot W \text{ o } 1.5 \cdot E)$

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

Mayoracion de Cargas:

$$D = 7.04 \text{ kg/m}$$

$$L = 58.55 \text{ kg/m}$$

$$S = 81.97 \text{ kg/m}$$

$$\text{Estado U1} = 58.55 \text{ kg/m}$$

$$\text{Estado U2} = 143.12 \text{ kg/m}$$

$$\text{Estado U3} = 168.88 \text{ kg/m}$$

Al realizar la mayoración de cargas con sus respectivas combinaciones se decidio elegir la mayor (U3), ya que trabajamos con el diseño considerando las cargas mas desfavorables.

Descomposición de la Carga para las Correas:

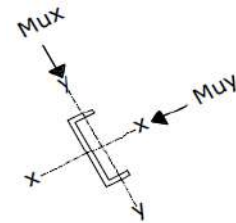
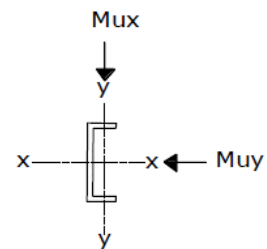
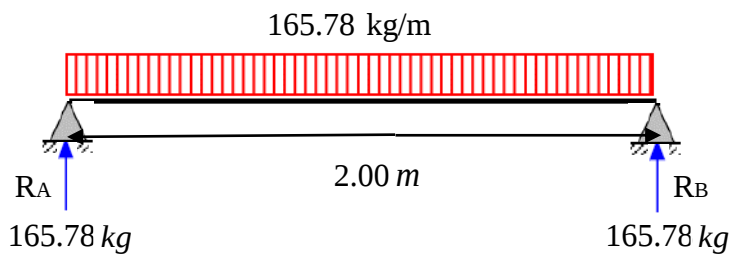
$$U = 168.88 \text{ kg/m}$$

$$\alpha = 11.00^\circ$$

$$U_x = U \cdot \text{Sen} \alpha = 32.22 \text{ kg/m}$$

$$U_y = U \cdot \text{Cos} \alpha = 165.78 \text{ kg/m}$$

Cálculo de las Reacciones en el Eje X:



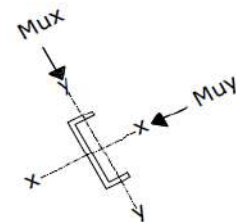
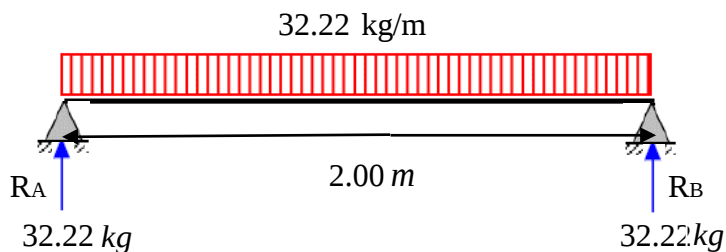
Momento Máximo M_{ux} :

$$L = 2.00 \text{ m}$$

$$q_y = 165.78 \text{ kg/m}$$

$$M_{ux} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 82.89 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Cálculo de las Reacciones en el Eje X:



Momento Máximo M_{uy} :

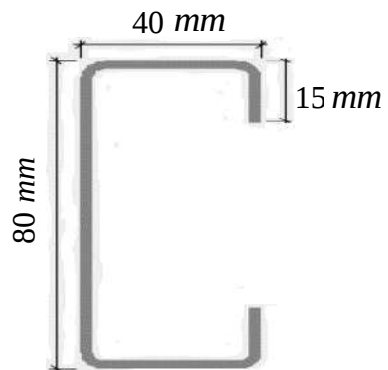
$$L = 2.00 \text{ m}$$

$$q_x = 32.22 \text{ kg/m}$$

$$M_{uy} = \frac{q \cdot L^2}{8} = 16.11 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

1. DISEÑO ESTRUCTURA METALICA

Dimensionamiento de la Correa con la Sección Elegida: Perfil Costanero

$$(80 \times 40 \times 15 \times 2,00) \left\{ \begin{array}{l} A = 3.53 \text{ cm}^2 \\ I_x = 35.21 \text{ cm}^4 \\ I_y = 8.06 \text{ cm}^4 \\ Z_x = 9.39 \text{ cm}^3 \\ Z_y = 4.20 \text{ cm}^3 \\ e = 2.00 \text{ mm} \end{array} \right.$$


Cálculando la resistecia nominal de la Sección en eje X y Y:

$$M_{cx} = Z_x \cdot F_y = 23755.0 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$M_{cy} = Z_y \cdot F_y = 10620.7 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Cálculando la resistecia de diseño a Flexión en eje X y Y:

$$M_{nx} = \phi_b \cdot M_{cx} = 225.7 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{ny} = \phi_b \cdot M_{cy} = 100.9 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Verificación a la Flexión Asimetrica:

$$\frac{M_{ux}}{M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ny}} \leq 1.00$$

$$0.53 \leq 1.00$$

Cumple Condición...!!!

**Sección C Perfil Costanero (80x40x15x2,00 mm)**

2. DISEÑO VIGA DE HORMIGON ARMADO

DISEÑO DE VIGA SOMETIDA A FLEXION

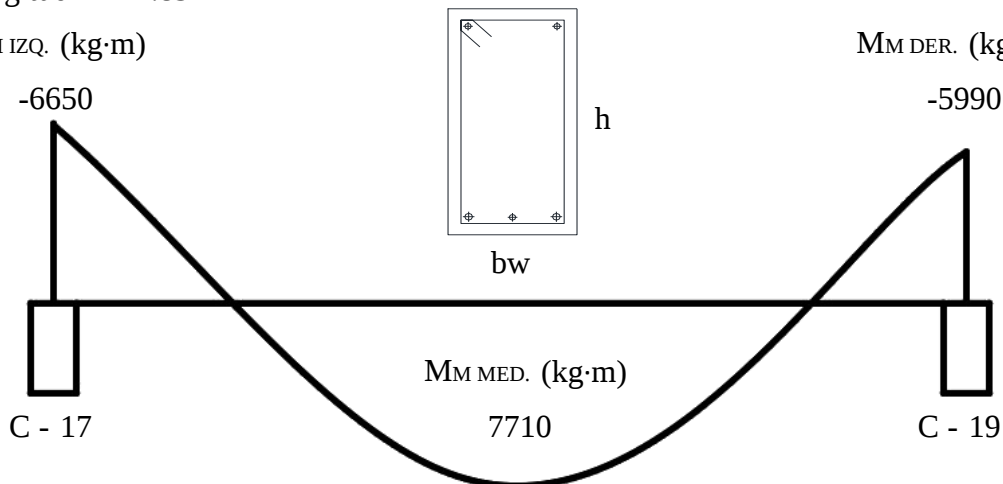
Para el dimensionamiento de las vigas en la estructura se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad v2017 para obtener las máximas solicitaciones para el diseño de la viga. Para la verificación manual la Viga N°3 del pórtico N°2 que se encuentra en el nivel 7,70 m entre las columnas C19 - C27, dicha viga es la mas solicitada en la estructura.

1. GEOMETRIA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA VIGA

Longitud = 4.89 m

$M_{M\text{ IZQ.}} \text{ (kg}\cdot\text{m)}$

$M_{M\text{ DER.}} \text{ (kg}\cdot\text{m)}$



Envolvente de Esfuerzos a Flexión

2. DATOS NECESARIOS

• $L = 489.0 \text{ cm}$	Longitud de la Viga
• $M_{MM} = 7710.0 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Momento Máximo de Servicio $M_{M\text{ MED}}$
• $M_{MI} = 6650.0 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Momento Máximo de Servicio $M_{M\text{ IZQ}}$
• $M_{MD} = 5990.0 \text{ kg}\cdot\text{m}$	Momento Máximo de Servicio $M_{M\text{ DER}}$
• $h = 50.00 \text{ cm}$	Peralte de la Sección
• $b_w = 25.00 \text{ cm}$	Ancho de la Sección
• $r = 2.00 \text{ cm}$	Recubrimiento de la Armadura
• $d = 48.00 \text{ cm}$	Peralte Efectivo
• $f_{ck} = 210.0 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia Característica del Hormigón
• $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia Característica del Acero
• $f_{cd} = 140.0 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia de Cálculo del Hormigón
• $f_{yd} = 4348 \text{ kg/cm}^2$	Resistencia de Cálculo del Acero
• $\gamma_s = 1.15$	Coefficiente de Minoración del Acero
• $\gamma_c = 1.50$	Coefficiente de Minoración del Hormigón
• $\gamma_f = 1.60$	Coefficiente de Mayoración de Cargas

2. DISEÑO VIGA DE HORMIGON ARMADO

3. CALCULO DE ARMADURA POSITIVA

Cálculo del Momento Mayorado (M_d):

$$M_d = M_{MM} \cdot \gamma_f = 12336 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo y Cuantía Mecánica:

 μ_d = Momento reducido de cálculo ω = Cuantía mecánica

Anexo A-4 (Tabla N°2)

 $\mu_{lim} = 0.332$ Valor límite recomendado

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.153$$

 $\mu_{lim} \geq \mu_d$ No necesita armadura de Compresión $0.332 \geq 0.153$ No necesita armadura de Compresión...!!! $\omega = 0.171$ De Tabla Universal Para Flexión SimpleDeterminación de la Armadura Necesaria (A_s):

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 6.592 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura Mínima (A_{smin}): $\omega_{min} = 0.0028$ De Tabla de Cuantías Mínimas AH-500

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h = 3.500 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal Definida para la Viga:

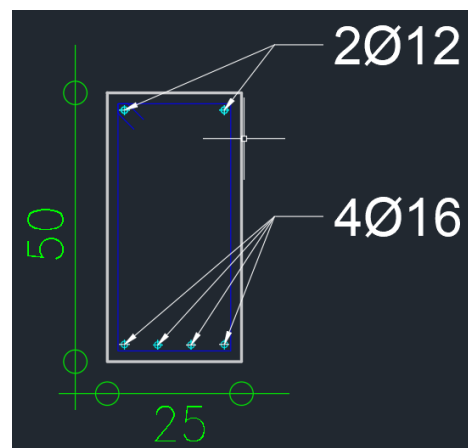
 $A_{ss} = 6.592 \text{ cm}^2$ Se elige el A_s Mayor de los Cálculados

TABLA DE ARMADO			
Barra	Area	N°b	AToT
10	0.785		0
12	1.130		0
16	2.010	4	8.04
20	3.140		0
ASReal (cm²) =			8.040

$$A_{sReal} > A_{ss}$$

$$8.040 > 6.592$$

Cumple Condición...!!!



Disposición Armadura Positiva

4 Ø 16 mm

4. ARMADURA DE PIEL (NO CORRESPONDE)

2. DISEÑO VIGA DE HORMIGON ARMADO

5. CALCULO DE ARMADURA NEGATIVA LADO IZQUIERDO

Cálculo del Momento Mayorado (M_d):

$$M_d = M_{MI} \cdot \gamma_f = 10640 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento Reducido de Cálculo y Cuantía Mecánica:

$$\mu_d = \text{Momento reducido de cálculo}$$

$$\omega = \text{Cuantía mecánica}$$

$$\mu_{lim} = 0.3320 \quad \text{Valor límite recomendado}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.132$$

$$\mu_{lim} \geq \mu_d \quad \text{No necesita armadura de Compresión}$$

$$0.332 \geq 0.132 \quad \text{No necesita armadura de Compresión...!!!}$$

$$\omega = 0.145 \quad \text{De Tabla Universal Para Flexión Simple}$$

Determinación de la Armadura Necesaria (A_s):

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 5.595 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura Mínima (A_{smin}):

$$\omega_{min} = 0.0028 \quad \text{De Tabla de Cuantías Mínimas AH-500}$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h = 3.500 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal Definida para la Viga:

$$A_{ss} = 5.595 \text{ cm}^2 \quad \text{Se elige el } A_s \text{ Mayor de los Cálculados}$$

TABLA DE ARMADO			
Barra	Area	Nºb	AToT
10	0.785		0
12	1.130	5	5.65
16	2.010		0
20	3.140		0
ASReal (cm²) =			5.650

$$A_{sReal} > A_{ss} \quad \text{Condición a Cumplir}$$

$$5.650 > 5.595 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

6. CALCULO DE ARMADURA NEGATIVA LADO DERECHO

Cálculo del Momento Mayorado (M_d):

$$M_d = M_{MD} \cdot \gamma_f = 9584.0 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

2. DISEÑO VIGA DE HORMIGON ARMADO

Momento Reducido de Cálculo y Cuantía Mecánica:

μ_d = Momento reducido de cálculo

ω = Cuantía mecánica

Anexo A-4 (Tabla N°2)

$\mu_{lim} = 0.2961$ Valor límite recomendado

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.119$$

$\mu_{lim} \geq \mu_d$ No necesita armadura de Compresión

$0.296 \geq 0.119$ No necesita armadura de Compresión...!!!

$\omega = 0.129$ De Tabla Universal Para Flexión Simple

Determinación de la Armadura Necesaria (A_s):

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4.992 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura Mínima (A_{smin}):

$\omega_{min} = 0.0028$ De Tabla de Cuantías Mínimas AH-500

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h = 3.500 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal Definida para la Viga:

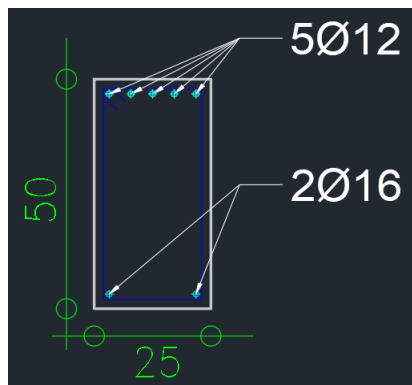
$A_{ss} = 4.992 \text{ cm}^2$ Se elige el A_s Mayor de los Cálculados

TABLA DE ARMADO			
Barra	Area	Nºb	AToT
10	0.785		0
12	1.130	5	5.65
16	2.010		0
20	3.140		0
ASReal (cm²) =			5.650

$A_{SR} > A_{ss}$

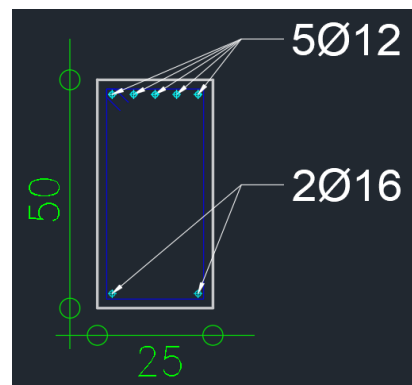
$5.650 > 4.992$

Cumple Condición...!!!



Armadura Positiva Izquierdo

5 Ø 12 mm



Armadura Positiva Izquierdo

5 Ø 12 mm

DISEÑO DE VIGA ARMADURA TRANSVERSAL

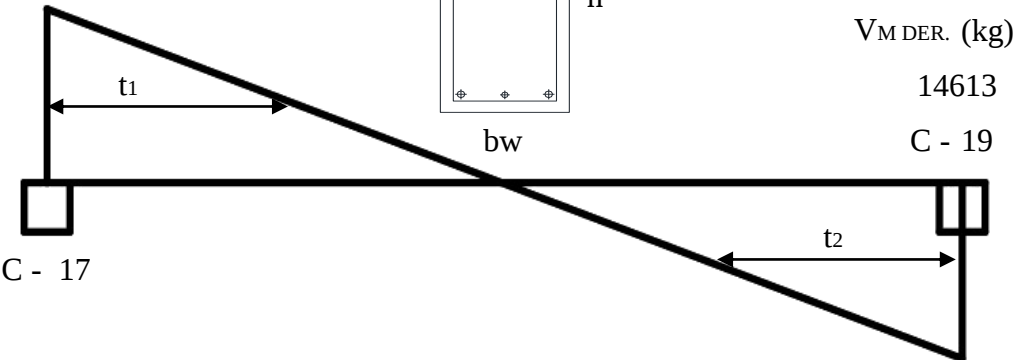
El hormigón y las armaduras en conjunto resisten el esfuerzo cortante presentado en la viga, motivo por el cual se diseña la armadura transversal compuesta por estribos.

1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA VIGA

Longitud = 4.76 m

$V_{MIZQ.}$ (kg)

-2719



$V_{MDER.}$ (kg)

14613

C - 19

C - 17

Envoltorio de Esfuerzos a Flexión**2. DATOS NECESARIOS:**

- | | |
|---------------------------------------|---|
| • $L = 475.7$ cm | Longitud de la Viga |
| • $V_{MI} = 2719$ kg | Fuerza Cortante Máximo de Servicio V_{MIZQ} |
| • $V_{MD} = 14613$ kg | Fuerza Cortante Máximo de Servicio V_{MDER} |
| • $h = 50.00$ cm | Peralte de la Sección |
| • $b_w = 25.00$ cm | Ancho de la Sección |
| • $r = 2.00$ cm | Recubrimiento de la Armadura |
| • $d = 48.00$ cm | Peralte Efectivo |
| • $t_1 = 317.1$ cm | Longitud para Diseño de Estribos |
| • $t_2 = 158.6$ cm | Longitud para Diseño de Estribos |
| • $f_{ck} = 210.0$ kg/cm ² | Resistencia Característica del Hormigón |
| • $f_{yk} = 5000$ kg/cm ² | Resistencia Característica del Acero |
| • $f_{cd} = 140.0$ kg/cm ² | Resistencia de Cálculo del Hormigón |
| • $f_{yd} = 4348$ kg/cm ² | Resistencia de Cálculo del Acero |
| • $\gamma_s = 1.15$ | Coefficiente de Minoración del Acero |
| • $\gamma_c = 1.50$ | Coefficiente de Minoración del Hormigón |
| • $\gamma_f = 1.60$ | Coefficiente de Mayoración de Cargas |

2. DISEÑO VIGA DE HORMIGON ARMADO

3. CALCULO DE ARMADURA TRANSVERSAL IZQUIERDA

Calcúlo del Cortante de Diseño Mayorado (V_d):

$$V_d = V_{MI} \cdot \gamma_f = 4350.0 \text{ kg}$$

Resistencia Virtual del Hormigón a Esfuerzo Cortante (f_{cv}):

$$f_{cv} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 9.9631 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del Hormigón al Esfuerzo Cortante (V_{cu}):

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d = 11956 \text{ kg}$$

Condición a Cumplir para Refuerzo Transversal:

$$V_d > V_{cu} \quad \text{Condición a Cumplir}$$

$$4350.0 > 11956 \quad \text{No Necesita Armadura...!!!}$$

Como el cortante de diseño es menor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante se dispone en el trecho de una armadura mínima.

Cálculo de la Armadura Mínima Transversal Definida:

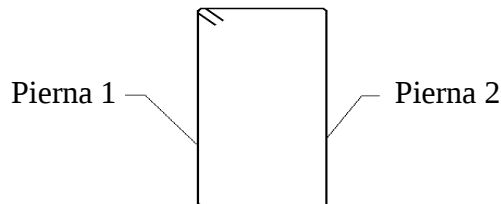
$$A_{s_{min}} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 5.105 \text{ cm}^2$$

$$A_{SP2} = 5.105 \text{ cm}^2 \quad \text{Para dos piernas.}$$

$$A_{SP1} = 2.5527 \text{ cm}^2 \quad \text{Para una pierna.}$$

Numero de Hierros:

$$N_H = \frac{A_{SP1}}{A_{barra}}$$



Barra $\emptyset$	Area cm ²	NºH Estribos
6	0.283	9
8	0.503	5

Separación de Estribos: Seleccionamos barra de 6 mm
La longitud t, se analiza en la sección de corte.

$$S_b = \frac{t}{N_H} = 35.155 \text{ cm}$$

Por norma la separación máxima entre estribos será menor o igual a 30 cm, respetando estos criterios dimensionamos de la siguiente manera nuestra armadura transversal:

Se Utilizara: $\emptyset$ 6 c / 25 cm

4. CALCULO DE ARMADURA TRANSVERSAL DERECHA

Calcúlo del Cortante de Diseño Mayorado (V_d):

$$V_d = V_{MD} \cdot \gamma_f = 23380 \text{ kg}$$

2. DISEÑO VIGA DE HORMIGON ARMADO

Resistencia Virtual del Hormigón a Esfuerzo Cortante (f_{cv}):

$$f_{cv} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 9.9631 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del Hormigón al Esfuerzo Cortante (V_{cu}):

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d = 11956 \text{ kg}$$

Condición a Cumplir para Refuerzo Transversal:

$$\begin{array}{ll} V_d > V_{cu} & \text{Condición a Cumplir} \\ 23380 > 11956 & \text{Necesita Armadura ...!!!} \end{array}$$

Se calcula el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma mediante (V_{ou}).

Esfuerzo debido a la ruptura por compresión oblicua del alma (V_{ou}):

$$V_{OU} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 50400 \text{ kg}$$

Resistencia a Esfuerzo Cortante debido al Acero (V_{su}):

$$V_{su} = V_d - V_{cu} = 11424 \text{ kg}$$

Cálculo de la Armadura Transversal Necesaria (A_{st}):

$$A_{st} = \frac{V_{su} \cdot t}{0,90 \cdot d \cdot f_{yd}} = 9.647 \text{ kg/cm}^2$$

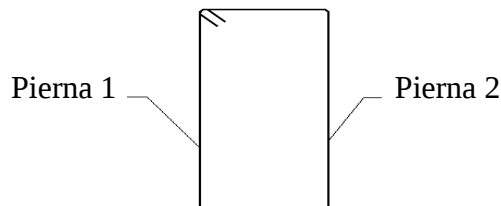
$$A_{SP2} = 9.647 \text{ cm}^2 \quad \text{Para dos piernas.}$$

$$A_{SP1} = 4.8233 \text{ cm}^2 \quad \text{Para una pierna.}$$

Numero de Hierros:

$$N_H = \frac{A_{SP1}}{A_{barra}}$$

Barra $\emptyset$	Area cm ²	NºH Estribos
6	0.283	17
8	0.503	10



Separación de Estribos: Seleccionamos barra de 6 mm
La longitud t , se analiza en la seccion de corte.

$$S_b = \frac{t}{N_H} = 9.306 \text{ cm}$$

Por norma la separación maxima de estribos sera menor o igual a 30 cm, respetando estos criterios dimensionamos de la siguiente manera nuestra armadura transversal:

Se Utilizara: $\emptyset$ 6 c / 9 cm

3. DISEÑO COLUMNA DE HORMIGON ARMADO

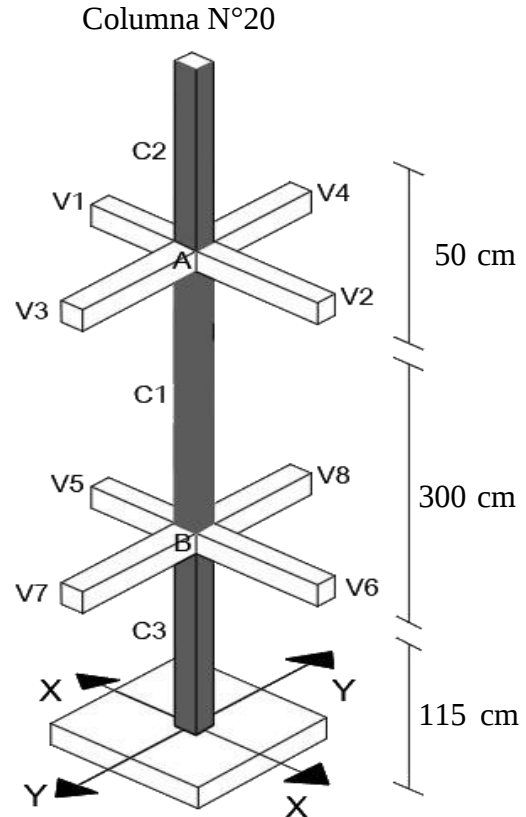
DISEÑO DE COLUMNA DE HORMIGON ARMADO

1. GEOMETRIA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA COLUMNA

Se realiza la verificación y cálculo de la columna mas solicitada, la cual es la Columna N°20

COLUMNA N°20			
Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)
Seccion C1	300.00	30.00	30.00
Seccion C2	50.00	30.00	30.00
Seccion C3	115.00	30.00	30.00

VIGAS CIRCUNDANTES			
Elemento	Longitud (cm)	b (cm)	h (cm)
Viga V1	495.00	25.00	50.00
Viga V2			
Viga V3	540.00	25.00	50.00
Viga V4	370.00	25.00	50.00
Viga V5	495.00	25.00	35.00
Viga V6	490.00	25.00	35.00
Viga V7	540.00	25.00	35.00
Viga V8	370.00	25.00	35.00



2. DATOS NECESARIOS:

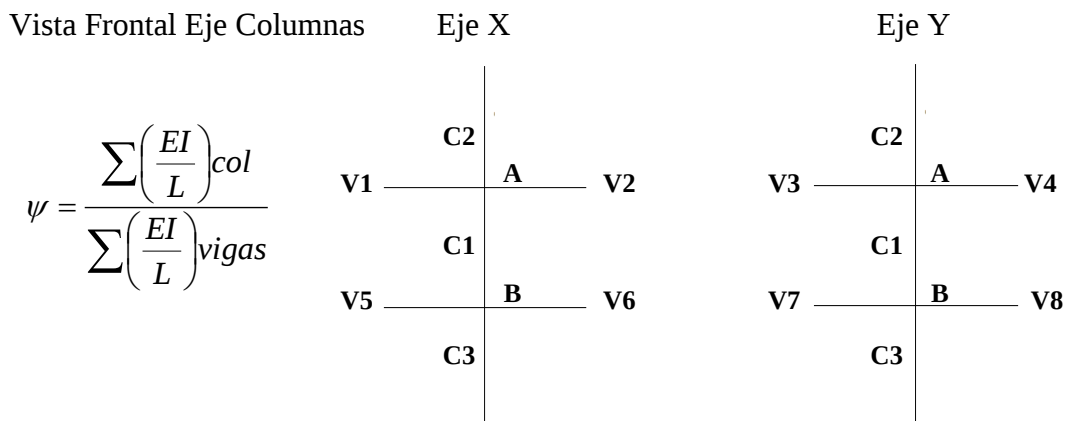
- $L = 300.0 \text{ cm}$ Longitud de Columna a Diseñar
- $N_d = 104960 \text{ kg}$ Esfuerzo Máximo Mayorado
- $M_x = 390.0 \text{ kg}\cdot\text{m}$ Momento de Cálculo en dirección de Eje X
- $M_y = 530.0 \text{ kg}\cdot\text{m}$ Momento de Cálculo en dirección de Eje Y
- $h = 30.00 \text{ cm}$ Largo de Sección Columna C2
- $b = 30.00 \text{ cm}$ Ancho de la Sección Columna C2
- $f_{ck} = 210.0 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Hormigón
- $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Acero
- $f_{cd} = 126 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de Cálculo del Hormigón
- $f_{yd} = 4348 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de Cálculo del Acero
- $\gamma_s = 1.15$ Coeficiente de Minoración del Acero
- $\gamma_c = 1.50$ Coeficiente de Minoración del Hormigón
- $\gamma_f = 1.60$ Coeficiente de Mayoración de Cargas

3. DISEÑO COLUMNA DE HORMIGON ARMADO

3. GEOMETRIA DE LAS SECCIONES

<table> <tr><th colspan="3">Seccion C1</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td>67500</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td>67500</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td>300.00</td><td>cm</td></tr> </table>	Seccion C1			Ix =	67500	cm ⁴	Iy =	67500	cm ⁴	L =	300.00	cm	<table> <tr><th colspan="3">Seccion C2</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td>67500</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td>67500</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td>50.00</td><td>cm</td></tr> </table>	Seccion C2			Ix =	67500	cm ⁴	Iy =	67500	cm ⁴	L =	50.00	cm	<table> <tr><th colspan="3">Seccion C3</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td>67500</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td>67500</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td>115.00</td><td>cm</td></tr> </table>	Seccion C3			Ix =	67500	cm ⁴	Iy =	67500	cm ⁴	L =	115.00	cm
Seccion C1																																						
Ix =	67500	cm ⁴																																				
Iy =	67500	cm ⁴																																				
L =	300.00	cm																																				
Seccion C2																																						
Ix =	67500	cm ⁴																																				
Iy =	67500	cm ⁴																																				
L =	50.00	cm																																				
Seccion C3																																						
Ix =	67500	cm ⁴																																				
Iy =	67500	cm ⁴																																				
L =	115.00	cm																																				
<table> <tr><th colspan="3">Viga V1</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td>260417</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td>65104</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td>495.00</td><td>cm</td></tr> </table>	Viga V1			Ix =	260417	cm ⁴	Iy =	65104	cm ⁴	L =	495.00	cm	<table> <tr><th colspan="3">Viga V2</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td></td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td></td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td></td><td>cm</td></tr> </table>	Viga V2			Ix =		cm ⁴	Iy =		cm ⁴	L =		cm	<table> <tr><th colspan="3">Viga V3</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td>260417</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td>65104</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td>540.00</td><td>cm</td></tr> </table>	Viga V3			Ix =	260417	cm ⁴	Iy =	65104	cm ⁴	L =	540.00	cm
Viga V1																																						
Ix =	260417	cm ⁴																																				
Iy =	65104	cm ⁴																																				
L =	495.00	cm																																				
Viga V2																																						
Ix =		cm ⁴																																				
Iy =		cm ⁴																																				
L =		cm																																				
Viga V3																																						
Ix =	260417	cm ⁴																																				
Iy =	65104	cm ⁴																																				
L =	540.00	cm																																				
<table> <tr><th colspan="3">Viga V4</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td>260417</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td>65104</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td>370.00</td><td>cm</td></tr> </table>	Viga V4			Ix =	260417	cm ⁴	Iy =	65104	cm ⁴	L =	370.00	cm	<table> <tr><th colspan="3">Viga V5</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td>89323</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td>45573</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td>495.00</td><td>cm</td></tr> </table>	Viga V5			Ix =	89323	cm ⁴	Iy =	45573	cm ⁴	L =	495.00	cm	<table> <tr><th colspan="3">Viga V6</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td>89323</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td>45573</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td>490.00</td><td>cm</td></tr> </table>	Viga V6			Ix =	89323	cm ⁴	Iy =	45573	cm ⁴	L =	490.00	cm
Viga V4																																						
Ix =	260417	cm ⁴																																				
Iy =	65104	cm ⁴																																				
L =	370.00	cm																																				
Viga V5																																						
Ix =	89323	cm ⁴																																				
Iy =	45573	cm ⁴																																				
L =	495.00	cm																																				
Viga V6																																						
Ix =	89323	cm ⁴																																				
Iy =	45573	cm ⁴																																				
L =	490.00	cm																																				
<table> <tr><th colspan="3">Viga V7</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td>89323</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td>45573</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td>540.00</td><td>cm</td></tr> </table>	Viga V7			Ix =	89323	cm ⁴	Iy =	45573	cm ⁴	L =	540.00	cm	<table> <tr><th colspan="3">Viga V8</th></tr> <tr><td>Ix =</td><td>89323</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>Iy =</td><td>45573</td><td>cm⁴</td></tr> <tr><td>L =</td><td>370.00</td><td>cm</td></tr> </table>	Viga V8			Ix =	89323	cm ⁴	Iy =	45573	cm ⁴	L =	370.00	cm													
Viga V7																																						
Ix =	89323	cm ⁴																																				
Iy =	45573	cm ⁴																																				
L =	540.00	cm																																				
Viga V8																																						
Ix =	89323	cm ⁴																																				
Iy =	45573	cm ⁴																																				
L =	370.00	cm																																				

4. PROCESO DE CALCULO

Determinación de Coeficiente de Pandeo (ψ_A):

$$\psi_{AX} = \frac{\frac{I_{CX1}}{L_{C1}} + \frac{I_{CX2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{VX1}}{L_{V1}} + \frac{I_{VX2}}{L_{V2}} + \frac{I_{VY3}}{L_{V3}} + \frac{I_{VY4}}{L_{V4}}} = 1.9146$$

3. DISEÑO COLUMNA DE HORMIGON ARMADO

$$\psi_{AY} = \frac{\frac{I_{CY1}}{L_{C1}} + \frac{I_{CY2}}{L_{C2}}}{\frac{I_{VY1}}{L_{V1}} + \frac{I_{VY2}}{L_{V2}} + \frac{I_{VX3}}{L_{V3}} + \frac{I_{VX4}}{L_{V4}}} = 1.1954$$

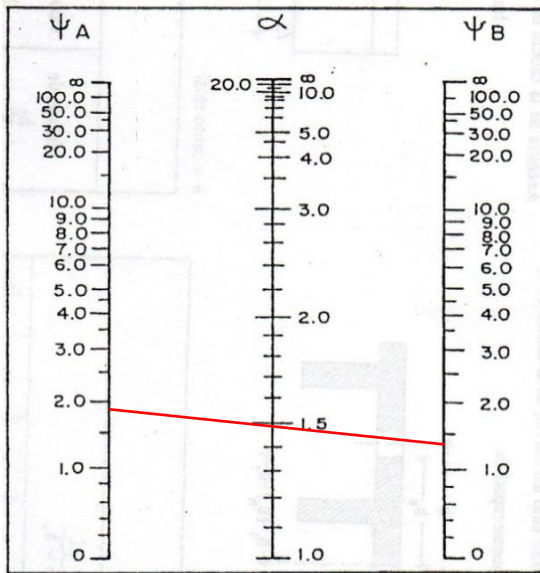
$$\psi_{BX} = \frac{\frac{I_{CX1}}{L_{C1}} + \frac{I_{CX3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{VX5}}{L_{V5}} + \frac{I_{VX6}}{L_{V6}} + \frac{I_{VY7}}{L_{V7}} + \frac{I_{VY8}}{L_{V8}}} = 1.4237$$

$$\psi_{BY} = \frac{\frac{I_{CY1}}{L_{C1}} + \frac{I_{CY3}}{L_{C3}}}{\frac{I_{VY5}}{L_{V5}} + \frac{I_{VY6}}{L_{V6}} + \frac{I_{VX7}}{L_{V7}} + \frac{I_{VX8}}{L_{V8}}} = 1.3718$$

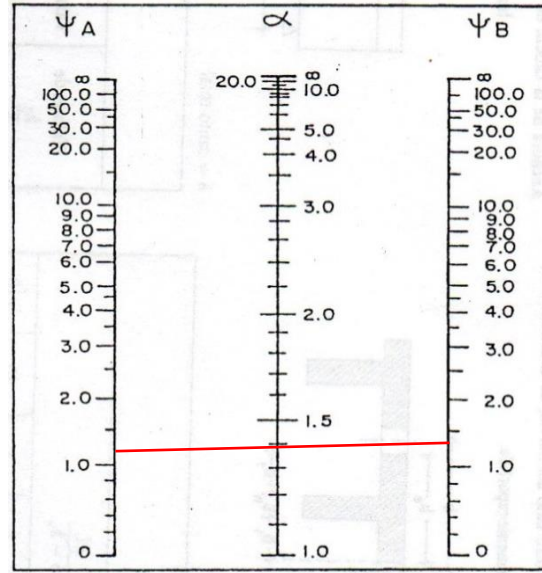
$\psi_{AX} = 1.91$	$\psi_{BX} = 1.42$
$\psi_{AY} = 1.20$	$\psi_{BY} = 1.37$

Entrando en la Tabla de Pórticos Traslacionaes:

Para ψ_{ABX} :



Para ψ_{ABY} :



Obtenemos el Coeficiente de Pandeo y longitud para TRAMO A-B:

TRAMO Ψ_{AB}	LONGITUD DE PANDEO L_o
$\alpha_X = 1.49$	$L_{OX} = \alpha \cdot l_{CAB} = 447 \text{ cm}$
$\alpha_Y = 1.39$	$L_{OY} = \alpha \cdot l_{CAB} = 417 \text{ cm}$

3. DISEÑO COLUMNA DE HORMIGON ARMADO

Determinación de la Esbeltez Mecánica de la Columna:

$$\lambda_x = \frac{L_{OX}}{\sqrt{\frac{I_{XC}}{A_C}}} = 51.615 \quad ; \quad \lambda_y = \frac{L_{OY}}{\sqrt{\frac{I_{YC}}{A_C}}} = 48.151$$

$\lambda < 35$	No Necesita Comprobación a Pandeo
$35 < \lambda < 100$	Necesita Comprobación a Pandeo
$100 < \lambda < 200$	Necesita Comprobación a Pandeo

Verificación:

$35 < 52 < 100$	Necesita Verificación a Pandeo ...!!!
	Se aplica Métodos Aproximados.

Excentricidad de Primer Orden:

$$e_{ox} = \frac{M_Y}{N_d} = 0.005 \text{ m} = 0.505 \text{ cm}$$

$$e_{oy} = \frac{M_X}{N_d} = 0.0037 \text{ m} = 0.372 \text{ cm}$$

Excentricidad Accidental:

$$e_a = \frac{h}{20} = 1.500 \text{ cm}$$

Se utilizara $e_a = 2.00 \text{ cm}$, excentricidad mínima recomendada por la norma CBH-87

Excentricidad de Segundo Orden: Excentricidad Ficticia debido al Pandeo.

Cálculo de la excentricidad en la dirección X-X

$$e_{fic.cx} = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{ox}}{b + 10 \cdot e_{ox}} \cdot \frac{L_{ox}^2}{\sqrt{\frac{I_{xc}}{A_C}}} \cdot 10^{-4} = 3.200 \text{ cm}$$

Cálculo de la excentricidad en la dirección Y-Y

$$e_{fic.cy} = \left(0.85 + \frac{f_{yd}}{12000} \right) \cdot \frac{b + 20 \cdot e_{oy}}{b + 10 \cdot e_{oy}} \cdot \frac{L_{oy}^2}{\sqrt{\frac{I_{yc}}{A_C}}} \cdot 10^{-4} = 2.702 \text{ cm}$$

Excentricidad Total en Ejes X y Y:

$$e_{TX} = e_a + e_{fic.cx} = 3.70 \text{ cm}$$

$$e_{TY} = e_a + e_{fic.cy} = 3.07 \text{ cm}$$

3. DISEÑO COLUMNA DE HORMIGON ARMADO

Determinación de los Valores Reducidos:

$$v = \frac{N_d}{h \cdot b \cdot f_{cd}} = 0.9256 \quad \mu_{ax} = \frac{N_d \cdot e_{TX}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = 0.114$$

$$\mu_{by} = \frac{N_d \cdot e_{TY}}{h \cdot b^2 \cdot f_{cd}} = 0.095$$

Obteniendo los valores del Abaco de Roseta: Anexo A-4 (Figura N°1)

$$\text{Si: } \mu_a > \mu_b \longrightarrow \mu_a = \mu_1 ; \mu_b = \mu_2$$

Abaco de 8 Barras		
v	μ	ω
1.00	0.114	0.474
0.93	→	0.422
0.80	0.095	0.334

Determinación de la Amadura Longitudinal (A_s):

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = 11.004 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Amadura Longitudinal Mínima (A_{smin}):

$$A_{smin} = 0.006 \cdot b \cdot h = 5.400 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal Definida para la Columna:

$$A_{ss} = 11.004 \text{ cm}^2 \quad \text{Se elige el } A_s \text{ Mayor de los Cálculos}$$

TABLA DE ARMADO			
Barra	Area	N°b	AToT
12	1.130	4	4.52
16	2.010	4	8.04
20	3.140		0
ASREAL (cm²) =			12.560

$A_{SREAL} > A_{ss}$ Condición a Cumplir

12.56 > 11.00 Cumple Area Necesaria...!!!

Se Utilizara:

4 Ø 16 mm + 4 Ø 12 mm

3. DISEÑO COLUMNA DE HORMIGON ARMADO

5. REFUERZO TRANSVERSAL DE LA COLUMNA

La norma recomienda utilizar una armadura transversal en base a cercos o estribos por lo que a continuación realizamos las siguientes verificaciones para su dimensionamiento.

El diámetro del Estribo:

$$\phi_{estribo} \geq \begin{cases} \frac{1}{4} \cdot \phi_{barra \text{ long. mas. gruesa}} = 4 \text{ mm} \\ \phi_{minimo} \geq 6 \text{ mm} \end{cases}$$

Se asume: $\phi_{estribo} = 6 \text{ mm}$

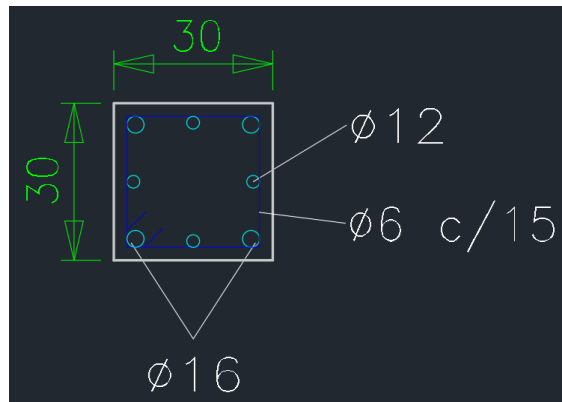
Separación de los estribos:

$$S_{estribo} \leq \begin{cases} 15 \cdot \phi_{barra \text{ long. mas. angosta}} = 18 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$

Por mas seguridad y recomendación de la norma se recomienda usar la siguiente relación:

$$S = 12 \cdot \phi_{barra \text{ long. mas. angosta}} = 15 \text{ cm}$$

Se Utilizara: $\phi \ 6 \text{ c / } 15 \text{ cm}$



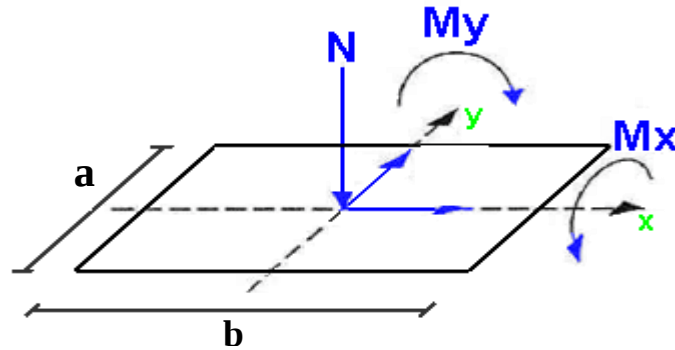
Disposición de Armadura en Columna

4. DISEÑO ZAPATA AISLADA DE H°A°

DISEÑO DE ZAPATA AISLADA - METODO DEL AREA EQUIVALENTE

1. GEOMETRIA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA ZAPATA

Se realiza la verificación y cálculo de la zapata mas solicitada, sobre la Columna N°20



2. DATOS NECESARIOS:

- $N = 72156 \text{ kg}$ Carga de Servicio para Zapata
- $M_x = 330 \text{ kg}\cdot\text{m}$ Momento de Cálculo en dirección de Eje X
- $M_y = 1190 \text{ kg}\cdot\text{m}$ Momento de Cálculo en dirección de Eje Y
- $\sigma_{adm} = 1.25 \text{ kg/cm}^2$ Momento de Cálculo en dirección de Eje Y
- $a_c = 30.00 \text{ cm}$ Largo de Sección Columna C20
- $b_c = 30.00 \text{ cm}$ Ancho de la Sección Columna C20
- $f_{ck} = 210.0 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Hormigón
- $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Acero
- $f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de Cálculo del Hormigón
- $f_{yd} = 4348 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de Cálculo del Acero
- $\gamma_s = 1.15$ Coeficiente de Minoración del Acero
- $\gamma_c = 1.50$ Coeficiente de Minoración del Hormigón
- $\gamma_f = 1.60$ Coeficiente de Mayoración de Cargas

3. PREDIMENSIONAMIENTO DE LA ZAPATA

Area Aproximada de la Zapata:

$$A_z = a \cdot b = \frac{N}{\sigma_{adm}} = 60611 \text{ cm}^2$$

Dimensionamiento de los Lados ($a = b$):

$$a = \sqrt{A_z} = 246.19 \text{ cm} \quad \text{Longitud Aproximada}$$

$$a = 260 \text{ cm} \quad \text{Dimensión Adoptada}$$

$$b = 260 \text{ cm} \quad \text{Dimensión Adoptada}$$

4. DISEÑO ZAPATA AISLADA DE H°A°

Excentricidad Relativa de las Cargas:

$$\eta = \frac{M}{(N \cdot a)} = 0.006$$

$$\eta < 0.011 \quad \text{Se prescinde de los Momentos}$$

$$0.011 < \eta < 0.111 \quad \text{Cargas Multiplicados por Factores}$$

Verificación:

$$0.006 < 0.011 \quad \text{Se prescinde de los Momentos ...!!!}$$

Tensión Media Cálculada Area Zapata:

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{a \cdot b} = 1.0674 \text{ cm}^2$$

4. CANTO ÚTIL DE LA ZAPATA

$$k = \frac{2 \cdot \sqrt{f_{cd}}}{\gamma_f \cdot \sigma_{cal}} = 13.856$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_c \cdot b_c}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{(a_c + b_c)}{4} = 37.494 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_c)}{4 + k} = 25.761 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_c)}{4 + k} = 25.761 \text{ cm}$$

$$\text{Seleccionamos el mayor:} \quad d = 37.49 \text{ cm}$$

$$\text{Canto útil adoptado:} \quad d = 45.00 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento:} \quad r = 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{Canto Total:} \quad h = 50.00 \text{ cm}$$

5. COMPROBACIÓN DE LA TENSIÓN EN EL TERRENO

$$\text{Carga de Servicio:} \quad N = 72156 \text{ kg}$$

$$\text{Peso Propio de Zapata:} \quad PP = 8112 \text{ kg}$$

$$\text{Tensión Admisible:} \quad \sigma_{adm} = 1.250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Tensión Media :} \quad \sigma_{med} = 1.187 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{med} = \frac{PP + N}{a \cdot b} = 1.187 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{med} = \frac{PP + N}{a \cdot b} \leq \sigma_{adm}$$

Verificación:

$$1.187 \leq 1.25 \quad \text{Cumple condición...!!!}$$

4. DISEÑO ZAPATA AISLADA DE H°A°

6. DETERMINACIÓN DE LAS ARMADURAS

Los momentos flectores en las secciones de referencia "a" y "b" son:

Momento de diseño actuante en "a":

$$M_{ad} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot a} \cdot \left(\frac{a - a_c}{2} + 0.15 \cdot a_c \right)^2 = 31705 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Momento de diseño actuante en "b":

$$M_{bd} = \frac{\gamma_f \cdot N}{2 \cdot b} \cdot \left(\frac{b - b_c}{2} + 0.15 \cdot b_c \right)^2 = 31705 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Determinando la armadura mínima Correspondiente: $\omega_{min} = 0.0018$

$$As_{min} = \omega_{min} \cdot a \cdot d = 21.06 \text{ cm}^2$$

Para determinar la armadura necesaria, se usará la formula simplificada, $\omega = \mu(1 + \mu)$.

Armadura Necesaria Lado (a):

Cálculo del Momento Reducido:

$$\mu = \frac{M_{ad}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0430$$

Para determinar la cuantía, se usará la formula simplificada, $\omega = \mu(1 + \mu)$.

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.0449$$

Armadura Longitudinal Cálculada para Zapata:

$$As_{cal} = \omega \cdot a \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 16.902 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal Definida para la Columna:

$$Ass = 21.060 \text{ cm}^2 \quad \text{Se elige el As Mayor de los Cálculados}$$

BARRA SELECCIONADA			
Barra	Area	Nºb	A _{total}
12	1.130		0.00
16	2.010	11	22.11
20	3.140		0.00
ASREAL (cm²) =			22.110

Espaciamiento entre barras (S):

$$S_b = \frac{La - 6}{N_b} = 23 \text{ cm}$$

$$As_{REAL} > Ass$$

Condición a Cumplir

$$22.11 > 21.06$$

Cumple Area Necesaria...!!!

Se Utilizara:

11 Ø 16 mm c / 23 cm

4. DISEÑO ZAPATA AISLADA DE H°A°

Armadura Necesaria Lado (b):

Cálculo del Momento Reducido:

$$\mu = \frac{M_{bd}}{a \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0430$$

Para determinar la cuantía, se usará la formula simplificada, $\omega = \mu(1 + \mu)$.

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.0449$$

Armadura Longitudinal Cálculada para Zapata:

$$As_{cal} = \omega \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 16.902 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal Definida para la Columna:

$$Ass = 21.060 \text{ cm}^2 \quad \text{Se elige el As Mayor de los Cálculados}$$

BARRA SELECCIONADA			
Barra	Area	Nºb	Atotal
12	1.130		0.00
16	2.010	11	22.11
20	3.140		0.00
ASREAL (cm²) =			22.110

Espaciamiento entre barras (S):

$$S_b = \frac{La - 6}{N_b} = 23 \text{ cm}$$

$$ASREAL > Ass$$

Condición a Cumplir

$$22.11 > 21.06$$

Cumple Area Necesaria...!!!

Se Utilizara:

11 Ø 16 mm c / 23 cm

7. COMPROBACIONES NECESARIAS

VERIFICACION AL VUELCO

Para la verificación al vuelco, se comprobará que los momentos estabilizadores de las fuerzas exteriores (N, PP), respecto a un punto, superen a los momentos de vuelco (M, H), en ambas direcciones de la Zapata.

$$\text{Se debe verificar: } \gamma_{Va} = \gamma_{Vb} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{(N + PP) \cdot 0.5 \cdot a}{M_Y} = 87.688 \geq 1.5 \quad \text{Cumple Condición ...!!!}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N + PP) \cdot 0.5 \cdot b}{M_X} = 316.21 \geq 1.5 \quad \text{Cumple Condición ...!!!}$$

4. DISEÑO ZAPATA AISLADA DE H°A°

VERIFICACION AL PUNZONAMIENTO

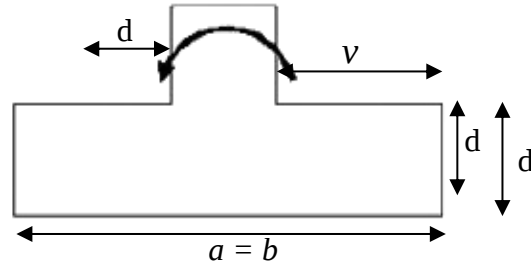
No es necesaria la comprobación por haber adoptado el canto adecuado para ello.

VERIFICACION A CORTANTE

La condición a cumplir para la verificación a cortante es la siguiente: $V_{CU} \geq V_d$

$$v = \frac{(b - b_c)}{2} = 115.00 \text{ cm}$$

$$V_d = \sigma_{adm} \cdot b \cdot (v - d) = 22750 \text{ kg}$$



$$f_{cv} = 0,5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 5.9161 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 69218 \text{ kg}$$

$$V_{CU} \geq V_d \quad \text{Valido a Cortante}$$

$$69218 \geq 22750 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

VERIFICACION A ADHERENCIA

La condición a cumplir para la verificación a Adherencia es la siguiente: $\tau_b \leq \tau_{bd}$

$$V_d = \sigma_{adm} \cdot b \cdot (v - d) = 22750 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{V_d}{0,9 \cdot d \cdot N_b \cdot \pi \cdot \phi_b} = 10.16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{bd} = 0,95 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 25.614 \text{ kg/cm}^2$$

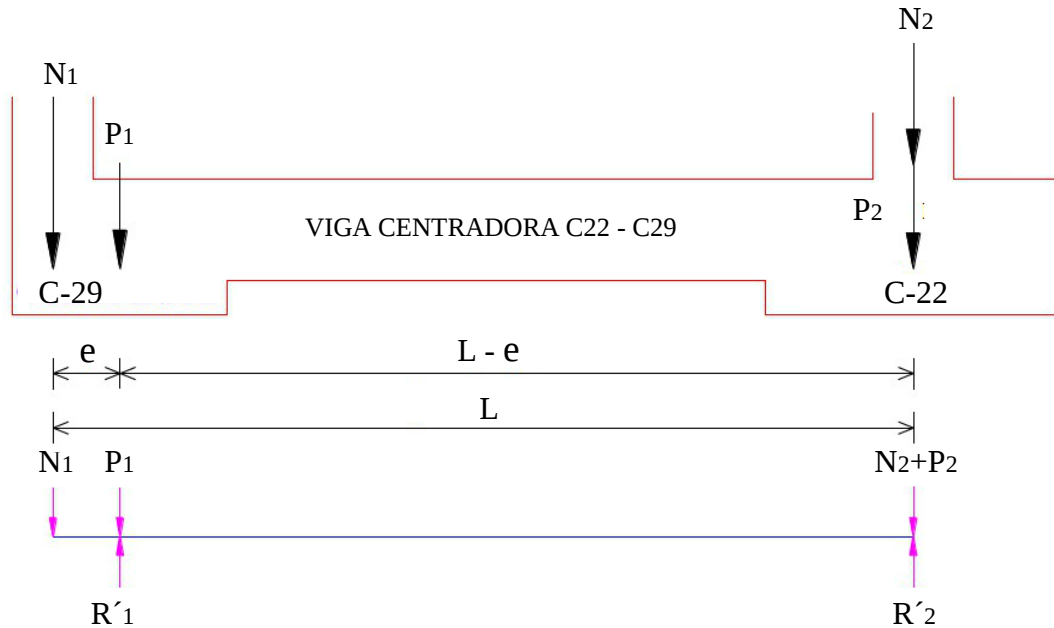
$$\tau_b \leq \tau_{bd} \quad \text{Valido a Adherencia}$$

$$10.16 \leq 25.61 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

ZAPATA DE MEDIANERA CON VIGA CENTRADORA (METODO CLASICO EHE)

Se realiza la comprobación y cálculo de las zapatas correspondientes a las Columnas C-22 y C-29, donde C-29 es la zapata medianera y se encuentra unida a una Viga Centradora a C-22.



1. DATOS NECESARIOS:

- $N_1 = 38825 \text{ kg}$ Carga de Servicio para Zapata Medianera
- $N_2 = 62944 \text{ kg}$ Carga de Servicio para Zapata Centradora
- $M_x = 640.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$ Momento de Cálculo en dirección de Eje X
- $M_y = 970.00 \text{ kg}\cdot\text{m}$ Momento de Cálculo en dirección de Eje Y
- $L = 423.0 \text{ cm}$ Longitud entre ejes de Columnas
- $\sigma_{adm} = 1.25 \text{ kg/cm}^2$ Momento de Cálculo en dirección de Eje Y
- $a_o = 30.00 \text{ cm}$ Largo de Sección Columna C22 y C29
- $b_o = 30.00 \text{ cm}$ Ancho de la Sección Columna C22 y C29
- $f_{ck} = 210.0 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Hormigón
- $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Acero
- $f_{cd} = 140 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de Cálculo del Hormigón
- $f_{yd} = 4348 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de Cálculo del Acero
- $\gamma_s = 1.15$ Coeficiente de Minoración del Acero
- $\gamma_s = 1.50$ Coeficiente de Minoración del Hormigón
- $\gamma_f = 1.60$ Coeficiente de Mayoración de Cargas

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

2. PREDIMENSIONAMIENTO DE ZAPATA MEDIANERA

Mayoramos la fuerza normal en un 25% para predimensionamiento previo.

$$N_{1M} = 1.25 \cdot N_1 = 48531 \text{ kg}$$

Area Aproximada de la Zapata en C29 Rectangular:

$$A_1 = a \cdot b = \frac{N_{1M}}{\sigma_{adm}} = 38825 \text{ cm}^2$$

Dimensionamiento de los Lados ($a = 2b$):

$$a = \sqrt{\frac{a}{2}} = 139.33 \text{ cm} \quad \text{Longitud Aproximada}$$

$$a = 150.0 \text{ cm} \quad \text{Dimensión Adoptada}$$

$$b = 280.0 \text{ cm} \quad \text{Dimensión Adoptada}$$

Excentricidad Relativa de las Cargas:

$$\eta = \frac{M}{(N \cdot a)} = 0.0089$$

$$\eta < 0.011 \quad \text{Se prescinde de los Momentos}$$

$$0.011 < \eta < 0.111 \quad \text{Cargas Multiplicados por Factores}$$

Verificación:

$$0.0089 < 0.0110 \quad \text{Se prescinde de los Momentos ...!!!}$$

Tensión Media Cálculada Area Zapata:

$$\sigma_{cal} = \frac{N}{a \cdot b} = 0.924 \text{ cm}^2$$

3. CANTO ÚTIL DE LA ZAPATA

$$k = \frac{2 \cdot \sqrt{f_{cd}}}{\gamma_f \cdot \sigma_{cal}} = 16.000$$

$$d_1 = \sqrt{\frac{a_c \cdot b_c}{4} + \frac{a \cdot b}{2 \cdot k - 1}} - \frac{(a_c + b_c)}{4} = 34.748 \text{ cm}$$

$$d_2 = \frac{2 \cdot (a - a_c)}{4 + k} = 12.000 \text{ cm}$$

$$d_3 = \frac{2 \cdot (b - b_c)}{4 + k} = 25.000 \text{ cm}$$

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

Seleccionamos el mayor: $d = 34.748 \text{ cm}$

Canto útil adoptado: $d = 55.00 \text{ cm}$

Recubrimiento: $r = 5.00 \text{ cm}$

Canto Total: $h = 60.00 \text{ cm}$

El canto útil para la zapata se dimensiona según la altura del canto de la viga centradora.

4. COMPROBACIÓN DE LA TENSION EN EL TERRENO

Carga de Servicio: $N_1 = 38825 \text{ kg}$

Peso Propio de Zapata: $PP_1 = 6048 \text{ kg}$

Tensión Admisible: $\sigma_{adm} = 1.250 \text{ kg/cm}^2$

Tensión Media : $\sigma_{med} = 1.068 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma_{med} = \frac{PP + N}{a \cdot b} = 1.068 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{med} = \frac{PP + N}{a \cdot b} \leq \sigma_{adm}$$

Verificación:

$$1.07 \leq 1.25 \quad \text{Cumple condición...!!!}$$

Al verificar que la tensión media es menor a la admisible se puede ir comprobando que el área de la zapata esta entre las dimensiones para la dimesión final.

5. CALCULO DE VIGA CENTRADORA

Dimensiones Finales de Zapatas:

$$\text{C-29} \begin{cases} a_1 = 150 \text{ cm} \\ b_1 = 280 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{C-22} \begin{cases} a_2 = 250 \text{ cm} \\ b_2 = 250 \text{ cm} \end{cases}$$

Cálculo de la Excentricidad:

$$e = \frac{a_1}{2} - \frac{a_0}{2} = 60.00 \text{ cm}$$

Reacciones del Terreno:

$$R'_1 = N_1 \cdot \frac{L}{L - e} + P_1 = 51290 \text{ kg}$$

$$R'_2 = N_2 + P_2 - N_1 \cdot \frac{e}{L - e} = 65526 \text{ kg}$$

Para que el problema tenga solución, es necesario que ($R'_2 > 0$), pues en caso contrario la viga centradora podria levantar el soporte interior.

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

Para el Dimensionamiento de la Viga Centradora deben tomarse valores elevados para dar rigidez al conjunto:

$$\sigma_{adm} \geq \frac{R'_1}{a_1 \cdot b_1} = 1.2212 \quad \text{Cumple condición...!!!}$$

$$\sigma_{adm} \geq \frac{R'_2}{a_2 \cdot b_2} = 1.0484 \quad \text{Cumple condición...!!!}$$

Cálculo del Momento de Diseño o Momento Mayorado en Viga: Anexo A-4 (Figura N°2)

$$M_{1d} = \gamma_f \cdot N_1 \cdot \frac{e}{l - e} \cdot \left(L + \frac{a_0}{2} - a_1 \right) = 2957117.4 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

$$M_{dmax} = -\gamma_f \cdot \frac{N_1}{2} \cdot \left[a_1 \cdot \left(\frac{L - e}{L} \right) - a_0 \right] = 3066348.9 \text{ kg}\cdot\text{cm}$$

Lo normal es dimensionar la viga para el momento M_{1d} , ya que el M_{dmax} ocurre en el interior de la zapata y al ser mucho mayor la sección del hormigón y por tanto mayor el canto útil. Solo en cuantías muy bajas M_{dmax} puede ser el crítico.

Cálculo del Cortante de diseño en la viga centradora o Cortante Mayorado:

$$V_{1d} = \gamma_f \cdot N_1 \cdot \left(\frac{L}{L - e} - 1 \right) = 13564 \text{ kg}$$

6. DETERMINACION DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LA VIGA

CANTO ÚTIL DE LA ZAPATA

Asumiendo dimensiones de Viga:

$$b_w = \frac{L}{12} = 35.25 \quad \text{Predimensionamiento}$$

$$b_w = 40.00 \text{ cm} \quad \text{Ancho Seleccionado}$$

$$1.77 \leq k \leq 3.30 \quad \text{Se adopta: } k = 2.25$$

$$d_1 = k \cdot \sqrt{\frac{M_d}{b_w \cdot f_{cd}}} = 51.70 \text{ cm}$$

$$\text{Canto útil adoptado: } d = 55.00 \text{ cm}$$

$$\text{Recubrimiento: } r = 5.00 \text{ cm}$$

$$\text{Canto Total: } h = 60.00 \text{ cm}$$

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

7. CALCULO DE AMADURA LONGITUDINAL EN VIGA CENTRADORA

μ_d = Momento reducido de cálculo

ω = Cuantía mecánica

$\mu_{lim} = 0.332$ Valor límite recomendado

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.175$$

$\mu_{lim} \geq \mu_d$ Condición a cumplir

$0.332 \geq 0.175$ No necesita armadura de Compresión...!!!

$\omega = 0.198$ De Tabla Universal Para Flexión Simple

Determinación de la Armadura Necesaria (As):

$$As = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 13.907 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura Mínima (Asmin):

$\omega_{min} = 0.0028$ De Tabla de Cuantías Mínimas AH-500

$$As_{min} = \omega_{min} \cdot b_w \cdot h = 6.720 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal Definida para la Viga:

$Ass = 13.907 \text{ cm}^2$ Se elige el As Mayor de los Cálculados

TABLA DE ARMADO			
Barra	Area	Nºb	A _{TOT}
12	1.13		0
16	2.01		0
20	3.14	5	15.7
25	4.91		0
ASREAL (cm²) =			15.7

$AS_{REAL} > Ass$ Condición a Cumplir

$15.700 > 13.907$ Cumple Condición...!!!

Se Utilizara:

5 Ø 20 mm

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

8. CALCULO DE ARMADURA DE PIEL

En las vigas de canto igual o superior a 60 cm se dispondrán de armaduras longitudinales de piel que por norma se debe emplear diámetro mayor o igual a 10 mm con separación máxima entre barras de 30 cm y cuantía mínima en cada cara.

TABLA DE ARMADO			
Barra	Area	Nºb	A _{ToT}
10	0.79		0
12	1.13	2	2.26
16	2.01		0
20	3.14		0
AS _{PIEL} (cm²) =			2.26

Condición a Cumplir:

$$\frac{100 \cdot A_{s_{Piel}}}{b \cdot (2 \cdot d - h)} \geq 0.050$$

$$0.0565 \geq 0.050$$

Cumple Condición...!!!

Se Utilizara:

2 Ø 12 mm

9. ARMADURA DE COMPRESION

Según cálculo no requiere armadura de compresión pero por norma se debe de disponer un 30% de la armadura calculada de diseño.

TABLA DE ARMADO			
Barra	Area	Nºb	A _{ToT}
10	0.79		0
12	1.13		0
16	2.01	3	6.03
20	3.14		0
AS _{REAL} (cm²) =			6.03

$$t = 173.00 \text{ cm}$$

$$A_{s_{comp}} = 30\% \cdot A_{s_{ss}} = 5.5628 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{REAL}} > A_{ss}$$

$$6.030 > 5.5628 \text{ Cumple Condición...!!!}$$

Se Utilizara:

3 Ø 16 mm

10. ARMADURA DE CORTE O TRANSVERSAL

Se hace el cálculo de los esfuerzos cortantes para la verificación y dimensionamiento.

$$V_d = 13564 \text{ kg}$$

$$f_{vd} = 0.50 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 5.9161 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del Hormigón al Esfuerzo Cortante (V_{cu}):

$$V_{cu} = f_{vd} \cdot b_w \cdot d = 13015 \text{ kg}$$

Condición a Cumplir para Refuerzo Transversal:

$$V_d > V_{cu}$$

Condición a Cumplir

$$13564 > 13015$$

Necesita Armadura ...!!!

Se calcula el esfuerzo cortante de agotamiento por compresión oblicua del hormigón del alma mediante (V_{ou}).

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

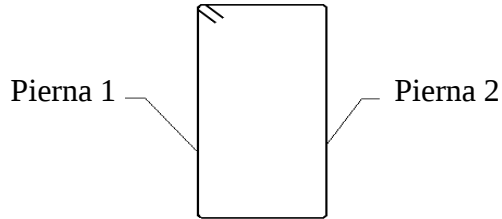
Cálculo de la Armadura Mínima Transversal Definida:

$$A_{s_{min}} = 0,02 \cdot b_w \cdot t \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4.456 \text{ cm}^2$$

$$A_{SP1} = 4.456 \text{ cm}^2 \quad \text{Para dos piernas.}$$

Numero de Hierros:

$$N_H = \frac{A_{SP1}}{A_{barra}}$$



Barra Ø	Area cm²	NºH Estribos
6	0.283	16
8	0.503	9

Separación de Estribos: Seleccionamos barra de 8 mm

$$S_b = \frac{t}{N_H} = 19.526 \text{ cm}$$

Por norma la separación máxima de estribos será menor o igual a 30 cm, respetando estos criterios dimensionamos de la siguiente manera nuestra armadura transversal:

Se Utilizara:

Ø 8 mm c / 20 cm

11. CALCULO DE ARMADURA EN ZAPATA MEDIANERA

Dimensiones Finales de Zapatas:

$$C-22 \left\{ \begin{array}{l} a_1 = 150 \text{ cm} \\ b_1 = 280 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Cálculo de Armadura Necesaria Lado (b):

Momento de diseño actuante en "b":

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot \sigma_1 \cdot a_1}{2} \cdot \left[\frac{b_1 - b_0}{2} + 0,15 \cdot b_0 \right]^2 = 2457577.4 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

Determinando la armadura mínima Correspondiente: $\omega_{min} = 0.0018$

$$A_{s_{min}} = \omega_{min} \cdot a_1 \cdot d = 14.85 \text{ cm}^2$$

Para determinar la armadura necesaria, se usará la formula simplificada, $\omega = \mu(1 + \mu)$.

Cálculo del Momento Reducido:

$$\mu_d = \frac{M_d}{a_1 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0387$$

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

Para determinar la cuantía, se usará la formula simplificada, $\omega = \mu(1 + \mu)$.

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.0402$$

Armadura Longitudinal Cálculada para Zapata:

$$As_{cal} = \omega \cdot a_1 \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 10.675 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal Definida para la Zapata:

$$Ass = 14.850 \text{ cm}^2 \quad \text{Se elige el As Mayor de los Cálculados}$$

BARRA SELECCIONADA			
Barra	Area	Nºb	A _{total}
12	1.130		0.00
16	2.010	8	16.08
20	3.140		0.00
ASREAL (cm²) =			16.080

Espaciamiento entre barras (S):

$$S_b = \frac{La - 6}{N_b} = 18.00 \text{ cm}$$

$$ASREAL > ASS$$

Condición a Cumplir

$$16.08 > 14.85$$

Cumple Area Necesaria...!!!

Se Utilizara:

8 Ø 16 mm c / 18 cm

Cálculo de Armadura Necesaria Lado (a):

Momento de diseño actuante en "a":

$$M_d = \frac{\gamma_f \cdot \sigma_1 \cdot b_1}{2} \cdot \left[\frac{a_1 - a_0}{2} + 0.15 \cdot a_0 \right]^2 = 1138030.4 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Determinando la armadura mínima Correspondiente: $\omega_{min} = 0.0018$

$$As_{min} = \omega_{min} \cdot b_1 \cdot d = 27.72 \text{ cm}^2$$

Para determinar la armadura necesaria, se usará la formula simplificada, $\omega = \mu(1 + \mu)$.

Cálculo del Momento Reducido:

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_1 \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.0096$$

Para determinar la cuantía, se usará la formula simplificada, $\omega = \mu(1 + \mu)$.

$$\omega = \mu \cdot (1 + \mu) = 0.0097$$

Armadura Longitudinal Cálculada para Zapata:

$$As_{cal} = \omega \cdot b_1 \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 4.805 \text{ cm}^2$$

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

Armadura Longitudinal Definida para la Columna:

$$Ass = 27.720 \text{ cm}^2 \quad \text{Se elige el As Mayor de los Cálculados}$$

BARRA SELECCIONADA			
Barra	Area	Nºb	Atotal
12	1.130		0.00
16	2.010	14	28.14
20	3.140		0.00
ASREAL (cm²) =			28.140

Espaciamiento entre barras (S):

$$S_b = \frac{b_1 - 6}{N_b} = 19.57 \text{ cm}$$

$$ASREAL > Ass$$

Condición a Cumplir

$$28.14 > 27.72$$

Cumple Area Necesaria...!!!

Se Utilizara:

14 Ø 16 mm c / 20 cm

12. COMPROBACIONES NECESARIAS

VERIFICACION AL VUELCO

Para la verificación al vuelco, se comprobará que los momentos estabilizadores de la fuerzas exteriores (N, PP), respecto a un punto, supereren a los momentos de vuelco (M, H), en ambas direcciones de la Zapata.

$$\text{Se debe verificar:} \quad \gamma_{Va} = \gamma_{Vb} \geq 1.5$$

$$\gamma_{Va} = \frac{(N + PP) \cdot 0.5 \cdot a}{M_Y} = 34.696 \geq 1.5 \quad \text{Cumple Condición ...!!!}$$

$$\gamma_{Vb} = \frac{(N + PP) \cdot 0.5 \cdot b}{M_X} = 98.160 \geq 1.5 \quad \text{Cumple Condición ...!!!}$$

VERIFICACION AL PUNZONAMIENTO

No es necesaria la comprobación por haber adoptado el canto adecuado para ello.

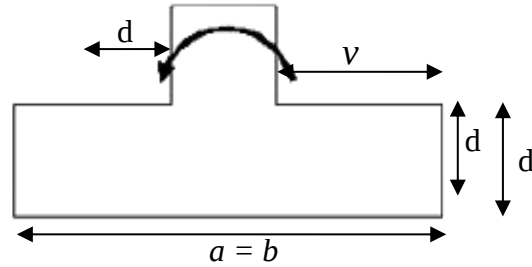
5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

VERIFICACION A CORTANTE

La condición a cumplir para la verificación a cortante es la siguiente: $V_{CU} \geq V_d$

$$v = \frac{(b - b_c)}{2} = 60.00 \text{ cm}$$

$$V_d = \sigma_{adm} \cdot b \cdot (v - d) = 937.5 \text{ kg}$$



$$f_{cv} = 0.5 \cdot \sqrt{f_{cd}} = 5.9161 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b \cdot d = 48808 \text{ kg}$$

$$V_{CU} \geq V_d \quad \text{Valido a Cortante}$$

$$48808 \geq 938 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

VERIFICACION A ADHERENCIA

La condición a cumplir para la verificación a Adherencia es la siguiente: $\tau_b \leq \tau_{bd}$

$$V_d = \sigma_{adm} \cdot b \cdot (v - d) = 938 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{V_d}{0.9 \cdot d \cdot N_b \cdot \pi \cdot \phi_b} = 0.471 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{bd} = 0.95 \cdot \sqrt[3]{f_{cd}^2} = 25.614 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b \leq \tau_{bd} \quad \text{Valido a Adherencia}$$

$$0.47 \leq 25.61 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

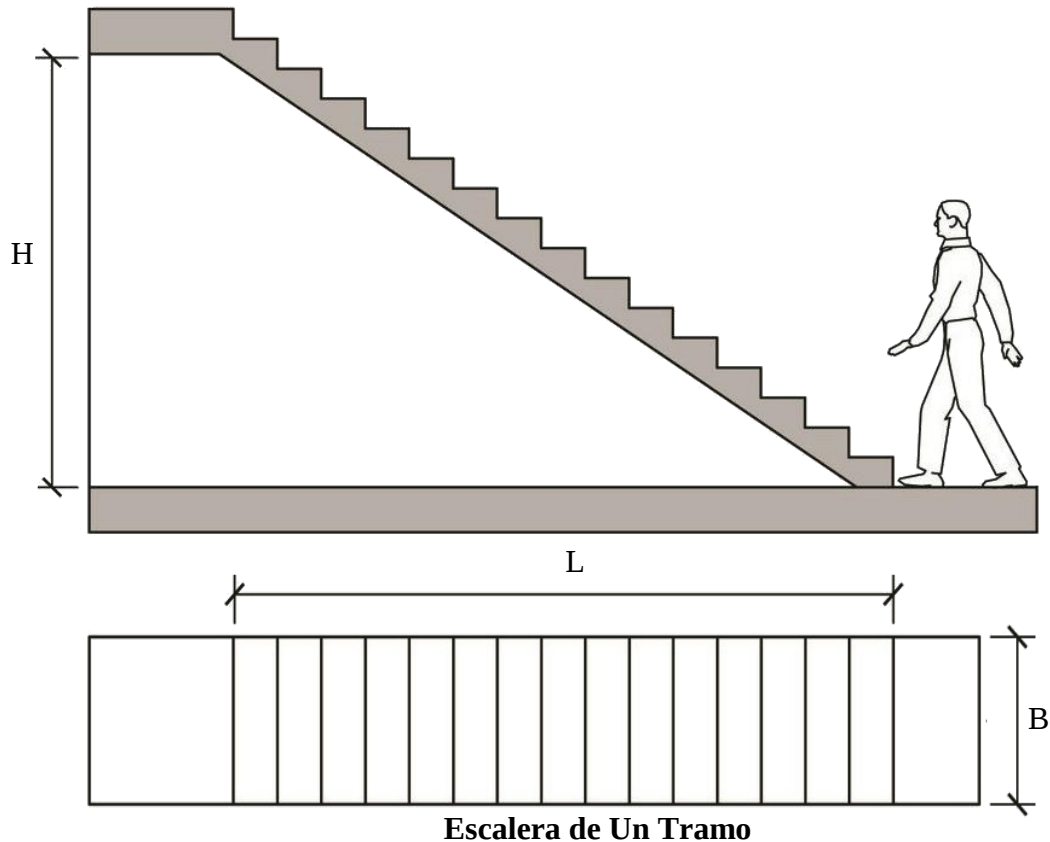
5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

5. DISEÑO VIGA CENTRADORA DE H°A°

CALCULO DE LA ESCALERA DE HORMIGON ARMADO

Para el dimensionamiento de las vigas en la estructura se procedió a cargar los pórticos en el programa Cypecad v2017 para obtener las máximas solicitaciones para el diseño de la viga.

1. GEOMETRÍA Y ESFUERZOS PRESENTES EN LA ESCALERA



2. DATOS NECESARIOS

• $L =$	6.40 m	Longitud Horizontal de la Rampa
• $H =$	3.50 m	Altura a Salvar en Escalera
• $B =$	1.50 m	Ancho de Rampa
• $b_w =$	150.0 cm	Ancho de Rampa
• $t =$	0.24 m	Espesor de la Losa de Rampa
• $r =$	3.00 cm	Recubrimiento de la Armadura
• $d =$	21.0 cm	Peralte Efectivo
• $h =$	0.32 m	Huella de Escalera
• $Ch =$	0.17 m	Contra huella de Escalera
• $N =$	21 pe	Numero de Peldaños

6. DISEÑO ESCALERA DE H°A°

- $L_v = 7.30 \text{ m}$ Longitud Inclined de Rampa
- $f_{ck} = 210.0 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Hormigón
- $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Acero
- $f_{cd} = 140.0 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de Cálculo del Hormigón
- $f_{yd} = 4348 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de Cálculo del Acero
- $\gamma_{HA} = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso Especifico del Hormigón Armado
- $\gamma_s = 1.15$ Coeficiente de Minoración del Acero
- $\gamma_s = 1.50$ Coeficiente de Minoración del Hormigón
- $\gamma_f = 1.60$ Coeficiente de Mayoración de Cargas

3. ANALISIS DE CARGAS EN ESCALERA

CARGA MUERTA EN RAMPA

Volumen de los Peldaños:

$$V_p = \frac{h \cdot Ch \cdot B}{2} = 0.040 \text{ m}^3$$

Peso de Peldaños:

$$P_p = V_p \cdot N_p \cdot \gamma_{HA} = 2020.0 \text{ kg}$$

Area de la Losa de Escalera:

$$A_L = B \cdot L_v = 10.95 \text{ m}^2$$

Carga de los Peldaños:

$$q_p = \frac{P_p}{A_L} = 184.48 \text{ kg/m}^2$$

Carga debido al Peso Propio de la Rampa:

$$q_R = \frac{t \cdot B \cdot L_v \cdot \gamma_{HA}}{A_L} = 576.00 \text{ kg/m}^2$$

Carga debido a Cerámica:

$$q_C = 192.00 \text{ kg/m}^2 \quad \text{De Tablas.}$$

Carga debido a Barandado:

$$q_b = 100.00 \text{ kg/m}^2 \quad \text{De Tablas.}$$

Carga Muerta Total en Rampa:

$$Q_{CM} = \sum q = 1052.5 \text{ kg/m}^2$$

Sobrecarga de Uso para Rampa:

$$Q_{CV} = 400.00 \text{ kg/m}^2 \quad \text{De Tablas.}$$

6. DISEÑO ESCALERA DE H°A°

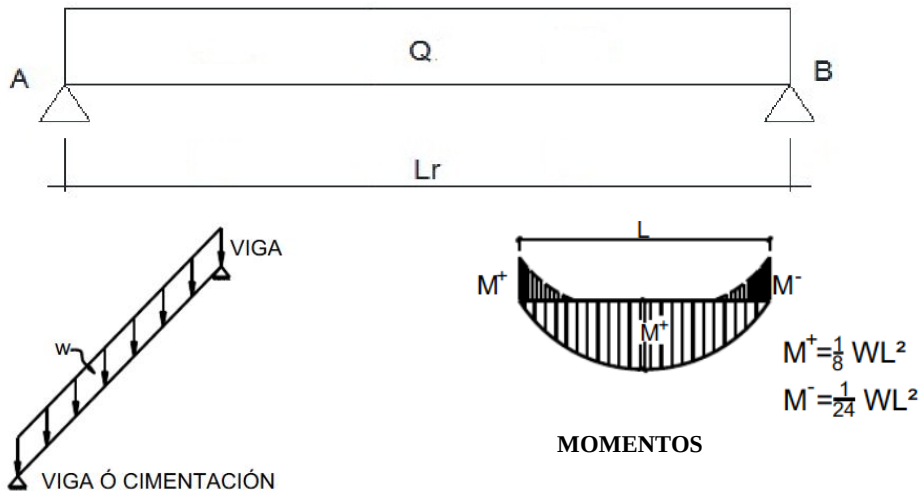
Carga última actuante con la siguiente combinación:

$$Q_U = \gamma_f \cdot Q_{CM} + \gamma_f \cdot Q_{CV} = 2324.0 \text{ kg/m}^2$$

Llevando la Carga a Lineal:

$$Q_U = \frac{Q_U \cdot A_L}{L_v} = 3485.9 \text{ kg/m}$$

Idealizando la Escalera para Obtener los Esfuerzos:



Obteniendo los Resultados Mediante Cálculos:

$R_A = 12724 \text{ kg}$	$M_{(-)} = 7740.3 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$M_{(-)} = -774025.4 \text{ kg}\cdot\text{cm}$
$R_B = 12724 \text{ kg}$	$M_{(+)} = 23221 \text{ kg}\cdot\text{m}$	$M_{(+)} = 2322076.3 \text{ kg}\cdot\text{cm}$

4. REFUERZO EN ARMADURA POSITIVA

Momento Reducido de Cálculo y Cuantía Mecánica:

μ_d = Momento reducido de cálculo

ω = Cuantía mecánica

$\mu_{lim} = 0.332$ Valor límite recomendado

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.251$$

$\mu_{lim} \geq \mu_d$ No necesita armadura de Compresión

$0.332 \geq 0.251$ No necesita armadura de Compresión...!!!

$\omega = 0.308$ De Tabla Universal Para Flexión Simple

Determinación de la Armadura Necesaria (A_s):

$$A_s = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 31.261 \text{ cm}^2$$

6. DISEÑO ESCALERA DE H°A°

Determinación de la Armadura Mínima (Asmin):

$$\omega_{\min} = 0.0018 \quad \text{De Tabla de Cuantías Mínimas AH-500}$$

$$As_{\min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = 6.480 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal Definida para la Viga:

$$Ass = 31.261 \text{ cm}^2 \quad \text{Se elige el As Mayor de los Cálculados}$$

TABLA DE NOTAS			
Barra	Area	N°b	AToT
10	0.785		0
12	1.130		0
16	2.010	16	32.16
20	3.140		0
ASReal (cm²) =			32.160

$$AS_{\text{Real}} > Ass \quad \text{Condición}$$

$$32.160 > 31.261 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

Se Utilizara:

16 Ø 16 mm

5. CALCULO DE ARMADURA NEGATIVA

Momento Reducido de Cálculo y Cuantía Mecánica:

$$\mu_d = \text{Momento reducido de cálculo}$$

$$\omega = \text{Cuantía mecánica}$$

$$\mu_{\lim} = 0.3320 \quad \text{Valor límite recomendado}$$

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0.084$$

$$\mu_{\lim} \geq \mu_d \quad \text{No necesita armadura de Compresión}$$

$$0.332 \geq 0.084 \quad \text{No necesita armadura de Compresión...!!!}$$

$$\omega = 0.089 \quad \text{De Tabla Universal Para Flexión Simple}$$

Determinación de la Armadura Necesaria (As):

$$As = \omega \cdot b_w \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} = 9.007 \text{ cm}^2$$

Determinación de la Armadura Mínima (Asmin):

$$\omega_{\min} = 0.0018 \quad \text{De Tabla de Cuantías Mínimas AH-500}$$

$$As_{\min} = \omega_{\min} \cdot b_w \cdot h = 6.480 \text{ cm}^2$$

6. DISEÑO ESCALERA DE H°A°

Armatura Longitudinal Definida para la Viga:

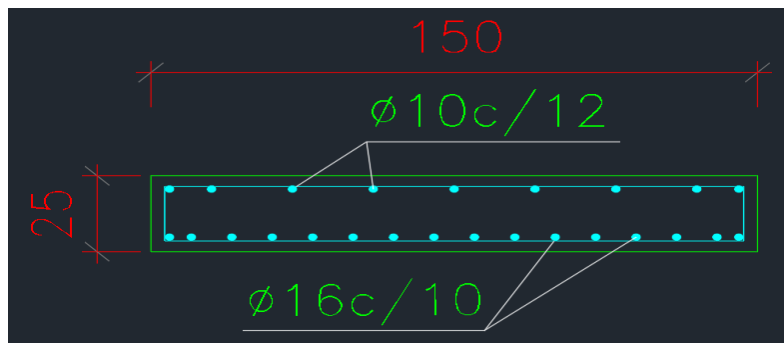
$A_{ss} = 9.007 \text{ cm}^2$ Se elige el A_s Mayor de los Cálculados

ARMADO DE BARRAS			
Barra	Area	Nºb	A_{ToT}
8	0.503		0
10	0.785	12	9.42
12	1.130		0
16	2.010		0
$A_{SP} (\text{cm}^2) =$			9.42

$A_{SP} > A_{ss}$ Condición

9.420 > 9.007 Cumple Condición...!!!

Se Utilizara: **12 Ø 10 mm**



Armadura de Escalera

6. CALCULO DE ARMADURA TRANSVERSAL O ESTRIBOS

Resistencia Virtual del Hormigón a Esfuerzo Cortante (f_{cv}):

$$f_{cv} = 0,282 \cdot \sqrt[3]{f_{ck}^2} = 9.9631 \text{ kg/cm}^2$$

Contribución del Hormigón al Esfuerzo Cortante (V_{cu}):

$$V_{cu} = f_{cv} \cdot b_w \cdot d = 31384 \text{ kg}$$

Condición a Cumplir para Refuerzo Transversal:

$V_d > V_{cu}$ Condición a Cumplir

12724 > 31384 No Necesita Armadura...!!!

Como el cortante de diseño es menor a la contribución del hormigón al esfuerzo cortante, se dispone en el tramo de una armadura mínima.

6. DISEÑO ESCALERA DE H°A°

Cálculo de la Armadura Mínima Transversal Definida:

$$A_{s_{min}} = 0.0018 \cdot b_w \cdot t = 6.480 \text{ cm}^2$$

$$A_{SP2} = 6.480 \text{ cm}^2 \quad \text{Para dos piernas.}$$

$$A_{SP1} = 3.24 \text{ cm}^2 \quad \text{Para una pierna.}$$

Numero de Hierros:

$$N_H = \frac{A_{SP1}}{A_{barra}}$$

Barra $\emptyset$	Area cm ²	N°E Estribos
6	0.283	11
8	0.503	6

Pierna 1



Pierna 2

Separación de Estribos: Seleccionamos barra de 8 mm

Separación para longitud de 100 cm.

$$S_b = \frac{100}{N_E} = 15.525 \text{ cm}$$

Por norma la separación máxima de estribos será menor o igual a 30 cm, respetando estos criterios dimensionamos de la siguiente manera nuestra armadura transversal:

Se Utilizara:

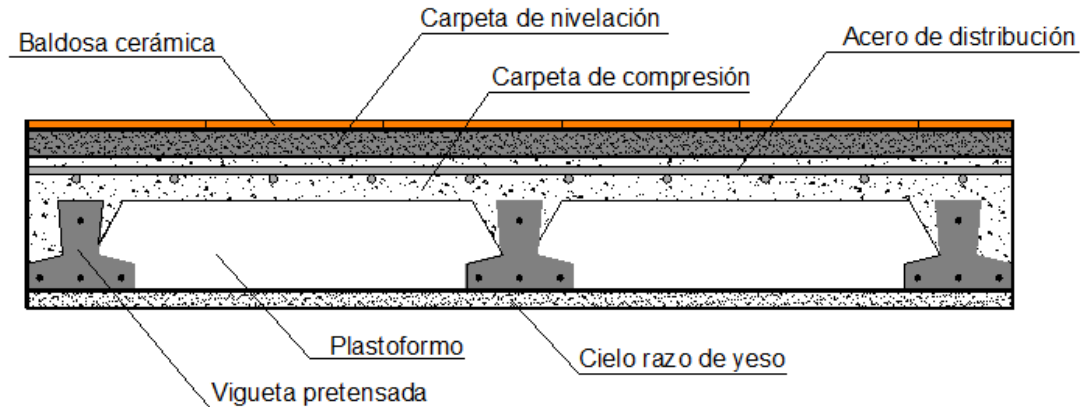
$\emptyset$ 8 mm c / 20 cm

7. DISEÑO LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS

LOSA DE VIGUETAS PRETENSADAS

Las viguetas son fabricadas con materiales de alta calidad, incluso los aceros que componen la armadura son aceros de alta resistencia, muy superiores a los aceros que usamos en hormigón armado habitualmente. Son fabricadas en serie y tienen un proceso de curado.

1. ELEMENTOS PRINCIPALES DE LA LOSA

**Elementos de Losa Alivianada**

2. DATOS NECESARIOS

- $L = 5.00 \text{ m}$ Luz de Losa a Diseño
- $t = 0.20 \text{ m}$ Espesor de la Losa
- $r = 0.05 \text{ m}$ Capa de compresión
- $b = 1.00 \text{ m}$ Ancho de Losa
- $f_{ck} = 210.0 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Hormigón
- $f_{yk} = 5000 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia Característica del Acero
- $f_{cd} = 140.0 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de Cálculo del Hormigón
- $f_{yd} = 4348 \text{ kg/cm}^2$ Resistencia de Cálculo del Acero
- $\gamma_{HA} = 2400 \text{ kg/m}^3$ Peso Especifico del Hormigón Armado

3. ANALISIS DE CARGAS EN LOSA ALIVIANADA

Carga debido al Peso Propio de la Losa

Area de la Seccion Transversal de Vigueta: $A_c = 480.79 \text{ cm}^2$

$$q_{pp} = \gamma_{HA} \cdot A_c$$

$$q_{pp} = 115.39 \text{ kg/m}^2$$

$$M_F = \frac{Q_U \cdot L^2}{8} = 360.59 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

7. DISEÑO LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS

Mayoración de Cargas:

$$q_0 = 1,60 \cdot (q_{vm} \cdot 0,50)$$

Carga debido a Manpostería o Carga Muerta: 150.00 kg/m²

$$Q_{CM} = 120.00 \text{ kg/m}$$

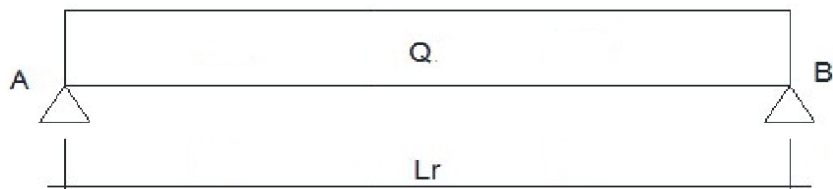
Sobrecarga de Uso para Museo: 400.00 kg/m²

$$Q_{CV} = 320.00 \text{ kg/m}$$

Carga última actuante con la siguiente combinación:

$$Q_u = Q_{CM} + Q_{Cv} + q_{pp} = 555.39 \text{ kg/m}^2$$

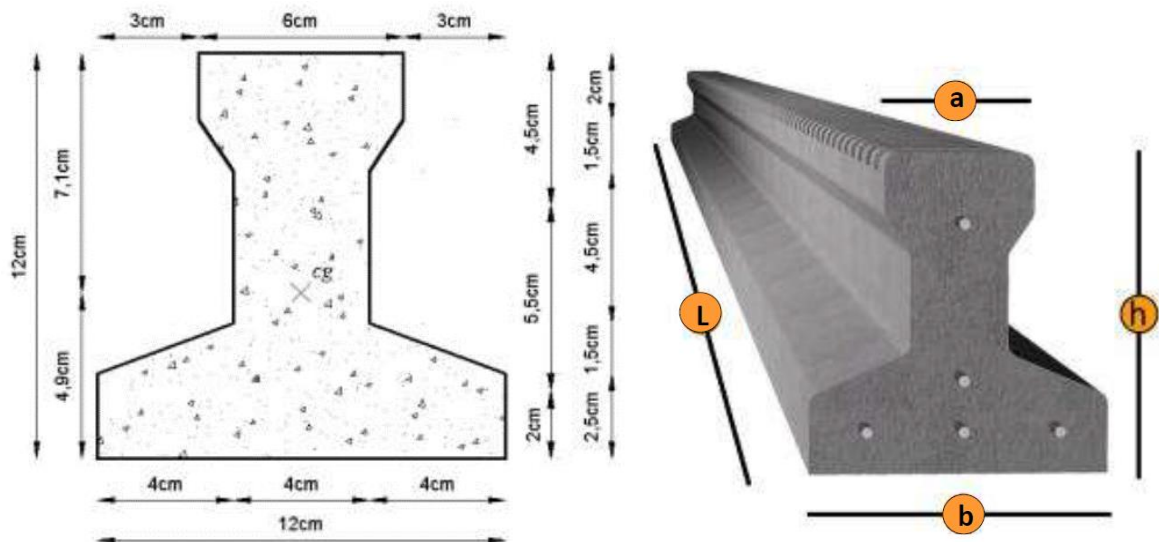
Idealizando la vigueta para Obtener el Momento Flector:



Obteniendo los Resultados Mediante Cálculos:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{16} = 867.80 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Este valor debe ser menor o igual al Momento Admisible que nos da el fabricante, y lo obtenemos de la Tabla (Momentos flectores admisibles) proporcionado por el fabricante.



Características Geométricas de Vigueta

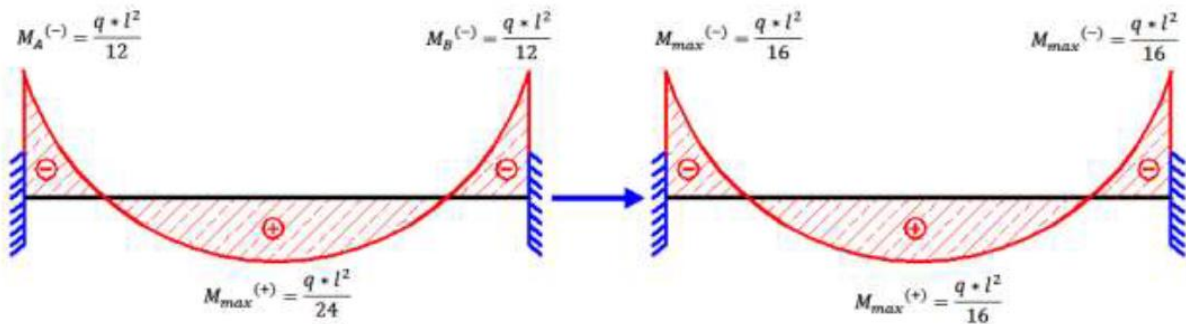
Vigueta Concretec

Realizando la solicitud a las empresas y analizando el momento flector presente en la vigueta y la luz correspondiente, se definió el uso de viguetas de 5 hilos.

4. CALCULO DE ARMADURA NEGATIVA

En los apoyos de las viguetas se colocará una armadura resistente a los momentos negativos, pudiendo calcularse las solicitaciones por un método elástico, o considerando redistribución por plasticidad hasta igualar el momento de empotramiento y el del vano iguales en valor absoluto, e iguales a la semisuma de los proporcionados por el cálculo para el caso de empotramiento perfecto.

$$\varepsilon = \frac{\varepsilon^+ + \varepsilon^-}{2} = \frac{1/24 + 1/12}{2} = \frac{1}{16}$$

**Consideraciones de los apoyos para la vigueta pretensada**

Donde:

$$Qd = 555.39 \text{ kg/m}$$

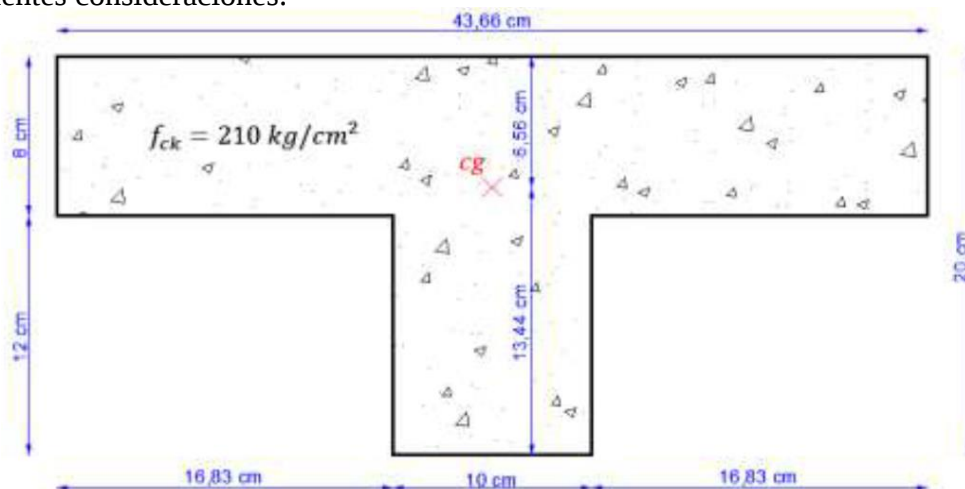
Carga ponderada para el elemento

$$L = 5.00 \text{ m}$$

Luz de cálculo para las viguetas pretensadas

$$M = \frac{q_d \cdot L^2}{16} = 867.80 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

Para el cálculo de la armadura negativa se tomara a la seccion en tipo T y para ello se hacen las siguientes consideraciones:

**Seccion tipo T Homogeneizada**

7. DISEÑO LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS

- Ancho de la placa cuando está sometida a tracción:

$$b_{pl} = bw + 8 \cdot h_f \leq bo$$

$$bo = 43.66 \text{ cm} \quad \text{Ancho de la viga T}$$

$$bw = 10.00 \text{ cm} \quad \text{Ancho del nervio de la viga T}$$

$$h_f = 8.00 \text{ cm} \quad \text{Ancho de la placa de hormigón}$$

$$b_{pl} = 74.00 \text{ cm} \quad \text{Anchura de la placa sometida a Tracción}$$

Como no deberá ser mayor que el ancho efectivo, entonces tiene que ser:

$$b_{pl} = bo = 43.66 \text{ cm}$$

Por lo tanto se calculara como una sección rectangular de ancho $bo=43,66 \text{ cm}$

- Del cálculo de la armadura en secciones T se tiene que:

$$Acy = bw \cdot y \quad \text{Area comprimida ficticia del hormigón}$$

$$Sy = bw \cdot y \cdot (d - 0,5 \cdot y) \quad \text{Momento estático con respecto a la armadura de tracción.}$$

Mediante Ecuaciones se obtiene:

$$0 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot y - A \cdot f_{yd}$$

$$M_d = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot y \cdot (d - 0,5 \cdot y)$$

De las ecuaciones, la segunda es una ecuación de segundo grado en Y, que permite obtener la profundidad de la fibra neutra, tras lo cual la primera nos permite calcular la armadura.

$$M_d = 86779.63 \text{ cm} \quad \text{Momento de diseño}$$

$$r = 2.00 \text{ cm} \quad \text{Recubrimiento}$$

$$bw = 10.00 \text{ cm} \quad \text{Ancho del nervio}$$

$$d = 18.00 \text{ cm} \quad \text{Canto útil}$$

$$M_d = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot y \cdot (d - 0,5 \cdot y)$$

$$781016,63 = 0,85 \cdot 140 \cdot 10 \cdot y \cdot (18 - 0,5 \cdot y)$$

$$y_1 = 4.560 \text{ cm}$$

$$y_2 = 38.456 \text{ cm}$$

Por lo que la altura del bloque a compresión es: $y_1 = 3.256 \text{ cm}$

Operando en la primera ecuación se tiene:

$$0 = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot y - A \cdot f_{yd}$$

$$As = 1.2481 \text{ cm}^2$$

7. DISEÑO LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS

Determinación de la Armadura Mínima (A_{smin}):

$$\omega_{min} = 0.0018 \quad \text{De Tabla de Cuantías Mínimas AH-500}$$

$$A_{ST} = 469.28 \text{ cm}^2 \quad \text{Area de la sección transversal}$$

$$A_{smin} = \omega_{min} \cdot A_{ST} = 0.845 \text{ cm}^2$$

Armadura Longitudinal Definida para la Viga:

$$A_{ss} = 1.248 \text{ cm}^2 \quad \text{Se elige el } A_s \text{ Mayor de los Cálculados}$$

ARMADO DE BARRAS			
Barra	Area	Nºb	A _{ToT}
8	0.503		0
10	0.785	2	1.57
12	1.130		0
A _{SP} (cm²) =			1.57

$$A_{SP} > A_{ss} \quad \text{Condición}$$

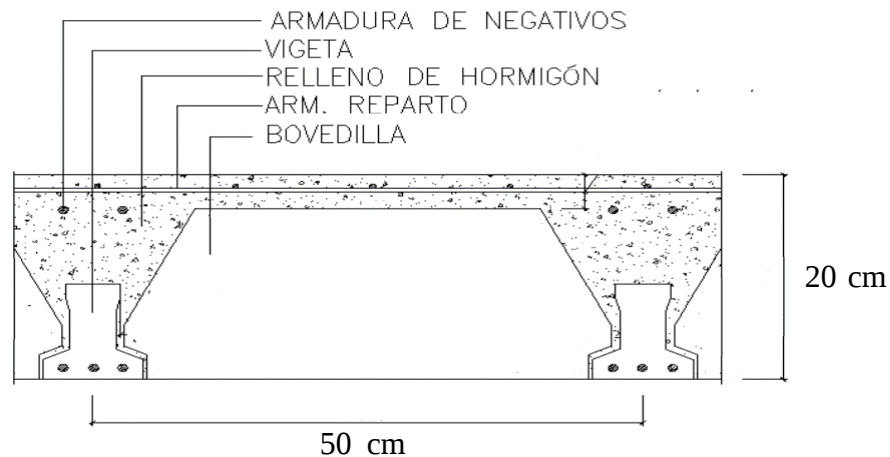
$$1.570 > 1.248 \quad \text{Cumple Condición...!!!}$$

Se Utilizara:

2 Ø 10 mm

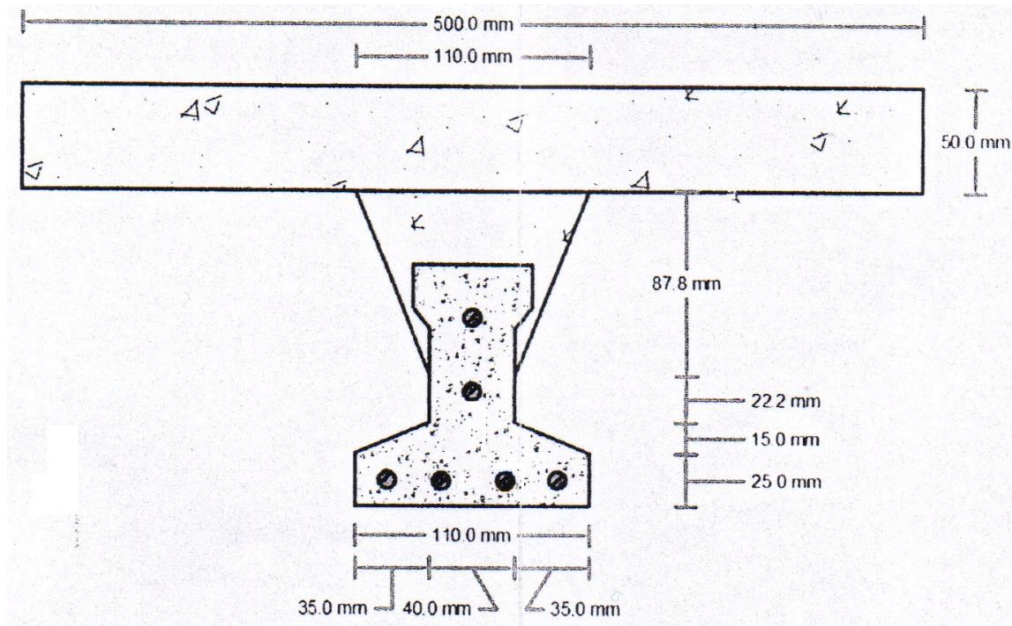
Nota: El acero de refuerzo negativo se reparte sobre las viguetas, el detalle de armado se muestra en la siguiente figura, y el plano de detalles se encuentra en la sección de Planos Estructurales.

5. DISPOSICIÓN DE LA ARMADURA NEGATIVA



Disposición de la Armadura Negativa en Losa Alivianada

6. CALCULO DE CORDONES PARA LA VIGUETA (CONCRETEC)



Sección Homogeneizada de la Vigueta

Propiedades Geométricas:

- Area de la sección transversal de la vigueta $A_c = 480.79 \text{ cm}^2$
- Brazo mecánico superior $C_1 = 6.493 \text{ cm}$
- Brazo mecánico inferior $C_2 = 13.51 \text{ cm}$
- Momento de Inercia respecto al eje X $I_{xc} = 11618 \text{ cm}^4$
- Tipo de Hormigón para Concretec $f'_c = 350.00 \text{ kg/cm}^2$
- Resistencia del Acero (Dato Concretec) $f_{yk} = 18000 \text{ kg/cm}^2$

$$y = \frac{3 \cdot 1,25 + 1 \cdot 3,25 + 1 \cdot 8,94}{5} = 3.188 \text{ cm}$$

$$e_{\infty} = (20-6,4926)-3,188 = 10.319 \text{ cm}$$

1) Esfuerzos Admisibles

Esfuerzo a Tracción:

$$f_{ts} = 1,60 \cdot \sqrt{f'_c} = 29.933 \text{ kg/cm}^2$$

Esfuerzo a Compresión:

$$f_{cs} = 0,45 \cdot f'_c = 157.50 \text{ kg/cm}^2$$

2) Cargas en Losa

$$M_t = 867.8 \text{ kg}\cdot\text{m}$$

7. DISEÑO LOSA ALIVIANADA CON VIGUETAS PRETENSADAS

3) Esfuerzo de Pretensado

$$f_{ps} = 0,74 \cdot f_{yk} = 13320 \text{ kg/cm}^2$$

El área de acero pretensado es:

$$\text{Cordones (3 x 2,40 mm)} = 4 \text{ Cordones} = 12 \text{ Alambres}$$

$$A_{ps} = N^{\circ}h \cdot A_h = 0.5429 \text{ cm}^2$$

La fuerza de pretensado final en centro luz, asumiendo un 20% de perdidas diferidas adicionales en las instantáneas es:

$$P_f = f_{ps} \cdot A_{ps} \cdot 0,80 = 5785 \text{ kg}$$

4) Verificación de esfuerzos

Fibra Comprimida:

$$-\frac{Mt \cdot C_1}{I} + \frac{P_f \cdot e_{\infty} \cdot C_1}{I} - \frac{P_f}{A} \geq f_{cs}$$

$$-27.17 \geq -157.5 \text{ Cumple Condición ..!!!}$$

Fibra Traccionada:

$$+\frac{Mt \cdot C_2}{I} - \frac{P_f \cdot e_{\infty} \cdot C_2}{I} - \frac{P_f}{A} \leq f_{ts}$$

$$19.456 \leq 29.93 \text{ Cumple Condición ..!!!}$$

Según el cálculo se definio una vigueta pretensada de 4 Cordones (3 alambres x 2,40 mm).

7. ARMADURA DE REPARTO

En la carpeta de compresión de hormigón se colocará una armadura de reparto constituida por barras separadas como máximo de 30 cm, y en dirección perpendicular a las viguetas, cuya área A_s en cm^2/m , cumplira la siguiente condición:

$$A_s \geq \frac{50 \cdot h_o}{f_{yd}} \geq \frac{200}{f_{yd}}$$

Donde: $h_o = 5.0 \text{ cm}$

$$A_s \geq 0,057 \geq 0,046$$

Seleccionamos una separacion de 30x30 cm , con barras de 6 mm, Donde se dispondra cada 3 barras/m.

$$A_{s_{\phi 6}} = 3 \cdot 0,238 = 0,849 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Donde: $0,849 \geq 0,719 \text{ Cumple Condición..!!!}$